XXXI International Conference on Structural Failures

May 20-24, 2024

Międzyzdroje, Poland

awarie budowlane



prevention
diagnostics
repairs
rehabilitations

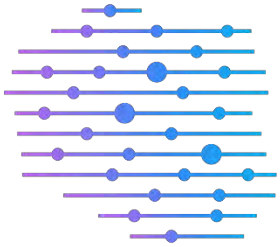
Edited by
Maria Kaszyńska

West Pomeranian University of Technology
Szczecin



Ministerstwo
Edukacji i Nauki

Projekt dofinansowany ze środków budżetu państwa,
przyznanych przez Ministra Edukacji i Nauki
w ramach Programu „Doskonała Nauka II”



Doskonała
Nauka

AWARIE BUDOWLANE 2024

zapobieganie
diagnostyka
naprawy
rekonstrukcje

Redakcja naukowa
Maria Kaszyńska

zachodniopomorski uniwersytet technologiczny w szczecinie
wydział budownictwa
i inżynierii środowiska

Wydano za zgodą
Rektora Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie

ISBN: 978-83-7663-372-5

Skład i łamanie tekstu
MACIEJ WECHTEROWICZ

Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie
70-311 Szczecin, al. Piastów 48, tel. 91 449 47 60, e-mail: wydawnictwo@zut.edu.pl
Druk: ZAPOL Sobczyk sp.k.

Recenzenci:

prof. Kazimierz FLAGA
prof. Włodzimierz KIERNOŻYCKI
prof. Ewa BŁAZIK-BOROWA
prof. Lesław BRUNARSKI
prof. Joanna BZÓWKA
prof. Lech CZARNECKI
prof. Jan DEJA
prof. Łukasz DROBIEC
prof. Kazimierz FURTAK
prof. Andrzej GARBACZ
prof. Dariusz GAWIN
prof. Marian GIŻEJOWSKI
prof. Barbara GOSZCZYŃSKA
prof. Anna HALICKA
prof. Jerzy HOŁA
prof. Jacek HULIMKA
prof. Maria KASZYŃSKA
prof. Jerzy KASZYŃSKI
prof. Zbigniew KLEDYŃSKI
prof. Aleksander KOZŁOWSKI
prof. Jan KUBICA
prof. Zbigniew LECHOWICZ
prof. Wojciech LORENC
prof. Cezary MADRYAS
prof. Jakub MARCINOWSKI
prof. Zygmunt MEYER
prof. Radosław MICHAŁOWSKI
prof. Piotr MONCARZ
prof. Krystyna NAGRODZKA-GODYCKA
prof. Piotr NOAKOWSKI
prof. Andrzej S. NOWAK
prof. Jan OLEK
prof. Adam PODHORECKI
prof. Wojciech RADOMSKI
prof. Anna SIEMIŃSKA-LEWANDOWSKA
prof. Tomasz SIWOWSKI
prof. Andrzej SZARATA
prof. Antoni SZYDŁO
prof. Jacek ŚLIWIŃSKI
prof. Wiesław TRĄMPCZYŃSKI
prof. Tadeusz URBAN
prof. Joost.C. WALRAVEN
prof. Krzysztof WILDE
prof. Adam WYSOKOWSKI

Sekretarz naukowy: dr inż. JAROSŁAW BŁYSZKO

PATRONAT HONOROWY

Minister Nauki

Ministerstwo Rozwoju i Technologii

Ministerstwo Infrastruktury

Ministerstwo Klimatu i Środowiska

PATRONAT HONOROWY
WOJEWODA
ZACHODNIOPOMORSKI

PATRONAT HONOROWY
MARSZAŁKA WOJEWÓDZTWA
ZACHODNIOPOMORSKIEGO
OLGIERDA GEBLEWICZA

Patronat Honorowy
Prezydenta
Miasta Szczecin

Patronat Honorowy
Prezydenta
Miasta Świnoujście

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

American Concrete Institute
Always advancing

PAŃSTWOWA INSPEKCJA PRACY

Porozumienie
dla Bezpieczeństwa
w Budownictwie

POLSKI ZWIĄZEK
PRACODAWCÓW BUDOWNICTWA

ORGANIZATORZY

Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa

PAN
POLSKA AKADEMIA NAUK

Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej

ITB®
Instytut Techniki Budowlanej

ZŁOTY PARTNER

SREBRNY PARTNER

POZOSTALI PARTNERZY

PATRONI MEDIALNI





































Słowo wstępne

Przekazujemy Państwu kolejną obszerną monografię zawierającą prace dotyczące szeroko pojętej problematyki awarii i katastrof budowlanych, które wydarzyły się w ostatnich latach w Polsce i na świecie. Przedstawiono zagadnienia dotyczącą analizy przyczyn i skutków zaistniałych awarii i katastrof budowlanych, diagnostyki konstrukcji, napraw i rekonstrukcji obiektów.

Kolejne rozdziały omawiają przypadki awarii konstrukcji metalowych, żelbetowych, obiektów mostowych i drogowych, obiektów mieszkalnych i użyteczności publicznej, geotechnicznych i materiałowych aspektów awarii oraz diagnostyki obiektów. Poza pracami omawiającymi poszczególne przypadki awarii przedstawiono również opracowania przeglądowe dotyczące katastrof mostów oraz awarii obiektów zabytkowych i sakralnych, których w ostatnim czasie wiele się wydarzyło z uwagi na zaniedbania ich okresowych przeglądów oraz błędów projektowych i wykonawczych podczas prac modernizacyjnych, remontowych i naprawczych.

W związku z planami budowy w Polsce elektrowni jądrowych jeden rozdział monografii poświęcono tym zagadnieniom. Na podstawie doświadczeń amerykańskich omówiono w nim wyzwania jakie stoją przed projektantami i wykonawcami, aby były to obiekty bezpieczne na każdym etapie ich realizacji i użytkowania.

Bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych zależy od bardzo wielu czynników, na które wpływ mają zarówno działania człowieka, jak i nieprzewidywalne zdarzenia losowe. Analizując zaistniałe przypadki awarii i katastrof i wyciągając z nich wnioski możemy uniknąć wielu podobnych sytuacji w przyszłości.

Pragnę serdecznie podziękować Autorom za przygotowanie interesujących opracowań, a licznemu zespołowi Recenzentów za wnikliwą ich ocenę.

Mam nadzieję, że monografia zostanie życzliwie przyjęta i stanowić będzie bardzo przydatną pozycję w bibliotece projektantów, konstruktorów, wykonawców i studentów wydziałów budownictwa.

Prof. Maria Kaszyńska
Przewodnicząca Komitetu Organizacyjnego

Foreword

We present to you another extensive monograph containing works on the broadly understood issue of construction failures and disasters that have occurred in recent years in Poland and around the world. The issues related to the analysis of the causes and effects of construction failures and disasters, structural diagnostics, repairs, and reconstruction of facilities are presented.

The following chapters discuss cases of failure of metal and reinforced concrete structures, bridges, and roads, residential and public buildings, geotechnical and material aspects of failure, and facility diagnostics. In addition to works discussing individual failure cases, review studies were also presented regarding bridge disasters and failures of historic and sacred buildings, many of which have recently occurred due to neglect of their periodic inspections and design and construction errors during modernization, renovation, and repair works.

Due to plans to build nuclear power plants in Poland, one chapter of the monograph is devoted to these issues. Based on American experience, it discusses the challenges that designers and contractors face to ensure that these facilities are safe at every stage of their implementation and use.

The safety of building structures depends on many factors, influenced by both human activities and unpredictable random events. By analyzing incidents of failures and disasters and drawing conclusions from them, we can avoid many similar situations in the future.

I would like to thank the authors for preparing interesting studies and the numerous reviewers for their thorough evaluation.

I hope that the monograph will be warmly received and will be a useful item in the library of designers, constructors, contractors, and students of construction faculties.

Professor Maria Kaszyńska
Chair of Organizing Committee

SPIS TREŚCI
TABLE OF CONTENTS

WYBRANE ZAGADNIENIA DIAGNOSTYKI, NAPRAW I REKONSTRUKCJI

SELECTED ISSUES OF DIAGNOSTIC, REPAIR AND REHABILITATION OF STRUCTURES

MAREK CAŁA, AGNIESZKA STOPKOWICZ
Procesy zapadliskowe w rejonie Trzebini geneza i przyczyny powstawania 21
Collapse processes in the Trzebinia area genesis and causes of formation

ALPER ILKI, BILAL SARI, CAGLAR GOKSU, CEM DEMIR
Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes 39
Zachowanie się zabudowy podczas trzęsień ziemi w Turcji w lutym 2023 roku

ANDREW C. KADAK, KENNETH AUPPERLE
Challenges and opportunities for new nuclear construction: lessons learned – but not followed 51
Wyzwania i możliwości dla nowych konstrukcji jądrowych: lekcje zapamiętane, ale nie zastosowane

TOMASZ PIOTROWSKI, ANDRZEJ SIDŁO
Budowa elektrowni jądrowej w Polsce – prawo, standardy i local content..... 67
Nuclear power plant construction in Poland – law, standards and local content

AWARIE OBIEKTÓW BUDOWNICTWA OGÓLNEGO

FAILURES OF RESIDENTIAL AND PUBLIC BUILDINGS

JAROSŁAW BŁYSZKO, NORBERT OLCZYK
Zmiany projektowe na etapie budowy wynikiem przeciążenia filrów murowanych w budynku mieszkalnym wielorodzinnym 85
Design changes during the construction phase as a result of overloading masonry pillars in a multi-family residential building

SŁAWOMIR CZARNECKI, JERZY HOŁA, ŁUKASZ SADOWSKI
Przyczyny odpadania okładziny z płytek klinkierowych z elewacji nowego średniowysokiego budynku 97
Causes of brick tile cladding detachment from the facade of a new medium-high building

JOANNA DROBIEC, BEATA NOWOGOŃSKA
Diagnostyka drewnianych elementów konstrukcji dachu w XIX wiecznym kościele w Osiecznicy. 105
Diagnostics of wooden elements of the roof structure in the 19th century church in Osiecznica

ŁUKASZ DROBIEC, ADAM CHROMIK
Przykład niespełnienia wymagań podstawowych prawa budowlanego w budynku hali sportowej .. 115
Example of Non-compliance with Basic Building Law Requirements in a Sports Hall Building

MŁGORZATA FEDORCZAK-CISAK, ELŻBIETA RADZISZEWSKA-ZIELINA, TOMASZ STEIDL
Diagnostyka komfortu użytkowania i dobór technologii remontu sakralnego obiektu zabytkowego. 125
Selected aspects of diagnostics and renovation of sacral historic buildings

KAROL FIREK, WOJCIECH KOCOT, JANUSZ RUSEK, PAWEŁ SZWEDOWICZ, ALEKSANDER WODYŃSKI
Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze 137
Evaluation of the effectiveness of structural protections of the historic church and their mpact on the building's resistance to mining impacts

KRZYSZTOF GROMYSZ, ŁUKASZ SZOBLIK, ZOFIA DRABCZYK, EWA CYRULIK, JOANNA MATUSZCZAK, AGNIESZKA TANISTRA-RÓŻANOWSKA
Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego history-cz-nych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncen-tracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau 149
Structural protection of historical elements of the wooden roof truss of the historical barrack B138 of the former concentration and extermination camp Auschwitz II-Birkenau

ELŻBIETA HABIERA-WAŚNIEWSKA, JAN KOZICKI
Stan przedawaryjny zabytkowej więźby wieszarowej kościoła z XIX wieku 161
The pre-damaged state of the historic king post roof truss of the 19th century church

JERZY HOŁA, ANNA KAROLAK, PAWEŁ NIEWIADOMSKI, ŁUKASZ SADOWSKI
Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych 171
Improper finishing endangering the durability and safe use of balconies in new multi-family buildings

MARTA KAŁUŻA
Obliczanie nośności ścinanych ścian murowanych wzmocnionych siatkami kompozytowymi 179
Calculation of shear load capacity of masonry walls strengthened using composite meshes

ARKADIUSZ KWIECIEŃ, ŁUKASZ HOJDYS, PIOTR KRAJEWSKI, BOŻENA BOBA-DYGA, PIOTR STECZ
Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia" – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek? 191
Evaluation of emergency state of the historic fort 49a „ Dłubnia" – can recreation of a historical form destroy a monument?

PIOTR MATYSEK, KRZYSZTOF KOZIŃSKI
Uszkodzenia ścian działowych – analiza przypadków w aspekcie bezpieczeństwa i sposobów naprawy 203
Damage of partition walls – case analysis in the aspect of safety and repair methods

MICHAŁ RYKACZEWSKI, MATEUSZ JANIEC
Analiza wyników impregnacji przeciwogniowej drewna konstrukcyjnego na potrzeby budynków średniowysokich – przyczynek do dyskusji nad bezpieczeństwem ogniowym konstrukcji drewnianych 213
Analysis of the results of fire retardant impregnation of structural wood for medium-high buildings – contribution to the discussion on fire safety of wooden

LESZEK SŁOWIK, JANUSZ RUSEK, LESZEK CHOMACKI, ADRIAN BARON
Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną 221
Demolition of a partition wall in a tenement house as a potential threat of construction failure

SYLWIA ŚWIĄTEK-ŻOŁYŃSKA, MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ, WŁADYSŁAW RYŻYŃSKI
Degradacja i uszkodzenia podbudowy jako przyczyny awarii betonowych posadzek przemysłowych.. 233
Degradation and damage to the subbase as causes of failure of industrial concrete floors

TOMASZ WAŚNIEWSKI
Stan przedawaryjny stropu nad piwnicą w budynku Miejskiego Domu Kultury 251
Pre-failure condition of the ceiling above the basement in the Municipal Community Centre Building

SZYMON WĘGLIŃSKI, MICHAŁ BABIAK, GABRIEL MARTYSZ
Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń hali produkcyjnej z częścią socjalną..... 263
Design and execution errors as the cause of damage to a production hall with social

MIROSŁAW WIECZOREK
Stan awaryjny i metodyka naprawy zabytkowego budynku siłowni 273
Emergency state and repair methodology of the historic company power plant building

MIROSŁAW WIECZOREK, BARBARA WIECZOREK
Stan awaryjny wież kościoła p.w. Dobrego Pasterza 283
Emergency state of towers of church of St. the Good Shepherd

KRZYSZTOF WIERZBICKI
Odwodnienie dachów płaskich w obiektach wielkopowierzchniowych 293
Drainage of flat roofs in large-area facilities

KAMIL ZIMIŃSKI, MONIKA MACKIEWICZ, JOANNA AGNIESZKA PAWŁOWICZ
Wady zabytkowej więźby dachowej przyczyną zmiany jej schematu statycznego 305
Flaws in the historic roof truss causing changes to its static scheme

DIAGNOSTYKA W OCENIE BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI

DIAGNOSTICS IN SAFETY EVALUATION OF STRUCTURES

JANUSZ BROL, JAN KUBICA, BERNARD KOTALA, MAREK WĘGLORZ
Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła 319
Failure state of a historic church's roof structure

KRZYSZTOF GRZYB, ŁUKASZ DROBIEC, JAKUB ZAJĄC, OLGIERD DONAJKO
Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej 329
Causes of the construction disaster of the pneumatic hall

JANUSZ JURASZEK
Diagnostyka i zapobieganie awariom na przykładzie konstrukcji wsporczej suwnicy 341
Diagnosis and prevention of failures – case study of a gantry crane support structure

KRZYSZTOF KACZOREK, MICHAŁ KRZEMIŃSKI
Analiza wybranych opracowań eksperckich zrealizowanych w latach 2014–2023 w kontekście najczęściej występujących problemów technicznych 355
Analysis of selected expert studies carried out in the years 2014–2023 in the context of the most common technical problems

ERIK MIKULSKI, DAMIAN RUTKOWSKI, MARCIN LISOWSKI, KAMIL SOBCZYK
Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków 367
Application of geodetic monitoring in diagnostics of building structures

ARTUR PIEKARCZUK, JACEK SZER, ALEKSANDRA MAZUREK, ŁUKASZ GOŁĘBIOWSKI, IWONA SZER, MONIKA KASZUBSKA, ARTUR KOTARSKI
Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych 379
Three-dimensional digital imaging in diagnostics and failure assessment of construction buildings

IWONA SZER
Warunki wietrzne na rusztowaniu i ich wpływ na bezpieczeństwo pracowników 389
Wind conditions on the scaffold and their impact on worker safety

GRZEGORZ ŚWIT, AGNIESZKA WDOWIAK-POSTULAK, ANNA ADAMCZAK-BUGNO, ALEKSANDRA KRAMPIKOWSKA
Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym 399
Use of acoustic emission method for testing reinforced laminated timber beams under repeatedly variable load

BARBARA WIECZOREK, MIROSŁAW WIECZOREK
Stan awaryjny i metodyka naprawy konstrukcji więźby dachowej zabytkowego kościoła w Borowej Wsi 409
Failure state and methodology for repairing the structure of the roof truss of the historic church in Borowa Wieś

GEOTECHNICZNE PRZYCZYNY AWARII BUDOWLANYCH

GEOTECHNICAL CAUSES OF STRUCTURAL FAILURES

MAREK CAŁA, AGNIESZKA STOPKOWICZ
Awarie w tunelach na drodze S1 (dawnej S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka 423
Failures in tunnels on the s1 road (former s69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka

LESZEK CHOMACKI, LESZEK SŁOWIK, JANUSZ RUSEK, DAMIAN SUCHOŃ
Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły 431
Negative impact of mining operations on constructed school segments

BARBARA FRANCKE, EUGENIUSZ KODA, MACIEJ ŻOŁNIERCZUK
Wpływ warunków gruntowo-wodnych na zagrożenia awariami obiektów budowlanych – studium przypadku 441
Influence of soil and water conditions on the risk of failures in building structures – case study

TOMASZ GODLEWSKI, RADOSŁAW MIESZKOWSKI
Grunty ekspansywne jako praprzyczyna awarii zabytkowego podziemnego zbiornika wody pitnej.. 453
Expansive Soils as the Root Cause of Failure of a Historic Underground Drinking Water Reservoir

KAROL SADŁOWSKI, DAMIAN URBANOWICZ, MACIEJ WARZOCHA
Awaria konstrukcji ściany oporowej umocnienia skarpy na skutek błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na sąsiedniej działce 465
Failure of the retaining structure of the slope protection as a result of execution errors of the construction work carried out on the neighboring plot

KAMIL SOBCZYK, ADAM BARYŁKA, JACEK SANKOWSKI
Zagrożenie katastrofą budowlaną w wyniku braku analizy stateczności skarpy 475
The risk of a construction failure as a result of a lack of slope stability analysis

JÓZEF SZCZOTKA, MICHAŁ GWAZDACZ, ZUZANNA KLIMUS
Analiza przyczyn awarii konstrukcji z elementów prefabrykowanych 487
Analysis of Causes of Failures in Structures Made of Prefabricated Elements

DAMIAN URBANOWICZ, MACIEJ WARZOCHA, KAROL SADŁOWSKI
Awaria posadzki betonowej w zakładzie przetwórstwa spożywczego jako skutek nieszczelności kanalizacji 495
Failure of a concrete floor in a food processing plant due to a sewer leak

AWARIE KONSTRUKCJI METALOWYCH

FAILURES OF METAL STRUCTURES

JULIA BŁAŻ, NORBERT OLCZYK
Awaria konstrukcji stołów na farmie fotowoltaicznej 505
Failure of the ground-mounting structures at a photovoltaic farm

JAROSŁAW BŁYSZKO, TOMASZ WRÓBLEWSKI
Analiza stanu awaryjnego słupa energetycznego 110 kV po podwyższeniu 513
Analysis of the emergency state of a 110 kV power pole after raisingtang

RYSZARD CHMIELEWSKI, ADAM BARYŁKA, LEOPOLD KRUSZKA, JACEK SANKOWSKI
Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia 525
Modifications of structures made of double-bent profiles under increased loads

MARCIN GÓRECKI, MAŁGORZATA SNELA, EWA BŁAZIK-BOROWA, ANNA HALICKA
Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych 535
Safety issues related to the use of closed profiles in steel girders

BERNARD KOTALA, LESZEK SZOJDA
Awaria konstrukcji wsporczej paneli fotowoltaicznych w wyniku błędów w projektowaniu 543
Failure of support structure of photovoltaic panels due to design errors

JAKUB MARCINOWSKI, VOLODYMYR SAKHAROV
Nośność wyboczeniowa ściany stalowego silosu na zboże 555
Buckling resistance of the wall of a steel grain silo

PAWEŁ ROSZKOWSKI, JADWIGA FANGRAT
Wybrane aspekty awarii stalowych przekryć dachowych w warunkach pożaru rozwiniętego 567
Selected Aspects of Failure of roofs with Steel trapezoidal sheets in conditions of developed fire

AWARIE KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

FAILURES OF CONCRETE STRUCTURES

ADRIAN CHAJEC, ANNA HOŁA, JERZY HOŁA, ŁUKASZ SADOWSKI
Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej ... 577
Causes of cracks in the new concrete floor in the representative exhibition room

ŁUKASZ DROBIEC
Katastrofa budowlana belki żelbetowej na skutek braku spełnienia wymagań konstrukcyjnych 585
Structural collapse of reinforced concrete beam due to a failure to fulfil structural requirements

JACEK HULIMKA
Stan awaryjny żelbetowej estakady spowodowany korozją materiałów konstrukcyjnych 597
Failure state of reinforced concrete estacade due to corrosion of structural materials

ROMAN KINASZ, WIESŁAW BEREZA
Diagnostyka stanu technicznego prefabrykowanej żelbetowej konstrukcji budynku z początku XX wieku 605
Evaluation of the technical condition of a prefabricated reinforced concrete structure of a building from the early 20th century

JACEK KORENTZ
Analiza nośności skorodowanych słupów żelbetowych wzmocnionych różnymi technikami 617
Load bearing capacity analysis of corroded reinforced concrete columns strengthened by different techniques

ANDREA NOELLY KOUAME, ANDRZEJ S. NOWAK
Prevention of structural failure of plain concrete applications: statistical parameters of flexural and compressive strengths 625
Zapobieganie awariom w elementach konstrukcyjnych ze zwykłego betonu: Parametry statystyczne wytrzymałości na zginanie i ściskanie

ROBERT KOWALSKI
O pożarze w rejonie ważnego słupa żelbetowego, który był dobrze zaprojektowany 633
About a fire in the area of an important reinforced concrete pillar, which was well-designed

TOMASZ MAJEWSKI, MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ
Awaria betonowej posadzki przemysłowej w następstwie błędów projektowych i wykonawczych. 643
Failure of an industrial concrete floor as a result of design and execution errors

TOMASZ MAJEWSKI, MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ
Przedawaryjny stan techniczny estakady suwnicy pomostowej o udźwigu 20 ton po wieloletnim okresie użytkowania 655
Pre-failure technical condition of a bridge crane estacade with a lifting capacity of 20 tons after many years of use

MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ, TOMASZ MAJEWSKI
Błędy projektowe i wykonawcze płyty fundamentowej garażu podziemnego 667
Design and construction errors of the foundation slab of an underground garage

PIOTR NOAKOWSKI, KATARZYNA LEMAŃSKA
Stary 180 m komin przemysłowy jak nowy – przedłużenie życia nowatorskimi metodami wzmacniania 679
Old industrial chimney 180 m like new - prolongation of the operation by modern strengthening methods

ZBIGNIEW PAJĄK
Przyczyny uszkodzeń budynku poczekalni 687
Causes of damage to the waiting hall

KOSTIANTYN PROTCHENKO, ELŻBIETA SZMIGIERA, MAREK URBAŃSKI
Evaluation of residual load-bearing capacity of beams reinforced with innovative hybrid HFRP bars after structural failures under fire conditions 695
Ocena nośności resztkowej belek wzmacnianych innowacyjnymi hybrydowymi prętami HFRP po awariach konstrukcyjnych w warunkach pożaru

FAUSTYN RECHA
Analiza ugięcia jako możliwość szacowania parametru korozyjnego zbrojenia w żelbecie 707
Analysis of deflection as a possibility to estimate the corrosion parameter of reinforcement in reinforced concrete

JAROSŁAW SZULC, MICHAŁ TEODORCZYK, JAN SIECZKOWSKI
Analiza przyczyn uszkodzenia złączy w wielkopłytowym budynku W-70 717
Analysis of causes of joints damage in W-70 large-panel building

RAFAŁ SZYDŁOWSKI ,BARBARA ŁABUZEK
Nietrafiony projekt żelbetowego stropu kasetonowego dużej rozpiętości i sposób przywrócenia jego właściwości użytkowych 725
A failed design of a large span reinforced concrete coffered slab and a method of repair

PAWEŁ TWORZEWSKI, WIOLETTA RACZKIEWICZ
Diagnostyka żelbetowej konstrukcji tunelu w zakładzie przemysłowym 735
Diagnostics of reinforced concrete tunnel structure in an industrial plant

TADEUSZ URBAN, MICHAŁ GOŁDYN, ŁUKASZ KRAWCZYK
Ocena nośności i wzmacnianie słupów żelbetowych w historycznym budynku produkcyjnym 745
Assessment of load carrying capacity and strengthening of rc columns in the historic industrial facility

TADEUSZ URBAN, MICHAŁ GOŁDYN, ŁUKASZ KRAWCZYK
Weryfikacja obciążeń użytkowych stropu w budynku przemysłowym 757
Verification of the life loads of the rc ceiling in an industrial building

SZYMON WOJCIECHOWSKI, ŁUKASZ JÓZEFCZYK, MATEUSZ SURMA
Sytuacja niezamierzonego obciążenia jako realne zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych 769
Unintended load situation as a real threat to the safety of large-site hall structures

MATERIAŁOWE ASPEKTY AWARII, USZKODZEŃ I NAPRAW

MATERIALS ASPECTS OF FAILURES AND REPAIR OF STRUCTURES

LESŁAW HEBDA, MARCIN MAJEWSKI, DANIEL BIAŁECKI
Ekstrakcja chlorków z płyt stropowych nad podziemnym garażem w praktyce 783
Chloride extraction from underground garage ceiling plates in practice

MAJA KĘPNIAK, PIOTR WOYCIECHOWSKI, PAWEŁ ŁUKOWSKI
Fibrobetonowa posadzka na wybiegu dla zwierząt w ZOO – trudności i błędy specyfiacji..... 793
Fibrous concrete flooring on animal exhibit in zoo – specification challenges and mistakes

MARCIN KOZŁOWSKI, DOMINIK WASIK
Nośność poawaryjna szkła warstwowego mocowanego punktowo z lokalnie osadzoną siatką stalową. 803
Post-failure load-bearing capacity of point-fixed laminated glass with locally embedded steel mesh

ZDZISŁAWA OWSIAK, ANNA LEKS
Wpływ metahaloizytu na skutki reakcji alkalia-kruszywo w betonie 813
The effect of metahalloysite on the results of the alkali-aggregate reaction in concrete

RAIKHAN TOKPTAYEVA, JAN OLEK, DAN HUANG
Comprehensive materials characterization protocol for assessing fire-induced damage in concrete elements 823
Kompleksowy protokół charakteryzacji materiałów do oceny uszkodzeń spowodowanych ogniem w elementach betonowych

JAKUB ZAJĄC, ŁUKASZ DROBIEC, SŁAWOMIR KWIECIEŃ, KRZYSZTOF GRZYB, JULIA BLAZY
Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu 837
Analysis of damage and deformation of the floor on a reactive slag sub-base

ADAM ZIELIŃSKI, ANTON K. SCHINDLER
Shrinkage cracking potential of cement composites assessed by the restrained ring test..... 849
Potencjał pęknięć skurczowych kompozytów cementowych oceniany za pomocą testu z użyciem pierścienia ograniczającego

AWARIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH I DROGOWYCH

FAILURES OF BRIDGE AND ROAD STRUCTURES

JOLANTA BORUCKA-LIPSKA
Awaria nowo budowanego wiaduktu na skutek kolizji z transportem ponadgabarytowym 859
Failure of a newly constructed overpass due to collision with oversized transport

PIOTR GWOŹDZIEWICZ, STANISŁAW KAŃKA, TERESA STRYSZEWSKA, SYLWIA SCHOENOWITZ-ŻURADZKA, MARTA DUDEK
Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym..... 869
Assessment of aging processes of selected structural elements in an existing cable-stayed bridge

PABLO HURTADO, ANDRZEJ NOWAK
Bridge deck deterioration in California Box-Girder Bridges 881
Pogorszenie stanu nawierzchni w Kalifornijskich mostach o skrzynkowej konstrukcji dźwigarów

ROBERT JURCZAK
Awaria systemu odwodnienia obiektu mostowego przyczyną uszkodzeń nawierzchni – studium przypadku 893
Bridge deck drainage system failure as a cause of pavement distress – a case study

MACIEJ KULPA, BARTOSZ PIĄTEK, TOMASZ SIWOWSKI
Wykorzystanie DFOS w diagnostyce i monitoringu obiektów mostowych 903
Use of DFOS in the diagnosis and monitoring of bridge structures

PIOTR ŁAZIŃSKI, STEFAN PRADELOK, MARCIN JASIŃSKI, JOLANTA BORUCKA-LIPSKA
Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie 915
Reconstruction of the road overpass along monte cassino avenue in Koszalin

WOJCIECH RADOMSKI
Katastrofy mostów – ciąg dalszy 927
Bridge disasters – continuation

ANNA M. RAKOCZY, ŁUKASZ PORZYC, RADOSŁAW OLESZEK, DIOGO RIBEIRO
Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego 943
Fitness for service evaluation of prestressed concrete bridge

TOMASZ SIWOWSKI, JAN BIEŃ, DAWID WIŚNIEWSKI, KRZYSZTOF ŻÓŁTOWSKI
Ocena nośności użytkowej mostów drogowych 955
Assessment of service load capacity of road bridges

MAGDALENA SKIBA
Nietypowe nawierzchnie tramwajowe wykonywane z uwzględnieniem zaleceń konserwatorskich na terenie Wrocławia 967
Unusual tram surfaces constructed taking into account conservation recommendations in Wroclaw

ANDRZEJ ŚLIWKA, MIROSŁAW WIECZOREK
Awaryjna naprawa przegubu gerberowskiego w moście płytowym 975
Emergency repair of the gerber joint in a slab bridge

SZYMON WĘGLIŃSKI
Wpływ obciążenia pojazdów na awarię nawierzchni placu składowania kontenerów 985
Impact of vehicle load on the failure of container storage yard pavement

ADAM WYSOKOWSKI, JERZY HOWIS
Wpływ uciąglenia przęseł na awaryjny stan konstrukcji na przykładzie drogowej estakady miejskiej 997
The impact of span lengthening on the emergency condition of the structure: a case study of an urban road overpass

MATERIAŁY SPONSOROWANE

SPONSORED MATERIALS

MATEUSZ ADAMCZUK
Zastosowanie szynowego systemu wspinania RCS na etapie prac rozbiórkowych dwóch żelbetowych, monolitycznych pylonów w elektrowni Ostrołęka 1009
Application of the RCS rail climbing system during the demolition works of two concrete, monolithic pylons at the Ostrołęka power plant

JANUSZ BANERA
Konsekwencje zmian jakościowych i ilościowych ścieków komunalnych dla trwałości konstrukcji zbiorników oczyszczalni ścieków 1019
Consequences of qualitative and quantitative changes in municipal wastewater for the durability of wastewater treatment plant tank structures

Indeks autorów 1033
Athor index

WYBRANE ZAGADNIENIA DIAGNOSTYKI, NAPRAW I REKONSTRUKCJI

SELECTED ISSUES OF DIAGNOSTIC, REPAIR AND REHABILITATION OF STRUCTURES

Procesy zapadliskowe w rejonie Trzebini geneza i przyczyny powstawania

MAREK CAŁA*, AGNIESZKA STOPKOWICZ
AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono genezę powstawania procesów zapadliskowych w rejonie miasta Trzebinia. Omówiono przebieg eksploatacji górniczej prowadzonej przez KWK Siersza oraz jej skutki. Procesy zapadliskowe to skutek reaktywacji starych zrobów po eksploatacji węgla kamiennego, która prowadzona była począwszy od pierwszej dekady XIX wieku, aż do roku 1999, kiedy zakończyła eksploatację KWK Siersza. Eksploatacja podziemna wywołała określone zmiany warunków hydrogeologicznych w rejonie miasta. W roku 2000 wyłączono system odwadniania kopalni, co spowodowało stopniowe podnoszenie się zwierciadła wody gruntowej. Prowadzi to zarówno do powstawania nowych zapadlisk, jak i do reaktywacji już zaistniałych.

Słowa kluczowe: procesy zapadliskowe, geotechnika, wpływu eksploatacji podziemnej na powierzchnię terenu

1. Charakterystyka eksploatacji górniczej prowadzonej przez KWK Siersza

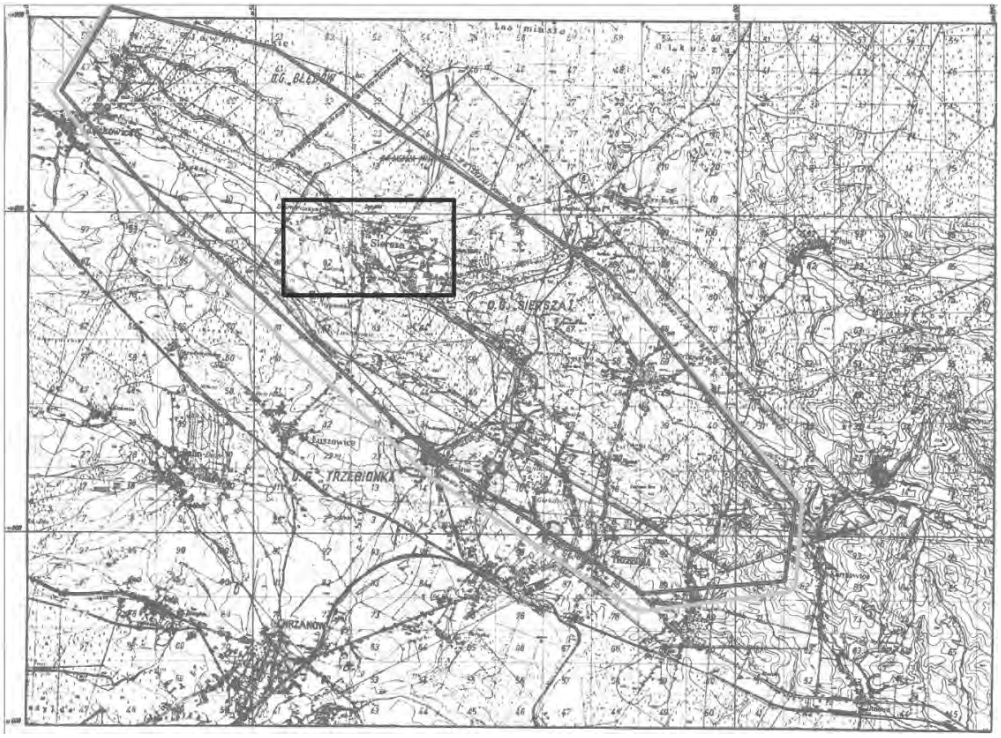
Obszar górniczy KWK „Siersza" o powierzchni 40,3 km^2 obejmował złoże Siersza (w granicach z 1999 r.). Na obszarze górniczym kopalni wydobycie prowadzono z pokładów 206 (118), 207, 208, 209, 210, 214 oraz 301 i 303. Miąższość pokładów mieściła się w zakresie 3–11 m, a ich głębokość zalegania 25–330 m. Kopalnia zakończyła eksploatację w dniu 31.10.1999 r., a proces likwidacji w dniu 31.12.2002 r. Wszystkie szyby kopalni zostały zlikwidowane za wyjątkiem szybów Lech 1 i Lech 2, które zostały przeznaczone do ujęcia wód podziemnych (głębinowe ujęcie wody pitnej). Po zakończeniu eksploatacji kopalnia „Siersza" nie była odwadniana, założono całkowite zatopienie wyrobisk kopalni. Obszar górniczy KWK Siersza z wyróżnieniem rejonu Pola Centralnego przedstawiono na rys. 1.

Eksploatacja węgla kamiennego w rejonie miejscowości Siersza datowana jest na pierwszą połowę XVIII wieku, jako wydobycie węgla bezpośrednio na wychodniach pokładów. Sposób udostępnienia pokładów węglowych oraz kolejność ich eksploatacji wynikały z budowy geologicznej złoża, gdzie podstawowe znaczenie miała jego tektonika.

Najwcześniejsze ślady kopalnictwa węglowego związane były z rejonem Pola Centralnego gdzie pod pokrywą utworów czwartorzędowych (od 0 m do 10 m) występują osady karbońskie z wychodniami pokładów węglowych, głównie 118 (206) i 207 oraz w mniejszym stopniu 208 i 209–210. Na eksploatacji węgla z pokładu 207 bazowała jedna z pierwszych kopalń w tym rejonie (kopalnia „Izabella") założona w 1808 roku, która ze względu na trudne warunki wodne została zatopiona. W latach 1822–1868 na tym terenie powstawało szereg małych

*Autor do korespondencji: *Marek.Cala@agh.edu.pl*

kopalń w rejonie wsi Krze, Trentowiec i Siersza, eksploatujących pokłady 118 (206) i 207. Zalążek KWK „Siersza" dało zgłębienie w 1880 (z późniejszym pogłębieniem) roku szybu „Artur Główny" oraz bliźniaczego szybu „Artur Pomocniczy", którymi udostępniono do eksploatacji pokłady 207, 208 i 209–210 (kopalnia „Artur"). Ze względu na stosunkowo proste zaleganie, rozciągłość NW-SE i upad na SE pod kątem ok. 7°, poszczególne pokłady udostępniane były kolejno w miarę rozwoju eksploatacji, krótkimi poziomymi przekopami prowadzonymi na kierunku SW-NE tj. prostopadle do rozciągłości warstw w tym polu. Wzdłuż rozciągłości, bezpośrednio w pokładach, wykonywano poziome chodniki podstawowe, umożliwiające wykonywanie bezpośredniej rozcinki pokładów pod zaplanowaną eksploatację. Równolegle w latach 1920–1926 zgłębiono szyby „Zbyszek" i „Paula" we wschodniej części Pola Centralnego (kopalnia „Zbyszek"). Od 1947 roku połączenie obu kopalń chodnikiem podstawowym w pokładzie 208 dało początek Kopalni Węgla Kamiennego „Siersza". Następnie w 1951 r. włączono do niej kopalnię „Krystyna", a w latach 1950–1955 – kopalnię „Wanda". Eksploatacja w polu Centralnym trwała praktycznie do końca działalności kopalni (1996 rok).



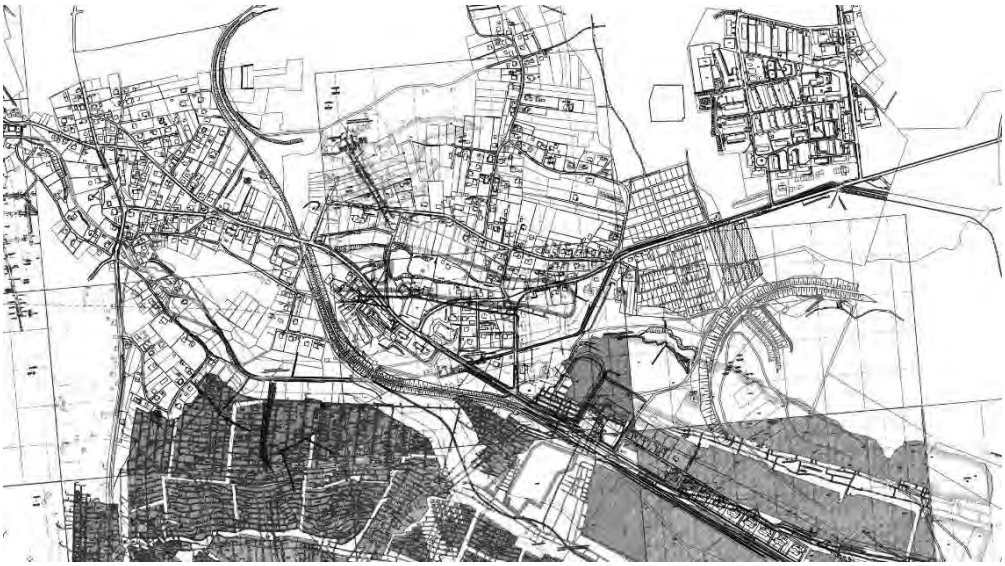
Rys. 1. Obszar górniczy (czerwony) KWK Siersza z wyróżnieniem rejonu Pola Centralnego (niebieski).

Podstawowe informacje dotyczące eksploatowanych w Polu Centralnym pokładów oraz stosowanych systemów eksploatacji i likwidacji przestrzeni wybranej zestawiono w tablicy 1. Na rys. 2 i 3 pokazano przykładowe kontury eksploatacji pokładów 207 i 208 w rejonie Pola Centralnego.

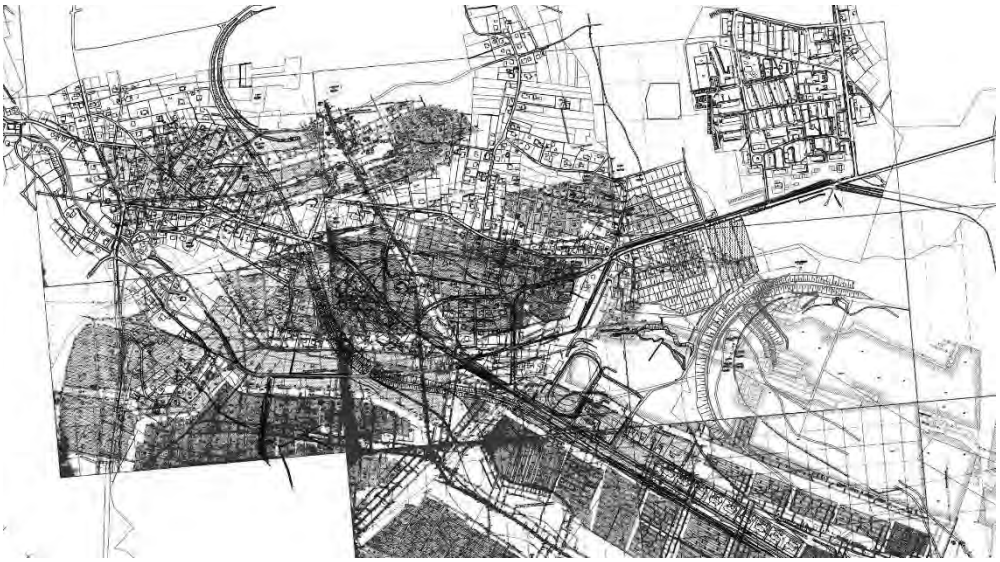
Utwory nadkładu zalegające nad stropem warstw karbońskich to utwory permu, jury, triasu, trzeciorzędu oraz czwartorzędu o zmiennej miąższości 0–280 m. Czwartorzęd jest głównie reprezentowany tu przez gliny i piaski fluwioglacjalne, lokalnie – gliny pylaste niewarstwowane,

wykazujące silne zapiaszczenie (plejstocen) oraz piaski drobne i średnie z domieszką substancji ilastej lub gleby z zawartością części organicznych (holocen) [2, 10]. Warstwa czwartorzędu charakteryzuje się zmienną miąższością wynoszącą średnio do ok 10–20 m. Poniżej zlegają utwory karbonu. Utwory te w części stropowej budują zwietrzeliny, przechodzące w utwory skalne (piaskowce, łupki, iłowce, węgiel itp.).

Powstaniu zapadlisk sprzyja płytka eksploatacja połączona z czwartorzędowym nadkładem zbudowanym z gruntu z niewielkim udziałem utworów skalnych. Ze względu na dotychczasową eksploatację, szczególnie z zawałem stropu, można spodziewać się, że utwory skalne nad eksploatowanymi pokładami są spękane.



Rys. 2. Eksploatacja w pokładzie 207 w rejonie Pola Centralnego.



Rys. 3. Eksploatacja w pokładzie 208 w rejonie Pola Centralnego.

Obszar górniczy KWK Siersza w całości leży w obrębie zlewni rzeki Wisły, przepływającej w kierunku NWW-SEE w odległości około 15 km na południe od granic OG. Około 61% powierzchni OG „Siersza I" czyli 24,6 km^2 leży w zlewni rzeki Biała Przemsza. Około 36% powierzchni OG tj. 14,61 km^2 zajmuje zlewnia rzeki Chechło a około 3% (1,25 km^2) zlewnia rzeki Rudawa.

Tablica 1. Dane górnicze eksploatacji w Polu Centralnym KWK „Siersza" [2, 10].

Numer pokładu	Średnia grubość pokładu [m]	Głębokość prowadzonej eksploatacji [m]		Lata eksploatacji	Przypuszczalny system eksploatacji
		[p.p.t.]	[n.p.m.]		
118 (206)	1,8	5–140	+330 – +205	1847–1960	filarowy poprzeczny i podłużny z zawałem stropu
207	5,5	8–200	+300 –+150	1808–1960	filarowy poprzeczny i podłużny z zawałem stropu, ścianowy z zawałem stropu
208	4,0	60–250	+270 –+100	1898–1979	filarowy poprzeczny i podłużny z zawałem stropu i z podsadzką pneumatyczną, ścianowy z podsadzką hydrauliczną
209	2,5	80–280	+250– + 75	1957–1983	filarowy poprzeczny i podłużny z podsadzką pneumatyczną, ścianowy z podsadzką hydrauliczną, ścianowy z zawałem stropu
210	3,0	100–290	+230–+ 50	1956+1991	filarowy poprzeczny i podłużny z podsadzką pneumatyczną, ścianowy z podsadzką hydrauliczną, ścianowy z zawałem stropu
209–210	6,0	40–295	+290–+55	1896–1980	filarowy poprzeczny i podłużny z podsadzką pneumatyczną i z zawałem stropu, ścianowy z pods. hydraul.
214	2,5	115–395	+215–-40	1959–1985	filarowy poprzeczny z zawałem stropu ścianowy z zawałem stropu, ścianowy z pods. hydraul
301	3,0	85–440	+260–-95	1960–1996	filarowy poprzeczny z podsadzką pneumatyczną, ścianowy z zawałem stropu, ścianowy z pods. hydraul.
303	1,7	180–335	+155–+5	1984–+ 1991	ścianowy z zawałem stropu

W obrębie obszaru górniczego „Siersza I", w którym eksploatację prowadziła KWK stwierdzono otworami wiertniczymi i robotami górniczymi obecność pięter wodonośnych: czwartorzędu, jury, triasu, permu i karbonu. Z uwagi na różne wykształcenie litologiczne utworów pochodzących z różnych okresów oraz zmiany facjalne w obrębie każdego ogniwa stratygraficznego, utwory te charakteryzują się odmiennymi własnościami hydrogeologicznymi. Utwory neogenu (trzeciorzędu) zalegają peryferyjnie w SE części obszaru, z uwagi na ich wykształcenie litologiczne w facji ilasto-marglistej – tworzą warstwę nieprzepuszczalną, lokalnie ograniczającą infiltrację wód czwartorzędowych i opadowych w głąb górotworu. W granicach obszaru zagrożonego występowaniem deformacji nieciągłych – zapadlisk, zlokalizowanego w centralnej części byłego OG „Siersza I" poziomy wodonośne występują w utworach czwartorzędowych i karbońskich. W całym złożu „Siersza" poziomy wodonośne występują jeszcze dodatkowo w utworach jurajskich, triasowych i permskich.

Wydobycie węgla w KWK „Siersza" zakończono w 1999 r. i przystąpiono do likwidacji zakładu. W dniu 1.12.2000 r. wyłączono pompy i rozpoczęło się zatapianie kopalni.

Zwierciadło wody w zrobach byłej kopalni „Siersza" systematycznie się podnosi i jest obserwowane w założonej sieci piezometrycznej [2, 3, 10].

2. Skutki eksploatacji górniczej

Działalność górnicza w granicach obszaru górniczego „Siersza I" prowadzona była przez okres prawie 200 lat. W czasie dokonanej eksploatacji w wielu miejscach osiadania powierzchni terenu przekroczyły wartość 10 m (głównie na terenach objętych eksploatacją systemem ścianowym z zawałem stropu).

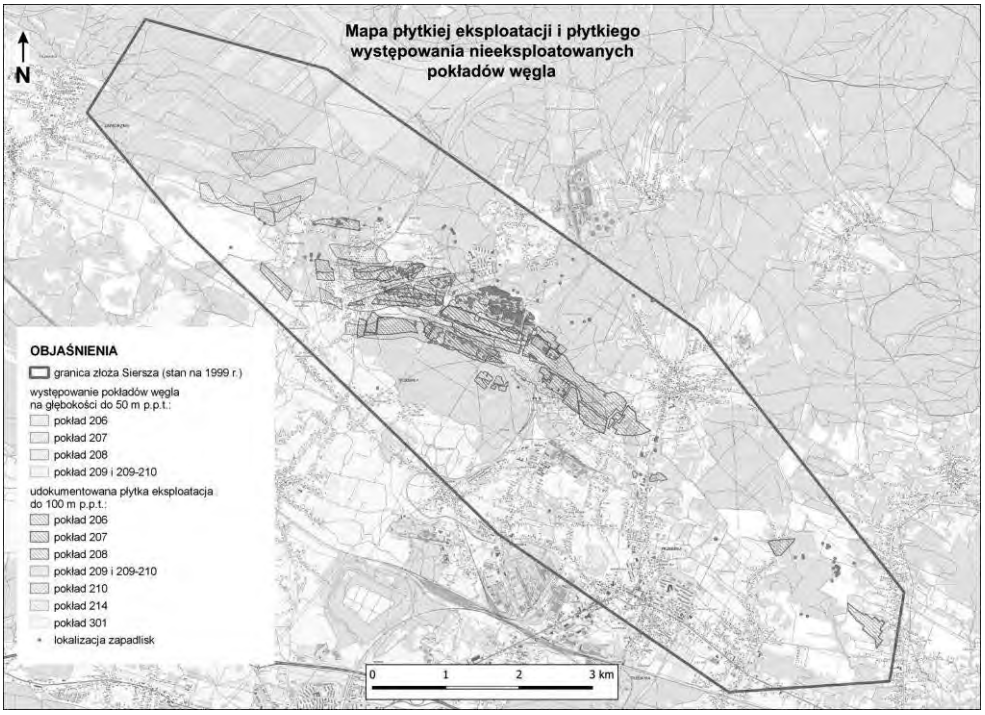
Analizując zmiany wpływów prowadzonej eksploatacji górniczej można stwierdzić, że obejmuje on prawie w całości Pole Centralne – wyjątek stanowi jego północna część, poza wychodniami pokładów. W wyniku wykonywanej eksploatacji górniczej ujawniały się deformacje powierzchni o kategoriach od I do V. Wpływy górnicze ujawniały się stosunkowo szybko tj. około 70 % w pierwszych 3 miesiącach od wybrania pokładu, ponad 90 % do około 1 roku, a zanikały po upływie około 2 lat. Trwałymi elementami wpływów górniczych są powstałe obniżenia powierzchni terenu. W całym obszarze górniczym „Siersza" największe obniżenia osiągnęły wartości około 13 m dotyczy to rejonów gdzie wyeksploatowano 6 pokładów, głównie na zawał. W analizowanym rejonie obniżenia terenu sięgają 9 metrów w rejonie między Stadionem a ROD oraz do 4 metrów w rejonie willi NOT.

Z eksploatacją w tym obszarze związane było i jest powstawanie deformacji nieciągłych. Płytka eksploatacja, będąca najczęstsza przyczyną ich powstawania, w rejonie tym związana była z eksploatacją pokładów węgla z warstw łaziskich i libiąskich (206, 207 i 208) zalegających na głębokość od 20 do 70 m. Jako pozostałość po tej eksploatacji górniczej, w obrębie obszaru górniczego występują stare płytkie zroby obejmujące obszar ponad 50 ha. Ze starymi zrobami związane były również wyrobiska pionowe (szybiki).

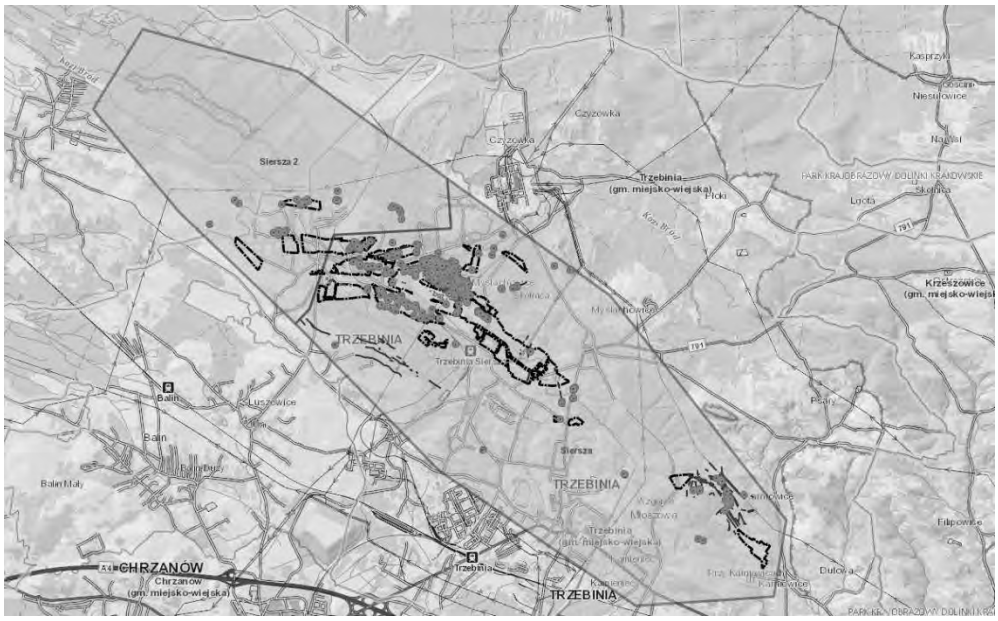
Mapę płytkiej eksploatacji i płytkiego występowania nieeksploatowanych pokładów węgla [15] pokazano na rys. 4.

Na podstawie materiałów wiadomo o istnieniu około 90 szybików o różnej głębokości i średnicy. Znane są współrzędne tych wyrobisk, natomiast nie są znane ich pierwotne średnice. Na podstawie materiałów archiwalnych ocenia się, że wymiary poprzeczne mieściły w granicach od 1,5 m do 5,6 m. Głębokości zawierały się w przedziale od około 9 do 76 m. Nie ma jednoznacznych informacji dotyczących likwidacji w/w szybików przypuszczalnie część z nich została zlikwidowana przez całkowite wypełnienie materiałem skalnym jednak zdecydowana większość została zlikwidowana poprzez zabudowę pomostu drewnianego 2–3 m poniżej poziomu terenu i uzupełnieniem pozostałej części materiałem skalnym. Ze względu na zróżnicowaną trwałość tego rozwiązania pewne deformacje nieciągłe pojawiały się w rejonie lokalizacji szybików już w latach pięćdziesiątych i sześćdziesiątych ubiegłego wieku. W 1972 przeprowadzono badania stanu zachowania 17 wyrobisk szybikowych z czego stwierdzono zaciśnięcie w 14 przypadkach, w trzech przypadkach badania wykazały istnienie pustek. Na tej podstawie stwierdza się, że część spośród 90 szybików nie uległa zaciśnięciu i w rejonach ich występowania istnieją pustki. Obecnie wiadomo o powstaniu wielu zapadlisk związanych najprawdopodobniej ze starymi płytkimi szybikami.

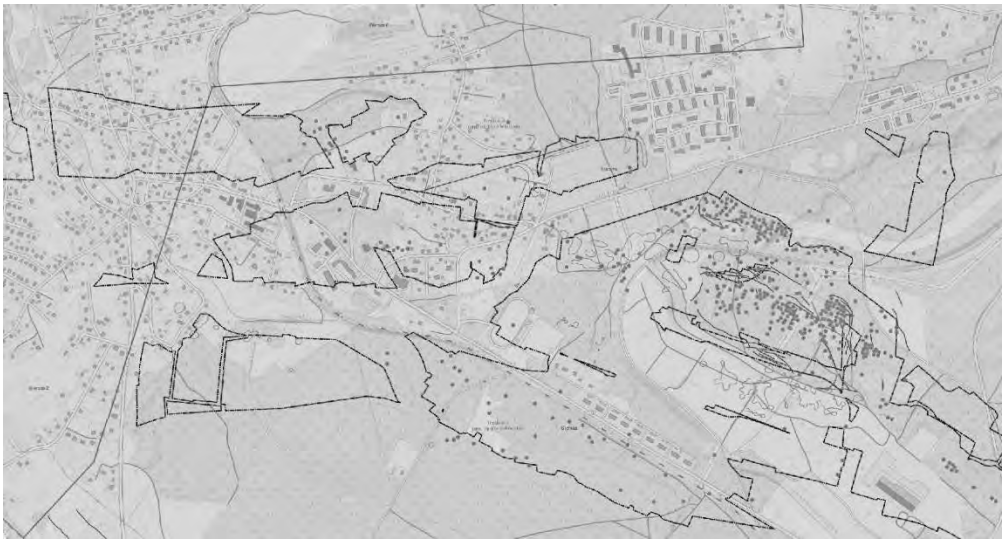
Mapę poglądową lokalizacji zapadlisk zinwentaryzowanych przez Państwowy Instytut Geologiczny – PIB w marcu 2023 roku [2, 3, 15] przedstawiono na rys. 5 i 6.



Rys. 4. Mapa płytkiej eksploatacji i płytkiego występowania nieeksploatowanych pokładów węgla [15].



Rys. 5. Mapa zapadlisk w obszarze górniczym KWK Siersza wg PIG – PIB [15] ([https://geologia.pgi.gov.pl/zapadliska/].



Rys. 6. Mapa zapadlisk w rejonie Obszaru Centralnego wg PIG– PIB [15] ([https://geologia.pgi.gov.pl/zapadliska/].

W pracy [15] zaprezentowano dane statystyczne dotyczące zapadlisk. Najważniejsze wnioski płynące z tych badań, przedstawiają się następująco:
– w latach 2011–2019 i 2014–2019 doszło do powstania lub uaktywnienia łącznie 20 zapadlisk,
– w latach 2019–2022 utworzyło się lub uaktywniło 55 zapadlisk,
– pomiędzy 2022 r., a 2023 r. powstało lub reaktywowały się 23 zapadliska,
– przypuszczalnie 86% z tych zapadlisk związanych jest z udokumentowaną płytką eksploatacją złóż węgla kamiennego (głównie na obszarach występowania komór poeksploatacyjnych oraz część w rejonach wyrobisk funkcyjnych),
– przypuszczalnie 10% zapadlisk może mieć związek z eksploatacją głębszą (poniżej 100 m p.p.t.),
– przypuszczalnie 4% zapadlisk ma związek z procesami naturalnej sufozji (wzmożonej działalnością górniczą występującą w tym rejonie), krasu bądź działalnością człowieka (np. zapadliska utworzone w miejscach zlikwidowanych, starych otworów wiertniczych lub wykopów oraz nieudokumentowanej działalności górniczej).

3. Zmiana warunków hydrogeologicznych na skutek likwidacji kopalni Siersza

W rejonie złoża Siersza udokumentowano pięć pięter wodonośnych: czwartorzędowe, jurajskie, triasowe, permskie i karbońskie. Ze względu na zróżnicowany zasięg występowania i litologię utworów, poszczególne piętra występują niejednorodnie w obrębie dokumentowanego obszaru, miejscami pozostając w łączności hydraulicznej. W analizowanej, centralnej części dawnego OG Siersza I, napotykamy wprost na karbonie piętro czwartorzędowe [2, 3, 10].

W dniu 31.10.1999 r. w ZG została oficjalnie zakończona eksploatacja. 01.11.1999 r. rozpoczęto proces likwidacji, w ramach którego w dniu 1.12.2000 r. wyłączono system odwadniania i rozpoczęto proces zatapiania. W ramach prac przygotowawczych, jak i w okresie późniejszym, sporządzono wiele specjalistycznych opracowań, w tym kilka zawierających prognozy procesu zatapiania. W pracy [13] (1999), zakładano czas trwania procesu na 6,5 roku przy założeniu malejącego dopływu od 40,6 tys. m^3/d do 21,3 tys. m^3/d, pochodzącego w końcowej fazie wyłącznie z infiltracji, przy całkowitej pojemności wodnej obejmującej

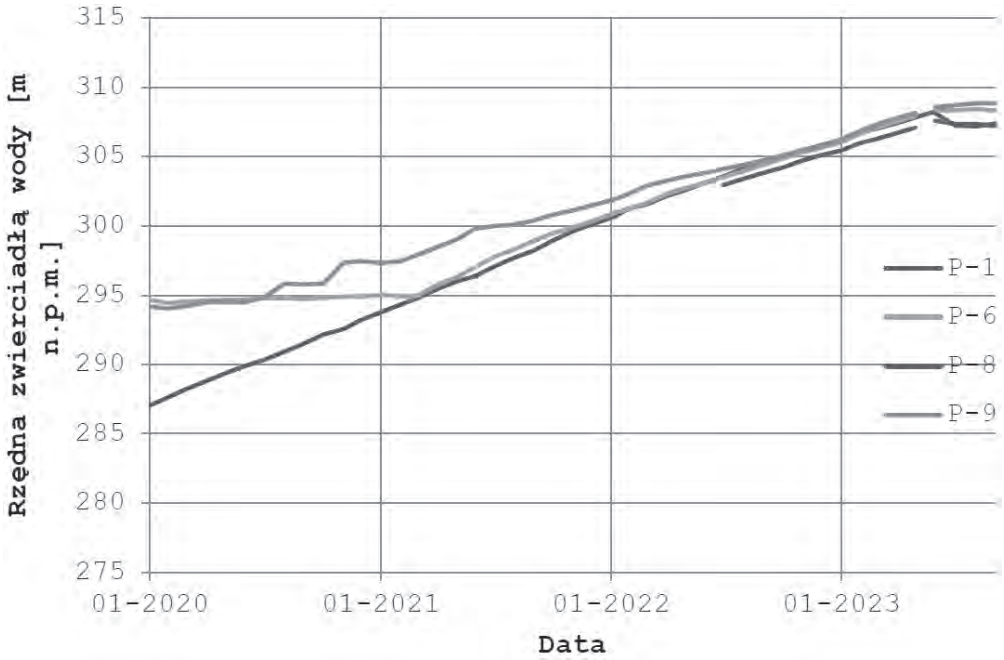
pojemności zrobów, wyrobisk korytarzowych, szczelin poeksploatacyjnych i samego górotworu, w objętości 73 mln m^3.

W opracowaniu [11] (2001) zweryfikowano dane przedstawione dwa lata wcześniej przez GIG, modyfikując wielkości dopływów. Oszacowany czas zatapiania zaprezentowano w postaci przedziału 5,8 do 6,7 lat. Dalsze szacunki przeprowadzono w ramach pracy [14] (2006). Jej Autorzy znaleźli się w lepszej sytuacji od poprzedniego zespołu, znając w trakcie swoich prac pierwsze rzędne podnoszącego się zwierciadła wody, notowane w piezometrze P-1 od lutego 2006 roku. Przy założeniu całkowitej pojemności wodnej w objętości 122 mln m^3, z czego 86,5 mln m^3 w obrębie przestrzeni porowej, dopływie malejącym od 37,93 tys. m^3/d do 21,3 tys. m^3/d, wyznaczono czas zatapiania na około 11 lat. Kolejna z prognoz zawarta w pracy [5] (2012), szacowała na podstawie obserwacji tempa wzniosu wody wydłużenie prognozowanego czasu zatapiania do 19,3 lat.

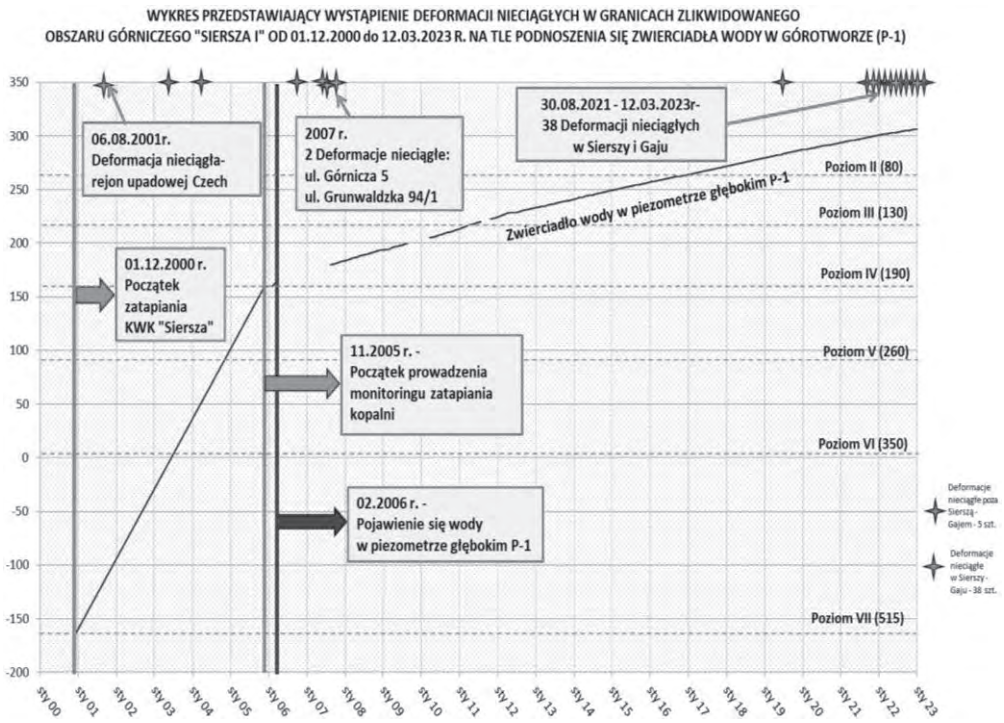
Z perspektywy doświadczeń zbieranych do roku 2023, można stwierdzić iż żadna z prognoz nie okazałą się prawidłowa, aczkolwiek wraz z pojawianiem się kolejnych danych weryfikowano czasy, osiągając dużo lepsze dopasowania w kolejnych podejściach. Przedstawione zestawienie pokazuje jak trudnym zadaniem jest oszacowanie czasu wypełniania leja depresji w środowisku przekształconym prawie dwustuletnią działalnością górniczą. W chwili obecnej proces zatapiania trwa nadal. Wdrożono szeroko zakrojony monitoring wód, obejmujący m.in. obserwacje poziomu zwierciadła wody. Badania prowadzone są w sieci złożonej z otworów obserwacyjnych: P-1, P-2(T1), T2A, P-4, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9, P-10, P-11, P-12, P-13, Pz-21C, Pz-22C oraz w studni S-578. W dniu 29.05.2023 rozpoczęto pompowanie otworu P-1 oraz sąsiadującego P-1bis, mające na celu ograniczenie dalszego wzniosu zwierciadła wody. Woda jest odprowadzana korytem kanału wód przemysłowych, a następnie do Koziego Brodu. Kolejne dane pozyskiwane z otworu nie charakteryzują już naturalnego procesu odbudowy zwierciadła wód podziemnych.

Do pomiarów dołączono z kolei dwa otwory kontrolne O-1 i O-4, z czterech wykonanych jesienią 2022 r., w ramach badań stanu górotworu w rejonach występujących deformacji nieciągłych w Sierszy (rejon cmentarza). Oprócz wymienionych badań cyklicznie prowadzone są pomiary przepływu wód powierzchniowych w ciekach, analizy fizyko-chemicznych wód pobranych zarówno z piezometrów, jak i cieków oraz obserwacje 22 rejonów na terenie obszaru górniczego byłej KWK „Siersza", obejmujących obszary obniżeń potencjalnie zagrożonych podtopieniami, pod kątem powstawania nowych zalewisk, deformacji nieciągłych, czy innych zmian warunków hydrologicznych na powierzchni terenu.

Rozpoczęty w grudniu 2000 r. proces zatapiania nie podlegał w początkowych etapach monitorowaniu. Dopiero bowiem w lutym 2006 r. wznoszące się zwierciadło wody przekroczyło rzędną 159,58 m n.p.m. dna najgłębszego otworu obserwacyjnego P-1, umożliwiając rozpoczęcie obserwacji. Przez długi czas ten dawny otwór podsadzkowy o głębokości 180,72 m stanowił jedyne i podstawowe źródło danych. Przez kolejne siedemnaście lat, z niewielkimi przerwami związanymi z czasowym przyblokowaniem otworu, do maja 2023 r., obserwowano stopniowy wznios poziomu zwierciadła wody z malejącą dynamiką (rys. 7). 29.05.2023 r. w dwóch otworach P-1 i P-1bis zostały zabudowane pompy głębinowe, które pompują wodę z wyrobisk i górotworu zlikwidowanej kopalni „Siersza". Od czasu rozpoczęcia pompowania poziom zwierciadła wody gruntowej się ustabilizował i podlega zaledwie niewielkim wahaniom.



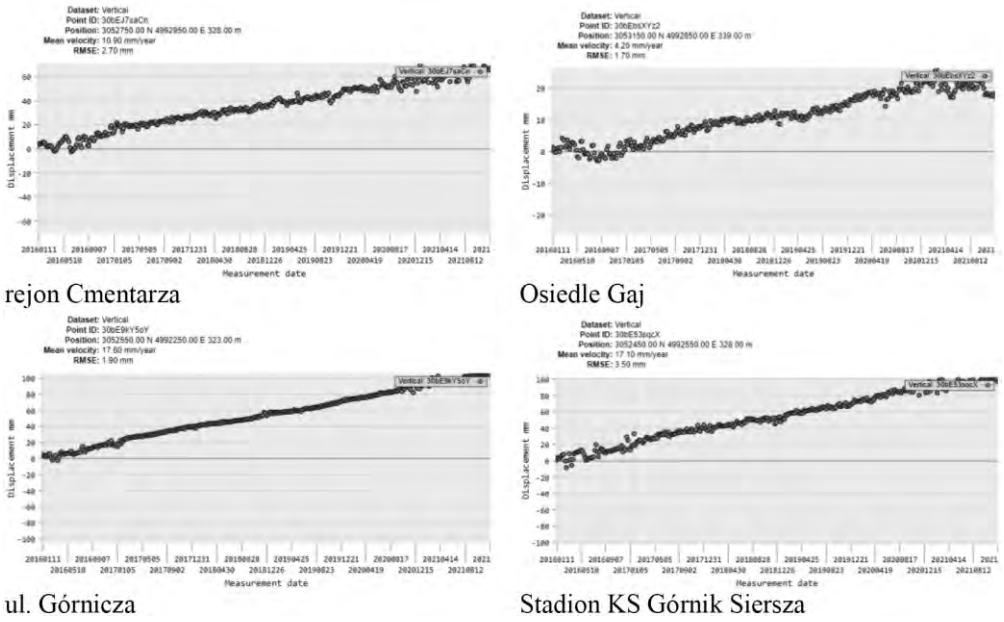
Rys. 7. Zmiany położenia zwierciadła wody w czasie w wybranych otworach obserwacyjnych [3].



Rys. 8. Deformacje nieciągłe w okresie od 01.12.2000 do 12.03.2023 na tle podnoszącego się zwierciadła wody gruntowej [9].

Na rys. 8 zebrano deformacje nieciągłe w okresie od 01.12.2000 do 12.03.2023 na tle podnoszącego się zwierciadła wody gruntowej [9]. Widać wyraźnie gwałtowny wzrost zagrożenia zapadliskowego i liczby występujących zapadlisk w latach 2022–23.

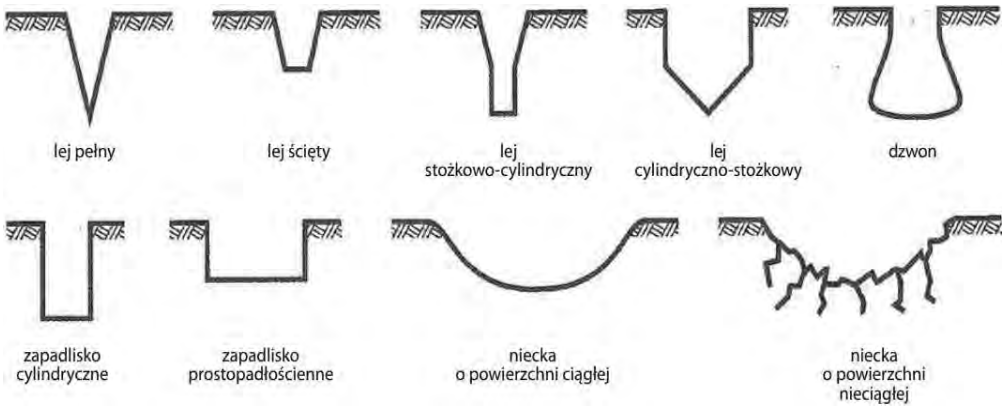
Warto jednocześnie zauważyć, że podnoszenie się zwierciadła wody gruntowej i wypełnianie kolejnych pustek powoduje jednocześnie pionowe przemieszczenia powierzchni terenu (wypiętrzanie). Na rys. 9 zebrano przykładowe wykresy wypiętrzania powierzchni terenu w rejonie cmentarza, osiedla Gaj, ul. Górniczej oraz stadionu KS Górnik Siersza. Dane zaczerpnięto ze strony projektu Copernicus (https://egms.land.copernicus.eu/), który służy do obserwacji przemieszczeń pionowych na obszarze kontynentu europejskiego. Pomimo stosunkowo niewielkich odległości pomiędzy lokalizacjami (1–2 km), powierzchnia terenu wypiętrza się nierównomiernie, co wynika zarówno z nierównomiernego zakresu eksploatacji podziemnej (kubatury pustek), jak i pewnych zróżnicowań budowy geologicznej. W rejonie ul. Górniczej i stadionu wypiętrzenia osiągają rząd 100 mm, podczas gdy na osiedlu Gaj zaledwie około 25 mm, a w rejonie cmentarza około 65 mm.



Rys. 9. Przemieszczenia pionowe (wypiętrzania) powierzchni terenu w okresie od 11.01.2016 do 29.09.2021 dla wybranych rejonów występowania zapadlisk (https://egms.land.copernicus.eu/).

4. Wybrane przykłady występowania deformacji nieciągłych w obszarze górniczym kopalni „Siersza”

Geometryczna forma (kształt) deformacji nieciągłych typu powierzchniowego uzależniona jest od rodzaju skał budujących górotwór oraz – w niektórych przypadkach – od kształtu i kubatury płytkich wyrobisk górniczych, których ściany uległy odsłonięciu i/ lub, i w których wypełniający je materiał uległ przemieszczeniu (rys. 10). Powierzchnia boczna leja zapadliskowego może przybierać różne kąty w przypadkach, gdy lej ten powstaje w różnych litologicznie warstwach nadkładu karbonu – np. lej stożkowo-cylindryczny, cylindryczno-stożkowy [6].



Rys. 10. Rodzaje deformacji nieciągłych typu powierzchniowego ze względu na geometrię w przekroju pionowym (Popiołek, 2009).

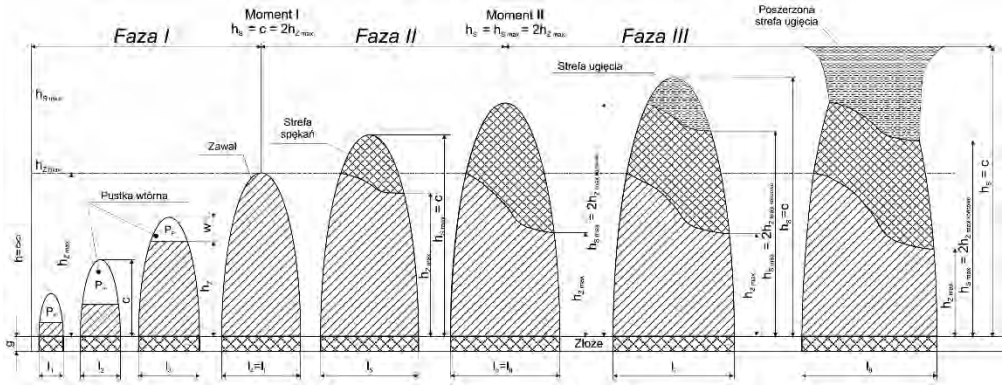
Zapadliska mogą przybrać formę (Ignacy, 2019):
– leja – tworząc się w warstwach gruntu, zbudowanych w górnej części z utworów niespoistych, w dolnej ze spoistych,
– dzwonu – powstając w przypowierzchniowej warstwie górotworu, przerośniętej korzeniami i/lub zbudowanej w górnej części ze utworów spoistych, a w dolnej części ze utworów sypkich,
– regularnej lokalnej niecki o powierzchni ciągłej w przypadku, gdy zapadaniu (sufozji) ulega grubsza warstwa utworów luźnych (np. piasków),
– zapadliska o ścianach zbliżonych do pionowych jeśli wtórna pustka, wędrująca ku powierzchni, powstaje w wyniku zawału skał zwięzłych. Odpowiednią cylindryczną lub prostopadłościenną powierzchnię boczną mogą więc mieć zapadliska powstałe w przypadkach zapadnięcia się materiału wypełniającego płytkie wyrobisko (szyb, sztolnię) o podobnym kształcie (przekroju).

Na postawie analizy dokumentacji, raportów, opracowań dotyczących zapadlisk występujących w rejonie Trzebini można zauważyć, że deformacje nieciągłe typu powierzchniowego mają różne przekroje. Dokumentację fotograficzną oraz zobrazowanie LIDAR dla kilku przykładowych zapadlisk przedstawiono na rys. 12–16.

Generalnie można tutaj rozróżnić dwa typy zapadlisk:
– o przekroju pionowym w kształcie zbliżonym do leja, charakterystyczne dla warstw nadkładu zbudowanego w górnej części z gruntów niespoistych, a w dolnej z gruntów spoistych (rys. 12, 13 i 16),
– cylindryczne lub prostopadłościenne (rys. 15), powstające w wyniku zapadnięcia się materiału wypełniającego płytkie wyrobisko o zbliżonym kształcie.

5. Mechanizm powstawania zapadlisk w obszarze górniczym kopalni „Siersza”

Dotychczasowe klasyczne modele procesu tworzenia się pustki [7, 8] zakładają, że górotwór nad pustką składa się warstwy skalnej, ponad którą zalega nadkład z gruntu. Przyjmuje się, że nad pustką w górotworze wytwarza się strefa skał odprężonych w kształcie elipsy (rys. 11). W tej strefie materiał skalny ulega spękaniu, a następnie rozluzowaniu i opada na spąg wyrobiska, tworząc zawalisko o wysokości h_z. „Sklepienie ciśnień” utrzymuje skały nadległe w strefie pierwotnego naprężenia. Nad zawaliskiem tworzy się pustka wtórna. Sklepienie nad pustką ma kształt zbliżony do czaszy eliptycznej



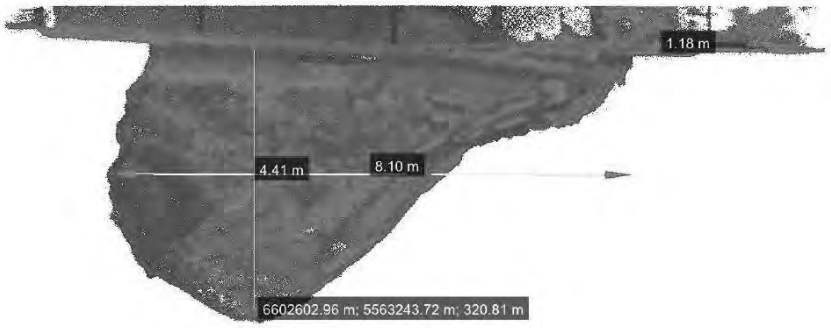
Rys. 11. Schemat procesu deformacji górotworu nad pustką [7, 8].



Rys. 12. Zapadlisko na ogródkach działkowych powstałe w dn. 23.11.2021 r. [10].

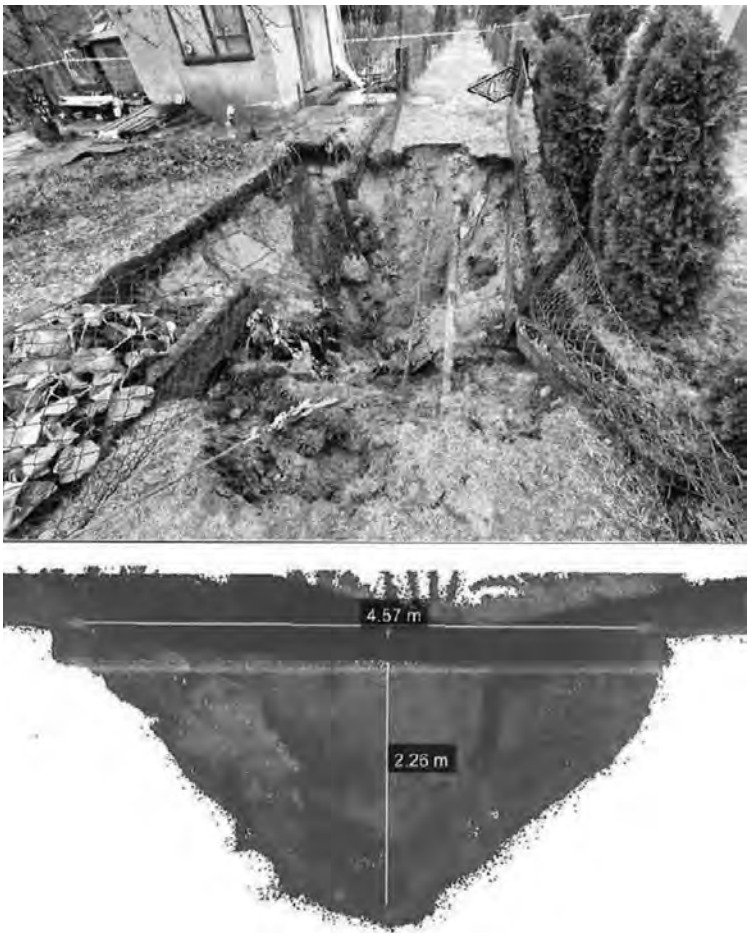


Rys. 13. Zapadlisko na ogródkach działkowych powstałe w dn. 3.07.2023 r. [10].



Rys. 14. Zobrazowanie LIDAR dla zapadliska na ogródkach działkowych powstałego w dn. 3.07.2023 r. [10].

W miarę rozwoju strefy zawału wskutek pozornego wzrostu objętości zajmowanej przez fragmenty skał może dojść do samopodsadzenia pustki. Wysokość zawaliska h_z osiąga w górotworze maksimum h_{zmax}, która ma charakter stałej dla danego typu górotworu.



Rys. 15. Zapadlisko na ogródkach działkowych powstałe w dn. 24.02.2023 r. wraz ze zobrazowaniem LIDAR [10].

W miarę dalszego wzrostu wysokości „sklepienia ciśnień" w wyniku osłabienia ośrodka skalnego, powstaje strefa spękań o wysokości h_s (rys. 11). Podobnie jak w przypadku zawału, strefa spękań osiąga wysokość maksymalną h_{smax} wynoszącą w przybliżeniu:

$$hs \max \approx 1{,}5\, hz \max$$

Gdy szerokość wyrobiska *l* jest na tyle duża, że strefa spękań osiągnie h_{smax}, dalszy wzrost *l* powoduje jedynie powstanie strefy ugięcia nad strefą spękań. W takim przypadku na powierzchni terenu mogą wystąpić jedynie deformacje ciągłe.



Rys. 16. Zapadlisko na stadionie KS Górnik Siersza powstałe w dn. 03.02.2023 r. wraz ze zobrazowaniem LIDAR [10].

Przedstawiony model deformacji górotworu nad pustką przebiega w zależności od miąższości skał zwięzłych *h*. Można tu wyróżnić następujące przypadki:

– $\boldsymbol{h \le h_{z\ max}}$ – na powierzchni terenu mogą występować zapadliska,

– $\boldsymbol{h_{z\ max} < h < h_{s\ max}}$ – na powierzchni terenu mogą powstawać deformacje rozległe i strefy spękań, w zależności od miąższości nadkładu gruntowego h_n. Można tu wyróżnić przypadki:

– $h_n > 30\ m$ – deformacja lokalna nie ma tendencji do przekształcania się w zapadlisko,

– $10\ m < h_n < 30\ m$ – jest możliwe wystąpienie zapadliska,

– $h_n < 10\ m$ – deformacja lokalna przekształci się w zapadlisko,

– $\boldsymbol{h > h_{s\ max}}$ – na powierzchni wystąpią tylko deformacje ciągłe.

W swojej pionierskiej pracy Janusz i Jarosz [7] podali zakresy miąższości nadkładu od 10 do 30 m bazując na stwierdzonych w owym czasie zapadliskach. Dobre kompendium klasycznych modeli procesów zapadliskowych, opartych na pewnych założeniach i sprowadzających się do wzorów empirycznych oraz uproszczonych schematów podano w pracach [8, 12].

Należy jednak jasno stwierdzić, że główną przyczyną występowania procesów zapadliskowych w przedmiotowym rejonie jest podnoszące się zwierciadło wody gruntowej. Woda powoduje degradację parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych masywu skalnego i warstw gruntowych, co może doprowadzić do utraty stateczności pustki podziemnej.

Można także z dużym prawdopodobieństwem stwierdzić, że procesy zapadliskowe wywołane podnoszeniem zwierciadła wody gruntowej bardzo często mogą reaktywować stare zapadliska. Woda może rozmywać mieszaninę skał i gruntów, która wypełniała stare leje zapadliskowe i wywołać jej przemieszczenie w głąb częściowo wypełnionej (podsadzonej) pustki. Powoduje to ponowne wytworzenie się pustki, co może reaktywować procesy zapadliskowe. Dobrym dowodem mogą tutaj być analizy archiwalnych dokumentów np. fotografii przedstawiającej obszar byłej odkrywki (rejon cmentarza i ogródków działkowych) pochodząca z lat 1956–57 (rys. 17) i porównanie jej z najnowszą mapą (rys. 18) z zaznaczeniem miejsc wystąpienia zapadlisk stworzoną przez PIG – PIB w roku 2023.



Rys. 17. Fotografia obszaru odkrywki z rejonu cmentarza i ogródków działkowych z lat 1956–57 [10].



Rys. 18. Aktywność zapadliskowa w rejonie cmentarza i ogródków działkowych (czerwone kropki to zapadliska, kolorem zielonym oznaczono obszary reaktywacji starych zapadlisk (https://geologia.pgi.gov.pl/zapadliska/).

4. Podsumowanie

Działalność górnicza w granicach obszaru górniczego „Siersza I" prowadzona była przez okres prawie 200 lat. W czasie dokonanej eksploatacji w wielu miejscach osiadania powierzchni terenu przekroczyły wartość 10 m (głównie na terenach objętych eksploatacją systemem ścianowym z zawałem stropu). W dniu 31.10.1999 r. w ZG została oficjalnie zakończona eksploatacja. 01.11.1999 r. rozpoczęto proces likwidacji, w ramach którego w dniu 1.12.2000 r. wyłączono system odwadniania i rozpoczęto proces zatapiania.

W latach 2011–2019 i 2014–2019 doszło do powstania lub uaktywnienia łącznie 20 zapadlisk, w latach 2019–2022 ta liczba to 55 zapadlisk, zaś pomiędzy 2022 r., a 2023 r. to 23 zapadliska.

Widać wyraźnie gwałtowny wzrost zagrożenia zapadliskowego i liczby występujących zapadlisk w latach 2019–23.

Główną przyczyną występowania procesów zapadliskowych w przedmiotowym rejonie jest podnoszące się zwierciadło wody gruntowej. Woda powoduje degradację parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych masywu skalnego i warstw gruntowych, co może doprowadzić do utraty stateczności pustki podziemnej.

Można także z dużym prawdopodobieństwem stwierdzić, że procesy zapadliskowe wywołane podnoszeniem zwierciadła wody gruntowej bardzo często mogą reaktywować stare zapadliska. Woda może rozmywać mieszaninę skał i gruntów, która wypełniała stare leje zapadliskowe i wywołać jej przemieszczenie w głąb częściowo wypełnionej (podsadzonej) pustki. Powoduje to ponowne wytworzenie się pustki, co może reaktywować procesy zapadliskowe.

W dniu 29.05.2023 r. w dwóch otworach P-1 i P-1bis zostały zabudowane pompy głębinowe, które pompują wodę z wyrobisk i górotworu zlikwidowanej kopalni „Siersza". Od czasu rozpoczęcia pompowania poziom zwierciadła wody gruntowej się ustabilizował i podlega zaledwie niewielkim wahaniom. Od tego czasu odnotowano tylko pojedyncze przypadki procesów zapadliskowych. Zatrzymanie położenia ZWG gwałtownie zahamowało wzrastającą aktywność zapadliskową. Warto jednakże zauważyć, że jest to tylko odsunięcie problemu w czasie, a nie jego rozwiązanie. Problem zagrożenia zapadliskowego ciągle wymaga kompleksowego rozwiązania i podjęcia określonych decyzji dotyczących dalszego pompowania (lub jego zaprzestania), wytypowania i klasyfikacji rejonów pod względem skali zagrożenia i zastosowania (lub nie) określonych zabezpieczeń.

Zarys zastosowania metod numerycznych dla analizy stanu zagrożenia zapadliskowego został przedstawiony w pracy [1] już w 2004 roku. Ta metodyka badawcza została rozwinięta i zastosowana dla analizy mechanizmów wybranych przypadków zapadlisk w rejonie Trzebini [3] i wkrótce będzie przedmiotem kolejnych, odrębnych publikacji.

Literatura

1. Cała M., Jarczyk M., Postawa J. Numeryczna analiza możliwości utraty stateczności wyrobisk zlokalizowanych na niewielkiej głębokości. Górnictwo i Geoinżynieria 28, z. 4/1, s. 69–78, 2004.
2. Cała M., Jaskowska-Lemańska J., Wałach D., Stopkowicz A., Krysia K., Kaczmarczyk G., Mach A. Analiza materiałów archiwalnych związanych z występowaniem procesów zapadliskowych w rejonie Trzebini. Ekspertyza niepublikowana. Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami AGH w Krakowie. 2023.
3. Cała M., Stopkowicz A., Adamczyk A., Kryzia K., Różkowski K., Kolano M. Opracowanie analiz wstecznych mechanizmów wytypowanych procesów zapadliskowych w rejonie Trzebini. Ekspertyza niepublikowana. Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami AGH w Krakowie. 2023.
4. Project Copernicus. European Ground Motion Service. https://egms.land.copernicus.eu/ (dostęp 2023.10.15).
5. Goszcz R., Frolik A., Koncepcja przeciwdziałania powstawaniu terenów zalewowych w związku z zatopieniem zrobów byłej KWK Siersza w Trzebini wraz z określeniem metod odwodnienia. Agos-Gemes, Katowice, 2012.
6. Ignacy D.. Wymagania dotyczące opisu zagrożenia deformacjami nieciągłymi terenów górniczych i pogórniczych w opiniach geologiczno-górniczych. Przegląd Budowlany, 2019, 90, 3: s. 29–37.
7. Janusz W., Jarosz A. Nieciągłe deformacje powierzchni terenu wywołane płytką podziemną eksploatacją górniczą. Mat. Konf. Nauk.-Techn. pt.: Budownictwo na terenach o dużych deformacjach, Katowice, 1976.
8. Krawiec K. Analiza wrażliwości numerycznego modelu procesu zapadliskowego na zmianę wartości parametrów fizyczno-mechanicznych metodą zbiorów losowych w warunkAch geologicznych i górniczych niecki bytomskiej. Studia, Rozprawy, Monografie 197, Wydawnictwo IGSMiE PAN, Kraków, 2015.
9. Macuda J., Wątor J. Ekspertyza hydrogeologiczna określająca konsekwencje trwającego procesu zatapiania zlikwidowanej KWK „Siersza" w Trzebini w aspekcie zagrożenia dla powierzchni terenu. Stowarzyszenie Naukowe im. Stanisława Staszica, Kraków, 2023.
10. Materiały dokumentacyjne SRK, Katowice – Dąbrowa Górnicza, 2023.
11. Plewa F., Kleta H., Lamparski H. Ekspertyza weryfikująca konsekwencje hydrogeologiczne likwidacji zakładu górniczego Siersza w Trzebini. Eko-Labor. Katowice, 2001.
12. Popiołek E. Ochrona terenów górniczych. Wydawnictwo AGH. Kraków, 2009.
13. Rogoż M., Frolik A., Staszewski B., Bukowski P., Augustyniak I. Konsekwencje hydrogeologiczne likwidacji zakładu górniczego "Siersza" w Trzebini. Zakład Geologii i Geofizyki. Główny Instytut Górnictwa, Katowice, 1999.
14. Szyszkowski B., Jarosz K., Ziarno R. Dokumentacja hydrogeologiczna określająca warunki hydrogeologiczne w związku z zakończeniem odwadniania zlikwidowanego zakładu górniczego KWK „Siersza" (wg. stanu na dzień 25.03.2006r.). GEODEX. Trzebinia, 2006.

15. Wojciechowski T., Jureczka J., Wódka M., Kamieniarz S., Karwacki K., Perski Z., Sikora R., Nadłonek W., Rolka M., Krieger W., Maślanka R., Zając M., Przyłudzka M., Strzemińska K., Nescieruk P., Kos J. Raport trzeci z prac analitycznych o deformacjach terenu w Trzebini. Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy. Warszawa. 2023.

Collapse processes in the Trzebinia area genesis and causes of formation

Key words: sinkhole processes, geotechnics, impact of underground mining on land surface

Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes

ALPER ILKI[1*], BILAL SARI[1], CAGLAR GOKSU[1,2], CEM DEMIR[1]
[1] Istanbul Technical University
[2] Tashkent University of Architecture and Civil Engineering

Abstract: In February 2023, a sequence of earthquakes hit Türkiye, affecting mainly 11 provinces with a total population exceeding 14 million. These earthquakes led to extensive destruction, resulting in moderate, heavy damage or collapse of approximately 325,000 structures. This paper aims to summarize the results obtained from damage assessments and on-site investigations of damaged structures to identify structural defects, failures, and their underlying causes. The reconnaissance studies revealed that the investigated structures had structural deficiencies similar to those seen in prior earthquakes, particularly, in terms of reinforcing detailing and structural system layout. Regarding the construction materials, the buildings constructed before 2000 exhibited problems such as improper concrete mixing ratios, uncontrolled water-cement ratios, and inadequately sized aggregates, resulting in low concrete strength and poor-quality concrete. Despite the more frequent use of higher-quality construction materials after 2000, newer buildings still suffered from issues like inadequate structural system arrangement, poor transverse reinforcement detailing, and sometimes poor-quality concrete and excessive use of reinforcement that prevented adequate placement of concrete.

Key words: assessment, reconnaissance, reinforced concrete, seismic damage

1. Introduction

Türkiye possesses significant seismic hazard risk because of its location along the boundary of the Eurasian and Arabian tectonic plates. The Anatolian Block, which encompasses the mainland of Türkiye, is located between two prominent fault zones, namely the North Anatolian Fault (NAF) to the north and the East Anatolian Fault (EAF) to the southeast. In February 2023, Türkiye had a series of three significant earthquakes along the East Anatolian Fault (EAF), measuring moment magnitudes of 7.7, 7.6, and 6.4, as documented by the Disaster and Emergency Management Authority (AFAD) [1] (Figure 1). The severity of these earthquakes can be better realized when compared to the catastrophic earthquakes that Türkiye has encountered in the past four decades (Figure 2). Kahramanmaraş and Hatay 2023 earthquakes have significantly larger amplitudes (peak ground acceleration (PGA)) and duration values than the other earthquakes.

The earthquakes affected mainly 11 provinces in Türkiye, which have a total population of over 14 million. The earthquakes caused significant structural damage, leading to the collapse of

*Autor do korespondencji: *ailki@itu.edu.tr*

over 10,000 reinforced concrete (RC) buildings, as reported by the Ministry of Environment, Urbanization, and Climate Change (MoEUCC) [2]. There were more than 53,000 casualties and 100,000 injuries [3]. According to the Strategy and Budget Office of the Presidency of Türkiye, the seismic events resulted in economic losses exceeding $100 billion [4].

The main objective of this study is to provide a concise summary of the results obtained from damage assessments in the region and field inspections conducted on the affected structures following the Türkiye earthquakes in February 2023. The goal is to identify common vulnerabilities and determine the underlying causes of structural failures. Further elaboration on these can be found in the other sources [5–7].

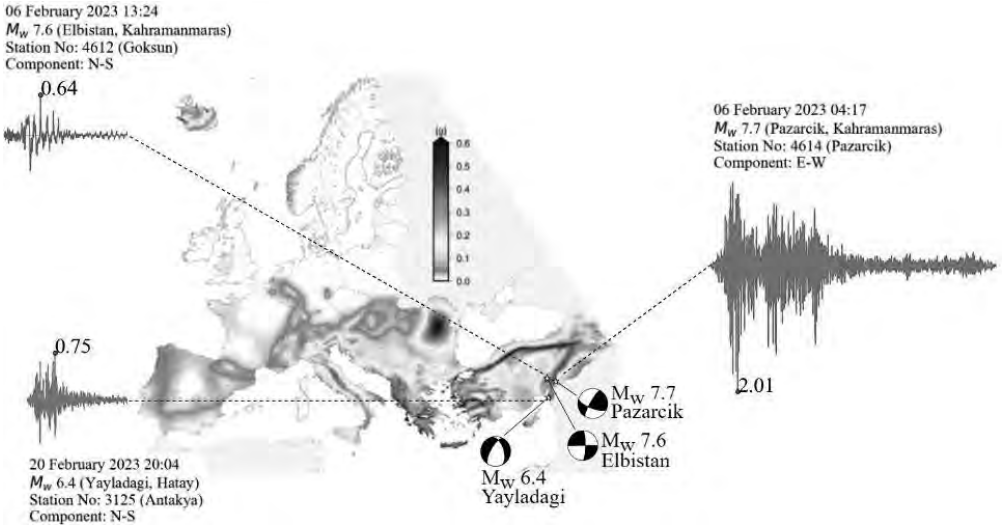


Fig. 1. Acceleration-time histories with the highest PGA values (in terms of *g*) for three earthquakes were plotted onto the European Seismic Hazard Map 2020, which shows PGA mean values for a return period of 475 years. [1, 3, 7, 8].

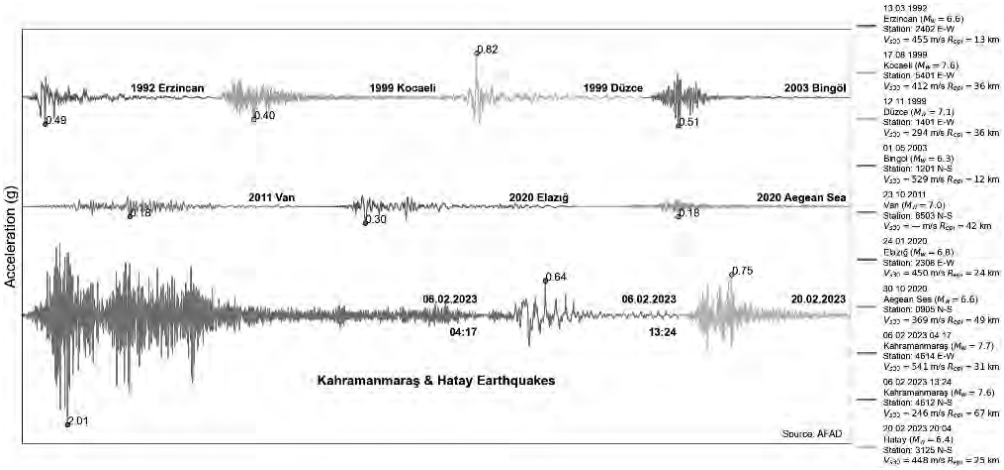


Fig. 2. A comparison of horizontal ground acceleration records for major earthquakes in Türkiye since 1990.

2. Distribution of damages

The February 2023 seismic events predominantly impacted 11 provinces, spanning an estimated area of 110,000 km^2, which contained a wide variety of building types. Based on the evaluation conducted by MoEUCC [2], approximately 2.2 million structures were examined (Figure 3). Out of the total, 1.7% (38,115) of the structures entirely collapsed, 0.9% (20,161) needed immediate destruction, 9.7% (214,066) sustained heavy damage, 2.4% (52,390) had moderate damage, 26.0% (574,842) had slight damage, and the remaining 59.3% (1,308,986) were undamaged. These structures consist of 53% RC, 33% masonry, 12% a mix of RC and masonry, and 2% other structural system types. The building photographs in Figure 3 correspond to each level of damage extent on RC structures.

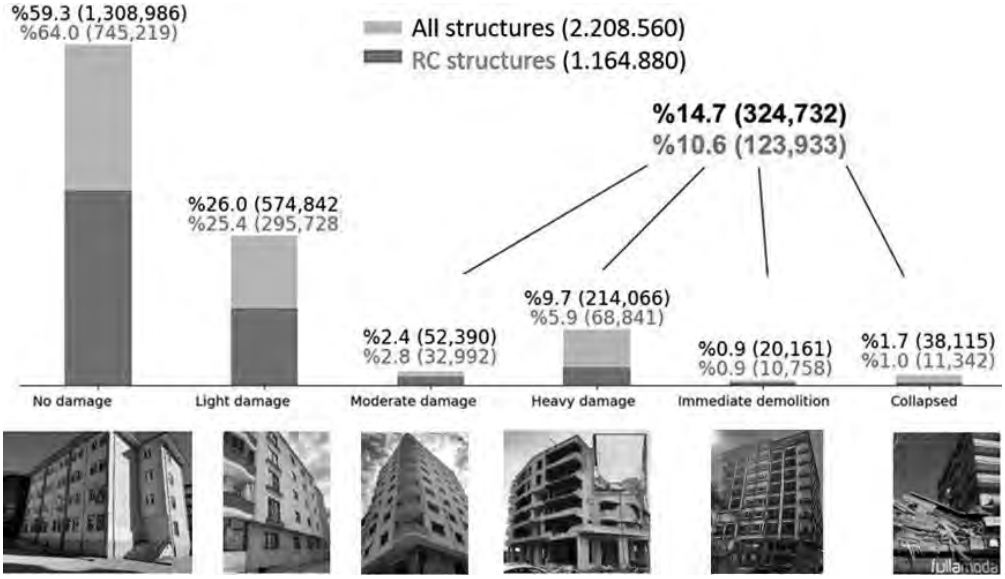


Fig. 3. Distribution of damages (The building photographs correspond to each level of damage extent on RC structures).

The building damage categories were determined based on a revised and simplified edition of the methodology introduced by Ilki et al. [9, 10]. This adjustment or simplification was important to tackle the difficulties that could arise due to such a crisis situation, given the limited availability of experienced personnel and the substantial number of affected structures (more than 2.2 million structures to be inspected by approximately 9000 inspectors in a duration of one month). The methodology consists of a two-stage damage assessment procedure that includes the external and internal inspection phases of buildings. In the external inspection stage, buildings with partial or total collapse, large residual story drifts, or significant soil settlement (in the forms of uniform settlement, differential settlement, or rigid rotation) are identified as heavily damaged buildings. In case the building is not identified as heavily damaged during the external inspection, the inspection team enters the building for internal inspection. In the internal inspection stage, the building damage class is determined by assigning the damage classes to the vertical load-bearing structural members at the most earthquake-damaged story. The revised and simplified damage assessment method is based on detecting the quantity of the damaged vertical load-bearing elements (such as columns, shear walls, and joints) and the extent of these damages. It should be noted that the more detailed

version of the methodology also considers horizontal structural members, stairs, and non-structural infill wall damages in addition to vertical members.

The construction year of buildings in Türkiye is commonly regarded as an approximate indicator of their construction quality and susceptibility to more severe damages during earthquakes. The devastating consequences of the 1999 Marmara earthquakes not only led to improvements in construction techniques and inspection protocols but also were effective in raising awareness among the people [11]. The 1998 Seismic Regulation, introduced just one year prior to the catastrophic earthquakes of 1999, marked a significant update after more than two decades since the publication of the previous code (the 1975 code). Notably, for the first time, the regulation comprehensively incorporated capacity design principles. These principles provide that plastic hinges form at beams by ensuring that columns are stronger than beams framing into the same joint. The implementation of the Building Inspection Law in 2001, initially in pilot provinces, and its subsequent nationwide expansion in 2011, represented a significant advancement in the establishment of uniform inspection procedures. The improvement of building quality throughout time can also be attributed to advancements in manufacturing technologies, the availability of enhanced technical guidelines, and the widespread adoption of deformed steel reinforcing bars and ready-mixed concrete. The damage assessment results for RC structures in the aftermath of the 2023 Türkiye earthquakes validate these conclusions (Figure 4). Examining Figure 4 from various perspectives reveals the following findings: The incidence of moderate-to-heavy damage in RC buildings has notably decreased for the ones constructed after 1995. An average of 16% of RC buildings constructed prior to this year exhibited such levels of damage, whereas in more recent constructions, this rate has dropped to 4.7% (Figure 5a). Upon evaluating the collapsed structures, it becomes evident that the year 2000 can be regarded as a significant turning point. Prior to this year, the average rate of building collapses was 1%, whereas for newer constructions, this figure has decreased to 0.2% (Figure 5b).

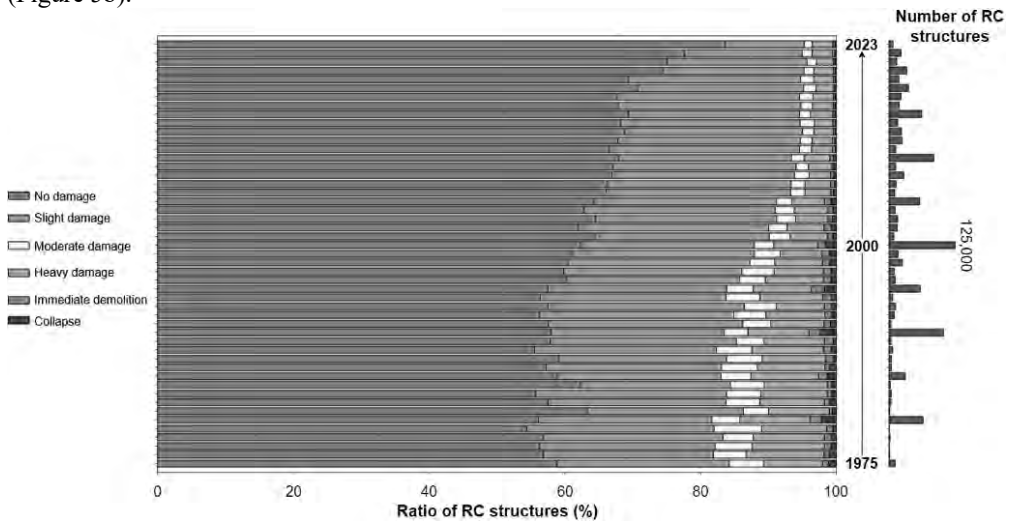


Fig. 4. Distribution of damages with respect to construction year of RC structures.

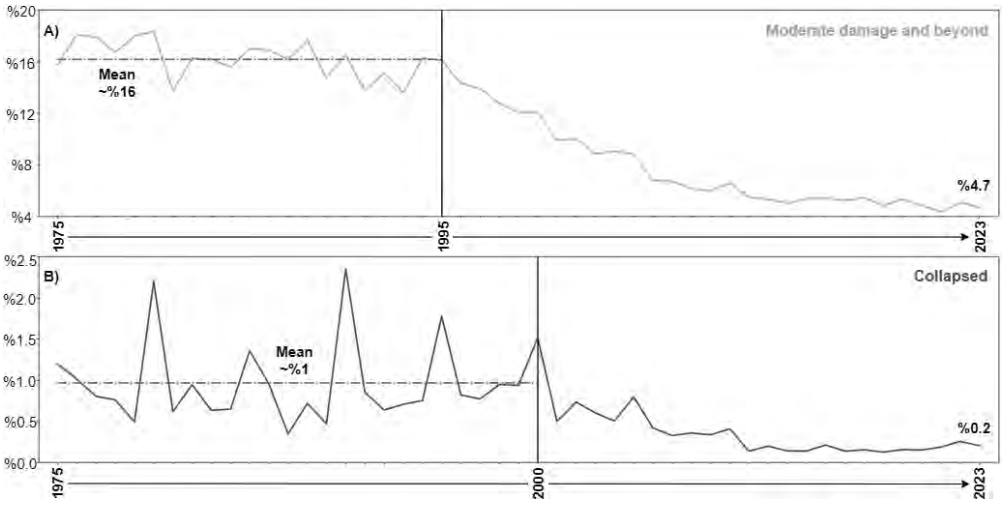


Fig. 5. Distribution of damage levels with respect to construction year of RC structures (a) moderate and heavy (b) collapsed.

3. Typical causes of damages and failures.

Figure 6 provides an illustration of a mid-rise RC building that was to be urgently demolished after the February 2023 earthquakes in Türkiye. The damage primarily resulted from insufficient stiffness due to the absence of shear walls and inadequate column dimensions, compounded by the utilization of low-strength concrete leading to deficient strength, and a lack of transverse reinforcement of the columns resulting in insufficient ductility. The current Turkish Building Earthquake Code (TBEC) [12], as well as its preceding revisions, explicitly incorporate the provisions regarding these significant structural characteristics. The extensive damage observed in numerous buildings in the earthquake-hit region can be attributed to recurrent deficiencies stemming from inadequate adherence to seismic design regulations in Türkiye, both in the past and present [13]. Even if the construction material quality has improved since the late 1990s, there are still problems with structural element detailing and system layouts.

The field observations identified structural irregularities, such as slab and frame discontinuities, heavy overhangs, and soft and weak stories, as the primary causes of damages and failures. The irregularities in question are extremely important in the fields of structural engineering and seismic design, as they greatly affect the overall seismic performance of structures (Figure 6a). A totally collapsed building and its structural layout are presented in Figs. 6b and 6c, respectively. As seen in these figures, the structural system of the collapsed building comprises moment-resisting frames combined with rectangular structural walls, which are perpendicular to the building's perimeter axes, along with two centrally located U-shaped core walls. It is clear from the structural layout that discontinuous frames and perimeter beams in the X direction fail to connect to vertical members. These factors could hinder the establishment of effective frame action and potentially result in insufficient lateral stiffness in this direction.

While inspecting certain buildings, concerns regarding the quality of the concrete were found (Figure 7). For the buildings constructed prior to 2000, this can be attributed to the factors such as a lack of a suitable concrete mix design resulting in insufficient cement content, high water usage, and incorrect aggregate gradation (Figure 7a). Consequently, this results in low concrete

compressive strength, reduced elastic modulus, non-homogeneity, and segregation (Figure 7b). In buildings constructed before 2000, improperly sized and shaped wooden concrete cover spacers are also noticeable (Figure 7a). On the other hand, despite the use of higher-quality concrete after the year 2000, instances of poor workmanship, excessive reinforcement usage (Figure 7c), and inappropriate concrete composition in new constructions were observed, leading to inadequate concrete placement.

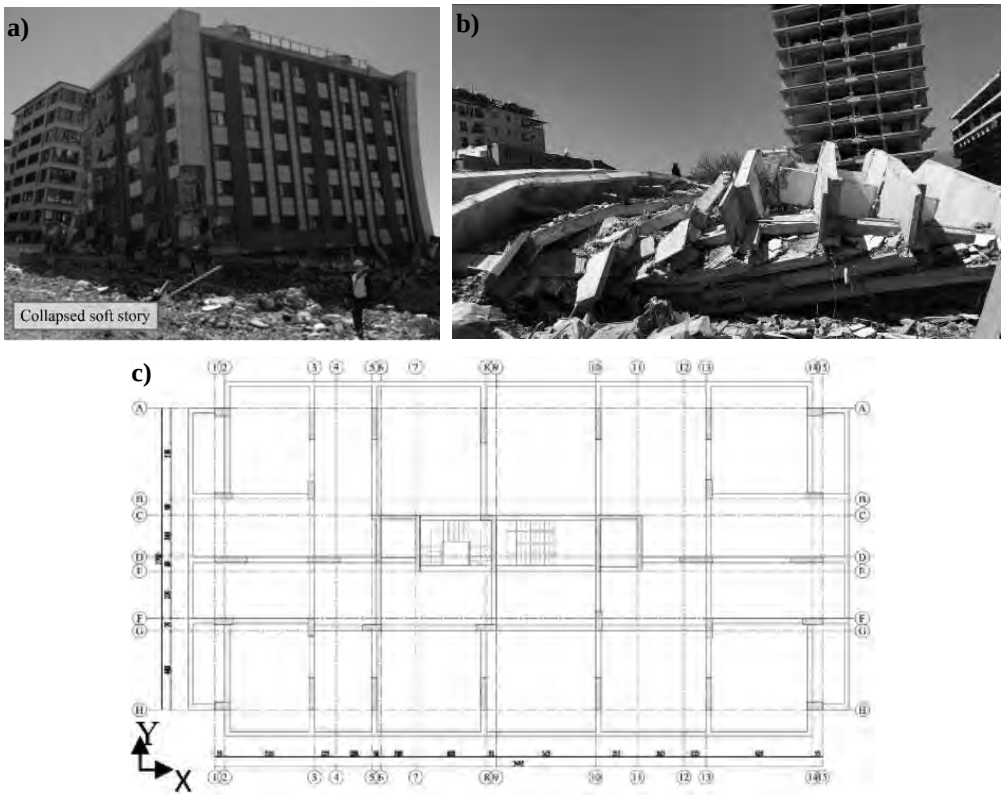


Fig. 6. (a) RC building needs to be urgently demolished due to its soft story collapse, (b) completely collapse building, (c) structural layout of the collapsed building.

Several significant problems have also been found in the reinforcing details. The problems related to transverse reinforcement detailing are the excessive spacing of stirrups, the utilization of inappropriate angles for stirrup hooks (such as employing 90° hooks instead of the recommended 135° seismic hooks), and the lack of cross-ties. The inadequacies in the positioning and design of the stirrups result in a lack of effective confinement on the concrete, which is essential for demonstrating ductile characteristics. Also, insufficient shear capacity of structural elements is caused by inadequate amounts and incorrect detailing of transverse reinforcement, which ultimately leads to shear failures. Figure 8a exemplifies the inadequate amounts and specifications of transverse reinforcement observed in the damaged pre-2000 RC structures. As also clear in this figure, there appears to be a cold joint issue present in the upper section. No surface preparation was observed, leading to the failure of column-beam integration. Additionally, it was observed that mistakes, such as the bending of starter reinforcement at floor levels (Figure 8b), were frequently made during the construction process. Furthermore, Figure 8c shows a lack of cross-ties in the boundaries of the shear walls of a new RC structure.

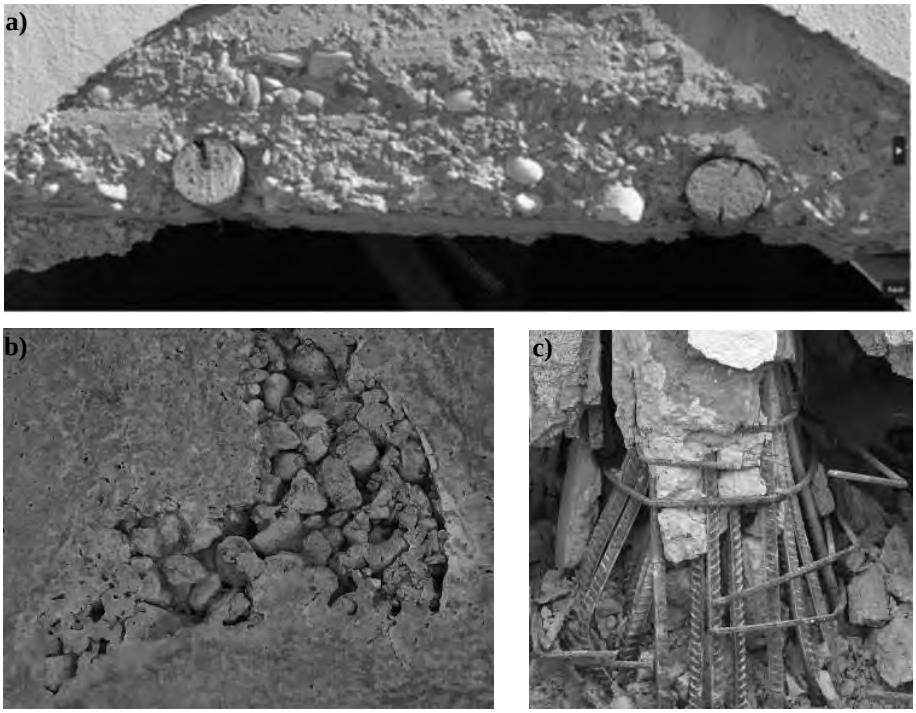


Fig. 7. Poor concrete quality (a) improper aggregate gradation, (b) segregation, (c) excessive usage of longitudinal reinforcement.



Fig. 8. (a) Insufficient transverse reinforcement of an RC column, (b) bending of starter reinforcement at the floor levels, (c) lack of cross ties at the boundaries.

Similar to cast-in-place RC structures, precast concrete structures, which are generally utilized in industrial buildings, exhibited substantial damages, primarily in the connections. This is dependent on the incorrect use of washers and nuts at the end of the dowel, as well as the sub-standard quality of the grout surrounding the dowel (Figure 9a). Elastomeric bearings were often not used in the moment-resisting beam-column connections, as shown in Figure 9b. Furthermore, the absence of redundancy in the roof support system, especially in the construction stage, worsened the susceptibility of these structures (Figure 9c). Out of the approximately 4,000 precast concrete industrial structures in the earthquake-hit region, which are near-complete single-story or partial mezzanine-storied warehouses and structural systems formed from precast console columns, the proportion of structures that have suffered heavy damage was 1.42%. These heavy damages mainly due to damage to the moment-resisting beam-column connections and columns. Field investigations have shown that most of these buildings with heavy and moderate damages were built without following the information and details regarding manufacturing and assembly provided in the TBEC Section 8 [12, 14].

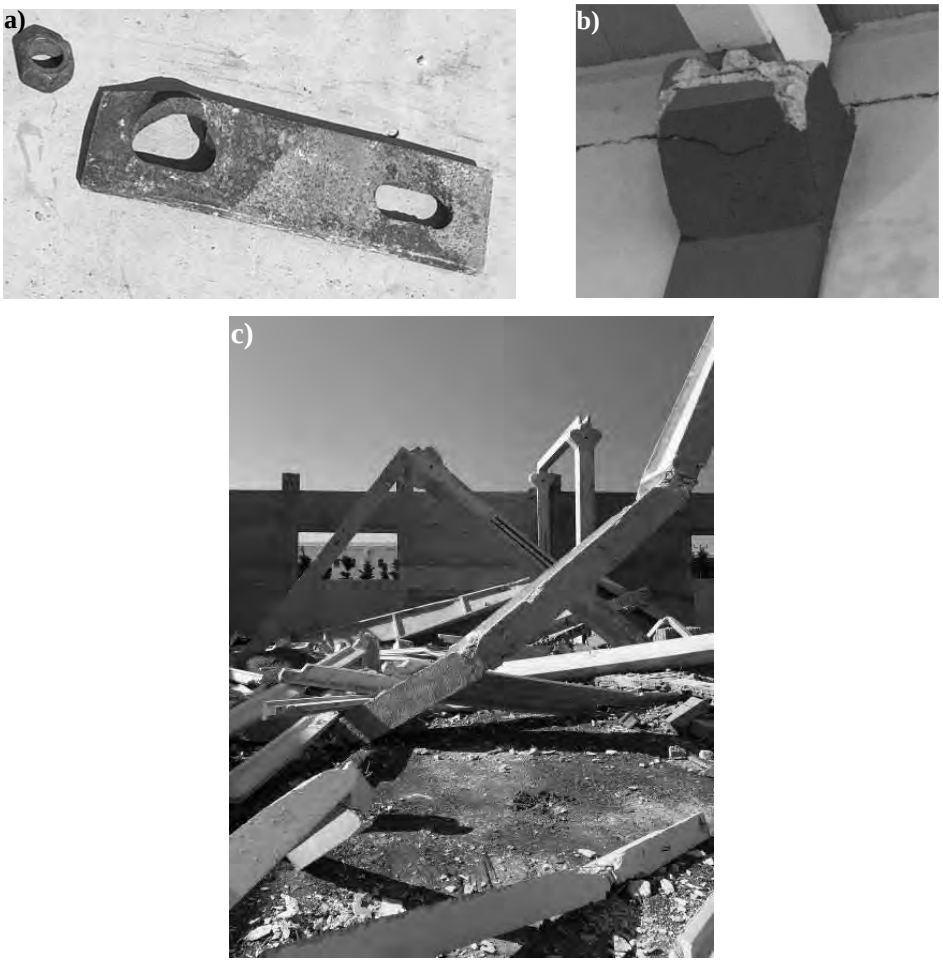


Fig. 9. Damages on precast concrete structures (a) incorrect use of washers and nuts at the end of the dowel (b) lack of elastomeric bearings at the beam-column connections, (c) damage to the moment-resisting beam-column connections and columns.

Following the earthquakes, certain buildings remained uninhabited due to non-structural damages, despite maintaining their structural integrity. The non-structural elements are the components, such as infill walls, claddings, chimneys, that are not in the load-bearing system of the buildings. Beyond directly contributing to substantial financial losses and downtime, damage to non-structural elements and contents may also pose life-threatening risks. The shear cracks manifested in an X-shaped pattern across both interior and exterior walls of the buildings. Such damage is often attributable to insufficient adhesion between the walls and structural elements. Additionally, it was observed that inadequate lateral stiffness in the frame led to shear damage in the infill walls as a result of the reversed cyclic lateral loading during an earthquake. It should also be noted that the extent of in-plane failure of infill walls is typically highest at the ground floor and decreases through the upper floors, as depicted in Fig. 10a. To mitigate such damage, the employment of elastic materials between infill walls and the structural system is recommended, as highlighted in TBEC 2018 [12]. In some buildings, the damages caused by the deflection of the walls in an out-of-plane direction due to the strong ground motion were also observed.

External cladding systems have been employed to cover the exterior facades of buildings for decades, often incorporating stiff and brittle materials such as glass, concrete, stone, and ceramic. This renders them vulnerable to damage depending on the drift of the supporting structure during earthquakes. Consequently, these brittle panels present a considerable risk of damage and detachment from their original positions, thereby, posing serious safety hazards to nearby objects and pedestrians. Reconnaissance studies have revealed that façade damage is widespread, particularly, where cladding panels have fallen to the ground due to connection failures (Fig. 10b).



Fig. 10. (a) Infill wall damages in buildings, (b) damage to external cladding systems.

Following earthquakes, health facilities play a crucial role in disaster management. It is imperative for hospital buildings to ensure uninterrupted service after major earthquakes while maintaining their functionality. For this purpose, the seismic importance factor for hospital buildings is typically set at 1.5 times higher than that for conventional residential buildings. A directive issued by the Ministry of Health in 2013 mandates the implementation of earthquake base isolation technology in hospital buildings located in high seismicity areas with a capacity exceeding 100 beds. The appearances of both conventional and base-isolated hospital buildings are presented in Fig. 11. Generally, minor structural and moderate non-structural damages were observed in the examined health facilities built conventionally, whereas few older and obviously sub-standard-constructed ones collapsed causing casualties. The examined relatively new base-isolated hospital utilizing friction-type isolation devices showed no significant damage in its structural elements, whereas some cracks and separations were observed on non-structural elements, together with residual displacements and some problems along the boundaries of the isolated system and its surrounding. No visible significant damage was detected on the isolation devices or their connection details in the examined few isolated hospital structures. Further information on hospitals can be seen elsewhere [15].



Fig. 11. Appearences of (a) conventional, (b) base-isolated hospital buildings.

4. Conclusions

In February 2023, Türkiye experienced a sequence of earthquakes, followed by multiple aftershocks, resulting in substantial destruction. The main aim of this study is to present the results obtained from the structural damage assessment conducted in the region and the findings of on-site inspections carried out on the damaged RC structures in order to identify prevalent shortcomings and common causes of structural damages and failures.

Damage detection studies showed that there is a noticeable improvement in the performance of structures built after the late 1990s. This is believed to have been caused by an increase in the quality of construction materials, the renewal of seismic codes and the inspection system, and the increase in public awareness, basically due to lessons learnt after 1999 Marmara earthquakes that had caused widespread losses. The site examinations revealed that the evaluated structures displayed construction issues similar to those documented in previous earthquakes. For buildings constructed before 2000, issues like improper concrete mixing, uncontrolled water-cement ratios, and inadequate aggregate size led to low concrete strength and segregation. Despite using better materials after 2000, newer buildings still face problems like poor workmanship, improper concrete composition, and excessive reinforcement, all contributing to concrete placement issues. The field observations also highlighted the primary causes of damages and failures in

structural irregularities, particularly, emphasizing the soft and weak story phenomena. Moreover, ductile detailing problems, like the absence of crossties and the use of 90-degree tie hooks in shear wall and column plastic hinge zones, significantly, weakened the seismic performance of the structures. Although non-structural elements are not part of the load-bearing system of buildings, damage to these components can increase the demand for shelter, lead to substantial financial losses and downtime, and pose life-threatening risks.

Acknowledgements

The authors would like to express their gratitude to Istanbul Technical University (ITU), Türkiye Earthquake Foundation (TEF), Turkish Natural Catastrophe Insurance Pool (TCIP), Disaster and Emergency Management Authority (AFAD), Ministry of Environment, Urbanization and Climate Change (MoEUCC), Istanbul Metropolitan Municipality (IMM), and Kordsa, Hilti, Arup companies for their support.

References

1. <https://www.afad.gov.tr> Dated: 13.04.2023.
2. <https://www.csb.gov.tr> Dated: 10.05.2023.
3. Disaster and Emergency Management Presidency of Ministry of Interior Affairs of Türkiye (AFAD), 06 February 2023 Pazarcık-Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.7 – Mw: 7.6 Earthquakes Report, 2023. [in Turkish]
4. Strategy and Budget Office of Presidency of Türkiye (SBO), 2023 Kahramanmaraş and Hatay Earthquakes Report, 2023.
5. Goksu, C., Sari, B., Gullu, M.F., Orakcal, K., Ilki, A., "Outline of the Performances of Reinforced Concrete Buildings During February 2023 Türkiye Earthquakes and Potential Use of FRPs Towards More Resilient Buildings", 11th International Conference on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2023), 2023.
6. Ilki, A., Goksu, C., Sari, B., Aydogdu, H.H., Demir, C., "2023 Kahramanmaras Earthquakes and Lessons Learnt Towards Building Resilient Cities with a Focus on Istanbul", 20th International Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE), 2023.
7. Sari, B., Goksu, C., Demir, C., Ilki, A., "February 2023 Türkiye Earthquakes, Performances of the Reinforced Concrete Buildings and Retrofitting", Beton 2023 Ready-Mixed Concrete Congress, 2023. [in Turkish]
8. Danciu L., Nandan S., Reyes C., Basili R., Weatherill G., Beauval C., Rovida A., Vilanova S., Sesetyan K., Bard P-Y., Cotton F., Wiemer S., Giardini D. (2021) – The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model Overview. EFEHR Technical Report 001, v1.0.0, https://doi.org/10.12686/a15
9. Ilki, A., Halici, O. F., Comert, M., Demir, C., "The Modified Post-Earthquake Damage Assessment Methodology for TCIP (TCIP-DAM-2020) ", Advances in Assessment and Modeling of Earthquake Loss, 2021, Cham, Springer International Publishing.
10. Ilki, A., Halici, O. F., Kupcu, E., Comert, M., Demir, C., "Modifications on seismic Damage Assessment System of TCIP based on Repairability", 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japan, 2020.
11. Ilki, A., Kumbasar, N., "Marmara and Duzce Earthquakes in Turkey-Structural Damage," Proc. ASCE 14th Engineering Mechanics Conference, Austin, on CD, University of Texas, Austin, 2000.
12. Turkish Building Earthquake Code (TBEC), Official Gazette of Republic of Türkiye, No: 30364, 18.03.2018. [in Turkish]
13. Ilki, A., Celep, Z., "Earthquakes, Existing Buildings and Seismic Design Codes in Turkey", Arabian Journal for Science and Engineering, 37 (2012) 365–380.
14. Yuksel, E., Soydan, C., Surmeli, M., Ozkaynak, H., "In light of the February 06, 2023, Kahramanmaraş earthquakes retrofitting of precast concrete industrial buildings", Precast Concrete Journal, 147, 2023. [in Turkish]

15. Yenidogan, C., “Seismic Performance of Conventional and Base Isolated Hospital Buildings During the February 6, 2023 Kahramanmaraş Earthquakes”, Turkish Journal of Civil Engineering, (2024), submitted. [in Turkish]

Zachowanie się zabudowy podczas trzęsień ziemi w Turcji w lutym 2023 roku

Słowa kluczowe: ocena, rozpoznanie, żelbet, uszkodzenia sejsmiczne

Challenges and opportunities for new nuclear construction: lessons learned – but not followed

ANDREW C. KADAK[1], KENNETH AUPPERLE[2]
[1]Kadak Associates
[2]Meridian Services Group

Abstract: Nuclear Energy is viewed as part of the solution for global climate change. However, capital costs are high, and the recent experience of new construction has generally not been very good as evidenced by projects in the United State, United Kingdom, France, and Finland. There are examples of successful projects with nuclear plants in the United Arab Emirates, South Korea, and China. There are many studies focused on lessons learned from these past successes and failures. The principal root cause of most failed projects is the underestimation of the difficulty of building such complex and first of a kind (FOAK) facilities, and developing unrealistically optimistic budget and schedule plans to begin with. We define failure not at completing the project but as failure in meeting cost and schedule objectives set forth when the project was originally proposed and when the plant actually begins generating electricity.

For a nation contemplating building its first nuclear plant such as Poland or a nation with an established nuclear program such as the United States or France, the lessons learned are quite similar in many fundamental ways. For new nuclear power nations, the challenges are even greater especially in dealing with a new regulatory system, safety culture, supply chain, quality, configuration management, document control, and qualified work force. Public support or opposition can pose additional challenges since it can affect how effectively plans can be implemented, especially in dealing with regulatory bodies and local political opinion. A key industry lesson learned is that FOAK organizations present greater challenges than FOAK technical issues….creating effective global teams is easier said than done.

This paper will highlight some of the challenges and successes of past projects as documented in many studies which will be found in the references section. We will also highlight what we see as a success path for a new nation thinking about how to do this effectively. The most recent successful construction and deployment project is that of the United Arab Emirates which has built 4 new nuclear within reasonable cost and schedule targets. South Korea and China are other countries worthy of review since they have been able to build nuclear plants within reasonable expectations of schedule and budget.

Introduction

While international bodies such as the Intergovernmental Panel on Climate Change call for the rapid expansion of nuclear energy to address the global climate change challenge, the needed expansion of nuclear power is not proceeding as fast as hoped or needed. This is largely due to the high cost of building new nuclear plants (NNP). This is based on recent experience of NNP cost and schedule overruns by massive amounts – sometimes 3 to 4 times the expected costs when the projects were initiated. There are many studies that have looked at recent projects that have experienced cost and schedule overruns and those that have shown better

performance. Table 1 shows common characteristics of recent NNP projects that are found in low and high-cost plants [1, 2].

Table 1. Common characteristics in low and high cost nuclear construction projects (ETI, 2018 Appendix A).

Low Cost Plant	High Cost Plants
Design at or near complete prior to construction	Lack of completed design before construction started
High degree ot design reuse	Major regulatory interventions during construction
Experienced construction management	FOAK design
Low cost and highly productive labour	Litigation between project participants
Experienced EPC consortium	Significant delays and rework required due to supply chain
Experienced supply chain	Long construction Schedule
Detailed construction planning prior to starting construction	Relatively higher labour rates and low productivity
Intentional new build programme focused on cost reduction and performance improvement	Insufficient oversight by owner
Multiple units at a single site	
NOAK design	

Designing and constructing a NNP is a "FOAK Megaproject" that many planning stakeholders fail to completely appreciate.

– All Megaprojects typically cost over $US 1 Billion; may be FOAK; are complex; are of long duration; are highly visible politically; are supported by passionate advocates; have high risk and an "optimism bias" that sometimes blinds the developers and investors.
– An NNP in a new country is always a FOAK where they cost over $US 5 Billion and are accompanied with different and more demanding regulatory requirements and a culture of accountability that far exceeds that in non-nuclear industries.
– There are many megaprojects that have similar delays and cost overruns especially with infrastructure projects such as roads and bridges, tunnels, etc. Typically project costs are understated and project schedules optimistic hoping that they can be achieved. Project sponsors are reluctant to spend too much money upfront, prior to the commitment to build. They do not do sufficient design and engineering as well as risk analysis fearing that the actual numbers may to too high to gain project approval. The goal is to get started on the project and engineer as you do the construction work. [3,4] This is a key lesson learned and critical mistake.

There is also the FOAK challenge of setting up a company or engaging several companies and subcontractors who need to find a qualified workforce that can number in the thousands in a relatively short time with the management skills needed for nuclear grade work. Organizing an integrated project team (IPT) is perhaps one of the biggest challenges facing utility owner/licensee leaders. They need to work seamlessly with several major contractors, subcontractors and vendors. They need to Identify qualified contractors and vendors to establish trusted relationships specifying detailed contract terms and commitments. They need to verify the quality of service and manufactured goods that must be thoroughly checked and documented to nuclear grade acceptance standards. Documentation is a major challenge for nuclear construction. Then, there are the multiple labor unions who can make or break a project. Again, creating effective global teams is easier said than done.

There have been many lessons learned studies conducted on past nuclear projects by reputable and unbiased organizations seeking to better understand what works and what

doesn't work. This includes studies by the National Academy of Sciences, the United Kingdom Royal Academy of Engineering, the Nuclear Energy Institute (NEI) in United States, the Electric Power Research Institute, the Massashusetts Institute of Technology to name just a few. Companies have also performed many self-assessments to determine what went wrong and how to improve. Unfortunately, since the number of NNP projects in the western world is so few, those lessons have to be re-learned by new management teams, contractors and vendors. Countries such as China and Korea with a sustained nuclear programs have been successful due to continuing to build new plants and being able to maintain a work force that can move from site to site and using a reliable and steady supply chain. [9, 10, 11, 12]

Recent Experience

We shall briefly review several nuclear projects that have not met the expectations of the customers and highlight some of the chief reasons.

Vogtle Nuclear Power Station (US) –Units 3 & 4, each 1,200 Mwe Westinghouse AP-1000
Start Date: 2009 Initial Operating Date: 2016/2017 Commercial Operation: 2023/2024
Initial Project Cost: $ 14 Billion Final Project Cost: $ 30 Billion

This project along with the Summer twin unit nuclear plants were meant to be the start of the nuclear renaisance in the United States. Building off the NRC "certified" Westinghouse AP 1000 design, this two unit project was to be a standardized Westinghouse innovative new reactor "passive safety" plant design that greatly eliminated many components, engineered safety syatems, and miles of cabling and piping in the hopes of reducing construction and operating costs. Modularity principles were introduced in construction and containment design. This plant was also the first to go through the new "streamlined" licensing process using the 10 CFR Part 52 in which a combined operating license and construction permit was to be issued after licensing review. The trouble with this concept began early with an incomplete detailed design and a new licensing process that was much more demanding in terms of changes to the "certified" design license. Secondly, it was a FOAK non-standard reactor. Thirdly, we had a FOAK organization structure based on a total project fixed price contract. Thus, we had three concurrent risks – first of a kind design with first of a kind organization in a first of a kind licensing process with an incomplete design.

Due to these factors, significant delays and cost increases occurred. Mistakes were made in the beginning with the digging of the foundation and backfill that was not up to regulatory standards. Second, the plan for factory manufacture of key structural components by the Shaw Nuclear Services Facility lacked sufficient nuclear experience to meet nuclear grade construction standards and quality requirements. This facility to was to manufacture key parts of Westinghouse's AP 1000 plants in the US and China. Also, NRC standards changed during the construction due to the 9/11 terrorist attack on the US World Trade Center requiring significant redesign of many of the structural and design features of the plant causing costly delays. Due to the lack of new nuclear construction in the US, there was also a shortage of a qualified nuclear workforce and nuclear qualified vendors in the supply chain which further complicated the execution of the project. On top of all that was the COVID pandemic which seriously disrupted all activities on a worldwide scale. The Fukushima nuclear accident also caused detailed "stress" tests of all existing reactors and new designs.

There were also significant alignment challenges between Westinghouse, Shaw and other vendors in terms of who was in charge resulting in legal contract issues that slowed progress and lacked the cohesiveness needed for successful project execution. The cost overruns finally

caused Westinghouse to declare bankruptcy which added additional costs and complications to completing the project.

There are many reports and news accounts of the Voglte struggle which does have a happy ending in that Vogtle has started making electricity, albeit late and way over budget, in 2023. The good news is that the plant is expected to operate for 60 years. Readers are encouraged to seek out these reports especially for a nation building its first nuclear plant such as Poland. [5, 6]

In summary, first of a kind projects are expected to take longer than estimated, cost more than estimated and will run into technical hurdles in an unsure regulatory and political climate even under the best project management organization. Nuclear standards are exacting and a strong quality assurance culture is required by all parties. Beginning a project with a completed detailed design (at least 90 – 95%) is a must.

Olkiluoto, Finland – 1,600 Mwe European Pressurized Water Reactor (EPR)
Start Date: 2005 Initial Operating Date: 2010 Commercial Operation: 2023
Initial Project Cost: 3 Billion Euro Final Project Cost: 11 Billion Euro

This project was to be the first new nuclear plant to be built in Europe of a new design intended to increase plant size to 1,600 Mwe to improve its economics while also improving safety. It also was a "first of a kind" reactor being built at a site that already had 2 reactors. AREVA bid the plant as a "turnkey" project with a fixed price which became part of the problem in terms of getting the plant built with the spirit of cooperation needed by the owners (TVO) and AREVA, the main contractor at the time. The EPR's detailed design was also not complete in a country whose national regulations were not completely understood by the contractor which caused the first major delays in the pouring of the basemat concrete. There were other significant problems that caused additional delays such as fabrication of the huge reactor vessel, welding on the steel containment liner and the instrumentation and control system to name but a few [7]. A detailed report by the Finish regulator STUK highlights some of the problems found at Olkiluoto. [8]

The key to the problems identified were a lack of safety culture by the contractors, lack of qualified qork force, poor planning and supervision by AREVA, a company that lacked nuclear construction experience. There were also manufacturing difficulties of key components requiring rework, and the lack of a complete detailed design approved by the regulator as primary causes of the delays. [13]

These problems led to lengthy contract disputes about cost which ultimately caused AREVA to be sold to EDF to complete the project.

Flamanville, France – 1,600 Mwe European Pressurized Water Reactor (EPR)
Start Date: 2007 Initial Operating Date: 2012 Commercial Operation: 2024
Initial Project Cost: 3.3 Billion Euro Final Project Cost: 13 Billion Euro

The Flamanville nuclear plant's delays were also the result of an incomplete detailed design but were confounded by problems with the pouring of concrete, rebar locations, steel containment liner welding, problems with manufacture of certain components of the steam generator. Additonally an inspection of the reactor vessel closure and bottom at the Japanese factory in 2015 discovered anomolies which the regulator required to be replaced by 2024. Since the plant was not able to start up as scheduled in 2017, a major setback in the start of operations was avoided by a decision of the regulator to allow for the start of operation despite these reactor vessel "anolomies".The reactor vessel head will have to be replaced in the future. There were numerous inspections by the French regulatory (ASN) which led to suspensions of work by the contractors. Similar problems to those of Olkiluoto were also found with design

of the instrumentation and control system. These problems are indicators of poor management oversight of construction work and that of the outside vendors. [14]

There are other projects that could be reviewed but the lessons learned will be similar with different specific initiating events.

Next, we shall review several success stories in which the customer was satisfied, highlighting some principle reasons.

Barakah, United Arab Emirates – 4 Units 1,345 Mwe APR 1400 Pressurized Water Reactors [39]

Start Date: 2012 Initial Operating Date: 2017 Commercial Operation: 2020/2021/2022/2024 Initial Project Cost: $ 20 Billion Euro Final Project Cost: $24.4 Billion

Table 2.

Reactor Name	Model	Reactor Type	Net Capacity (MWe)	Construction Start	First Grid Connection
Barakah 1	APR-1400	PWR	1,337	2012-07	2020-08
Barakah 2	APR-1400	PWR	1,337	2013-04	2021-09
Barakah 3	APR-1400	PWR	1,337	2014-09	2022-10
Barakah 4	APR-1400	PWR	1,337	2015-07	2024-03

Table 2 summarizes this 4-unit Barakah Project. This project is now a model for new builds in countries that do not have existing nuclear plants or a regulatory system to support nuclear power. The UAE, early on, decided to engage the International Atomic Energy Agency (IAEA) and other regulatory bodies such as the US Nuclear Regulatory Commission to help develop a regulatory body (Federal Authority of Nuclear Regulation FANR) capable of reviewing and approving license applications in conformance with international safety standards. Additionally it created a separate company (Emirates Nuclear Energy Corporation (ENEC) to oversee the competitive bidding process to select a design to build four large Generation IV nuclear plants. [15] This company would ultimately also oversee construction. Their decision process was informed by independent outside consultants which resulted in the selection of the Korean standard APR1400 that had been built in Korea and has operated successfully.

The prime contractor, KEPCO is in a consortium with Korea Hydro & Nuclear Power (KHNP), Hyundai Engineering & Construction, Samsung C&T, and Doosan Heavy Industries & Construction. KEPCO is in charge of the design, construction and will help operate the four units making clear that it is responsible for aspects of design through operation. This was a identified strength of the project since there was someone that had ultimate responsibiliy for cost and schedule. The contract also included training and education development for UAE to take over operation through it new operating company (NAWAH Energy Company). This company is a joint venture between ENEC and KEPCO indicating further mutual interest in success. The price for the four units was also very competitive with a demonstrable ability to deliver the plant as was shown for the Shin-Kori 3 and 4 reference plants. At one point over 20,000 people from many countries worked on the Barakah site which in itself is a management feat worthy of attention for future projects

The APR 1400 design was a Combustion System 80+ design certified by the US NRC and the Korean regulator. The UAE regulator, FANR, developed its regulatory system along the lines of the US NRC and the IAEA. ENC referenced the Korean regulatory reviews in it licensing documentation.

Despite all the experience with building nuclear plants in Korea and elsewhere, all four units found cracks in the concrete containment structure causing significant delays which required repair. These cracks (more likely voids) occur when concrete solidifies too fast during the continuous pouring process. The other reason for delay to startup of the first reactor, even though construction was essentially complete, was an operational readiness audit by the regulator that found that the crews were not ready for operations requiring about an 18-month delay. FANR had raised 400 adverse findings in a review requiring rectification of various technical organizational and management issues. [16,17,18,19]

China

China has the largest nuclear expansion program in the world today. Over 50 reactors have been built and are operating and as many are planned for the future. While China started its nuclear program with an 800 MWE French designed nuclear plant in the late 80's, it has since contracted with Westinghouse to build AP1000's and with AREVA/EDF to build uprated Evolutionary Power Reactors (EPRs). Both designs have completed their construction and are now operating. Not much is known about delays but many are due to faulty components some originating outside of China and some within due to its localization program. China has successfully copied some of these western designs and upgraded them to Chinese version such as the CPR- 1000 and CAP 1400 with the cooperation of the original vendors.

The Figure 1 below shows some of the recent cost experience with Chinese new builds in terms of original cost estimates compared to final delivered cost in euros per kwhr. This costs include the cost of financing, commissioning and operations and maintainance to reflect the total cost of power. [20]

The Taishan plants are EPRs, the Fuqing plants are Chinese design CPR 1000 based on the original French 800 Mwe reactors, while the Sanmen and Haiyang plants are AP1000 type. All four AP 1000 plants were started about the same time and went into commercial operation in about 9 years. What can be inferred by these charts is that for the EPR units, the same problems existed as existed in France and Finland. The construction performance of the Chinese AP1000 plants was closer in line to the original budget estimates. They too were delayed and cost more than projected. While the numbers shown are Chinese costs reflecting lower labor and consumable cost than other countries, the key is the escalation between original and final cost estimates which provide an indicator of the effectiveness of the firms building the plants and schedules.

While China's labor costs are significatly lower than in the US and the regulatory system is different, it has an aggressive regulator that insists on safety standards which are internationally based. Having served for many years on the Nuclear Safety Oversight Board of the Daya Bay and Ningde Nuclear plants, I can testify to the seriousness of nuclear safety of these plants. While the regulator is not as intrusive as the US Nuclear Regulatory Commission, the expectations are equivalent as to safety performance.

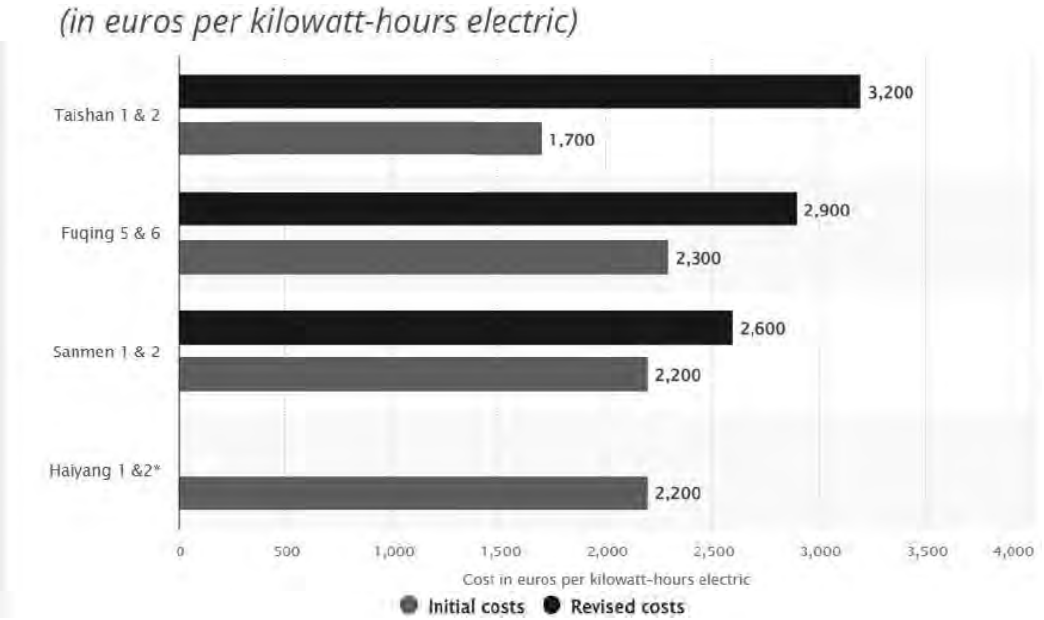


Fig. 1. Initial and Revised Construction Cost[1]. Modern Nuclear Reactors Operative in China in 2021.

Taishan, China – 2 units 1,750 MWe European Pressured Water Reactor (EPR)
Start Date: 2009/2010 Initial Operating Date: 2013 Commercial Operation: 2018/201
Initial Project Cost: ? Billion Final Project Cost: $ 7.5 Billion

Taishan became the first EPR to start commercial operation in the world beating out Finland and France due to their difficulties. The reference plant for the Taishan plants is Flamanville whose reference plant was Olkolituo. Over 1,000 lessons learned from both plants was applied to Taishan and despite those, delays and cost overruns occurred suggesting a challenging design to build. EDF has acknowledged severe difficulties in building the EPR design and is working on another version. It should be noted that the Chinese have a regulatory agency that is charged with licensing and overseeing the construction and operation of nuclear plants. The National Nuclear Safety Administration issued permission to load fuel for the first unit in 2018. In 2017, the Taishan company conducted a comprehensive evalutation of the engineering construction plan and associated risks and determined to adjust the construction schedule most likely due to similar problems experienced in Finland and France. The original 46 month construction schedule was lengthened to an actual 88 month construction period. [21, 22]

Sanmen, China – 2 Units 1,100 Mwe Westinghouse AP1000
Start Date: 2009/2009 Initial Operating Date: 2013 Commercial Operation: 2018/2018
Initial Project Cost: $ 5 Billion Final Project Cost: $ 7.7 Billion

Sanmen units were built by the State Nuclear Power Technology Corporation, the Sanmen Nuclear Power Company (a special purpose company established to build and operate the

[1]This chart comes from the Statistica web site. Normally construction costs are expressed in kWe or MWe. It is assumed that they included costs of fuel, operations and maintenance in these numbers to arrive at a cost per Kwe/hr and that the comma, is a period. i.e. 2.2 Euros/kWh

plants), with the main civil contractor the China Nuclear Industry Fifth Construction Corporation (CNF). The Shaw group (Westinghouse) has been contracted to provide engineering procurement, commissioning, document control and project management services. Westinghouse submitted the Preliminary Safety Analysis Report to support the issuance of a construction permit in March 2009. [23]

What is unique about the Sanmen project is that both units were built essentially simultaneously with completion of construction within months of each other as was the commericial operating date. The Chinese built the same modular construction fabrication facilitiess that Shaw had built in the US to support their multiple AP 1000 orders. This facility in Haiyang can build structural modules and containment vessel sections for up to 4 plants per year. To our knowledge, they did not have the same manufacturing issues that plagued the Shaw's Lake Charles facility in the US. The schedule performance shows that the Chinese construction companies can apply the the needed amount of labor and obtain components on time. The success of their localizaton effort, in which companies are encouraged to seek Chinese sources of supply, likely contributed to improved schedular performance. Interestingly a key delay item was the main coolant pumps provided by a US vendor that failed performance tests and needed to be redesigned. (These pumps are still causing operating problems).

As with the French EPR design, the Sanmen Westinghouse AP1000 plant was the first operating plant in the world despite being years behind US plants in starting the project. This obviously shows how different and arguably more effective construction management and regulatory oversight is in China allowing for what one might call more normal and expected construction plans and schedules. Clearly the advantage in China is that it has a large new nuclear build program underway and has experienced construction and fabricating capabilties which have eroded in the west. China has 10 more twin AP1000 projects planned in various locations. Thus, the lessons learned will be applied to these future projects.

Having briefly reviewed the failures and successes of nuclear construction projects, one can now review some of the key findings of the other studies on this topic.

Royal Academy of Engineering [13]

"Nuclear Lessons Learned"

Highlighting this excellent report, although prepared prior to the completion of many of these projects, is difficult. There are many meaningful and useful suggestions but only a few will be listed:

– The design must be mature with most regulatory issues resolved with the regulators,
– Establish a qualified team of experts experienced in nuclear construction to plan the procurement and build schedule in detail with all collaborative contractors,
– Ensure subcontractor are also of high quality and familiar with the stringent nuclear requirements including documentation and quality control,
– New stations should be based on proven technology with a licensing basis that is clearly stated and agreed to by the regulator before commitment to construction,
– To the extent possible, the project team should all be co-located at a central facility and on- site,
– Three dimensional modeling of the plant done early is an essential tool for constructability,
– Schedules must be detailed and actively managed including quality assurance steps,
– Modularity should be used to the extent possible to avoid costly site "stick build" designs,
– A strong integrated data base of design, procurement and schedule is needed for contractors,
– A risk register documenting high risk evolutions and what precautions are needed,
– Strong government support and commitment is needed to facilitate construction,
– While using replicate designs can reduce risk, it is vital to acknowledge that countries may have different requirements and practices including labor contracts,

– Project management requires a development of shared risks to avoid conflicts in the future with a process of resolving disputes without holding back progress on the plant,

Nuclear Energy Institute (USA) [25, 26].

"Strategic Project Management Lessons Learned& Best Practices for New Nuclear Power Construction", April 2020.

Although this study is confidential, a publicly available Executive Summary presents the following attributes. Their report was intended to review best practices of plants that have been built in the US in the past decades. The lessons learned are similar. The study reviewed over 100 documents with an extensive reference list which was included in the Appendix. The key findings are listed below: [25]

A. Project Organization, Owner Led Integrated Team, and Best Athlete Approach.

1.Extreme Ownership and Leadership from the Top.
2. Organizational Challenges are Tougher than Technical Issues.
3. Collaborative instead of Confrontational Contracting Strategies.
4. Aggressive Risk and Opportunity Management instead of Risk Shedding Approach.
5. Ingrained Large Nuclear Construction, Quality, and Safety Culture and Mentality.

B. First of a Kind (FOAK) Project Parameters and Challenges

1. Recognizing what FOAK Is.
2. Experience of Stakeholders.
3. Design Maturity and Details Required for Construction.
4. Realistic Cost and Schedule Baselines.

C. Project Management Involves Art and Science

1. Integrated Project Schedule, Owner Control, and Simplified Reporting System.
2. Rigorous Configuration Management and Design Change Control.
3. Labor Efficiency, Extended Workweeks, Shift work, and Fatigue.
4. Modularization Potential Benefits and Drawbacks.
5. Managing Project Internal and External Stakeholders.

Extreme ownership and leadership was judged to be the most important criteria by the authors of this report for successful execution of past projects.

The Meridian Services Group, who worked on this study, also examined other factors affecting projects that succeed and fail as it affects leadership behavior and why lessons learned are not heeded. They call these "blind spots" and obstacles to implementing lessons learned. Blind spots are frequently defined as "hubris" or arrogance due to excessive pride and dangerous over confidence. They involve planning and knowledge management – i.e. dealing with information. [26]

– Inadequate experience in first of a kind projects in the nuclear industry or country
– Conservative corporate cultures that clash with aggressive project mindsets
– Human emotions, personalities and leadership which is an amazing effect when it works well and destructive when poorly managed. (selection)
– The conflict between long term strategic vs. short term considerations.
– Leadership belief that they are the smartest people in the room and the lessons learned don't apply to them.

Massachusetts Institute of Technology [27]

"Sources of Cost Overrun in Nuclear Power Plant Construction Call for a New Approach to Engineering Design"

In 2020 MIT Nuclear Science and Engineering published a study [27] to better understand the reason for nuclear cost increases over 5 decades and based on their studies, they reached a counter intuitive conclusion for this period. Namely, that the nth of a kind reactor cost more than the first of a kind. This may be a unique finding due to the time of rapid nuclear expansion in the US with evolving and changing regulations due to the Three Mile Island accident and a lack of standardization such that nth of a kind really did not mean much since so many changes in reactor design were mandated.

They did have an interesting finding that appears applicable today in that so called "soft" factors contributed to over half of the cost rise during this period. These soft costs covered things such as indirect costs associated with increasing home office engineering costs, supervision, temporary construction, labor costs as opposed to increases in direct charges for components and equipment. This is shown graphically on Figure 2 below: [27]

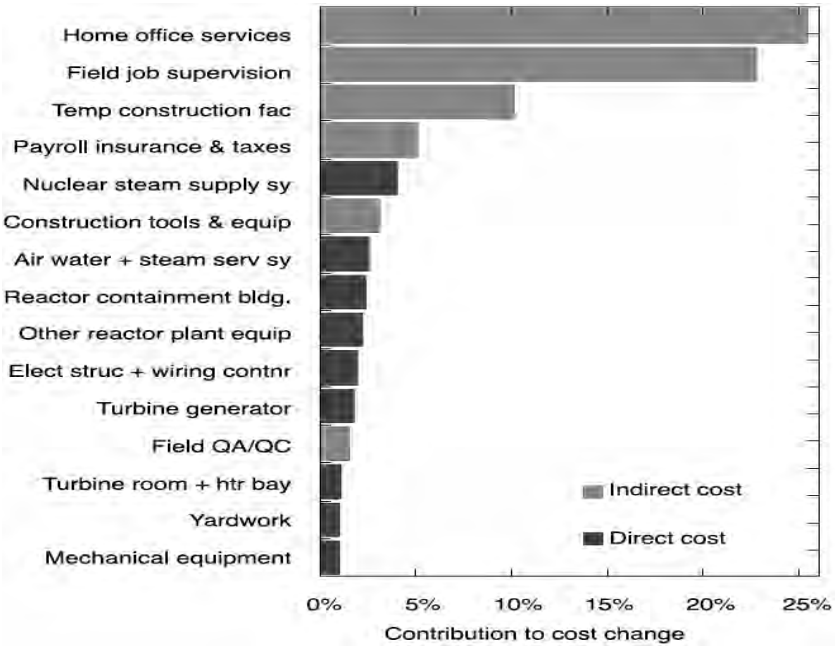


Fig. 2. Nuclear Construction Cost Change.

One might conclude these increases were due to increasing regulatory requirements and/or just poor quality of goods purchased and poor labor productivity due to rework and inspections. An area they found was particularly costly was the containment design and the sheer magnitude of making the concrete pours both in the foundation and containment in accordance with design specifications. In addressing some of the cost increases for the same basic 4 loop Westinghouse design, they suggested a proliferation of safety regulations, new codes and standards, rework caused by interferences and design changes needed to comply to the new requirements. They also found that prior to start of construction in the traditional two part licensing process, the detailed design was not complete. They also cite stringent quality assurance requirements and NRC inspections.

The MIT study was exhaustive in terms of trying to allocate costs to these variables to create a model for scenarios to assess where improvements could be made. The chart on Figure 3 below gives one an indication of where to focus to reduce costs since indirect or soft costs largely drive the cost increases. [27]

The team concluded that since the cost estimating models were diverging from real cost data as the plants were being built, new cost estimating models are needed to factor in productivity of the work force and changes in the regulatory environment.

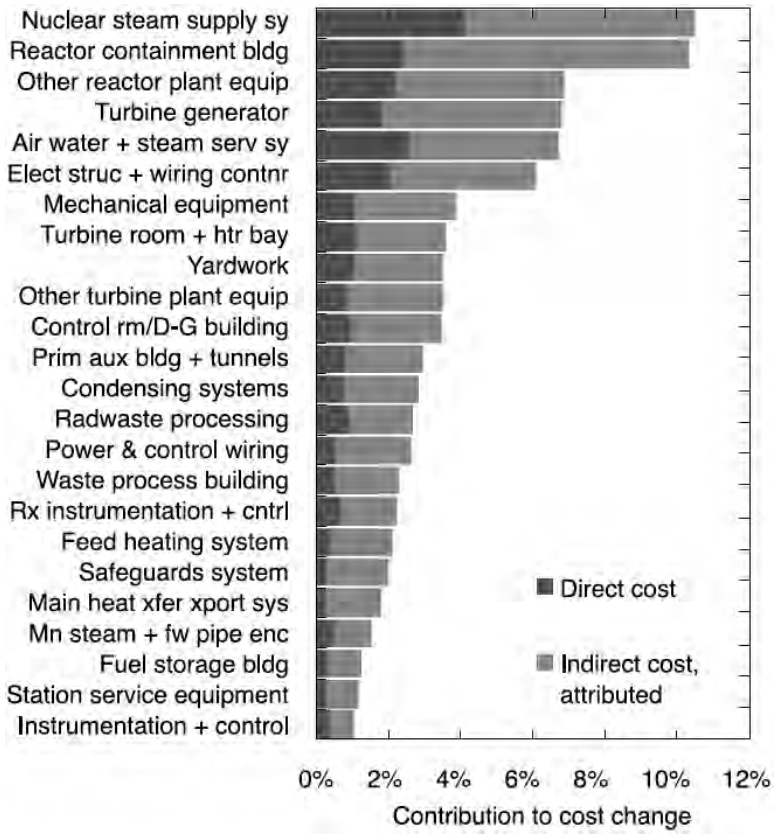


Fig. 3. Contribution to Cost Change by System.

Electric Power Research Institute (EPRI) [28]

"Advanced Nuclear Technology: Economic-Based Research and Development Roadmap for Nuclear Plant Construction"

EPRI conducted a study of the reasons for cost increases in nuclear plant construction identifying key drivers in higher costs. They were not particularly interested in the costs of delay but the general trend of increasing costs which should be the focus of new construction projects. Not surprisingly, the duration of the construction project was found to be most significant due to the cost of financing and labor charges. The duration was most influenced by civil and structural design and work on containments and other structures. Since the 9/11 attacks in the US, containment design was strengthened requiring more rebar and concrete to withstand jet plane strikes. The cost of materials, at that time, was not viewed as

a significant cost driver but in the current time of high inflation worldwide, it surely is now. It should be no surprise that due to the lack of a completed design, the lack of constructability was viewed as a major factor in increasing costs due to redesign and rework also adding to the indirect costs identified in the MIT report discussed earlier. The nuclear island, which makes nuclear unique from other power generating projects, was found to be only 20% of the direct costs. While labor costs was the largest cost driver and inspection delays contributed to reduced worker productivity.

In breaking down the various cost contributors, EPRI found that overnight costs could be reduced significantly by:

– Civil and Structural Design $ 456/kWe
– Materials (50% Reduction) $ 343/kWe (not likely today)
– Lack of Constructability $ 2,338/kWe
– Total Possible Reduction $ 3,421/kWe

Using their baseline overnight capital cost of $ 5,500/kwe, their projected cost could be $ 3421/kWe if all the savings were possible. While these numbers can be challenged, they do providing indicators of where to look in terms of cost savings.

Clearly, the biggest cost driver is the lack of constructability, which is due to not having a detailed design verified by 3-D modeling of the plant creating a "digital twin". While regulatory changes created some of these problems requiring redesign and rework, the additional training for craft dealing with safety grade equipment, intrepretation of regulatory requirement, detailed procedures and documentation requirements for nuclear plants drives the much higher costs.

Summary and Conclusions

Clearly the building of a nuclear plant is a "mega" project" involving thousands of people in many countries that make up the entire supply chain from engineering, detailed design, suppliers, contractors, and ultimately operators and maintenance people. The recent record has not be good for many who see nuclear energy as a vital part of our energy mix. Many lessons learned have been documented yet mistakes continue to be made under pressure to get the project started and construction completed.

Some key personal take aways stemming from NNP stakeholders not recognizing they are planning a FOAK Mega Project that is vastly different from other industry Mega Projects include:

1. Poor reactor technology choice
2. Incomplete detailed design suitable for construction
3. Not recognizing local and national construction standards
4. Inadequate supply chain for nuclear certified parts
5. Lack of nuclear quality culture and poor selection of sub-contractors
6. Poor project management of multiple contractors and oversight
7. Dysfunctional project organizations and poor communications
8. Poor schedule and budget controls based on unrealistic and over-optimistic plans
9. Poor documentation and records/configuration management not meeting requirements
10. No risk management strategy or risk register to track potential problems
11. Failing to recognize and correct problems early.
12. A regulatory system that is not flexible
13. Inadequate qualified work force
14. Local vocal opposition
15. Litigation

When you break these down further you will find that you additionally need a strong cohesive management team of experienced professionals who are aligned for a common purpose and committed to a goal of bringing a project in on time and budget. To do this, it is vital to have a complete design using a three dimensional digital twin of the plant showing all interferences and potential problems in scheduling. The detailing planning is essential for effective project execution. The regulator should be part of the solution, not the problem. Cooperative and constructive trusting relationships based on sound engineering are essential to move forward as problems develop as they typically will. The UAE model is one that should be studied and replicated for first time nuclear plant countries. They seem to have found an approach that works from a technical and regulatory perspective.

Much of the discussion has focused on overnight costs of construction of the plant. Not to be ignored are the commissioning costs, operating and maintenance costs, and fuel that all contribute to the cost of power. Fortunately, most of the cost of power comes from the capital investment in construction (over 70 %). A strong factor in the cost of construction is how long it takes and the cost of financing which in some countries can be several factors higher than in the US. Obviously, the longer the plants take to build with incumbent delays, the higher the cost for the money borrowed or invested.

This all can be summarized by the word "selection". As a young engineer working for Yankee Atomic Electric Company, an old timer who built one of the first commercial Westinghouse 4 loop plants in 4 years, when asked what was the key to success. He said "selection" – selection of the technology and selection of the people to build and run the plant. Truer words were never spoken when it applies to today's FOAK nuclear challenge. This personal lesson learned underscores that FOAK organizations present greater challenges than FOAK technical issues….creating effective global teams is easier said than done.

What Should Poland Do?

As I understand it, Poland has decided to move forward with the Westinghouse AP 1000 design.A consortium made up of Westinghouse and Bechtel signed the agreement with the Polish state-owned utility overseeing the nuclear program, Polskie Elektrownie Jądrowe (PEJ).Thus, the selection has already been made. Hopefully the selection process was thorough considering all the criteria and lessons learned discussed above.

This decision is likely based on the fact that at least six AP 1000's are now operating in the world and that the Westinghouse team has really learned those tough lessons about the design and how to build it efficiently. One might also need to assume that the price and financial package was such that it was a competitive long term investment which benefited consumers in Poland and Europe.

Now comes the hard part. Having selected the technology, one must select the people to build and operate this plant. While both companies have good reputations despite the difficulties at Vogtle, the keys are the people who will be assigned to manage the project and contractors hired (many locally) that have the necessary skills and safety culture needed for nuclear grade work. Getting these people qualified will be a challenge. As the UAE found, operational readiness was not completed when the plant's construction was finished. The owner utility should assure that Westinghouse and Bechtel understand the local and European Commission regulations relative to construction standards as the Olkolituo experience has shown. Hopefully, the Westinghouse and Bechtel team have some kind of investment stake in the plant for long term common interest.

It also must be recognized that Westinghouse and Bechtel are private companies and are not part of a national government owned/controlled economy like China, Japan, and South

Korea. Private companies are more driven by short-term profitability and must meet corporate shareholder expectations. Nationalized companies like KEPCO are more interested in long-term services through the 80-year nuclear plant life cycle and can better withstand variances from planned construction costs.

Establishing a new regulatory system capable of reviewing and workingwith the contractors to handle discrepanciies as they appear will be vital to maintaining a decent schedule. While the 2033 date for commercial operation is aggressive,having a completed detailed design and execution plan will reduce project risks. Establishing a Quality Assurance program for design, construction and vendors in the supply chain should be a priority.

Independent oversight of the project is highly recommended by qualified personnel to determine whether the engineering design meets local and national standards. This team should have continual presence at the critical offices on the project and on-site to oversee progress. Special quarterly reviews should be held with other outside experts (such as a Senior Oversight Board) to question the oversight process and report to the owners to identify problems early and monitor corrective actions. The role of Quality Assurance inspections of the entire supply chain and onsite construction is vital to catch these problems early to avoid costly rework and delays. The document control system should be thorough and but not be designed to be overly burdensome. Given that there is already opposition from German authorities, it will be important to have a strong community outreach program to avoid demonstrations that will impede work and possibly litigation.

There have been successful projects that have experienced good performance in Korea, the United Arab Emirates and China. While these lessons have been well understood, for some reason they have not been learned likely because once a project fails to meet cost and schedule goals, no utilities will consider taking on the risk of trying again such as in the US. We hope that Poland will carefully study the lessons and prepare for the execution of their project with those in mind.

References:

1. https://d2umxnkyjne36n.cloudfront.net/documents/D7.3-ETI-Nuclear-Cost-Drivers-Summary-Report_April-20.pdf?mtime=20180426151016
2. Ganda, F/ (2019), "The Historical Construction Costs and Cost Drivers of for Nuclear Power Construction. Washington, D.C. January 2019. (Appendix A)
3. Edward Kee, "Why Do Megaprojects Fail", Presentation at International Framework for Nuclear Energy Cooperation Conference 2019, Nuclear Economics Consulting Group.
4. Rodrigo,J, Cornelio, J, Sainati, Locatelli, G, "Digging in the megaprojects graveyard: Why do megaprojects die and how to check their health", International Journal of Project Management, 41 (2023) 102501.
5. https://dms.psc.sc.gov/Attachments/Matter/72a1472c-5304-4f8c-aaa8-a5103cea03cc
6. https://www.energypolicy.columbia.edu/vogtle-unit-3-has-started-commercial-operations-whats-next-for-the-ap1000/
7. https://ifp.org/nuclear-power-plant-construction-costs/
8. https://w3-x.net/rmi/rh/download/ar-6649-6882-4944_STUK_Bericht_Olkiluoto.pdf
9. https://ifp.org/nuclear-power-plant-construction-costs/
10. https://world-nuclear.org/information-library/economic-aspects/economics-of-nuclear-power.aspx#:~:text=In%20the%202020%20edition%20of,the%20figure%20was%20%242500%2FkWe.
11. https://nap.nationalacademies.org/catalog/26630/laying-the-foundation-for-new-and-advanced-nuclear-reactors-in-the-united-states
12. https://www.neimagazine.com/features/featurelean-methods-in-nuclear-power-11318791/#:~:text=Drawing%20on%20a%20database%20of,65%25%20of%20the%20original%20schedules.
13. https://raeng.org.uk/media/dt4gm5nw/nuclear_lessons_learned.pdf

14. https://en.wikipedia.org/wiki/Flamanville_Nuclear_Power_Plant#:~:text=The%20latest%20project%20cost%20estimates,to%20the%20end%20of%202018
15. https://en.wikipedia.org/wiki/Barakah_nuclear_power_plant
16. https://www.neimagazine.com/news/newsmore-delays-for-barakah-nuclear-plant-7591655
17. https://english.hani.co.kr/arti/english_edition/e_business/866228
18. https://www.aljazeera.com/economy/2020/7/15/nuclear-gulf-experts-sound-the-alarm-over-uae-nuclear-reactors
19. https://www.power-technology.com/features/divided-opinion-inside-the-uaes-barakah-nuclear-plant/?cf-view
20. https://www.statista.com/statistics/1356984/construction-cost-nuclear-reactors-china/
21. https://en.wikipedia.org/wiki/Taishan_Nuclear_Power_Plant
22. https://www.rfi.fr/en/contenu/20170221-china-delays-nuclear-reactor-start-again
23. https://en.wikipedia.org/wiki/Sanmen_Nuclear_Power_Station#cite_note-5
24. "Strategic Project Management Lessons Learned& Best Practices for New Nuclear Power Construction" , Nuclear Energy Institute, NEI-20-08, April 2020.
25. "Case Studies and Insights from 10 Past Successful FOAK Projects, Meridian Services Group – Projectd Management Lessons Learned and Best Practices", https://meridian-sg.com/
25. https://www.cell.com/joule/fulltext/S2542-4351(20)30458-X?_returnURL=https%3A%2F%2Flinkinghub.elsevier.com%2Fretrieve%2Fpii%2FS25424351203 0458X%3Fshowall%3Dtrue
26. "Advanced Nuclear Technology: Economic-Based Research and Development Roadmap for Nuclear Plant Construction" 3002015935, Technical Report June 2019 Electric Power Research Institute
27. https://www.forbes.com/sites/jeffmcmahon/2018/10/01/3-reasons-nuclear-reactors-are-more-expensive-in-the-west-hint-its-not-regulation/?sh=172162c55d1a
28. Lovering,J.R., Yip, A., Nordhaus, T.,(Lovering et al.). (2026) "Historical Construction Costs of Global Nuclear Power Reactors", Energy Policy, Volume 91,2016, Pages 371-382, ISSN 0301-4215.
29. "Classic Megaproject Early Mistakes Will Create a Fiscal Disaster for Netherlands Nuclear" https://theecologist.org/2014/sep/19/three-every-four-nuclear-power-builds-worldwide-are-running-lateOliver Tickell
30. https://www.construction-physics.com/p/why-are-nuclear-power-construction-370
31. Andrew G. Benson (2022) Global Divergence in Nuclear Power Plant Construction: The Role of Political Decentralization, Nuclear Technology, 208:6, 947-989, DOI:10.108/00295450.2021.1991762. https://doi.org/10.108/00295450.2021.1991762
32. https://www.powermag.com/improving-nuclear-plant-construction-processes-how-to-build-projects-more-efficiently
33. https://www.fticonsulting.com/insights/fti-journal/new-strategies-nuclear-power-plant-construction-cut-delays-overruns
34. https://www.ft.com/content/65e40e41-1a6c-4bc6-b109-610f5de82c09
35. https://ifp.org/nuclear-power-plant-construction-costs/
36. https://thebulletin.org/2019/06/why-nuclear-power-plants-cost-so-much-and-what-can-be-done-about-it/
37. "Increasing Transparency in megaproject execution", McKinsey & Company, August 2023.
38. https://world-nuclear.org/information-library/country-profiles/countries-t-z/united-arab-emirates.aspx

Wyzwania i możliwości dla nowych konstrukcji jądrowych: lekcje zapamiętane, ale nie zastosowane

Słowa kluczowe: ocena, rozpoznanie, żelbet, uszkodzenia sejsmiczne

Budowa elektrowni jądrowej w Polsce – prawo, standardy i local content

TOMASZ PIOTROWSKI[1*], ANDRZEJ SIDŁO[2]
[1]Politechnika Warszawska, Wydział Inzynierii Lądowej
[2]Ministerstwo Klimatu i Środowiska

Streszczenie: Artkuł przedstawia regulacje prawne i aktualny stan realizacji projektów jądrowych realizowanych w Polsce. Wskazano także wytyczne, standardy i normy jakie mogą mieć zastosowanie przy budowie pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce. W ostatniej części pracy został przedstawiony temat udziału polskiego przemysłu w projektach jądrowych w naszym kraju, czyli tzw. „local content". Wskazano na istotne aspekty kształtujące jego poziom oraz na tle przypadku brytyjskiego opisano działania podejmowane przez polską administarcję centralną wspierające polskie przedsiębiorstwa w tym zakresie.

Słowa kluczowe: elektrownia jądrowa, budowa, normy, jakość

1. Przepisy prawne dotyczące budowy elektrowni jądowych w Polsce

Jednym z podstawowych dokumentów opisujących budowę elektrowni jądrowych w Polsce jest zaktualizowany uchwałą Rady Ministrów z 2 października 2020 roku „Program polskiej energetyki jądrowej" (PPEJ) stanowiący program wieloletni, którego koordynowanie i nadzorowanie powoerzono ministrowi właściwemu do spraw energii.

Z kolei ramy prawne dotyczące budowy elektrowni jądrowej można podzielić na dwie podstawowe grupy : europejskie i krajowe. Do europejskich ram prawnych należą Dyrektywy EURATOM:

– DYREKTYWA RADY 2013/59/EURATOM z dnia 5 grudnia 2013 r. ustanawiająca podstawowe normy bezpieczeństwa w celu ochrony przed zagrożeniami wynikającymi z narażenia na działanie promieniowania jonizującego,
– DYREKTYWA RADY 2009/7/EURATOM z dnia 25 czerwca 2009 r. ustanawiająca wspólnotowe ramy bezpieczeństwa jądrowego obiektów jądrowych,
– DYREKTYWA RADY 2011/70/EURATOM z dnia 19 lipca 2011 r. ustanawiająca ramy wspólnotowe w zakresie odpowiedzialnego i bezpiecznego gospodarowania wypalonym paliwem jądrowym i odpadami promieniotwórczymi.

Pozostałe dokumenty euopejskie z tego obszaru to:

– pozostałe Dyrektywy EURATOM,
– pozporządzenia Rady EURATOM,
– decyzje Rady EURATOM,
– zalecenia Komisji Europejskiej.

*Autor do korespondencji: *tomasz.piotrowski@pw.edu.pl*

Jeśli chodzi o krajowe ramy prawne to podstawowym dokumentem dotyczącym budowy elektrowni jądrowych jest Ustawa – Prawo atomowe oraz Ustawa o przygotowaniu i realizacji inwestycji w zakresie obiektów energetyki jądrowej oraz inwestycji towarzyszących (nazywana niekiedy „specustawą jądrową"). Istotne regulacje znajdują się także w aktach wykonawczych, czyli Rozporządzenia Rady Ministrów:
– w sprawie wymagań bezpieczeństwa jądrowego i ochrony radiologicznej, jakie ma uwzględniać projekt obiektu jądrowego,
– w sprawie zakresu i sposobu przeprowadzania analiz bezpieczeństwa przeprowadzanych przed wystąpieniem z wnioskiem o wydanie zezwolenia na budowę obiektu jądrowego, oraz zakresu wstępnego raportu bezpieczeństwa dla obiektu jądrowego,
– w sprawie szczegółowego zakresu przeprowadzania oceny terenu przeznaczonego pod lokalizację obiektu jądrowego, przypadków wykluczających możliwość uznania terenu za spełniający wymogi lokalizacji obiektu jądrowego oraz w sprawie wymagań dotyczących raportu lokalizacyjnego dla obiektu jądrowego.

2. Charakterystyka projektów jądrowych w Polsce

Na dzień publikacji niniejszego opracowania na różnym etapie realizacji są dwa projekty jądrowe w naszym kraju, jeden na Pomorzu, w gminie Choczewo, w lokalizacji „Lubiatowo-Kopalino" i drugi w Piątnowie koło Konina.

Pierwszy z nich nazywany jest projektem „rządowym" i jest realizowany przez spółkę Polskie Elektrownie Jądrowe, która odpowiada m.in. za:
– przygotowanie procesu inwestycyjnego i pełnienie roli inwestora w projekcie budowy pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce. Spółka będzie także odpowiadać za budowę kolejnych reaktorów o łącznej mocy zainstalowanej od ok. 6 GWe do ok. 9 GWe w oparciu o sprawdzone, wielkoskalowe, wodne ciśnieniowe reaktory jądrowe generacji III(+) oraz ich ewentualną eksploatację,
– wsparcie administracji rządowej w działaniach na rzecz realizacji celów Programu polskiej energetyki jądrowej,
– budowanie poparcia społecznego dla rozwoju energetyki jądrowej.

Jest on już formalnie w zaawansowanych stadium realizacji, a faktografia z ostatnich lat od 16 czerwca 2021 roku, kiedy to formalnie zarejestrowano zmianę umowy spółki z PGE EJ1, na Polskie Elektrownie Jądrowe PEJ Sp. z o.o. (PEJ) przedstawia się następująco:

22.12.2021 PEJ wskazał preferowaną lokalizację elektrowni jadrowej, zostałą nią nadmorska gmina Choczewo, a lokalizacja nazwana „Lubiatowo-Kopalino" została wskazana na podstawie prowadzonych od 2017 roku badań środowiskowych i lokalizacyjnych, które wykazały, że spełnia ona wszystkie wymagania środowiskowe stawiane tego typu obiektom i jest bezpieczna dla mieszkańców.

29.03.2022 PEJ złożyła do Generalnego Dyrektora Ochrony Środowiska (GDOŚ) raport środowiskowy (Raport OOŚ) dot. pierwszej w Polsce elektrowni jądrowej rozpoczynając zawieszone wcześniej wznowienie postępowania ws. wydania decyzji środowiskowej.

06.06.2022 GDOŚ wydał postanowienie podejmujące postępowanie w sprawie decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach dla przedsięwzięcia polegającego na: Budowie i eksploatacji pierwszej w Polsce Elektrowni Jądrowej, o mocy elektrycznej do 3750 MWe, na obszarze gmin: Choczewo lub Gniewino i Krokowa.

27.07.2022 GDOŚ przekazał raport środowiskowy do zaopiniowania przez odpowiednie organy, tj. Urząd Morski w Gdyni, Pomorski Państwowy Wojewódzki Inspektorat Sanitarny oraz Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Gdańsku.

26.09.2022 PEJ złożyła do Prezesa Państwowej Agencji Atomistyki (PAA) wniosek o uzyskanie ogólnej opinii Prezesa PAA dla proponowanego przez Spółkę zakresu weryfikacji analiz bezpieczeństwa planowanych elektrowni jądrowych.

11.10.2022 Rozpoczęła się postępowanie transgraniczne tj. dokumentacja związana z przeprowadzeniem transgranicznej oceny oddziaływania inwestycji na środowisko została udostępniona przez GDOŚ państwom biorącym udział w tej międzynarodowej ocenie.

15.12.2022 PEJ i Westinghouse Electric Company (Westinghouse) podpisały umowę o zasadach współpracy (ang. Cooperation Agreement) przy przygotowaniu procesu budowy pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce. Założono w niej kluczowe zadania do realizacji takie jak wynegocjowanie i podpisanie umów m.in. umowy na świadczenie usług inżynieryjnych, której zakres miał obejmować prace przygotowawcze i koncepcyjne, w tym wstępne prace projektowe, usługi wsparcia w zakresie uzyskiwania pozwoleń i zezwoleń, usługi związane z planowaniem organizacji terenu lokalizacji oraz z zamówieniami i planowaniem budowy.

22.02.2023 PEJ i Westinghouse podpisały umowę na prace przedprojektowe elektrowni jądrowej na Pomorzu. Umowa obejmowała prace w 10 głównych obszarach merytorycznych. Wśród nich znajduje się m.in. opracowanie szczegółowego Modelu Realizacji Inwestycji, przygotowanie Oceny Bezpieczeństwa oraz Programu Kontroli Jakości, a także identyfikacja potencjalnych dostawców z naciskiem na firmy z Polski. Podpisana umowa (ang. Bridge Contract) zakłada zrealizowanie w sumie przez Westinghouse na rzecz projektu elektrowni jądrowej na Pomorzu ponad 100 tysięcy roboczogodzin. Westinghouse miał przeprowadzić m.in. wstępną ocenę rozwiązań w zakresie zapewnienia bezpieczeństwa fizycznego planowanej elektrowni jądrowej na Pomorzu oraz przygotować dla polskiego inwestora listę wymagań niezbędnych do realizacji inwestycji, w tym dostosowania technologii AP 1000 do wszystkich lokalnych regulacji. Ponadto miały zostać wypracowane zasady strategii zakupowej, w ramach której zostaną zidentyfikowani potencjalni dostawcy. Podpisana umowa zakładałą także przygotowanie zasad zewnętrznego finansowania projektu, czyli wstępne oszacowanie wartości projektu.

13.03.2023 PEJ złożyła do Prezesa Państwowej Agencji Atomistyki (PAA) wniosek w sprawie oceny klasyfikacji systemów bezpieczeństwa elektrowni jądrowej. Na podstawie tego wniosku Prezes PAA sporządza ogólną opinię, która ocenia planowane przez PEJ rozwiązania organizacyjno-techniczne dotyczące systemów bezpieczeństwa oraz elementów konstrukcji i wyposażenia zastosowanych w projekcie reaktora AP1000 firmy Westinghouse. W toku opiniowania Prezes PAA może wskazuje, które z rozwiązań zaplanowanych przez inwestora będą wymagać przeprowadzenia dodatkowych analiz, aby były one zgodne z polskim prawem. Zweryfikowana jest również zgodność metodyki zaproponowanej przez PEJ z wymaganiami nałożonymi przez ustawę Prawo atomowe oraz rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 31 sierpnia 2012 r. w sprawie wymagań bezpieczeństwa jądrowego i ochrony radiologicznej jakie ma uwzględniać projekt obiektu jądrowego. Oba te dokumenty przedstawiają regulacje, które należy uwzględnić w trakcie określania klasy bezpieczeństwa danego systemu, elementu konstrukcji oraz wyposażenia obiektu jądrowego.

13.04.2023 PEJ złożyła w Ministerstwie Klimatu i Środowiska (MKIŚ) wniosek o wydanie decyzji zasadniczej dla pierwszej w Polsce elektrowni na Pomorzu. Nastąpiło to w pierwszym możliwym terminie, po wejściu w życie nowelizacji tzw. specustawy jądrowej – ustawy o przygotowaniu i realizacji inwestycji w zakresie obiektów energetyki jądrowej oraz inwestycji towarzyszących. Decyzja zasadnicza formalnie potwierdzi, że inwestycja w pierwszą elektrownię jądrową w Polsce jest zgodna z interesem publicznym i realizowaną przez państwo polityką, w tym polityką energetyczną. Złożony wniosek zawiera opis charakterystyki inwestycji, wskazując maksymalną łączną moc zainstalowaną, planowany czas eksploatacji oraz szczegółowo opisując technologię, w jakiej powstanie pierwsza w Polsce elektrownia jądrowa. Przedstawiony opis jest zgodny z dokumentami rządowymi, w tym uchwałą Rady Ministrów z 2 listopada 2022 r., w której uznano za niezbędne budowę elektrowni jądrowej o mocy do 3750 MWe na obszarze gmin Choczewo lub Gniewino i Krokowa w oparciu o amerykańską technologię reaktorów AP1000. Istotnym elementem wniosku o wydanie decyzji zasadniczej jest uzasadnienie znaczenia realizacji tej inwestycji dla

zabezpieczenia zapotrzebowania na energię elektryczną w Polsce. W uzasadnieniu podkreślono m.in. zgodność inwestycji PEJ ze strategicznymi dokumentami rządowymi, w tym Polityką energetyczną Polski do 2040 roku oraz polityką klimatyczną Unii Europejskiej.

25.05.2023 Spółki PEJ, Westinghouse i Bechtel podpisały umowę określającą model konsorcjum i zasady współpracy stron w zakresie zaprojektowania i wybudowania elektrowni jądrowej w Polsce. Umowa ustaliłaz zakresy odpowiedzialności i zdefiniowała najważniejsze reguły oraz warunki, którymi partnerzy mają się kierować w ramach realizacji projektu pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce. Określa również, że obie amerykańskie firmy będą razem pracować m.in. w takich obszarach jak projektowanie obiektu jądrowego, realizowanie założonego harmonogramu prac, kontrola projektu oraz zapewnienie jego jakości. Liderem konsorcjum na etapie projektowania elektrowni będzie Westinghouse, a w czasie budowy – Bechtel.

09.06.2023 Prezes PAA wydał ogólną opinię dotyczącą analiz bezpieczeństwa planowanej elektrowni jądrowej, w której stwierdził, że w opisie niezależnej weryfikacji analiz bezpieczeństwa właściwie zidentyfikowano główne elementy składowe deterministycznych i probabilistycznych analiz bezpieczeństwa obiektu jądrowego. Przedstawiony zakres planowanej weryfikacji analiz bezpieczeństwa uznano za poprawny.

12.07.2023 MKiŚ, na wniosek PEJ wydał decyzję zasadniczą, która formalnie potwierdziła, że inwestycja w pierwszą elektrownię jądrową w Polsce jest zgodna z interesem publicznym i realizowaną przez państwo polityką, w tym polityką energetyczną.

18.07.2023 Zakończenie przez GDOŚ merytorycznych konsultacji transgranicznych ws. elektrowni jądrowej na Pomorzu.

22.08.2023 PEJ złożyła do Wojewody Pomorskiego wniosek o wydanie decyzji lokalizacyjnej dla pierwszej w Polsce elektrowni jądrowej, która powstanie na Pomorzu, w gminie Choczewo.

22.09.2023 GDOŚ wydał decyzję o środowiskowych uwarunkowaniach dla pierwszej elektrowni jądrowej, która powstanie na Pomorzu, w lokalizacji Lubiatowo-Kopalino, na obszarze gminy Choczewo.

27.09.2023 PEJ i konsorcjum Westinghouse – Bechtel podpisały umowę na zaprojektowanie (ang. Engineering Services Contract) pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce.

26.10.2023 Wojewoda pomorski poinformował o wydaniu decyzji o ustaleniu lokalizacji dla pierwszej w Polsce elektrowni jądrowej. Decyzja o ustaleniu lokalizacji nie jest równoznaczna z pozwoleniem na budowę. Po uzyskaniu decyzji lokalizacyjnej inwestor jest zobowiązany do pozyskania pozwolenia na wykonanie prac przygotowawczych, wydawanego również przez wojewodę. Następnie zezwolenie na budowę elektrowni musi wydać Prezes Państwowej Agencji Atomistyki, a w kolejnym etapie wojewoda pomorski podejmuje decyzję o przyznaniu pozwolenia na budowę, co pozwoli na rozpoczęcie prac budowlanych.

16.04.2024 MKiŚ wydało decyzję potwierdzającą, że przedłożony przez spółkę PEJ **Projekt Robót Geologicznych spełnia wymogi** stawiane tego typu inwestycjom i jest zgodny z obowiązującymi przepisami prawa.

Drugi projekt jądrowy w naszym kraju nazywany „komercyjnym" realizowany przez Spółkę PGE PAK Energia Jądrowa , jest na mniej zaawansowanym etapie. W listopadzie 2023 roku uzyskał on decyzję zasadniczą MKiŚ pozwalającą dopiero przejść do kolejnego etapu realizacji inwestycji jakimi są, m.in., badania środowiskowe i lokalizacyjne, przygotowanie studium wykonalności projektu oraz kontynuacja rozmów na temat finansowania inwestycji. Wydanie decyzji zasadniczej poprzedziły następujące fakty:

31.12.2022 Wykonanie wstępnego studium wykonalności potencjalnej elektrowni jądrowej w Koninie Pątnowie.

07.03.2023 Podpisanie przez PGE i ZE PAK porozumienia wstępnego dotyczącego utworzenia wspólnej spółki celowej, realizującej projekt budowy elektrowni jądrowej w regionie konińskim

13.04.2023 zawiązanie wspólnej spółki celowa PGE i ZE PAK: PGE PAK Energia Jądrowa S.A.

16.06.2023 PGE PAK Energia Jądrowa składa do MKiŚ wniosek o wydanie decyzji zasadniczej .

24.11.2023 Wwydanie decyzji zasadniczej przez MKiŚ dla budowy elektrowni jądrowej w regionie konińskim.

4. Wytyczne standardy i normy dla budowy pierwszej elektrowni jądrowej w Polsce

W Ustawie – Prawo atomowe Art. 36b. stanowi, iż w projekcie i procesie budowy obiektu jądrowego nie stosuje się rozwiązań i technologii, które nie zostały sprawdzone w praktyce w obiektach jądrowych lub za pomocą prób, badań oraz analiz. Ponieważ w Polsce elektrowni jądrowej nie ma to wymagania jakie będa zastosowane do zaprojektowania i wytworzania reaktora jądrowego oraz głównych urządzeń i instalacji będą okreslone przez kody, normy i przepisy kraju potencjalnego dostawcy. Z kolei sama budowa elektrowni jądrowej będzie odbywać się w Polsce, czyli kraju odbiorcy i będzie musiała uwzględniać zarówno specyfikę narodową jak i lokalne wymagania zawarte w krajowych normach i wytycznych. Dostępne są także inne normy i wytyczne, w tym także międzynarodowe, których stosowanie może wynikać wymagań instytucji międzynarodowych, wymagań dostawcy technologii czy przyjętej praktyki. Wśród norm międzynarodowych nalezy wymienić amerykański Advanced Light Water Reactor Utility Requirements Document (ALWR URD) opublikowany przez Electric Power Research Institute (EPRI). W dokumencie tym wskazano politykę i wymagania projektowe amerykańskich towarzystw elektroenergetycznych wobec elektrowni jądrowych w USA generacji III+ (ALWR – Advanced Light Water Reactor). Obecnie URD jest podzielony na trzy poziomy (tzw. Tiers):

– Tier 0: Executive Summary (Podsumowanie),
– Tier 1: Policy and Top-Tier Design Requirements (Polityka i wymagania najwyższego poziomu),
– Tier 2: Detailed Requirements (Wymagania szczegółowe).

Wymagania szczegółowe są opisane w 14 rozdziałach, wśród których najistotniejszy w odniesieniu do budowy elektrowni jądrowej jest Rozdział 6: Projekt budowlany i projekt zagospodarowania (Building Design and Arangement).

Jesli chodzi o wymagania europejskie to na pierwszy plan wysówaja się European Utility Requirements for LWR Nuclear Power Plants (EUR) składajacy się z czterech wolumenów:

– Vol 1: Main policies and objectives (główne polityki i cele),
– Vol 2: Generic nuclear island requirements (ogólne wymagania dla wyspy jądrowej),
– Vol 3: Application of EUR to specific designs (zastosowanie do konkretnych projektów),
– Vol 4: Power generation plant requirements (wymogi układu wytwarzania energii).

Vol 2 zawiera wszystkie ogólne wymagania i preferencje mediów EUR dla wyspy jądrowej, które nie są związane z żadnym konkretnym projektem, a Vol 3 odnosi się już do konkretnych technologii 0. Reaktorowi AP1000 jest dedykowany Vol. 3F (rys. 1).

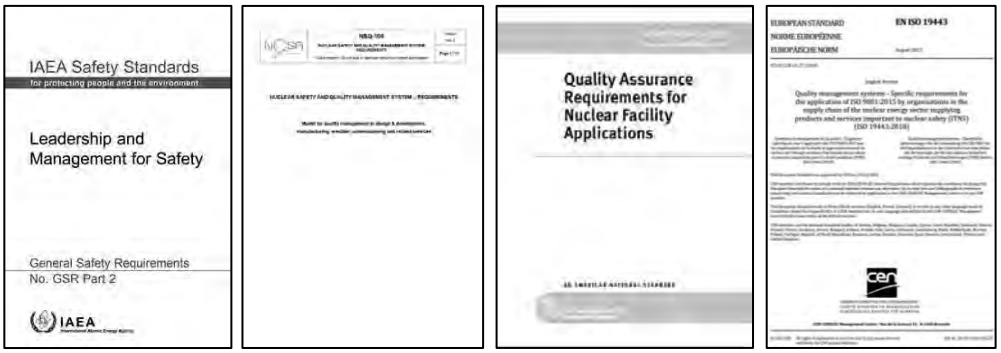


Rys. 1. European Utility Requirements for LWR Nuclear Power Plants (EUR).

Kluczowe przy pudowie elektrowni jądrowej z punktu widzenia bezpieczeństwa jest zapewnienie jakości. Wśród norm w tym zakresie należy wymienić (rys. 2):

– IAEA GSR Part 2: Leadership and Management for Safety,
– NSQ-100: Quality Standard for Nuclear Industry,
– NQA-1: Quality Assurance Requirements for Nuclear Facility Applications,

– PN-EN ISO 19443 Quality management systems – Specific requirements for the application of ISO 9001:2015 by organizations in the supply chain of the nuclear energy sector supplying products and services important to nuclear safety.



Rys. 2. Okładki norm jakościowych dotyczących budowy elektrowni jądrowych.

Jeśli chodzi o normy techniczne to dedykowane dla projektów jądrowych jest opracowana wspólnie przez ACI Committee 359 – Concrete Containments for Nuclear Reactors oraz ASME BPV – Boiler and Pressure Vessel Committee on Construction of Nuclear Facility Components norma ASME Boiler and Pressure Vessel Code Sekcja III – ASME BPVC.III (rys. 3). Składa się z ona z następujących czterech działów (DIVISION):

– Dział 1: Zbiorniki metalowe, wymienniki ciepła, zbiorniki do przechowywania, systemy rurociągów, pompy, zawory, konstrukcje nośne rdzenia, podpory i podobne elementy.
– Dział 2: Betonowe obudowy bezpieczeństwa.
– Dział 3: Metalowe systemy zabezpieczające do przechowywania lub transportu zużytego paliwa jądrowego oraz materiałów i odpadów o wysokim poziomie radioaktywności.
– Dział 5: Metalowe zbiorniki, wymienniki ciepła, zbiorniki magazynowe, systemy rurociągów, pompy, zawory, konstrukcje nośne rdzenia, wsporniki i podobne elementy oraz grafitowe i kompozytowe elementy i zespoły rdzenia dla reaktorów wysokotemperaturowych.

oraz dodatkowo podsekcji NCA – Wymagania ogólne dla Działu 1 i Działu 2.

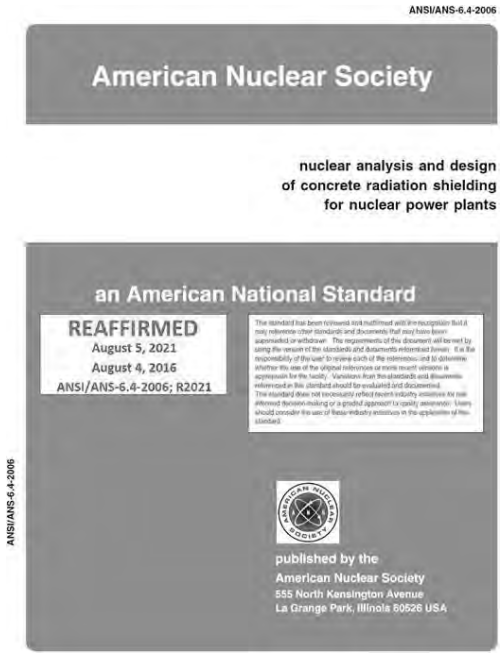
Istotne z punktu widzenia uzytkowania jest natomiast Sekcja XI zatytułowana Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components.



Rys. 3. Okładki sekcji III i XI ASME BPVC.

Kolejne istotne normy to normy ANSI – American National Standards Institute, które są uznawane za ANS – American National Standards, a mianowicie:

– ANSI/ANS-6.4-2006: Nuclear Analysis And Design Of Concrete Radiation Shielding For Nuclear Power Plants (rys. 4)
– ANSI/ANS-6.4.2-2006: Specification For Radiation Shielding Materials



1 Scope ... 1

2 Requirements and recommendations ... 1
2.1 Conformance ... 1
2.2 Requirements ... 1
2.3 Recommendations ... 2

3 Standards of documentation ... 4
3.1 Shield design approach ... 4
3.2 Shield design description ... 4
3.3 Methods of analysis ... 4
3.4 Description of analyses ... 4
3.5 References ... 4
3.6 Summary results ... 4

4 Terms and definitions ... 4

5 Characterization of concrete ... 6
5.1 Introduction ... 6
5.2 Concrete placement ... 7
5.3 Water content ... 7
5.4 Heating effects ... 8
5.5 Reinforcing steel ... 8
5.6 Aggregates ... 8

6 Calculation methods ... 10
6.1 Introduction ... 10
6.2 Point-kernel methods ... 10
6.3 Discrete ordinates method ... 13
6.4 Monte Carlo method ... 16
6.5 Other methods and summary ... 18

7 Concrete shielding data ... 18
7.1 Introduction ... 18
7.2 Gamma-ray attenuation coefficients ... 19
7.3 Gamma-ray buildup factors ... 19
7.4 Secondary-gamma-ray production ... 20
7.5 Neutron cross sections ... 20
7.6 Neutron attenuation curves ... 21

8 Applications ... 21
8.1 Radiation effects ... 21
8.2 Minimum water content ... 22
8.3 Bulk shielding ... 23
8.4 Radiation streaming through penetrations ... 25
8.5 Reflection ... 26

9 References ... 27

Bibliography ... 32

Rys. 4. Okładka i spis treści ANSI/ANS-6.4-2006.

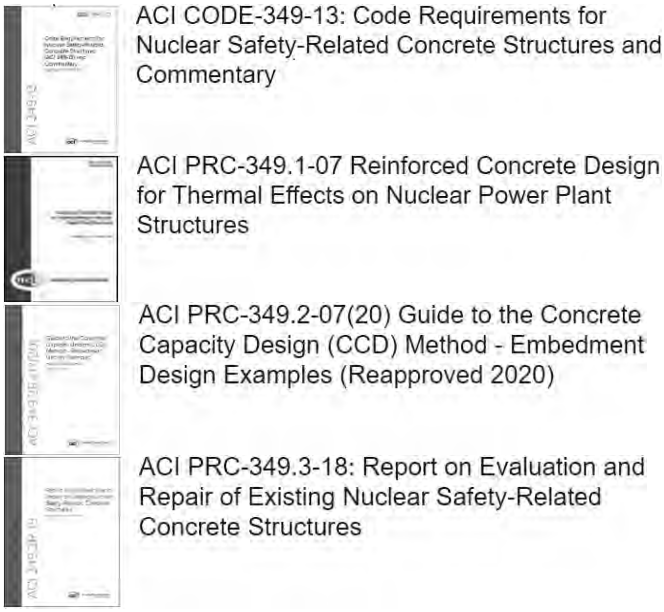
Kluczowe w odniesieniu do konstrukcji betonowych są z kolei normy American Concrete Institute ACI. Oprócz typowych takich jak:

ACI SPEC 301-20: Specifications Concrete Construction.
ACI CODE 318-19(22): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
ACI PRC-207.1-21: Mass Concrete–Guide.
ACI PRC-207.2-07: Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete.
ACI PRC-207.3-18: Report on Practices for Evaluation of Concrete in Existing Massive Structures for Service Conditions.
ACI PRC-207.4-20: Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete.
ACI PRC-207.5-11: Report on Roller-Compacted Mass Concrete.
ACI PRC-211.1-22: Selecting Proportions for Normal-Density and High Density-Concrete – Guide.
ACI PRC-211.4-08: Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete Using Portland Cmt & Other Cementitious Material.
ACI PRC-211.5-14 Guide for Submittal of Concrete Proportions.
ACI PRC-211.7-20: Guide for Proportioning Concrete Mixtures with Ground Calcium Carbonate and Other Mineral Fillers.
ACI PRC-211.8-15 Guide to Troubleshooting Concrete Mixture Issues as Influenced by Constitutive Materials, Jobsite Conditions.
ACI PRC-211.9-18: Guide to Selecting Proportions for Pumpable Concrete.
ACI PRC-221-96: Guide for Use of Normal Weight and Heavyweight Aggregates in Concrete (Reapproved 2001).
ACI PRC-221.1-98: Report on Alkali-Aggregate Reactivity (Reapproved 2008).

ACI PRC-364.11-15: TechNote: Managing Alkali-Aggregate Reaction Expansion in Mass Concrete.
ACI PRC-304-00: Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (Reapproved 2009).
ACI PRC-304.2-17: Guide to Placing Concrete by Pumping Methods.
ACI PRC-304.3-20: Heavyweight Concrete: Measuring, Mixing, Transporting and Placing

istotne są te dotyczące bezpieczeństwa jądrowego (rys. 5):

ACI 349-13: Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary
ACI 349.1R-07: Reinforced Concrete Design for Thermal Effects on Nuclear Power Plant Structures
ACI 349.2R-07: Guide to the Concrete Capacity Design (CCD) Method—Embedment Design Examples
ACI 349.3R-02: Evaluation of Existing Nuclear Safety-Related Concrete Structures



Rys. 5. Seria norm ACI CODE 349.1-3.

Na koniec, warto jeszcze wspomnieć o normach ASTM American Society for Testing and Materials, bo w Section 4 Annual Book of ASTM Standards 2022 znajdziemy aż 2456 norm z zakresu budownictwa.

5. Od czego zależy „local content" w projektach jądrowych?

Na poziomie światowym, nie ma idealnych, modelowych rozwiązań dla zagwarantowania finalnie dużego, czy określonego udziału lokalnego przemysłu w całości inwestycji. Zarówno na poziomie światowym czy UE sprawy te nie zostały jednoznacznie uregulowane, zarówno na poziomie legislacyjnym czy inwestycyjnym. Wynika to z faktu, że realizacja inwestycji w wielkoskalowe jednostki jądrowe jest unikalna i każdy kraj a nawet każdy projekt jest wyjątkowy i w zależności od jego uwarunkowań należy zaprojektować określone rozwiązania

i je realizować. Międzynarodowa Agencja Energii Atomowej[1] sformułowała określone rekomendacje w tym zakresie; zostały one również powielone przez inne międzynarodowe agencje czy instytucje[2]. W przypadku krajów importujących technologie jądrowe udział własnego przemysłu w całości inwestycji mogą warunkować łącznie następujące czynniki:

Wielkość programu jądrowego

W tym aspekcie liczy się przede wszystkim planowana na początku wdrażania programu ilość reaktorów do zbudowania. Ocenia się, że w przypadku planowanych do zbudowania 1–2 reaktorów jądrowych nie ma ekonomicznego czy technicznego uzasadnienia do podejmowania szerszych działań przygotowujących krajowy przemysł tak aby osiągnąć poziom local content wyższy niż tzw. naturalny[3]. Taki przypadek miał miejsce podczas budowy jednoblokowej elektrownie jądrowej Borselle w Holandii (reaktor PWR 515 MWe, podłączony do sieci w 1971 r), podczas której podjęto decyzję o niepodejmowaniu działań w kierunku zwiększenia local content uznając je jako nieperspektywiczne (z punktu widzenia wydatkowania funduszy publicznych czy prywatnych). Podczas dedykowanych temu zagadnieniu konferencji międzynarodowych dostawcy głównych technologii jądrowych informowali, że w przypadku kraju realizującego inwestycje jądrowe min. 4–6 bloków jądrowych w tej samej technologii jest już sens ulokowania w danym kraju produkcji kluczowych komponentów dla reaktora – tzw. ciężkich odkuwek.

Aktualne założenia PPEJ (aktualizacja programu z 2020 r.) mówią o budowie dwóch wielkoskalowych elektrowni jądrowych; w każdej 2–3 reaktory w zależności od wybranej technologii. Uwzględniając rozwój potencjalnie kolejnych inwestycji w wielkoskalowe bloki jądrowe w Polsce, deklarowane inwestycje w tzw. małe, modułowe reaktory SMR oraz duże możliwości realizacji prac eksportowych należy uznać, że w Polsce jest sens i zasadność podjęcia znacznych działań stymulujący krajowy przemysł do rozwoju kompetencji na rzecz tego sektora.

Uzgodnienia z dostawcą technologii jądrowej

Rozumieć w tym przypadku należy pierwotne uzgodnienia z dostawcą technologii jądrowej (lub głównym wykonawcą projektu budowlanego, w zależności od konfiguracji projektu) w zakresie zapewnienia lub nie określonego poziomu local content. Do tego zagadnienia, poszczególne kraje podchodzą różnie – najczęściej uzależnione to jest od poziomu rozwoju własnego przemysłu i ogólnie – kompetencji własnych (osób, organizacji) zaangażowanych w realizację projektu. Kraje o znikomym stopniu rozwoju przemysłowym raczej nie decydują się na umieszczanie tych kwestii w programie atomowym czy negocjacjach handlowych uznając, że sama realizacja projektu będzie swoistym kołem zamachowym dla lokalnego przemysłu a dostawca technologii sam najlepiej opanuje te zagadnienia. Jest to podejście w dużej mierze uzasadnione – kraje o niskim poziomie rozwoju przemysłowego, decydując się na realizację inwestycji jądrowych, które z definicji są niezwykle złożone i trudne, nie chcą na początku podejmować dodatkowego ryzyka związanego z wprowadzeniem do projektu podmiotów, które nie posiadają doświadczeń

[1] International Atomic Energy Agency; agencja ONZ majaca wspierać kraje posiadające, rozwijające lub planujące rozwijać energetykę jądrową, której członkiem jest i Polska (www.iaea.org)

[2] OECD-NEA czy World Nuclear Association

[3] Przy realizacji tego typu inwestycji ocenia się, że zawsze wystąpi tzw. naturalny poziom „local content", tj. główny wykonawca będzie zmuszony podzlecić określone usługi czy produkcję komponentów lokalnie nawet w niewielkim zakresie, dla zapewnienia odpowiedniej ekonomiki projektu.

jądrowych. Należy jednak wskazać, że wśród i takich krajów pojawiają się ciekawe rozwiązania – pomimo braku pierwotnego uregulowania kwestii udziału własnego przemysłu w projekcie finalnie osiąga się satysfakcjonujący jego poziom. Taka sytuacja została wypracowana podczas budowy elektrowni jądrowej w ZEA[4], gdzie lokalny przemysł został w dużym zakresie włączony w projekt i podczas realizacji dodatkowo zbudował własne kompetencje, które pozwoliły kilku arabskim firmom wejść także na rynki światowe.

Kraje o wyższym poziomie rozwoju przemysłowego (i ogólnie gospodarczego) decydują się jednak na włączenie kwestii osiągnięcia określonego poziomu local content (a także transferu technologii) w pakiet negocjacyjny i całość porozumień kontraktowych. W sposób ogólny należy wskazać na rysującą się tendencję światową; praktycznie we wszystkich inwestycjach w nowe bloki jądrowe w ostatnich 20 latach ten element pojawiał się jako istotny – kraje importujące technologie chcą również przy realizacji inwestycji zaangażować własne podmioty. Takie właśnie podejście przyjęto również i w Polsce – aktualne założenia polskiego programu energetyki jądrowej PPEJ (aktualizacja programu z 2020 r.) mówią o konieczności określenia tych kwestii z wybranym dostawcą technologii/głównym wykonawcą projektu . Na chwilę obecną (kwiecień 2024 r.) stan negocjacji/ustaleń w zakresie polonizacji projektu w Polsce jest zaawansowany i w przypadku realizacji tych ustaleń polski local content będzie większy niż pierwotnie założono w PPEJ (min. 40% całości inwestycji przekierowane do polskich podmiotów, licząc od pierwszego reaktora).

Stan wyjściowy kompetnecji rynku lokalnego

Najważniejszym czynnikiem determinującym finalnie duży (określony) udział krajowego przemysłu w programach jądrowych jest jednak wyjściowy jego stan – rozwoju i kompetencji doświadczeń. Kraj posiadający – ogólnie – kompetentny przemysł, realizujący prace w sektorach o zbliżonych wymaganiach, jak np. dla energetyki konwencjonalnej, sektora petrochemicznego czy infrastrukturalnego może bez większych problemów osiągnąć znaczny poziom local content w projektach jądrowych, nawet bez odgórnej decyzji rządowej czy inwestycyjnej zapisanej formalnie. Taki jest właśnie przypadek polskiego przemysłu; aktualne kompetencje predestynujące krajowe podmioty do tych inwestycji są dodatkowo wzbogacone licznymi referencjami przy realizacji projektów jądrowych – eksportowych.

Wprawdzie nie można stwierdzić, że łączna koniunkcja powyższych trzech czynników – automatycznie zagwarantuje duży wskaźnik „local content", gdyż jest to także kwestią konsekwentnych i długofalowych działań w celu osiągnięcia takiego stanu – głównie z poziomu samych przedsiębiorstw, instytucji otoczenia biznesu oraz rządów. Istotne jest także odpowiednie uregulowanie tych kwestii przez kluczowe podmioty tego procesu, tj. inwestora i dostawcę technologii/głównego wykonawcę.

6. Kompetencje polskiego przemysłu a kooperacja ze światowym sektorem jądrowym

W 2015 r. ówczesne Ministerstwo Gospodarki dokonało kompleksowej analizy kompetencji polskiego przemysłu w kontekście kooperacji ze światowym sektorem jądrowym. Analiza ta była w późniejszych latach częściowo aktualizowana i można stwierdzić, że Rząd

[4] **Barakah nuclear power plant** (Arabic: محطة براكة للطاقة النووية), 4 reaktory PWR × 1400 MWe, technologia koreańska KEPCO-KHNP

RP posiada aktualny i kompleksowy obraz krajowego przemysłu celem podejmowania właściwych działań wspierających. Najważniejsze obszary realizowanych analiz obejmowały:
– identyfikację obszarów (sektorów, zakresów prac), w których polski przemysł ma kompetencje do realizacji prac, obecnie oraz w dającej się racjonalnie przewidzieć perspektywie do 5, 7 i 10 lat (tabl. 1),
– identyfikację wymagań, które będą stawiane polskim – potencjalnym – poddostawcom o charakterze technicznym, organizacyjnym, jakościowym, kadrowym oraz w zakresie kondycji ekonomiczno-finansowej (tabl. 2),
identyfikację barier wejścia oraz możliwych strategii wejścia polskich przedsiębiorstw na rynki jądrowe, estymacja kosztów i działań dostosowawczych,
– charakterystykę typowego polskiego przedsiębiorstwa oraz stworzenie wykazu przedsiębiorstw mogących, przy określonych i akceptowalnych działaniach dostosowawczych, włączyć się w światowe łańcuchy dostaw tego sektora.

Tablica 1. Obszary projektu jądrowego, z możliwym zaangażowaniem polskiego przemysłu, odzwierciedlające aktualne doświadczenia polskich przedsiębiorstw w projektach jądrowych na rynkach rynki zagraniczne.

Rodzaj komponentu elektrowni jądrowej	**Projekt**	**Produkcja**	**Montaż**	**Remonty**
Wyspa jądrowa				
Systemy pomocnicze	•	•	•	•
Rurociągi – układy wtórne	•	•	•	•
Systemy bezpieczeństwa DCS reaktora, zabezpieczenia przeciwpożarowe	•	•	•	•
Zasilanie awaryjne, zasilanie własne		•	•	•
Wyspa turbinowa + generator				
Turbina, Generator			•	•
Skraplacz pary	•	•	•	•
Systemy pomocnicze	•	•	•	•
Wyspa konwencjonalna				
Komponenty elektryczne	•	•	•	•
AKPiA	•	•	•	•
Rurociągi, niesklasyfikowane	•	•	•	•
HVAC	•	•	•	•
Konstrukcje stalowe	•	•	•	•
Infrastruktura towarzysząca (prace ziemne, budowlane)	•	•	•	•
Wyprowadzenie mocy	•	•	•	•

Legenda:
Brak możliwości.
• Możliwe zaangażowanie przy pierwszym reaktorze.
• Możliwe zaangażowanie przy kolejnym reaktorze (I reaktor + ok. 3–5 lat).

Wyniki tej analizy, jak i późniejszych jej aktualizacji, wskazują, że polski przemysł ma kompetencje do realizacji prac i dostaw w określonych obszarach projektu jądrowego. Przy rozsądnych działaniach dostosowawczych można założyć, wzorem innych nowych technologii które pojawiały się w Polsce , że będzie uruchomiony proces tzw. uczenia się i w trakcie realizacji programu przy kolejnych reaktorach udział polskiego przemysłu powinien być większy (kwotowo oraz w obszarach bardziej wymagających).

Istotnym elementem we wsparciu „local content" jest identyfikacja wymogów, które mogą być stawiane polskim podmiotom w porównaniu do aktualnego stanu kompetencji wykazała natomiast istotne braki w obszarze systemów zapewnienia i kontroli jakości. Jest to kluczowy obszar z punktu widzenia jądrowego łańcucha dostaw, w którym należy aktualnie te braki likwidować (tabl. 2).

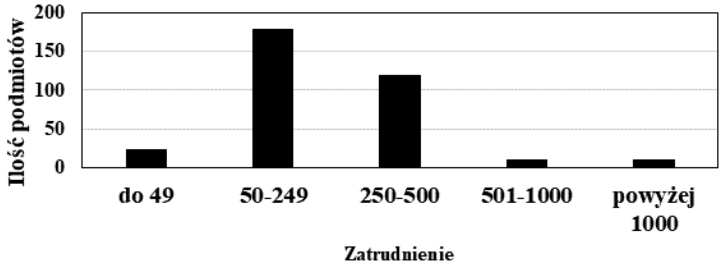
Tablica 2. Rodzaje wymagań stawianych polskim firmom w ramach local content.

Wymagania	**Powinno być**	**Jest**	**Uwagi**
techniczne	Odpowiednie moce produkcyjne, transportowe, Certyfikaty techniczne (ASME N, RCC, KTA, itd.)	Zaplecze produkcyjne – OK, Podmioty z południa Polski najczęściej z ograniczeniami transportowymi, Najczęściej brak stricte jądrowych certyfikacji	Brak jądrowych certyfikacji jest często kompensowany akceptowalnością proponowanych rozwiązań przez zleceniodawcę, inwestora, dozór w układzie równorzędnych (niejądrowych) odpowiedników *.....in compliance with ASME.....*
ekonomiczne, finansowe	Wymagana stabilna kondycja finansowa, ekonomiczna, (długoterminowa)	W zależności od sytuacji makroekonomicznej	…….nikt nie będzie zadawał się z bankrutem……
organizacja wewnętrzna, QA/QC, kadry, certyfikacja jakościowa, BHP, itd.	Konieczność wydzielenia struktury jądrowej wewnątrz przedsiębiorstwa, Najwyższe znaczenia zagadnieniom zapewnienia jakości (QA) i jej udokumentowania (QC), Posiadania odpowiednich kadr (oraz stabilność personelu),	Najczęściej projekty jądrowe realizowane siłami i strukturami firmy dedykowanej do wszystkich innych projektów, Sprawy jakości są marginalizowane (tak jak w energetyce konwencjonalnej), Wysoka (wewnętrzna/ zewnętrzna) rotacja personelu	Bardzo duże braki, konieczność istotnego wysiłku i zmiany w polskich przedsiębiorstwach

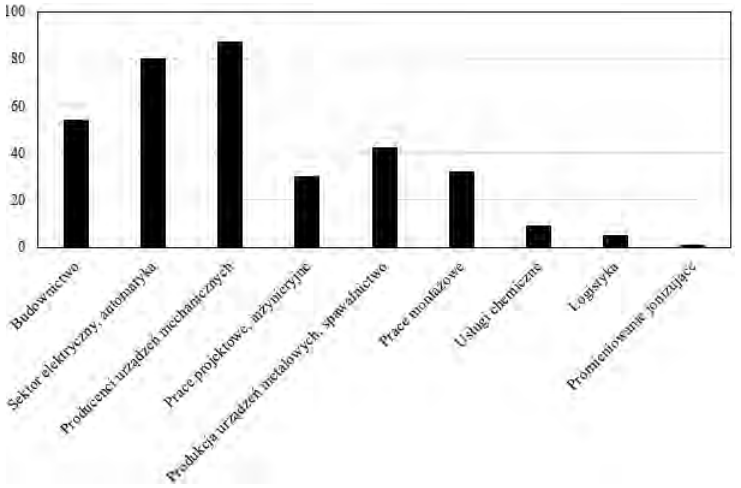
Wśród możliwych strategii wejścia na rynki jądrowe, dotychczas stosowanych przez polskie przedsiębiorstwa, zidentyfikowano ścieżki rozwoju organicznego czy współpracy międzynarodowej z zagranicznymi zleceniodawcami sektora jądrowego. Na chwilę obecną zidentyfikowano również 3 przypadki przejęcia zagranicznych przedsiębiorstw działających na rynkach jądrowych i skutecznej absorbcji ich kompetencji przez polski podmiot przejmujący .

Analiza obszarowa oraz wielkościowa typowego polskiego przedsiębiorstwa (z doświadczeniami jądrowymi lub gotowego w możliwie krótkim okresie do wdrożenia jądrowych standardów) wykazała, że Polska dysponuje licznymi podmiotami w sektorze budowlanym, producentów komponentów elektrycznych oraz mechanicznych, zbiorników i rurociągów, zaworów i wymienników ciepła.

Najczęściej spotykane podmioty to MŚP – do 50 czy 250 pracowników (rys. 6). Czynnik ten jest istotny, z punktu widzenia konieczności podjęcia działań wpierających ze strony polskiego rządu ze względu na duże bariery wejścia tego sektora, które są nie do udźwignięcia przez małe przedsiębiorstwa. Z uwagi na przekrój branżowy to najwięcej firm zainteresowanych udziałem z projektach jądrowych i posiadających takie kompetencje to sektor stricte budowlany, sektor elektryczny i automatyki oraz producentów urządzeń mechanicznych.



Rys. 6. Struktura wielkości firm zainteresowanych udziałem w polskim projekcie jądrowym.



Rys. 7. Przekrój branżowy firm zainteresowanych udziałem w polskim projekcie jądrowym.

W kontekście mapowania kompetencji krajowego przemysłu należy wskazać na istotny element jakim jest intensywna współpraca polskich przedsiębiorstw na rynkach eksportowych. W związku z brakiem większych barier formalnych krajowe firmy uczestniczą w różnych projektach sektora jądrowego – głównie na kontynencie europejskim (różna formuła: prace budowlano-montażowe, remonty, modernizacje EJ oraz dostawy komponentów). Odnotowano również liczne realizacje prac (głównie produkcja komponentów) dla elektrowni w USA, Kanadzie, Rosji, Turcji, Indiach czy Bangladeszu. W związku z faktem, że sektor jądrowy jest wysoce umiędzynarodowiony – uczestnictwo polskich firm jest tutaj swoistym katalizatorem przyśpieszającym proces budowania kompetencji pod kątem polskiego programu jądrowego. Procesy te są w ostatnich latach również wpierane przez Rząd RP poprzez organizację licznych profilowanych misji gospodarczych (jądrowych) do krajów gdzie potencjalnie można wypromować polskie przedsiębiorstwa.

Wyniki mapowania kompetencji krajowego przemysłu w ujęciu ilościowym zostały opracowane w postaci angielskojęzycznego katalogu „Polish industry for nuclear energy". Dokument przedstawia profil działalności blisko 330 polskich przedsiębiorstw z potencjałem do wejścia w światowe łańcuchy dostaw sektora (w tym 79, które posiadają min. 1 referencję jądrową w ostatnich 10 latach). Katalog ten jest cyklicznie uaktualniany wedle tej samej metodologii oraz jest publicznie dostępny na internecie.

Reasumując – polski przemysł ma ogólnie dobre kompetencje do wejścia w jądrowe łańcuchy dostaw natomiast największe braki, które należy nadrobić są w obszarze polityki zapewnienia

i kontroli jakości, w tym niezwykle niewymiernych zagadnień – tzw. jądrowej kultury bezpieczeństwa, która jest diametralnie inna niż w projektach energetyki konwencjonalnej.

7. Rozwiązania instytucjonalne wspierające przemysł krajowy – przypadek Wielkiej Brytanii

W trakcie przygotowań do wdrożenia energetyki jądrowej Rząd RP stanął przed trudnym zadaniem – jak przygotować własny przemysł do projektu w Polsce. W związku z brakiem systemowych i modelowych rozwiązań czy to w UE czy ogólniej na poziomie światowym powstała konieczność wypracowania własnych i autorskich rozwiązań bazujących na specyfice własnego programu, aktualnych kompetencjach polskich przedsiębiorstw oraz instytucji otoczenia przemysłu. Cenna okazała się współpraca międzynarodowa (z instytucjami międzynarodowymi, takimi jak IAEA oraz OECD) jak i bilateralna z wybranymi krajami, których rozwiązania z perspektywy polskiej wydają się być referencyjne.

Wielka Brytania wypracowała na tym polu interesujące rozwiązania instytucjonalne, które po zaadoptowaniu zostały wdrożone w Polsce. Wbrew stereotypowym poglądom Rząd Wielkiej Brytanii odgrywa aktywną rolę w procesie rozwoju kompetencji własnego sektora przemysłowego poprzez koordynowanie i finansowanie różnych projektów szkoleniowych, edukacyjnych czy R&D w obszarze jądrowych. Analogicznie jak w Polsce, system szkolnictwa zawodowego czy wyższego technicznego jest zdecentralizowany (dodatkowo, podobnie jak w Polsce, brytyjskie uczelnie posiadają dużą autonomię w redagowaniu programów edukacyjnych na poziomie I,II stopnia. Jednakże uwzględniając znaczenie energetyki jądrowej Rząd Królestwa podjął decyzję o oddolnym skoordynowaniu wszystkich programów edukacyjnych i szkoleniowych tak aby były one wyprzedzająco dopasowane do specyfiki branży, planowanych projektów inwestycyjnych czy remontowych oraz zapotrzebowania przemysłu z punktu widzenia projektów eksportowych. Powołana do życia i całkowicie finansowana przez Rząd organizacja **NSAN**[5] *koordynuje wszystkie działania o charakterze szkoleniowym czy edukacyjnym w tym kraju. Wypracowano nawet nieformalny certyfikat (label), który ta organizacja, po przeanalizowaniu zakresu i formy, przyznaje wszystkim kursom, szkoleniom czy programom edukacyjnym na uczelniach. Znacznie usprawnia to proces kształcenia kadry dla sektora jądrowego w tym kraju czy rekrutacji w różnych instytucjach (regulator, inwestor, przemysł). Kolejną instytucją, odgrywającą istotną rolę w obszarze szkoleń, R&D i wstępnych audytów przygotowujących brytyjskie przedsiębiorstwa do współpracy z tym sektorem jest* ***NAMRC*** *z siedzibą w Sheffield*[6]*. Jest to centrum transferu technologii jądrowych do przemysłu, które oferuje również usługi szkoleniowe oraz wsparcia w fazie prekwalifikacji firm niejądrowych do standardów jądrowych. Ośrodek jest w znacznej mierze finansowany przez Rząd Wielkiej Brytanii a jakość świadczonych usług – w opinii odbiorców czyli samych firm – jest wskazywana jako wzorcowa. NAMRC realizuje prace R&D dla firm w obszarach zaawansowanych technologii spawalniczych, materiałowych, cyfrowej rzeczywistości (w tym rozwiązań BIM), itd. Koordynatorem organizacyjnym tego ośrodka jest pobliski University of Scheffield natomiast liderem merytorycznym wszelkich programów są eksperci brytyjskiego potentata jądrowego, firmy* Rolls-Royce. Sztandarowym projektem NAMRC (we współpracy z powyższym NSAN) jest opracowanie i prowadzenie programu szkoleń dla brytyjskich przedsiębiorstw o roboczej nazwie Fit4Nuclear (F4N). Koszt tego programu szkoleniowego jest ponoszony w 50% – bezpośrednio – przez Rząd

[5] *National Skills Academy for Nuclear, https://www.nsan.co.uk/*
[6] *Nuclear Advanced Manufacturing Research Center*, https://namrc.co.uk/

Zjednocznonego Królestwa, pozostała część przez same przedsiębiorstwa bezpośrednio zakwalifikowane do uczestnictwa. Przy czym, znaczną część i tych kosztów jest refundowana brytyjskim przedsiębiorstwom z innych funduszy rządowych – dedykowanych na ogólne podnoszenie kompetencji czy innowacji. Ciekawostką jest, że wypracowana metodologia szkoleń F4N okazała się na tyle efektywna i praktyczna, że na początku 2020 Rząd UK zlecił NAMRC realizację analogicznych szkoleń dla sektora OZE w obszarze CCS i rozwiązań wodorowych (odpowiednio programy: F4CCUS, F4H2; zakładając że można uzyskać określone synergie). Ocenia się, że w polskim systemie wsparcia innowacji – najbliższą, zbliżoną organizacją do NAMRC jest utworzona ostatnio Sieć Badawcza Łukasiewicz. Trzecim, kluczowym podmiotem w systemie wsparcia i integracji przemysłu jądrowego jest **NIA**, klasyczna izba gospodarcza przemysłu jądrowego[7]. Izba ta, przy współpracy z Rządem realizuje liczne działania stymulujące brytyjski przemysł, np. w zakresie promocji międzynarodowej, wsparcia analitycznego oraz zapewnienia transparentnego dialogu na linii: Rząd-Przemysł. Co ciekawe, specyfika brytyjskiego sektora jądrowego – w części łańcucha dostaw – jest zbliżona do specyfiki polskich przedsiębiorstw i można znaleźć wiele wspólnych punktów pomiędzy naszymi krajami[8]. Ponadto wiele rozwiązań instytucjonalnych wypracowanych w Wielkiej Brytanii jest wskazywanych za modelowe, głównie z powodu ich praktycznego i spójnego charakteru. Niektóre z nich można przy określonej adaptacji przenieść na grunt polski.

Na chwilę obecną, w ramach postępu polskiego programu jądrowego, podejmowane są działania w zakresie przygotowania krajowych przedsiębiorstw do współpracy z sektorem jądrowym. Działania te idą w kierunku budowy kompetencji – głównie poprzez organizację profesjonalnych szkoleń oraz promocję polskich podmiotów na arenie międzynarodowej. Od 2015 r. realizowane są cykliczne seminaria techniczne, podczas których prezentowane są polskim firmom specyficzne wymagania sektora jądrowego – w obszarze łańcucha dostaw, np. w zakresie spawalnictwa, aspektów elektrycznych, budowlanych oraz systemów zapewnienia i kontroli jakości. Od 2022 proces ten został zintensyfikowany poprzez organizację specjalistycznych szkoleń o zakresie i metodyce zbliżonej do brytyjskiego programu F4N dedykowane do wcześniej zidentyfikowanych trzech najpopularniejszych branż:
– 40h szkoleń w ramach każdej z sesji, część w pakietach e-laerningowych,
– obejmujące zagadnienia techniczne, jakościowe i biznesowe sektora jądrowego,
– prezentujące wymagania technologii jądrowych wdrażanych w Polsce oraz tych, dla których polskie przedsiębiorstwa realizują prace na rynkach eksportowych,
– w oparciu o systemy normalizacyjne europejskie jak i amerykańskie (odpowiednio: ISO, RCC-M/E/S/CW, ASME, ACI, IEEE),
– szkolenia realizowane wyłącznie przez ekspertów – praktyków pochodzących z europejskich czy amerykańskich koncernów jądrowych (w tym dostawców technologii, operatorów elektrowni czy organizacji technicznych opracowujących określone normy czy standardy).

Należy zaznaczyć, że aktualny – ogólny – system wsparcia krajowego przemysłu może być wykorzystany przez polskie firmy również na potrzeby planowanego rozwoju w sektorze jądrowym. Dotyczy to głównie instrumentów i polityk wsparcia w gestii ARP, PARP, NCBiR, BGK czy innych rządowych agencji[9].

---

[7] Nuclear Industry Association, https://www.niauk.org/

[8] Analogicznie jak w Polsce – większość brytyjskich firm sektora jądrowego to MŚP, Wielka Brytania jest nadal importerem technologii jądrowych, do niedawna była również członkiem UE.

[9] ARP – Agencja Rozwoju Przemysłu (głównie w obszarze wsparcia inwestycji produkcyjnych oraz zasilania kapitałem krótkoterminowym).

8. Podsumowanie

Ustawa – Prawo atomowe Art. 36c p.3 stanowi, że to **Rada Ministrów określi, w drodze rozporządzenia, wymagania bezpieczeństwa jądrowego i ochrony radiologicznej, jakie ma uwzględniać projekt obiektu jądrowe**go, dla różnych rodzajów obiektów jądrowych, mając na uwadze konieczność zapewnienia bezpieczeństwa jądrowego, ochrony radiologicznej, ochrony fizycznej i zabezpieczeń materiałów jądrowych podczas rozruchu, eksploatacji i likwidacji obiektu jądrowego oraz możliwość przeprowadzenia sprawnego postępowania awaryjnego w przypadku wystąpienia zdarzenia radiacyjnego, a także biorąc pod uwagę wydane w tym zakresie zalecenia Międzynarodowej Agencji Energii Atomowej oraz Stowarzyszenia Zachodnioeuropejskich Organów Nadzoru Instalacji Jądrowych.

Niestety we wspomnianym Rozporządzeniu nie znajdziemy szczegółów tj. wymienionych norm jakie będziemy zobligowani stosować w Polsce w odniesieniu do budowy elektrowni jądrowej. Tymczasem zezwolenia na budowę elektrowni jądrowej w oparciu o przeprowadzone przez Inwestora analizy w zakresie bezpieczeństwa jądrowego, z uwzględnieniem czynnika technicznego i środowiskowego udziela Prezes PAA. To zatem w jego kompetencjach i gestii jest dziś określenie tych dokumentów referencyjnych. Jak może to zrobić? Najprostszym sposobem mogłoby być bezpośrednie przywołanie wymagań z konkretnych dokumentów omówionych wcześniej. Rozwiązanie to jednak ma istotne wady takie jak:

– wymagania poszczególnych dokumentów są w wielu miejscach niespójne, a nawet sprzecznie – należy więc jednoznacznie opowiedzieć się za jednym rozwiązaniem,
– niedostosowanie do warunków w Polsce, które są odmienne od warunków w krajach wydających zalecenia,
– nieuwzględnienie procedur krajowych dla spełnienia szczególnych wymagań,
– wprowadzenie obligatoryjności norm i procedur badawczych, które nie są w Polsce stosowane i nie ma akredytowanych podmiotów mogących przeprowadzić niektóre wymagane badania.

Ten ostatni aspekt jest szczególnie istotny dla polskich firm, które chciałyby wziąć udział w projektach jądrowych – dla nich dostosowanie się do amerykańskich standardów to spora inwestycja. Cały ten proces nie będzie łatwy i szybki, o czym świadczy chcociażby fakt, że podobna procedura w Wielkiej Brytanii, czyli Generic Design Assessment w przypadku rektora AP1000 trwała 10 lat. Działanie na rzecz „local content" to dla administracji kraju instalacji bardzo istotny element każdego projektu jądrowego. Naturanym jest, że i polski rząd podejmuje wysiłki na rzecz zwiększenia udziału polskich przedsiębiorstw w budowie elektrowni jadrowej – czerpanie z doswiadczeń innych takich jak UK może w tym pomóc.

Nuclear power plant construction in Poland - law, standards and local content

Key words: nuclear power plant, construction, standards, quality

PARP – Polska Agencja Rozwoju Przedsiębiorczości (głównie w obszarze wsparcia rozwoju kompetencji miękkich w przemyśle – innowacji, zarządczych, projektowych, analiz rynku, itd.).
NCBiR – Narodowe Centrum Badań i Rozwoju (głównie w obszarze wsparcia B+R),.
BGK – Bank Gospodarstwa Krajowego (głównie w obszarze wsparcia ekspansji na rynkach eksportowych, w tym zagranicznych fuzji i przejęć).

AWARIE OBIEKTÓW BUDOWNICTWA OGÓLNEGO

FAILURES OF RESIDENTIAL AND PUBLIC BUILDINGS

Zmiany projektowe na etapie budowy wynikiem przeciążenia filrów murowanych w budynku mieszkalnym wielorodzinnym

JAROSŁAW BŁYSZKO*, NORBERT OLCZYK
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Streszczenie: Obiekt mieszkalny wielorodzinny uległ awarii w wyniku której zniszczeniu uległ jeden z filarów w ścianie zewnętrznej oraz fragmenty ściany nośnej. Przeprowadzono analizę, która wykazała błędy projektowe i ogólnie nieprawidłowości w założeniach projektowych. Analiza obliczeniowa wykazała niedostatki zbrojenia stropu oraz potencjalną przyczynę (ścieżkę) prowadzącą do awarii. Zaproponowano koncepcję naprawy.

Słowa kluczowe: strop żelbetowy, awaria filara murowanego, przeciążenie konstrukcji, awaria budynku

1. Wprowadzenie

W maju 2022 roku szerokim echem w mediach odbiła się awaria 15 lokalowego bloku mieszkalnego na Osiedlu Pyrzyckim w Stargardzie. Po 8 latach od wybudowania obiektu murowany filar ściany ewnętrznej uległ widocznemu zmiażdżeniu co w konsekwencji spowodowało liczne zarysowania ścian wewnętrznych. Decyzja PINB budynek wyłączono z użytkowania i rozpoczęto procedury zabezpieczenia obiektu i poszukiwania przyczyn awarii.

W toku analiz okazało się, że budynek posiada liczne błędy projektowe, których nagromadzenie spowodwało po kilku latach użytkowania awarię.

Opis konstrukcji obiektu

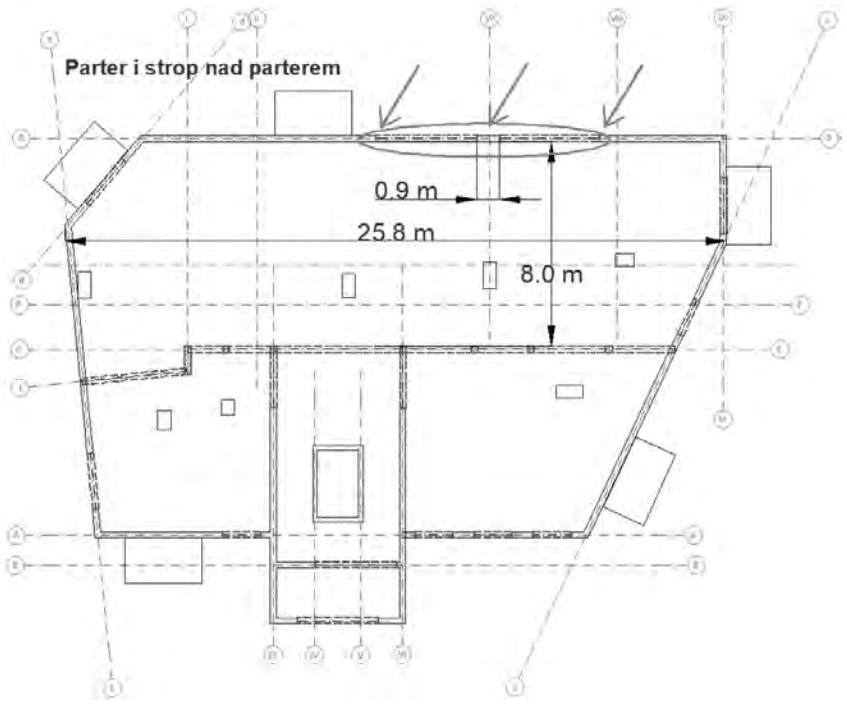
Budynek zaprojektowano jako 4 kondygnacyjny (parter, 3 pietra + poddasze) z garażem podziemnym. Ściany, belki i strop w piwnicy żelbetowe. Ściany parteru, pięter i poddasza murowane z pustaków ceramicznych POROTHERM o grubości 24 cm. Stropy nad parterem i wyższych kondygnacji monolityczne o grubości 18 cm zbrojone stalą w obu kierunkach (wg dokumentacji projektowej stal A-III 34GS). Dach dwuspadowy stromy. Budynek posadowiony na płycie fundamentowej. W budynku wydzielono 15 lokali mieszkalnych usytuowanych na piętrach budynku. Na parterze zlokalizowano lokal usługowy. Na kondygnacji piwnicznej wykonano garaż podziemny.

*Autor do korespondencji: *jaroslaw.blyszko@zut.edu.pl*

Opis zdarzenia i wnioski z oględzin obiektu

W dniu 11/12.05.2022 r. w budynku mieszkalnym przy ul. Armii Krajowej 8B awarii uległy filary w ścianie zewnętrznej budynku. Uszkodzenie filarów spowodowało osunięcie się stropu i powstanie zarysowań ścian budynku:

– znaczne ugięcie stropów w okolicy 1/3 rozpiętości płyty na linii szachtów instalacyjnych. ugięcie stropów dochodzące do ok. 10 cm w odległości ok. 1 m od osi F,
– zarysowanie ścian kondygnacji wyższych. szczególnie ściana korytarza w osi F co świadczy o gwałtownym wzroście ugięcia stropu w tym miejscu,
– ugięcie płyty stropowej nad parterem przekraczające dopuszczalne wartości stanu granicznego użytkowania.
– dobrze widoczne zarysowanie spodniej strony płyty stropowej nad parterem pomiędzy osiami E i G. rysy przebiegające przede wszystkim w kierunku podłużnym – wzdłuż osi E–G,
– usytuowanie oraz ilość rys wskazuje na znaczne wytężenie płyty stropowej. szerokość rozwarcia rysy na spodniej stronie stropu nie wskazuje jednak na przekroczenie stanu granicznego nośności. Rozwarcie rys < 0,4 mm,
– wyczerpanie nośności filarków murowanych w osi II/g i VII/g. filary międzyokienne całkowicie zmiażdżone. Przesunięcie pionowe spoin > 30 mm,
– obroty nadproży belek w strefie podporowej w osi VIII i II. Zarysowanie muru w strefie podporowej belki,
– zmianę sposobu pracy ścianki działowej. Widoczne zmiażdżenie pianki wypełniającej pod stropem. Oparcie się stropu na ściance działowej,
– zalecono korektę wykonanego wcześniej podparcia doraźnego. polecono wykonać liniowe podparcie stropu w obiekcie z wykorzystaniem systemowych podpór stropowych.



Rys. 1. Strop nad parterem. Wymiary głównego pola płyty. Strzałkami wskazano miejsce zmiażdżenia ściany i filara.

2. Analiza konstrukcji i statyka obiektu

Zmiany w stosunku do pierwotnego projektu budowlanego

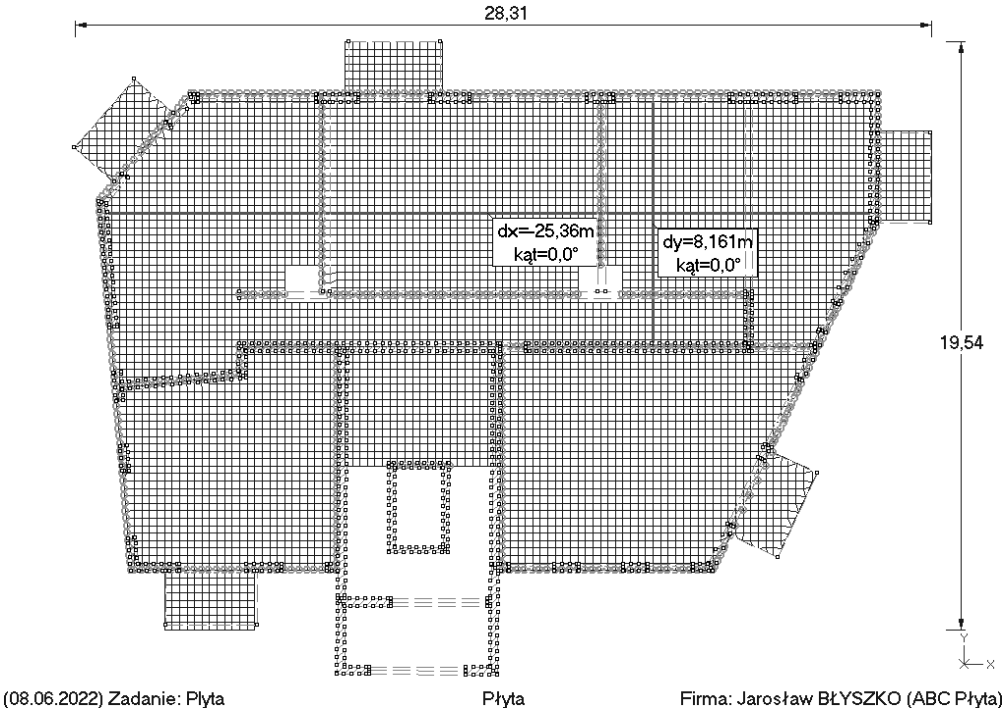
a) Projekt budowlany przedmiotowego budynku przedłożony do uzyskania pozwolenia na budowę zakładał wykonanie na kondygnacji przyziemia ścian wewnętrznych o grubości 24 cm w osiach oznaczonych odpowiednio II i VII. W toku realizacji obiektu przedmiotowych ścian nie wykonano. Powyższą zmianę zakwalifikowano jako nieistotną.

b) Dokonano zmian układu otworów na elewacjach – szczególnie zamurowania części witryn w osi G.

c) Ścianę w osi E oraz I zastąpiono układem wieloprzęsłowej belki żelbetowej podpartej na słupach w rozstawie co ok. 2,20 m, a przestrzeń między słupami i belką wypełniono ścianką murowaną gr. 12 cm.

d) Nie wykonano podciągu w osi F – pod ścianą podłużną korytarza.

Na skutek wprowadzonych zmian konstrukcyjnych, w szczególności rezygnacji ze ścian w osiach II i VII wstępnie zakładany schemat pracy statycznej stropu nad parterem uległ znaczącej zmianie. Pierwotnie płytę stropową monolityczną o grubości 18 cm dzieliły ściany zewnętrzne i wewnętrzne na pola robocze o wymiarach około 8×9 m z pewnym usztywnieniem za pomocą podciągu w osi F. Tak zaprojektowany strop pracował jako wielopolowa płyta krzyżowo-zbrojona. Po zmianie wskazanej powyżej główne pole robocze stropu ma wymiary około 25×8 m i jest to obecnie fragment pracujący głównie jednokierunkowo (rys. 2).



Rys. 2. Model płyty stropowej w stanie istniejącym.

Zwraca się uwagę, że przy grubości całkowitej płyty stropu wynoszącej 18 cm i rozpiętości w świetle ścian nośnych wynoszącej 8,0 m (rozpiętość teoretyczna l_{eff} = 8,0+0,12+0,12 = = 8,24 m) strop jest wyjątkowo wrażliwy na powstawanie ugięć. Starosolski [3] podając za postanowieniami normy EC2 [1] wskazuje, że dla skrajnych przęseł elementów ciągłych,

rozpiętość płyt do wysokości konstrukcyjnej powinna zawierać się w zakresie $l/d \leq 26$ przy stopniu zbrojenia 0,5% i $l/d \leq 18$ przy stopniu zbrojenia 1,5%. Ponadto wymogi normy wskazują dodatkowo, że przy rozpiętości większej niż 7,0 m należy dodatkowo ograniczyć maksymalna wartość l/d o współczynnik 7,0/8,0 = 0,875.

Przy zbrojeniu głównym na poziomie #12 co 100 mm stopień zbrojenia płyty wynosi około 0,7% zatem zalecana wg EC2 [1] grubość stropu pracującego jako jednokierunkowy powinna być znacznie większa.

W starszych zaleceniach Kobiak [2] w celu zagwarantowania płytom należytej sztywności i tym samym ograniczenia nadmiernych ugięć, stwierdza obliczeniowa grubość powinna wynosić nie mniej niż 1/40–1/50 rozpiętości teoretycznej. W przypadku przedmiotowej płyty stropowej dla grubości konstrukcyjnej d = 15 cm maksymalna zalecana rozpiętość teoretyczna wyniosłaby 600–750 cm.

Należy stwierdzić, że przy takich wymiarach stropu jego konstrukcja wskazuje na możliwość wystąpienia szeregu problemów użytkowych, w szczególności powstania nadmiernych ugięć stropu i zarysowań ścian na nim usytuowanych. Zalecenia normowe w tym względzie jasno precyzują, że ugięcie płyt stropowych powinno być ograniczone do 1/250 rozpiętości, a w przypadku, gdy na stropie sytuuje się ścianki działowe wrażliwe na pękanie nawet do 1/500 rozpiętości. W przypadku przedmiotowego stropu dla 8,0 m rozpiętości przęsła płyty dopuszczalne ugięcie całkowite powinno wynosić 800/250 = 3,2 cm.

Obliczenia sprawdzające

Obliczenia sprawdzające wykonano w celu weryfikacji stropu w poniższych wariantach obliczeniowych:

A. oszacowano obciążenia istniejące (quasistałe) i wykonano obliczenia weryfikujące bezpieczeństwo stropu w stanie przed awarią – z prawidłowymi filarkami,
B. oszacowano obciążenia istniejące (quasistałe) i wykonano obliczenia weryfikujące bezpieczeństwo stropu w chwili obecnej – bez filarków,
C. wykonano obliczenia sprawdzające na obciążenia normowe – z prawidłowymi filarkami,

Wykonano analizę nośności płyty dla wybranych przypadków obliczeniowych przy założeniu stali zbrojeniowej w gatunku 34GS.

Obliczenia sprawdzające – przypadek A – obciążenia istniejące quasistałe – filarki o prawidłowej nośności

Przyjęto następujące obciążenia działające na płytę stropową nad parterem:

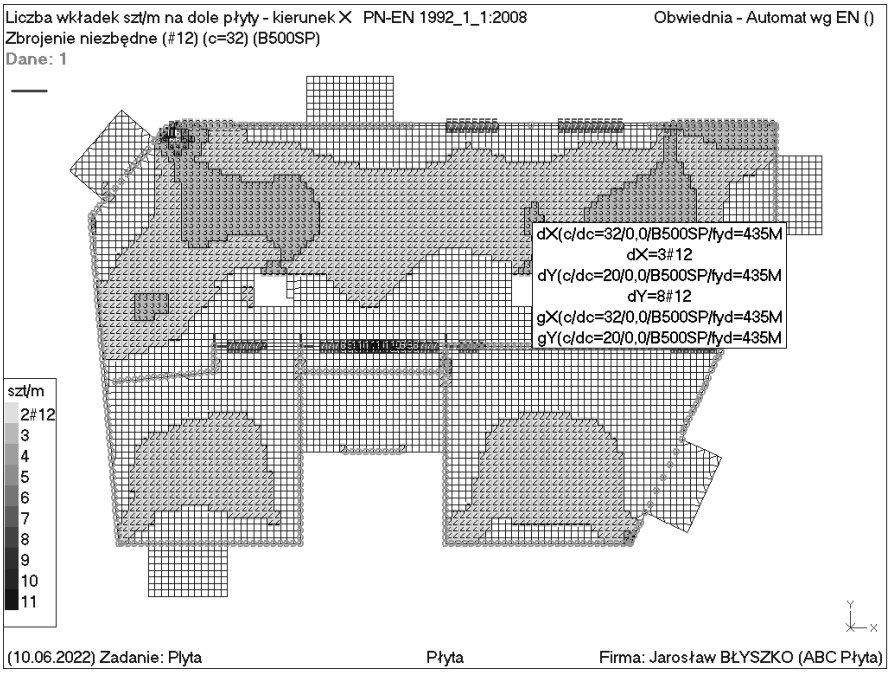
– ciężar własny płyty żelbetowej o grubości 18 cm $\rho = 25$ kN/m^3,
– warstwy wykończenia zgodnie z dokumentacja projektową ustalono wartość 1,55 kN/m^2,
– obciążenie zastępcze od ścianek działowych ustawianych na stropie 1,20 kN/m^2,
– obciążenie użytkowe stropu – do weryfikacji przyjęto 0,5 kN/m^2,
– obciążenie ścianami POROTHERM o grubości 24 cm i wysokości 1 kondygnacji – 6,0 kN/m.

Przyjęto, że ściany stoją na stropie i nie stanowią podparcia dla stropów wyższych kondygnacji.

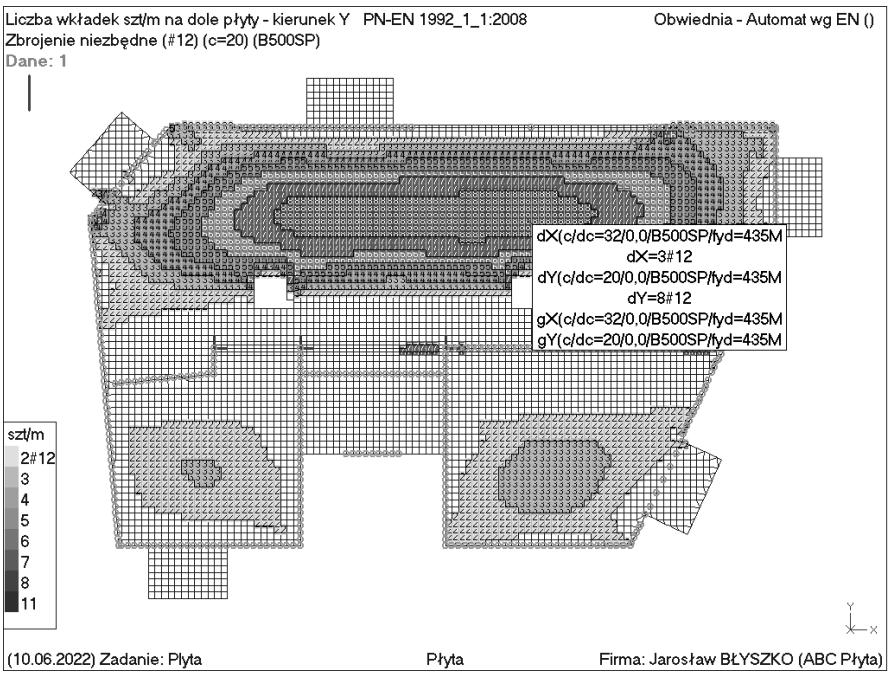
Przyjęto model stropu jako płyty krzyżowo zbrojonej opartej przegubowo na ścianach zewnętrznych i wewnętrznych nośnych. Obliczenia wykonano przy użyciu oprogramowania ProSoft ABC-płyta w wersji 6.21. Siatkę ortogonalnych elementów skończonych przyjęto o wielkości około 0,25×0,25 m.

Przy wymiarowaniu zbrojenia płyty stropu przyjęto stal o średnicy 12 mm klasy f_{yk} = 500 MPa. W projekcie przyjęto stal w gatunku A-III (34GS) z uwagi na szeroko stosowaną w okresie budowy obiektu stal BSt500 obliczenia wykonano dla stali BSt500. Na podstawie rysunku zbrojenia stropu nie jest możliwe ustalenie który kierunek zbrojenia przyjęto jako główny – z mniejsza otuliną. Przeprowadzono weryfikację zbrojenia w dwóch

etapach. Otulinę dolną przyjęto 20 mm dla kierunku Y i 32 mm dla kierunku X. W drugiej wersji przyjęto 32 mm dla kierunku Y i 20 mm dla kierunku X.



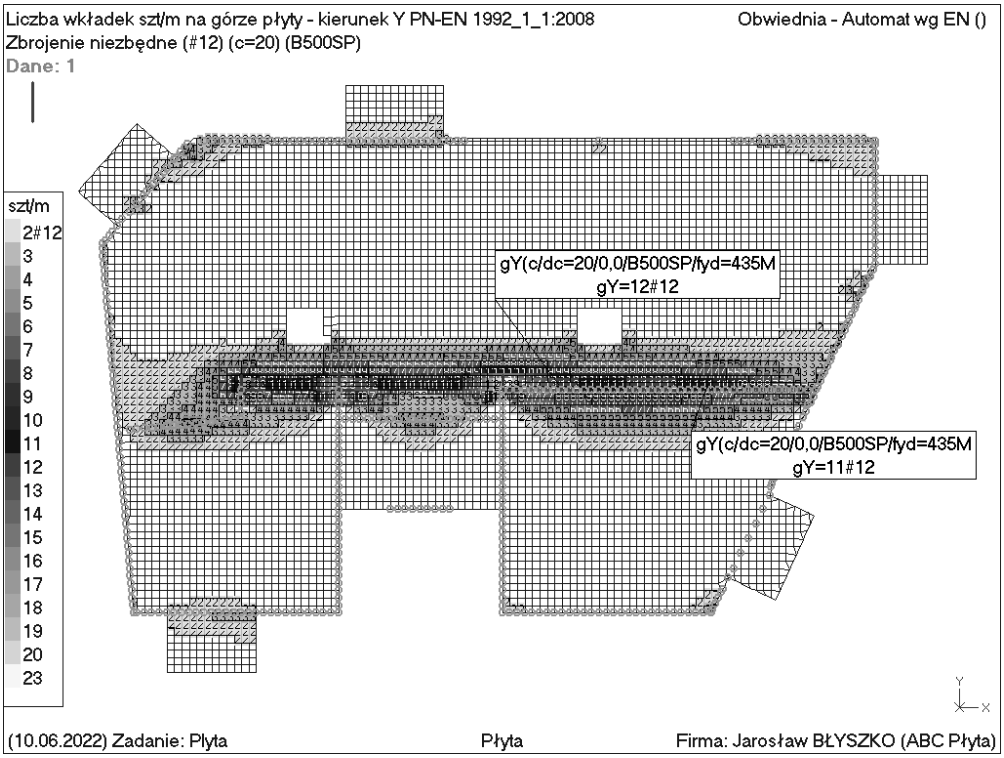
Rys. 3. Zbrojenie wymagane dolne na kierunku X.



Rys. 4. Zbrojenie wymagane dolne na kierunku Y.

Na podstawie tak wprowadzonych założeń wykonano analizę statyczną i wytrzymałościową stropu nad parterem (bez uwzględniania wpływu wyższych kondygnacji) i stwierdzono:

1. Obliczeniowa reakcja na filar w osi VII – który uległ zniszczeniu – wynosi 208,2 kN (wartość tylko od obciążeń ze stropu nad parterem bez wyższych pieter).
2. Obliczeniowy moment zginający w środku przęsła płyty pomiędzy osiami E–G wyznaczono o wartości M_y = 53,81 kNm/m, M_x = 17,7 (20,2) kNm/m.
3. Obliczeniowy moment zginający nad ścianą korytarza (ściana w osi E) M_y = 71,8 kNm/m.
4. Dla wyznaczonych sił wewnętrznych obliczono zbrojenie niezbędne przy założeniu otulenia Y = 20 mm X = 32 mm i otrzymano wartości mocy zbrojenia podane na rysunkach poniżej. Zbrojenie dolne na kierunku Y 8#12/m zbrojenie dolne na kierunku X 3#12/m, zbrojenie górne na kierunku Y średnio 10–12#12/m lokalnie do 15#12/m.
5. Dla wyznaczonych sił wewnętrznych obliczono zbrojenie niezbędne przy założeniu otulenia Y = 20 mm X = 32 mm i wyliczono teoretyczne zarysowanie płyty widoczne na rysunkach poniżej.

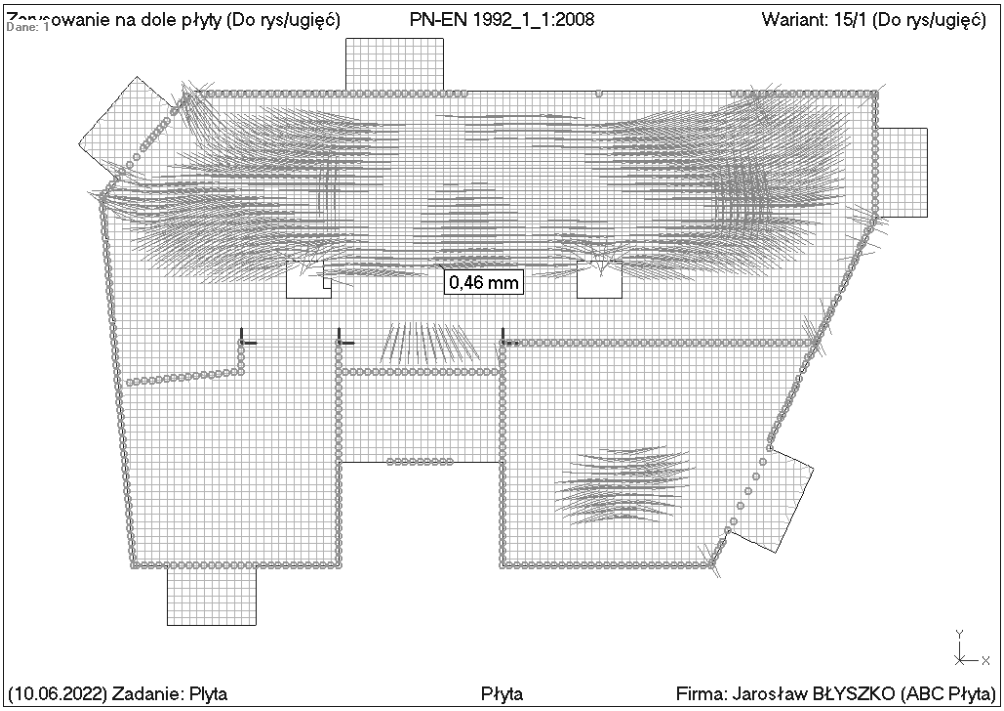


Rys. 5. Zbrojenie wymagane górne na kierunku Y.

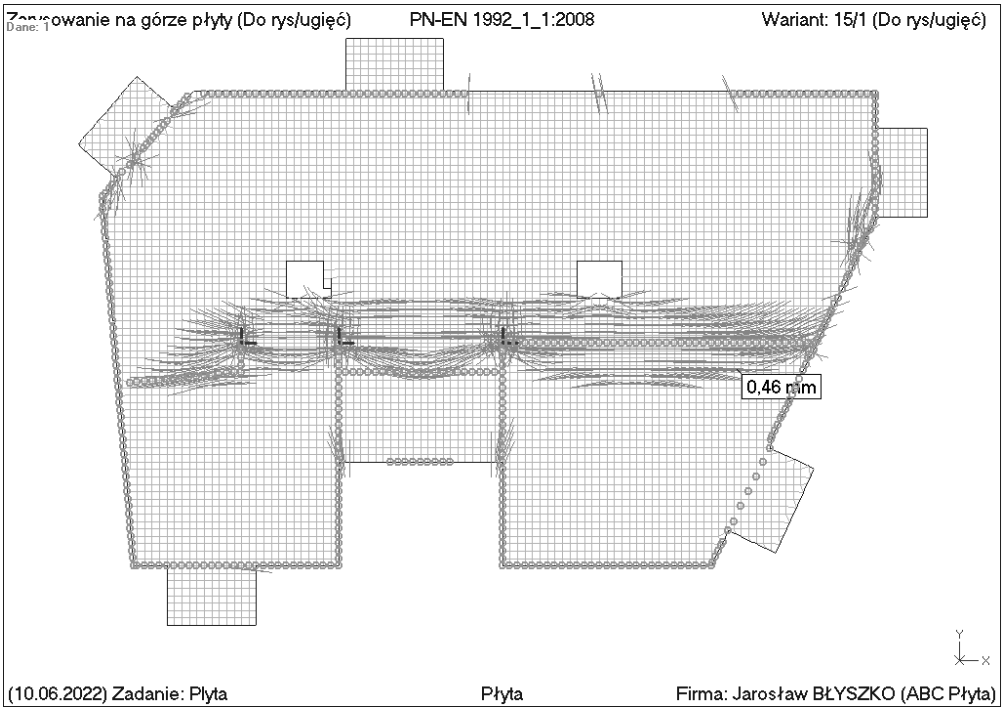
Przeprowadzona analiza wskazuje, że ilość zbrojenia przyjęta w projekcie jest zbyt mała i może prowadzić do lokalnego uplastycznienia stali zbrojeniowej.

6. Wykonano analizę stanu wytężenia płyty stropu nad parterem dla zbrojenia istniejącego o mocy 10#12 szt/m. A następnie wyliczono ugięcie płyty zarysowanej.

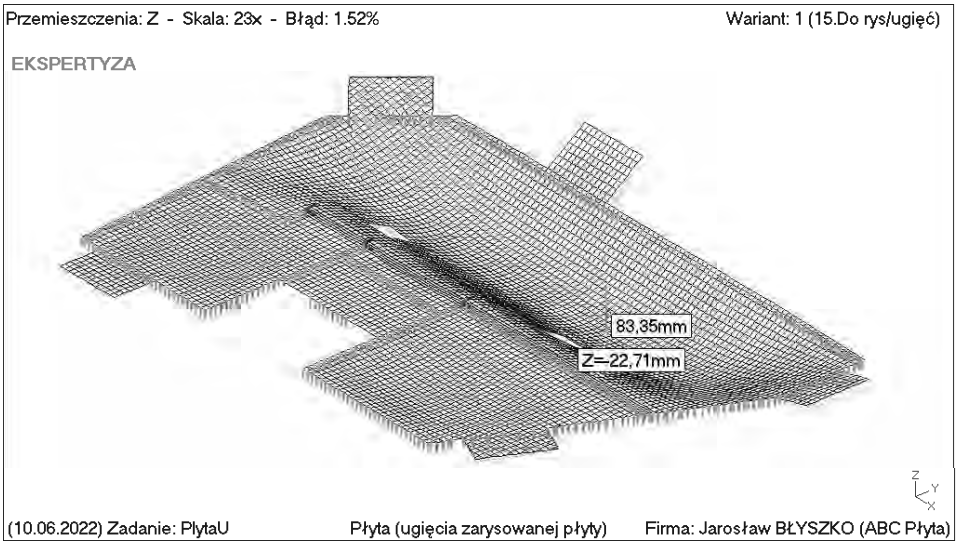
Uzyskano wartość ugięcia 83,3 mm. Na krawędzi otworu szachtu instalacyjnego uzyskano teoretyczne ugięcie o wartości 22,7 mm.



Rys. 6. Teoretyczne zarysowanie przy zbrojeniu niezbędnym – dół płyty.



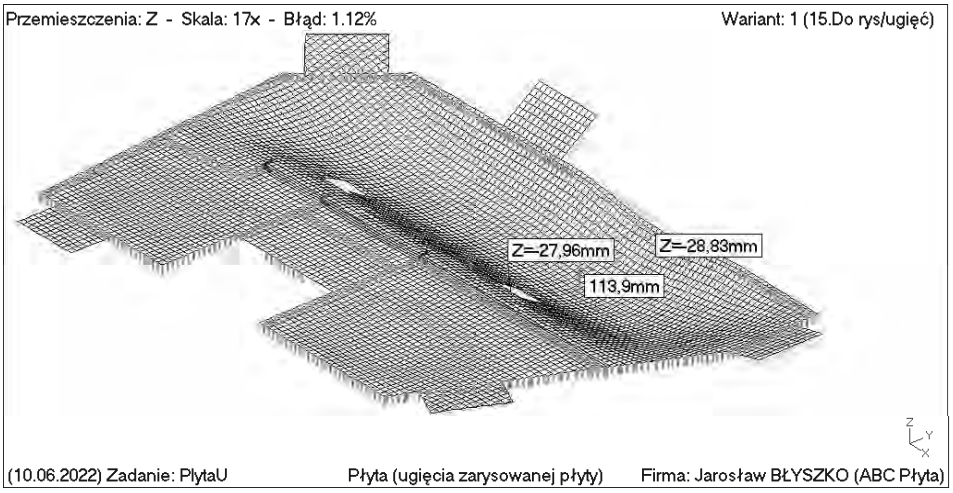
Rys. 7. Teoretyczne zarysowanie przy zbrojeniu niezbędnym – góra płyty.



Rys. 8. Teoretyczne ugięcie płyty zarysowanej dla zbrojenia #12/100 mm.

1.A.1. Obliczenia sprawdzające – przypadek B – obciążenia istniejące quasistałe – filarki zdegradowane

Przyjęto obciążenia jak w pkt. 1.2.1. W modelu usunięto filar środkowy (na przecięciu osi VII i G) i część podpór filarów bocznych symulując ich zmiażdżenie. Przyjęto dodatkowe obciążenie krawędzi płyty bezpośrednio nad miejscem zniszczonego filara o wartości 150 kN. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono, że teoretyczna reakcja z jednej kondygnacji w filarze VII/G wynosi ok. 150 kN. Obliczając strop w stanie uszkodzonym, po degradacji filarów parteru, założono, że krawędź stropu nad parterem obciążona jest reakcją ze ściany 1. piętra o takiej samej wartości. Przyjęto, że po zmiażdżeniu filara, siły w osi VII/G z pozostałych pięter wskutek sztywności stropów „spływają" do fundamentu poza obszarem filara VII/G. Uzyskano następujące wyniki dotyczące wytężenia płyty stropu przedstawione na poniższych rysunkach.



Rys. 9. Ugięcie płyty stropu po zniszczeniu filarków.

Na podstawie wykonanych obliczeń stwierdzono, że awaria filarka spowodowała wzrost ugięcia teoretycznego płyty stropu o około 30 mm z 83 do 113 mm. Ugięcie na krawędzi szachtu instalacyjnego wzrosło z 22,7 do 27,9 mm. Jest to zgodne z obserwacjami przeprowadzonymi na obiekcie, gdzie przemieszczenie stropu przy szachcie instalacyjnym w osi VII po zniszczeniu filarka wzrosło o około 5 mm.

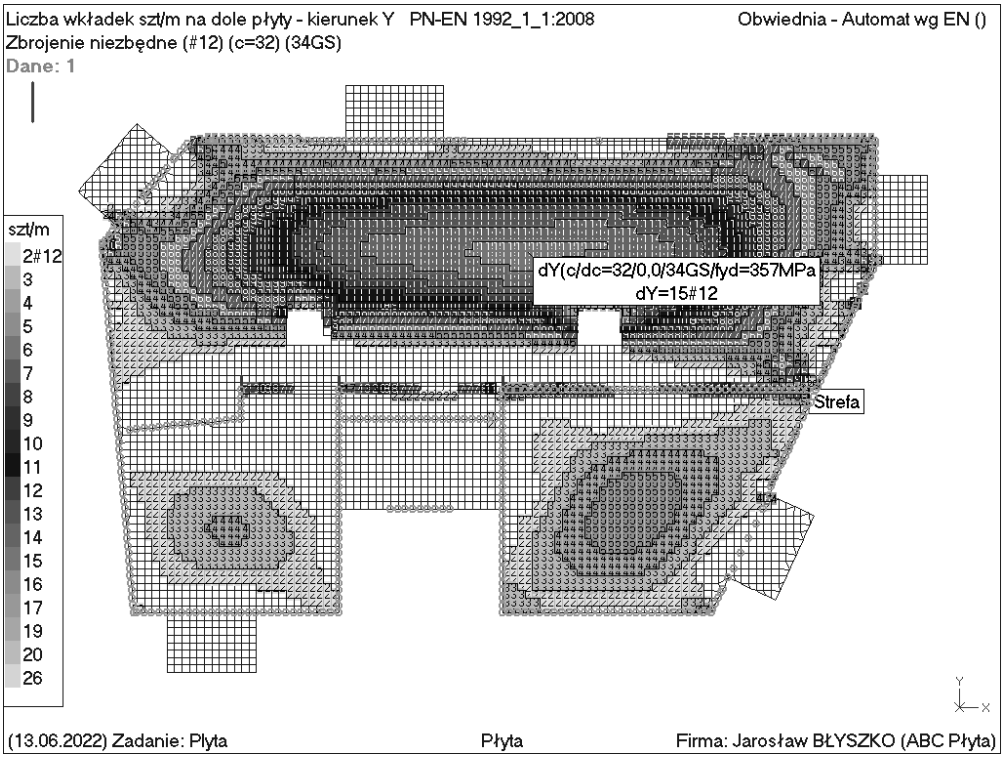
Analizę obliczeniową przeprowadzono dla mniej korzystnego układu zbrojenia przyjmując otulinę prętów na kierunku Y o wartości 32 mm.

Przeprowadzona analiza obliczeniowa płyty stropu nad parterem wskazuje, że ilość zbrojenia dolnego #12 co 100 mm w obu kierunkach jest wystarczająca do spełnienia wymagań stanu granicznego nośności w sytuacji wyjątkowej – po zniszczeniu filarów w osi G w szczególności VII/G.

1.A.2. Obliczenia sprawdzające – przypadek C – przyjęcie obciążeń normowych, ściany w osiach II i VII traktowane jako nienośne, a ustawione jedynie na stropie jak ściany działowe, filarki odbudowane o wystarczającej nośności

Obliczenia siły tnącej w płycie

Obliczono nośność płyty stropowej na ścinanie przy założeniu betonu klasy C20/25. Uzyskano wartość V_{Rdc} = 94,98 > $V_{Rdc,min}$ = 66,4 kN/m. Stwierdzono, że nośność płyty na ścinanie jest wystarczająca.



Rys. 10. Wymagane zbrojenie dolne na kierunku Y przy założeniu przegubu nad ścianą w osi E, niekorzystnej otuliny 32 mm i stali 34GS.

Na podstawie wykonanych obliczeń stwierdzono, że moc zbrojenia dolnego (#12 co 100 mm f_{yk} = 500 MPa w obu kierunkach) jest wystarczająca do przeniesienia obciążeń.

Stwierdzono również, że moc zbrojenia górnego nad ścianą w osi E jest zbyt mała. Niedobory wynoszą co najmniej 30% – w zależności od przyjętej otuliny zbrojenia. Istnieje ryzyko, że pręty zbrojenia górnego nad ścianą w osi E już uległy, albo ulegną przeciążeniu i doprowadzi to w konsekwencji do powstania przegubu plastycznego w tym miejscu.

W celu analizy sytuacji nadzwyczajnej przyjęto model z zerwanym zbrojeniem górnym nad ścianą w osi E. W modelu stropu założono przegub na linii ściany. Uzyskano następujące wyniki zbrojenia:

Przeprowadzone obliczenia wskazują na niedobór zbrojenia dolnego w płycie stropu w sytuacji nadzwyczajnej – zerwania zbrojenia nad podporą w osi E. Wymagane zbrojenie w stanie granicznym nośności wynosi #12 co 80 mm, natomiast zastosowano #12 co 100 mm przy założeniu stali w gatunku BSt500.

Przy założeniu zbrojenia stalą A-III (34GS), jak w projekcie, strop po zerwaniu zbrojenia nad ścianą w osi E wykazuje znaczne niedobry zbrojenia przy przyjęciu obciążeń normowych. Do zapewnienia nośności wymagane jest 15 szt. prętów #12 zastosowano natomiast 10 szt. prętów #12 na metr szerokości płyty. Przy przyjęciu obciążeń quasistałych, nośność zbrojenia dolnego zapewnia układ 9 szt. #12 na mb przęsła płyty.

W obecnym układzie statycznym – płyta gr. 18 cm o rozpiętości 8,0 m – nawet po odbudowie zniszczonych filarów, strop nie może być dopuszczony do normalnego użytkowania. Należy wykonać podpory pośrednie w osiach II i VII przywracając pierwotny zamysł konstrukcyjny.

3. Przyczyny awarii

Jak wykazano główną przyczyną powodującą późniejsze problemy była niewłaściwie przeprowadzona zmiana pierwotnego schematu statycznego polegająca na usunięciu wewnętrznych ścian nośnych z kondygnacji parteru. W konsekwencji tej decyzji płyta nad parterem z wielopolowego układu pracującego krzyżowo zmieniła się w płytę pracującą głównie jednokierunkowo. Doprowadziło to do nadmiernych ugięć płyty stropowej oraz do zwiększenia obciążenia belek w osi G i tym samym przeciążenia filarków. Dalej nastąpiło ich zmiażdżenie i awaria budynku.

W pierwotnym projekcie budowlanym ściany wewnętrzne grubości 24 cm zaprojektowano jako ściany nośne. W dokumentacji wykonawczej datowanej na 02.2013 r. na rysunku B-K3 opisano ściany w osi II i VII jako *„ściana nienośna-osłonowa”* podobnie na wyższych kondygnacjach ściany w osi I, II, VII, VIII i F opisano jako *„ściana nienośna-osłonowa”*. Należy podkreślić, że taka zmiana ściany z nośnej na nienośną została przeprowadzona w sposób niewłaściwy. Jak wykazano obliczeniowo ugięcie zarysowanej płyty stropowej opartej jedynie na ścianach w osiach E i G wynosi po uwzględnieniu pełzania około 10 cm. W praktyce nie ma więc możliwości wykonania ścian w osiach I, II, VII, VIII oraz F w taki sposób, aby płyta nie oparła się na tych ścianach. Dylatacje pomiędzy ścianą a płytą stropową zazwyczaj mają do dwóch 2cm szerokości. Ponadto płyta stropu nad II piętrem, według przekazanej dokumentacji, jest dodatkowo obciążona słupkami stalowymi, w grubości ściany, podpierającymi stalowe płatwie dachowe HEB220, co dodatkowo obciąża płytę i zwiększa jej ugięcie.

Teoretyczne siły charakterystyczne i obliczeniowe w filarku w osi VII wynoszą odpowiednio F_{char} = 818,9 kN i F_{obl} = 1174,3 kN przy założeniu, że ściany wewnętrzne są nienośne i jedynie obciążają strop. W sytuacji, gdy strop opiera się na ścianach wewnętrznych siły w filarku wynoszą odpowiednio F_{char} = 1332,5 kN i F_{obl} = 1926,3 kN. Wykonując obliczenia stropu w programie ABC-Płyta i sumując zgodnie z normą EUROKOD 0 wpływ obciążeń stałych i zmiennych na jednej kondygnacji dla filara osi VII uzyskano wartość siły równą 208 kN (wartość siły z jednej kondygnacji).

Niezależnie od przyjętego modelu filarek w osi VII/G jest przeciążony kilkukrotnie. Dla charakterystycznego obciążenia 818,9 kN uzyskano teoretyczne naprężenia ponad 4 krotnie większe od obliczeniowej nośności filara. Wykonując filary w osi G z pustaków POROTHERM popełniono błąd, który po kilku latach doprowadził do gwałtownej utraty ich nośności. Przedmiotowe filary pod belką NŻ-2 należało zaprojektować i wykonać z betonu zbrojonego.

Ponadto należało liczyć się z dużym ugięciem stropu, szczególnie nad parterem. A jeśli w intencji projektanta rzeczywiście było wykonanie ścian wewnętrznych międzylokalowych jako nienośnych, to również na wyższych kondygnacjach ugięcie znaczeni przekraczałoby wartości dopuszczalne.. Przeprowadzono analizę ugięcia płyty nad parterem dla różnych przyjętych wariantów obciążenia. Oszacowanie ugięcia płyty jako materiału sprężystego, bez uwzględniania zarysowania i pełzania było błędne. Jak wykazano obliczeniowo ugięcie płyty jako ciała sprężystego przy obciążeniu użytkowym jedynie 0,5 kN/m^2 wynosi 15,27 mm. Natomiast wyliczone ugięcie tak obciążonej płyty zarysowanej przy zadanym zbrojeniu takim jak wykonane na budowie wzrasta do 82,8 mm. W efekcie konstrukcja połączenia ścian wewnętrznych(działowych i międzylokalowych) ze stropem wymagałaby pozostawienia swobody przemieszczeń o wartości kilkudziesięciu milimetrów.

Mieszkańcy budynku zgłaszali przez szereg lat problemy pękających ścian. Wobec faktu, że budynek posadowiono na płycie fundamentowej tworzącej ze ścianami i stropem nad piwnicą stosunkowo sztywną skrzynię można uznać, że przyczyną tych pęknięć było powolne narastanie ugięć płyty stropowej.

4. Koncepcja naprawy budynku

Niewątpliwie budynek wymaga szeroko zakrojonych prac naprawczych na parterze i w piwnicy, a w dalszej kolejności prac remontowych na wyższych kondygnacjach.
W pierwszej kolejności należy wykonać następujące prace naprawcze:

A. Zabezpieczenie tymczasowe strefy zmiażdżonych filarków.

B. Odbudowa zniszczonych filarków i fragmentów ścian w osi G.

C. Wykonanie dodatkowego podparcia stropu nad parterem.

Przeprowadzona analiza dla stropu nad parterem wskazuje, że dodatkowe podparcie nie generuje dodatkowego wytężenia zbrojenia dolnego w płycie i niweluje niedobory tego zbrojenia. Wprowadzenie dodatkowych podpór pod płytą nie zwiększa również wytężenia zbrojenia górnego nad ścianą w osi E.

Dodatkowe podparcie stropu powinno w miarę możliwości jak najmniej oddziaływać na istniejące elementy belek i słupów. Jeśli nowe elementy podporowe miałyby opierać się na istniejących elementach nośnych, to należy zweryfikować ich nośność.

Wzmacnianie uszkodzonej konstrukcji wymaga inżynierskiego wyczucia i często również swoistej finezji.

W sytuacji awaryjnej trudno jest ocenić stan wytężenia elementów konstrukcyjnych. Co prawda elementy żelbetowe sygnalizują przeciążenie za pośrednictwem rys, ale w wielu przypadkach określenie rzeczywistych sił występujących w elemencie jest niemożliwe. Tym samym trudna jest ocena, czy element kwalifikuje się do wzmocnienia, czy też nie. W wielu przypadkach nie ma możliwości weryfikacji zarysowania – np. płyta fundamentowa.

Przedmiotowy budynek od dwóch lat stoi pusty i nie są prowadzone w nim żadne prace naprawcze. W sytuacji tak poważnej awarii, obejmującej w zasadzie wszystkie lokale mieszkalne i usługowe w budynku pojawia się problem decyzyjności, przepływu informacji pomiędzy podmiotami i wzięcia odpowiedzialności za powstałą szkodę.

Literatura

1. Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
2. Kobiak J. Stachurski W.; Konstrukcje żelbetowe tom 1., Arkady 1990.
3. Starosolski W.; Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom 1; PWN 2019.

Design changes during the construction phase as a result of overloading masonry pillars in a multi-family residential building

Key words: reinforced concrete floor, masonry pillar failure, structural overloading, building failure

Przyczyny odpadania okładziny z płytek klinkierowych z elewacji nowego średniowysokiego budynku

Sławomir Czarnecki*, Jerzy Hoła, Łukasz Sadowski
Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Streszczenie: W pracy przedstawiono przypadek odpadania okładziny elewacyjnej z drobnowymiarowych płytek klienkierowcyh w nowym średniowysokim budynku wielorodzinnym. Zaprezentowano rezultaty przeprowadzonych badań wizualnych oraz badań próbek pobranych z elewacji budynku i zbadanych w laboratoirum. Podano przyczyny odpadania płytek ustalone na podstawie analizy zebranych informacji i uzyskanych rezultatów badań. Zalecono środki zaradcze eliminujące istniejące zagrożenia powodowane odpadaniem tych płytek.

Słowa kluczowe: nowy budynek średniowysoki, elewacje, płytki klinkierowe, odpadanie płytek, przyczepność przy odrywaniu, środki zaradcze

1. Wstęp

W ostatnim czasie zauważa się wzrost liczby nowych budynków wielorodzinnych w tym średniowysokich, w których do wykończenia elewacji zastosowano okładzinę w postaci drobnowymiarowych płytek klinkierowych. Na wybór tego rodzaju płytek mają z pewnością wpływ duża trwałość klinkieru i jego szeroka paleta kolorystyczna, ale również wysoki walor estetyczny i płytek i wykończonych tym materiałem elewacji [1]. Należy wyjaśnić, że płytki klinkierowe mocuje się do podłoża za pomocą kleju, a fugi są spoinowane [2]. Podłożem jest najczęściej styropian albo wełna mineralna pokryte warstwą kleju wzmocnionego siatką z tworzywa sztucznego, stanowiące ocieplenie ścian zewnętrznych wykonane powszechnie stosowaną metodą lekką-mokrą [3, 4]. Od takiego wykończenia elewacji oczekuje się spełnienia wymagań dotyczących przede wszystkim trwałości, bezpieczeństwa użytkowania i bezawaryjności. W nieodosobnionych przypadkach wymagania te przestają być spełnione po zaledwie kilku latach na skutek odspajania się i odpadania płytek. Problemu tego nie można bagatelizować, bo nawet pojedyncza odspojona od podłoża drobnowymiarowa płytka klinkierowa, mająca masę około 0,4 kg, przy spadku z wysokości stwarza bez wątpienia duże zagrożenie dla zdrowia lub życia ludzi.

W pracy przedstawiono właśnie studium takiego przypadku dotyczącego nowego średniowysokiego budynku wielorodzinnego z elewacjami wykończonymi drobnowymiarowymi płytkami klinkierowymi, których proces odspajania się i odpadania rozpoczął się stosunkowo

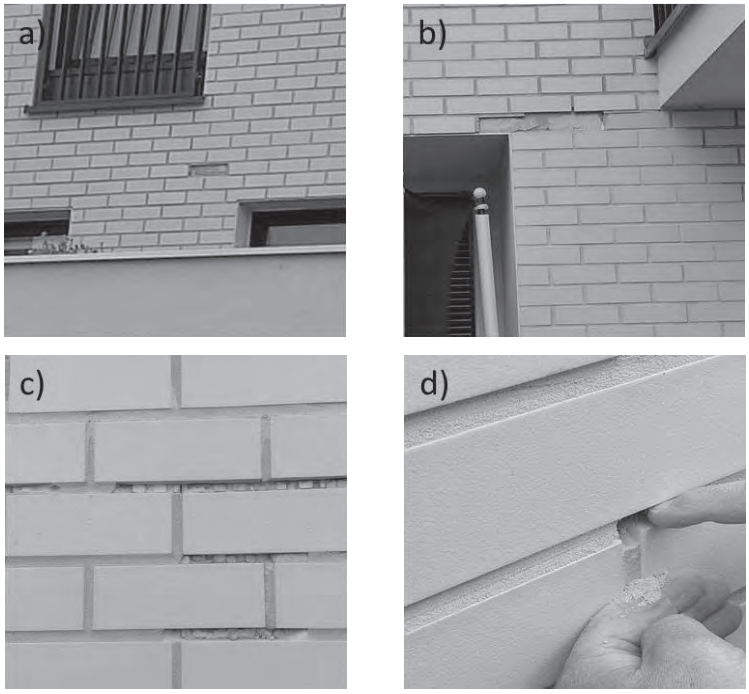
*Autor do korespondencji: *slawomir.czarnecki@pwr.edu.pl*

wcześnie. Zaprezentowano rezultaty wykonanych badań i analiz, które pozwoliły ustalić przyczyny odspajania się płytek i podjąć decyzję co do dalszego losu zdefektowanych w ten sposób elewacji.

2. Opis analizowanego przypadku

Analizowany przypadek dotyczy nowego budynku mieszkalno-usługowego, siedmiokondygnacyjnego, o wysokości 20 m. Ściany zewnętrzne budynku zostały ocieplone płytami styropianowymi grubości 150 mm, zamocowanymi do warstwy nośnej za pomocą kleju i łączników mechanicznych, a na styropianie ułożona została warstwa zaprawy klejącej. W projekcie przewidziano grubość warstwy kleju wynoszącą 4 mm. W kleju zatopiona została siatka z włókna szklanego. Do takiego podłoża, na całej wysokości wszystkich elewacji, przyklejono drobnowymiarowe płytki klinkierowe o wymiarach 250×65×8 mm i po związaniu kleju wyspoinowano spoiny. W projekcie nie została określona wprost wymagana grubość warstwy kleju pod płytkami, ale podano przewidywane jego zużycie na 1 m^2. Na tej podstawie wyliczono, że grubość ta powinna wynosić nie mniej niż 3 mm.

Po upływie około 4 lat od zakończenia robót elewacyjnych i około 2 lat po rozpoczęciu użytkowania budynku zauważone zostało odpadnięcie od elewacji pierwszych kilku pojedynczych płytek (rys. 1). Gdy sytuacja ta powtórzyła się dokonano badań wizualnych z wykorzystaniem podnośnika, stwierdzając ponadto liczne miejscowe ubytki zaprawy w spoinach oraz miejscowo małą jej twardość objawiającą się wysypywaniem sproszkowanej zaprawy po potarciu dłonią bez użycia narzędzi (rys. 1).



Rys. 1. Przykładowe widoki fragmentów elewacji budynku dokumentujące: a), b), odpadnięcie pojedynczych płytek klinkierowych, c), d), miejscowych ubytków zaprawy w spoinach.

Przy próbie wykonania w jednym z miejsc w którym szczególnie wyraźnie słyszany był głuchy odgłos podczas opukiwania większej odkrywki, w celu ustalenia układu warstw

i mocowania styropianu do ściany zewnętrznej, nastąpiło odspojenie się od podłoża „płata" złożonego z kilku płytek klinkierowych. Sytuację tą obrazuje rysunek 2. Wtedy uznano, że zabezpieczenie terenu bezpośrednio przyległego do budynku za pomocą siatek zawieszonych na wspornikach zamocowanych tuż nad parterem jest zasadne (rys. 2). Uznano też za konieczne pobranie próbek i przeprowadzenie badań w laboratorium oraz wykonanie niezbędnych analiz wyjaśniających przyczyny odspajania się płytek od powierzchni elewacji.



Rys. 2. Widok: a) odspojonego od elewacji „płata" płytek klinkierowych, b) zabezpieczenie siatką terenu bezpośrednio przyległego do budynku.

3. Ważniejsze wymagania technologiczne i techniczne

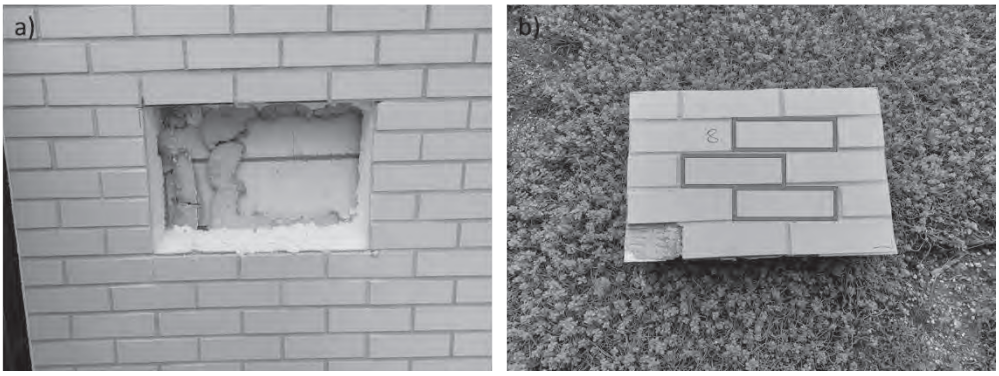
W nawiązaniu do analizowanego przypadku w tablicy 1 zestawiono wybrane ważniejsze wymagania technologiczne i techniczne dotyczące okładzin elewacyjnych z płytek klinkierowych na podłożu ze styropianu.

Tablica 1. Wybrane ważniejsze wymagania techniczne i technologiczne dotyczące okładzin elewacyjnych z płytek klinkierowych.

Cecha	**Wymóg**
Podłoże	Czyste, nośne, wolne od kurzu i resztek oleju.
Szkodliwe warunki atmosferyczne podczas nakładania kleju i układania płytek	Mróz, porywiste wiatry, bezpośrednie promieniowanie słoneczne, deszcze.
Zakres temperatur	+5 do +30°C.
Wymagania szczegółowe dotyczące wykonania okładziny z płytek	– Przez kilka dni po ułożeniu płytek temperatura powietrza nie powinna być niższa niż 5°C. – Płytki powinny być związane z podkładem warstwą zaprawy klejowej na całej swej powierzchni, bez pustek powietrznych. – Szerokość spoin między płytkami powinna być stała.
Grubość warstwy kleju pod płytkami	Minimum 3 mm.
Przyczepność przy odrywaniu warstwy kleju od styropianu	Minimum 0,1 MPa [5].

4. Rezultaty przeprowadzonych badań i analiz

W celu przeprowadzenia szczegółowych badań w laboratorium pobrano cztery próbki o wymiarach około 400×600 mm każda (rys. 3,), po jednej z elewacji. Miejsca pobrania wybrano losowo. W pobranych próbkach nie stwierdzono obecności siatki zbrojącej warstwę kleju nałożonego na styropian. Wielkość próbek dobrano tak, aby w ich strefie środkowej znajdowały się minimum trzy całe płytki klinkierowe w stosunku do których nie było ingerencji w rozumieniu ich przecinania lub otaczającej fugi, co ilustruje rysunek 3. Płytki te poddano w warunkach laboratoryjnych badaniom przyczepności przy odrywaniu.



Rys. 3. Widok: a) miejsca pobrania próbki, b) pobranej próbki, z zaznaczonymi płytkami do badań przyczepności przy odrywaniu.

Badania przyczepności przy odrywaniu wykonano metodą odrywania [6]. Wykorzystując wiertło koronkowe nawiercano odwierty w płytkach klinkierowych, o średnicy 50 mm, na głębokość aż do podłoża ze styropianem. Następnie w miejscu każdego odwiertu przyklejono stalowy krążek do badanej płytki i oderwano go z wykorzystaniem siłownika mechanicznego, dokonując pomiaru siły niszczącej, potrzebnej do obliczenia wartości przyczepności przy odrywaniu f_h. Przykładowy widok próbki po badaniu ilustruje rysunek 4, natomiast rezultaty badań przedstawiono w tablicy 2.



Rys. 4. Przykładowy widok jednej z próbek poddanych badaniom przyczepności przy odrywaniu.

Tablica 2. Rezultaty badań uzyskane metodą odrywania.

Nr próbki Elewacja	Nr pomiaru	Wartość f_b [MPa]	Wartość średnia f_b [MPa]
1 Południowa	1	0,51 (AF-T)*	0,17
	2	0,00 (AF-T)	
	3	0,00 (AF-T)	
2 Zachodnia	1	0,00 (AF-T)	0,00
	2	0,00 (AF-T)	
	3	0,00 (AF-T)	
3 Wschodnia	1	0,31 (AF-S)**	0,10
	2	0,00 (AF-T)	
	3	0,00 (AF-T)	
4 Północna	1	0,15 (AF-T)	0,34
	2	0,36 (AF-T)	
	3	0,51 (AF-T)	

*AF-T – zniszczenie adhezyjne między płytką a klejem (wg [7])
**AF-S – zniszczenie adhezyjne między klejem a podłożem (wg [7])

Analizując rezultaty badań zamieszczone w tablicy 2 należy stwierdzić, że przyczepność płytek klinkierowych przy odrywaniu od podłoża zawiera się w przedziale od 0 do 0,51 MPa. Bardzo istotne jest to, że w 7 z 12 punktów pomiarowych przyczepność ta wynosi 0 MPa i nie spełnia wymaganej minimalnej wartości przyczepności wynoszącej 0,1 MPa.

Następnie dokonano pomiarów całkowitej grubości warstwy kleju pomiędzy okładziną z płytek klinkierowych a styropianem. Rezultaty te podano w tablicy 3.

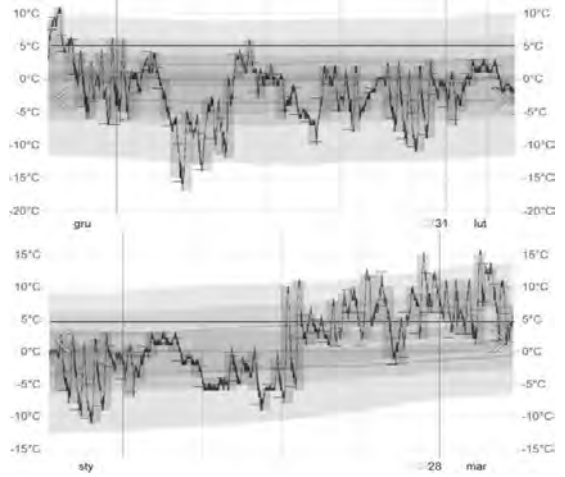
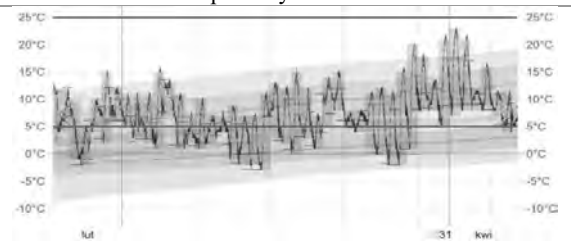
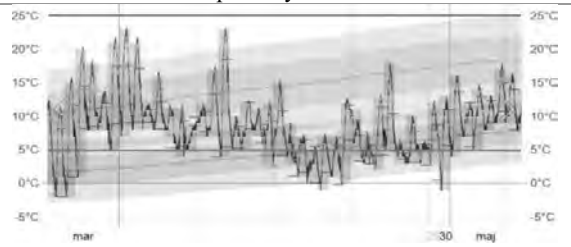
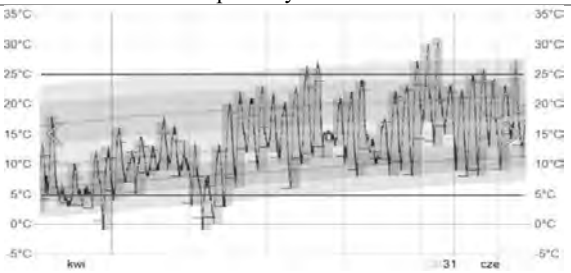
Tablica 3. Rezultaty badań całkowitej grubości warstwy kleju pomiędzy okładziną z płytek ceramicznych a styropianem.

Nr próbki Elewacja	Nr pomiaru	Grubość warstwy kleju [mm]	Średnia grubość warstwy kleju [mm]
1 Południowa	1	2,94	2,78
	2	2,84	
	3	2,57	
2 Zachodnia	1	5,47	3,87
	2	2,66	
	3	3,48	
3 Wschodnia	1	2,28	2,72
	2	2,61	
	3	3,26	
4 Północna	1	4,16	3,52
	2	3,72	
	3	2,69	

Analizując rezultaty badań zamieszczone w tablicy 3 należy stwierdzić, że całkowita grubość warstwy kleju w poszczególnych miejscach pomiarowych zawiera się w przedziale od 2,28 mm do 5,47 mm. Wartość średnia tej grubości wynosi 3,22. Są to wartości niższe od podanych w tablicy 1, z której wynika, że całkowita grubość kleju powinna wynosić nie mniej niż 7 mm (4 mm na styropianie i 3 mm pod płytkami).

Następnie po przeanalizowaniu dokumentacji budowy i ustaleniu przedziałów czasu (okresów) w których roboty elewacyjne były prowadzone, przyporządkowano tym okresom panujące wtedy temperatury powietrza zewnętrznego, korzystając z [8]. Rezultaty te prezentuje tablica 4.

Tablica 4. Zestawienie okresów wykonywania robót elewacyjnych i panujących wówczas temperatur wg [8].

Elewacja	**Okres wykonania (liczba dni)**	**Temperatura powietrza zewnętrznego panująca w okresie wykonania robót elewacyjnych**	**Liczba dni z temperaturą powietrza zewnętrznego poniżej +5°C**
Wszystkie elewacje (częściowo południowa)	Styczeń 2017 – marzec 2017 (łącznie 64 dni)	 Przedział temperatury: od -15°C do +13°C	59 dni
Elewacja południowa	Marzec 2017 (łącznie 17 dni)	 Przedział temperatury: od -3°C do +14°C	10 dni
Elewacja południowa i zachodnia	Marzec 2017 – maj 2017 (łącznie 49 dni)	 Przedział temperatury: od -2°C do +18°C	12 dni
Elewacje na poziomie przyziemia	Maj 2017 (łącznie 21 dni)	 Przedział temperatury: od +1°C do +24°C	4 dni

Z tablicy tej wynika, że praktycznie wszystkie elewacje były wykonywane w okresie od stycznia do maja 2017. W okresie tym temperatura powietrza zewnętrznego w 59 dniach była niższa niż +5°C. Natomiast najkorzystniejsze warunki temperaturowe panowały podczas wykonywania elewacji na poziomie przyziemia.

5. Przyczyny odpadania płytek

Po przeanalizowaniu uzyskanych informacji i rezultatów badań, za przyczyny powodujące odspajanie się płytek klinkierowych od podłoża i ich odpadanie z elewacji budynku uznano:
– wykonywanie prac elewacyjnych przy temperaturze powietrza poniżej +5°C, w tym podczas mrozu powodującego destrukcję mrozową zarówno zaprawy klejowej jak i zaprawy użytej do wyspoinowania spoin,
– zdecydowanie za małą grubość warstwy kleju na styropianie i pod płytkami, która w zależności od elewacji wynosi średnio od 2,72 mm do 3,87 mm, a powinna wynosić sumarycznie nie mniej niż 7 mm,
– problematyczną przyczepność przy odrywaniu płytek od podłoża której wartość średnia w przypadku trzech elewacji jest wprawdzie wyższa od wymaganej min. 0,10 MPa i zawiera się w przedziale od 0,10 MPa do 0,34 MPa, ale w 5 punktach pomiarowych na 9 (58%) wynosi ona 0 MPa.

6. Zalecone środki zaradcze

Zalecono podjęcie następujących środków zaradczych, w celu wyeliminowania istniejącego realnego zagrożenia dla zdrowia i życia ludzi spowodowanego możliwością odpadania płytek klinkierowych z elewacji analizowanego średniowysokiego budynku wielorodzinnego:
– zdemontowanie płytek klinkierowych z całej powierzchni wszystkich elewacji na kondygnacjach powyżej przyziemia i, w uzgodnieniu z projektantem budynku, podjęcia decyzji w sprawie sposobu nowego wykończenia, w tym rozważenia technologii płytek odciskanych w tynku cienkowarstwowym nakładanym na ocieplenie ze styropianu jako najbardziej zbliżonej formy wykończenia w stosunku do obecnie zastosowanych płytek,
– naprawę okładziny z płytek klinkierowych na kondygnacji przyziemia, poprzez usunięcie zaprawy użytej do wyspoinowania spoin, sprawdzenie przylegania do podłoża płytek prostą metodą opukiwania ze wsparciem nieniszczącą metodą młoteczkową [9] stosowaną podczas odbiorów technicznych posadzek ceramicznych, ponowne przyklejenie płytek odspojonych i wyspoinowanie spoin.

7. Podsumowanie

W pracy przedstawiono studium przypadku dotyczącego nowego siedmiokondygnacyjnego budynku mieszkalno-usługowego, w którym doszło do odpadania okładziny elewacyjnej wykonanej z drobnowymiarowych płytek klinkierowych. Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz ustalono przyczyny odpadania tej okładziny. Do przyczyn zaliczono wykonywanie prac elewacyjnych podczas panowania za niskiej temperatury powietrza i podczas mrozu, zdecydowanie za małą grubość kleju między płytkami i podłożem ze styropianu oraz problematyczną przyczepność przy odrywaniu płytek od podłoża, której wartości w niektórych punktach pomiarowych wynosiła 0 MPa. Zalecono środki zaradcze eliminujące istniejące zagrożenia powodowane odpadaniem płytek. Zalecono zdemontowanie płytek z całej powierzchni wszystkich elewacji na kondygnacjach powyżej przyziemia

i rozważenie ponownego ich wykończenia z wykorzystaniem technologii płytek odciskanych w tynku cienkowarstwowym. Natomiast na kondygnacji przyziemia zalecono naprawę istniejącej zdefektowanej okładziny.

Literatura

1. Chruściel B., Niziurska M.: Płytki ceramiczne w systemach ociepleniowych, Szkło i Ceramika 2020; 71 (4): 33–34.
2. Borkowicz K., Nosal K., Kasprzyk S.: Nowoczesne materiały do spoinowania okładzin ceramicznych. Szkło i Ceramika 2020: 4: 35–38.
3. Runkiewicz L., Sieczkowski J., Kopyłow O.: Okresowe oceny stanu technicznego elewacji budynków Cz. 3. Systemy ETICS. Builder 2020; 278(9): 19–23.
4. Zamorowska R., Sieczkowski J.: Złożone systemy ocieplania ścian zewnętrznych budynków (ETICS) z zastosowaniem styropianu lub wełny mineralnej i wypraw tynkarskich. ITB, Warszawa 2020 (seria: „Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych", część C, zeszyt 8).
5. ZUAT-15/V.03/2003: „Zestawy wyrobów do wykonywania ociepleń z zastosowaniem styropianu jako materiału termoizolacyjnego i pocienionej wyprawy elewacyjnej".
6. Sadowski Ł.: Adhesion in layered cement composites. Cham: Springer Nature Switzerland, cop. 2019. 163 s.
7. PN-EN 12004, Kleje do płytek, klasyfikacja i oznaczenie.
8. pl.weatherspark.com.
9. Hoła J., Sadowski Ł., Nowacki A.: Analysis of the causes of cracks in marble slabs in a large-surface floor of a representative commercial facility, Engineering Failure Analysis 2019; 97; 1–9.

Causes of brick tile cladding detachment from the facade of a new medium-high building

Key words: new mid-rise building, facades, clinker tiles, cladding detachment, pull-off adhesion, prevention

Diagnostyka drewnianych elementów konstrukcji dachu w XIX wiecznym kościele w Osiecznicy

JOANNA DROBIEC, BEATA NOWOGOŃSKA*
Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa

Streszczenie: Skuteczne działania ratujące zabytkowe konstrukcje drewniane wymagają przeprowadzenia odpowiednich badań diagnostycznych. Wyniki tych badań pozwalają na zaproponowanie rozwiązań naprawczych, nieingerujących w historyczny układ architektoniczno-konstrukcyjny budynku. Jednak w obiektach zabytkowych występują ograniczenia możliwości stosowanych metod diagnostycznych, wykluczona jest grupa metod niszczących. W pracy przedstawione są badania drewnianych elementów konstrukcyjnych więźby dachowej w XIX. wiecznym kościele w Osiecznicy przeprowadzone in situ metodami nieniszczącymi NDT. Zastosowane zostały typowe techniki ultradźwiękowe i sklerometryczne oraz dodatkowo autorska metoda ultradźwiękowa z wykorzystaniem urządzenia analizującego prędkość przepływu fal poprzecznych.

Słowa kluczowe: diagnostyka konstrukcji drewnianych, badania nieniszczące, zabytkowe konstrukcje szkieletowe

1. Wprowadzenie

Drewniane konstrukcje szkieletowe stosowane były w Europie Zachodniej już od XII wieku [1]. Wzorując się na niemieckiej architekturze szkieletowej, na terenie Środkowego Nadodrza od XVII wieku wznoszone były szkieletowe chałupy wiejskie, gospody, zajazdy, zabudowania gospodarcze, domy mieszczańskie, szkoły parafialne, kościoły, plebanie [2]. Niemiecka bogata ornamentyka fasad była jednak redukowana do prostych układów słupów, zastrzałów i rygli. Wiele z tych budynków zachowało się do dzisiaj, ale wymagają one podjęcia działań renowacyjnych.

Wybór metod renowacji obiektów uzależniony jest od wyników badań diagnostycznych [3–5]. W przypadku budynków szkieletowych istotnym zadaniem jest określenie właściwości mechanicznych elementów konstrukcyjnych [6, 7]. W budynkach nieobjętych ochroną konserwtorską właściwości mechaniczne elementów określa się metodami niszczącymi, jednak w budynkach zabytkowych wykluczony jest wysoki stopień ingerencji w tkankę historyczną. Wszystkie badania prowadzone w obiektach zabytkowych wymagają, oprócz spełnienia wytycznych normowych, uwzględnienia warunków związanych ze spełnieniem wymogów konserwatorskich. Badania diagnostyczne elementów konstrukcyjnych w budynkach objętych ochroną konserwatorską mogą być prowadzone metodami nieniszczącymi (NDT) in situ [8–11]. Wyniki tych badań są podstawą dalszych etapów działań

*Autor do korespondencji: *b.nowogonska@ib.uz.zgora.pl*

renowacyjnych, pozwalają na zaproponowanie rozwiązań naprawczych, nieingerujących w historyczny układ architektoniczno-konstrukcyjny budynku.

2. Charakterystyka budynku

Przykładem drewnianej konstrukcji szkieletowej jest neogotycki kościół pw. św. Apostołów Piotra i Pawła w Osiecznicy w woj. lubuskim (rys. 1). Budynek zbudowany został w 1816 roku wg projektu Karola Fryderyka Schinkla, uznawanego za próbę wykreowania kościoła wzorcowego dla konstrukcji szkieletowej [12]. Obiekt usytuowany jest na lekkim wzniesieniu, w bliskiej odległości od rzeki Odry. Świątynia, początkowo ewangelicka, jest orientowana, założona na rzucie prostokąta, o bryle nawiązującej do formy bazylikowej z wyższą środkową częścią z poddaszem, przekrytą dachem dwuspadowym oraz dwoma bocznymi jednokondygnacyjnymi częściami z dachami jednospadowymi. Nad korpusem kościoła, w środkowej części elewacji zachodniej, znajduje się wieżyczka na rzucie kwadratu zwieńczona wieloboczną iglicą. Przy elewacji północnej dobudowana jest kruchta nakryta dachem dwuspadowym.

Ściany budynku są wykonane w drewnanej konstrukcji szkieletowej z wypełnieniem z cegły. Konstrukcję szkieletową tworzą słupy i rygle oraz stężenia krzyżowe w narożach budynku (rys. 2). W części podgzymsowej ścian naw bocznych występują dodatkowe wzmocnienia konstrukcji w postaci zastrzałów w formie krzyża św. Andrzeja wzbogaconych zdobieniami. Pokrycie dachów jest z dachówki karpiówki, iglicy z blachy cynkowej. Ściany kościoła od strony zewnętrznej są tynkowane w polach murowanych tynkiem cementowo-wapiennym zacieranym na gładko z uwidocznioną drewnianą konstrukcją szkieletową. Stolarka okienna została po wojnie wymieniona na proste wielokwaterowe okna w miejsce pierwotnych neogotyckich form ostrołukowych [13].



Rys. 1. Elewacja północna (fot. J. Drobiec).



Rys. 2. Fragment konstrukcji szkieletowej (fot. J. Drobiec).

Wnętrze kościoła pierwotnie było jednoprzestrzenne z emporami przy ścianach bocznych i tylnej wschodniej (rys. 3), obecnie w narożnikach północnozachodnim i południowo-zachodnim wydzielono dwa pomieszczenia: zakrystię i aneks gospodarczy. Przy ścianie

zachodniej wprowadzono nowy ołtarz posoborowy umieszczony w miejscu dawnego ołtarza ambonowego, charakterystycznego dla wyznania protestanckiego. Całość ścian wnętrza świątyni pokryta jest boazerią. Stropy empor i strop nad główną częścią kościoła są drewniane belkowe, schody na empory i poddasze drewnanie policzkowe. Konstrukcja dachu drewniana w formie tzw. łamanego dachu polskiego (rys. 4). Nad nawą główną dach ma konstrukcję jętkową jedostolcową z płatwią kalenicową, a obiżony dach nad nawami bocznymi ma konstrukcję krokwiową.



Rys. 3. Fragment wnętrza kościoła (fot. B. Nowogońska).



Rys. 4. Fragment poddasza (fot. J. Drobiec).

3. Badania diagnostyczne elementów więźby dachowej

W 2020 roku przeprowadzony został remont kościoła obejmujący zakresem: (1) remont ściany północnej i zachodniej polegający na uzupełnieniu elementów drewnianych przez flekowanie lub wymianie fragmentów elementów, miejscowych przemurowaniach i wykonaniu nowych cienkowarstwowych mineralnych wypraw tynkarskich w polach murowanych, (2) wykonanie niezbędnych prac ciesielskich polegających na miejscowym wzmocnieniu elementów konstrukcyjnych więźby dachowej oraz (3) wymianę pokrycia dachowego wraz z opierzeniami i orynnowaniem. Drugi etap prac planowany jest w 2024 roku obejmujący zakresem renowację ściany południowej i wschodniej oraz ewentualne wzmocnienie elementów więźby dachowej, które jest uzależnione od wyników badań diagnostycznych.

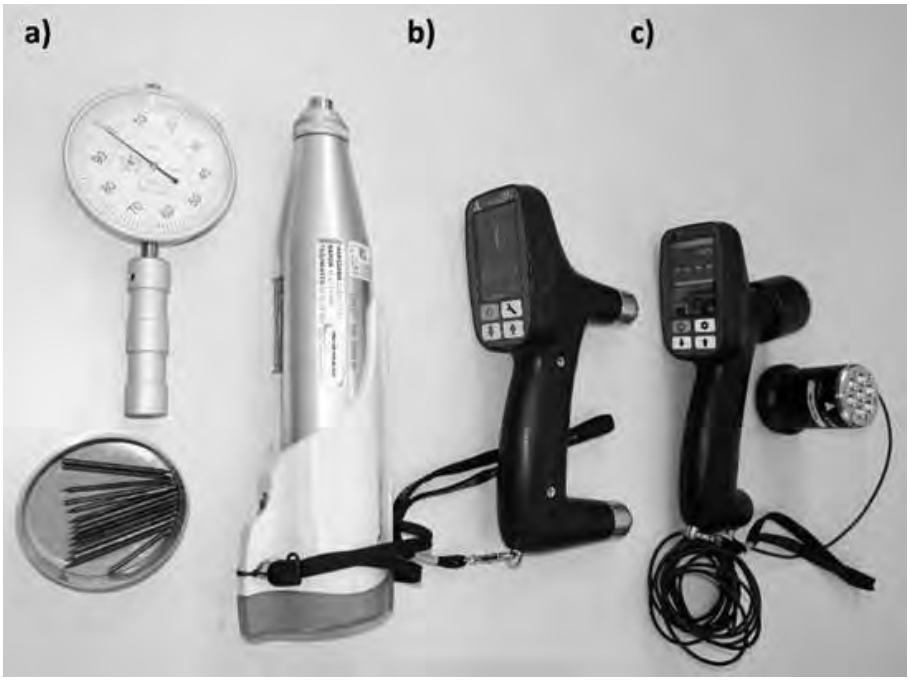
W październiku 2023 r. przeprowadzone zostały badania (rys. 5 i 6) w celu określenia właściwości mechanicznych elementów konstrukcyjnych więźby dachowej. Prowadzono badania semi-nieniszczące młotkiem do drewna Wood Peker DRC 19C0085M (rys. 7a), badania ultradźwiękowe przy wykorzystaniu urządzenia UK 1401 SURFER (rys. 7b), mierzącego prędkość przepływu fali poprzecznej wzdłuż włókien oraz przy wykorzystaniu urządzenia UK 1410 PULSAR (rys. 7c), mierzącego prędkość podłużnej fali ultradźwiękowej w poprzek włókien.



Rys. 5. Badania sklerometryczne.



Rys. 6. Badania ultradźwiękowe.



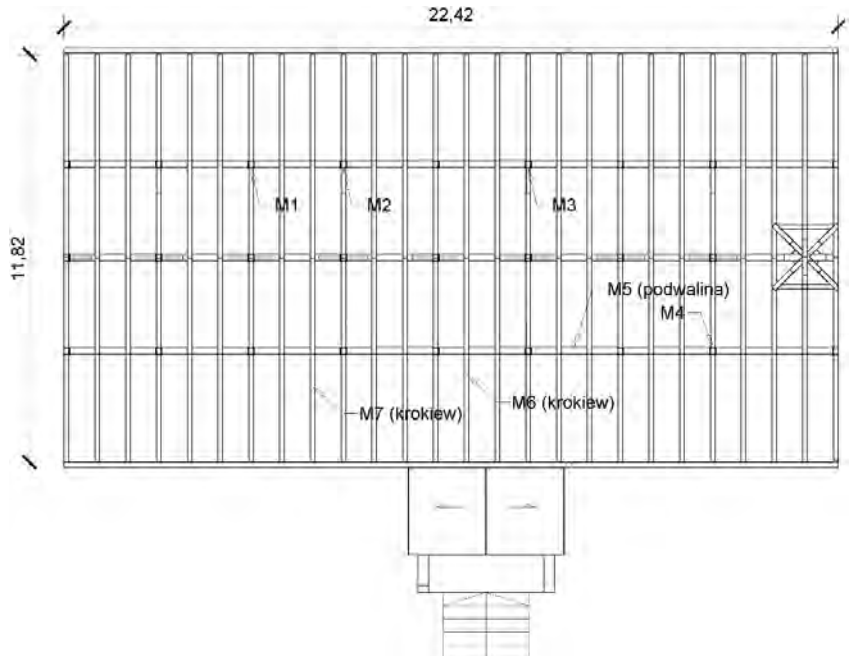
Rys. 7. Urządzenia wykorzystane w badaniach in situ: a) Wood Peker DRC 19C0085M, b) UK 1401 SURFER, c) UK 1410 PULSAR.

3.1. Semi-nieniszczące badania elementów więźby młotkiem do drewna

Badania młotkiem do drewna polegają na wbiciu w badany element igły o średnicy 2,5 mm, długości 50 mm, wykonanej ze stali o twardości 60 HRC i zakończonej stożkiem o kącie 35°. Energia uderzenia młotkiem w igłę wynosi 2,207 Nm. Po pięciokrotnym uderzeniu młotkiem, przy użyciu wskaźnika zegarowego, zmierzono zagłębienie igły. Badania prowadzono w wybranych elementach więźby (rys. 8). Badania prowadzono na elementach bez korozji biologicznej oraz na elementach wykazujących uszkodzenia. Wyniki badań zamieszczono w tablicy 1.

Tablica 1. Wyniki badań sklerometrycznych.

Miejsce badania	Korozja biologiczna	Głębokość wbicia igły, mm
M1 (słupek)	nie	20,47
M2 (krokiew)	nie	23,6
M3 (belka podwalinowa lewa)	nie	23,63
M4 (rygiel strona lewa)	nie	23,44
M5 (słupek)	tak	33
M6 (krokiew)	niewielka	29,06
M7 (słupek)	nie	24,2

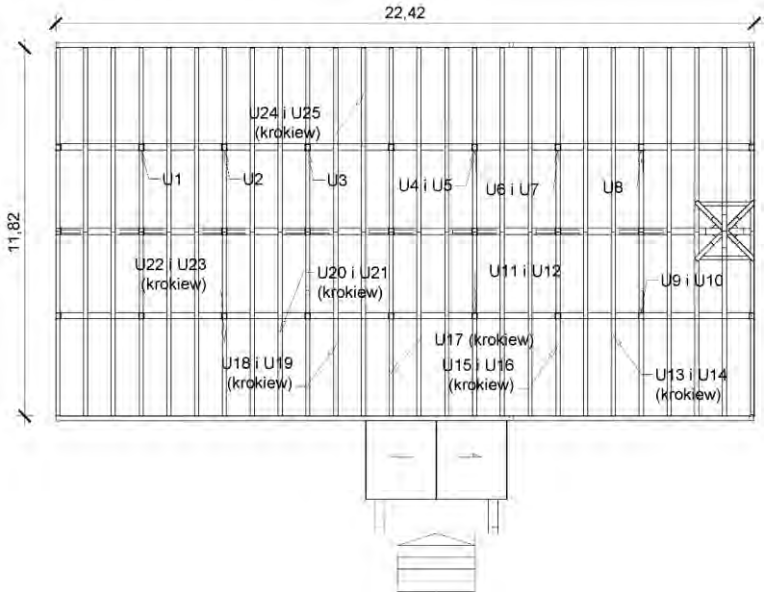


Rys. 8. Miejsca badań elementów konstrukcyjnych więźby dachowej młotkiem do drewna.

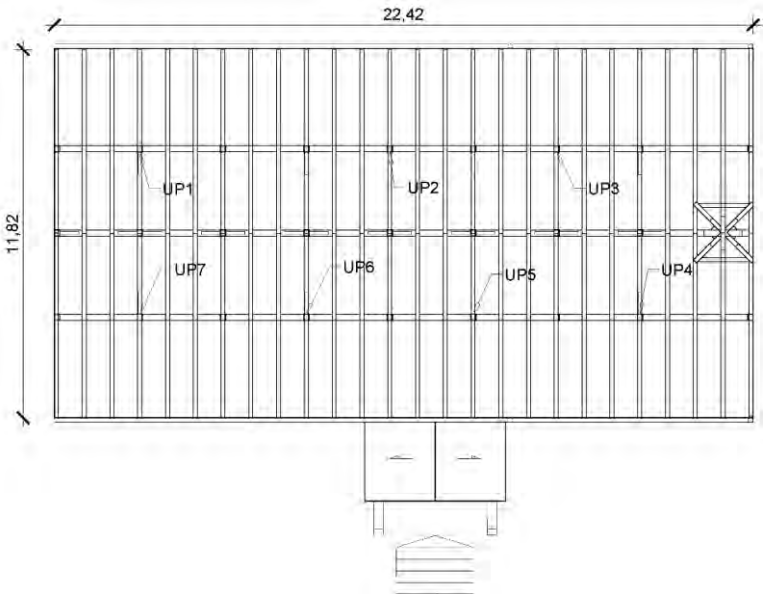
3.2. Nieniszczące ultradźwiękowe badania elementów więźby

Jako pierwszy techniki NDT wykorzystujące fale ultradźwiękowe do charakterystyki sprężystej drewna promował Hearmon [14]. Nieniszczące ultradźwiękowe badania elementów więźby polegały na pomiarze czasu przejścia fali ultradźwiękowej przez drewno. Urządzenia rejestrują czas przejścia fali ultradźwiękowej i automatycznie obliczają prędkość fali ultradźwiękowej na podstawie odległości między głowicami nadawczą i odbiorczą. W urządzeniu UK1401 Surfer wykorzystuje się ultradźwiękową falę poprzeczną, a samo badanie prowadzi się wzdłuż włókien drewna badanego elementu. W urządzeniu UK1410 Pulsar wykorzystuje się ultradźwiękową falę podłużną, a badanie wykonuje się w poprzek włókien. Oba urządzenia zaopatrzone są w ultradźwiękowe głowice eksponencjalne (punktowe), które nie wymagają dodatkowego sprzężenia akustycznego. W urządzeniu UK1401 Surfer zabudowano dwie głowice w stałym rozstawie 15 cm, natomiast w urządzaniu UK1410 Pulsar zabudowano 2× po 7 głowic. W urządzeniach zastosowano głowice na sprężynach, dostosowujące się do płaszczyzny badanego elementu. W obu urządzeniach można wykonać badania przez wady drewna (np. sęki).

Przeprowadzono badania in situ w wybranych miejscach więźby dachowej, pokaznaych na rys. 9 i 10. Badania wykonane urządzeniem UK1401 Surfer oznaczono symbolem U, natomiast badania wykonane urządzeniem UK1410 Pulsar symbolem UP. Badania prowadzono zarówno w miejscach nieuszkodzonych jak i w miejscach wykazujących korozję biologiczną. Dodatkowo urządzeniem UK1401 Surfer badano prędkość przepływu ultradźwięku przez wady drewna (sęki). Wyniki badań podano w tablicy 2 i 3.



Rys. 9. Miejsca badań elementów więźby dachowej urządzeniem UK1401 Surfer.



Rys. 10. Miejsca badań elementów więźby dachowej urządzeniem UK1410 Pulsar.

Tablica 2. Wyniki badań ultradźwiękowych urządzeniem UK1401 Surfer.

Miejsce badania	**Korozja biologiczna**	**Wada drewna**	**Prędkość ultradźwięku, m/s**
U1 (słupek)	nie	nie	5510
U2 (krokiew)	nie	nie	5360
U3 (belka podwalinowa lewa)	nie	nie	5180
U4 (rygiel strona lewa)	tak	nie	4930
U5 (słupek)	tak	nie	4590
U6 (krokiew)	nie	nie	5730
U7 (słupek)	niewielka	tak	3530
U8 (krokiew)	tak	nie	4880
U9 (belka podwalinowa prawa)	nie	nie	5200
U10 (rygiel strona prawa)	nie	tak	3980
U11 (słupek)	nie	nie	5270
U12 (krokiew)	nie	tak	4900
U13	nie	nie	5080
U14	tak	tak	2680
U15	nie	nie	5230
U16	nie	tak	4120
U17	nie	nie	5440
U18	nie	nie	5130
U19	nie	tak	4010
U20	tak	nie	4270
U21	nie	tak	4150
U22	nie	nie	5250
U23	nie	tak	4380
U24	tak	nie	4980
U25	nie	tak	3910

Tablica 3. Wyniki badań ultradźwiękowych urządzeniem UK1410 Pulsar.

Miejsce badania	**Korozja biologiczna**	**Wada drewna**	**Prędkość ultradźwięku, m/s**
UP1	nie	-	2000
UP2	nie	-	1780
UP3	niewielka	-	1150
UP4	nie	-	2200
UP5	nie	-	2030
UP6	nie	-	1960
UP7	niewielka	-	1590

4. Analiza wyników.

Na podstawie uzyskanych wyników badań sklerometrycznych została wykonana ocena jakościowa drewna. W elementach skorodowanych igła wbijała się głębiej. W elementach nieuszkodzonych średnia głębokość wbicia igły wyniosła 23,07 mm, przy odchyleniu standardowym równym 1,48 mm (współczynnik zmienności 6,4 %), natomiast w elementach uszkodzonych średnia głębokość wbicia igły wyniosła 31,03 mm.

W przypadku badań młotkiem do drewna nie udało się określić wytrzymałości drewna. Producent urządzenia podaje co prawda korelację głębokości wbicia stalowej igły do wytrzymałości drewna na zginanie, ale dla włoskich gatunków drewna: jodły, kasztanu i dębu. Więźbę wykonano z krajowego drewna świerkowego. Producent podaje ponadto korelację tylko w przedziale głębokości wbicia 12–18 mm. W przedmiotowym przypadku igła wbijała się głębiej. Nie można było zatem skorzystać z krzywych głębokość wbicia igły – wytrzymałość drewna opracowanych przez producenta.

Na podstawie wykonanych badań ultradźwiękowych wykonana została analiza jakościowa drewna. W przypadku badań urządzeniem UK1401 Surfer (ultradźwiękowa fala poprzeczna) w elementach nieuszkodzonych uzyskano średnią prędkość ultradźwięku równą 5330 m/s, przy odchyleniu standardowym 184 m/s (współczynnik zmienności 3,5%). W elementach z korozją biologiczną uzyskano średnią prędkość ultradźwięku równą 4266 m/s, przy odchyleniu standardowym 865 m/s (współczynnik zmienności 20%). Urządzenie UK1401 Surfer wykorzystano ponadto w badaniach wad (sęki). Zbadano dziewięć miejsc wadliwych umieszczając głowice urządzenia po obu stronach sęku (rys. 11). Uzyskano średnią prędkość ultradźwięku równą 3962 m/s, przy odchyleniu standardowym 607 m/s (współczynnik zmienności 15%). Widać zatem wyraźnie, że prędkość ultradźwięku w okolicy wady maleje o 25%, gdyż wydłuża się droga przepływu fali ultradźwiękowej (fala omija wadę).



Rys. 11. Sosób badania w okolicy wady drewna (sęku).

W przypadku badań wykonanych urządzeniem UK1410 Pulsar (ultradźwiękowa fala podłużna) w elementach nieuszkodzonych uzyskano średnią prędkość ultradźwięku równą 1994 m/s przy odchyleniu standardowym 150,1 m/s (współczynnik zmienności 7,5%)., natomiast w elementach uszkodzonych prędkość była o 32% mniejsza i wynosiła 1370 m/s.

W przypadku badań ultradźwiękowych również nie można było określić wytrzymałości drewna, ponieważ dostępne w literaturze krzywe korelacyjne nie dotyczą krajowego drewna

zabytkowego. Przykładowo w pracy [15] opisano badania nieniszczące z wykorzystaniem podłużnej fali ultradźwiękowj do określenia stanu stropu drewnianego w budynku historycznym w Sewilli. Jednakże zarówno w literaturze krajowej jak i zagranicznej nie znaleziono ponadto krzywych korelacyjnych opisujących zależność między wytrzymałością drewna, a prędkością poprzecznej fali ultradźwiękowej.

5. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że zakres prac remontu elementów konstrukcyjnych więźby dachowej będzie niewielki. Podczas badań nie stwierdzono śladów zagrzybień ani charakterystycznego zapachu stęchlizny. Wyniki badań sklerometrycznych i ultradźwiękowych pozwoliły na pozytywną ocenę jakościową drewna.

Przeprowadzone badania w kościele w Osiecznicy oraz w kilku innych obiektach wykazały jednak, że stosując metody nieniszczące i semi-nieniszcące nie można określić wytrzymałości drewna, metody te można stosować jedynie do jakościowej oceny drewna. Metodami tymi można wyznaczać miejsca korozji biologicznej oraz określać wpływ wad wewnętrznych na jakość drewna. Aby określić wytrzymałość drewna należy opracować krzywe korelacyjne opisujące zależność wynik badania nieniszczącego – wytrzymałość drewna. Wymaga to przeprowadzenia nieniszczących i niszczących badań laboratoryjnych drewna zabytkowego. Takie badania są aktualnie prowadzone przez autorki na pełnowymiarowych elementach belkowych pozyskanych z obiektów zabytkowych.

Literatura

1. Franke H.: Ostgermanische Holzbaukultur, Breslau 1936.
2. Klein U.: Datierte Fachwerkbauten des 13. Jahrhunderts. Zeitschrift fur Archeologie des Mittelaltres, 1985 nr 13.
3. Morales Conde M.J., Rodríguez Linan C., Rubio de Hita P.: Use of ultrasound as a non-destructive evaluation technique for sustainable interventions on wooden structures. Building and Environment, Vol. 82, 2014, s. 247-257.
4. Calderoni C., De Matteis G., Giubileoa C., Mazzolani F.M.: Experimental correlations between destructive and non-destructive tests on ancient timber elements. Engineering Structures, Vol. 32, nr 2, 2010, s. 442-448.
5. Drobiec Ł.: Renowacje konstrukcji obiektów zabytkowych. Systematyka – uszkodzenia – naprawy. Część I. Archmedia, Warszawa 2018.
6. Tajchman J., Jurecki A.: Historia technik budowlanych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2020.
7. Jaskowska-Lemańska J., Daniel Wałach D.: Impact of the Direction of Non-destructive Test with Respect to the Annual Growth Rings of Pine Wood, Procedia Engineering, Vol. 161, 2016, 925-930.
8. Drobiec Ł., Pająk Z. Jasiński R., 2018. Repair problems of the wooden structure of churches. Journal of Heritage conservation, nr 53, p. 31-44.
9. Ksit B., Szymczak-Graczyk A., Thomas M., Pilch R.: Implementation of the Results of Experimental Studies with the Use of the Sclerometric Method of Plane Elements in Wooden Buildings. Energies. 2022; 15(18):6660.
10. Nowogońska B.: Technical Aspects of Renovation of the 16th-Century Roof Truss. Civil and Environmental Engineering Reports. 2019; 29(4):79-88.
11. Skrzypczak I., Oleniacz G., Leśniak A., Mrówczyńska M., Rymar M, Oleksy M.: A practical hybrid approach to the problem of surveying a working historical bell considering innovative measurement methods. Heritage Science 11, 152. 2023.
12. Szymańska-Dereń M.: Kościoły zrębowe i szkieletowe województwa lubuskiego, Wyd. LWKZ, Zielona Góra 2009.

13. Karta Ewidencyjna Zabytków Architektury i Budownictwa i Architektury kościoła w Osiecznicy, archiwum Wojewódzkiego Urzędu Ochrony Zabytków w Zielonej Górze.
14. Hearmon R.F.S.: The elasticity of wood and plywood, H.M.S.O, London, 1948.
15. Linan C.R., de Hita P.R., de Cozar J.C.G.: Application of ultrasonic techniques, as a nondestructive method, for the evaluation of a sixteenth century wooden ceiling, in the Marqueses de la Algaba Palace, Seville, Transactions on the Built Environment vol 26, 1997.

Diagnostics of wooden elements of the roof structure in the 19th century church in Osiecznica

Key words: diagnostics of wooden structures, non-destructive testing, historic timber frame structures

Przykład niespełnienia wymagań podstawowych prawa budowlanego w budynku hali sportowej

ŁUKASZ DROBIEC[1*], ADAM CHROMIK[2]
[1]Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
[2]PZiTB oddział Gliwice

Streszczenie: W pracy opisano uszkodzenia i błędy projektowe oraz wykonawcze stwierdzone w budynku hali sportowej. Obiekt nie spełnia podstawowych wymagań Prawa Budowlanego w zakresie oszczędności energii i izolacyjności cieplnej, ochrony przed hałasem oraz bezpieczeństwa użytkowania. Wpływ na taki stan miał wadliwy projekt i nieodpowiednie wykonawstwo.

Słowa kluczowe: izolacyjność termiczna, izolacyjność akustyczna, błędy projektowe, błędy wykonawcze, bezpieczeństwo użytkowania

1. Wprowadzenie

Ustawa prawo budowalne [1] nakazuje projektować obiekt budowlany oraz jego poszczególne części wraz ze związanymi z nim urządzeniami budowlanymi zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, zapewniając spełnienie 7 podstawowych wymagań dotyczących obiektów budowlanych [2, 3]. W rozdziale opisano przypadek hali sportowej zaprojektowanej i wykonanej w sposób niezapewniający odpowiedniej oszczędności energii i izolacyjności cieplnej, ochrony przed hałasem oraz bezpieczeństwa użytkowania. Nie spełniono zatem 3 z 7 wymagań podstawowych podanych w art. 5.1. Prawa Budowlanego. Brak odpowiedniej izolacji termicznej skutkował wystąpieniem zarysowań spowodowanych rozszerzalnością termiczną materiałów [4. 5]. Dodatkowo podczas wznoszenia obiektu popełniono błędy związane z nieodpowiednią izolacją przeciwwodną i przeciwwilgociową co doprowadziło do kolejnych uszkodzeń. Wykonano badania diagnostyczne zgodnie z wytycznymi [6, 7, 8] w celu określenia stanu technicznego.

2. Opis obiektu

Analizowana hala sportowa to budynek jednokondygnacyjny z antresolą zlokalizowaną nad częścią higieniczno-socjalną. W części sportowej budynku znajdują się bieżnie, boiska koszykówki i do tenisa, skocznie w dal i wzwyż oraz okrąg do pchnięcia kulą. Na parterze części higieniczno-socjalnej budynku są zlokalizowane szatnie, łazienki, wc, pomieszczenia gospodarcze, medyczne, techniczne, magazynowe oraz pomieszczenia trenerów i portiernia. Antresola jest w całości przeznaczona na taras, na którym zostały ustawione trybuny.

*Autor do korespondencji: *lukasz.drobiec@polsl.pl*

Na antresolę prowadzą dwie klatki schodowe, z których jedna wychodzi do hallu, druga bezpośrednio na salę sportową. Wejście główne do części higieniczno-socjalnej jest zlokalizowane przy północnozachodnim narożu budynku. Pozostałe sześć drzwi służy do ewakuacji z sali sportowej. Do budynku od południowej strony przylega boisko sportowe i bieżnia, która jest przedłużeniem bieżni prostej wychodzącej z budynku. Od strony zachodniej do budynku przylega chodnik, dalej skarpa zabezpieczona żelbetowym, prefabrykowanym murem oporowym. Od strony północnej znajdują się skwery, chodnik, ulica dojazdowa a w odległości ok. 12 m jest zlokalizowany budynek basenu. Długość budynku wynosi ok. 117 m, szerokość ok. 52 m a wysokość ok. 12 m. Obiekt ma kubaturę 64223,5 m^3, powierzchnia użytkowa wynosi 6295,8 m^2, a powierzchnia zabudowy to 5838,5 m^2. Widok hali z zewnątrz i wewnątrz pokazano na rys. 1 i 2.



Rys. 1. Elewacja wschodnia hali sportowej.



Rys. 2. Wnętrze hali sportowej z widoczną z tyłu częścią higieniczno-socjalną i trybunami na stropie tej części.

Z uwagi na słabe grunty i pobliską rzekę budynek hali postawiono pośrednio. Pod konstrukcja główną zabudowano 186 pali wierconych przemieszczeniowych o średnicy 41/56 cm i długości 9,0 lub 6,0 m oraz 16 pali przemieszczeniowych o średnicy 36 cm i średniej długości 4,8 m. Dodatkowo wzdłuż ściany szczytowej wykonano 18 pali CFA o średnicy 45 cm. Pod płytą fundamentową części higieniczno-socjalnej wykonano ponadto 88 szt. niezbrojonych kolumn przemieszczeniowych o średnicy 36 cm i średniej długości 4,8 m.

Główny ustrój konstrukcyjny budynku składa się z monolitycznych słupów żelbetowych zakotwionych w oczepach wspartych na palach żelbetowych oraz wiązarów dachowych z drewna klejonego ze ściągami stalowymi. Konstrukcja stanowi układ ram trójprzegubowych w rozstawie co 5 do 8 m stężonych układem wieńców żelbetowych. Wypełnienie między słupami stanowi mur z cegieł silikatowych. Część higieniczno-socjalna budynku została posadowiona na palach, na których oparto płytę żelbetową. Ściany części higieniczno-socjalnej są murowane z bloczków wapienno-piaskowych. Strop nad tą częścią został wykonany jako żelbetowy monolityczny. Ściany szczytowe budynku zostały wymurowane z bloczków lub cegieł silikatowych i usztywnione za pomocą słupów i wieńców żelbetowych. Pokrycie dachowe jest wykonane z dwóch warstw tkaniny z pustką powietrzną. Odwodnienie dachu jest zewnętrzne za pośrednictwem rynien i rur spustowych umieszczonych na słupach. Część higieniczno-socjalna budynku jest ocieplona styropianem i wykończona tynkiem cienkowarstwowym. Stolarka okienna w budynku jest wykonana częściowo z aluminium, częściowo z PVC z przeszkleniem z wkładów dwukomorowych. Stolarka drzwiowa jest stalowa, częściowo przeszklona. W sali sportowej zamontowano bramy rolowane, które mają służyć do wentylowania budynku. Część higieniczno-socjalna budynku jest wentylowana mechanicznie. Budynek jest wyposażony w instalacje wody zimnej, wody ciepłej, kanalizację sanitarną i deszczową, instalację ogrzewania, instalację elektryczną, teletechniczną oraz instalację wykrywania i sygnalizacji pożarowej

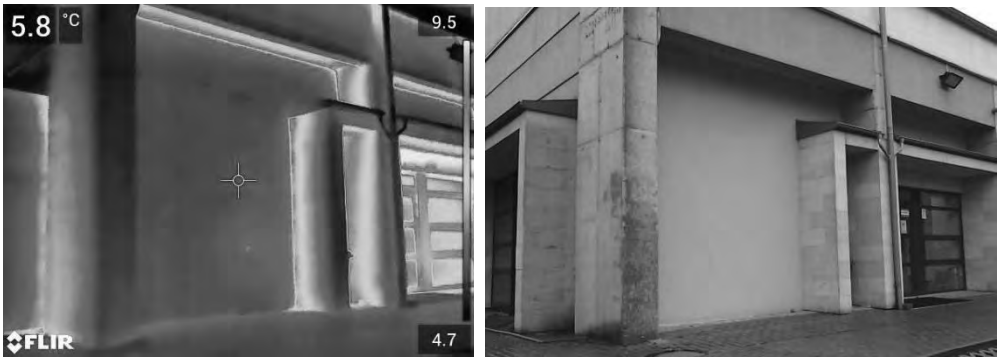
3. Niespełnione wymagania podstawowe Prawa Budowlanego [1] i uszkodzenia z nich wynikające

3.1. Izolacja termiczna

W analizowanym obiekcie izolację termiczną ze styropianu o gr. 10 cm mają jedynie ściany zewnętrzne części socjalnej budynku. Pozostałe ściany, masywne żelbetowe słupy i dach nie mają żadnej izolacji. Przeprowadzono badania kamerą termowizyjną, co potwierdziło występowanie liniowych mostków cieplnych w miejscach łączenia nieocieplonych słupów i wieńców żelbetowych (rys. 3 i 4). Brak ocieplenia słupów żelbetowych w obrębie zaplecza higieniczno-socjalnego powoduje zwiększone straty ciepła z budynku, a ponadto może prowadzić do miejscowej kondensacji pary wodnej i przyczyniać się do powstawania w miejscach występowania mostków termicznych grzybów i pleśni.

Wykonano obliczenia współczynnika przenikania ciepła i przeanalizowano zgodność przegród zewnętrznych budynku z wymaganiami Warunków Technicznych (WT) [9]. Z dokumentacji projektowej wynika, iż budynek w całości został zaprojektowany jako ogrzewany. Z tego względu przegrody zewnętrzne budynku powinny spełniać wymagania załącznika do WT [9], zgodnie z którym współczynnik przenikania ciepła powinien wynosić:
– dla ścian części socjalnej $U_{k(max)} \leq 0{,}55$ W/m^2·K (zakładając $t_i > 16$°C)
– dla ścian hali $U_{k(max)} \leq 0{,}70$ W/m^2·K (zakładając $t_i \leq 16$°C)
– dla dachu hali $U_{k(max)} \leq 0{,}50$ W/m^2·K (zakładając $t_i \leq 16$°C).

Temperaturę obliczeniową t_i w pomieszczeniach przyjęto zgodnie z §134 rozporządzenia [9]: dla hali sportowej wynoszącą 16°C, a dla części socjalnej budynku powyżej 16°C (20–24°C).



Rys. 3. Liniowe mostki termiczne wzdłuż nieocieplonych elementów żelbetowych.



Rys. 4. Liniowe mostki termiczne wzdłuż nieocieplonych elementów żelbetowych.

Obliczenia wykazały, że wymagania techniczne zostały spełnione jedynie dla docieplonej ściany szczytowej, gdzie uzyskano współczynnik przenikania przegrody U_c = 0,332 W/(m^2·K). W przypadku ściany zewnętrznej (nieocieplony mur z cegły silikatowej grubości 25 cm) współczynnik przenikania przegrody wyniósł U_c = 2,073 W/(m^2·K), co stanowi prawie trzykrotne przekroczenie wartości dopuszczalnej. W przypadku dachu współczynnik przenikania przegrody wyniósł U_c = 2,7 W/(m^2·K), co stanowi prawie pięć i półkrotne przekroczenie wartości dopuszczalnej.

Użytkownik budynku w okresie od listopada 2015 r. do marca 2017r. prowadził dziennik z pomiarów temperatur w części sportowej budynku. W okresie prowadzenia dziennika nie wystąpiły ekstremalne temperatury tj. – długotrwałe upały lub długotrwałe mrozy rzędu -20°C. Z dziennika wynika, iż temperatura w części sportowej budynku była zbliżona do temperatury zewnętrznej (np. 23.11.2015 r. temp. wew. 6,5°C, temp. zew. 4°C, 4.12.2015 r. temp. wew. 9°C, temp. zew. 8°C). W okresie łagodnego mrozu w budynku panowały warunki na pograniczu 0°C (np. 19.01.2016 r. temp. wew. 0°C, temp. zew. -6°C, 21.01.2016 r. temp. wew. 1°C, temp. zew. -3°C). W okresie letnim użytkownik nie prowadził ewidencji temperatury zewnętrznej. Temperatura wewnątrz budynku na poziomie posadzki sali sportowej wynosiła do 28°C. W kolejnym okresie grzewczym użytkownik prowadził ponadto monitoring temperatur czynnika grzewczego. Najniższa odnotowana w tym okresie temperatura na sali sportowej wyniosła -6,5°C przy temperaturze zewnętrznej -13,6°C. Temperatura czynnika grzewczego na wejściu wyniosła 71°C, temperatura na wyjściu 31°C. Generalnie przez większą część zimy dzięki silnemu ogrzewaniu udawało się podnieść temperaturę wewnątrz budynku do poziomu 0–10°C. Przy czym ani razu nie odnotowano temperatur zewnętrznych

rzędu -20°C lub niższych (które w polskich warunkach pogodowych wystąpić mogą). Kolejnego lata dziennik nie był już prowadzony. W czasie prowadzenia analiz przedmiotowego budynku (okres letni) zmierzono temperatury w obiekcie na poziomie tarasu. Wyniki pomiarów zostały przedstawione poniżej:

14.06.2019 r. godz. 9.30
– Temperatura zewnętrzna 25°C
– Temperatura wewnętrzna 28°C
– Temperatura posadzki 29°C
– Temperatura dachu 32°C

14.06.2019 r. godz. 13.00
– Temperatura zewnętrzna 30°C
– Temperatura wewnętrzna 32°C
– Temperatura posadzki 32°C
– Temperatura dachu 39°C

27.06.2019 r. godz. 11.00 (dzień wcześniej 26.06.2019 r – upał ok. 33°C)
– Temperatura zewnętrzna 25°C
– Temperatura wewnętrzna 29°C
– Temperatura posadzki 31°C
– Temperatura dachu 36°C

`Niespełnienie wymagań podstawowych w zakresie izolacyjności termicznej skutkowało powstaniem uszkodzeń obiektu. Zwraca się uwagę, że obiekt wykonano bez dylatacji, co jest niezgodne z Eurokodem 2 [10], jak i normą PN-B-03264 [11], według której projektowano budynek. Strop nad antresolą (częścią higieniczno-socjalną) ma co prawda dylatację w środku długości, lecz ściany zabudowane poniżej dylatacji już nie mają. Ściany te uległy więc zarysowaniu tuż pod dylatacją stropu (rys. 5).



Rys. 5. Naprawione zarysowania ściany.

Od czoła ściany antresoli wystąpiło znaczne poziomie zarysowanie poniżej posadzki antresoli i wystawy styropianu i powyżej stropu (rys. 6). Wystąpiły ponadto poziome i ukośne zarysowania na styku nieocieplanych elementów żelbetowych oraz murowanych ścian oraz odspojenia muru od żelbetu (rys. 7).



Rys. 6. Poziomie zarysowanie na styku posadzki i stropu.



Rys. 7. Poziomie i ukośne zarysowania na styku elementów żelbetowych i murowanych ścian oraz odspojenia muru od żelbetu.

Obliczono rozszerzalność cieplną elementów konstrukcji budynku. Obliczenia przeprowadzono dla temperatury wynoszącej zimą -20°C, a latem +40°C. Obliczenia wykazały, że przyrost długości konstrukcji żelbetowej ściany podłużnej (o długości 117,08 m) wynosi 77 mm. Przemieszczenia te są odpowiedzialne za zarysowania pokazane na rys. 7. Przyrost długości konstrukcji żelbetowej ściany szczytowej wynosi 34 mm. Przyrost długości podłogi betonowej antresoli wynosi 15 mm. Płyta stropowa ma izolację akustyczną ze styropianu i w związku z tym uwzględniono jej wpływ na termikę stropu. Przyrost długości płyty stropowej wynosi 3 mm. Przyrost ten odpowiada za zarysowanie ściany pokazane na rys. 5, natomiast różnica 15–3 mm = 12 mm odpowiada za zarysowania poziome pokazane na rys. 6.

3.2. Brak izolacji akustycznej

Hala sportowa nie spełnia wymagań WT [9] w zakresie izolacji akustycznej. Dach nie ma prawie żadnej izolacyjności akustycznej, podobnie jak rolety bramowe. Ściany z silikatów grubości 25 cm mają wskaźnik izolacyjności akustycznej właściwej R_{A2} = 53 dB [12, 13]. Obliczenia przeprowadzone zgodnie z PN-B-02151-3 [14] wykazały, że wypadkowa izolacyjność akustyczna właściwa $R_{wypadkowa}$ = 58,54 dB > R'_{A2} = 30 dB. Przekroczenie izolacyjności akustycznej jest więc prawie dwukrotne. Z uwagi na brak informacji o izolacyjności akustycznej dachu nie da się sprawdzić warunku normowego. Przekroczenie będzie tu na pewno większe niż w wypadku ścian.

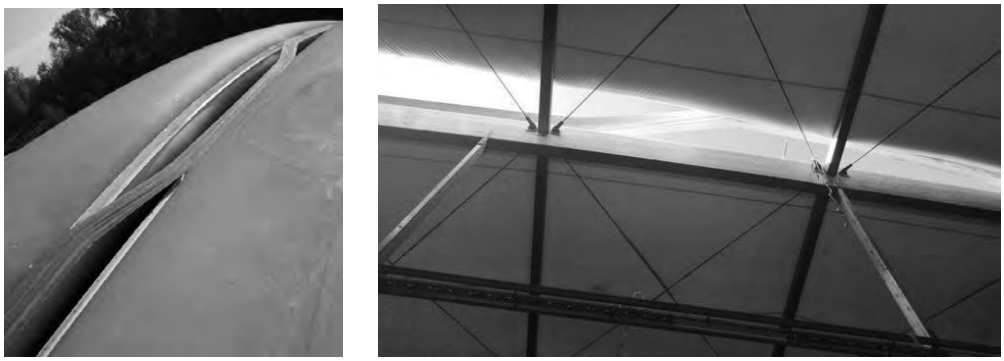
Niespełnienie wymagań izolacyjności akustycznej nie spowodowało uszkodzeń konstrukcji i wykończenia obiektu, ale wpływa niekorzystnie na zdrowie ludzi przebywających w obiekcie i w jego otoczeniu.

3.3. Bezpieczeństwo użytkowania

Pokrycie dachu zaprojektowano z dwóch warstw tkaniny technicznej, pomiędzy które jest wtłaczane powietrze z wnętrza obiektu. Membrana wierzchnia jest wykonana z materiału z włókien PES powlekanego PVC o gramaturze 900g/m^2. Membrana została zamocowana po obwodzie hali do konstrukcji drewnianej dachu i wieńców żelbetowych za pomocą listew i płaskowników aluminiowych oraz łączników mechanicznych. Górna membrana podczas montażu została napięta (wg projektu 2,5–3 kN/mb) aby przenosić obciążenia atmosferyczne. Płatwie zostały opuszczone poniżej krawędzi górnej wiązarów o ok. 16 cm co zgodnie z projektem miało wykluczyć zatrzymywanie topiącego się śniegu na dachu. Przestrzeń między membranami, zgodnie z projektem, powinna być wypełniona powietrzem pod ciśnieniem 0,2–0,3 kPa, które mają zapewniać sprężarki zasilane energią elektryczną pompujące powietrze z wnętrza hali. Projekt nie określał ilości, rozstawienia i parametrów sprężarek oraz sposobu ich połączenia z membraną. Zastosowane na obiekcie sprężarki nie miały zapewnionego zasilania awaryjnego na wypadek nagłego spadku ciśnienia lub braku energii elektrycznej. Kilkukrotnie doszło do awarii dachu w postaci wystąpienia zastoin wody lub lodu (rys. 8) oraz rozdarcia pokrycia (rys. 9).



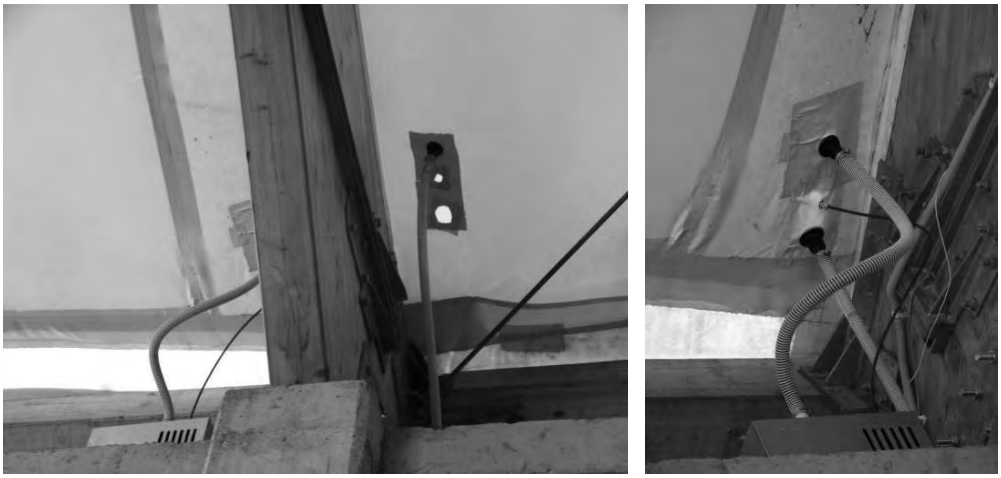
Rys. 8. Zamarznięte zastoiny wodne (z lewej) i zastoiny wodne w na pokryciu dachu (z prawej).



Rys. 9. Rozerwane pokrycie dachu.

W polach, gdzie wystąpiły uszkodzenia dachu stwierdzono, że pompy (sprężarki) powietrza były kilkukrotnie podłączane w nowych miejscach, a w polu o największej rozpiętości

zostało ponadto zastosowane dodatkowe podłączenie do sprężarki (rys. 10). Dopiero po wystąpieniu awarii założono system UPS zapewniający ciągłość dostawy energii do sprężarek. Zbyt duże ciśnie wtłaczane między warstwy pokrycia spowodowało jego oderwanie od ściany i wystąpienie szczelin, a w konsekwencji przecieków do wnętrza hali (rys. 11).



Rys. 10. Kolejne podłączenia pompy i łaty na starych podłączeniach.



Rys. 11. Szczelina między pokryciem dachu a ścianą (z lewej) i ślady przecieków do wnętrza hali (z prawej).

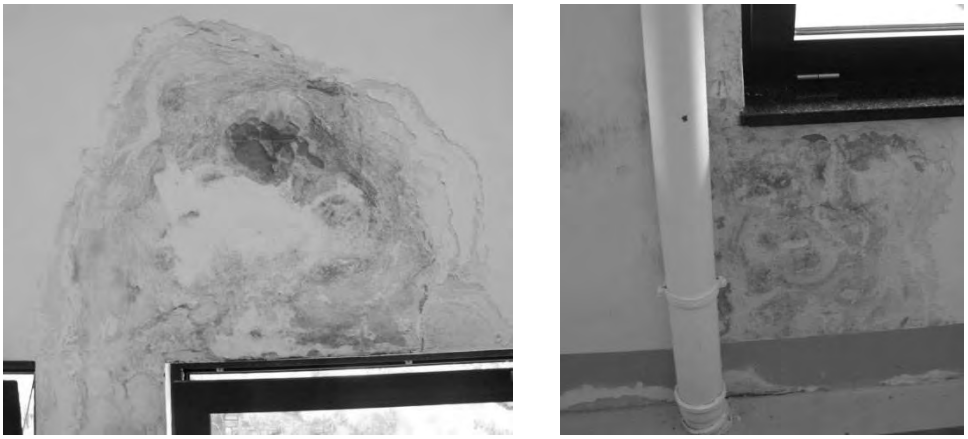
4. Inne uszkodzenia

Oględziny obiektu wykazały występowanie innych uszkodzeń związanych z niewłaściwie prowadzonymi robotami budowlanymi. Nieodpowiednia izolacja i źle wykonane obróbki blacharskie powodowały na ścianie szczytowej wciekanie wód opadowych między ocieplenie styropianem, a ścianę. Było to przyczyną znacznych zawilgoceń ściany szczytowej (rys. 12).

Analiza przekroju rur spustowych i rynien wykazała, że są one za małe. Na obiekcie regularnie dochodziło do przelewania wód z rynien i rozszczelnienia rur spustowych.

Projekt budynku zakładał wykonanie izolacji ścian fundamentowych typu średniego płytami ze styroduru o gr. 6 cm, klejonego do powierzchni ściany żelbetowej oraz grubowarstwową izolacją bitumiczną – od zewnątrz o gr. 5 mm, od wewnątrz o gr 3 mm. Oględziny

wykazały jednak, że ostatecznie została wykonana jako bitumiczna cienkopowłokowa, z izolacją poziomą z papy. Przeprowadzono badania wilgotności elementów budynku powyżej poziomu gruntu i stwierdzono, że konstrukcja budynku w części higieniczno-socjalnej nie jest zawilgocona, a konstrukcja budynku w części sportowej charakteryzuje się podwyższona wilgotnością. W miejscach występowania zacieków przez wody opadowe pochodzące z nieszczelnego odwodnienia dachu konstrukcję zakwalifikowano jako mokrą (rys. 13).



Rys. 12. Zawilgocenia ściany szczytowej.



Rys. 13. Pomiar wilgotności w miejscu, w którym nie występowały przecieki (z lewej) oraz w miejscu widocznie zawilgoconym przez wody opadowe (z prawej).

Oględziny obiektu wykazały ponadto występowanie wad w instalacji odgromowej. Nieodpowiednio zamocowano tu maszty odgromów do palnej drewnianej konstrukcji dachu.

Należy ponadto zwrócić uwagę, że zaprojektowane elementy wyposażenia sportowego nie spełniają wymagań stawianych przez Polski Związek Lekkiej Atletyki. W celu spełnienia tych wymagań konieczne jest podwyższenie wiraży na 200 metrowej bieżni oraz przeniesienie bieżni 100 metrowej (do wewnątrz owalu bieżni 200 metrowej) ze zmianą na 60-cio metrową. Bez tych zmian na obiekcie nie można odbywać oficjalnych zawodów.

5. Podsumowanie

Przedstawiony przykład hali sportowej pokazuje, że w kraju wciąż są projektowane i wykonywane obiekty niespełniające wymagań podstawowych Prawa Budowlanego. Taki obiekt nie powinien uzyskać pozwolenia na budowę. Modernizacja nowego budynku hali sportowej wymagać będzie zaprojektowania izolacji ścian, wymiany bram, wymiany pokrycia

dachu na inne z izolacją termiczną, prawdopodobnie wzmocnienia konstrukcji dachu oraz przeprojektowania i przebudowania systemu ogrzewania.

Literatura

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2023 poz. 682 z póź. zmianami).
2. Pawłowski K.: Podstawowe zagadnienia fizyki cieplnej budowli w aspekcie wymagań prawnych. Izolacje 6/2022, s. 86–91.
3. Drobiec Ł., Misiewicz L.: Wpływ ociepleń ścian z betonu komórkowego na spełnienie wymagań podstawowych. Monografie technologii betonu. IX Konferencja Dni Betonu. Wisła, 10–12 października 2016. Tom 2, s. 685–697.
4. Krause P., Steidl T.: Uszkodzenia i naprawy przegród budowlanych w aspekcie izolacyjności termicznej. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2016.
5. Krause P., Steidl T.: uszkodzenia i naprawy wadliwie wykonanych izolacji termicznych. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 25–28 marca 2015, tom II, s. 365–412.
6. Drobiec Ł., Jasiński R.: Zasady wykonywania dokumentacji ekspertyz. S. 63–92. W pracy zbiorowej pod red. Leonarda Runkiewicza: Diagnostyka obiektów budowlanych, Zasady wykonywania ekspertyz. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2020.
7. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom I. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2014.
8. Drobiec Ł.: Techniki diagnostyczne i sprzęt umożliwiające badania obiektów budowlanych i situ. Materiały XVII Konferencji Naukowo-Technicznej. Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego. Kielce-Cedzyna, 19–21 października 2022, s.: 241–259.
9. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. 2022 poz. 1225 z póź. zmianami).
10. PN-EN 1992: 2008/NA:2018-11. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu: Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
11. PN-B 03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
12. Szudrowicz B., Tomczyk P.: Właściwości dźwiękoizolacyjne ścian, dachów, okien i drzwi oraz nawiewników powietrza zewnętrznego, Instrukcje, wytyczne, poradniki, Nr 448, Warszawa 2009.
13. Dulak L.: Ochrona przed hałasem w budynkach. Dźwiękoizolacyjność i dźwiękochłonność, możliwości poprawy parametrów akustycznych. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 25–28.3.2015 r., t. I, s. 399–436.
14. PN-B-02151-3:2015-10. Akustyka budowlana. Ochrona przed hałasem w budynkach. Część 3: Wymagania dotyczące izolacyjności akustycznej przegród w budynkach i elementów budowlanych.

Example of non-compliance with basic building law requirements in a sports hall building

Key words: thermal insulation, acoustic insulation, design errors, construction errors, safety of use

Diagnostyka komfortu użytkowania i dobór technologii remontu sakralnego obiektu zabytkowego

MAŁGORZATA FEDORCZAK-CISAK[1*], ELŻBIETA RADZISZEWSKA-ZIELINA[1], TOMASZ STEIDL[2]
[1] Politechnika Krakowska
[2] Politechnika Śląska

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiano wybrane aspekty diagnostyki komfortu użytkowania zabytkowych obiektów sakralnych na przykładzie Seminarium Duchowego o. Paulinów na Skałce w Krakowie. Opracowanie jest kontynuacją prac badawczych autorów, dotyczących diagnostyki cieplno-wilgotnościowej zabytkowych obiektów sakralnych, zaprezentowanych na konferencji Awarie Budowlane 2022. W niniejszym opracowaniu autorzy przeprowadzili diagnostykę przegród zabytkowego obiektu sakralnego, seminarium duchownego na Skałce w Krakowie, według opracowanej autorskiej metodyki. Szczególną uwagę zwrócono na ochronę zabytkowych przegród przed degradacją związaną z zawilgoceniem oraz konieczność zastosowania nowoczesnych metod obliczeniowych w analizie rozwiązań projektowych, z zakresu problematyki cieplno-wilgotnościowej.

Słowa kluczowe: sakralne obiekty zabytkowe, analiza numeryczna rozwiązań projektowych, symulacje cieplno-wilgotnościowe

1. Wprowadzenie

Zabytkowe obiekty stanowią znaczny odsetek zasobów budowlanych w Polsce. W rejestrach znajduje się blisko 700 tys. obiektów zabytkowych wpisanych do rejestru i krajowej ewidencji zabytków, w tym ponad 160 tys. zabytków nieruchomych [1]. Budynki zabytkowe są w większości użytkowane, zarówno jako obiekty mieszkalne, usługowe jak również niejednokrotnie pełnią funkcje budynków sakralnych [2]. W większości przypadków budynki zabytkowe charakteryzują się złym stanem technicznym, brakiem lub zniszczeniem ochrony przeciwwilgociowej, słabą izolacyjnością termiczną przegród czy przekroczeniem okresu związanego z trwałością budynku oraz degradacją materiałów budowlanych [3]. Problem złego stanu technicznego obiektów zabytkowych, wynikający z nieprzestrzegania zaleceń miejscowego konserwatora zabytków został przedstawiany przez autorów[4, 5]. Aspekty adaptacji i zmiany funkcji obiektów zabytkowych omówili autorzy w pracach [6–9]. Innowacyjny algorytm diagnostyki cieplnej obiektów zabytkowych opracowany przez autorów został przedstawiony w pracy [10]. Zabytkowe obiekty sakralne są specyficzną grupą budowli. Wznoszone były według wypracowanych reguł, często budowane według podobnych wzorców, charakteryzowały się taką samą lub podobną funkcją użytkową. Stan

*Autor do korespondencji: *mfedorczak-cisak@pk.edu.pl*

techniczny budynków sakralnych w Polsce w wielu przypadkach wskazuje na konieczność prac remontowych. W literaturze nie ma zbyt wielu publikacji dotyczących problemów uszkodzeń zabytkowych obiektów sakralnych. W publikacji [11] autor przedstawia, na tle ogólnie przyjętych zasad postępowania, polskie osiągnięcia w dziedzinie konserwacji zabytków budownictwa murowanego, w tym obiektów sakralnych. W pozycji [12] zostały przedstawione badania i ochrona zabytków w Polsce w XX wieku. W publikacji [13] autorzy przeprowadzili studium oceny zawilgocenia kościoła Franciszkanów w Opolu. Uszkodzenia konstrukcji zabytkowych obiektów sakralnych spowodowane są głównie brakiem lub zniszczeniem na przestrzeni lat izolacji przeciwwodnej. Powoduje to zawilgocenie i niszczenie ścian. Problematyka tego typu awarii została omówiona w artykule [14]. Problemy zawilgocenia i ochrony zabytkowych obiektów sakralnych omówiono m.in. w [15, 16].

W artykule [14] autorzy przedstawili opracowaną metodykę diagnostyki sakralnych obiektów zabytkowych z uwzględnieniem termomodernizacji. Została ona zweryfikowana na przykładzie sakralnego obiektu zabytkowego – kościoła parafialnego w Małopolsce w miejscowości Rybna. Dobra diagnostyka i realizacja zaleceń w procesie remontowym, ostatecznie wpływa na polepszenie komfortu użytkowania obiektu. W niniejszym opracowaniu, autorzy postępując zgodnie z opracowanym algorytmem, przedstawiają wyniki diagnostyki cieplno-wilgotnościowej uszkodzonych ścian zewnętrznych zabytkowego obiektu sakralnego – Seminarium Duchownego o. Paulinów na Skałce w Krakowie. Jak wynika z przeglądu literatury, zabytkowe obiekty sakralne są specyficzne i bardziej wymagające niż inne zabytki. W publikacjach brakuje ogólnego algorytmu postępowania – diagnozowania typowych uszkodzeń, przy wykonywaniu remontów tego typu obiektów. Celem badawczym opracowania jest weryfikacja opracowanego algorytmu w oparciu o rzeczywisty przypadek diagnostyki zabytkowego budynku wzniesionego w 1653 roku w Krakowie.

2. Charakterystyka budynku Wyższego Seminarium Duchownego Paulinów na Skałce w Krakowie

2.1. Rys historyczny

Budynek Seminarium wzniesiono na początku XX wieku w latach 1933–1935, według projektu Adolfa Szyszko-Bohusza. Budynek był inwestycją zakonu Paulinów. Obiekt charakteryzuje się zwartą, modernistyczną bryłą i stanowi przykład estetyki modernizmu. Budynek powstał w zabytkowej przestrzeni Krakowa, pomiędzy barokowym kompleksem klasztoru i kościoła na Skałce, a gotyckim kościołem p.w. Św. Katarzyny.

Na ówczesne czasy, budynek wyróżniał się nowoczesną formą, odróżniającą go od historycznego otoczenia. Budynek ma cztery kondygnacje, a jego prostą i zwartą bryłę wzniesioną w żelbetowej konstrukcji wieńczy płaski dach.

Bryła gmachu składa się z trzech części: wschodniej – z biurami, klasami i mieszkaniami, środkowej – z ryzalitem klatki schodowej oraz zachodniej mieszczącej salę rekreacyjną i kaplicę. W części środkowej, przed wejściem umieszczono niski podpierający taras aneks. W części wejściowej zamontowano potrójne drzwi. Ponad tarasem architekt zaprojektował przeszklony ryzalit z klatką schodową.

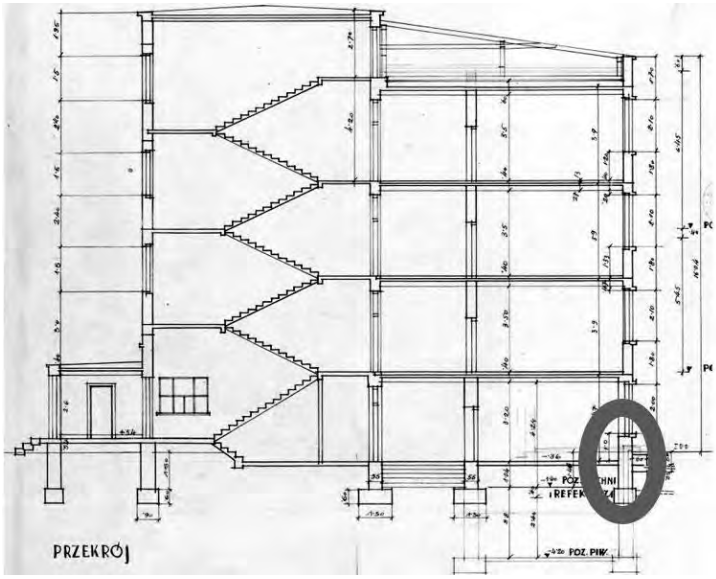
We frontowej elewacji dominują okna. Część zachodnia budynku obejmuje dwie kondygnacje. Na parterze zlokalizowana jest sala rekreacyjna, a na piętrze kaplica, która doświetlona jest okrągłymi oknami. Na rys. 1 przedstawiono obecny widok budynku Seminarium.



Rys. 1 Widok Seminarium od elewacji frontowej [17].

2.2. Dane techniczne obiektu

Budynek seminarium wzniesiony jest w technologii tradycyjnej murowanej (ściany zewnętrzne) z elementami szkieletu żelbetowego (słupy klatki schodowej i rygle.) Część kondygnacji parteru położona jest poniżej terenu (rys. 2).



Rys. 2. Przekrój w miejscu klatki schodowej. Zaznaczono obszar wykonywania pomiarów wilgotności muru.

Całość ścian jest obustronnie otynkowana. Grubość ścian zewnętrznych (wraz z tynkiem) wynosi 60 cm na parterze oraz pierwszym piętrze, 41 cm na ściance kolankowej poddasza. Stropodach płaski z przestrzenią powietrzną jest w części docieplony. Okna zewnętrzne tradycyjne skrzynkowe, starego typu. Współczynniki przenikania ciepła „U", dla analizowanego budynku oraz obowiązujące obecnie wartości współczynników „U" zestawiono w tablicy 1.

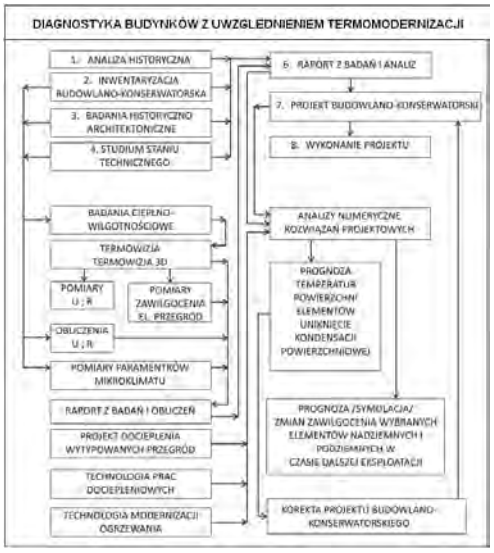
Tabela 1. Współczynniki przenikania ciepła „U” dla analizowanego budynku oraz obowiązujące współczynniki przenikania ciepła „U” [W/(m^{2}K)].

L.p.	Przegroda	Analizowany budynek U [W/(m^{2}K)]	Wartość obowiązująca w Polsce U W/(m^{2}K)]
1	Ściana zewnętrzna	1,19	0,2
2	Ściana zewnętrzna kolankowa na poddaszu	-	0,2
3	Dach/stropodach	1,56	0,15
4	Podłoga na gruncie	1,12	0,30
5	Okna	1,80	0,90
6	Drzwi	2,50	1,30

Budynek zasilany jest ciepłem sieciowym z MPEC Kraków, wcześniej istniały w budynku dwa piece węglowe. Węzeł cieplny modernizowany był w 2006 roku. Budynek nie posiada instalacji chłodzenia. Wentylacja pomieszczeń w całym obiekcie jest grawitacyjna. Strumień objętości powietrza wentylacyjnego szacuje się na ok. 5 166 [m^3/h].

3. Nowatorski algorytm diagnostyki cieplno-wilgotnościowej obiektów zabytkowych

W artykule [14] autorzy zaproponowali kompleksowy schemat działań diagnostycznych, jakim powinny podlegać wszystkie sakralne obiekty zabytkowe a zwłaszcza takie, gdzie przewiduje się nie tylko typowe działania remontowe, ale również działania zmierzające do oszczędności energii. Rysunek 3 przedstawia opracowany przez autorów algorytm.



Rys. 3. Algorytm proponowanej diagnostyki sakralnych obiektów zabytkowych z uwzględnieniem termomodernizacji.

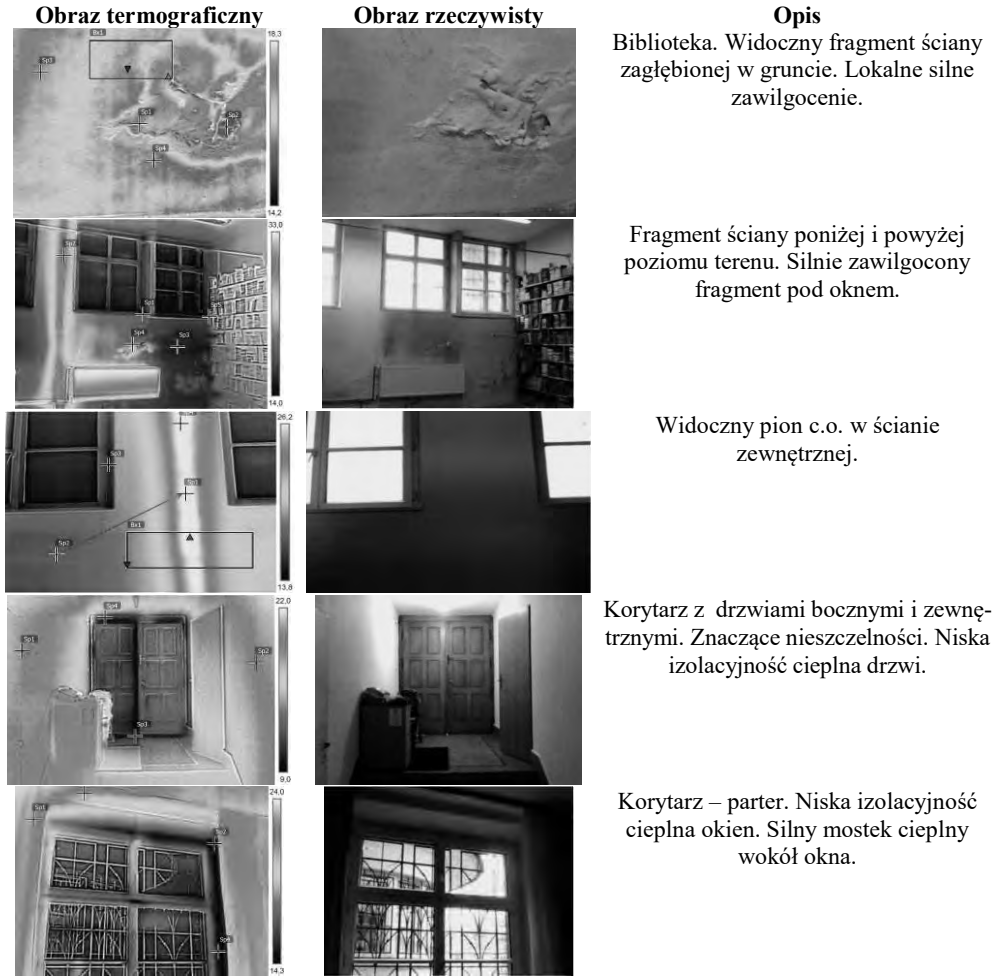
W nowatorskim ujęciu zaproponowanym przez autorów, inwentaryzację budowlano konserwatorską, należy uzupełnić możliwymi do wykonania badaniami „in situ”, które pozwolą na szczegółową diagnostykę stanu technicznego budynku.

Podstawowe badania jakie należy wykonać to badania termowizyjne, pomiary zwilgocenia przegród czy badania parametrów mikroklimatu.

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań „in situ" należy wykonać analizy numeryczne rozwiązań projektowych, które pozwolą na prognozowanie temperatur powierzchni elementów w celu uniknięcia kondensacji powierzchniowej. Korzystnie jest również wykonanie symulacji zmian zawilgocenia wybranych elementów w czasie dalszej eksploatacji. Badania „in situ" pozwalają również na lokalizacje niewidzialnych ludzkim okien wad, które za pomocą inspekcji termowizyjnej czy badania szczelności można wykryć i doraźnie, jeszcze przed działaniami modernizacyjnymi zlikwidować, poprawiając tym samym efektywność energetyczna i komfort użytkowania obiektu.

4. Badania „in situ" przeprowadzone w Seminarium na Skałce

4.1. Badania termowizyjne



Rys. 4. Termogramy fragmentów ścian oraz zdjęcia.

Badania termowizyjne przeprowadzono w dniu 04.05.2022. Badania zostały przeprowadzone nad ranem przy zachmurzonym nieboskłonie. Badania te potraktowano jedynie jako rozpoznawcze. Badania zostały przeprowadzone wewnątrz budynku. Różnica temperatur wewnątrz i na zewnątrz wynosiła 15 K. Drugą część badań przeprowadzono od wewnątrz i te badania można potraktować jako miarodajne. Sprzęt pomiarowy to kamera FLIR E8. Na rys. 4 przedstawiono obrazy inspekcji termograficznej wybranych miejsc w bibliotece budynku Seminarium, wraz z krótkim opisem.

4.2. Pomiary wilgotności względnej fragmentów murów w części podziemnej

Na potrzeby opracowania pokazano jedynie przykład pomiaru wilgotności powierzchniowej cegieł ceramicznych w części położonej poniżej poziomu terenu (biblioteka). Nie wykonywano pomiarów wilgotności tyku.

Do pomiarów wilgotności materiału użyto narzędzia pomiarowego firmy TROTEC – Wilgotnościomierz BM 40. Dane techniczne w tablicy nr 2. Na rys. 5 przedstawiono urządzenie pomiarowe. Na rys. 6 przedstawiono miejsca wykonania pomiarów.

Tabela 2. Dane techniczne TROTEC BM40 (źródło: trotec.com).

Temperatura pracy	-5 do +50 °C
Zakres pomiarowy	Materiały budowlane 0–20%
(w zal. od materiału)	Materiały drewniane 0–50%
Rozdzielczość	0,1
Częstotliwość próbkowania mat.	0,5 s
Dokładność pomiarowa	do < 2%



Rys. 5. Przykład pomiaru wilgotności powierzchniowej ceramiki urządzeniem TROTEC BM-40.



Rys. 6. Odspajający się tynk wewnętrzny na skutek zawilgocenia ścian przyziemia. Źródło własne.

4.3. Badania mikroklimatu wnętrza

Badanie komfortu cieplnego przeprowadzono w dniach 10.02.2023–22.02.2023 w pomieszczeniu biblioteki. W pomieszczeniu mierzono temperaturę powietrza wewnętrznego, wilgotność, prędkość nawiewu, promieniowanie podczerwone. Parametry rejestrowano za pomocą mierników komfortu cieplnego, które obliczały wskaźniki komfortu PMV na podstawie algorytmu opracowanego przez Fangera, zgodnie ze wzorem (1).

$$PMV = [0{,}303 \cdot \exp(-0{,}306 \cdot M) + 0{,}028] \cdot ((M-W) - 3{,}05 \cdot 10^{-3} \cdot [5733 - 6{,}99 \cdot (M-W) - p_a] - 0{,}42 \cdot [(M-W) - 58{,}15] - 1{,}7 \cdot 10^{-5} \cdot M \cdot (5867 - p_a) - 0{,}0014 \cdot M \cdot (34 - t_a) - 3{,}96 \cdot 10^{-8} \cdot f_{cl} \cdot [t_{cl}+273)^4 - (\bar{t}_r+273)^4] - f_{cl} \cdot h_c \cdot (t_{cl} - t_a)) \quad (1)$$

gdzie:

$t_{cl} = 35{,}7 - 0{,}028 \cdot (M-W) - I_{cl}(3{,}96 \cdot 10^{-8} \cdot f_{cl} \cdot [(t_{cl}+273)^4 - (\bar{t}_r+273)^4] + f_{cl} \cdot h_c \cdot (t_{cl} - t_a))$

M – wielkość metabolizmu W/m^2;

W- gęstość utraty energii w postaci pracy mechanicznej, W/m^2;

I_{cl} – izolacyjność odzieży, m^{2}K/W

f_{cl} – powierzchnia ubrania;

t_a – temperatura powietrza, °C;

$\bar{t}_r$ –średnia temperatura promieniowania, °C;

t_{cl} –temperatura powierzchni ubrania, °C.

Wskaźnik komfortu cieplnego PMV określony jest w siedmiostopniowej skali Fangera, gdzie „0" oznacza całkowity komfort – użytkownik nie powinien odczuwać ani uczucia zimna ani gorąca. W tablicy 3 przedstawiono odczucia, jakie powinny towarzyszyć innym punktom skali Fangera.

Tablica 3. Odczucia komfortu cieplnego jakie powinny towarzyszyć punktom skali Fangera

Wartość	Odczucia komfortu cieplnego
+3	Gorąco
+2	Ciepło
+1	Dość ciepło
0	Obojętnie (komfortowo)
-1	Dość chłodno
-2	Chłodno
-3	Zimno

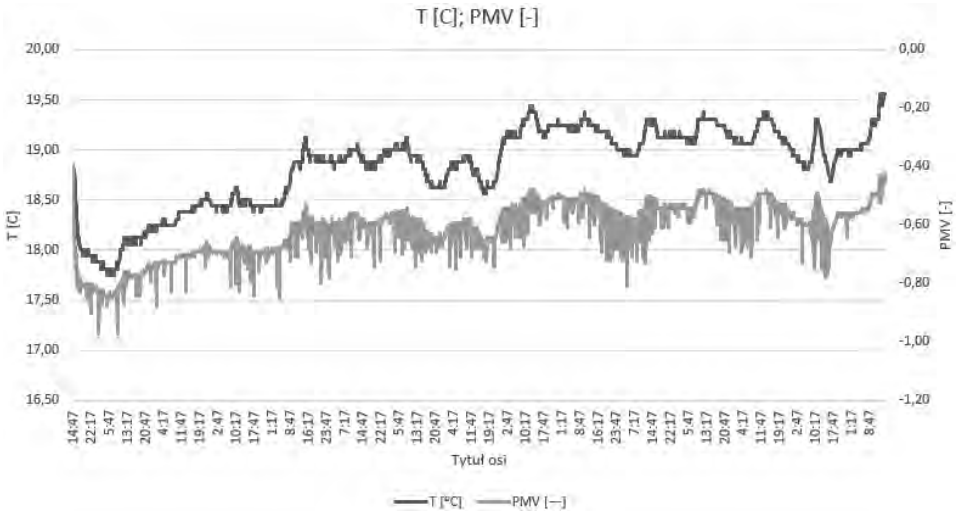
Pomiary komfortu cieplnego przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN ISO 7726:2002 [18]. Wartość wskaźnika komfortu PMV wyznaczono na podstawie normy [19]. Tempo metabolizmu dla pomiarów przyjęto jako "aktywność siedząca (mieszkanie, biuro, szkoła, laboratorium)", 70 [W/m^2]. Izolacja termiczna odzieży (bielizna, koszula, spodnie, skarpety, buty) I_{clo} = 0,9 [clo].

W tablicy 4 zestawiono specyfikacje czujników mikroklimatu.

Tablica 4. Specyfikacja czujników mikroklimatu.

Typ czujnika	Zakres pomiarowy	Dokładność
Czujnik temperatury	−20 + 50°C (wet thermometer 0 + 50°C)	±0.4°C
Czujnik wilgotności	0–100%	±2% RH (wilgotność względna)
Czujnik prędkości powietrza	0–5 m/s	0–1 m/s +/0.05 + 0.05 × Va m/s, for 1–5 m/s ± 5%

Na wykresie 7 przedstawiono wyniki pomiarów: temperaturę oraz wskaźnik komfortu cieplnego PMV.



Rys. 7. Wyniki pomiarów: temperatura oraz wskaźnik komfortu cieplnego PMV.

Wyniki badań komfortu cieplnego „in situ" w pomieszczeniu biblioteki wskazały, że wewnątrz panują niekomfortowe warunki cieplne. Temperatura waha się od 18 do 19,5 [°C]. Wskaźnik PMV osiąga wartości od -0,8 do -0,4 [-], w większości dni oscyluje w przedziale -0,7 do -0,5 [-].

4.3. Badanie opinii użytkownika

Już w opracowaniu prezentowanym na konferencji Awarie Budowlane 2022 [14] autorzy podkreślali wagę aspektu społecznego rozumianego zarówno jako pozyskanie opinii na temat komfortu użytkowania obiektu jak i preferencji co do działań remontowych, partycypację w procesje podejmowania decyzji.

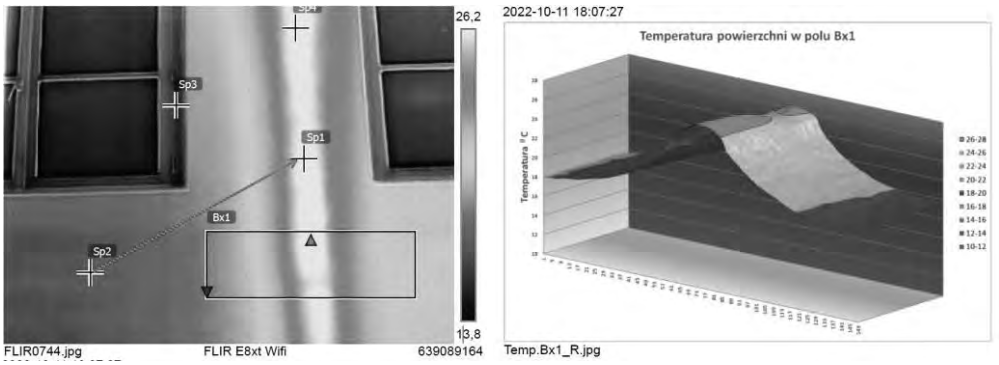
W niniejszym przypadku zdecydowano się na badanie opinii eksperta na temat komfortu użytkowania obiektu. Ponieważ w przeprowadzonych badaniach, budynku Wyższego Seminarium Duchownego Paulinów na Skałce w Krakowie, wyniki badań „in situ" wskazywały przekroczone poziomy komfortu, zdecydowano się na przeprowadzenie wywiadu z ekspertem – użytkownikiem, opiekunem biblioteki, który w pomieszczeniu spędza co najmniej 8 godzin dzienne w dni robocze. Został on poproszony o ocenę komfortu cieplnego w skali od -3 (bardzo zimno) do +3 (bardzo gorąco). W wyniku przeprowadzonego wywiadu bezpośredniego otrzymano informację, że badany ocenia, stosując siedmiostopniową skalę komfortu, warunki panujące w bibliotece na poziomie „-1" (raczej zimno). Dodatkowo badany zwrócił uwagę na odczucia zimna od strony okien. Na skutek uwag wynikających z przeprowadzonego wywiadu, wykonano dodatkową inspekcję termowizyjną. Badania mikroklimatu wnętrza oraz uzupełniające badania termowizyjne wskazały miejsca nieszczelności zamontowanych okien. Zespół badawczy w raporcie podał zalecenia jak można zlikwidować miejsca wzmożonego przepływu powietrza i tym samym, doraźnie jeszcze przed działaniami remontowymi poprawić efektywność energetyczną, a przede wszystkim komfort użytkowy w pomieszczeniu biblioteki.

5. Analiza wyników badań in-situ

W podrozdziale tym omówiono część wyników badań przeprowadzonych na budynku. Przedstawienie wyników wszystkich badań przekracza zakres i objętość opracowania.

Najczęściej występujące wady i uszkodzenia:

1. Lokalne zawilgocenie ścian poniżej poziomu terenu, w tym biblioteki. Wilgotność muru w paśmie przypodłogowym (średnio ok. 8–10 % wilgotności masowej), powyżej 30–50 cm powyżej poziomu posadzki biblioteki (ok.6–8 %).
2. Znaczące zużycie stolarki okiennej i drzwiowej. Niedopasowanie skrzydeł, silna infiltracja powietrza powodująca wychłodzenie pomieszczeń. Uszkodzenia te występują praktycznie we wszystkich oknach.
3. Liniowe i punktowe mostki cielne (nadproża, klatka schodowa, słupy żelbetowe, naroża itp). Liniowy współczynnik przenikania ciepła zależy od ich charakteru i waha się w granicach 0,1–0,5 [W/(mK)]. Może lokalnie powodować kondensację powierzchniową a w konsekwencji zagrzybienia, zwłaszcza przy temperaturach powietrza zewnętrznego < -5°C.
4. Uszkodzenia i wady inne, w tym mające wpływ na zużycie energii do ogrzewania o trudnych do zidentyfikowania typowymi metodami, stratach energii. Wadą jest montaż systemu ogrzewania c.o. bezpośrednio w ścianie bez izolacji termicznej rurek.



Rys. 9. Fragment ściany z działającym systemem c.o. – Termogram z lewej, wizualizacja pola temperatury z prawej.

6. Analizy numeryczne

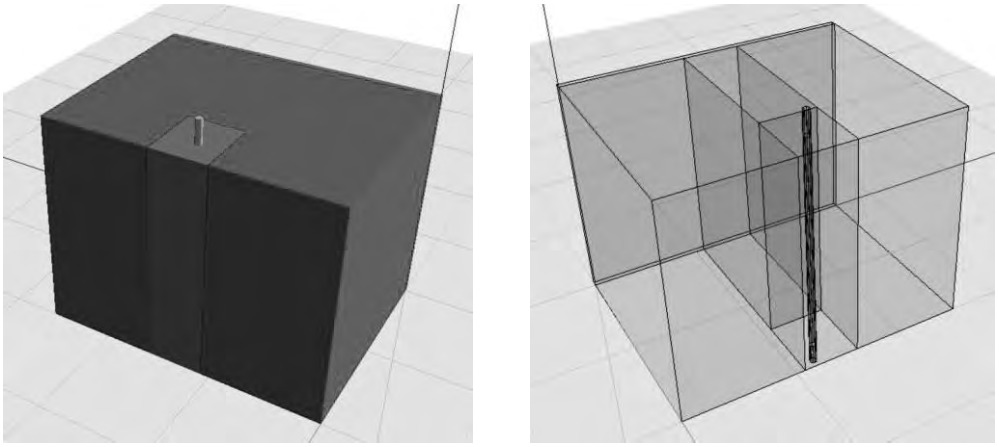
Badania polowe, w tym przegląd termowizyjny, pozwalają na ogół w sposób zadawalający określić rodzaj i zakres robót remontowych w tym konieczność:

– wymiany wszystkich okien i drzwi,
– osuszenia i remontu zawilgoconych ścian w części podziemnej i ich docieplenia oraz wykonania (remontu) drenażu,
– ocieplenia ścian klatki schodowej od strony wewnętrznej, itd.

Pozostaje pytanie, jakie działania podjąć w przypadku pionowych nie ocieplonych rur instalacji grzewczej; jakie są straty ciepła w takim przypadku i czy takie działanie będzie ekonomiczne opłacalne.

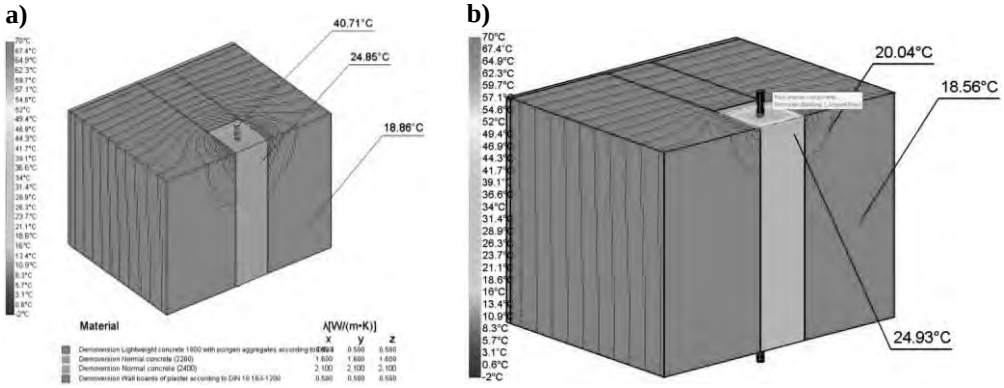
Aby odpowiedzieć na tak postawione pytania wykonano dwa modele fragmentu ściany zewnętrznej. Wariant I – ściana z instancją (przyjęto temperaturę czynnika

grzewczego jak dla grzejników naściennych ≈ 70°C. Rurka bez otuliny, w zaprawie cementowej – rys. 10.



Rys. 10. Model fragmentu ściany z rurką w której przepływa czynnik grzewczy (woda|) do instalacji c.o.

Wyniki analizy graficznej pokazano na rys. 11a i b. Rysunek 11a przedstawia rurkę z czynnikiem grzewczym bez izolacji termicznej (wariant I), rys. 11b przedstawia analizę, gdzie rurkę zaizolowano termicznie w celu ograniczenia strat ciepła (wariant II).



Wariant I Wariant II

Rys. 11. a) prosty model ściany z instalacją grzewczą bez termoizolacji. b) model z instalacją grzewczą (rurką z medium grzewczym) zaizolowaną termicznie w celu ograniczenia strat ciepła – otulina λ = 0,022 W/m, beton lekki (pianobeton) λ = 0,32 [W/(mK)].

Całkowity strumień cieplny przez element dla zadanych warunków zewnętrznych w wariancie I przedstawionym na rys. 11a wynosi Q = 21,16 W. Całkowita strata ciepła dla zadanych warunków zewnętrznych w wariancie II przedstawionym na rys. 11b wyniosła Q = 16,93 W.

W wariancie II przewidziano podjęcie następujących czynności remontowych:
– wykucie ze ścian zewnętrznych całej instalacji c.o., założenie izolacji cieplnej na istniejące rurki, usunięcie gruzu, uzupełninie uszkodzonych rur, wstępny rozruch, zamurowanie bruzd betonem lekkim, uzupełnienie tynków, malowanie powierzchni.

5. Podsumowanie i wnioski

Termomodernizacja sakralnych obiektów zabytkowych jest procesem trudnym i wymagającym wiedzy i doświadczenia. Większość zabytkowych obiektów sakralnych jest w złym stanie technicznym. Najczęściej występujące uszkodzenia wiążą się z problemami cieplno-wilgotnościowymi przegród. Z czynników, które w sposób zdecydowany wpływają na destrukcję elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych, w tego typu obiektach, należy wymienić przede wszystkim oddziaływanie wody i wilgoci. Dotyczy to zarówno oddziaływania wody gruntowej, jak i opadowej. Zawilgocenie ścian będące niejednokrotnie efektem braku lub zniszczenia ochrony przeciwwodnej i przeciwwilgociowej skutkuje niszczeniem konstrukcji i pogorszeniem komfortu użytkowania, co wpływa na zdrowie i samopoczucie użytkowników. Algorytm przedremontowej diagnostyki cieplno-wilgotnościowej sakralnych obiektów zabytkowych opracowany przez autorów zawiera zalecenia przeprowadzenia badań „in situ" oraz analiz prognozujących między innymi narastanie zawilgocenia w czasie. Dzięki badaniom „in situ" możliwa jest również detekcja niewidocznych dla ludzkiego oka słabych punktów budynku, takich jak miejsca nieszczelności okien czy ukryte w ścianach zewnętrznych kanały z ciepłym medium, generujące niepotrzebne straty ciepła. Dzięki badaniom „in situ" można zlokalizować takie miejsca i naprawę ich włączyć do działań termomodernizacyjnych oraz wytypować elementy budynku zabytkowego, które nie powinny podlegać termomodernizacji.

Literatura

1. Https://Zabytek.Pl.
2. Szmigin, B. Wartość funkcji w obiektach zabytkowych, Polski Komitet Narodowy ICOMOS, Muzeum Pałac w Wilanowie Politechnika Lubelska, Warszawa, 2014.
3. Raport o stanie zachowania zabytków nieruchomych w Polsce. Zabytki wpisane do rejestru zabytków (księgi rejestru A i C).
4. Krentowski, J.; Chyzy, T.; Dunaj, P. Sudden Collapse of a 19th-Century Masonry Structure during Its Renovation Process. *Eng Fail Anal* 2017, *82*, 540–553.
5. Krentowski, J.; Mlonek, S.; Ziminski, K.; Tofiluk, A. Structural and Technological Aspects of the Historical Floors Replacement. In Proceedings of the IOP Conference Series: Materials Science and Engineering; Institute of Physics Publishing, February 24 2019; Vol. 471.
6. Radziszewska-Zielina, E.; Śladowski, G. Proposal of the Use of a Fuzzy Stochastic Network for the Preliminary Evaluation of the Feasibility of the Process of the Adaptation of a Historical Building to a Particular Form of Use. In Proceedings of the IOP Conference, November 4 2017; Vol. 245.
7. Radziszewska-Zielina, E.; Śladowski, G. Supporting the Selection of a Variant of the Adaptation of a Historical Building with the Use of Fuzzy Modelling and Structural Analysis. *J Cult Herit* **2017**, *26*, 53–63, doi:10.1016/j.culher.2017.02.008.
8. Fedorczak-Cisak, M.; Kowalska-Koczwara, A.; Nering, K.; Pachla, F.; Radziszewska-Zielina, E.; Śladowski, G.; Tatara, T.; Ziarko, B. Evaluation of the Criteria for Selecting Proposed Variants of Utility Functions in the Adaptation of Historic Regional Architecture. *Sustainability (Switzerland)* **2019**, *11*, doi:10.3390/su11041094.
9. Fedorczak-Cisak, M.; Kowalska, A.; Radziszewska –Zielina, E.; Śladowski, G.; Pachla, F.; Tatara, T. A Multi-Criteria Approach for Selecting the Utility Function of the Historical Building "Stara Polana" Located in Zakopane. *MATEC Web of Conferences* **2019**, *262*, 07002, doi:10.1051/MATECCONF/201926207002.
10. Orlik-Kożdoń, B.; Radziszewska-Zielina, E.; Fedorczak-Cisak, M.; Steidl, T.; Białkiewicz, A.; Żychowska, M.; Muzychak, A. Historic Building Thermal Diagnostics Algorithm Presented for the Example of a Townhouse in Lviv. *Energies (Basel)* **2020**, *13*, doi:10.3390/en13205374.

11. Borusiewicz W.; Konserwacja Zabytków Budownictwa Murowanego; Arkady, 1985;
12. Tomaszewski A. *Badanie i Ochrona Zabytków w Polsce w XX Wieku*; Materiały konferencyjne, 2000.
13. Kubik J; Kucharczyk A. Ocena Zawilgocenia Kościoła Franciszkanów w Opolu. In Proceedings of the Fizyka Budowli T3 Łódź 2008; 2008.
14. Radziszewska-Zielina, E.; Fedorczak-Cisak, M.; Steidl, Wybrane Aspekty Diagnostyki i Remontu Sakralnych Obiektów Zabytkowych, monografia konferencji Awarie budowlane, 243-254, 2022.
15. Szczotka, J. Non-Invasive Methods in Diagnosis of Wall Dampness Degree in Sacral Buildings. *Diagnostyka* 2018, *19*, 63–69.
16. Kulas, T.; Kapela, M. Rewitalizacja Zabytkowych Obiektów Sakralnych o Konstrukcji Drewnianej Na Mazowszu. *Materiały Budowlane 5 '2013 (nr 489)*.
17. https://szlakmodernizmu.pl/baza-obiektow/budynek-gimnazjum-oraz-internatu-oo-paulinow.
18. PN-EN ISO 7726:2002, Ergonomics of the Thermal Environment - Instruments for Measuring Physical Quantities (ISO 7726:1998).
19. ISO Standard 7730: 2005, Ergonomics of the Thermal Environment-Analytical Determination and Interpretation of Thermal Comfort Using Calculation of the PMV and PPD Indices and Local Thermal Comfort Criteria", International Organization for Standardizati (ISO 7730: 2005).

Selected aspects of diagnostics and renovation of sacral historic buildings

Key words: Sacred historical buildings, numerical analysis of design solutions, thermal and moisture simulation

Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze

KAROL FIREK[1*], WOJCIECH KOCOT[1], JANUSZ RUSEK[1], PAWEŁ SZWEDOWICZ[2], ALEKSANDER WODYŃSKI[1]
[1]Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie
[2]ZG Rudna KGHM „Polska Miedź" S.A.

Streszczenie: Praca dotyczy przypadku zabytkowego budynku sakralnego, usytuowanego w LGOM, na terenie górniczym „Rudna II". XVI-wieczny budynek kościoła był wielokrotnie niszczony i odbudowywany. W latach od 1992 do 1997 staraniem Kopalni zrealizowano kompleksowe wzmocnienie podłoża w rejonie północno-wschodniego naroża budynku kościoła oraz wzmocnienie i usztywnienie konstrukcji obiektu, połączone z przeprowadzeniem remontu kapitalnego. W pracy przedstawiono ocenę wpływu podjętych działań na aktualny stan techniczny budynku i jego odporność na wpływy górnicze. Podstawę do oceny stanowiły okresowe przeglądy stanu technicznego konstrukcji, dokonane przez autorów w latach 2010, 2012, 2016 i 2020, połączone z inwentaryzacją uszkodzeń i analizą ewentualnego zagrożenia bezpieczeństwa budynku.

Słowa kluczowe: wpływy górnicze, uszkodzenia budynków, budynki zabytkowe, zabezpiecznie konstrukcyjne budynku

1. Wprowadzenie

Budynek omawianego kościoła znajduje się we wsi Grodowiec w powiecie polkowickim, na terenie górniczym „Rudna II" Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego. Budowa kościoła jest datowana na lata 1591 do 1602. Jego rozbudowę kontynuowano w latach 1702 do 1724, a zakończono na początku XX wieku. Obiekt zlokalizowany jest na wyniosłym wzgórzu, którego krawędzie skarp przebiegają stosunkowo blisko ścian zewnętrznych budynku, od około 1,5 m od strony północno-wschodniej do 12 m od strony południowej (rys. 1, 2). Szczyt wzgórza wznosi się na wysokość około 138 m npm, a rzędna terenu u podnóża skarpy wynosi od około 129 m npm po stronie południowej do około 120 m npm. po stronie północnej. W latach od 1992 do 1997 staraniem ZG Rudna KGHM „Polska Miedź" S.A. zrealizowano kompleksowe wzmocnienie podłoża w rejonie północno-wschodniego naroża budynku kościoła oraz wzmocnienie i usztywnienie konstrukcji obiektu, połączone z przeprowadzeniem remontu kapitalnego.

W opracowaniu przedstawiono charakterystykę techniczną budynku kościoła wraz z opisem zakresu wzmocnień wykonanych w latach 90-tych, a także ocenę wpływu podjętych działań na aktualny stan techniczny budynku i jego odporność na wpływy górnicze. Podstawę do oceny stanowiły okresowe przeglądy stanu technicznego konstrukcji, dokonane przez

*Autor do korespondencji: *kfirek@agh.edu.pl*

autorów w latach 2010, 2012, 2016 i 2020, połączone z inwentaryzacją uszkodzeń i analizą ewentualnego zagrożenia bezpieczeństwa budynku.



Rys. 1. Widok budynku kościoła od strony południowo-wschodniej.



Rys. 2. Widok budynku kościoła oraz skarpy wzgórza od strony północno-wschodniej.

2. Konstrukcja budynku kościoła

Budynek kościoła został wzniesiony w konstrukcji tradycyjnej, murowanej, na rzucie prostokąta. Mury zewnętrzne o grubości od około 1,0 m (ściana południowa i północna) do 1,3 m (ściana wschodnia) i 1,5 m (ściana zachodnia) oraz wewnętrzne, wykonane z cegły ceramicznej pełnej i kamienia wapiennego na zaprawie wapiennej. Nawa główna otwarta jest do naw bocznych arkadami o łukach półkolistych. Łuki arkad są podparte murowanymi filarami co 5,5 do 6,8 m.

Przekrycie nawy głównej stanowi sklepienie kolebkowe na gurtach, z wyciętymi sferycznymi lunetami. Pomiędzy zachodnią częścią nawy głównej (część dobudowana), a częścią wschodnią (starszą) znajduje się ceglany łuk tęczy (rys. 3), o szerokości około 1,9 m.



Rys. 3. Widok wnętrza kościoła w stronę ołtarza głównego od strony zachodniej (za amboną widoczny łuk tęczy).

Nawy boczne przekryte są sklepieniami krzyżowo-żebrowymi z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Wszystkie otwory okienne są przesklepione półkolistymi nadprożami. Takie same półkoliste nadproża wykonano w wieży i przewiązce na styku wieży z bryłą kościoła.

Dach nad nawą główną i nawami bocznymi jest dwuspadowy (siodłowy), o ciesielskiej drewnianej konstrukcji nośnej, w postaci wiązarów jętkowych (rys. 4).

Dolny poziom stanowią ściany stolcowe z zastrzałami i przewiązkami, które niosą trzyprzęsłową poprzeczną belkę główną. Na niej opierają się słupy z mieczami, niosące płatwie tworzące drugi poziom. W trzecim poziomie ustrój nośny zbliżony jest do jętkowego. Całość wzmocniona jest belkami podłużnymi spinającymi belki poprzeczne oraz dwugałęziowymi zastrzałami biegnącymi przez trzy poziomy w płaszczyźnie wiązarów. Dach nad zakrystią także o konstrukcji drewnianej, jednospadowy pulpitowy, ze spadkiem na zewnątrz.

Sześciokondygnacyjna wieża kościelna o przekroju ośmiobocznym (rys. 1, 2) ma murowane ściany z cegły ceramicznej pełnej, o grubości od 1,12 do 1,26 m. Nad pierwszą

kondygnacją (kruchtą wejściową) wykonano ceglane sklepienie żebrowe. Nad pozostałymi kondygnacjami nagie stropy drewniane. Na wysokości 31,35 m npt. oparty jest drewniany dach wieży o kształcie dwubryłowego ostrosłupa ośmiobocznego i wysokości 21,25 m. Konstrukcja wieży połączona jest z zachodnią ścianą szczytową kościoła trzykondygnacyjną murowaną przewiązką.



Rys. 4. Widok więźby dachowej wzdłuż osi kościoła. Widoczny grzbiet żelbetowej łuko-ramy poprzecznej przy osi D (czerwona strzałka).

Obiekt posadowiono na zmiennym poziomie oraz na zmiennej głębokości względem przyległego terenu (od głębokości około 1,00 m do 1,40 m ppt.). Wieża kościelna została posadowiona głębiej, około 3,30 m ppt. Fundamenty i mury fundamentowe kościoła są wykonane z kamienia i cegły pełnej na zaprawie wapiennej, w różnych układach i proporcjach ilościowych.

Podłoże budowlane stanowią piaski oraz pospółki, a miejscami nasypy utworzone z piasków drobnych i grubych. Rodzime piaski, pospółki i żwiry są w stanie średnio zagęszczonym (ID = 0,5), zaś nasypy w stanie pośrednim pomiędzy średnio zagęszczonym a luźnym (stopień zagęszczenia w granicach ID = 0,3–0,4) [1, 2].

3. Historia uszkodzeń budynku kościoła

Według udokumentowanych przekazów historycznych [1], proces powstawania uszkodzeń budynku kościoła trwał przez wiele lat, a sam obiekt był wielokrotnie niszczony i odbudowywany. Obecny kształt zasadniczej bryły budynku został nadany w wyniku rozbudowy ukończonej w roku 1724. W 1913 roku szczyt wschodni budynku groził zawaleniem i po całkowitym rozebraniu części nadstropowej został odbudowany na nowo. Jednocześnie wzmocniono fundament naroża północno-wschodniego obiektu poprzez

wykonanie betonowej przypory oraz założono stalowe ściągi w zakrystii. Nie zakończyło to jednak procesu powstawania uszkodzeń.

Na przełomie lat osiemdziesiątych i dziewięćdziesiątych XX wieku stan techniczny budynku kościoła określany był jako bardzo zły [1]. W ramach wykonanej wówczas szczegółowej inwentaryzacji stwierdzono i udokumentowano poważne uszkodzenia budynku, w tym szerokie na kilka centymetrów pionowe i ukośne pęknięcia ścian nośnych oraz równie intensywne pęknięcia sklepień. Poważne odkształcenia ścian i sklepień, szczególnie w okolicy narożnika północno-wschodniego, stwarzały realny stan zagrożenia bezpieczeństwa [3]. W złym stanie technicznym była także więźba dachowa. Jako główną przyczynę powstania uszkodzeń uznano niekorzystne warunki gruntowe, prowadzące do powstania ruchów masowych na zboczach, głównie w rejonie północno-wschodniego naroża budynku. Uznano, że do powiększenia zakresu uszkodzeń mogło przyczynić się wadliwe posadowienie większości ścian zewnętrznych (na nasypach i na zmiennym poziomie) oraz wpływy eksploatacji górniczej, szczególnie w postaci drgań podłoża.

4. Zrealizowane wzmocnienia i zabezpieczenia obiektu

W latach od 1992 do 1997 staraniem ZG Rudna KGHM „Polska Miedź" S.A. zrealizowano kompleksowe wzmocnienie podłoża w rejonie północno-wschodniego naroża budynku kościoła oraz wzmocnienie i usztywnienie konstrukcji obiektu [1]. Bezpośrednio potem przeprowadzono remont kapitalny obiektu zakończony w roku 2002. Prace objęły między innymi:

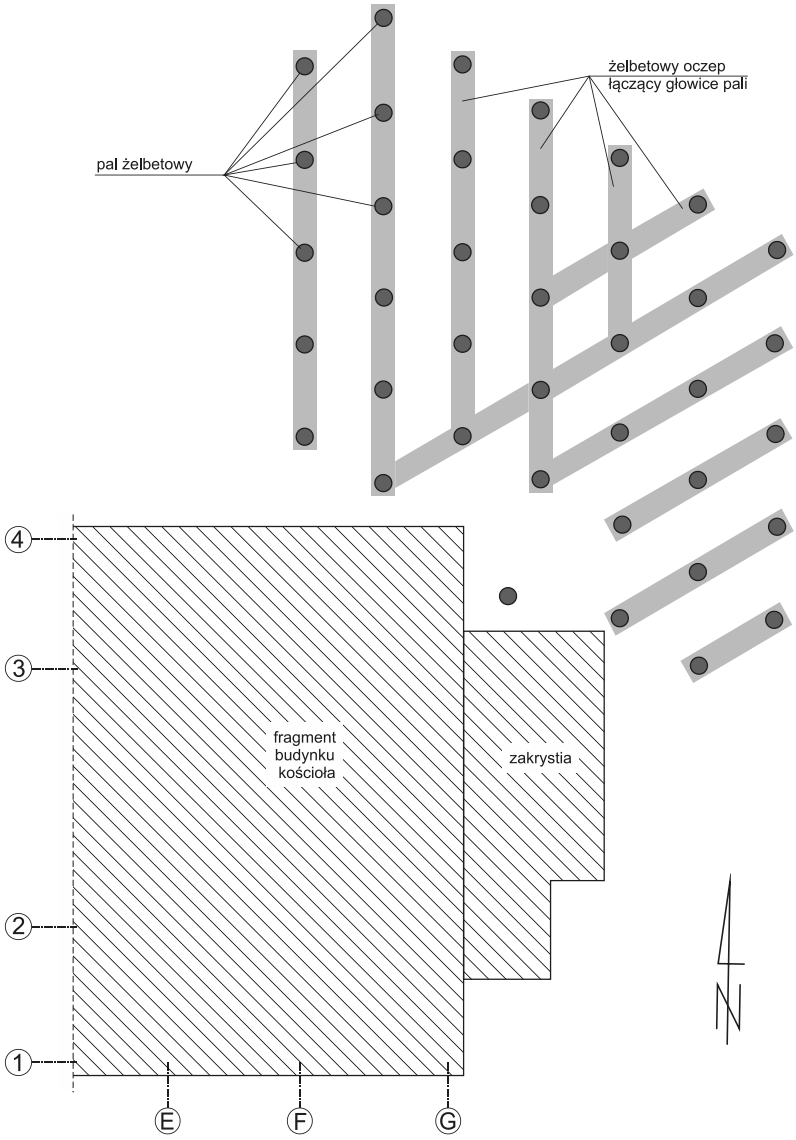
– stabilizację skarpy wzgórza kościelnego po stronie północno-wschodniej,
– ochronę podłoża przed infiltracją wody opadowej,
– zwieńczenie ścian w poziomie podparcia sklepień wraz ze wzmocnieniem samych sklepień,
– założenie żelbetowej opaski w poziomie terenu,
– naprawa spękań w murów.

Stabilizacja skarpy przy narożu północno-wschodnim

Ustabilizowanie skarpy wzgórza od strony północno-wschodniej, tj. w rejonie największych uszkodzeń budynku kościoła, zrealizowano poprzez wykonanie zapory posadowionej na poziomie gruntów niepodlegających przesuwowi. Zapora ta została skonstruowana przy użyciu 39 żelbetowych pali φ60 cm, wierconych z rurą obsadową, zwieńczonych w poziomie terenu żelbetowymi oczepami [4]. Niepowiązany z innymi pozostał jeden pal, zlokalizowany we wklęsłym narożniku pomiędzy główną bryłą budynku kościoła, a zakrystią. Rozmieszczenie pali oraz sposób połączenia ich oczepami pokazano na rys. 5. W chwili obecnej zarówno pale, jak i oczepy pozostają ukryte pod powierzchnią terenu (rys. 2).

Ochrona podłoża przed infiltracją wody

Z uwagi na fakt, iż istotna rolę przy powstaniu ruchów masowych w obrębie zboczy odegrała wsiąkająca w sąsiedztwie budynku kościoła woda opadowa, wykonano instalację kanalizacji deszczowej, przejmującą wodę opadową z rur spustowych i otaczającego terenu, a następnie odprowadzono ją poza teren wzgórza kościelnego. Ponadto wyregulowano spadki skarp, a ich powierzchnie wyrównano i zadarniono.



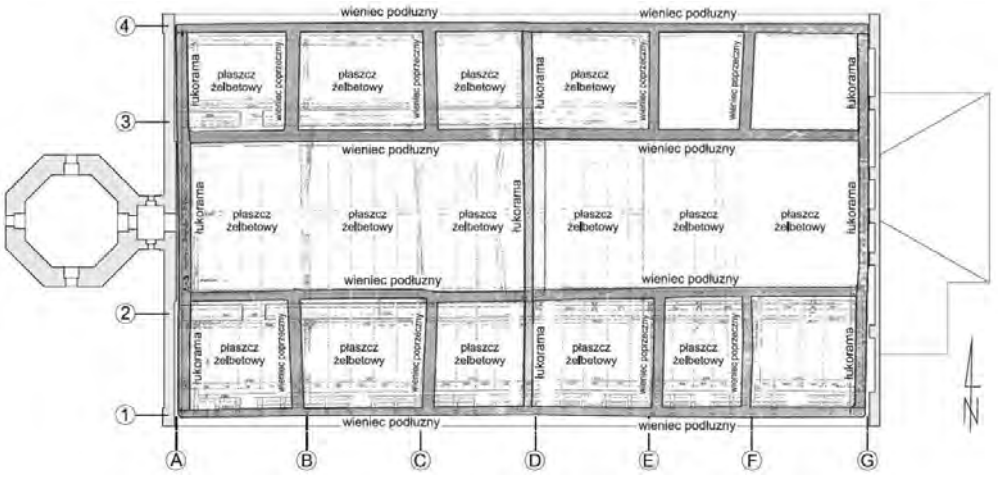
Rys. 5. Schemat zapory zabezpieczającej skarpę północno-wschodnią [1].

Zwieńczenie ścian górą wraz ze wzmocnieniem sklepień

Rzut wieńców i wzmocnień wykonanych na poddaszu (w poziomie wezgłowia sklepień) przedstawiono na rysunku 6.

Wieńce zostały wbudowane wzdłuż wszystkich ścian podłużnych (rys. 6, osie 1, 2, 3 i 4) oraz na wewnętrznych ścianach poprzecznych w nawach bocznych (osie B, C, E i F). Połączenie wszystkich wieńców podłużnych stanowią trzy poprzeczne żelbetowe ramy, biegnące przez całą szerokość budynku wzdłuż ścian szczytowych, to jest w osiach A i G (rys. 7) oraz na styku starej części budynku z nową, to jest przy łuku tęczy w osi D (rys. 4, 8). Ramy o zmiennym

przekroju (wysokość od 30 do 150 cm, szerokość od 35 do 85 cm), oparte są na wszystkich czterech ścianach podłużnych i sięgają w zagłębienia między ścianą, a miejscem oparcia sklepienia. Dalej przechodzą one ponad sklepieniami nie dotykając ich (rys. 7).



Rys. 6. Zwieńczenie ścian na poziomie wezgłowia sklepień [1].



Rys. 7. Widok wzdłuż nawy głównej na ścianę szczytową wschodnią (strona północna). Widoczne przykryte żelbetowym płaszczem sklepienia nawy głównej, żelbetowa rama wzdłuż ściany wschodniej w osi G, oraz wieniec podłużny w osi 3 (wskazany strzałką).

Po wyklinowaniu i zainiekowaniu sklepień zostały one wzmocnione przez nałożenie od góry betonowego płaszcza o grubości od 10 cm u wezgłowia, do 5 cm w kluczu, zbrojonego stalową siatką (rys. 8). Celem zabiegu, któremu poddano prawie wszystkie sklepienia było

także zwiększenie ich sztywności. Nie wzmocniono jedynie trzech sklepień naw bocznych (to jest: w przęśle EF i FG nawy północnej i w przęśle FG nawy południowej – rys. 6), które zostały wcześniej przemurowane i usztywnione ceglanymi żebrami.

Dokonano również wymiany uszkodzonych elementów więźby dachowej oraz jej wzmocnienia, głównie przez wprowadzenie dodatkowych elementów usztywniających. Istniejące pokrycie wymieniono na nowe, z blachy miedzianej.



Rys. 8. Środkowa część poddasza, węzeł osi 2 i D. Widoczne przykryte żelbetowym płaszczem sklepienia nawy głównej i bocznej, żelbetowa rama wzdłuż łuku tęczy (przy osi D) oraz wieniec podłużny w osi 2 i w osi 1 (wskazane strzałkami).

Założenie żelbetowej opaski w poziomie terenu

Ściany zewnętrzne zostały wzmocnione dołem przez założenie pod powierzchnią terenu żelbetowej opaski, o przekroju 120 (wysokość) × 50 cm (szerokość), zbrojonej dziesięcioma prętami φ16. Trasa opaski biegnie wokół głównej bryły budynku kościoła obejmując również wieżę, ale pomijając wszystkie przybudówki (tj. po stronie południowej obie kruchty oraz zakrystię po stronie wschodniej). Wysokość przekroju poprzecznego opaski została tak dobrana, aby w większości przypadków sięgnąć nieco poniżej poziomu posadowienia. Dodatkową opaską żelbetową (zakotwioną w opasce głównej) została objęta zakrystia wraz z przybudówką. Od czasu ułożenia wokół budynku chodnika z kostki brukowej opaska pozostaje niewidoczna.

Wewnątrz budynku kościoła nie wykonano podposadzkowych ściągów poprzecznych, pomimo iż były one zaprojektowane w dwóch miejscach (wzdłuż osi D oraz F – rys. 6).

Naprawa spękań murów

Przyjęty sposób naprawy zależał od rozwartości pęknięć oraz od stwarzanego przez nie zagrożenia. W większości przypadków stosowano „zszywanie" pęknięć prętami zbrojeniowymi o długości około 1,5 m, zamurowywanymi prostopadle do przebiegu pęknięcia, w rozstawie około 25 cm [5]. W przypadku najpoważniejszych pęknięć stosowano wylewane na mokro krótkie, osadzone w głębokich bruzdach żelbetowe kotwy. Same pęknięcia były na koniec wypełniane zaprawą mineralną przy pomocy iniekcji ciśnieniowej. Drobniejsze pęknięcia były tylko iniekowane. Przy naprawie ściany północnej w obrębie skrajnego wschodniego otworu okiennego użyto wstawionej w otwór stalowej ramy wykonanej z kątownika.

Przeprowadzono również remont wszystkich tynków elewacyjnych oraz wewnętrznych wraz z ich malowaniem.

5. Ocena stanu technicznego budynku kościoła

Jesienią 2020 roku przeprowadzono kolejną, szczegółową inwentaryzację uszkodzeń budynku oraz ewentualnych nieprawidłowości budowlanych. Inwentaryzacje takie były wykonane przez autorów również w latach 2010, 2012 i 2016 [6]. Pozwoliło to zarówno na ocenę aktualnego stanu bezpieczeństwa konstrukcji i użytkowania obiektu, jak też na przeanalizowanie przebiegu zużycia technicznego oraz przyrostu uszkodzeń w czasie od zakończenia robót naprawczych do listopada 2020 [7].

Pośród zinwentaryzowanych uszkodzeń zwraca uwagę znaczny zakres pęknięć w rejonie łącznika (przewiązki) między bryłą kościoła a wieżą (np. rys. 9, 10).



Rys. 9. Pęknięcie muru nad górnym oknem południowej spiralnej klatki schodowej.

Pęknięcia zaczynają się ponad dachem bocznych spiralnych klatek schodowych i biegną ukośnie w górę, w stronę wieży przez oba otwory okienne, aż do gzymsu okapowego.

Rozwartość pęknięć jest zmienna i wynosi od 1 do 6 mm. Porównanie zakresu uszkodzeń występujących w łączniku obecnie, ze zinwentaryzowanymi w roku 2012, wskazuje na przyrost rozwartości pęknięć o 1 do 3 mm w górnych partiach przewiązki oraz o 0,5 do 1 mm w partiach dolnych. Uznano, że uszkodzenia te wiążą się w głównej mierze z oddziaływaniem wstrząsów górniczych. Wieża nie jest bowiem odpowiednio oddylatowana od bryły kościoła.



Rys. 10. Pęknięcia muru północnej ściany przewiązki pomiędzy górnym i dolnym oknem.

Zarysowania występują również, choć w znacznie mniejszym zakresie, w rejonie północno-wschodniego naroża budynku (np. rys. 11).



Rys. 11. Rysa o rozwartości do 2 mm na spojeniu ściany wschodniej ze sklepieniem nawy północnej.

Uszkodzenia te powstały około 20 lat temu w wyniku procesu stabilizowania się podłoża po wykonanych pracach (palowanie zbocza). Ich zakres nie powiększył się istotnie, co potwierdzają prowadzone od 2005 roku pomiary osiadań budynku. Wykazują one, że w okresie ostatnich 15 lat osiadania te są równomierne i wynoszą od 90,4 do 93,7 mm.

Opisane wyżej uszkodzenia mają charakter lokalny, a w pozostałych przypadkach występują jedynie drobne zarysowania tynków. Nieprawidłowości te nie uległy istotnemu powiększeniu i nie zagrażają bezpieczeństwu użytkowania budynku, a zdecydowana większość elementów konstrukcji jest wolna od uszkodzeń. Ogólnie stan techniczny budynku kościoła, oceniono jako zadowalający.

6. Podsumowanie i ocena odporności budynku na oddziaływania górnicze

Przedstawione wyniki obserwacji i ocena stanu technicznego wykazały, że wykonane w latach 90-tych XX wieku wzmocnienia samego budynku, jak też skarpy wzgórza okazały się skuteczne. W sposób trwały naprawiono także istniejące przed remontem poważne uszkodzenia obiektu.

W projekcie wzmocnień i zabezpieczeń obiektu nie uwzględniano możliwości wystąpienia oddziaływań górniczych. Jednak porównanie wielkości i historii uszkodzeń powstałych po zakończeniu prac z parametrami opisującymi oddziaływania górnicze pozwoliło na zweryfikowanie odporności budynku kościoła zarówno na deformacje ciągłe, jak i na wstrząsy górnicze. Analizy przeprowadzone przeprowadzone w pracy [7] pozwoliły na stwierdzenie, że w aktualnym stanie budynek kościoła:

– kwalifikuje się do pierwszej kategorii odporności na wpływy ciągłych deformacji terenu przy dopuszczalnych poziomych odkształceniach ε_{dop} = 1,0 mm/m, dopuszczalnych promieniach krzywizny R_{dop} = 27 km i dopuszczalnych nachyleniach T_{dop} = 1,5 mm/m,
– posiada wg skali GSI-1004/18 [8] odporność dynamiczną tzw. „częściową–wysoką" na poziomie podanym w tablicy 1, gdzie t_{HV} oznacza czas trwania drgań w sekundach. Przekroczenie częściowej–wysokiej odporności dynamicznej budynku oznacza, że wystąpić mogą uszkodzenia elementów konstrukcyjnych. Podkreślono jednak, że „pełna odporność dynamiczna" kościoła jest na poziomie PGV_{Hmax} = 0,01 m/s. Wstrząsy powyżej tego poziomu mogą więc powodować uszkodzenia elementów wykończeniowych budynku.

Do oceny odporności wykorzystano uproszczoną metodykę przyjętą na podstawie Górniczej skali intensywności sejsmicznej GSI-2004/18 dla wstrząsów w LGOM [8]. Aby uzyskać uszczegółowioną odporność należy wykonać analizę obliczeniową analogiczną do przedstawionej np. w pracy [9].

Tablica 1. Granice odporności dynamicznej według skali GSI-2004/18 [8].

Poziom odporności dynamicznej	Granica odporności dynamicznej	Parametry drgań					
		PGV_{Hmax} [m/s]			PGA_{H10} [m/s^2]		
		$t_{Hv} \leq 3{,}5$[s]	t_{Hv}: 3,5–5,5[s]	$t_{Hv} \geq 5{,}5$[s]	$t_{Ha} \leq 3{,}5$[s]	t_{Ha}:3,5–5,5[s]	$t_{Ha} \geq 5{,}5$[s]
ODPORNOŚĆ PEŁNA	górna granica stopnia 0	0,01	0,01	0,01	0,25	0,25	0,25
ODPORNOŚĆ CZĘŚCIOWA – WYSOKA	górna granica stopnia II	0,07	0,07–0,04	0,04	1,9	1,0–1,9	1,0

Literatura

1. Ekspertyza konstrukcyjna z dokumentacją wzmocnienia i zabezpieczenia zabytkowego budynku kościoła w Wysokiej Cerekwi w województwie legnickim. Część A: Opis stanu technicznego, część geotechniczna. Zespół autorski pod kierunkiem Cz. Szindlera, Warszawa, 1991.

2. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne.
3. PN-EN 1996-1-1:2010 Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych.
4. Gwizdała K.: Fundamenty palowe. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2010.
5. Masłowski E., Spiżewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady, 2000.
6. Ocena stanu technicznego i odporności na wpływy odkształceń terenu spowodowanych eksploatacją górniczą zabytkowego budynku kościoła p.w. św. Jana Chrzciciela w Grodowcu. Stowarzyszenie Naukowe im. S. Staszica. Kraków, 2010, 2012, 2016.
7. Analiza oraz ocena wpływu rozcinki oraz eksploatacji, planowanej w rejonie filara ochronnego dla zabytkowego kościoła pw. Św. Jana Chrzciciela w Grodowcu, na prognozowaną aktywność sejsmiczną górotworu oraz jej potencjalnego oddziaływania na obiekty chronione i warunki geotechniczne ich posadowienia. Stowarzyszenie Naukowe im. Stanisława Staszica. Kraków, 2020.
8. Górnicza skala intensywności sejsmicznej GSI-2004/18 dla wstrząsów górniczych w LGOM. Wprowadzona do stosowania ustaleniem organizacyjnym nr PT/3/2019 Wiceprezesa Zarządu KGHM z dnia 14.01.2019 r.
9. Rusek J., Słowik L., Firek K., Pitas M.: Determining the dynamic resistance of existing steel industrial hall structures for areas with different seismic activity. Archives of Civil Engineering, 2020.

Evaluation of the effectiveness of structural protections of the historic church and their mpact on the building's resistance to mining impacts

Key words: mining impacts, building damage, historic buildings, building structural protection

Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau

KRZYSZTOF GROMYSZ[1, *], ŁUKASZ SZOBLIK[2], ZOFIA DRABCZYK[2], EWA CYRULIK[2], JOANNA MATUSZCZAK[2], AGNIESZKA TANISTRA-RÓŻANOWSKA[2]
[1] Politechnika Śląska
[2] Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau

Streszczenie: Murowany barak B138, znajdujący się na terenie byłego niemieckiego nazistowskiego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau, jest obiektem zabytkowym o szczególnym znaczeniu historycznym. Obiekt został wzniesiony w 1942 r. i w czasie funkcjonowania obozu pełnił funkcje mieszkalne. Obecnie wchodzi w skład Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Od czasu powołania Muzeum w 1947 r. drewniana więźba dachowa była wielokrotnie poddawana doraźnym naprawom. Projektując kompleksową naprawę, zgodnie ze standardami obowiązującymi obecnie w Muzeum, założono, że wszystkie oryginalne elementy więźby muszą zostać zachowane. W związku z tym przeprowadzono identyfikację a następnie naprawę i konserwację wszystkich jej historycznych elementów. Następnie drewnianą konstrukcję więźby oparto na wbudowanej w obiekt stalowej konstrukcji wzmacniającej. Położenie i kształt tej konstrukcji dobrano w taki sposób, aby w najmniejszym stopniu ingerowała w wygląd zabytku i pozwoliła wyeksponować historyczne elementy oraz zapewniła nośność konstrukcji.

Słowa kluczowe: obiekt zabytkowy, Auschwitz II-Birkenau, drewniana więźba dachowa, konserwacja elementów więźby, konstrukcja wzmacniająca

1. Wprowadzenie

W 1947 roku na terenie zachowanych części byłego kompleksu obozowego: Auschwitz I i Auschwitz II-Birkenau, utworzono Państwowe Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Z uwagi na szczególny charakter miejsca, w 1979 r. tereny byłego obozu zostały wpisane na Listę Światowego Dziedzictwa UNESCO jako jedyny obiekt tego typu [1]. Barak podlega ochronie konserwatorskiej wynikającej z wpisu obiektów i terenu Muzeum do rejestru zabytków w 1995 roku.

Od początku teren oraz obiekty byłego obozu Birkenau starano się zachować w stanie zbliżonym do oryginalnego [2]. Murowany barak B138 znajduje się na odcinku BI, czyli w najstarszej części obozu w Brzezince. Obiekty znajdujące się na tym odcinku poddano pierwszym większym pracom remontowym pod koniec lat pięćdziesiątych i na początku lat

*Autor do korespondencji: *krzysztof.gromysz@polsl.pl*

sześćdziesiątych XX wieku. Skupiono się wówczas na remoncie więźb i częściowej wymianie poszyć dachowych, tak aby zabezpieczyć wnętrza baraków przed wodą opadową i wywoływaną przez nią degradacją [3]. Skutkiem tych remontów była wymiana lub delokalizacja części historycznych elementów więźby. Z uwagi na to, że barak nie był wpisany do rejestru zabytków ówczesna dokumentacja nie była prowadzona zgodnie ze standardami dokumentacji konserwatorskiej. Zachowana dokumentacja tych prac jest dość ogólna. Z końca lat pięćdziesiątych i początku lat sześćdziesiątych zachował się jedynie album ze zdjęciami obrazującymi prace prowadzone wówczas na całym odcinku BI, a z późniejszych prac głównie notatki i rachunki za wykonane roboty budowalne.

Barak B138 jest jednym z 30 mieszkalnych baraków murowanych w dawnym Birkenau. Podobnie jak pozostałe baraki z tej grupy został wzniesiony jako obiekt tymczasowy z elementów pochodzących z rabunkowej rozbiórki, prowadzonej przez hitlerowców, przedwojennych budynków dawnej wsi Brzezinka przeprowadzonej na potrzeby budowy obozu w Birkenau. Kolejne baraki murowane od 2015 roku są sukcesywnie poddawane kompleksowym pracom konserwatorskim. Również w baraku B138 zaprojektowano i zrealizowano bardzo szeroki zakres prac konserwatorskich i robót budowlanych, podyktowanych stanem zachowania obiektu. Przeprowadzone w latach 2019–2023 działania objęły m.in. fundamenty, ściany, posadzki, więźbę dachową i jej pokrycie oraz konserwację takich elementów wyposażenia obiektu jak: prycze, stolarka, nawarstwienia ścienne, elewacje.

W niniejszej publikacji przedstawiono zróżnicowane sposoby podejścia do zabezpieczenia poszczególnych elementów więźby oraz trudności i specyfikę pracy związanej z działaniami przy obiekcie o unikalnej wartości historycznej i dokumentalnej. Opisano sposoby identyfikacji elementów historycznych i metody ich konserwacji oraz zrealizowane wzmocnienie konstrukcji, przez wbudowanie w obiekt stalowej konstrukcji wzmacniającej i odciążenie drewnianej więźby dachowej. Przedstawione działania wynikają ze standardów przyjętych w Muzeum a dotyczących postępowania z historycznymi elementami.

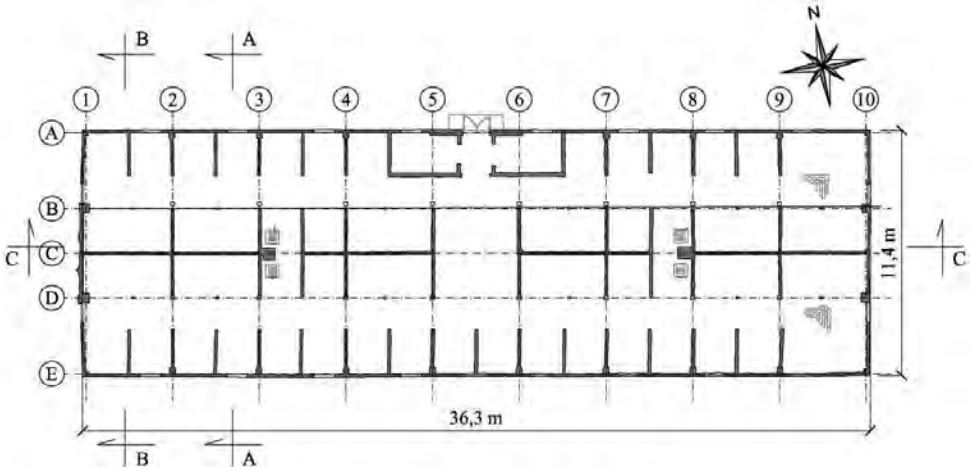
2. Podstawowe informacje o rozwiązaniach konstrukcyjnych

Barak o numerze inwentaryzacyjnym B138 jest parterowym obiektem niepodpiwniczonym (rys. 1), cechującym się prostokątnym rzutem o wymiarach 36,3×11,4 m i wysokością w szczycie równą 5,35 m [4].

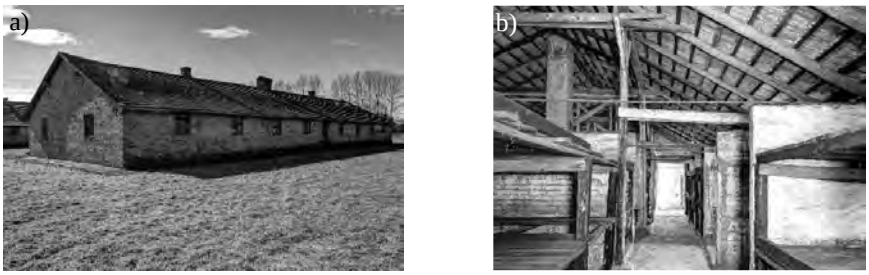
Ściany baraku grubości 0,12 m są murowane z cegły pełnej. W zewnętrznych ścianach szczytowych (ściany w osiach 1 i 10) wykształcone zostały pilastry o przekroju 0,55×0,40 m. Na pilastrach, za pośrednictwem belek tramowych, oparte są skrajne słupy więźby. Na zewnętrznych ścianach podłużnych (ściany w osiach A i E) spoczywają murłaty, do których mocowane są krokwie. Wewnętrzna ściana podłużna (ściana w osi C) pełni funkcję ściany usztywniającej. Pozostałe ściany w baraku pełnią funkcję ścian działowych. Ściany nośne posadowiono na murowanych ścianach fundamentowych o przekroju 0,25×0,25 m i znajdujących się poniżej betonowych ławach o niestałym przekroju. W podłużnych ścianach zewnętrznych znajdują się otwory okienne i drzwiowe (rys. 2a). Funkcję nadproży okiennych i drzwiowych w tych ścianach pełnią murłaty. W ścianach szczytowych znajdują się po dwa otwory okienne, nad którymi wykonano ceglane nadproża murowane.

Konstrukcję dachu stanowi drewniana więźba o układzie płatwiowo-kleszczowym, dwustolcowym (rys. 2b, 3). Głównymi elementami nośnymi są dwie ramy podłużne, które składają się z 16 wolnostojących słupów ustawionych w osiach B i D, czterech słupów przyściennych szczytowych, spoczywających na belkach tramowych w osiach 1 i 10 (rys. 4) i płatwiach biegnących w osiach B i D (2 sztuki), opartych na tych słupach. Kleszcze występują na dwóch poziomach: 2,43 m (kleszcze dolne) i 3,92 m (kleszcze górne) w osiach

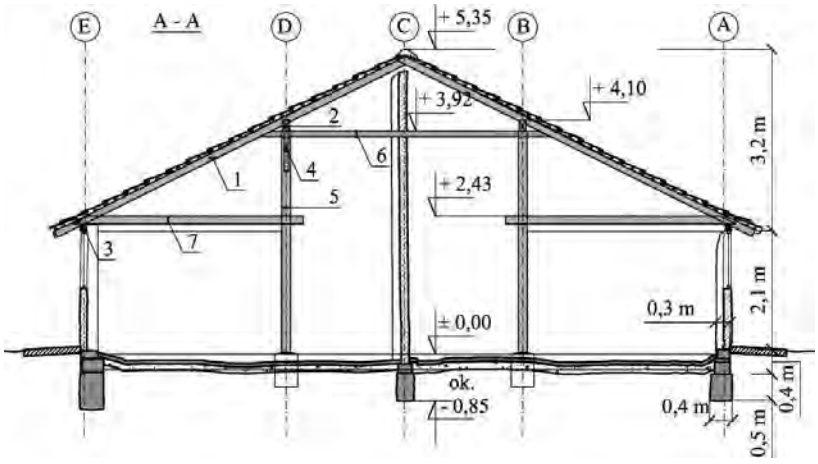
2, …, 9. Stężenie w układzie podłużnym, a jednocześnie skrócenie rozpiętości płatwi, zapewniają miecze wbudowane w połączeniach wszystkich słupów z płatwiami (rys. 5).



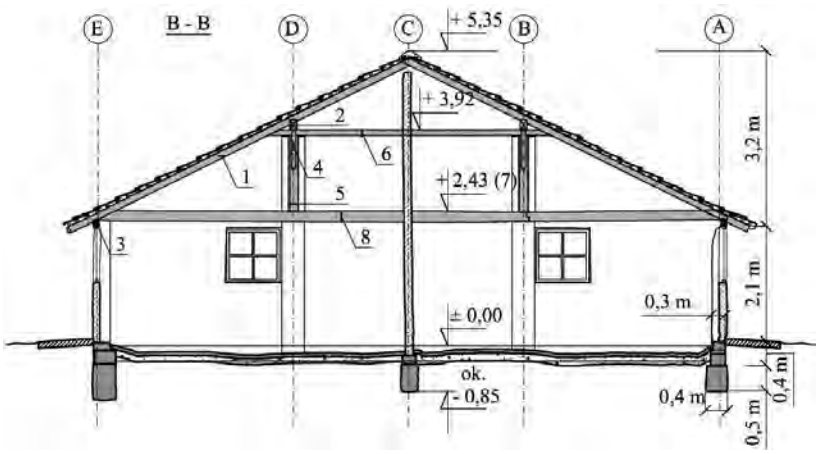
Rys. 1. Rzut baraku B138 znajdującego się na terenie byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau.



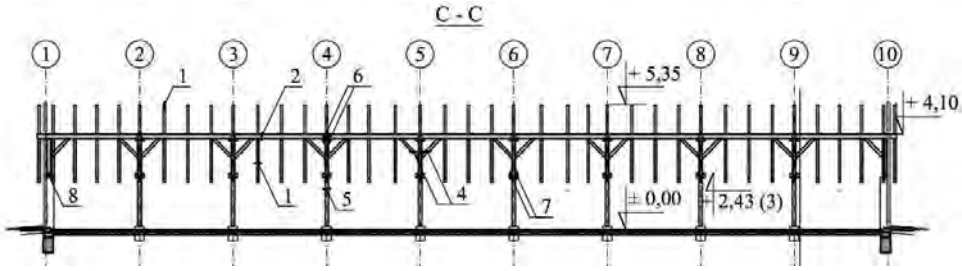
Rys. 2. Barak B138: a) widok z zewnątrz, b) wnętrze baraku z widoczną więźbą dachową i pryczami (po lewej stronie znajdują się prycze między osiami C i D).



Rys. 3. Przekrój poprzeczny A – A (położenie przekroju przedstawiono na rys. 1): 1 – krokiew, 2 – płatew, 3 – murłata, 4 – miecz, 5 – słup. 6 – kleszcze górne, 7 – kleszcze dolne.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny B–B (położenie przekroju przedstawiono na rys. 1): 1 – krokiew, 2 – płatew, 3 – murłata, 4 – miecz, 5 – słup, 6 – kleszcze górne, (7) – poziom kleszczy dolnych, 8 – belka tramowa.



Rys. 5. Przekrój podłużny C–C (położenie przekroju przedstawiono na rys. 1): 1 – krokiew, 2 – płatew, (3) – poziom murłaty, 4 – miecz, 5 – słup, 6 – kleszcze górne, 7 – kleszcze dolne, 8 – belka tramowa.

Wiązary główne, w skład których wchodzą słupy, para krokwi oraz para kleszczy znajdują się w osiach 2–9, w rozstawie około 4 m. Między wiązarami głównymi, znajdują się krokwie w rozstawie około 0,80 m. Pokrycie dachu stanowi dachówka betonowa. W czasie funkcjonowania obozu do krokwi, od poziomu murłaty do poziomu górnych kleszczy, podwieszone były płyty typu suprema.

3. Identyfikacja elementów historycznych

Przed przystąpieniem do remontu i konserwacji więźby, bardzo ważnym było określenie, które z elementów pochodzą z czasów funkcjonowania obozu, a które są już elementami wtórnymi, wprowadzonymi po wojnie, podczas poprzednich remontów. Jeśli element pochodzi z okresu powojennego dopuszczana jest jego wymiana na nowy. Natomiast elementy pochodzące z czasów funkcjonowania obozu podlegają bezwzględnej ochronie, dąży się do ich zachowania, nawet gdy materiał elementów uległ degradacji a ich nośność jest niewystarczająca Koniecznym było zatem przeprowadzenie identyfikacji zabytkowych elementów więźby, a następnie zaprojektowanie rozwiązania zapewniającego zachowanie elementów zabytkowych, przy jednoczesnym zapewnieniu możliwości dalszej eksploatacji budynków.

Cały proces identyfikacji więźby polegał z jednej strony na kwerendzie archiwalnej, przeglądaniu fotografii oraz notatek dokumentujących prowadzone remonty, a z drugiej na

szczegółowej analizie wszystkich elementów konstrukcji. W toku prac związanych z identyfikacją więźby sporządzono między innymi listę kryteriów klasyfikacji odpowiednio dla poszczególnych elementów: krokwi, słupów, kleszczy, mieczy, płatwi, murłat i belek tramowych. Analizowano: ślady po mocowaniu płyt supremy, sposób posadowienia słupów, nawarstwienia malarskie, sposób łączenia z innymi elementami, ślady po oryginalnych instalacjach elektrycznych, sposób obróbki drewna, naturalne zniszczenia drewna, ślady po wcześniejszym użyciu elementów (więźbę w 1942 r. wznoszono przy zastosowaniu materiału rozbiórkowego). Analizowano również miejsca styku elementu ze ścianą (jeśli takie istniało), porównywano z elementami z innych obiektów. Identyfikowano ponadto oryginalne ciesielskie znaki montażowe, które są bardzo ważnym czynnikiem datującym.

Krokwie, zastane w baraku przed konserwacją, posiadały przekrój okrągły, zwężający się ku górze (rys. 6a). Zachowane krokwie posiadały średnice przekroju równe 100–155 mm dołem (przy okapie) i 37–100 mm górą (przy kalenicy). Były to w elementy wbudowane w okresie powojennym, najprawdopodobniej podczas remontu baraku prowadzonego w 1959 roku lub później w 1986 roku. Potwierdzeniem tego faktu były między innymi zachowane archiwalne fotografie baraku z roku 1959, gdzie można było zobaczyć oryginalne krokwie, pochodzące z okresu funkcjonowania obozu, o przekroju prostokątnym, które nie są tożsame z tymi zachowanymi krokwiami o przekroju kołowym.



Rys. 6. Elementy drewnianej więźby dachowej: a) krokiew o przekroju kołowym zidentyfikowana jako element niehistoryczny, b) odkształcone płatwie zidentyfikowane jako elementy historyczne, c) korozyjne uszkodzenia słupa w miejscu oparcia na fundamencie (elementy historyczne), d) spękanie mieczy (elementy historyczne).

Dodatkowo na archiwalnych fotografiach widać również, że oryginalne krokwie cechowały się występowaniem wcześniejszych podcięć, wskazujących na ich pochodzenie z rozbiórki. Ponadto było ich więcej w stosunku do krokwi zastanych przed omawianym tu remontem. W skrajnym przęśle wschodnim było 5 krokwi, wraz z krokwią wiązara pełnego, w miejscu występujących 4 krokwi okrągłych. Miały one, poza trzema przypadkami, łączenia nad

płatwiami. Krokwie mocowane były do płatwi i murłat za pomocą jednego gwoździa o średnicy 8 mm. Ich stan techniczny był bardzo zły a nawet awaryjny. Przyczyną takiego stanu był fakt wykonania ich z surowca o bardzo niskiej jakości, okrągłego, o zbyt małych przekrojach w stosunku do występujących obciążeń, osłabionych licznymi pęknięciami podłużnymi, skręconych, z sękami itp. Dodatkowo ich stan pogarszały warunki w jakich konstrukcja funkcjonuje tj. duże wahania temperatury i wilgotności w cyklu dobowym i rocznym, narażenie na działanie szkodników drewna i korozję biologiczną. W związku z tym, oraz biorąc pod uwagę fakt, iż wszystkie krokwie to elementy niehistoryczne zdecydowano o ich wymianie na nowe o przekroju prostokątnym i wymiarach spełniających aktualne wymagania dotyczące obciążeń i nośności.

Płatwie mają przekrój prostokątny o różnej szerokości z zakresu od 100 do 140 mm i zróżnicowanej wysokości od 135 do 180 mm (rys. 6b). Wykonane są jako jednoprzęsłowe, łączone między sobą za pośrednictwem jednej lub dwóch stalowych klamr hakowych, wykonanych głównie ze stalowych płaskowników zakutych w szpic na końcach. Styki płatwi charakteryzują się występowaniem szczelin, o szerokości od kilku do kilkunastu milimetrów, co zapewne jest wynikiem błędów montażowych oraz rozluźnienia konstrukcji podczas wieloletniej pracy w skrajnych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych. Płatwie posiadają łączenia pionowe do słupów, również wykonane ze stalowych płaskowników, z tym, że w 4 przypadkach słupy nie posiadają w ogóle zakotwień. W każdym z węzłów klamry mocują płatew do słupów tylko z jednej strony. W trakcie rozeznania konserwatorskiego większość płatwi została zidentyfikowana jako historyczna lub prawdopodobnie historyczna. Z 18 elementów występujących w baraku tylko 4 były z pewnością wtórne. Płatwie określono jako znajdujące się w zadawalającym stanie technicznym ale z dyskwalifikującymi je, jako elementy nośne, ugięciami i skręceniami na długości.

Słupy wewnętrzne mają wysokość wynoszącą od 3,9 do 4,0 m, a słupy przyścienne, spoczywające na belkach tramowych, około 1,45 m. Słupy cechują się przekrojem prostokątnym lub prostokątnym z oblinami. Przekroje słupów można wpisać w prostokąty o wymiarach od 100×160 mm do 110×170 mm. W dwóch przypadkach występowały słupy o przekroju okrągłym, zwężającym się ku górze, o średnicach 160 mm dołem i 140 mm górą lub 125 mm dołem i 105 mm górą. Słupy, poza przyściennymi, zostały posadowione na betonowych stopach i zamontowane przy pomocy stalowych płaskowników (rys. 6c) i prętów hakowych. Słupy skrajne, przyścienne były posadowione na belkach tramowych i zamocowano je do nich kotwami z płaskownika. Słupy to głównie elementy historyczne. Z 20 słupów występujących w obiekcie 14 jest historycznych i jeden prawdopodobnie historyczny. Ich stan określono jako zadawalający ale wymagający podjęcia licznych zabiegów konserwatorskich i lokalnych prac remontowo-budowalnych. Słupy posiadają bowiem liczne spękania podłużne powstałe w wyniku kilkudziesięciu lat eksploatacji w warunkach zmiennej wilgotności i temperatury, dodatkowo mają nieodpowiednie, zbyt małe przekroje w stosunku do występujących obciążeń.

Kleszcze górne i dolne cechują się przekrojem przeważnie prostokątnym o bardzo różnorodnych wymiarach. Zamontowano je do słupów za pomocą różnego typu gwoździ. Część połączeń krokwi z kleszczami została wykonana wadliwie z powodu zbyt krótkich kleszczy lub braku wypełnienia szczelin, pomiędzy kleszczami a krokwiami, drewnianymi podkładkami (rys. 6d). Stan techniczny kleszczy został określony jako zły. Ze względu na ich wiodącą rolę w pracy układu statycznego zaproponowano szereg zabiegów naprawczych dotyczących kleszczy. Według rozeznania konserwatorskiego większość kleszczy jest historyczna. Z czasów funkcjonowania obozu pochodzi 11 z 18 kleszczy górnych oraz 20 z 29 kleszczy dolnych.

Miecze, podobnie jak kleszcze, mają przeważnie przekroje prostokątne o bardzo zróżnicowanych wymiarach. Występuje niewielka liczba mieczy o nieregularnych przekrojach, wykonanych z nieobrobionej tarcicy. W większości ich połączenia z słupami i płatwiami nie pracują właściwie z uwagi na rozluźnienie połączeń i ich niewłaściwe skonstruowanie. Ponadto elementy te wykazują liczne uszkodzenia korozyjne i mechaniczne, dodatkowo często są popodcinane, co jednoznacznie wskazuje, iż wykonano je z materiału rozbiórkowego. Są to głownie elementy historyczne – z 36 mieczy zachowanych w baraku tylko 2 to elementy wtórne.

Murłaty zastane w baraku przed konserwacją miały głównie przekrój kwadratowy o długości boku 100 mm i były złożone z odcinków o różnej długości. Murłaty były w całości elementami niehistorycznymi. Ich stan techniczny był zróżnicowany, ale wykazywały szereg uszkodzeń natury mechanicznej i korozyjnej, ponadto występował brak ciągłości murłat na ich długości spowodowany brakiem połączeń ciesielskich lub mechanicznych na stykach elementów. Dlatego też niezbędna była ich wymiana na całej długości. Zastosowano elementy o przekroju 120×120 mm, łączone ze sobą na zamki ciesielskie i kotwione w konstrukcji murowej.

W baraku występują dwie belki tramowe (wiązarowe) zlokalizowane od wewnętrznej strony ścian szczytowych. Belka przy ścianie wschodniej ma przekrój około 180×210 mm i cechuje się występowaniem głębokich rozwarstwień. Jest to element historyczny pochodzący z czasów funkcjonowania obozu. Belka zachowana przy ścianie zachodniej miała przekrój około 160×180 mm i była elementem wprowadzonym już po wojnie podczas prac remontowych. W związku z tym, iż belka przy ścianie wschodniej została jednoznacznie zidentyfikowana jako element historyczny, wprowadzono stalowy ceownik, który przejął funkcję podparcia słupów i usztywnienia poprzecznego w poziomie murłat. Historyczna belka została natomiast poddana pracom konserwatorskim, a następnie wmontowana w ten element. Konieczne było jej wyfrezowanie pod miejsca łączeń stalowych elementów ceownika. Wykonano również, niezbędne dla stabilności konstrukcji, połączenia końcówek ceownika z drewnianymi murłatami.

4. Analiza postępowania z więźbą dachową

Przystępując do planowania remontu konstrukcji więźby założono pozostawienie wszystkich płatwi, słupów, jednej belki tramowej oraz mieczy i kleszczy. Są to bowiem elementy bezspornie historyczne ze śladami oryginalnych instalacji oraz nawarstwień, Płatwie oraz belki tramowe, po ponad 80 latach eksploatacji, wykazywały liczne odkształcenia, głównie skręcenia, oraz daleko posuniętą korozję biologiczną. Z kolei słupy były skorodowane i uszkodzone przez owady, głównie w rejonie przemurowań stóp. Ponadto daleko posuniętej korozji uległy stalowe kotwy łączące słupy z płatwiami. Ich usunięcie czy wymiana, w świetle założeń konserwatorskich, było niedopuszczalne. W związku z tym zaplanowano zabiegi konserwatorskie i remontowe, w zależności od stanu elementu, polegające na flekowaniu, przedłużaniu lub wymianie końcówek.

Pozostawienie historycznych elementów, bez istotnych ingerencji groziło destabilizacją konstrukcji. W związku z tym koniecznym było takie wzmocnienie konstrukcji więźby, aby zachować istniejące elementy przy jednoczesnym spełnieniu stanów granicznych konstrukcji. Opracowano trzy koncepcje postępowania, w celu wybrania najkorzystniejszej.

Pierwsza polegała na wprowadzeniu nowych drewnianych płatwi i słupów, przy jednoczesnym zachowaniu starych. Zakładano, że zostanie wykonany nowy rząd słupów, na których będą spoczywały nowe płatwie. Słupy miały być przesunięte w stosunku do obecnych osi podłużnych. Miałyby one być ustawione w przestrzeni, gdzie znajdują się prycze (rys. 2b), to jest między osiami B i C oraz C i D.

Druga koncepcja zakładała wprowadzenie nowych słupów w osi historycznych płatwi, pomiędzy oryginalnymi słupami, połączenie nowych słupów z nowymi płatwiami, które miały być mocowane do słupów mimośrodowo, za pomocą siodeł ciesielskich, bądź ustawione na ryglach poprzecznych, czyli łączących słup w osi B ze słupem w osi C. W koncepcji tej brano pod uwagę zastosowanie różnych wariantów materiałowych: nowe słupy i płatwie drewniane, słupy stalowe i płatwie drewniane oraz cała konstrukcja ze stali.

Trzecia koncepcja zakładała wprowadzenie w osiach B i D, pomiędzy historycznymi słupami, po 6 dodatkowych słupów. Odpowiednie słupy w osiach B i D miały być połączone ryglami tworząc rodzaj ram poprzecznych, dodatkowo usztywnionych poprzez zastosowanie stalowych kleszczy. Na każdym z sześciu rygli zaprojektowano po dwa wsporniki pionowe na których miały być oparte nowe płatwie. Założono, że cała opisana konstrukcja będzie wykonana z zabezpieczonej antykorozyjnie stali, scalonej kolorystycznie na brązowo (RAL 8019).

Po analizie opisanych tu rozwiązań zdecydowano się na zrealizowanie koncepcji trzeciej. Stwierdzono, że koncepcja ta w najmniejszym stopniu ingeruje w wygląd zabytku. Zastosowanie stali, do wykonania konstrukcji wzmacniającej, umożliwia użycie elementów o mniejszych przekrojach oraz przyjęcie większych rozpiętości, dzięki czemu uniknięto podpór w centralnej części baraku oraz ingerencji w prycze. Ponadto dzięki ustawieniu kleszczy i płatwi w istniejących osiach baraku zachowany zostanie pierwotnie występujący rytm, wynikający z podziału baraku na boksy. Oceniono, że dzięki tym zabiegom nowe elementy, mimo iż obce materiałowo, dobrze scalą się z historycznym wnętrzem. Zwymiarowanie stalowej konstrukcji wzmacniającej wykonała zewnętrzna firma projektowa [5].

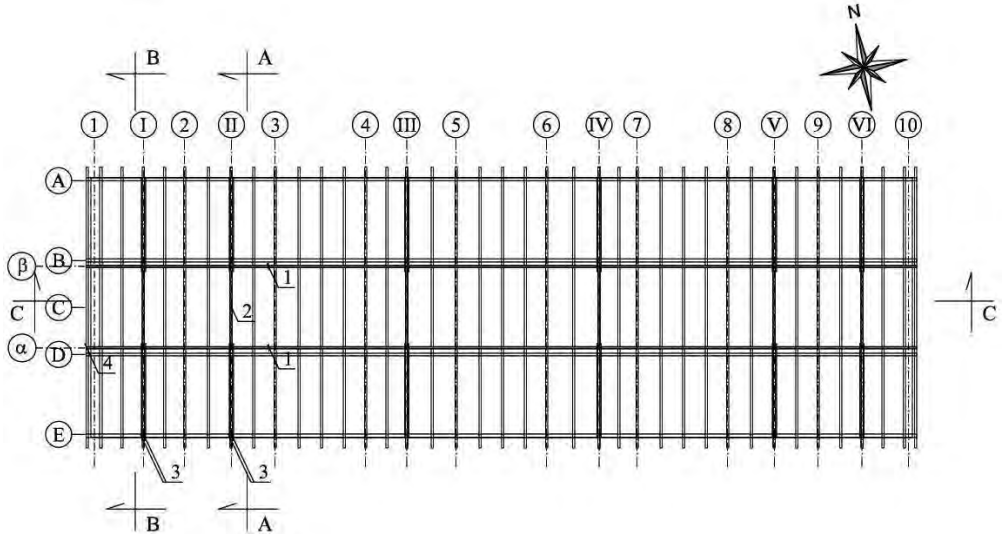
5. Rozwiązania przyjęte i zrealizowane

Stalowa konstrukcja wzmacniająca, wbudowana wewnątrz baraku, przejmuje obciążenie z krokwi i przekazuje je na grunt. Odciążone zostały zatem wszystkie historyczne elementy więźby: płatwie, słupy, belka tramowa oraz miecze i kleszcze. Dzięki temu wszystkie oryginalne elementy więźby pozostają w stanie nienaruszonym i obciążenie z połaci dachowej jest przekazywane na grunt bez ich udziału.

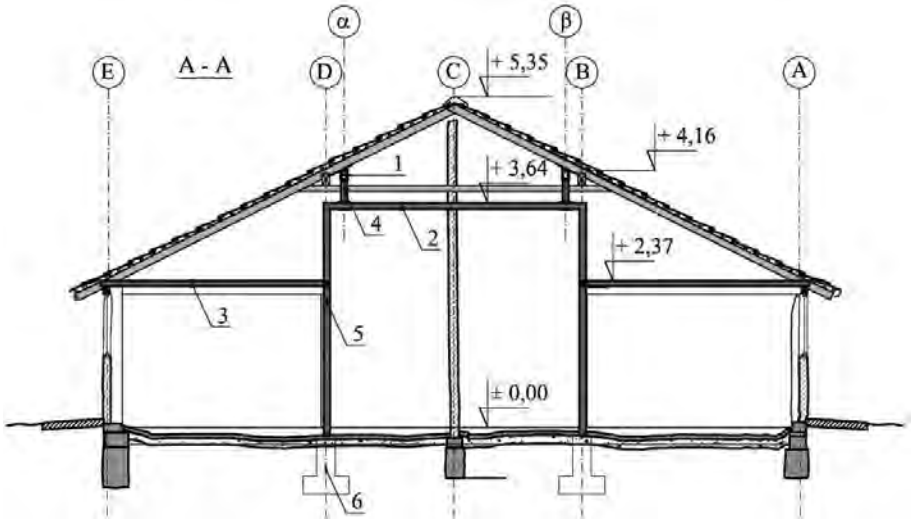
W skład konstrukcji wzmacniającej wchodzi sześć ram, wsporniki, płatwie oraz kleszcze. Ramy zostały zabudowane w osiach oznaczonych jako I, II, …, VI biegnących równolegle do krótszego boku baraku (rys. 7). Każdą ramę tworzą dwa słupy wysokości 3,64 m, spięte górą ryglem (rys. 8). Elementy te zostały wykonane ze stalowych profili zamkniętych o kwadratowym przekroju o długości boku 100 mm i grubości ścianki 8 mm (RK100×100×8). Połączenia między elementami ramy zostały wykonane za pomocą łączników wprowadzanych do profili. Słupy ram, ustawione w osiach B i D, zostały wbudowane między istniejącymi słupami drewnianymi. Do rygli ram, w odległości ok. 270 mm od osi B i D zamocowane zostały wsporniki pionowe wykonane z profili RK100×100×8, a do wsporników przymocowano płatwie, także wykonane z profili RK100×100×8. Płatwie te wyznaczyły nowe osie oznaczone jako α oraz β (rys. 8).

Połączenia wsporników z ramami oraz z płatwiami wykonano jako śrubowe. Do płatwi zamocowano krokwie. Stalowe ramy zostały zamocowane w nowo wykonanych żelbetowych stopach fundamentowych, znajdujących się poniżej poziomu historycznej posadzki. Fundament składa się z podstawy o kwadratowym rzucie o długości boku 0,75 m i wysokości 0,3 m oraz połączonego z nim monolitycznie słupa o przekroju 0,3×0,3 m, w którym utwierdzono słup ramy. Każda rama została rozbudowana o parę kleszczy wykonanych z profili 2 [80 i biegnących w poziomie +2,37 m. Kleszcze te z jednej strony zostały zamocowane do słupów, a z drugiej do krokwi i oparte na murłacie. W ten sposób, w osiach, w których występują ramy, wykształtowano dźwigary główne nowej konstrukcji wsporczej

i jednocześnie stężającej budynek w obu kierunkach, podłużnym i poprzecznym. Belki tramowe zostały wbudowane w profile walcowane (rys. 9, 10 i 11d). Wykonywanie wzmocnienia podzielono na dwa zasadnicze etapy.



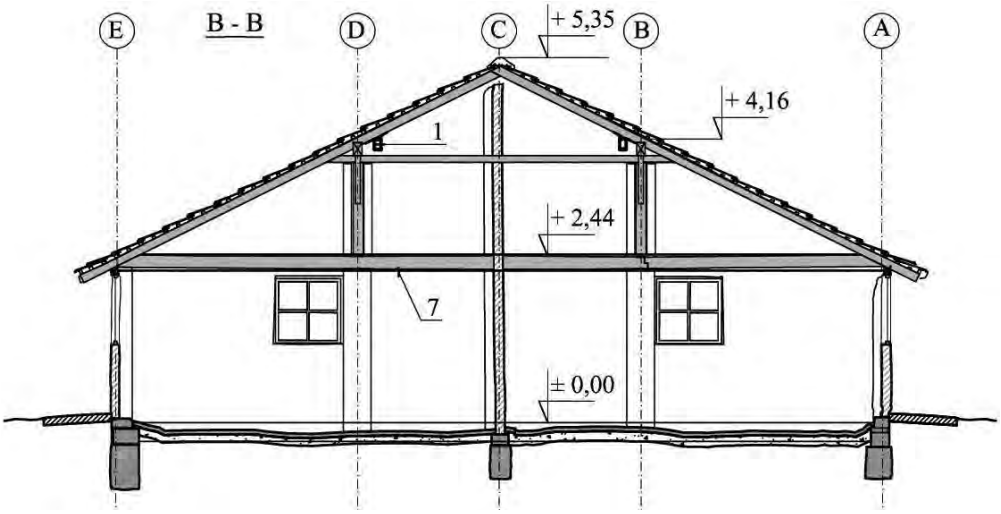
Rys. 7. Rzut więźby dachowej z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej: 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze.



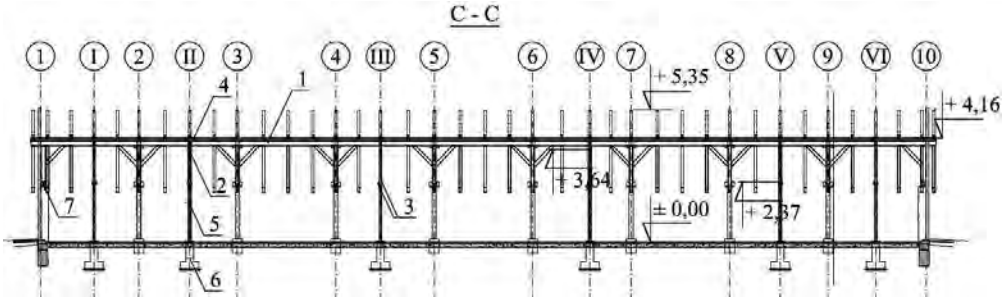
Rys. 8. Przekrój poprzeczny A–A z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze, 4 – wspornik, 5 – słup, 6 – żelbetowa stopa konstrukcji wzmacniającej.

Etap I to wykonanie stóp fundamentowych pod stalową konstrukcję wzmacniającą oraz montaż samej konstrukcji. W pierwszej kolejności wykonano pomiary i wytyczono miejsca posadowienia słupów w baraku. Z uwagi na to, iż nowa konstrukcja miała być wprowadzona do historycznego wnętrza należało na każdym etapie minimalizować ingerencję w historyczną substancję zabytku. Koniecznym było zawężenie pola roboczego i usunięcie jak najmniejszego fragmentu posadzki betonowej w miejscu

posadowienia każdego ze słupów. Wykopy pod fundament wykonywano od strony boksów prycz, gdzie w związku z remontem posadowienia ścianek działowych zdemontowano wcześniej posadzkę ceglaną. Pod każdy ze słupów wycięto fragment posadzki o wymiarach 200×200 mm oraz zdemontowano cegły na progach boksów. Na dnie wykopu wykonano podkład z chudego betonu, a na nim ustawiono szalunek i ułożono zbrojenie fundamentów. Następnie zabetonowano podstawę fundamentu. Kolejnym elementem prac było ustawienie na stopie stalowych słupów ramy i zabetonowanie fundamentu słupa. Etapowanie betonowania fundamentu umożliwiło zabetonowanie słupa stalowej ramy, bez elementów łączących tę ramę z fundamentem. Dzięki takiemu posadowieniu i wyrównaniu poziomu fundamentu z poziomem historycznej posadzki zyskano słup bez widocznego łączenia, co pozytywnie wpływa na odbiór tego elementu jako nowego, prostego w formie i nie zakłócającego historycznej przestrzeni baraku.



Rys. 9. Przekrój poprzeczny B–B z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 7 – profil obejmujący belkę tramową.



Rys. 10. Przekrój podłużny C–C z zaznaczeniem elementów stalowej konstrukcji wzmacniającej (położenie przekroju przedstawiono na rys. 7): 1 – płatew, 2 – rygiel, 3 – kleszcze, 4 – wspornik, 5– słup, 6 – żelbetowa stopa konstrukcji wzmacniającej, 7 – profil obejmujący belkę tramową.

Etap II rozpoczęto od przygotowania roboczego pomostu wiszącego, opartego na ryglach wzdłuż całego baraku. Następnie wykonano montaż stalowych kleszczy i połączono je z przynależnymi do nich krokwiami drewnianymi. W ryglach, wywiercono otwory i zamontowano na nich wsporniki. Płatwie stalowe najpierw ustawiono na wspornikach, skorygowano ich ustawienie, zdemontowano i wywiercono w nich otwory. Ponownie je

zamontowano i ostatecznie skręcono. Kolejno rozpoczęto montaż krokwi drewnianych do płatwi z użyciem stalowych łączników.

Wybrane elementy stalowej konstrukcji wzmacniającej, wbudowanej w barak, przedstawiono na fotografiach zamieszczonych na rys. 11.



Rys. 11. Elementy konstrukcji wzmacniającej wbudowywane w konstrukcję baraku: a) widok ogólny wnętrza baraku podczas prac, po wbudowaniu stalowych ram, b) słupy i rygiel, c) wspornik i płatew, d) drewniana belka tramowa obudowana stalowym profilem walcowanym.

6. Podsumowanie

Będąca przedmiotem analizy drewniana więźba dachowa baraku o numerze B138, znajdującego się na terenie dawnego Obozu Koncentracyjnego Auschwitz II-Birkenau, ma znacznie historyczne jako oryginalny zachowany element. W przeszłości więźbę poddawano doraźnym remontom, czego skutkiem była wymiana lub delokalizacja części jej historycznych elementów. Z uwagi na to, że obiekt nie był wpisany do rejestru zabytków ówczesna dokumentacja nie była prowadzona zgodnie ze standardami dokumentacji konserwatorskiej. Prace remontowe w barakach nie były szczegółowo dokumentowane. Mimo prowadzenia tych doraźnych remontów, eksploatowana przez 80 lat drewniana więźba znajdowała się w złym stanie technicznym i wymagała kompleksowego remontu.

Projektując remont założono, zgodnie ze standardami prac konserwatorskich prowadzonych w Muzeum, że priorytetem jest zachowanie i ochrona elementów oryginalnych, pochodzących z okresu funkcjonowania Obozu. Z drugiej strony wszystkie elementy więźby wymagały napraw. Jednocześnie nawet po przeprowadzeniu napraw elementy więźby w oryginalnym układzie nie cechowałyby się wystarczającą nośnością, aby mogły dalej tworzyć konstrukcję przenoszącą obciążenia.

Wobec powyższego przyjęto rozwiązanie polegające na wbudowaniu w barak stalowej konstrukcji wzmacniającej. Konstrukcja ta przejęła obciążenia przekazywane z połaci dachowej i przekazała na gruntu. Ponadto w istniejącej konstrukcji zidentyfikowano

historyczne elementy pochodzące z okresu funkcjonowania obozu. Elementy te poddano naprawom i konserwacji, a następnie wbudowano z powrotem w pierwotne miejsca.

Przeprowadzony w ten sposób remont w najmniejszym stopniu ingeruje w wygląd baraku przy znacznej poprawie funkcji technicznych parametrów nośności więźby. Zastosowanie stali do wykonania konstrukcji wzmacniającej, umożliwiło użycie elementów o mniejszych przekrojach oraz przyjęcie większych rozpiętości, dzięki czemu uniknięto podpór w centralnej części baraku.

Projektując stalowe słupy, kleszcze i płatwie ustawiono je w istniejących osiach baraku tak aby zachowany został pierwotnie występujący rytm, wynikający z podziału baraku na boksy i by uniknąć znacznej ingerencji w substancję i układ prycz.

Dzięki tym zabiegom nowe elementy, mimo iż obce materiałowo, dobrze scaliły się z historycznym wnętrzem. Opisane postępowanie z oryginalnymi elementami drewnianej więźby dachowej pozwala na zachowanie murowanego baraku mieszkalnego B138 dawnego niemieckiego nazistowskiego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz – Birkenau zgodnie ze współcześnie stosowanymi w Muzeum standardami ochrony konserwatorskiej.

Literatura

1. Michalak W.: Oświęcim: hitlerowski obóz masowej zagłady. Warszawa: Wydawnictwo Interpress. Rada Ochrony Pomników Walki i Męczeństwa, 1977.
2. Gromysz K., Szoblik Ł, Cyrulik E., Tanistra-Różanowska A., Drabczyk Z, Jancia S.: Analiza sposobu stabilizacji ścian szczytowych baraku mieszkalnego położonego na terenie dawnego KL Auschwitz II-Birkenau, w Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. Monografia. Red. M. Kaszyńska., Szczecin: Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, 2019, s. 319–322.
3. Szoblik Ł, Drabczyk Z., Czechowska E, Tanistra-Różanowska A., Gromysz K.: Analiza uszkodzeń ścian mieszkalnego baraku murowanego o nr inw. B136 na terenie byłego KL Auschwitz II-Birkenau, w Księga Jubileuszowa z okazji 90-lecia prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego, Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2023, s. 185–195.
4. Gromysz K., Szoblik Ł.: Analiza możliwości rektyfikacji ściany historycznego baraku murowanego B-138 znajdującego się na terenie byłego obozu KL Auschwitz-Birkenau, Inżynieria i Budownictwo, nr 9–10, s. 516–521, 2023, doi: 10.5604/01.3001.0053.8878.
5. Sp. z o.o EMGIEprojekt, „Projekt wykonawczy konserwacji i remontu budowalnego zabytkowego baraku murowanego o nr. inw B138 (barak mieszkalny), usytuowanego na odcinku BI dawnego KL Auschwitz II-Birkenau na terenie Państwowego Muzeum Auschwitz-Birkenau w Oświęcimiu. Projekt architektoniczno-budowlany, Część A2: Konstrukcja, Zeszyt KD: rozwiązania dotyczące konstrukcji drewnianych.” Kielce, 2017.

Structural protection of historical elements of the wooden roof truss of the historical barrack B138 of the former concentration and extermination camp Auschwitz II-Birkenau

Key words: historical site, Auschwitz II-Birkenau, wooden roof trusses, conservation of truss elements, reinforcing the structure

Stan przedawaryjny zabytkowej więźby wieszarowej kościoła z XIX wieku

ELŻBIETA HABIERA-WAŚNIEWSKA[1*], JAN KOZICKI [2]
[1] Politechnika Łódzka, Katedra Fizyki Materiałów Budowlanych i Budownictwa Zrównoważonego
[2] Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Streszczenie: W pracy przedstawiono stan techniczny zabytkowej więźby dachowej kościoła, który zbudowano w XIX wieku w centralnej Polsce. Omawiana więźba to ustrój płatwiowy wieszarowy, jednowieszakowy, oparty na ścianach murowanych, a jej stan techniczny jest mocno zróżnicowany. Na poddaszu wyróżnić można zarówno elementy i połączenia, które wymagają natychmiastowego wzmocnienia, jak i elementy w stanie dobrym i bardzo dobrym. Opracowanie zawiera opis budynku, opis konstrukcji więźby oraz stropu poddasza, zarys głównych uszkodzeń elementów drewnianych i ich połączeń oraz propozycje niezbędnych napraw i wzmocnień. Analiza stanu wytężenia konstrukcji wykonana została na podstawie zapisów norm PN-EN z uwzględnieniem redukcji przekroju elementów ze względu na występującą w nich korozję i/lub rysy skurczowe.

Słowa kluczowe: konstrukcje drewniane, konstrukcje wieszarowe, eksploatacja i utrzymanie budynków zabytkowych, wzmacnianie konstrukcji

1. Wprowadzenie

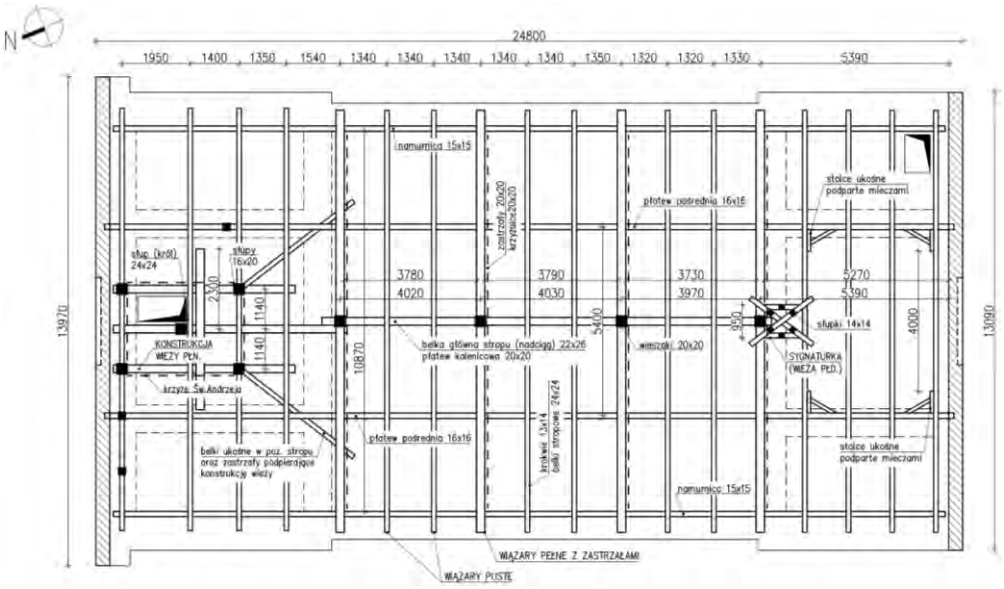
Zabytkowe obiekty sakralne mają w Polsce bogatą tradycję i są przedmiotem wielu badań historycznych i konserwatorskich. Aby kolejne pokolenia mogły doceniać ich wartość, uszkodzeniu nie może ulec ich konstrukcja. Jeśli uwzględnimy wieloletnią eksploatację, wpływ warunków atmosferycznych (temperatury i wilgoci), a niejednokrotnie również błędy w wykonawstwie [1, 2] oraz braki konserwacji i dociążanie konstrukcji, to okaże się, że stan techniczny wielu zabytków jest zły. W przypadku konstrukcji drewnianych należy również pamiętać, że drewno jest materiałem anizotropowym, niejednorodnym (o różnorodnej strukturze) i bardzo wrażliwym na wilgoć, przez co jego właściwości mechaniczne zmieniają się wraz ze zmianą warunków cieplno-wilgotnościowych w jakich pracują. Do tego dochodzą jeszcze reologiczne własności drewna, których przebieg uzależniony jest nie tylko od wilgotności i temperatury drewna i otoczenia oraz charakteru przychodzącego na konstrukcję obciążenia, ale również od kondycji elementów konstrukcyjnych. W budynku, w którym elementy drewniane są nadmiernie zawilgocone, przesuszone lub zostaną porażone przez mikroorganizmy, a korozja biologiczna nie zostanie zahamowana, wytężenie elementów nośnych będzie rosło, a deformacja konstrukcji będzie postępować, aż uniemożliwi to dalszą eksploatację. Przykładem obiektu, w którym do dalszego użytkowania niezbędne są prace naprawcze i wzmocnienia jest kościół zbudowany w pierwszej połowie XIX wieku w centralnej Polsce.

*Autor do korespondencji: *elzbieta.habiera@p.lodz.pl*

2. Opis konstrukcji kościoła

Obiekty sakralne o układzie jednonawowym często budowane były w Polsce jako drewniane lub miały kamienne lub ceglane ściany i fundamenty oraz drewnianą więźbę dachową [3]. W trend ten wpisuje się przedmiotowy kościół, który zbudowano w latach 1829–1830, a po pożarze w 1875r. odnowiono. Obiekt jest jednonawowy, wzniesiony na planie prostokąta o wymiarach ~24,8×13,1 m. Do usytuowanego od strony południowej prezbiterium z obu stron przylegają zakrystie, zaś od strony północnej usytuowana jest w budynku trójdzielna kruchta wejściowa (z przedsionkami bocznymi). W przedsionku zachodnim usytuowana jest klatka schodowa prowadząca na chór, zaś w przedsionku wschodnim znajduje się wejście boczne do kościoła. Nawa główna ma wymiary ~12,2×10,9 m. Budynek nakryty jest dachem dwuspadowym o kącie pochylenia ~25°, z warstwą wierzchnią wykonaną z blachy. Od strony północnej, tuż za elewacją frontową, usytuowana jest wieża o podstawie kwadratowej z ośmiobocznym hełmem gruszkowym i zwieńczona cebulastym hełmem z kulą i krzyżem. Od strony południowej, w rejonie nad łukiem tęczowym usytuowana jest sygnaturka na planie sześciokąta, zwieńczona metalowym, cebulastym hełmem, również z kulą i krzyżem.

Ściany kościoła wymurowane są z cegły ceramicznej i otynkowane. Strop znajduje się na wysokości 7,7m i jest to strop na belkach drewnianych z podsufitką z desek. Można wyróżnić trzy strefy różniące się sposobem oparcia belek stropowych: strefę nad kruchtą wejściową (podcień), strefę nad nawą główną kościoła oraz strop nad prezbiterium.

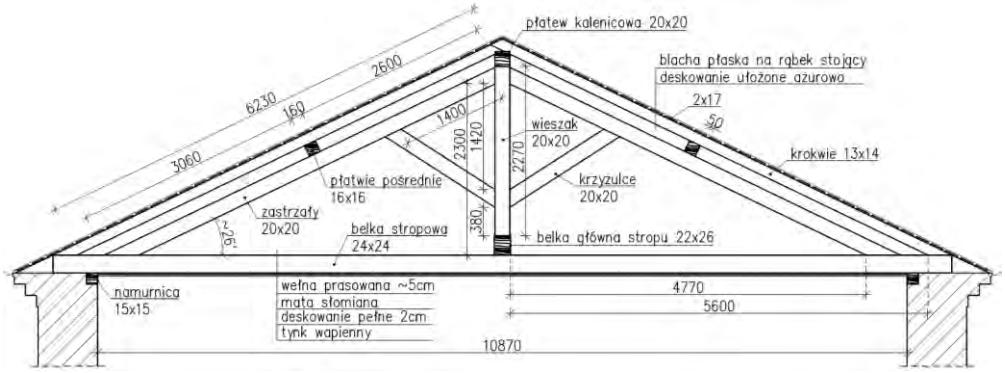


Rys. 1. Rzut konstrukcji dachu.

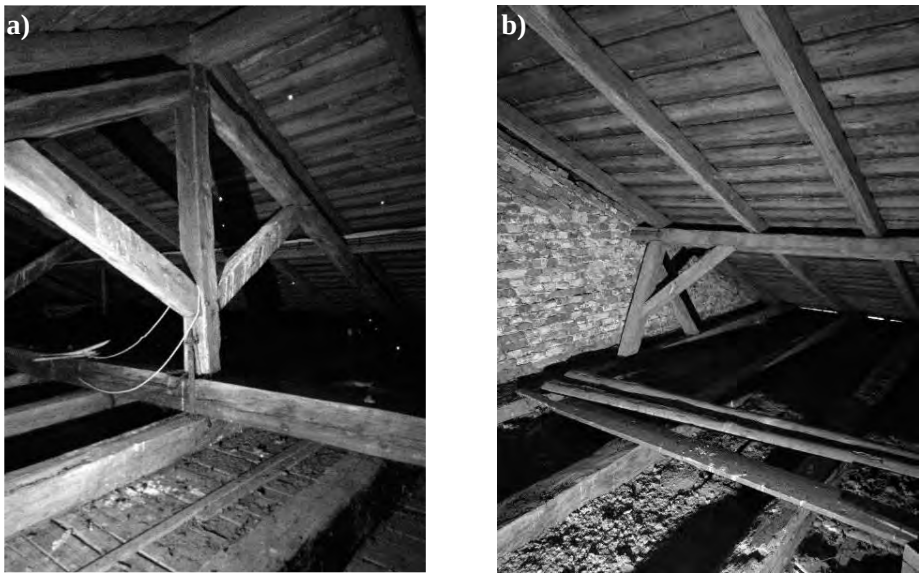
Więźba dachowa to konstrukcja płatwiowa wieszarowa, jednowieszakowa [4] z zastrzałami, płatwią kalenicową i płatwiami pośrednimi, które w części nad prezbiterium podparte są dodatkowo kozłami. Konstrukcje wieży i sygnaturki są drewniane, słupowe z zastrzałami. Rzut konstrukcji dachu został pokazany na rys. 1, zaś schemat więźby oraz przekroje poszczególnych elementów pokazane zostały na rys. 2.

Głównymi elementami konstrukcji dachu kościoła są jednowieszakowe wieszary, oparte na podłużnych ścianach kościoła. Wiązary mają rozpiętość ~11 m i są usytuowane co ~4 m. W każdym z nich wieszak o przekroju 20×20 cm uchwycony jest górą przez ukośne zastrzały

o przekroju 20×20 cm i wiązar spięty jest dołem belkami stropowymi (ściągami) o przekroju 24×24 cm. W odległości około 1/4 rozpiętości, zastrzały podparte są ukośnymi krzyżulcami o przekroju 20×20 cm (rys. 3a). Krzyżulce łączone są z wieszakiem na wpust i drewniane kołki. Krokwie dachowe o przekroju 13×14 cm rozstawione są co ~1,3 m i oparte są na płatwiach: kalenicowej (20×20 cm) oraz pośredniej (16×16 cm), która umieszczona jest na zastrzale wiązara. Zaś w części południowo-zachodniej podporę pośrednią krokwi stanowi ścianka kozłowa (rys. 3b). Podporami zewnętrznymi płatwi są ściany szczytowe budynku.

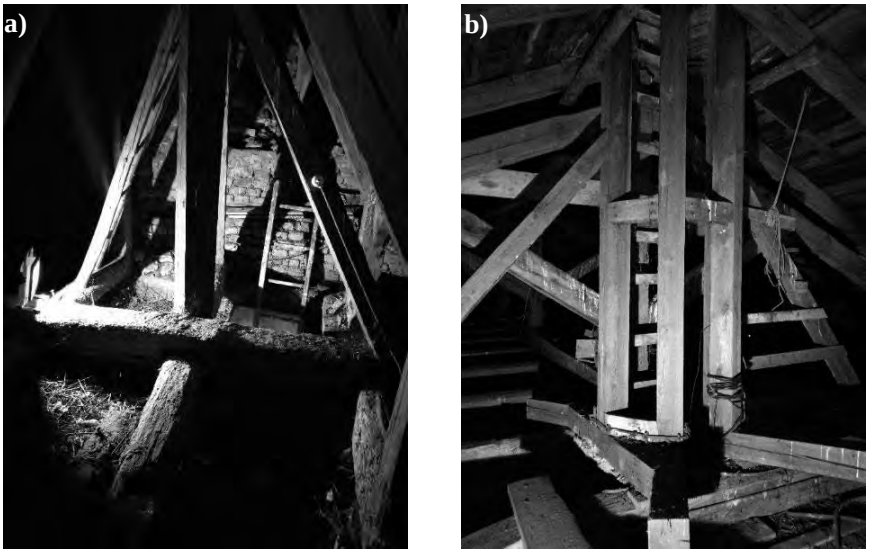


Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez poddasze – układ elementów wiązara pełnego.



Rys. 3. Konstrukcja więźby i stropu: a) nad nawą główną, b) nad prezbiterium

W strefie nad nawą główną do wieszaka za pomocą akcesorium stalowego podwieszony jest nadciąg o przekroju 22×26 cm. Do nadciągu, w polach między wiązarami, podwieszone są belki stropowe za pomocą śrub o średnicy 23 mm. W strefach nad kruchtą oraz nad prezbiterium belki stropowe oparte są na poprzecznych ścianach kruchty i zakrystii. Do belek zamocowana jest podsufitka z desek o grubości 22 mm, która od dołu jest wykończona tynkiem wapiennym na trzcinie, zaś od góry ułożono na niej ocieplenie z wełny prasowanej i mat słomianych o grubości około 5 cm.



Rys. 4. Wieże kościoła: a) główny słup wieży północnej, b) część dolna konstrukcji sygnaturki.

Podstawowym elementem konstrukcji wieży północnej jest król o przekroju 24×24 cm (rys. 4a) i cztery słupy narożne 16×20 cm stężone krzyżami św. Andrzeja. Słupy podpierane są ukośnymi zastrzałami, które oparte są na podwalinach leżących na belkach stropowych. Podesty oraz obudowa wieży wykonane są z desek. Konstrukcję wieżyczki południowej (sygnaturki), która ustawiona jest w osi łuku tęczowego, stanowią zaś cztery słupy 14×14 cm (rys. 4b). Również w tym przypadku słupy stoją na podwalinach i są podparte zastrzałami.

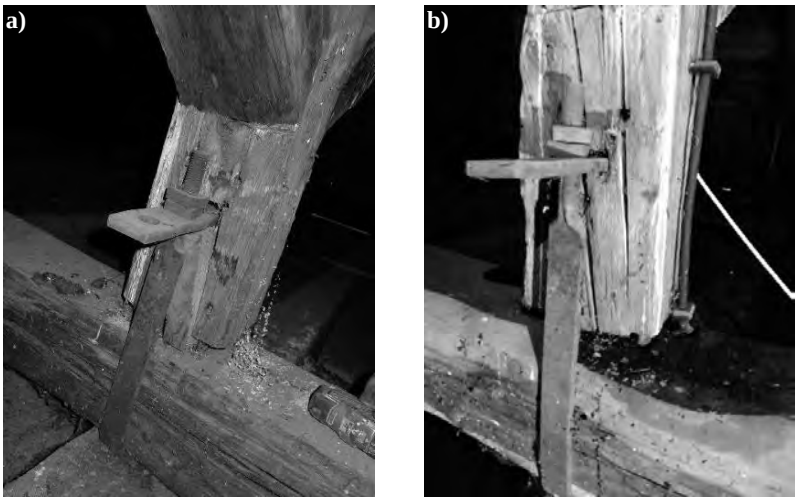
3. Stan techniczny więźby dachowej i stropu

Autorzy przeprowadzili wizje lokalne obiektu i na ich podstawie stwierdzili, iż stan techniczny konstrukcji więźby dachowej oraz stropu poddasza jest zróżnicowany. Można wyróżnić elementy oraz miejsca łączeń, które uległy tak znaczącej degradacji i poważnym zniszczeniom, iż wymagają natychmiastowej naprawy lub wzmocnienia, ale są też elementy w stanie dobrym lub bardzo dobrym, które nie potrzebują żadnych prac remontowych. Nie zauważono przy tym śladów świeżych przecieków przez dach oraz zawilgocenia elementów konstrukcyjnych.

Kluczowym punktem każdej konstrukcji wieszarowej dachu jest miejsce połączenia wieszaka z belką główną stropu. W tym wypadku nadciąg podwieszono za pomocą akcesorium stalowego, które składa się z płaskownika poziomego (przetyczki) oraz pionowych strzemion o przekroju 5,4×1,3 cm ze śrubą o średnicy 26 mm. Niestety usytuowanie przetyczki w odległości ~20 cm od końca słupka, przy jednoczesnych pęknięciach skurczowych, doprowadziło w jednym z wieszarów do wyłupania się części elementu (rys. 5a). W kolejnym zaś słupie zarysowania są tak duże, że trudno jest mówić o skutecznym zakotwieniu (rys. 5b). W efekcie połączenia przestały spełniać rolę wieszaków dla nadciągu w stopniu wymaganym.

Podczas oględzin stwierdzono wykonanie elementów drewnianych z dwóch gatunków drewna. Elementy sosnowe były wyraźnie w gorszym stanie i to na tych elementach można było zaobserwować ogniska korozji biologicznej. W zniszczonych przez owady belkach stropowych nad prezbiterium i pojedynczych egzemplarzach nad nawą główną, ubytek przekroju w obu kierunkach wynosił od 30 do 80 mm (rys. 6a). Dużo gorsza sytuacja

występowała w rejonie nad kruchtą, gdzie stopień degradacji przekroju elementów (belek stropowych, belek kształtujących wejście na poddasze, podwalin, dolnych części słupów i zastrzałów wieży głównej oraz belek i desek podestów tej wieży) był największy – miejscami nawet na głębokość powyżej 60 mm (rys. 6b). Natomiast w elementach, które wykonano z innego gatunku drewna (płatwiach, zastrzałach, krzyżulcach i wieszakach) nie zaobserwowano chodników owadzich, śladów mączki drzewnej, ani innych charakterystycznych oznak żerowania ksylofagów.



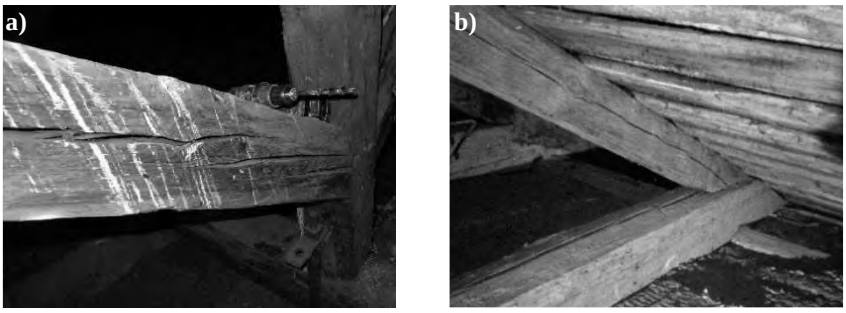
Rys. 5. Zniszczone połączenie wieszaka z nadciągiem: a) wyłupana część przekroju, b) spękanie dolnej części wieszaka.



Rys. 6. Przykłady elementów porażonych korozją biologiczną: a) belka stropowa nad prezbiterium, b) słup wieży głównej (obszar nad kruchtą).

W wielu elementach konstrukcyjnych wystąpiły pęknięcia skurczowe i/lub pęknięcia schnięcia (rys. 7). Sprawdzono zatem na wstępie, czy w miejscach osłabionych zachowano minimalne wymiary przekroju poprzecznego, zgodnie z [5]. Zweryfikowano również sumę szerokości pęknięć na podstawie [6] oraz głębokości pęknięć wedle [7]. Ponieważ wszystkie

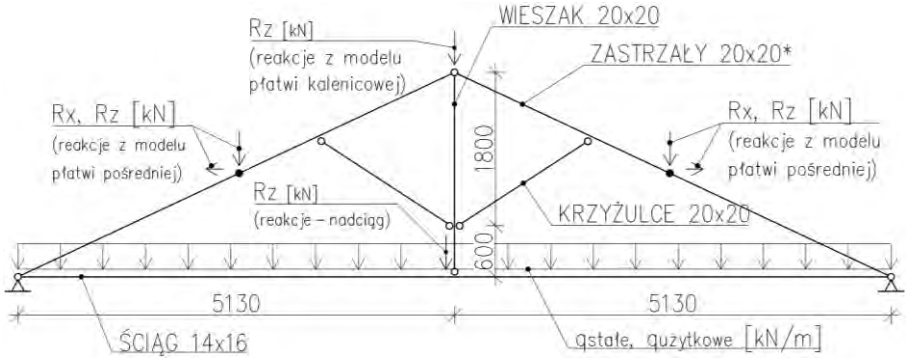
te warunki zostały spełnione, można było traktować występujące pęknięcia jako bezpieczne. Ich położenie względem kierunku obciążenia, szerokości oraz głębokości zostały wzięte pod uwagę w analizie pracy konstrukcji.



Rys. 7. Pęknięcia skurczowe elementów więźby i stropu.

4. Analiza obliczeniowa i wnioski z obliczeń

Analizę statyczno-wytrzymałościową wykonano na podstawie norm PN-EN, przyjmując współczynniki (w tym współczynnik modyfikujący efekt czasu trwania obciążenia i zmiany wilgotności materiału oraz współczynnik odkształceń) zgodnie z zaleceniami normy [8]. Poszczególne elementy więźby i stropu wyidealizowano jako elementy prętowe, podparte i połączone przegubowo oraz obciążono siłami od poszycia, śniegu, wiatru i obciążeń użytkowych. Sprawdzono warunki stanów granicznych nośności i użytkowalności dla odpowiednich kombinacji obciążeń. Przekroje elementów przyjęto, uwzględniając wszelkie osłabienia. W przypadku elementów, których nie dotknęła korozja biologiczna, ale pojawiły się w nich rysy skurczowe przyjęto redukcję pola przekroju, momentów bezwładności oraz wskaźników wytrzymałości, zgodnie z [6]. Ze względu na różną kondycję elementów przyjęto na inżynierskie wyczucie drewno klasy C18 i C22.



Rys. 8. Model obliczeniowy wiązara pełnego

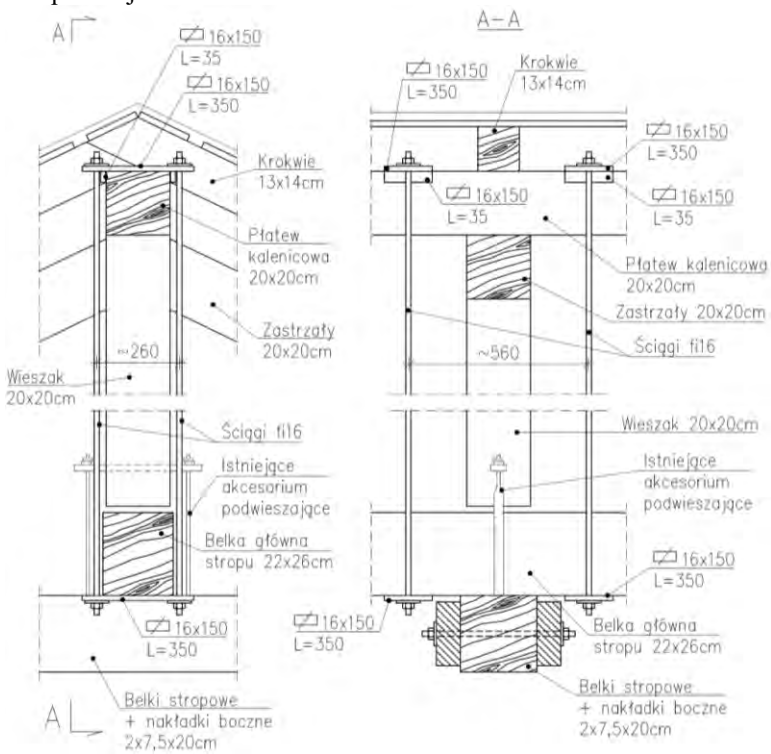
W obliczeniach krokwi i belek stropowych przyjęto model belki dwuprzęsłowej, zaś płatwie pośrednią i kalenicową oraz belkę główną stropu (nadciąg) zamodelowano jako belki trójprzęsłowe. Reakcje z tych obliczeń wykorzystano w obliczeniach pozostałych elementów wiązara pełnego (rys. 8). Stopień wykorzystania nośności przekroju oraz wyznaczone ugięcia poszczególnych elementów ujęto w tablicy 1. Aby wyniki te można było traktować nie tylko jakościowo, ale ilościowo, właściwości drewna należałoby określić w badaniach wytrzymałościowych.

Tablica 1. Stopień wykorzystania nośności przekroju i ugięcia elementów więźby i stropu.

Element	Początkowe wymiary przekroju	Redukcja przekroju	Stopień wykorzystania	
			SGN	SGU
Krokiew	13×14 cm	$0{,}96 \cdot W_y$	73%	15%
Płatew pośrednia	16×16 cm	nie	98%	93%
Płatew kalenicowa	20×20 cm	nie	22%	19%
Zastrzał	20×20 cm	$0{,}98 \cdot A_0$, $0{,}96 \cdot W_y$	94%	12%
Wieszak	20×20 cm	nie	22%	-
Krzyżulec	20×20 cm	nie	6%	-
Nadciąg	22×26 cm	18×20 cm	79%	86%
Belka stropowa	24×24 cm	14×16 cm	137%	106%

5. Wymagane prace naprawcze i wzmocnienia elementów

Warunkiem prowadzenia jakichkolwiek prac remontowych na poddaszu było niezwłoczne naprawienia połączenia pomiędzy wieszakiem, a nadciągiem. Zaprojektowano nowe akcesorium (rys. 9), które składa się z płaskowników górnego i dolnego o grubości 16 mm oraz dwóch ramion prętów o średnicy 16 mm, dwustronnie nagwintowanych. Akcesorium należało zabezpieczyć antykorozyjnie i umieścić bezpośrednio po obu stronach uszkodzonych wieszaków więźby. Zalecono również, aby podczas montażu nakrętki dokręcać ostrożnie i równomiernie z obu stron wiązara i w obu wieszakach, aby nadmiernie nie „unieść" stropu nad kościołem. Wzmocnienie zrealizowano bez zwłoki, dzięki czemu obiektu nie trzeba było wyłączyć z eksploatacji.



Rys. 9. Wzmocnienie wieszaka za pomocą stalowego akcesorium.

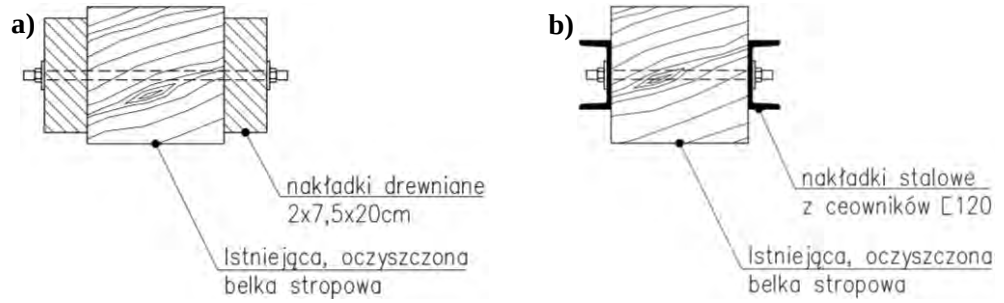
W kolejnym kroku (ze względów finansowych dopiero planowanym) należy zwiększyć nośność belek stropowych. Ponieważ belki były częściowo zakryte przez ułożone na podsufitce ocieplenie, najpierw należy je odsłonić i indywidulanie oszacować dokładny stan każdej z nich. W wytypowanych do wzmocnienia elementach nad nawą główną i nad prezbiterium, które porażone zostały przez drewnojady, należy oczyścić skorodowane części z powierzchni bocznych i górnej, zdezynfekować środkiem owadobójczym, a następnie zabezpieczyć je środkiem wielofunkcyjnym przed dalszą korozją i ogniem. Ponieważ niektóre preparaty przeznaczone do zabezpieczania drewna mogą przyspieszać procesy korozyjne elementów stalowych w nich osadzonych, należy również dodatkowo oczyścić i zabezpieczyć łączniki metalowe (śruby, nakrętki, akcesoria), mające kontakt z impregnowanym drewnem. Wówczas można zastosować obalowanie, czyli obustronne dodanie na całej długości belki drewnianych nakładek o przekroju 7,5×20 cm, mocowanych do belki śrubami M16 (rys. 10a). W odniesieniu do belek nad kruchtą, które były w dużo gorszym stanie, zdecydowano się zastosować wzmocnienie kształtownikami stalowymi. Przyjmując za Rudzińskim [9], że obciążenie równomiernie rozłożone na wzmocnionej belce rozkłada się proporcjonalnie do sztywności poszczególnych elementów, a ugięcia belki i zastosowanych kształtowników są takie same, wyznaczono naprężenia zginające w drewnie σ_d i w stali σ_s zgodnie z wzorami:

$$\sigma_d = \frac{1}{1+k} \cdot \frac{\mathrm{M}}{W_d} \quad (1)$$

$$\sigma_s = \frac{k}{1+k} \cdot \frac{M}{W_s} \quad (2)$$

gdzie: $k = \frac{E_S \cdot I_S}{E_d \cdot I_d}$ (3)

Ostatecznie zaproponowano nakładki stalowe z ceowników [120 ze stali S235, połączonych śrubami M12 (rys. 10b).



Rys. 10. Wzmocnienia belek stropowych: a) nad nawą i prezbiterium, b) nad kruchtą.

Należy jednak podkreślić, iż nie wszystkie belki stropowe w rejonie kruchty nadają się do wzmocnienia. Część z nich, czyli elementy uszkodzone powyżej 30% (łącznie z belkami kształtującymi wejście na poddasze i podwalinami wieży) należy wymienić. Aby było to możliwe, niezbędne jest wcześniejsze zabezpieczenie sąsiadujących węzłów konstrukcyjnych oraz konstrukcji wieży północnej. Zaplanowano zatem montażowe podparcie krokwi w tym rejonie, poprzez podbicie ich belkami opartymi na pionowych słupkach, które z kolei ustawić należy na murowanych ścianach kruchty. Możliwe będzie wówczas oparcie elementów konstrukcyjnych wieży na wzmocnionych krokwiach. Dopiero wtedy można przystąpić do oceny i wzmacniania lub wymiany belek stropowych. Jest to zadanie o tyle problematyczne, iż stan samej wieży również określono jako zły. Samoistnie nasuwało się rozwiązanie alternatywne, w którym wieża zostałaby rozebrana, jej uszkodzone elementy wymienione,

a następnie zmontowana ponownie. Ponieważ są to roboty dopiero planowane, wariant nie został jeszcze wybrany.

Pęknięcia skurczowe pozostałych elementów określono jako bezpieczne, zatem nie zaplanowano dodatkowych prac wzmacniających. Warto jednak pamiętać, aby po odsłonięciu pełnej wysokości belek ponownie oszacować stopień spękań w miejscach połączeń z krokwiami i zastrzałami, gdyż zbyt duży luz spowoduje zmniejszenie skuteczności złączy ciesielskich. Tym bardziej, iż są to złącza stopowe na czop policzkowy, bez dodatkowych nakładek, podbitki deskowej lub łączników i akcesoriów metalowych [10].

6. Podsumowanie

Przedstawiony przypadek kościoła pokazuje, że obiekty sakralne o konstrukcji drewnianej lub murowano-drewnianej mogą być użytkowane zdecydowanie dłużej niż przeciętny okres ich trwałości i projektowanej eksploatacji. Warunkiem jest zapewnienie we wnętrzu optymalnych warunków cieplno-wilgotnościowych, tak aby nie wystąpiły procesy korozji biologicznej oraz bieżąca kontrola i konserwacja stanu konstrukcji. W tym konkretnym obiekcie duża część elementów konstrukcyjnych dachu i stropu jest w stanie dobrym lub bardzo dobrym. Zniszczenia i ślady korozji biologicznej w elementach nad nawą główną i nad prezbiterium można wyeliminować, a elementy te wzmocnić. Jedynie w strefie nad kruchtą można mówić o zdecydowanej degradacji drewna. W rejonie tym zaplanowano częściową wymianę elementów konstrukcyjnych. Ponieważ brak jest widocznych świeżych śladów, tłumaczących wyraźnie strefowy charakter tych ubytków, przyczyn można szukać we wcześniejszych wydarzeniach. Można by przypuszczać, iż dawniej w tym rejonie występowały nieszczelności i dochodziło do przecieków na łączeniach poszycia dachu i wieży, a wymiana warstwy wierzchniej na blachę je wyeliminowała, przynosząc jednak zbyt hermetyczną osłonę poddasza. Obecnie brak jest zapachu stęchlizny, wykwitów i zawilgoceń elementów, ale warunki do rozwoju korozji biologicznej polepszyły się. Aby sytuacja nie pogarszała się, konieczne jest doprowadzenie zaleconych prac remontowych do końca oraz bieżąca, systematyczna kontrola stanu technicznego obiektu oraz warunków panujących na poddaszu.

Literatura

1. Błyszko J., Nowaczyk S.: Awaria dachu zabytkowego kościoła spowodowana błędami wykonawczymi. Awarie Budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje: XXV Konferencja Naukowo-Techniczna: Szczecin-Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 2011.
2. Brol J., Kubica J., Dawczyński Sz.: Stan przedawaryjny przekrycia dachowego z drewnianymi dźwigarami wieszarowymi zabudowanymi w hali z początku XX wieku. Awarie Budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje: XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna: Szczecin-Międzyzdroje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin, 2017.
3. Miedziałowski Cz., Malesza J., Szkobodziński M.: Interakcja konstrukcji więźby dachowej z układem ścian i przypór w zabytkowym obiekcie sakralnym. Wiadomości konserwatorskie, nr 45/2016.
4. Tajchman J.: Propozycja systematyki i uporządkowania terminologii ciesielskich konstrukcji dachowych występujących na terenie Polski od XIV do XX w., Monument. Studia i Materiały Krajowego Ośrodka Badań i Dokumentacji Zabytków, nr 2/2005.
5. PN-B-03150: 2000: Konstrukcje drewniane – Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Plessner H.: Przykłady uszkodzeń konstrukcji drewnianych. Materiały Budowlane, nr 5/2000.
7. Neuhaus H.: Budownictwo drewniane. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2008.
8. PN-EN 1995-1-1: 2010: Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.

9. Rudziński L.: Konstrukcje drewniane. Naprawy wzmocnienia, przykłady obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2010.
10. Wajdzik Cz., Dąbrowski J.: Tradycyjne więźby dachowe. Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, Wrocław

The pre-damaged state of the historic king post roof truss of the 19th century church

Key words: wooden structures, king post truss, maintenance of historic buildings, repair and strengthening

Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych

JERZY HOŁA, ANNA KAROLAK, PAWEŁ NIEWIADOMSKI*, ŁUKASZ SADOWSKI
Politechnika Wrocławska

Streszczenie: W pracy przedstawiono przypadek nieprawidłowego wykończenia kilkudziesięciu balkonów w dwóch nowych budynkach wielorodzinnych oddanych do użytku w standardzie deweloperskim, dokonanego dopiero na etapie użytkowania. Przedstawiono rozwiązanie niezgodne z zasadami wiedzy technicznej, wedug którego wykonawca dokonał wykończenia balkonów. Szczegółowo opisano skutki nieprawidłowego wykończenia zagrażające trwałości balkonów i bezpiecznemu ich użytkowaniu przez mieszkańców budynków. Zarekomendowano wykluczenie z praktyki budowlanej, jako niedopuszczalnej, sytuacji przekazywania nowych budynków do użytkowania bez wykończonych balkonów.

Słowa kluczowe: nowe budynki wielorodzinne, balkony, nieprawidłowe wykończenie, trwałość, bezpieczne użytkowanie

1. Wprowadzenie

Obecnie w budownictwie mieszkaniowym dominują balkony o konstrukcji wspornikowej płytowej. Elementy nośne tych balkonów to żelbetowe płyty prefabrykowane albo monolityczne oraz balustrady. Od balkonów oczekuje się gwarancji spełnienia wymagań podstawowych, określonych w ustawie Prawo budowlane, dotyczących przede wszystkim bezpieczeństwa konstrukcji, bezpieczeństwa użytkowania, bezpieczeństwa użytkowników, ale również trwałości rozumianej jako zdolność do pozostawania w stanie użytkowalności w założonym czasie eksloatacji. Spełnienie tych wymagań jest uzależnione m.in. od prawidłowego zaprojektowania, użycia do budowy właściwych i dobrej jakości materiałów budowlanych, prawidłowego wykonania nie tylko konstrukcji, ale i wykończenia. Niespełnienie któregokolwiek z tych wymagań rodzi różnego rodzaju problemy skutkujące uszkodzeniami [1, 2, 3, 4] wymagającymi napraw [5, 6].

Prawidłowe wykończenie balkonów ma bardzo duże znaczenie dla ich trwałości i bezpieczeństwa użytkowników. W jego zakres wchodzą przede wszystkim warstwa spadkowa, izolacja przeciwwodna i posadzka oraz obróbka styku balkonu ze ścianą zewnętrzną i obróbki odprowadzające wodę opadową na zewnątrz. Z tego względu, przed dopuszczeniem balkonów do użytkowania, bezwzględnie powinny zostać wykonane przynajmniej izolacja przeciwwodna na warstwie spadkowej i obróbki, w koordynacji czasowej z ociepleniem ścian zewnętrznych.

*Autor do korespondencji: *pawel.niewiadomski@pwr.edu.pl*

W nieodosobnionych przypadkach rzeczywistość jest jednak inna. W wielu budynkach wielorodzinnych przekazywanych do użytkowania w standardzie deweloperskim wykończenie balkonów pozostawia się właścicielom mieszkań. Wtedy z reguły w danym budynku balkony są wykańczane w różnym czasie i według różnych rozwiązań. Jak dowodzi praktyka budowlana, niektóre z tych rozwiązań są niezgodne nie tylko z zasadami wiedzy technicznej, ale i ze zdrowym rozsądkiem.

W pracy przedstawiono właśnie taki przypadek. Dotyczy on kilkudziesięciu balkonów wykonanych w dwóch nowych budynkach przekazanych do użytkowania w deweloperskim standardzie wykończenia. Balkony te, nie posiadające warstwy spadkowej i izolacji przeciwwodnej oraz obróbek, wykończono podczas użytkowaniania mieszkań, nieprawidłowo do tego stopnia, że stworzono poważne zagrożenie dla ich trwałości i bezpiecznego użytkowania.

2. Krótki opis balkonów i zaprojektowanego ich wykończenia

Przedmiotowe balkony, w liczbie 69, wykonane zostały w zespole dwóch nowych 5-cio kondygnacyjnych budynków mieszkalnych przekazanych do użytkowania w deweloperskim standardzie wykończenia. Balkony są wspornikowe, płytowe (rys. 1a). Płyty są żelbetowe, prefabrykowane typu Filigran, połączone konstrukcyjnie ze stropami budynków z użyciem łączników termoizolacyjnych ISOKORB. Natomiast balustrady mają konstrukcję stalową z wypełnieniem przezroczystym wykonanym ze szkła bezpiecznego (rys. 1b).

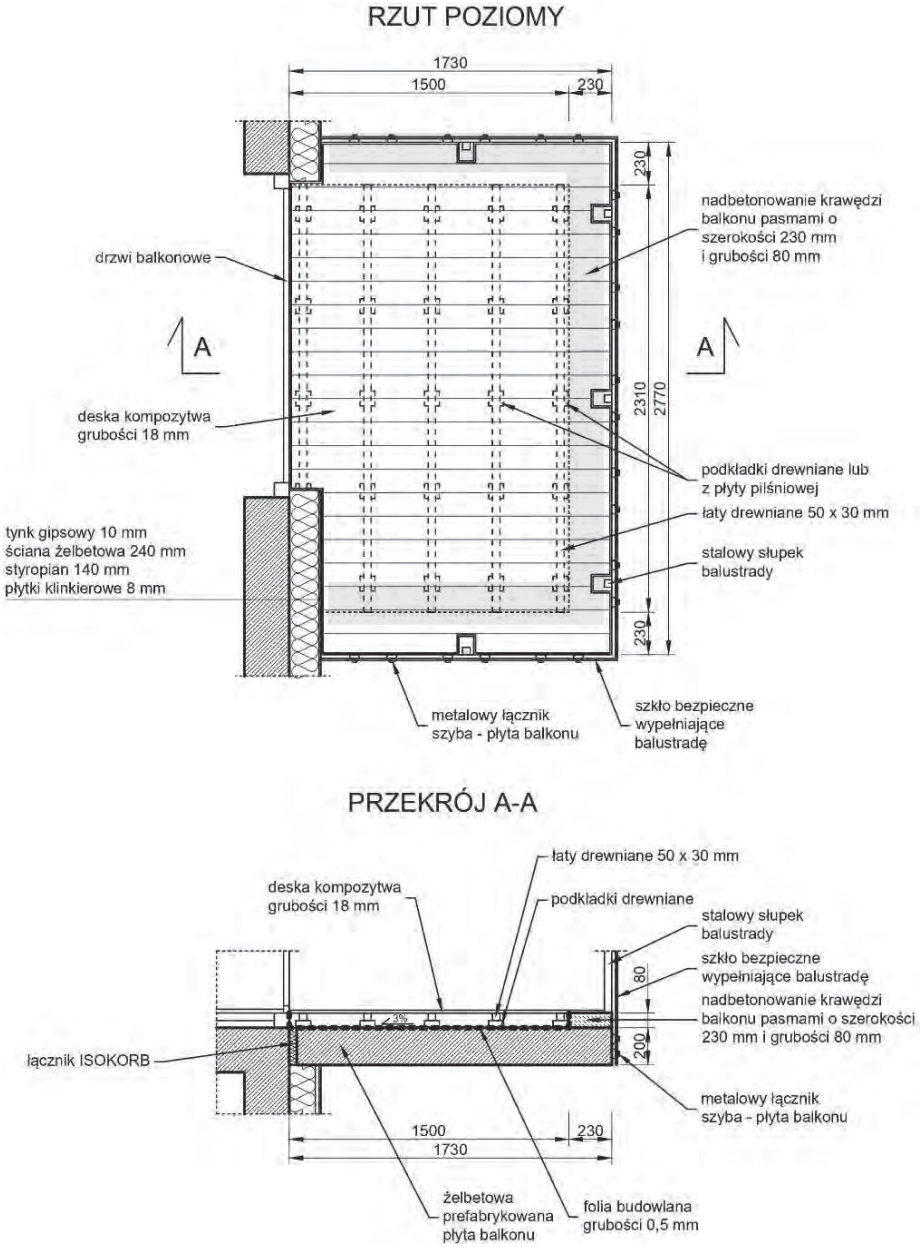


Rys. 1. Widok: a) fragmentu elewacji budynku z balkonami, b) balkonu od czoła.

W projekcie budowlanym budynku zaprojektowano następujący układ warstw wykończeniowych na balkonach: warstwę spadkową grubości minimum 40 mm z zaprawy cementowej o spadku 1% ułożonej na płycie żelbetowej, izolację wodochronną grubości 5 mm, deskowanie z desek kompozytowych ułożonych na legarach o łącznej grubości około 80 mm. Układ ten jest prawidłowy, za wyjątkiem za małego spadku warstwy spadkowej, który powinien wynosić minimum 1,5% [7].

3. Opis zrealizowanego sposobu wykończenia balkonów i jego negatywne skutki

Do wykończenia balkonów przystąpiono po upływie pewnego czasu od zasiedlenia budynków. Zlecającym roboty była wspólnota mieszkaniowa. Wykończenia wszystkich 69 balkonów dokonał ten sam wykonawca, który nie skorzystał z rozwiązania zawartego w projekcie budowlanym, tylko zaproponował własne rozwiązanie, którego szkic przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Rozwiązanie wg którego zrealizowano wykończenie balkonów (wymiary w mm).

Jak to wynika z rys. 2, oraz 3, płyty balkonowe nadbetonowano obwodowo wzdłuż trzech krawędzi pasmami o szerokości 230 mm i wysokości około 80 mm. Utworzono w ten sposób na każdym balkonie bezodpływową dla wody opadowej nieckę o głębokości równej grubości nadbetonowania (rys. 3a, b). Dno i ścianki niecki wyłożono wprawdzie folią budowlaną grubości około 0,5 mm, ale bez jej przyklejenia do betonu, bez wywinięcia na nadbetonowane pasma, bez wyprowadzenia na ścianę zewnętrzną i na ościeżnicę drzwi balkonowych (rys. 3b, c). W nieckach ułożono niezaimpregnowane łaty drewniane o różnej grubości, poziomując je podkładkami z kawałków drewna i płyty pilśniowej, a na łatach ułożono deski kompozytowe grubości 18 mm. Wysokość balustrady była zgodna z wymaganą i wynosiła 1100 mm, licząc od górnego poziomu nadbetonowanych pasm.



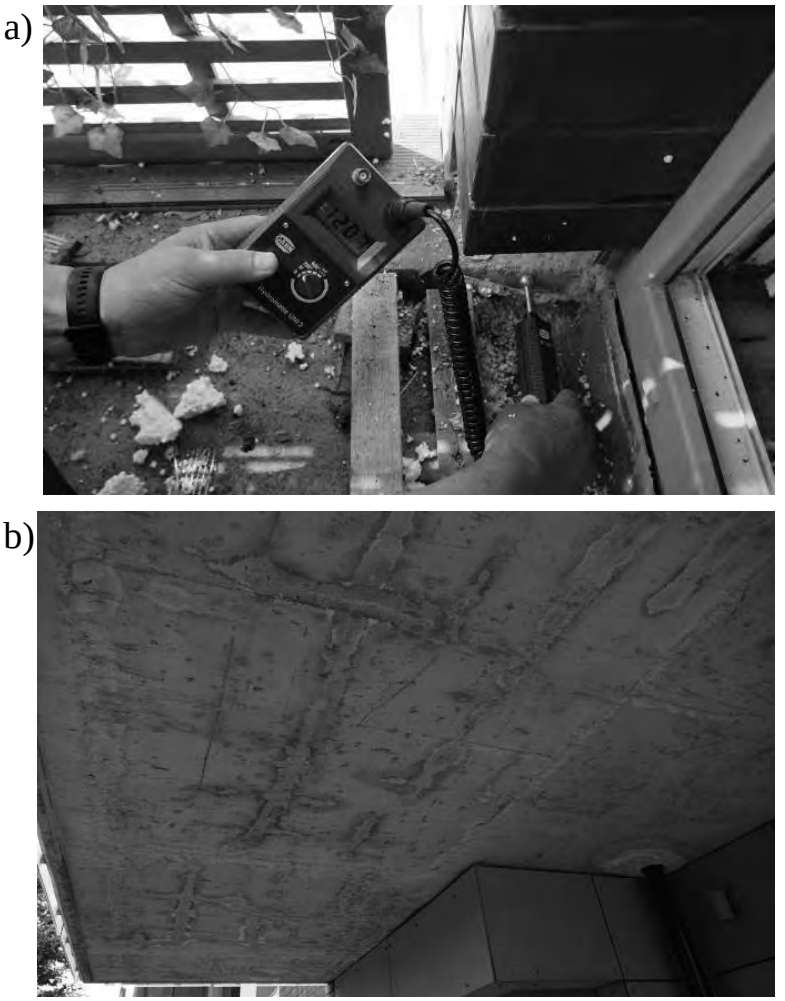
Rys. 3. Przykładowe widoki: a) bezodpływowej niecki utworzonej na balkonie pod deskowaniem i ułożonych w niecce łat drewnianych, b) styku wykończenia balkonu ze ścianą zewnętrzną, c) nieszczelnego styku foli z ościeżnicą drzwi balkonowych

Opisane wyżej rozwiązanie jest kompletnie niezgodne z zasadami wiedzy technicznej [7] i ze sztuką budowlaną. Przede wszystkim zamiast zapewnienia skutecznego odprowadzenia wody opadowej z balkonów na zewnątrz skutecznie zapewniono jej zmagazynowanie

w utworzonych bezodpływowych nieckach. Dlatego po upływie zalewdwie dwóch lat ujawniły się negatywne skutki tego rozwiązania.

I tak, woda wylewając się z przepełnionych niecek trwale zawilgociła beton w płytach balkonowych do poziomu ponad 6% przy dopuszczalnym poziomie wynoszącym 3%, ponadto przeciekając przez płyty pozostawiła na ich powierzchniach dolnych mokre rdzawo białe ślady świadczące o rozpoczęciu korozji stali zbrojeniowej i wypłukiwaniu węglanu wapnia. Spowodowała także powtarzające się co jakiś czas zalewanie ścian zewnętrznych na kondygnacjach niższych, w obrębie stref nadprożowych nad drzwiami balkonowymi i obok tych drzwi wodą przeciekającą przez nieszczelności na styku balkonów i ścian w miejscach łączników ISOKORB (rys. 4, 5). Ślady po zaciekach widoczne są również wewnątrz mieszkań (rys. 5c).

Długotrwałe zaleganie wody opadowej w nieckach przyczyniło się też do korozji biologicznej i rozpadu łat drewnianych (rys. 6), czego konsekwencją są deformacje podłogi i powstałe w niej przesunięcia w poziomie i pionie nawet o 25 mm sąsiadujących ze sobą desek kompozytowych (rys. 7). Stworzyło to sytuację wypadkogenną.



Rys. 4. Przykładowe widoki: a) badań wilgotności betonu w ścianie zewnętrznej metodą dielektryczną, b) śladów na dolnej powierzchni płyt balkonowych, po przeciekach wody.



Rys. 5. Ślady po przeciekach wody na ścianie zewnętrznej pod przeciekającym balkonem: a) strefa nadprożowa ściany, b) strefa przy drzwiach balkonowych z widokiem od zewnątrz c) strefa przy drzwiach balkonowych z widokiem od wewnątrz.



Rys. 6. Przykładowy widok skorodowanych biologicznie łat drewnianych na balkonie najwyższej kondygnacji budynku.



Rys. 7. Zdeformowanie deskowania z desek kompozytowych.

Podczas dokonywania oceny technicznej przedmiotowych balkonów autorów pracy nurtowało pytanie, dlaczego wykonawca zrealizował przedstawiony na rys. 2 własny sposób wykończenia balkonów. Odpowiedzi na to pytanie nie udało się uzyskać od wykonawcy. Wydaje się, że mógł się do tego przyczynić błąd popełniony na etapie budowy budynków polegający na zamówieniu i zamontowaniu balustrad o wysokości 1100 mm nie uwzględniającej koniecznych do wykonania warstw wykończeniowych o łącznej grubości 80 mm.

4. Zalecone środki zaradcze

W celu wyeliminowania istniejącego realnego zagrożenia trwałości i przywrócenia bezpieczenego użytkowania balkonów zalecono usunąć ze wszystkich nieprawidłowo wykończonych balkonów deskowanie z desek kompozytowych wraz z łatami drewnianymi oraz obwodowe nadbetonowanie płyt balkonowych i balustrady. W to miejsce zalecono wykonać nowy prawidłowy układ warstw zaprojektowany w projekcie budowlanym budynku, z dostosowaniem spadku warstwy spadkowej do wymaganego minimum wynoszącego 1,5% oraz niezbędne obróbki. W odniesieniu do balustrad zalecono zamontować te uprzednio zdemontowane, ale z wymienionymi słupkami na dłuższe, tak aby uzyskać wysokość balustrad wymaganą przepisami technicznymi.

5. Podsumowanie

Autorzy pracy są zdania, że w przekazywanych do użytkowania nowych budynkach mieszkalnych wykończonych w standardzie deweloperskim należy wykluczyć z praktyki budowlanej jako niedopuszczalną sytuację, żeby wykończenie balkonów pozostawiać właścicielom mieszkań. Balkony powinny posiadać bezwzględnie warstwę kształtującą wymagany przepisami technicznymi spadek oraz izolację przeciwwodną i obróbki, wykonane w koordynacji czasowej z ociepleniem ścian zewnętrznych budynku. Wykluczy to możliwość użytkowania balkonów niewykończonych. W dużej mierze wykluczy również przypadki dowolności stosowania rozwiązań niezgodnych z zasadami wiedzy technicznej i sztuką budowlaną, owocujących zagrożeniem trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu. Przypadek, gdzie do takich zagrożeń doszło, dotyczący dwóch nowych budynków wielorodzinnych z kilkudziesięcioma nieprawidłowo wykończonymi na etapie użytkowania balkonami, przedstawiono w niniejszej pracy.

Literatura

1. Piekarczyk A., Starosolski W.: Uszkodzenia balkonów spowodowane wpływami termicznymi, XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje 2007, s. 765–772.
2. Dębowski J., Radoń M.: Błędy projektowo-wykonawcze przyczyną uszkodzeń balkonów w budynkach systemowych, Czasopismo Techniczne nr 1/2011, s. 31–38.
3. Błaszczyński Z., Łowińska-Kluge A.: Trwałość balkonów i loggii – błędy projektowe i wykonawcze, Izolacje nr 7–8/2013.
4. Matysek, P., Koziński, K.: Przyczyny uszkodzeń balkonów i galerii wspornikowych –analiza przypadków w stanach zagrożenia bezpieczeństwa. Monografia Awarie Budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, Szczecin 2022.
5. Hoła J., Hoła B., Sawicki M., Drużyński P.: Remonty i modernizacje balkonów i loggii. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa. Warszawa 2006.
6. Rokiel M.: Sposoby naprawy uszkodzeń okapu na tarasach i balkonach, Izolacje 4/2020.
7. Francke B.: Izolacje wodochronne tarasów i balkonów. Projektowanie i wykonywanie. Poradnik. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012.

Improper finishing endangering the durability and safe use of balconies in new multi-family buildings

Key words: new multi-family buildings, balconies, improper finishing, durability, safe use

Obliczanie nośności ścinanych ścian murowanych wzmocnionych siatkami kompozytowymi

MARTA KAŁUŻA*
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie: Niezbrojone ściany murowane poddane ścinaniu szybko ulegają uszkodzeniom, co prowadzi do ich przedwczesnego zniszczenia. Sytuacja taka spowodowana jest najczęściej ruchami podłoża o charakterze statycznym lub dynamicznym. Uszkodzenia wynikające ze ścinania to głównie rysy ukośne i odseparowania fragmentów konstrukcji. W przypadku istniejących ścian efektywną metodą poprawy parametrów ścinania jest ich zewnętrzne zbrojenie. W licznych badaniach potwierdzono wysoką skuteczność takich działań, gdyż powodują one zwiększenie nośności i sztywności niezbrojonych murów oraz zapewnienie pseudo-ciągliwej pracy elementów po ich zarysowaniu. Układanie siatek niemetalicznych na zaprawie mineralnej uznane jest jako skuteczne działanie prewencyjne, zalecane przy występowaniu obciążeń powodujących ścinanie ścian. Problemem staje się jednak oszacowanie korzyści wynikających z ich zastosowania. W opracowaniu przedstawiono dostępną metodę obliczania (w ujęciu włoskim i amerykańskim) nośności na ścinanie muru wzmocnionego powierzchniowo, a następnie, na przykładzie, przeprowadzono dyskusję uzyskanych wyników.

Słowa kluczowe: ściany murowane, ścinanie, zewnętrzne zbrojenie, system TRM, procedura obliczeniowa, ukośne ściskanie, ściany z bloczków ABK

1. Wprowadzenie

Konstrukcje murowane, ze względu na swój ortotropowy charakter i niską ciągliwość, są bardzo wrażliwe na obciążenia działające w płaszczyznach ustrojów ściennych, powodujące ich ścinanie. Jednym z głównych czynników wywołujących naprężenia ścinające są ruchy podłoża, w tym nieregularne osiadania gruntu, skutkujące nierównomiernym osiadaniem konstrukcji bądź oddziaływania o charakterze statycznym lub dynamicznym, wynikające z eksploatacji górniczej. Także szybko rozwijający się transport publiczny i rozbudowa istniejącej infrastruktury podziemnej (tunelowanie, głębokie wykopy) prowadzi do powstawania dodatkowych dynamicznych oddziaływań, które są bardzo niebezpieczne dla konstrukcji murowych, zwłaszcza niezbrojonych.

Koncentracja tych negatywnych czynników – szczególnie w regionie śląskim – jest przyczyną narastających uszkodzeń w murowanych ścianach nośnych, zarówno w starych, jak i nowowznoszonych obiektach. Sytuacja taka wymaga dodatkowej interwencji, której celem powinno być znaczne ograniczenie uszkodzeń i podniesienie nośności na ścinanie, zwłaszcza niezbrojonych ścian.

*Autor do korespondencji: *marta.kaluza@polsl.pl*

2. Sposoby poprawy parametrów ścinania istniejących ścian

Do działań prowadzących do zwiększenia nośności na ścinanie i kontroli odkształcalności istniejących ścian murowanych zalicza się zastosowanie zewnętrznego zbrojenia. Skuteczność tej metody oceniana jest przede wszystkim na nowo murowanych modelach laboratoryjnych, stąd uznać należy, że jest to działanie o charakterze prewencyjnym, zapobiegające przedwczesnym i rozległym uszkodzeniom niezbrojonych ścian. Obecnie dostępnych jest wiele różnych typów zbrojenia, które przy prawidłowym ułożeniu i zapewnieniu współpracy z podłożem murowanym skutecznie podnoszą nośność na ścinanie i sztywność niezbrojonych murów, a także zapewniają ich pseudo-ciągliwą pracę i wysoki poziom rozproszenia energii, w przypadku obciążeń cyklicznych.

Technika zewnętrznego wzmacniania murów poprzez przyklejanie, przy użyciu żywic epoksydowych, laminatów kompozytowych z włókien węglowych i szklanych do ich powierzchni powszechnie nazywana jest systemem FRP (Fiber Reinforced Polymers). Pierwotnie rozwiązanie to było stosowane w konstrukcjach żelbetowych, ale z biegiem czasu zaczęto je stosować także w konstrukcjach murowych [1]. W literaturze znaleźć można wiele badań, które potwierdzają wysoką skuteczność wzmocnień laminatami FRP aplikowanych w układzie pasmowym – jednokierunkowo (pionowo lub poziomo), kratowo lub ukośnie (w kierunku głównych naprężeń rozciągających w ścinanej ścianie) [2–5]. Niestety, ten system wzmocnienia ma dwa istotne ograniczenia, wynikające z zastosowanej tu warstwy klejowej. Pierwsze z nich wynika z fizycznej niezgodności z podłożem murowym – stosowane żywice powodują znaczne pogorszenie parametrów fizycznych ścian murowanych, co częściowo eliminowane jest przez pasmowe ułożenie materiałów FRP. Drugie ograniczenie ma charakter mechaniczny i polega na przedwczesnym zniszczeniu wzmocnienia na skutek odklejenia się laminatu (zbyt sztywna warstwa klejowa). Częściową eliminację przedwczesnej delaminacji udało się uzyskać przez zastosowanie odkształcalnych polimerowych żywic, które zapewniły bardziej ciągliwe zachowanie się murów przy równoczesnym wzroście ich nośności [6].

Obecnie bardzo skutecznym sposobem zewnętrznego zbrojenia ścian murowanych, który eliminuje obydwa ograniczenia systemu FRP, jest zatapianie siatek lub tkanin kompozytowych (przede wszystkim z włókien szklanych) w matrycach mineralnych, układanych na całej powierzchni ściany. Technologia ta ma wiele nazw zwyczajowych, ale za najbardziej ogólną uznać należy określenie „system TRM" (Textile Reinforced Matrix). Wzmocnienie TRM jest w pełni kompatybilne, zarówno pod względem chemicznym, jak i mechanicznym, z podłożem murowanym, a zastosowanie odkształcalnych komponentów wzmacniających (zaprawy są często dodatkowo zbrojone włóknami) zapewnia wysoką ciągliwość konstrukcji po zarysowaniu i znaczny wzrost jej nośności na ścinanie. Najwięcej badań i analiz dotyczyło zastosowania siatek z włókien szklanych (powlekanych bądź niepowlekanych [7–9]) lub bazaltowych [10, 11] zatapianych w osnowie nieorganicznej – zaprawie cementowej lub wapiennej. Ostatnio próbuje się zastąpić włókna kompozytowe naturalnymi, przede wszystkim konopnymi, gdyż udowodniono, że wzmocnienia zawierające takie siatki są bardziej kompatybilne z podłożem murowym niż siatki szklane, zapobiegając przedwczesnemu odklejaniu się i miejscowym uszkodzeniom [12, 13].

Obydwie opisane techniki wzmocnienia są skuteczne, jednak – zdaniem autora – efektywniejsze i łatwiejsze do wykonania jest zbrojenie muru siatką na zaprawie mineralnej (system TRM). System FRP, mimo wysokiej skuteczności, ma bowiem istotną wadę polegającą na pogarszaniu właściwości fizycznych ściany murowanej.

Problemem staje się możliwość wiarygodnego oszacowania wpływu zastosowania systemu TRM na nośność na ścinanie wzmocnionych nim ścian. W literaturze dostępne są wytyczne do projektowania i wykonania wzmocnień powierzchniowych, ujmujące dwa

podejścia obliczeniowe – włoskie i amerykańskie. Poniżej przedstawiono założenia obydwu procedur obliczeniowych, a następnie, na przykładzie badań własnych, omówiono możliwości wykorzystania przedstawionej procedury.

3. Sposób obliczania nośności na ścinanie ścian wzmocnionych w systemie TRM

Opisane w literaturze badania wzmocnionych zewnętrznie ścian potwierdzają wysoką skuteczność powierzchniowego zbrojenia ścian murowanych poddanych ścinaniu, zarówno w aspekcie zwiększenia ich nośności, jak i poprawy, w sposób kontrolowany, odkształcalności. Dostępne wytyczne projektowania wzmocnień typu TRM wymagają niezależnego wyznaczenia nośności muru niezbrojonego (V_m) w funkcji sposobu jego zniszczenia oraz, dodatkowo, wpływu powierzchniowego wzmocnienia (V_f).

3.1. Wyznaczenie nośności na ścinanie niezbrojonych ścian murowanych

Obserwacja uszkodzeń, a także badania eksperymentalne wykazały, że elementy murowe obciążone w swojej płaszczyźnie mogą ulec zniszczeniu według trzech podstawowych schematów. Opis kryteriów zniszczenia, a zatem zachowania muru poddanego kombinacji naprężeń ścinających i ściskających opracowany został przez Manna i Müllera jako poszerzenie znanej koncepcji Coulomba-Mohra.

Pierwszy schemat zniszczenia elementów poddanych obciążeniu wzdłuż przekątnej polega na uszkodzeniu styku (ścięcie) między zaprawą i elementami murowymi. W zależności od obrazu zniszczenia wyróżniono tutaj dwa przypadki: 1) ścięcie następuje w jednej płaszczyźnie spoiny wspornej – zniszczenie na skutek poślizgu (*shear sliding failure* – V_{m1a}); 2) odspojenie w linii spoin pionowych i poślizg w spoinie wspornej w układzie schodkowym – zniszczenie na skutek kombinacji tarcia i poślizgu (*shear friction failure* – V_{m1b}). W obydwu przypadkach zniszczenie następuje przy przekroczeniu wytrzymałości muru na ścinanie równolegle do spoin wspornych i lokalne odspojenie, co związane jest z siłami przyczepności i tarciem między zaprawą i elementem murowym. Parametry wymagane w obliczeniach nośności muru to początkowa wytrzymałość muru na ścinanie (τ_0) wyznaczona przy zerowej sile ściskającej i współczynnik tarcia (μ_0). Wartości te można wyznaczyć w badaniu przecinania według normy PN-EN 1052-3 [14]. Nośność muru (V_{m1}), który ulega zniszczeniu poprzez poślizg w spoinie wspornej, wyznaczana jest z zależności (1):

$$V_{m1a} = \frac{\tau_0 \cdot L \cdot t}{1 - \mu_0 \cdot \tan\theta} \tag{1}$$

gdzie Θ to kąt między spoiną wsporną i główną przekątną, L to długość muru równoległa do siły ścinającej (do spoiny wspornej), t to grubość muru. W drugim przypadku, gdy zniszczenie przebiega w układzie schodkowym, nośność muru wyznaczana jest z wykorzystaniem zmodyfikowanej początkowej wytrzymałości na ścinanie (τ_{0m}) i zmodyfikowanego współczynnika tarcia (μ_{0m}), które uwzględniają wysokość (h) i długość (b) pojedynczego elementu murowego. Wielkości te są obliczane jako:

$$\tau_{0\mathrm{m}} = \frac{\tau_0}{1+1{,}5 \cdot \mu_0 \cdot \frac{h}{b}} \tag{2}$$

$$\mu_m = \frac{\mu_0}{1+1{,}5 \cdot \mu_0 \cdot \frac{h}{b}} \tag{3}$$

a nośność muru na ścinanie w tym przypadku wyznaczona jest z zależności (4),

$$V_{m1b} = \frac{\tau_{0m} \cdot L \cdot t}{1 - \mu_{0m} \cdot \tan\theta} \tag{4}$$

Kolejny sposób zniszczenia – ukośne rozciąganie (*diagonal tension failure* V_{m2}) – pojawia się w sytuacji, gdy główne naprężenie rozciągające powstałe w wyniku połączenia sił ścinających i ściskających przekraczają wytrzymałość muru na rozciąganie. Obserwowane są wtedy ukośne pęknięcia muru przebiegające przez elementy murowe i zaprawę. Parametrem niezbędnym do określenia nośności muru na skutek ukośnego rozciągania jest jego wytrzymałość na rozciąganie (f_t'). Z uwagi na brak szczegółowych wytycznych służących do wyznaczania tego parametru przyjmuje się, że wytrzymałość tę można obliczyć pośrednio, wykorzystując wytrzymałość muru na ściskanie (f_m'), z zależności (5)

$$f_t' = n \cdot \sqrt{f_m'} \tag{5}$$

w której, według informacji zawartych w literaturze [15], współczynnik n wynosi 0,50 dla murów z bloczków betonowych, bądź 0,67 dla murów z cegieł. Na tej podstawie wyznaczana jest, z zależności (6), nośność murów ulegających zniszczeniu przez ukośne rozciąganie,

$$\mathrm{V}_{m2} = 0{,}54 \cdot f_t' \cdot L \cdot t \cdot \frac{L}{H} \tag{6}$$

gdzie L i H to długość i wysokość muru.

Ostatecznie, gdy maksymalne naprężenia na krawędziach muru przekroczą jego wytrzymałość na ściskanie, następuje zmiażdżenie muru w strefach podporowych, a więc zniszczenie ściskanych narożników w linii przekątnej (*toe crushing failure* V_{m3}). Nośność muru podlegającego zniszczeniu na skutek zmiażdżenia obliczana jest z zależności (7)

$$\mathrm{V}_{m3} = \frac{f_m' \cdot A_m}{(1{,}5 \cdot \frac{h}{b} + \frac{H}{L})} \tag{7}$$

gdzie A_m to pole styku między murem i elementem obciążającym.

Nośność niezbrojonego muru jest zatem minimalną wartością z opisanych wyżej

$$\mathrm{V}_m = \min\{V_{m1a}; V_{m1b}; V_{m2}; V_{m3}\} \tag{8}$$

Takie podejście obliczeniowe można znaleźć w wielu opracowaniach badawczych i analitycznych, przykładowo [15–18].

3.2 Wyznaczanie udziału wzmocnienia w nośności na ścinanie

Sposób obliczania udziału powierzchniowego wzmocnienia w docelowej nośności na ścinanie murowanych ścian ujęty został w wytycznych do projektowania i wykonania wzmocnień typu FRM [19], opracowanych w 2020 r. we współpracy organizacji Rilem (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures) i Amerykańskiego Instytutu Betonu (ACI). Dokument ten jest zwieńczeniem wieloletnich badań i analiz prowadzonych w ramach prac komisji technicznej nr 250 (Composites for Suistanable Strengthening of Masonry). Generalnie, przedstawione tu procedury są uszczegółowieniem informacji zawartych w pierwotnych wytycznych włoskich CNR-DT 215/2018 [20] i amerykańskich ACI 549.4R-13 [21] do projektowania i wykonywania wzmocnień istniejących konstrukcji murowych.

Podstawą do wyznaczenia siły ujmującej wpływ wzmocnienia w nośności na ścinanie muru są parametry mechaniczne samego materiału wzmacniającego. W dokumencie [19]

przedstawiono dwa różne podejścia, co wymusza wyznaczenie różnych parametrów, z różnych schematów badawczych. Generalnie, siła (V_f) wynikająca z istnienia wzmocnienia obliczana jest z zależności (9 i 10), odpowiednio dla podejścia włoskiego (V_{fR}) i amerykańskiego (V_{fA}).

$$V_{f,R} = \gamma_f \cdot n \cdot n_f \cdot A_f \cdot E_{f,R} \cdot \varepsilon_{fd,A} \tag{9}$$

$$V_{f,A} = n \cdot n_f \cdot A_f \cdot E_{f,A} \cdot \varepsilon_{fd,R} \tag{10}$$

We wzorach tych n oznacza liczbę wzmocnionych stron ściany, n_f liczbę warstw siatki wzmacniającej, a A_f powierzchnię wzmocnienia. W obydwu podejściach obliczeniowych pole wzmocnienia układanego na całej powierzchni muru wyliczane jest z zależności (11)

$$A_f = \min(H \cdot t_{tV}; L \cdot t_{tH}) \tag{11}$$

w której t_{fV} i t_{fH} oznaczają ekwiwalentne grubości siatki, odpowiednio dla kierunku pionowego i poziomego, jeżeli wyróżniono obydwa jej kierunki (osnowę i wątek).

Dodatkowo, w ujęciu włoskim wprowadzono współczynnik bezpieczeństwa (γ_f) wynoszący 0,5. Współczynnik taki uwzględniano także w podejściu amerykańskim, ale będzie on przyjmowany w dalszych obliczeniach.

Parametry wytrzymałościowe charakteryzujące wzmocnienie – moduł sprężystości (E_f) i projektowane odkształcenia rozciągające (ε_{fd}) wymagają przeprowadzenia dodatkowych badań, innych w zależności od przyjętego podejścia obliczeniowego. W przypadku włoskich wytycznych (Rilem) odkształcenia we wzmocnieniu (ε_{fd}) wyznaczane są na podstawie badań przyczepności siatki w schemacie zakładkowym i rozciągania samej siatki; moduł przyjmowany jest bezpośrednio z badań rozciągania siatki (E_f). W podejściu amerykańskim (ACI) wymagane jest przebadanie próbek typu *coupon*, na podstawie których przyjmowane są obydwa parametry. Ciekawostką jest tu adnotacja podająca, iż zalecaną liczba próbek typu *coupon* to minimum 20. Wskazuje to na fakt, który został potwierdzony w licznych publikacjach [22, 23], że badanie to jest bardzo niepewne i daje ogromny rozrzut wyników. Dodatkowo, próbki te wymagają ogromnej precyzji wykonania, gdyż jakiekolwiek imperfekcje lub uszkodzenia prowadzą do wstępnych zarysowań i deformacji, co bardzo silnie wpływa na wyniki.

Na rys. 1 schematycznie pokazano typy próbek do badań samych wzmocnień (rys. 1a–1c) wraz z istotnymi parametrami, które odczytywane są z odpowiednich wykresów uzyskanych w trakcie badań (rys. 1d–1f).

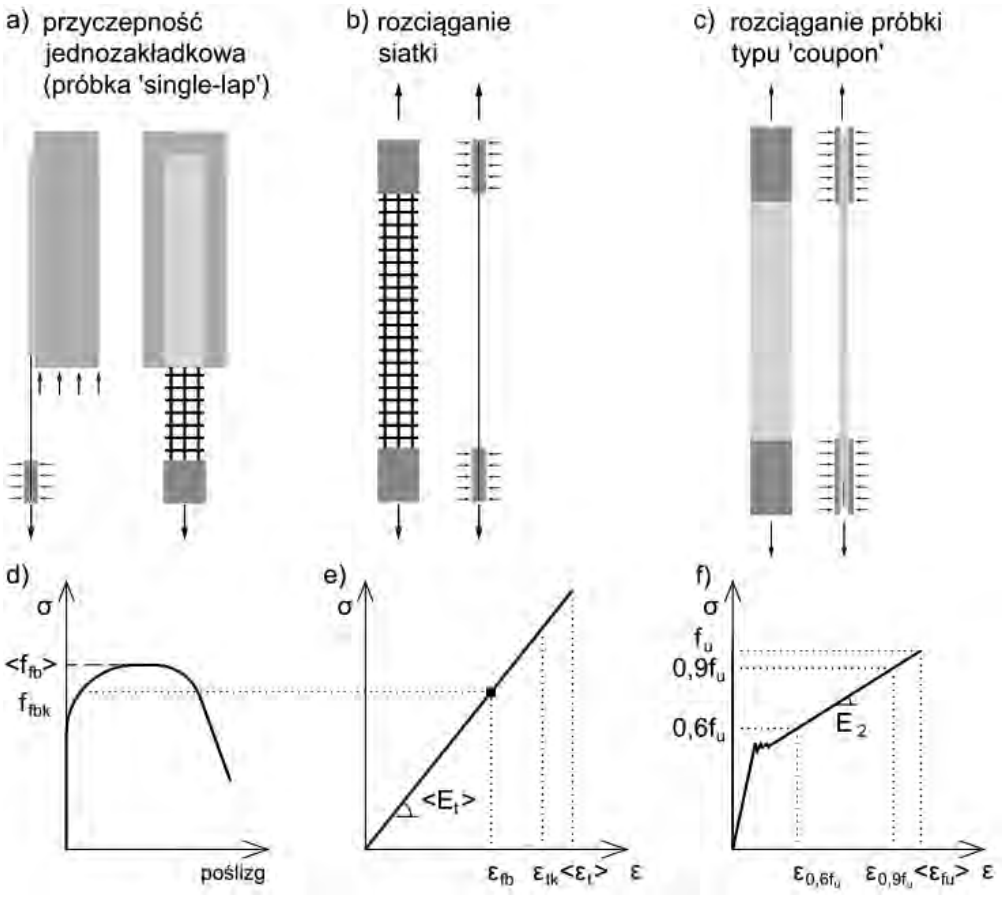
Wartość odkształceń rozciągających wzmocnienie wyliczana jest z zależności (12) w ujęciu włoskim i (13) w podejściu amerykańskim. Wartości przyjmowane z badań są wartościami średnimi, oznaczonymi symbolem <…> (moduł sprężystości) albo wartościami charakterystycznymi wyliczanymi jako wartość średnia pomniejszona o odchylenie standardowe przemnożone przez współczynnik k_n zależny od liczby zbadanych próbek (wartość ta przyjmowana jest z załącznika D Eurocodu 0 [24]).

$$\varepsilon_{fd,R} = \min\left(\frac{\alpha_1 \cdot \varepsilon_{fb}}{\gamma_M}; \frac{\varepsilon_{tk}}{\alpha_2 \cdot \gamma_M}\right) \tag{12}$$

$$\varepsilon_{fd,A} = \langle \varepsilon_{fu} \rangle - \Delta_s \leq \varepsilon_{lim} = 0{,}004 \tag{13}$$

Odkształcenia przyczepnościowe (ε_{fb}) zgodnie z rysunkiem 1e są przyjmowane dla charakterystycznej wytrzymałości przyczepnościowej wyznaczonej ze schematu badawczego widocznego na rys. 1a (f_{fbk}) odniesionej – według rys. 1e – do zależności uzyskanej z rozciągania samej siatki (rys. 1b). Graniczne odkształcenia charakterystyczne (ε_{tk}) są wyznaczone

w próbie rozciągania siatki (rys. 1e). Współczynniki α_1, α_2 są skalibrowane poprzez porównanie wyników badań i danych teoretycznych i są ściśle powiązane z typem badania; dla ścinania wynoszą odpowiednio 1,5 i 2,5; γ_M to częściowy współczynnik bezpieczeństwa, który wynosi 1,5. W przypadku wytycznych opracowanych przez ACI odkształcenia rozciągające ($\varepsilon_{fd,A}$) to średnie odkształcenie niszczące uzyskane w próbie rozciągania próbek typu *coupon* pomniejszone o odchylenie standardowe. Bardzo istotne jest tu narzucenie wartości granicznej, wynoszącej zaledwie 0,004.



Rys. 1. Schematy badawcze służące do wyznaczenia parametrów wzmocnienia: a) badanie przyczepności w schemacie zakładkowym, b) badanie siatki wzmacniającej, c) badanie próbek typu *coupon*, d) zależność naprężenia – poślizg w badaniu zakładkowym – wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości przyczepnościowej (f_{fbk}), e) zależność σ-ε w badaniu rozciągania siatki – wyznaczenie odkształceń przyczepnościowych (ε_{fb}) i charakterystycznych niszczących (ε_{tk}), oraz modułu (E_t), f) zależność σ-ε w badaniu rozciągania próbki typu *coupon* – wyznaczenie odkształceń niszczących (ε_{fu}) i modułu (E_2).

Moduł sprężystości wzmocnienia także przyjmowany jest w inny sposób dla obydwu zależności. W podejściu włoskim jest on wyznaczony bezpośrednio w badaniu rozciągania samej siatki, jako wartość średnia (E_t); w amerykańskim ujęciu jest to moduł wyznaczony dla próbki typu *coupon* w fazie zarysowanej (E_2), według zaleceń pokazanych na wykresie (rys. 1f.) W przeanalizowanej literaturze wartość tak wyznaczonego modułu stanowi od 75% do około 95% wartości modułu sprężystości wyznaczonego dla samej siatki [22].

4. Oszacowanie nośności muru wzmocnionego wraz z dyskusją

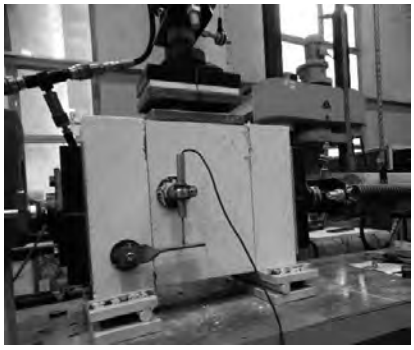
Bazując na informacjach zawartych w punkcie 3 przeanalizowano możliwość oszacowania (z uwagi na bardzo ograniczone badania materiałowe) nośności na ścinanie ściany murowanej wykonanej z bloczków z betonu komórkowego i wzmocnionej powierzchniowo siatką szklaną ułożoną na zaprawie cementowej, zbrojonej włóknami szklanymi. Materiały wzmacniające pochodzą z systemowego rozwiązania firmy Mapei przeznaczonego do wzmacniania konstrukcji murowych i betonowych.

4.1. Skrócone wyniki badań laboratoryjnych

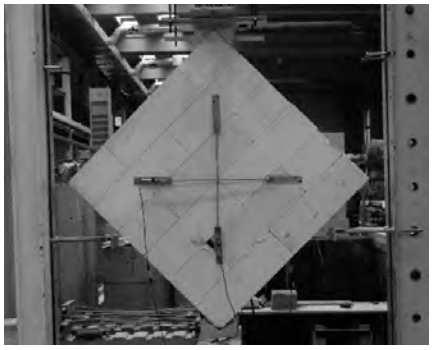
Wykonano podstawowe badania materiałowe bloczków i zaprawy, a także wyznaczono początkową wytrzymałość muru na ścinanie według normowej próby przecinania (PN-EN 1052-3 [14]). Dodatkowo, dla siatki wzmacniającej wykonano badanie jednoosiowego rozciągania według EAD 340275-00-0104 Annex E [25]. Na rys. 2 pokazano próbkę w trakcie próby przecinania. Wytrzymałość muru na ściskanie wyliczono z zależności podanej w Eurocodzie 6 [26] dla murów z cienkimi spoinami z betonu komórkowego o wytrzymałości elementu powyżej 2,4 MPa. Wytrzymałość na rozciąganie wyznaczono zgodnie ze wzorem (5). W tabl. 1 pokazano najistotniejsze wyniki badań materiałowych. W przypadku siatki wzmacniającej pomierzone parametry (w kierunku nośnym) były nieco wyższe niż zadeklarowane przez producenta, w karcie technicznej podano bowiem odkształcenia zrywające jako 1,68% i moduł sprężystości – 67 GPa. Badania siatki przeprowadzono dla obydwu kierunków (osnowy i wątka) i uzyskano bardzo zbliżone wartości. W karcie podano także pole siatki na jednostkę długości wynoszące 35,27 mm^2/m, czemu odpowiada ekwiwalentna grubość siatki (t_f) równa 0,035 mm.

Tablica 1. Wybrane parametry materiałowe komponentów modeli badawczych.

Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			**Parametry siatki wzmacniającej**	
bloczki ABK	zaprawa murarska	zaprawa wzmacniająca	odkształcenia zrywające [%]	moduł sprężystości [GPa]
4,16	14,78	26,41	2,21	69



Rys. 2. Badanie przecinania modeli z bloczków ABK.



Rys. 3. Badanie ukośnego ściskania muru niewzmocnionego.

Modele murowe niewzmocnione i wzmocnione przebadano w schemacie ukośnego ściskania według zaleceń normy ASTM E519 [27], wyznaczając ich nośność na ukośne rozciąganie traktowane jako nośność na ścinanie. Modele badawcze miały wymiary

1200×1200×240 mm, natomiast wymiary elementu murowego to 599×199×240 mm. Model na stanowisku badawczym pokazano na rys. 3. Wzmocnienie ułożone zostało obustronnie. Grubość zaprawy wzmacniającej po jednej stronie muru wynosiła około 4 mm; zastosowana siatka miała gramaturę 225 g/m^2 i wymiar oczka 25×25 mm.

Szczegółowe informacje na temat badań materiałowych i modelowych zamieszone są w innej pracy autora [28].

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych uzyskano następujące wartości:
– siła niszcząca (równocześnie rysująca) mury niewzmocnione – 73,14 kN,
– maksymalna siła przenoszona przez mury wzmocnione – 138,62 kN.4.2.

4.2. Obliczenie nośności niewzmocnionego muru.

W tablicy 2 zestawiono wyliczone nośności na ścinanie muru niewzmocnionego oraz podano wartości parametrów znaczących dla kolejnych schematów zniszczenia. Widać tutaj wyraźnie, że drugi schemat niszczący daje najmniejszą wartość, która według zależności (8) wyznacza nośność na ścinanie muru niewzmocnionego. Wartość średnia uzyskana z badań laboratoryjnych trzech niewzmocnionych modeli były nieco wyższa niż obliczona i wynosiła 73,14 kN. Zniszczenie muru inicjowane było przez niewypełnione spoiny, które rozsuwając się nadmiernie powodowały ścięcie spoiny poziomej.

Tablica 2. Wybrane parametry materiałowe komponentów modeli badawczych

Schemat niszczący mur	Symbol	Parametry znaczące		Siła niszcząca
zniszczenie na skutek poślizgu w spoinie wspornej	V_{m1a}	$\tau_0 = 0{,}16$ MPa	$\mu_0 = 0{,}65$	131,66 kN
zniszczenie na skutek kombinacji tarcia i poślizgu	V_{m1b}	$\tau_{0m} = 0{,}12$ MPa	$\mu_{0m} = 0{,}49$	68,43 kN
zniszczenie na skutek ukośnego rozciągania	V_{m2}	$f_t' = 0{,}79$ MPa	$f_b = 4{,}16$ MPa	123,20 kN
zniszczenie na skutek zmiażdżenia naroży	V_{m3}	$f_m' = 0{,}25$ MPa	-	137,28 kN

4.3. Oszacowanie udziału wzmocnienia według obydwu procedur obliczeniowych

Obliczenie udziału wzmocnienia w nośności na ścinanie jest trudne, z uwagi na przeprowadzenie badań wzmocnienia. Wymagają one bowiem wykonania skomplikowanych modeli i stanowisk badawczych i powinny być zrobione dla każdej kombinacji materiałowej. W analizowanym przykładzie udział wzmocnienia został oszacowany z uwzględnieniem jedynie podstawowych wyników badań materiałowych.

Podejście bazujące na wytycznych włoskich

Projektowane odkształcenia rozciągające ($\varepsilon_{fd,R}$) obliczone według podejścia włoskiego wyrażone są wzorem (12), w którym przejmuje się mniejszą z wartości odkształceń określonych w badaniach przyczepności lub rozciągania siatki wzmacniającej. Z uwagi na brak badań przyczepnościowych odkształcenia rozciągające obliczono wykorzystując parametry wyznaczone w trakcie badania siatki, a więc średnie odkształcenia przy zniszczeniu i średni modułu sprężystości (tabl. 1). Odchylenie standardowe dla pomierzonych odkształceń siatki przy zniszczeniu wynosiło 0,13%. Przyjmując wartość średnią z tablicy 1 (2,21%) dla 5 badanych próbek (k_n=1,80 według [24]) wyznaczono odkształcenie $\varepsilon_{fd,R}$, wynoszące 0,005.

Bazując tylko na wartościach z karty technicznej siatki i przyjmując ε_{tk} jako 1,68%, wartość $\varepsilon_{fd,R}$ wynosiłaby 0,004, a więc niewiele mniej niż z badań materiałowych. Moduł sprężystości wzmocnienia przyjęto jako wartość średnią (dla 5 próbek) z badań rozciągania samej siatki ($E_{t,R}$) i wynosił on 69 GPa. Pole wzmocnienia (A_f) wyznaczono według zależności (11) jako 42 mm^2. Wzmocnienie wykonano z obydwu stron muru, a zatem $n = 2$. W efekcie powyższych wartości siła wynikająca z udziału wzmocnienia w przenoszeniu obciążeń wyznaczona z zależności (9) wynosi 30,54 kN ($Vf_{,R}$).

Podejście bazujące na wytycznych amerykańskich

Projektowane odkształcenia rozciągające obliczane według podejścia amerykańskiego wyrażone są wzorem (13). Z licznych badań opisanych w literaturze wynika, że odkształcenia wyznaczone w badaniach na próbkach typu *coupon* są zawsze wyższe niż narzucona wartość graniczna ε_{lim} [16, 17, 29], dlatego też wartość $\varepsilon_{fd,A}$ przyjęto jako 0,004. Moduł sprężystości powinien być tu określony dla fazy zarysowanej pracy próbki typu *coupon* (rys. 1f). Na podstawie informacji zawartych w pracy [17] dla analizowanego wzmocnienia wynosi on 93% modułu wyznaczonego dla analizowanej siatki. Przyjmując zatem 0,93 wartości średniego modułu wyznaczonego z badań rozciągania siatki wyliczono wymagany moduł ($E_{f,A}$) jako 64,2 GPa. Pole siatki efektywne przy ścinaniu przyjęto identycznie jak w podejściu włoskim. Siła wynikająca z udziału wzmocnienia w przenoszeniu obciążeń wyznaczona z zależności (10) wynosi 21,57 kN ($V_{f,A}$).

4.4. Porównanie wyników i dyskusja

Maksymalna siła ścinająca uzyskana we wzmocnionych murach wyznaczana jest, odpowiednio dla podejścia włoskiego i amerykańskiego, z zależności (14) i (15). Uzyskuje się wtedy wartości (cząstkowe i ostateczne) zestawione w tablicy 3.

$$V_{TRM,R} = V_m + V_{f,R} \tag{14}$$

$$V_{TRM,A} = V_m + 0{,}8 \cdot V_{f,A} \tag{15}$$

Tablica 3. Nośność na ścinanie (cząstkowa i końca) wzmocnionych murów.

	V_m [kN]	$V_{f,i}$ [kN]	$V_{TRM,i}$ [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{TRM,i}$ / V_{exp} -
Procedura włoska	68,43	30,54	98,97	138,62	0,71
Procedura amerykańska	68,43	21,57	85,69	138,62	0,62

Jak widać z powyższego zestawienia, w obydwu przypadkach uzyskano nośność wzmocnionego muru niższą niż wyznaczona w badaniach, przy czym procedura amerykańska bardziej zaniża obliczoną wartość niż procedura włoska. Oczywiście, wyniki z badań nie zawierają żadnych współczynników bezpieczeństwa, w przeciwieństwie do procedur obliczeniowych.

Słabą stroną prowadzonych obliczeń jest to, iż w trakcie wyznaczania sił uwzględniających udział wzmocnienia nie bazowano na szczegółowych wynikach zalecanych badań przyczepności wzmocnienia i rozciągania próbek typy *coupon*. Jednakże, po szczegółowej analizie przyjętych wartości, można uznać, iż wykonanie tak skomplikowanych badań nie było tutaj konieczne. W podejściu włoskim jako projektowane odkształcenia rozciągające należało przyjąć mniejszą z dwóch wartości, wynikających z przyczepności wzmocnienia i rozciągania

siatki. Gdyby wartość wyliczona na podstawie odkształceń przyczepnościowych (ε_{fb}) była większa od przyjętej ($\varepsilon_{fd,R} = 0{,}005$), to i tak według zależności (12) wymagane jest przyjęcie wartości minimalnej; gdyby natomiast wartość ta była mniejsza, to siła wynikająca z udziału wzmocnienia ($V_{f,R}$) byłaby jeszcze mniejsza niż obecnie, co jeszcze bardziej obniżyłoby wartość uzyskaną z obliczeń. W przypadku wytycznych amerykańskich jako odkształcenie rozciągające ($\varepsilon_{fd,A}$) przyjęto największą dozwoloną wartość (ε_{lim}), a więc uzyskanie wyższych odkształceń w badaniach próbek typu *coupon* nic by tutaj nie zmieniło. Wprowadzenie mniejszych odkształceń wynikających z badań obniżyłoby natomiast już i tak niewielką siłę $V_{f,A}$. Zatem uznać można, że przyjęte uproszczenia – bazowanie tylko na parametrach z podstawowych badań materiałowych – pozwalają na uzyskanie największej możliwej siły przenoszonej przez wzmocnienie, która i tak jest o około 30% niższa niż uzyskana z badań.

Zaniżenie siły wyznaczonej w procedurach obliczeniowych może wynikać z dwóch czynników: bardzo ograniczonego uwzględniania samej zaprawy wzmacniającej i ujęcia pola siatki wzmacniającej tylko dla jednego kierunku pracy. Z uwagi na bardzo duże ograniczenia odkształceń we wzmocnieniu, które wyznaczane są przede wszystkim ze względu na siatkę, należałoby dodatkowo uwzględnić udział samej zaprawy wzmacniającej. Wydaje się, iż jest to słuszne zwłaszcza w przypadku zapraw o wysokich parametrach, które dodatkowo są zbrojone włóknami, dla których parametr istotny – wytrzymałość na rozciąganie – jest relatywnie wysoki. Uwzględnianie siatki wzmacniającej tylko dla jednego kierunku (przy przyjmowaniu jeszcze wartości minimalnej – zależność (11)) także prowadzi do zaniżaniu udziału wzmocnienia, zwłaszcza w sytuacji pojawienia się zarysowań ukośnych. W takiej sytuacji należałoby uwzględnić realny udział obydwu kierunków siatki (osnowy i wątku) w przenoszeniu obciążeń.

Propozycję obliczenia nośności muru wzmocnionego, z uwzględnieniem powyższych uwag można znaleźć w cytowanej wcześniej pracy autora [28].

Jednocześnie jednak, w procedurze projektowania konstrukcji zachowany musi być margines bezpieczeństwa. W dużym uproszczeniu jest on stosunkiem rzeczywistych wartości (tu: z badań) do wartości uzyskanych z procedur obliczeniowych. W przedstawionych przykładach obliczona tak wartość jest rzędu 1,4 (Rilem) lub 1,6 (ACI), co daje rozsądny margines bezpieczeństwa.

5. Wnioski

Zewnętrzne zbrojenie ścian murowanych uznawane jest za skuteczne działanie prowadzące do istotnego zwiększenia parametrów ścinania takich elementów. Potwierdzają to liczne badania prezentowane w literaturze, a także badania własne autora. Istotną kwestią pozostaje jednak sposób oszacowania nośności na ścinanie tak wzmocnionych ścian. Jest to zagadnienie trudne, gdyż dostępne wytyczne do projektowania powierzchniowych wzmocnień wykonanych przy użyciu siatek kompozytowych (prezentowane w pracy) wymagają wielu specjalistycznych badań dodatkowych. Na podstawie przeprowadzonego szacowania nośności, uwzględniającego tylko podstawowe badania materiałowe komponentów pokazano, iż liczne ograniczenia ujęte w prezentowanych wytycznych prowadzą do zaniżenia nośności do około 0,6–0,7 wartości z badań, co wynika z pominięcia udziału zaprawy w szacowaniu nośności. Trzeba jednak pamiętać, że w projektowaniu konieczne jest zachowanie marginesu bezpieczeństwa – i w tym kontekście wyliczone siły są rozsądnie zaniżone w odniesieniu do wartości z badań.

Literatura

1. Babatunde S.A.: Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers, Composite Structures no. 161/2017, pp. 246–255.
2. Maria H.S., Alcaino P., Luders C.: Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics, 8th US National Conference on Earthquake. Engineering, no. 14/2006, pp. 8555–8564.
3. Kalali A., Kabir M.Z.: Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests. Engieering Structures, no. 39/2012, pp. 24–37.
4. Valluzzi M.R., Tinazzi T., Modena C., Tinazzi D., Modena C.: Shear behaviour of masonry panels strengthened with FRP laminates. Construction and Building Materials, no. 16/2002, pp. 409–416.
5. Marcari G., Manfredi G., Prota A., Pecce M.: In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP, Composites Part B Engineering, nr 38/2007, s. 887–901.
6. Kwiecień A.: Polimerowe Złącze Podatne – Innowacyjna Metoda Naprawy i Konserwacji Obiektów Zabytkowych. Wiadomości Konserwatorskie, nr 26/2009, s. 234–244.
7. D'Antino T., Papanicolaou C.: Mechanical characterization of textile reinforced inorganic-matrix composites. Composites Part B: Engineering, no. 127/2017, pp 78–91.
8. Torres B., Ivorra S., Javier Baeza F., Estevan L., Varona B.: Textile reinforced mortars (TRM) for repairing and retrofitting masonry walls subjected to in-plane cyclic loads. An experimental approach. Engineering Structures, no. 231/2021, pp. 111742.
9. Kałuża M.: Effectiveness of shear strengthening of walls made using AAC blocks – laboratory test results. Archives of Civil Engineering, no. 66/2020, pp. 33–44.
10. Marcari G., Basili M., Vestroni F.: Experimental investigation of tuff masonry panels reinforced with surface bonded basalt textile-reinforced mortar. Composites Part B: Engineering, no. 108/2017, pp. 131–142.
11. Kałuża M.: The influence of FRCM system with a basalt mesh on the shear properties of AAC masonry walls. Brick & Block Masonry – From Historical to Sustainable Masonry. Taylor & Francis Group, London, 2020.
12. Ferrara G., Caggegi C., Martinelli E., Gabor A.: Shear capacity of masonry walls externally strengthened using Flax-TRM composite systems: experimental tests and comparative assessment. Construction and Building Materials, no. 261/2020.
13. Menna C., Asprone D., Zinno A., Balsamo A., Durante M., Bozza A., Prota A.: In-plane structural behavior of masonry panels strengthened with an innovative hemp-based composite system, ICCM Int. Conference on Composite Materials, July, 2015, pp. 111–121.
14. PN-EN 1052-3. Metody badań murów. Część 3: Określenie początkowej wytrzymałości muru na ścinanie. PKN. 2003.
15. Silva P.F., Yu P., Nanni A.: Monte Carlo Simulation of Shear Capacity of URM Walls Retrofitted by Polyurea Reinforced GFRP Grids. Journal of Composite Construction, no. 12/2008, pp. 405–415.
16. Almeida J.A.P.P., Pereira E.B., Barros J.A.O.: Assessment of overlay masonry strengthening system under in-plane monotonic and cyclic loading using the diagonal tensile test. Construction and Building Materials, no. 94/2015, pp. 851–865.
17. Dalalbashi A., Ghiassi B., Oliveira D. V.: A multi-level investigation on the mechanical response of TRM-strengthened masonry. Materials and Structures, no 54/2021, pp. 1–20.
18. Babaeidarabad S., De Caso F., Nanni A.: URM Walls Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composite Subjected to Diagonal Compression. Journal of Composites for Construction, no. 18/2014.
19. ACI 549-L Committee and RILEM TC 250-CSM. Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Mortar (FRM) Systems for Repair and Strengthening Masonry Structures. 2020.
20. CNR DT 215/2018. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures. ACI Committee 440. 2018.
21. ACI Committee 549.4R-13. Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Mortar (FRM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures. 2013.
22. Leone M., Aiello M.A., Balsamo A., Carozzi F.G., Ceroni F., Corradi M., Gams M., Garbin E., Gattesco N., Krajewski P., Mazzotti C., Oliveira D., Papanicolaou C., Ranocchiai G., Roscini F.,

Saenger D.: Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate. Composites Part B: Engineering, no. 127/2017, pp. 196–214.
23. Hojdys Ł., Krajewski P.: Tensile behaviour of frcm composites for strengthening of masonry structures—an experimental investigation. Materials, no 14/2021, pp. 1–20.
24. PN-EN-1990-1-1 Eurocode 0: Podstawy projektowania. PKN. 2002.
25. EAD 340275-00-0104 Externally-bonded composite systems with inorganic matrix for strengthening of concrete and masonry strucutres. 2018.
26. PN-EN-1996-1-1:2010 Eurocod 6: Projektowanie konstrukcji murowych. PKN. 2010.
27. ASTM E519: Standard test Method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. ASTM International. 2015.
28. Kałuża M.: Ocena efektywności systemowego powierzchniowego wzmocnienia murów z bloczków ABK poddanych ukośnemu ściskaniu. Efficiency evaluation of a commercial superficial strengthening system applied to AAC-block walls under diagonal compression. Cemen Wapno Beton, nr 28/2023, s. 134–145.
29. Estevan L., Torres B., Varona F.B., Baeza F.J., Ivorra S.: Shear strengthening of masonry walls with Textile Reinforced Mortars (TRM) under high temperature exposure. Journal of Building Engineering, no 63/2023, pp. 105511.

Calculation of shear load capacity of masonry walls strengthened using composite meshes

Keywords: masonry walls, shearing, external reinforcement, TRM system, calculation procedure, diagonal compression, AAC blocks

Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia” – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?

ARKADIUSZ KWIECIEŃ[1], ŁUKASZ HOJDYS[1], PIOTR KRAJEWSKI[1], BOŻENA BOBA-DYGA[2], PIOTR STECZ[1]
[1]Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej
[2]Politechnika Krakowska, Wydział Architektury

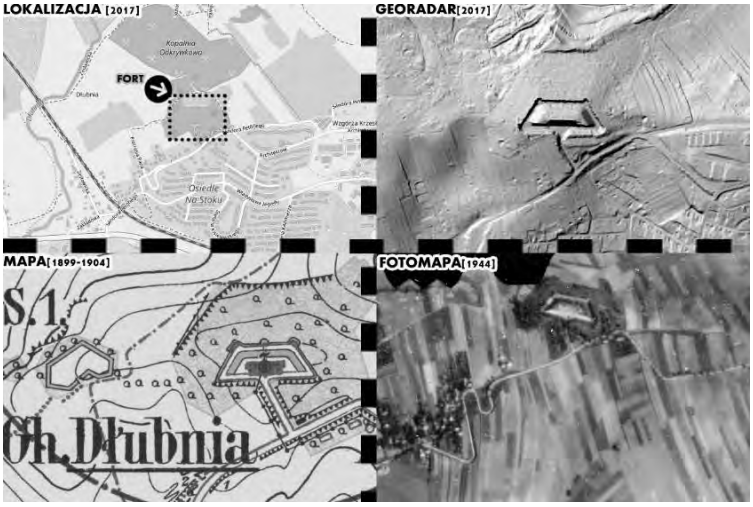
Streszczenie: Fort główny 49a „Dłubnia” wybudowano w latach 1892–1896. Jest to przykład głównego fortu pancernego zbudowanego według projektu Maurycego Brunnera. Fort brał udział w walce artyleryjskiej z wojskami rosyjskimi w listopadzie/grudniu 1914 roku i w stanie nienaruszonym doczekał końca wojny. Po drugiej wojnie światowej kopuły pancerne zostały wysadzone w powietrze i złomowane. W ramach prac renowacyjnych 10 lat temu zostało usunięte dotychczasowe zadaszenie, które wykonano nad galerią strzelecką po I wojnie światowej, jako zabezpieczenie przed wodą opadową stropu pancernego. Celem usunięcia zadaszenia w trakcie prac renowacyjnych było przywrócenie pierwotnego wyglądu fortu z czasu jego budowy. Działanie to doprowadziło do pogłębienia stanu awaryjnego. Głównym czynnikiem destrukcyjnym była woda opadowa, która penetrowała do wnętrza fortu powodując przyspieszoną destrukcję w wyniku procesów zamrażania i odmrażania. Niniejsze opracowanie przedstawia wyniki wstępnej oceny przyczyn powstania obecnych uszkodzeń w forcie w ujęciu historycznym oraz proponowany tok postępowania w celu powstrzymania dalszej degradacji obiektu zabytkowego.

Słowa kluczowe: zabytkowy fort pancerny, prace renowacyjne, prace zabezpieczające, błędy decyzyjne, degradacja przez wody opadowe, skurcz betonu fortecznego, masywna konstrukcja murowa

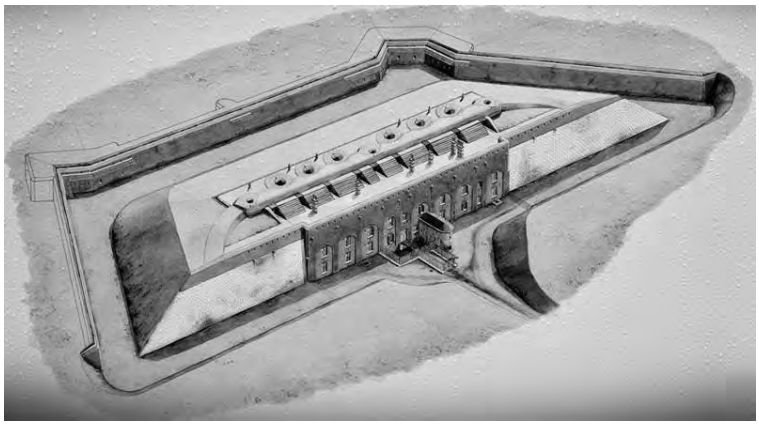
1. Krótka charakterystyka analizowanego obiektu

Fort pancerny należący do VI sektora III pierścienia obronnego Twierdzy Kraków usytuowany jest na wschodnim skraju wzgórza dominującego nad doliną rzeki Dłubni. Stanowi on część pasma fortyfikacji, rozciągającego się od Wisły w stronę dawnej wsi Dłubnia. Obecnie fort znajduje się wśród zabudowy jednorodzinnych domów przy ul. Sandora Petöfiego (rys. 1).

Fort główny 49a „Dłubnia” wybudowano w latach 1892–1896. Jest to przykład głównego fortu pancernego zbudowanego według projektu Maurycego Brunnera [1]. Wraz z niemalże bliźniaczym Fortem głównym 47a „Węgrzce” stanowił kolejny etapu rozwoju austro-węgierskiej fortyfikacji stałej w Twierdzy Kraków. Cała jego artyleria została usytuowana na stropodachu trójkondygnacyjnych koszar i ukryta pod wieżami pancernymi. Cztery wieże dla haubic kalibru 15 cm i dwie dla szybkostrzelnych dział kalibru 8 cm, zapewniały skuteczną obronę doliny rzeki Dłubni, a także wspomagały ogniem sąsiednie Forty („Mistrzejowice” i „Krzesławice”). Na stropodachu za wieżami pancernymi usytuowano galerię strzelecką dla żołnierzy piechoty, do obrony bezpośredniej fortu (rys. 2).



Rys. 1. Położenie Fortu 49a „Dłubnia” wg różnych dokumentów (domena publiczna).



Rys. 2. Rekonstrukcja fortu wg. R.M. Jurgi (domena publiczna).

Obronę bezpośrednią zapewniała także głęboka fosa z dwoma kaponierami przeciwstokowymi, uzbrojonymi w sześć armat kalibru 8cm, połączonymi podziemną galerią. Kaponiery i galeria są połączone z budynkiem koszarowo-bojowym za pomocą głębokiej poterny (podziemnego korytarza), prowadzącego bezpośrednio pod fosą fortu. Fort brał udział w walce artyleryjskiej z wojskami rosyjskimi w listopadzie/grudniu 1914 roku i w stanie nienaruszonym doczekał końca wojny.

W dwudziestoleciu międzywojennym Fort „Dłubnia” wraz z sąsiednim Fortem „Krzesławice” służył polskiemu radio-wywiadowi. Były w nich zlokalizowane radiostacja i maszt radiowy. Informacje wywiadowcze pozyskane za pomocą tej radiostacji pomogły w rozszyfrowaniu niemieckiej „Enigmy”. W czasie II wojny światowej, fort był zajęty przez Niemców. Zdjęcia z tego okresu świadczą o dobrym stanie zachowania wież pancernych [2].

Po drugiej wojnie światowej służył krótko junakom budującym Nową Hutę jako obiekt sztabowy, do momentu utraty wszystkich elementów pancernych wskutek podjęcia niewłaściwych decyzji. Kopuły pancerne zostały wysadzone w powietrze i złomowane [3]. Według [4], nastąpiło to w latach 70. XX wieku w wyniku działania wojska. Skutkiem

eksplozji było popękanie stropów w bloku koszarowo-bojowym, w efekcie czego nie nadawał się on już do celów koszarowych i magazynowych, ze względu na przenikanie wody do wnętrza obiektu. W następstwie tych wydarzeń, został on przekazany na cele cywilne po wstępnym zabezpieczeniu powstałych uszkodzeń, pełniąc funkcje magazynowe.

Przez kilka lat fortem opiekowało się Muzeum Twierdzy Kraków, które zleciło wykonanie ekspertyzy. W trakcie prowadzonych prac renowacyjnych i odtworzeniowych (wskazanych w ekspertyzie) zostało usunięte dotychczasowe zadaszenie nad galerią strzelecką, a także dokonano rozkucia istniejących zarysowań i wypełnienia ich iniekcją, wraz z wypełnieniem powierzchniowym rozkuć masą mineralną. Zadaszenie nie zostało przywrócone nad obiektem po zakończeniu prac renowacyjnych. Przez kolejne lata zaobserwowano szybko postępującą degradację obiektu, spowodowaną napływem wody opadowej do obiektu przez istniejące pęknięcia (w tym naprawione), zarysowania i nieszczelności w strukturze stropu pancernego oraz destrukcję elementów murowych w procesie zamrażania i odmrażania oraz korozji chemicznej.

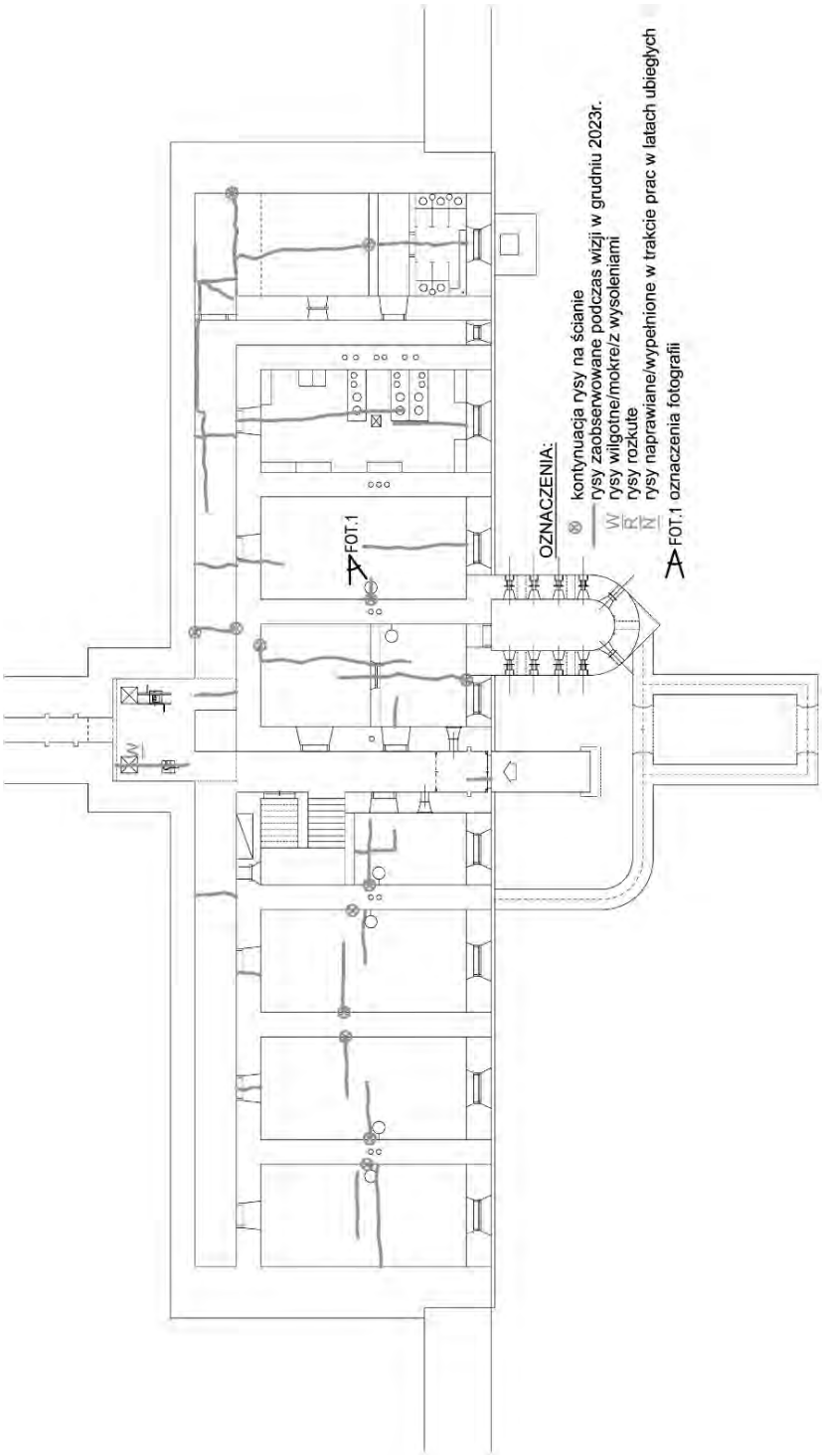
2. Charakterystyka uszkodzeń na podstawie wizji lokalnej

Obecnie blok koszarowo-bojowy fortu znajduje się w złym stanie technicznym. Widoczne są liczne zawilgocenia, zacieki i wręcz zalania w obiekcie. Woda penetruje do wnętrza obiektu, także w miejscu wadliwie wykonanych prac zabezpieczających. Zawilgocenia wywołują migrację soli do rozszerzonego środowiska, powodując liczne obfite wykwity i krystalizację soli na powierzchni ścian i sklepień. Ponadto podwyższona wilgotność powyżej 55% RF skutkuje inwazją mikroorganizmów. W okresie zimowym, procesy zamrażania i odmrażania przyspieszają destrukcję elementów murowych wraz z korozją chemiczną, co można zaobserwować na podstawie dokumentacji fotograficznej i filmowej sporządzonych w latach ubiegłych [5–8].

Zarówno zarysowania włosowate, rozkute i nie rozkute pęknięcia oraz miejsca napraw, wykazują ślady przecieków wodnych, także w postaci wykrystalizowanych substancji mineralnych (tworzących stalaktyty i stalagmity wewnątrz obiektu). Obserwowane się duże powierzchnie zasolonego, zamokniętego i przemarzniętego (w okresie zimowym) tynku, który w wielu miejscach odwarstwia się płatami. Destrukcyjna działalność wody jest widoczna praktycznie w każdym otworze kanału wentylacyjnego i spalinowego, mających wyjście na zewnątrz fortu. Wypływy wody do wnętrza obiektu przez te kanały spowodowane demotażem zadaszenia doprowadziły do korozji biologicznej pozostałości podłóg drewnianych. Zidentyfikowano w niektórych lokalizacjach pęknięcia, których stan wskazuje na ich aktywne powiększanie, także w miejscach uprzednio naprawionych. Także wysadzenie kopuł stało się przyczyną penetracji wody poprzez nieszczelności wątku zamurowań i wyrwy w pierwotnej masie murowej. Zaniedbanie fortu – przykładowo braki szklenia w stolarce okiennej również przyczyniły się do destrukcji, zarówno poprzez dopływ wody przez otwory okienne jak i dodatkowe obniżenie temperatury w okresie zimowym.

Poniżej w formie graficznej przedstawiono podstawowe informacje dotyczące głównych typów uszkodzeń występujących w bloku koszarowo-bojowym fortu (rys. 3–5). Na rys. 6 pokazano zdjęcia przykładowych typowych uszkodzeń – miejsca wykonania fotografii „fot" zaznaczono na rys. 3–5.

Na rys. 3 pokazano schematycznie przebieg pęknięć i zarysowań na parterze budynku. Rysy w izbach żołnierskich przebiegają wzdłuż kluczy sklepień oraz prostopadle do nich. Te ostatnie przechodzą przez całą kolebkę sklepień z kontynuacją na ścianach, przy czym ich lokalizacja pokrywa się z kanałami wewnątrz ścian. Układ rys w części północno-wschodniej sugeruje odspajanie się tego fragmentu od reszty obiektu.



Rys. 3. Szkic uszkodzeń stropu nad parterem

Na rys. 4 pokazano schematycznie przebieg pęknięć i zarysowań na I piętrze budynku. Skala uszkodzeń na tej kondygnacji jest znacząco większa niż na parterze. Podobnie jak na niższej kondygnacji, rysy (przechodzące w pęknięcia lub rozkute) w izbach żołnierskich przebiegają wzdłuż kluczy sklepień oraz prostopadle do nich, przechodząc przez całą kolebkę sklepień w miejscu kanałów w ścianach, z kontynuacją zarysowania na ścianach. Układ rys (przechodzący w pęknięcia) w części północno-wschodniej zdecydowanie wskazuje na odspajanie się tego fragmentu od reszty obiektu.

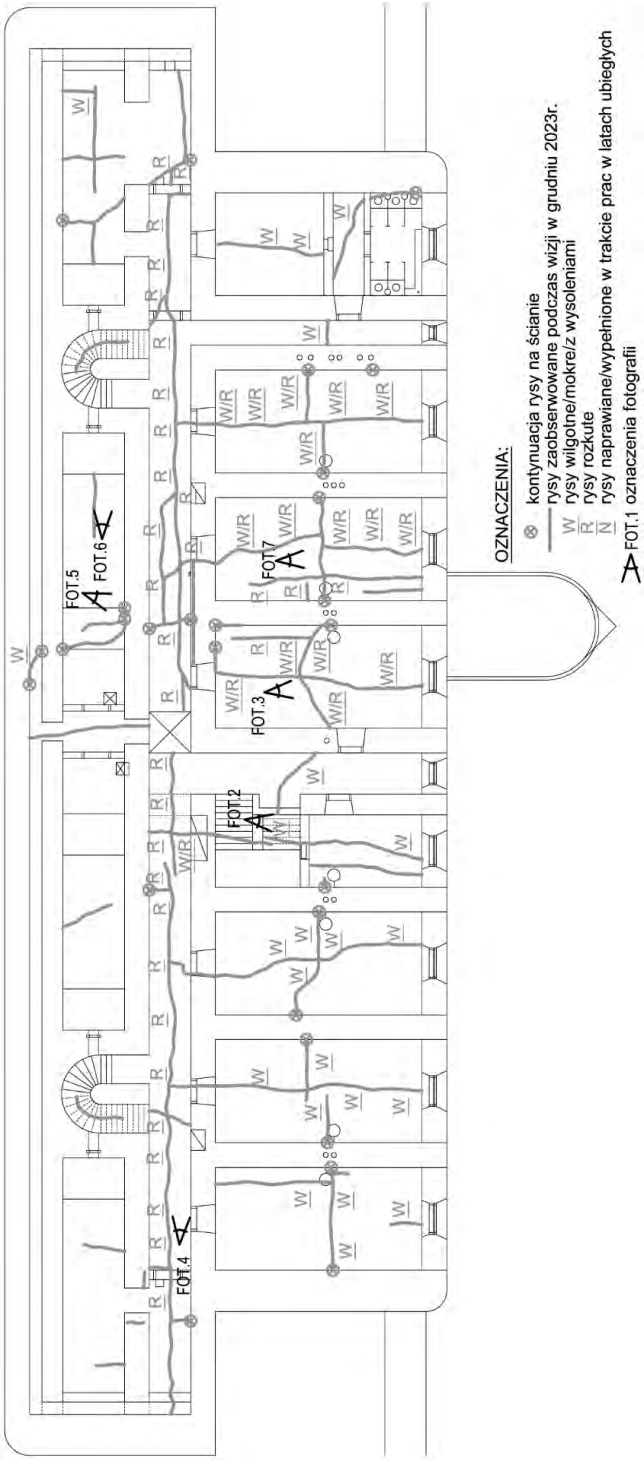
Na rys. 5 pokazano schematycznie przebieg pęknięć i zarysowań na II piętrze budynku koszarowego. Skala uszkodzeń na tej kondygnacji jest podobnie znacząca jak na I piętrze. Układ rys i pęknięć (wykazujących aktywność w przyroście rozwarcia) w części północno-wschodniej zdecydowanie wskazuje na odspajanie się tego fragmentu od reszty obiektu Widoczne są także zarysowania na klatkach schodowych i w pomieszczeniach pod wysadzonymi wieżami.

Fotografie przykładowych charakterystycznych uszkodzeń wskazują na bardzo poważny stan postępującej szybko degradacji konstrukcji bloku koszarowo-bojowego, spowodowany napływającą wodą (rys. 6). Proces ten powinien zostać natychmiast powstrzymany, gdyż dalsze zaniechania w podjęciu środków zaradczych doprowadzą w krótkim czasie do nieodwracalnych zniszczeń.

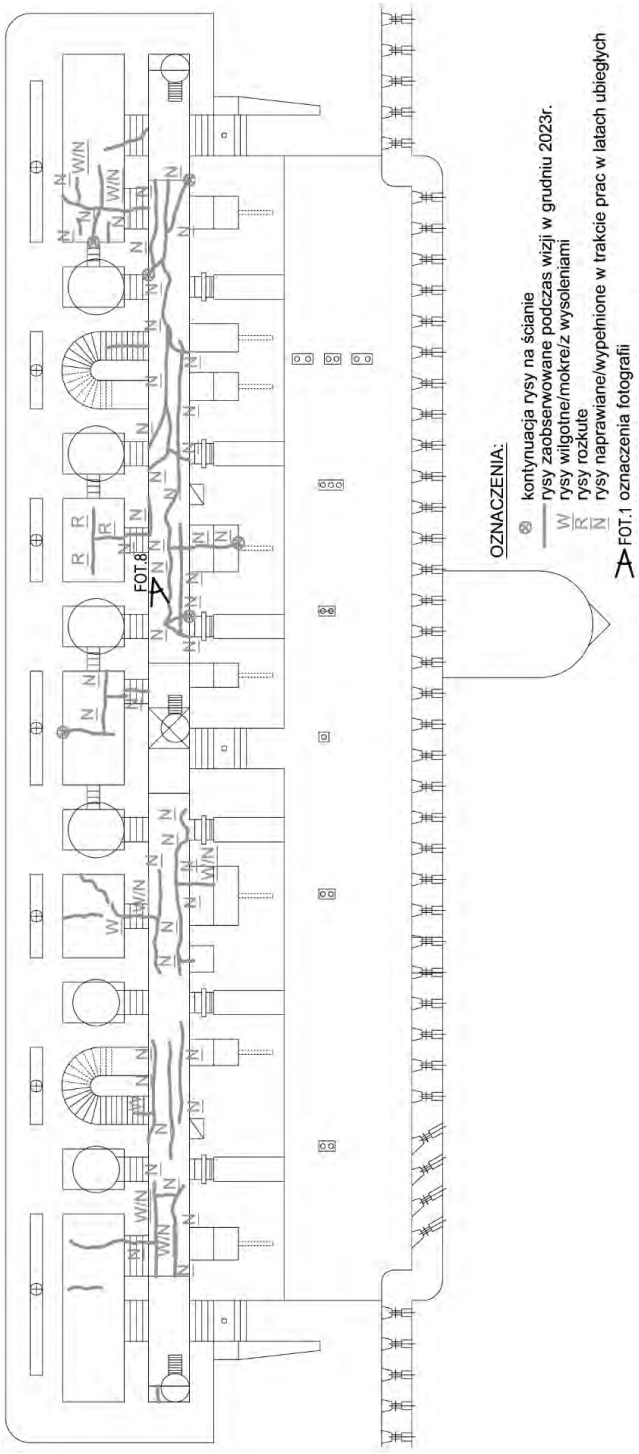
3. Hipoteza przyczyn powstania uszkodzeń w Forcie nr 49a „Dłubnia”

Istotnym czynnikiem, który musi być uwzględniony przy wskazaniu przyczyn powstania uszkodzeń w forcie i ich sekwencji, jest układ konstrukcyjno-materiałowy obiektu i proces jego budowy. Główną ochroną bloku koszarowo-bojowego jest masywny strop wykonany z betonu fortecznego niezbrojonego, oparty na masywnych ścianach wykonanych z tego samego betonu niezbrojonego, przenoszących obciążenia na podłoże gruntowe. Ściany wykonywano z betonu układanego i ubijanego warstwami, z wykształceniem pionowych kanałów wentylacyjnych i spalinowych (zwieńczonych kominami na dachu fortu). Sklepienia kolebkowe korytarzy (o niewielkiej rozpiętości) wykonywano też z betonu na szalunku przesuwnym lub przestawnym, tą samą metodą co ściany. Do wykonania kolebkowych sklepień o dużej rozpiętości w izbach żołnierskich nad parterem wykorzystano szalunek tracony wykonany ze sklepień ceglanych, których pachwiny wypełniano tym samym betonem co ściany (formując posadzkę pod podłogę drewnianą na pierwszym piętrze). Sklepienie nad izbami pierwszego piętra przechodziło w strop pancerny o grubości 2–3 metrów, układany warstwami z betonu fortecznego.

Pod koniec XIX wieku kiedy powstał fort, wiedza na temat procesów skurczowych (zwłaszcza w obiektach masywnych) i problemu tzw. „przerw roboczych” związanych z układaniem betonu, była stosunkowo niewielka i nie rozpowszechniona tak jak dzisiaj. Betony układane w konstrukcjach masywnych wykazują się znaczącym skurczem, który prowadzi do powstawania samoczynnych dylatacji w formie zarysowań konstrukcji betonowej. Naprężenia skurczowe i ich koncentracje powstają w miejscach osłabienia przekroju betonowego (np. kanałów w ścianach) oraz w miejscach o najmniejszej grubości (np. w kluczach sklepień). Z kolei beton, układany warstwami ale w różnym czasie, generuje na styku brak pełnego zespolenia, w wyniku odmiennych właściwości betonu dojrzewającego w różnym czasie. Wymienione powyżej zjawiska były obecne przy budowie fortu i stanowiły przyczynę powstania zarysowań włosowatych w stropach, w kluczach sklepień i w ścianach (osłabionych otworami kanałów). Zarysowania te nie stanowiły zagrożenia dla stateczności konstrukcji fortu, ale umożliwiały stopniową penetrację wody do wnętrza budowli, o niewielkim nasileniu.



Rys. 4. Szkic uszkodzeń stropu nad I piętrem



Rys. 5. Szkic uszkodzeń stropu nad II piętrem



Rys. 6. Pęknięcie sklepienia i ściany przy przewodzie kominowym (fot. 1a), przeciekająca rysa w sklepieniu z wysoleniami na ścianie (fot. 2b), rozkute przeciekające rysy w sklepieniu i korozja posadzki drewnianej (fot. 3c), rozkuta rysa sklepienia (fot. 4d), pęknięcie ściany (fot. 5e), woda stojąca na posadzce (fot. 6f), rozkute przeciekające rysy, wysolenia, lód na ścianach, sklepieniach i posadzce, ubytki tynku (fot. 7g), naprawy rys na sklepieniach, zacieki w miejscu zamurowanej wieży pancernej (fot. 8h).

Proces ten był zwłaszcza nasilony na odkrytych zarysowanych powierzchniach stropu pancernego (przy braku zabezpieczenia dachem). Dodatkowo, dochodziło do cyklicznego rozwierania rys w masywnym stropie, spowodowanego gradientem temperatur pomiędzy górną powierzchnią stropu (wysokie temperatury w lecie i niskie w zimie) i powierzchnią dolną (prawie stabilne temperatury we wnętrzu obiektu), co sprzyjało penetracji wody i tworzeniu przecieków. Podobne zjawiska towarzyszyły zarysowaniom w miejscach kanałów przechodzących przez strop pancerny. W zimie, woda w zarysowaniach ulegała zamarzaniu, powodując dalsze powiększanie rozwarcia rys, aż do utworzenia pęknięć.

Ta postępująca degradacja w obrębie stropu pancernego wymusiła po I wojnie światowej lub w jej fazie końcowej konieczność zainstalowania zadaszenia, chroniącego powierzchnię stropu pancernego przed wodą opadową. Z przekazów historycznych wynika, że stropy w otoczeniu wież pancernych były zabezpieczone blachą przed wodami opadowymi i nie generowały raczej problemów z przeciekaniem. Ten stan, umożliwiający bezpieczne składowanie materiałów i przebywanie ludzi w pomieszczeniach trwał do momentu wysadzenia wież pancernych przez wojsko w latach 70-tych, w celu pozyskania złomu.

W wyniku użycia materiałów wybuchowych, doszło do generacji nadciśnienia, które wyrzuciło kopuły wież pancernych z leży i rozerwało ich pierścienie mocujące (3 kopuły obserwacyjne, 2 kopuły artyleryjskie i 4 kopuły ciężkich moździerzy). Jednocześnie spowodowało to powstanie pęknięć w stropie pancernym, w sklepieniach oraz w ścianach pomieszczeń i korytarzy w bezpośrednim sąsiedztwie wysadzonych wież. Powstałe otwory i pęknięcia oraz rozebranie pokrycia stropu (wykonanego z blachy) stały się źródłem

zwiększonego napływu wód opadowych do wnętrza budowli, uniemożliwiając jej dalszą eksploatację jako magazynu wojskowego. Wprowadzone zostały doraźne zabezpieczenia, w postaci zamurowań cegłą i zadaszenia otworów po wysadzonych wieżach i pokrycia całego stropu pancernego wokół wież papą na lepiku. Powstrzymały one napływ wód opadowych do fortu, umożliwiając późniejszą wieloletnią eksploatację obiektu jako składu magazynowego, w jurysdykcji cywilnej (po przejęciu od wojska). Z czasem zabezpieczenia papą bitumiczną ulegały stopniowej degradacji pod wpływem warunków atmosferycznych, skutkując powstaniem uszkodzeń w powłoce, umożliwiając tym samym ponowną choć niewielką penetrację wody do wnętrza obiektu, ale tylko w części pod wieżami. Z tego okresu pochodzą lokalne samoczynne uszczelnienia zarysowań włosowatych w sklepieniach, powstałe od samo leczenia wytrąceniami mineralnymi, tworzonymi pod wpływem wilgoci.

Główną przyczyną obecnego bardzo złego stanu konstrukcji bloku koszarowo-bojowego była chęć odtworzenia pierwotnej formy konstrukcji fortu, bez zadaszenia drewnianego, historycznie wprowadzonego po I wojnie światowej. Usunięcie dachu umożliwiło penetrację wody przez istniejące pęknięcia w stropie pancernym oraz w miejscach pęknięć wokół rozebranych kominów. Doraźne zabezpieczenie pęknięć na odkrytym stropie poprzez naprawę iniekcjami i zaprawą mineralną nie przyniosło spodziewanego efektu uszczelnienia w dłuższej perspektywie czasowej. Termiczna praca pęknięć w stropie pancernym i generowane w nich duże odkształcenia spowodowały odspojenie lub popękanie napraw kruchymi zaprawami mineralnymi, z nawet lokalne odpryski zaprawy naprawczej, i tym samym umożliwiły zwiększoną penetrację wody opadowej do wnętrza obiektu. Głębokie i szerokie bruzdy wykute w miejscu zarysowań i pęknięć na górnej powierzchni stropu betonowego (w celu iniekcji i wypełnienia zaprawą mineralną) stały się źródłem zatrzymywania zwiększonej ilości wody w bruzdach ponad rysami i jej zintensyfikowanego przesiąkania do wnętrza fortu. Procesy termiczno-wilgotnościowe opisane uprzednio przyspieszyły znacząco proces destrukcji i zwiększonego napływu wody przez powstałe pęknięcia. Wieloletnia powtarzalna degradacja, zwiększona w okresie zimowym przez zamarzającą wodę, doprowadziła do obecnego stanu wnętrza obiektu. Dodatkowe negatywne oddziaływanie wody zostało zintensyfikowane napływem wody do wnętrza przez niezabezpieczone otwory okienne i nieszczelne klapy metalowe oraz przez kanały wentylacyjne i spalinowe, a jej zamarzanie w tych kanałach powodowało rozsadzanie ścian.

Dodatkowym negatywnym wpływem wód opadowych dostających się do budynku jest jej potencjalny wypływ pod fundamenty fortu przez pęknięcia w podłodze lub przez pęknięte ściany, co może być przyczyną zaobserwowanej aktywności pęknięć odspajających północno-wschodnią część fortu.

Eksplozja materiałów wybuchowych wywołała falę nadciśnienia, które doprowadziło do powstania dużych pęknięć, oddzielających północno-wschodnią część fortu od jej głównej bryły. Najpoważniejsze uszkodzenia w tej części budowli były zapewne wywołane przez zwiększoną ilość materiału wybuchowego, potrzebną do wysadzenia większych kopuł pancernych zabezpieczających ciężkie moździerze. Pęknięcia odspajające w substancji ścian i sklepień części północno-wschodniej, dochodzące do 10 mm rozwarcia, cechują się dalszą aktywnością. Uzupełnienie tych pęknięć zaprawą w 2014 roku (w sklepieniu korytarza na II piętrze i w ścianach) było przynajmniej jednokrotnie poprawiane, lecz pomimo tych zabiegów, obecnie widoczne jest pęknięcie w masach naprawczych o rozwarciu dochodzącym do ok. 3 mm. Stan ten wymaga dokładnego rozpoznania wszystkich przyczyn powstania uszkodzeń oraz doboru przyszłych metod naprawy, w celu powstrzymania dalszego powiększania szczeliny i jednoczesnego uszczelnienia tego pęknięcia. Jedną z możliwych metod naprawczych jest zastosowanie poliuretanowego złącza podatnego (PUFJ), uszczelniającego aktywne pęknięcia i przenoszącego równocześnie duże obciążenia i duże odkształcenia. Zarysowania

drobne (skurczowe) nie stanowią zagrożenia dla stateczności fortu i mogą być wypełnione/pokryte elastyczną zaprawą/powłoką na etapie prowadzenia prac renowacyjnych i wykończeniowych, po uprzednim powstrzymaniu napływu wód opadowych, odsoleniu np. przy pomocy zapraw ofiarnych i wysuszeniu elementów konstrukcyjnych fortu.

Obecny stan zarysowania i spękania konstrukcji fortu nie zagraża na obecnym etapie jego bezpiecznej i statecznej pracy, niemniej odspajanie części północno-wschodniej powinno być dogłębnie zdiagnozowane i powstrzymane (np. przy użyciu poliuretanowych złączy podatnych). Uszkodzenia w obrębie części stropowej, w tym kanałów w ścianach, stanowią główne zagrożenie powodujące przyspieszoną destrukcję wnętrza obiektu przez wody opadowe i jej pochodne (np. wysolenia). Z tego względu, konieczne jest natychmiastowe zabezpieczenie (nawet doraźne) całej uszkodzonej powierzchni dachu przed oddziaływaniem wód opadowych.

4. Analiza konserwatorska

Na podstawie przeprowadzonych wizji lokalnych, wywiadów z osobami odpowiedzialnymi za zarządzanie fortem i służbami konserwatorskimi, oraz po wstępnej analizie udostępnionej dokumentacji techniczno-konserwatorskiej stwierdzono awaryjny, bardzo zły stan zachowania obiektu. Kwalifikuje się on do natychmiastowych prac zabezpieczających (poprzez zadaszenie całego obiektu ze szczególnym uwzględnieniem nie tylko elementów spękanych i nieszczelnych, ale także ciągów wentylacyjnych i kominowych), a po dogłębnej analizie przyczyn i inwentaryzacji zniszczeń, do konserwacji co najmniej zachowawczej. Odkryte zniszczenia określono poniżej.

Widoczna jest zaawansowana korozja strukturalna i powierzchniowa materiałów budowlanych z jakich ukształtowany jest fort (beton, tynki, drewniane posadzki i ramy, elementy metalowe). Występują spękania konstrukcyjne niezabezpieczone lub zabezpieczone nieskutecznie (przez które penetruje woda), niezabezpieczone ciągi wentylacyjne i kominowe, nieszczelne zabezpieczenia po usuniętych elementach np. wieżach pancernych w formie przeciekających klap metalowych, niestaranne zamurowania, niezabezpieczone otwory okienne – pozbawione szklenia czy innych materiałów wypełniających.

Penetracja wilgoci skutkuje korozją tynków, spowodowaną migracją soli rozpuszczalnych w wodzie do rozszerzonego środowiska. Sole te wywołują destrukcję strukturalną – osypywanie, powstawanie odspojeń, kawern i ubytków, jak też obfitych wykwitów na powierzchni. Zawilgocenia skutkują także pojawieniem się inwazji mikroorganizmów – grzybów i bakterii, które mogą stanowić czynniki nie tylko destruktywne dla substancji budowlanej, ale i chorobotwórcze. W okresie zimowym, zawilgocenia skutkują również powstawaniem zmarzliny, a nawet wręcz lodu na powierzchni posadzek i ścian oraz sklepień. Poprzez zmiany stanu skupienia, i w ślad za nimi objętości, dochodzi do rozkładu strukturalnego zarówno w częściach konstrukcyjnych poprzez penetrację i poszerzanie szczelin, jak też w zaprawach wykończeniowych poprzez inkrustację i rozsadzanie struktury porowatej. Woda doprowadza również do całkowitej destrukcji elementów drewnianych, zwłaszcza posadzek z desek, ale i stolarki okiennej, a także jest czynnikiem przyspieszającym wydatnie korozję tlenkową elementów metalowych. W połączeniu działania wody i procesu utleniania destrukcji ulegają elementy metalowe, a na tynkach powstają przebarwienia i zacieki. W zawilgoconych i niezabezpieczonych pomieszczeniach bytują również najprzeróżniejsze owady, ślimaki i inne drobne zwierzęta, które zanieczyszczają powierzchnię.

5. Propozycje i kierunki dalszych działań

Stwierdzono konieczność natychmiastowej doraźnej ingerencji i działań przynajmniej zabezpieczających – zastopowanie dopływu i transmisji wody, która stanowi główną przyczynę destrukcji, a w dalszej kolejności usunięcie wadliwych – nieskutecznych wypełnień spękań, resekcję zakażonego destruktu, osuszanie, dezynfekcję i dezynsekcję budynku, odsalanie i ponowne działania naprawcze.

Zalecono w pierwszej kolejności wykonanie zadaszenia w nawiązaniu do skutecznych istniejących w przeszłości zadaszeń, a następnie podejmowanie kolejnych kroków badawczych i projektowych oraz prac realizacyjnych, które mogą być dzielone na etapy.

Kierując się dobrem obiektu i natychmiastową koniecznością powstrzymania napływu wód opadowych do jego wnętrza, powodującego przyspieszoną destrukcję, zalecono:

I. W trybie natychmiastowym wykonanie zadaszenia (tymczasowego) nad uszkodzoną powierzchnią całego dachu fortu, obejmującego część nad izbami żołnierzy (dawniej zadaszoną) oraz nad zniszczonym stropem wokół wysadzonych wież. Konstrukcja tego zadaszenia powinna umożliwić:
   – zabezpieczenie całej powierzchni dachu ponad konstrukcją fortu przed oddziaływaniem wód opadowych, z bezpiecznym odprowadzeniem ich poza strefę posadowienia fortu;
   – zadaszenie tymczasowe powinno być na tyle wysokie, aby umożliwić wszelkie prace pod nim w zakresie usunięcia starych zdegradowanych warstw zabezpieczających i naprawczych, wykonanie inwentaryzacji uszkodzeń oraz nowego zabezpieczenia i naprawy pęknięć na dachu (pokrycie zadaszenia w miarę przeźroczyste), przy równoczesnym umożliwieniu odbudowy odtworzonego historycznego zadaszenia (jeżeli taka będzie decyzja konserwatorska);
   – zadaszenie tymczasowe powinno zapewnić swobodny przewiew i suszenie powierzchni dachu i wnętrza fortu oraz powinno być skutecznie zabezpieczone przed silnymi wiatrami;
II. Powinna zostać powołana interdyscyplinarna komisja do spraw: dalszej szczegółowej diagnostyki uszkodzeń, ich inwentaryzacji, rozpoznania czynników wpływu i uwarunkowań historycznych (na podstawie dokumentacji), analizy otrzymanych informacji i doboru właściwych metod naprawy.
III. Wykonanie szczegółowej inwentaryzacji wszystkich uszkodzeń po usunięciu wadliwych i nieskutecznych zabezpieczeń, wprowadzenie monitoringu rozwarcia rys w wybranych miejscach w celu zbadania ich aktywności, rozpoznanie warunków wodno-gruntowych wewnątrz (istniejąca cysterna na wodę) i wokół budowli (system studni i kanalizacji oraz odprowadzenia wód opadowych).
IV. Sporządzenie dokumentacji architektoniczno-projektowej przyszłej funkcji obiektu oraz planowanych napraw i wzmocnień, a także programu prac konserwatorskich i uzyskanie zaleceń oraz pozwolenia konserwatorskiego.
V. Pozyskanie odpowiednich środków finansowych na naprawę i zabezpieczenie fortu.
VI. Dokonanie uzgodnionych napraw i prac konserwatorskich.
VII. Założenie odpowiedniego monitoringu przyszłego stanu konstrukcji.
VIII. Przekazanie wyremontowanego obiektu do użytkowania.

6. Podsumowanie – wnioski i zalecenia

Obecny stan bloku koszarowo-bojowego i jego uszkodzenia nie zagrażają stateczności obiektu, ale stanowią poważne zagrożenie szybko postępującą degradacją, która w niedługim

okresie czasu może doprowadzić do nieodwracalnych zniszczeń wewnątrz fortu. W obecnym stanie obiekt nie nadaje się do eksploatacji.

Opisane przyczyny powstania uszkodzeń i przecieków wyniknęły ze złożenia kilku niekorzystnych zjawisk natury konstrukcyjnej i środowiskowej oraz szkodliwej działalności człowieka (wysadzenie wież pancernych i usunięcie zadaszenia ochronnego ze stropu pancernego). Spowodowany nimi napływ wód opadowych powoduje bardzo szybką degradację konstrukcji, która musi być natychmiast zatrzymana poprzez wykonanie tymczasowego zadaszenia nad całym stropem fortu. Po usunięciu starych warstw nieskutecznie zabezpieczających stropy i wysuszeniu całej konstrukcji, należy dokonać szczegółowej inwentaryzacji uszkodzeń, założyć monitoring na aktywnych pęknięciach, dokonać gruntownego rozpoznania stosunków wodnych pod fortem i wokół niego oraz powołać komisję interdyscyplinarną, w celu ustalenia dalszego toku i zasad postępowania.

Literatura

1. Bogdanowski J.: Warownie i zieleń Twierdzy Kraków, Wydawnictwo Literackie Kraków 1979
2. Baran M. (red.): Forty Austriackie w Nowej Hucie, Muzeum Historyczne Miasta Krakowa, Dzieje Nowej Huty, Kraków 2015, ISBN: 978-83-757-195-4
3. https://klubpodroznikow.com/relacje/polska/forty-i-twierdze/2109-fort-pancerny-49a-dlubnia
4. https://gazetakrakowska.pl/krakow-ruiny-fortu-dlubnia-tutaj-nawet-za-dnia-czlowiek-czuje-sie-nieswojo-zdjecia
5. https://www.fortyck.pl/fort_49a_dlubnia.htm
6. http://www.kaponiera.pl/6/dlubnia.html
7. https://www.forty.waw.pl/index.php/strona-glowna/varia/439-fort-49a-dlubnia-w-krakowie
8. https://www.youtube.com/watch?v=oTI6ORLU_Tg

Evaluation of emergency state of the historic fort 49a „ Dłubnia”- can recreation of a historical form destroy a monument?

Key words: historic armored fort, renovation works, decision-making errors, degradation by rainwater, shrinkage of fort concrete, massive masonry structure

Uszkodzenia ścian działowych – analiza przypadków w aspekcie bezpieczeństwa i sposobów naprawy

PIOTR MATYSEK*, KRZYSZTOF KOZIŃSKI
Politechnika Krakowska

Streszczenie: Przedstawiono przypadki uszkodzeń murowych ścian działowych w budynkach o różnej funkcji i różnym okresie ekploatacji. Dokonano analizy przyczyn powstania uszkodzeń oraz podano sposoby ich naprawy umożliwiające dalsze bezpieczne użytkowanie pomieszczeń. Jako główną przyczynę uszkodzeń ścian murowych w postaci zarysowań, pęknięć oraz znacznych deformacji w planie i wychyleń ścian z pionu zdiagnozowano posadowienie ścian na odkształcalnym podłożu – stropach o zbyt małej sztywności lub niewłaściwie zagęszczonym i niestabilnym podłożu gruntowym.

Słowa kluczowe: ściany działowe, ściany murowe, uszkodzenia, zarysowania, deformacje

1. Wprowadzenie

Uszkodzenia ścian działowych w obiektach, są niejednokrotnie obserwowane w krótkim okresie po ich wzniesieniu [1, 2]. Uszkodzenia ścian są również inwentaryzowane w budynkach w trakcie ich realizacji oraz w budynkach użytkowanych od wielu lat, w których prowadzono remonty polegające na zmianie funkcji użytkowych pomieszczeń [3]. Znaczne uszkodzenia w postaci zarysowań i pęknięć przebiegającyh w różnych kierunkach i o zróżnicowanej rozwartości dotyczą w wielu przypadkach ścian działowych wykonanych z różnego rodzaju elementów murowych (ceramicznych, z betonu komórkowego, silikatowych). Najczęściej rysy i pęknięcia w ścianach działowych są bagatelizowane przez wykonawców i inwestorów. Rozpowszechniane jest twierdzenie, że takich rys i pęknięć nie można uniknąć, a ich główną przyczyną jest nierównomierne osiadanie budynku, który przez pierwsze kilka lat po wykonaniu lub remoncie generalnym „musi się ustawić". Twierdzenie to nie jest prawdziwe, bowiem wielu uszkodzeniom można zapobiec już na etapie projektowania i wykonania obiektu, stosując współczesne rozwiązania w zakresie doboru materiałów i technologii realizacji budynków.

Aktualnie obowiązująca norma do projektowania konstrukcji murowych PN-EN 1996-1-1 [4] nie zawiera bezpośrednio szczegółowych wytycznych odnoszących się do ścian działowych. W poprzedniej normie PN-B-03002 [5] znaleźć można warunek nieprzekroczenia deformacji postaciowej ściany (charakteryzowanej przez kąt odkształcenia postaciowego). Warunek ten dotyczy wprawdzie ścian usztywniających, ale można go również stosować do ścian działowych [6, 7].

W przypadku ścian murowych posadowionych na stropach żelbetowych zalecenia projektowe podane są w normie PN-EN 1992-1-1 [8]. Norma ta wymaga ograniczenia ugięć

*Autor do korespondencji: *piotr.matysek@pk.edu.pl*

stropów do takich wartości, aby nie ulegały uszkodzeniom inne elementy współpracujące – na przykład ścianki działowe. Jako graniczne ugięcie powstałe, pod działaniem obciążeń quasi-stałych, po zakończeniu wznoszenia konstrukcji norma [8] przyjmuje wartość 1/500 rozpiętości stropu. Wartość tę należy jednak dopasowywać do wrażliwości elementów współpracujących ze stropem. Wymagania projektowe w zakresie ograniczenia ugięć stropów, na których mają być ścianki działowe, podane są również w dokumencie ISO [9].

Praktyka wskazuje, że wymagania te są bardzo często pomijane w projektach konstrukcyjnych. Najczęściej stropy, ze względów ekonomicznych, projektuje się przy założeniu granicznej wartości ugięcia l/250. Nie bierze się przy tym pod uwagę rodzaju materiału, z którego będą wykonane ściany działowe. Niejednokrotnie również rodzaj ścian działowych jest ustalany lub zmieniany w trakcie wznoszenia obiektu, bez analizy wpływu ugięć stropu na ich zachowanie. Skutkuje to w efekcie licznymi uszkodzeniami murowych ścian działowych, które budzą niepokój, a czasami ograniczają użytkowanie pomieszczeń.

W opracowaniu przedstawiono trzy przypadki uszkodzeń ścian działowych. Są to wybrane przykłady z licznych prac eksperckich autorów niniejszego opracowania. Ich wspólną cechą jest przyczyna uszkodzeń ścian działowych tj. posadowienie ścian na odkształcalnym podłożu – stropach o zbyt małej sztywności lub niewłaściwie zagęszczonym i niestabilnym podłożu gruntowym. Dwa z tych przypadków dotyczą budynków użyteczności publicznej, natomiast trzeci budynku mieszkalnego.

We wszystkich przypadkach osoby użytkujące obiekty odczuwały stan zagrożenia wynikający z intensywności i zakresu uszkodzeń ścian. W trakcie przygotowywania opracowań eksperckich, autorzy niejednokrotnie spotykali się z głosami zaniepokojonych użytkowników, którzy na podstawie własnych obserwacji zarysowań i pęknięć ścian dochodzili do wniosku, że ” budynek ulegnie zawaleniu”. Przyczyniał się do tego również charakter procesu narastania uszkodzeń w czasie, który może trwać nawet kilka lat. Aspekt ten powinien być brany pod uwagę przy projektowaniu i wykonywaniu konstrukcji budynku, a także ścian działowych. W przeciwnym razie należy liczyć się z kosztami drogich i uciążliwych napraw oraz kosztami prowadzenia wieloletnich sporów.

2. Uszkodzenia ścianek w budynku po remoncie

Budynek użyteczności publicznej został wzniesiony w latach 60-tych XX wieku. Aktualnie budynek jest obiektem o 7 kondygnacjach nadziemnych, częściowo podpiwniczonym. Konstrukcję budynku wykonano jako ścianowo-słupową ze stropami żebetowymi. W późniejszych latach przeprowadzono remonty budynku, dostosowując go do nowych potrzeb i wymogów bezpieczeństwa. W trakcie jednego z ostatnich remontów (przeprowadzonego na początku XXI wieku) zmieniono układ pomieszczeń w kondygnacji parteru. Przestrzeń przy wejściu głównym podzielono ściankami działowymi, wyodrębniając z niej korytarz oraz trzy pomieszczenia biurowo-administracyjne. Oprócz wykonania ścian działowych, w pomieszczeniach ułożono nowe posadzki z płytek ceramicznych oraz zrealizowano sufity podwieszone przekrywające nowe instalacje zlokalizowane pod stropami. Nowe instalacje poprowadzono również na ścianach działowych.

Pierwsze uszkodzenia ścian działowych zaobserwowano już kilka miesięcy po remoncie. Pęknięcia występowały także na posadzkach z płytek ceramicznych. Już w 2008 roku ekspert w swojej opinii zalecił naprawę zarysowanych ścian działowych. Naprawy te przeprowadzono, maskując uszkodzenia gipsem z wtopioną siatką z włókna szklanego. Sposób naprawy okazał się nieskuteczny. Zgodnie z informacją uzyskaną od właściciela obiektu, proces narastania uszkodzeń uległ intensyfikacji w momencie rozpoczęcia prac wyburzeniowych na sąsiedniej działce.

Stan techniczny ścian działowych w chwili rozpoczęcia badań przez autorów niniejszego opracowania przedstawiono na rys. 1 i 2. Na ścianach działowych stwierdzono liczne zarysowania i pęknięcia. Zarysowania i pęknięcia miały zróżnicowany przebieg. Maksymalna pomierzona szerokość rys i pęknięć wynosiła 12 mm.



Rys. 1. Zarysowania i pęknięcia ściany działowej – widok od strony korytarza.



Rys. 2. Uszkodzenia ściany działowej pomiędzy pomieszczeniami biurowymi.

Orócz inwentaryzacji morfologii rys przeprowadzono również badania odkrywkowe ścian, badania odkrywkowe w poziomie posadzki, a także pomiary deformacji posadzki i ścian.

Stwierdzono, że ściany działowe zostały wykonane jako murowe grubości 12 cm z cegły kratówki na zaprawie zwykłej, cementowo-wapiennej. Ściany działowe wykończono obustronnie tynkiem.

Jak wykazały badania w odkrywkach i pomiary uzupełniające, pod analizowanym pomieszczeniami budynek jest niepodpiwniczony, a przestrzeń pomiędzy ścianami fundamentowymi wypełniona jest gruzem, na który składają się kawałki płyt chodnikowych, kamieni i gruz ceramiczny. Ostatnią warstwę gruzu z piaskiem o grubości około 50 cm ułożono prawdopodobnie w trakcie ostatnich prac remontowych o czym świadczył gruz ceramiczny z elementów zastosowanych do murowania ścian działowych. Ścianki działowe posadowione zostały bezpośrednio na warstwie gruzu za pośrednictwem ław betonowych o przekroju około 25×30 cm.

Pomierzone deformacje pionowe (osiadania) na długości korytarza wynosiły 44 mm. Biorąc pod uwagę geometrię ścian, kąty odkształcenia postaciowego oszacowano jako zawierające się w przedziale wartości 0,002–0,005. Dodatkowo pomierzono deformacje ścian działowych w pionie. Największe deformacje stwierdzono w ścianie korytarza (patrz rys. 1), której część dolna (pod pęknięciem poziomym) przesunęła się o kilka milimetrów w stosunku do części górnej ściany.

Deformacje ścian szczególnie widoczne były w rejonie otworów drzwiowych. Świadczą o tym odkształcenia ościeżnic oraz skrzydeł drzwiowych, które wielokrotnie były naprawiane, aby możliwe było korzystanie z wejść do pomieszczeń. Efektem deformacji i zarysowań ścian działowych były również widoczne na rys. 2 uszkodzenia elementów instalacji mocowanych do ścian.

Na podstawie analizy wyników badań i obliczeń stwierdzono, że przyczyną uszkodzeń ścian działowych było ich nierównomierne osiadanie. Osiadania te spowodowane zostały wadliwym sposobem posadowienia ścian działowych. Ściany działowe i wylewkę betonową pod posadzkami posadowiono na niejednorodnym, luźnym nasypie z gruzu budowlanego i piasku, który stanowi wypełnienie pomiędzy ścianami fundamentowymi w niepodpiwniczonej części budynku. Niejednorodny nasyp na etapie budowy i remontu pomieszczeń nie

został właściwie zagęszczony i ustabilizowany, co spowodowało nierównomierne osiadania ścian. Proces narastania uszkodzeń ścian działowych przebiegał od wielu lat. Intensyfikacja tego procesu zwiększyła się w okresie prowadzenia w rejonie przedmiotowego budynku robót budowlanych o charakterze dynamicznym, generujących drgania w podłożu. To typowe zjawisko jest obserwowane przy posadowieniach na niejednorodnych luźnych podłożach nasypowych, które pod wpływem drgań ulegają samozagęszczeniu i osiadają.

Ze względu na występujące uszkodzenia zalecono wyłączyć pomieszczenia z użytkowania i przystąpić bezzwłocznie do ich remontu.

Zaproponowany sposób remontu polegał na wykonaniu stabilizacji podłoża gruzowego za pomocą żywic polimerowych, a następnie, po ustabilizowaniu się procesu uszkodzeń, na naprawie ścianek murowych w miejscach rys i pęknięć za pomocą systemowych zapraw naprawczych oraz wzmocnień strukturalnych z włókien węglowych wklejanych na zaprawach mineralnych.

Rozważano także wyburzenie wszystkich uszkodzonych ścianek i wykonanie nowych (co było rozwiązaniem tańszym), ale ze względu na ilość instalacji zlokalizowanych w ściankach (szczególnie w pomieszczeniu przy wejściu głównym do budynku) właściciel obiektu nie wyraził zgody na ich wyburzenie. Przemurowano jedynie górną część ścianki przy korytarzu, która przesunięta była w planie w stosunku do części dolnej. Po dwóch latach od remontu nie stwierdzono żadnych uszkodzeń w naprawionych ścianach działowych.

3. Zarysowania ścian działowych w budynku użyteczności publicznej

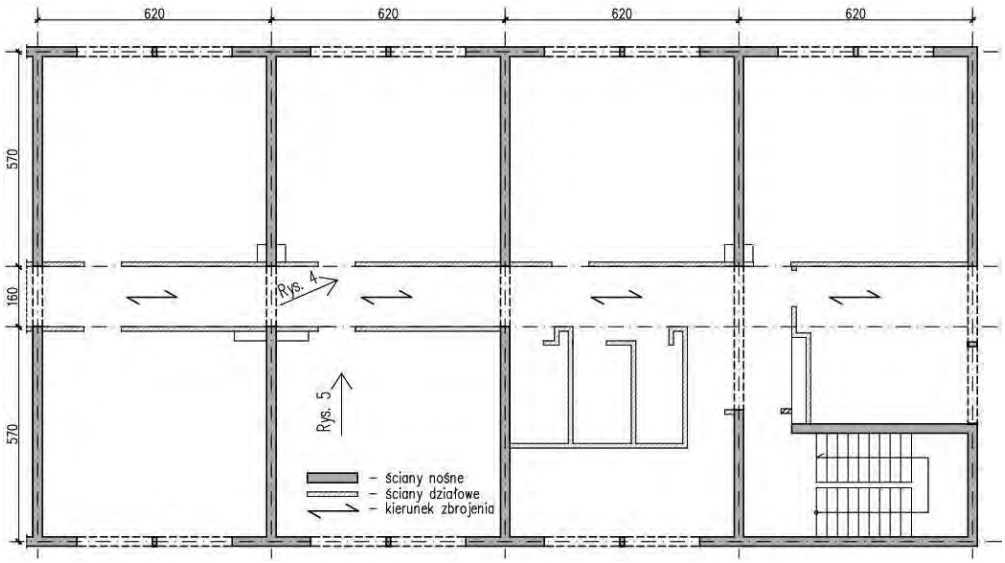
Budynek o czterech kondygnacjach nadziemnych, w całości podpiwniczony został wzniesiony w pierwszym dziesięcioleciu XXI wieku. W rzucie poziomym budynek kształtem zbliżony jest do litery L. Obiekt zaprojektowano o konstrukcji ścianowej, posadowiony bezpośrednio na gruncie za pośrednictwem ław i lokalnie stóp fundamentowych. Ściany w piwnicy zaprojektowano i wykonano jako żelbetowe monolityczne, natomiast ściany konstrukcyjne kondygnacji nadziemnych jako murowe grubości 25 cm z cegieł ceramicznych na zaprawie cementowo-wapiennej klasy M10. Płyty stropowe żelbetowe monolityczne grubości 18 cm, są oparte na ścianach nośnych i belkach stropowych żelbetowych. W zdecydowanej większości płyty zaplanowano jako jednokierunkowo zbrojone o rozpiętości w osiach podpór 6,2 m. Fragment rzutu powtarzalnej kondygnacji budynku przedstawiono na rys. 3.

Ściany działowe wykonano jako murowe z cegły kratówki grubości 12 cm oraz lokalnie z płyt gipsowo-kartonowych. Ściany działowe murowe oparto bezpośrednio na stropach żelbetowych. Wykończeniem powierzchni ścian są tynki.

Na wszystkich kondygnacjach nadziemnych budynku zinwentaryzowano zarysowania ścian działowych murowych o zróżnicowanych kierunkach i rozwartości od 0,2 do 4 mm. Najwięcej zarysowań występowało w podłużnych ścianach działowych w traktach korytarzowych. Na ścianach tych zaobserwowano głównie zarysowania poziome. Część zarysowań obejmowała całą grubość ścian – niektóre z tych pęknięć przebiegają w sposób ciągły na długości kilku metrów (rys. 4). Na ścianach występowały również zarysowania i dspojenia tynku w strefach bezpośrednio pod stropami oraz w miejscach połączenia ścian działowych z nośnymi ścianami poprzecznymi i zlokalizowanymi w ich sąsiedztwie szachtami wentylacyjnymi (rys. 5).

Morfologia zarysowań i pęknięć wskazywała, że ich główną przyczyną były ugięcia stropów. Jak wynikało z analizy dokumentacji projektowej, stropy obliczono, zakładając graniczne wartości ugięć równe l/250 (l – rozpiętość stropów). Dodatkowo błędnie zestawiono obciążenia od ścianek działowych i instalacji podwieszonych do stropów zaniżając ich wartość. Kontrolne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykazały, że całkowite ugięcia

płyt stropowych można oszacować na poziomie ok. 3,3 cm, natomiast ugięcia po wykonaniu konstrukcji stropu wynoszą około 1,9 cm. Precyzyjne określenie części ugięć stropów mających wpływ na odkształcenia ścian działowych było utrudnione, ponieważ nie zachowały się informacje o czasie murowania ścian działowych w odniesieniu do czasu wykonania i rozdeskowania stropów.



Rys. 3. Fragment rzutu stropu powtarzalnej kondygnacji budynku wraz z układem ścian nośnych i działowych.



Rys. 4. Zarysowania i pęknięcia ściany działowej – widok od strony korytarza.



Rys. 5. Zarysowania poziome ściany na styku ze stropem i pionowe przy kanale wenytlacyjnym.

Nie dały takich informacji również pomiary przeprowadzone w trakcie wykonywania ekspertyzy, a więc po około 15 latach od chwili wzniesienia budynku, bowiem bez danych o kolejności realizacji robót nie jest możliwe wyodrębnienie poszczególnych składowych ugięć całkowitych. Biorąc pod uwagę oszacowane ugięcia, można stwierdzić, że kąty odkształcenia postaciowego ścian w korytarzach są równe około 0,0006, nieco przekraczają wartość graniczną podaną dla ścian murowanych z elementów ceramicznych podaną w normie

wynoszącą 0,0005 [5]. Należy jedna brać pod uwagę fakt, że w ścianach korytarzy zlokalizowano liczne otwory drzwiowe, co zwiększa ryzyko zarysowań na skutek odkształceń ścian współpracujących ze stropami.

Analiza dokumentacji technicznej wykazała, że rysy w ścianach działowych obserwowne były już w pierwszym okresie po wzniesieniu budynku. Rysy te z czasem ulegały powiększeniu. Właściciel budynku nie zlecił monitoring zarysowań, dlatego trudno powiedzieć, jak ten proces dokładnie przebiegał. Prawdopodobnie proces ten przebiegał najbardziej intensywnie w pierwszych miesiącach i latach po wzniesieniu budynku. Spowodowane to było przede wszystkim odkształceniami reologicznymi stropów z betonu, których ugięcia narastają najszybciej w pierwszym okresie użytkowania, a potem proces ten ulega stopniowemu wygaszaniu. Potwierdzeniem tego stwierdzenia był stan techniczny ścian w pomieszczeniach remontowanych kilka lat temu. Po zaszpachlowaniu rys w ścianach działowych tych pomieszczeń w zasadzie nie odnotowano otwierania się rys. O stabilizacji rys świadczą również pomiary przeprowadzone przez autorów niniejszego opracowania po około roku od pierwszych badań. Zmiany szerokości rys w ścianach nie przekraczały 0,1 mm. Można więc uznać, że proces narastania uszkodzeń został praktycznie zakończony.

Należy zaznaczyć, że na górnej powierzchni ścian działowych na styku ze stropami zinwentaryzowano warstwę styropianu o grubości około 2 cm, która miała kompensować ugięcia stropów. Niestety, błędnie wykonano tynki na ścianach w tym rejonie – zatynkowano styropian, a tynki na ścianach i stropie wykonano jako ciągłe (bez nacięcia). Przy ugięciach stropów spowodowało to ich uszkodzenia, a w konsekwencji odspojenia i odpadanie, co przedstawiono na rys.5.

Zaproponowano naprawę murowych ścianek działowych w miejscach rys i pęknięć za pomocą systemowych zapraw naprawczych oraz wzmocnień strukturalnych z siatek z włókna szklanego. W pomieszczeniach, w których występowały uszkodzenia w postaci rys i ubytków tynku na styku ściany i stropu (rys. 5), naprawa polegała na usunięciu uszkodzonych tynków, a następnie wykonaniu nowych, ze szczeliną pod stropem wypełnioną masą akrylową jako materiałem trwale plastycznym.

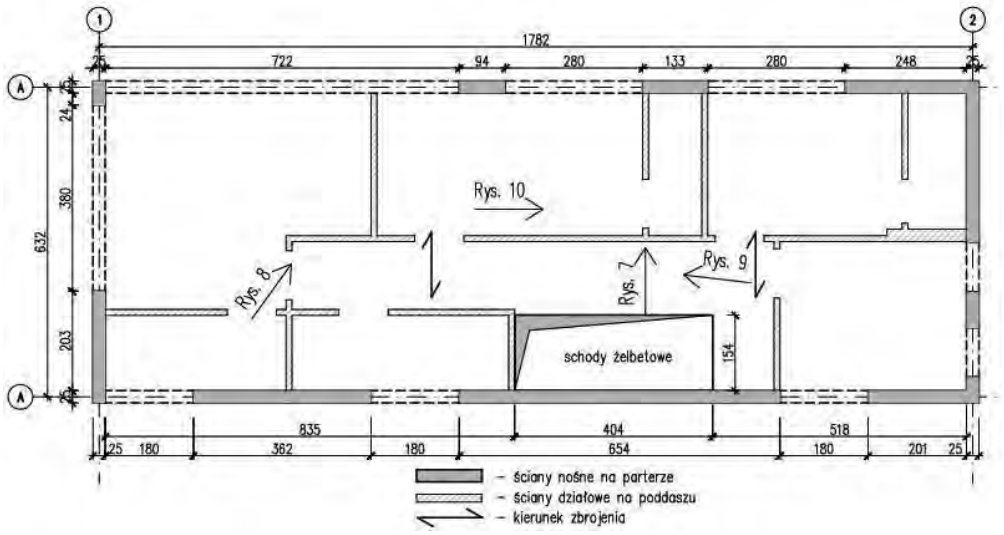
4. Uszkodzenia murowych ścanek działowych na poddaszu budynku mieszkalnego w trakcie jego realizacji

Przedmiotowy budynek mieszkalny jednorodzinny składa się z dwóch kondygnacji nadziemnych i jest w całości podpiwniczony. Badania opisane poniżej zostały przeprowadzone na etapie realizacji budynku.

Ściany zewnętrzne piwnicy wykonano z bloczków betonowych, a ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych z pustaków ceramicznych Porotherm. W budynku zaprojektowano stropy w postaci płyt żelbetowych monolitycznych o grubości 20 cm (strop nad piwnicą) i 15 cm (strop nad parterem). Niemalże wszystkie ściany działowe na poddaszu wzniesiono z pustaków ceramicznych P11,5 P+W.

Rzut budynku ma kształt prostokąta, którego wymiary w osiach ścian są równe 6,32×17,82 m (rys. 6). Strop na parterem oparty jest tylko na ścianach zewnętrznych i wykonanych w nich belkach nadprożowych. Strop jest więc płytą jednopolową swobodnie opartą na ścianach. W ścianach kondygnacji parteru występują liczne przeszklenia o znacznej szerokości – maksymalna szerokość otworu jest równa 7,22 m – w tych miejscach wykonano belki nadprożowe o przekroju poprzecznym 25×35 cm. Konstrukcja dachu została zrealizowana jako drewniana płatwiowo-krokwiowa, oparta na podłużnych ścianach kolanowych o wysokości 140 cm. Kalenicę dachu usytuowno w środku rozpiętości budynku, a kąt nachylenia połaci dachu wynosi 49°.

Na stropie nad parterem bezpośrednio oparto ściany działowe poddasza. Ze względu na całkowite wykorzystanie przestrzeni poddasza, wszystkie ściany działowe wykonano do wysokości płaszczyzny dachu – podłużną ścianę działową, usytuowaną w osi kalenicy, wykonano do samego szczytu – jej wysokość wynosiła około 5,20 m. Układ ścian działowych na poddaszu podano na rys. 6.



Rys. 6. Rzut stropu nad parterem wraz z rozmieszczeniem ścian działowych poddasza.

Budynek wzniesiono w 2019 roku, a uszkodzenia ścian działowych kondygnacji poddasza pojawiły się już po kilku miesiącach od wykonania stanu surowego zamkniętego. W trakcie przeprowadzonych wówczas badań konstrukcji budynku stwierdzono, że w ścianach działowych poddasza występują liczne zarysowania i pęknięcia o różnych kierunkach – maksymalna szerokość rozwarcia rys i pęknięć wynosiła 18 mm.

P ęknięcia o największej rozwartości wystąpiły w ścianie podłużnej z otworami drzwiowymi w rejonie styku ze ścianami działowymi do niej poprzeczymi (rys. 7, 8). Zinwentaryzowane w trakcie badań znaczne deformacje – wybrzuszenia i odchylenia od pionu tej ściany (rys. 9) ponad dwukrotnie przekraczały wartości dopuszczone normą dla konstrukcji murowych [4]. Ściana ta w trakcie prowadzonej wizji lokalnej była niestabilna – groziła zawaleniem. Należy podkreślić, że podłużną ścianę działową poddasza wykonano niezgodnie z dokumentacją projektową, wg której powinna mieć grubość 25 cm;

Pomierzone maksymalne ugięcie stropu nad parterem wynosiło 38 mm – pomimo obciążenia stropu jedynie ciężarem własnym i ścianami działowymi. Wartość ugięcia dyskwalifikowała strop już w tym stadium obciążenia.

Na podstawie pomierzonych ugięć oraz geometrii i usytuowania ścian działowych na stropie, można stwierdzić, że kąty odkształcenia postaciowego ścian były wielokrotnie większe od wartości granicznej. Zaobserwowano również znaczne ugięcie najdłuższej belki nadporożowej o długości 7,2 m. Belka ta w środku rozpiętość oparła się na ościeżnicy drzwi balkonowych.

Analiza dokumentacji technicznej i badania in-situ wykazały, że strop nad parterem wykonano niezgodnie z dokumentacją projektową. Na podstawie wykonanych skanów zbrojenia stropu ustalono, że zamiast zbrojenia z prętów #12 co 9 cm zastosowano zbrojenie prętami #12 co 15 cm. Zastosowane zbrojenie było więc o 40% mniejsze od zaprojektowanego. Dodatkowo pomierzona grubość stropu wynosiła 14 cm i była mniejsza od grubości

zakładanej w dokumentacji projektowej. W rozmowach z inwestorem ustalono także, że ściany działowe poddasza murowano bezpośrednio po wykonaniu stropu.



Rys. 7. Zarysowanie (pęknięcie) pionowe podłużnej ściany działowej.



Rys. 8. Zarysowania ukośne podłużnej ściany działowej.

Zaobserwowane defekty w postaci nadmiernych ugięć stropu i belek nadprożowych oraz uszkodzeń ścian działowych poddasza mają swoją przyczynę nie tylko w błędnym wykonawstwie, lecz również w projekcie konstrukcji. Strop policzono, zakładając typową graniczną wartość ugięcia równą l/250. W dokumentacji projektowej niewłaściwie przyjęto również obciążenia stropu od ścianek działowych poddasza – uwzględniono na całej jego powierzchni obciążenie rozmyte o wartości charakterystycznej równej 1,20 kN/m^2. Takie założenie jest dopuszczalne przez normę [8] tylko w przypadku lekkich ścianek działowych. W przypadku omawianego budynku obciążenie od ścian działowych, ze względu na znaczną ich wysokość i ciężar, powinno być uwzględnione w obliczeniach jako liniowe obciążenie zlokalizowane w miejscach usytuowania ścian. Błędem wykonawczym było natomiast wymurowanie części ścian działowych do samej krokwi, co uniemożliwiało właściwe ocieplenie połaci dachu (rys. 10).

Nałożenie się błędów projektowych i wykonawczych doprowadziło do stanu zagrożenia bezpieczeństwa. Stan ten wynikał ze znacznych deformacji ścian działowych poddasza. Odseparowana pęknięciami od ścian poprzecznych i wychylona z pionu ściana podłużna groziła zawaleniem. Nakazano bezzwłoczne wyburzenie ścian działowych na poddaszu, a następnie wzmocnienie konstrukcji stropu nad parterem. Docelowo strop nad parterem podwieszono do konstrukcji z kształtowników stalowych zlokalizowanej na poddaszu, a wszystkie sciany działowe poddasza wykonano z płyt gipsowo-kartonowych (podwójna płyta na stelażu).

W opracowaniu przedstawiono przypadki uszkodzeń ścian działowych w budynkach o różnej funkcji użytkowej i czasie ekploatacji. Badania in-situ oraz analizy dokumentacji technicznej i kontrolne obliczenia wykazały, że przyczyną uszkodzeń ścian działowych było ich posadowienie na odkształcalnych elementach – stropach wykazujących nadmierne ugięcia lub niestabilnych podłożach gruntowych. Ściany działowe realizowane jako murowe charakteryzują

się małą odpornością na odkształcenia elementów współpracujących, co powoduje uszkodzenia w postaci zarysowań i pęknięć niekiedy o dużej rozwartości. W analizowanych w opracowaniu przypadkach kąty odkształcenia postaciowego ścian działowych murowanych z elementów ceramicznych były kilkakrotnie większe od wartości granicznych.



Rys. 9. Widoczna deformacja ściany podłużnej.



Rys. 10. Ściana działowa wymurowana do samych krokwi.

Podsumowanie

Podstawowe znaczenie w procesie projektowania, w aspekcie ograniczenia uszkodzeń murowych ścian działowych, ma ograniczenie odkształceń elementów, na których będą opierane ściany. Jeżeli zakłada się bezpośrednie oparcie murowanych ścian działowych na stropach żelbetowych, to konieczne jest ograniczenie ugięć prognozowanych w fazie po wykonaniu konstrukcji do wartości l/500 (l – rozpiętość stropów) lub mniejszych. Konieczna jest w tym wypadku szczegółowa analiza obliczeniowa. Biorąc pod uwagę współczesne oprogramowanie inżynierskie, wykonanie obliczeń deformacji stropów w różnych fazach obciążenia i podanie w projekcie zaleceń wykonawczych dla ścian działowych murowanych z wybranych elementów murowych powinno być działaniem standardowym.

Należy podkreślić, że znaczne zarysowania i pęknięcia, a także deformacje ścian działowych mogą powodować uszkodzenia elementów zlokalizowanych w ścianach (na przykład stolarki drzwiowej, instalacji), co powoduje niejednokrotnie problemy z użytkowaniem pomieszczeń. Nie bez znaczenia jest również poczucie zagrożenia odczuwane przez osoby przebywające w budynkach z widocznymi uszkodzeniami ścian. W skrajnych przypadkach, uszkodzenia i znaczne deformacje ścian mogą prowadzić do stanów zagrożenia bezpieczeństwa.

Proces naprawy ścian jest zwykle kosztowny i uciążliwy dla użytkowników. Przed rozpoczęciem prac remontowych należy wykonać analizę przyczyn występujących uszkodzeń ścian. Bez oceny przyczyn naprawy mogą się okazać nieskuteczne. Dotyczy to przede wszystkim przypadków, gdy proces narastania uszkodzeń ma charakter postępujący. Popularny sposób napraw za pomocą szpachlowania uszkodzeń ew. wklejania flizeliny, czy siatki na gipsie jedynie maskuje uszkodzenia na krótki czas.

Aktualnie istnieje wiele materiałów i technologii umożliwiających minimalizacje efektów uszkodzeń ścian działowych. Bagatelizowanie problematyki ścian działowych na etapie projektowania budynków i ich wykonywania skutkuje zwykle koniecznością ponoszenia znacznych kosztów związanych z ich naprawami. Często koszty takich napraw przekraczają koszty wykonania ścianek działowych.

Literatura

1. Dybel P., Kucharska M.: Przyczyny uszkodzenia ścian działowych w nowo oddanym budynku, Awarie budowlane, XXX Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin-Międzyzdroje 2022, str. 199–208.
2. Kania T., Kobusiński A., Pietraszek P., Kania S.: Analiza przyczyn pękania ścian działowych w nowo oddanym wysokim budynku mieszkalnym w Warszawie, Awarie budowlane – XXV Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin – Międzyzdroje 2011, str. 443–450.
3. Szulc J., Lechman M.: Uszkodzenia ścian murowanych budynku w stadium realizacji, Awarie budowlane – XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin-Międzyzdroje 2017, str. 227–238.
4. PN-EN 1996-1-1 – Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych, 2010.
5. PN-B-3002:2007 – Konstrukcje murowe – Projektowanie i obliczanie, 2007.
6. Drobiec Ł, Kubica J.: Zapobieganie zarysowaniom ścian murowych opartych na stropach żelbetowych. Materiały Budowlane, 4/2006, str. 21–23.
7. Drobiec Ł.: Przyczyny uszkodzeń murów. Materiały XXII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2007, str. 105–148.
8. PN-EN 1992-1-1 – Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008.
9. ISO 4356:1977 Bases for the design of structures. Deformations of buildings at the serviceability limit states.

Damage of partition walls – case analysis in the aspect of safety and repair methods

Key words: partition wall, masonry wall, damage, cracks, deformations

Analiza wyników impregnacji przeciwogniowej drewna konstrukcyjnego na potrzeby budynków średniowysokich – przyczynek do dyskusji nad bezpieczeństwem ogniowym konstrukcji drewnianych

MICHAŁ RYKACZEWSKI*, MATEUSZ JANIEC
Polskie Domy Drewniane S. A.

Streszczenie: W ostatnich latach na terenie Polski oddano do użytku pierwsze budynki użyteczności publicznej z drewna masywnego o widocznej powierzchni konstrukcji nośnej. Początek wykonywania w Polsce wielokondygnacyjnych budynków z CLT bez okładzin przeciwpożarowych wskazuje na potrzebę weryfikacji technicznych możliwości zabezpieczania drewna środkami ogniochronnymi. Badania procesu impregnacji zmniejszającej palność drewna prowadzone przez Spółkę PDD S. A. w ramach projektu POIR.01.01.01-00-0076/21 wykazały trudności z wprowadzeniem w drewno wymaganej przez producentów ilości środków zmniejszających palność za pomocą metod możliwych do przeprowadzenia na placu budowy. Praca przedstawia analizę wyników pierwszego etapu badań naniesienia impregnatów ogniochronnych w projekcie POIR w celu zwrócenia uwagi projektantów i wykonawców konstrukcji drewnianych na zagrożenia dla bezpieczeństwa pożarowego płynące ze stosowania środków ogniochronnych bez należytej kontroli nad procesem impregnacji.

Słowa kluczowe: drewno konstrukcyjne, drewno klejone krzyżowo, CLT, impregnacja ogniochronna, bezpieczeństwo pożarowe

1. Wprowadzenie

Pojawienie się pierwszych realizacji budynków użyteczności publicznej o widocznej powierzchni konstrukcji nośnej z drewna masywnego na terenie Polski jest zgodne z aktualnymi światowymi trendami budownictwa proekologicznego. W kolejnych latach bardzo prawdopodobne jest pojawienie się kolejnych tego typu inwestycji. Jako przykład udanej realizacji obiektu tego typu można wskazać budynek w Leśnym Ogrodzie Botanicznym „Marszewo" k. Gdyni, który został oddany do użytku we wrześniu 2023 r. Jest to dwukondygnacyjny budynek użyteczności publicznej o widocznej konstrukcji nośnej stropów i ścian z drewna klejonego krzyżowo (CLT – cross laminated timber). Przykładem inwestycji planowanej do realizacji jest 4-kondygnacyjny budynek biurowy o konstrukcji nośnej z drewna klejonego i stropami z CLT, który ma stać się częścią kompleksu Poleczki Park w Warszawie. Na obiekt o powierzchni 9 300 m^2 niedawno uzyskano pozwolenie na budowę.

*Autor do korespondencji: *michal.rykaczewski.inz@gmail.com*

W Stanach Zjednoczonych w 2019 roku postulowano wprowadzenie do prawa budowlanego 3 nowych typów konstrukcji z CLT. [2] Zostały one zatwierdzone i wpisane w 2021 r. Międzynarodowy Kodeks Budowlany (IBC): budynki o wysokości do 18 pięter z osłoniętymi elementami z litego drewna (typ IV-A); budynki o wysokości do 12 pięter z sufitami i ścianami o ograniczonej ilości odsłoniętego drewna i nośności ogniowej 120–180 min (typ IV-B); budynki o wysokości do 9 pięter z odsłoniętym litym drewnem o nośności ogniowej 120 min (typ IV-C). [3] Wprowadzona klasyfikacja pokazuje, że w USA ilość powstających budynków o widocznej drewnianej konstrukcji nośnej wymaga wprowadzania regulacji w zakresie ich bezpieczeństwa ogniowego.

W polskich przepisach oprócz odporności ogniowej każdy element konstrukcyjny powyżej 4 kondygnacji musi spełniać kryterium braku rozprzestrzeniania ognia (NRO), co dla konstrukcji drewnianych oznacza konieczność zmniejszenia ich palności do klasy B reakcji na ogień za pomocą impregnacji ogniochronnej środkami chemicznymi. [7] Europejski Dokument Oceny będący podstawą do wprowadzania płyt CLT do obrotu na rynek europejski nie obejmuje impregnacji elementów konstrukcyjnych na etapie prefabrykacji. [8] Wyłączenie możliwości impregnacji w trakcie produkcji CLT oznacza zarazem brak możliwości zabezpieczenia drewna klejonego krzyżowo za pomocą impregnacji ciśnieniowej, która daje najlepsze efekty i kontrolę nad procesem. [1]

Aktualny stan prawny stosowania w Polsce płyt CLT jako konstrukcji nośnej budynków wiąże się z potrzebą impregnacji ogniochronnej drewna klejonego krzyżowo na miejscu budowy lub po wykonaniu całych płyt w zakładzie produkcyjnym. Możliwymi sposobami zabezpieczania drewna środkami zmniejszającymi palność jest impregnacja zanurzeniowa i powierzchniowa. Rozwiązania technologiczne związane z prawidłowym przeprowadzeniem procesu impregnacji są kluczowe dla bezpieczeństwa użytkowników budynków drewnianych.

W latach 2021–2023 Spółka Polskie Domy Drewniane S. A. w ramach projektu POIR.01.01.01-00-0076/21 przeprowadziła badania skuteczności impregnacji powierzchniowej, zanurzeniowej i podciśnieniowej drewna konstrukcyjnego przeznaczonego do produkcji płyt CLT o zmniejszonej palności. Projekt zakładał „Opracowanie technologii płyt konstrukcyjnych z klejonego krzyżowo drewna sosnowego z terenów Polski, o podwyższonej klasie reakcji na ogień, na potrzeby wielokondygnacyjnego budownictwa drewnianego" i został współfinansowany ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego.

Badania wykazały poważne trudności z możliwością efektywnego wprowadzenia w drewno środków zmniejszających palność w ilości wymaganej przez producentów impregnatów za pomocą metod możliwych do przeprowadzenia na placu budowy.

Praca przedstawia analizę wyników badań naniesienia impregnatów ogniochronnych w projekcie POIR przeprowadzonych przez pracowników Wydziału Technologii Drewna Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu i opracowanych przez zespół badawczy PDD S. A. w celu zwrócenia uwagi projektantów i wykonawców konstrukcji drewnianych na zagrożenia dla bezpieczeństwa pożarowego płynącego ze stosowania środków ogniochronnych bez należytej kontroli nad procesem impregnacji.

2. Zestawienie najważniejszych danych literaturowych o procesie impregnacji ogniochronnej drewna

Zestawienie najważniejszych danych zawartych w literaturze przedmiotu należy rozpocząć od scharakteryzowania różnicy w procesie impregnacji 2 najważniejszych gatunków drewna konstrukcyjnego – sosny zwyczajnej i świerka pospolitego. Pierwszy gatunek stanowi surowiec najpowszechniej występujący na terenie Polski, a drugi – na terenie państw niemieckojęzycznych. Ze względu na początki produkcji drewna masywnego na terenie

Austrii i Niemiec to właśnie drewno świerkowe jest najczęściej wykorzystywane w budynkach z drewna klejonego.

Wśród krajowych gatunków drewna iglastego największą podatność na nasycanie impregnatami wykazuje drewno sosny zwyczajnej, a najmniejszą drewno świerka i jodły. [4] Dwa ostatnie gatunki w trakcie impregnacji charakteryzują się zmniejszeniem drożności kapilarnej. Wnikanie impregnatu na zasadzie kapilarnej oraz na zasadzie dyfuzji jest sposobem działania charakterystycznym dla impregnatów wodorozcieńczalnych. [1]

Trudnonasycalność drewna świerkowego jest związana z zamykaniem się jamek drewna wczesnego po pierwszym naniesieniu środka solnego – badania wykazały, że obniża to nasiąkanie kapilarne kolejnych impregnacji drewna świerkowego o około 230 razy [1]. Dla porównania, wyniki badań sosny wskazują na obniżenie nasiąkania impregnatu przy kolejnych impregnacjach tylko o 30 razy. [1] Przytoczone dane wskazują na poważne trudności z impregnacją drewna świerkowego.

Po wskazaniu najważniejszych aspektów procesu impregnacji związanych ze stosowanym rodzajem drewna konstrukcyjnego konieczna jest krótka charakterystyka metod impregnacji CLT możliwych do przeprowadzenia w warunkach zgodnych z obowiązującymi przepisami. [8].

Podstawowym sposobem nanoszenia impregnatu jest impregnacja powierzchniowa pędzlem lub pistoletem natryskowym. Dla 1 naniesienia pędzlem impregnatu na drewno sosnowe można przyjąć 10 sekund impregnacji zanurzeniowej. [1] Maksymalna głębokość wnikania impregnatu w drewno przy użyciu tej metody to 2–4 mm, przy czym kluczowa jest wielokrotna aplikacja impregnatu i niedopuszczenie do przesychania powierzchni drewna (obniżenie wnikania przez dyfuzję). [1]

Metodą o porównywalnej skuteczności możliwą do stosowania w zakładach produkcyjnych po sklejeniu i sezonowaniu płyt CLT jest kąpiel zimna krótkotrwała. Przebiega ona zazwyczaj w temperaturze około 20°C i trwa od 30 sekund do 2 godzin. Kąpiel długotrwała może trwać kilka dni.

Ciśnieniowe metody impregnacji drewna (metody Rüpinga, metoda Bethela-Burnetta, Gillwalda-Jonata, Lowry-ego) polegają na przemiennym stosowaniu próżni i nadciśnienia o wartości do 1,0 MPa w celu wtłoczenia impregnatu w objętość drewna. [1] Ze względu na rozmiary autoklawów potrzebnych do przeprowadzenia procesu oraz negatywny wpływ zmian ciśnienia na spoiny klejowe impregnacja całych płyt CLT tą metodą nie jest możliwa.

3. Założenia metodyczne przeprowadzonych prac badawczych

W ramach prac nad technologią prefabrykacji płyt CLT przeprowadzono próby impregnacji metodą powierzchniową i zanurzeniową.

Badania wykonano impregnując próbki metodą zanurzeniową krótkotrwałą. Zgodnie z danymi literaturowymi przyjęto, że czas zanurzenia elementu w impregnacie na 15 sekund symuluje warunki 1-krotnej impregnacji powierzchniowej elementu pionowego za pomocą pędzla. [1] Warianty impregnacji przedstawiono w tablicy 1.

Do impregnacji zastosowano 3 jednoskładnikowe, wodorozpuszczalne preparaty solne dostępne na polskim rynku. Wszystkie impregnaty zgodnie z deklaracją producentów zmniejszały palności drewna do klasy B reakcji na ogień oraz były dopuszczone do stosowania wewnątrz pomieszczeń, w których mogą przebywać ludzie.

Do badań przygotowano 162 próbki bezsęcznego drewna twardzielowego sosny zwyczajnej o wymiarach 350×100×20 mm (pierwszy wymiar wzdłuż włókien) – po 3 sztuki na każdy impregnat i czas zanurzenia. Wytypowanie do prac drewna twardzielowego miało na celu otrzymanie wyników bezpieczniejszych do oceny skuteczności procesu – przyjęty sortyment jest trudniejszy do impregnacji. Próbki wstępnie klimatyzowano do wilgotności

12±1%. Pomiar wilgotności został wykonany wilgotnościomierzem młotkowym HIT-3. Dla oznaczonej wilgotności wykonano pomiary gęstości – średnia gęstość drewna wynosiła 544 kg/m^3.

Przed impregnacją każdą próbkę zabezpieczono przed nadmiernym wnikaniem impregnatu na kierunku wzdłużnym przez zanurzenie 2 przekrojów poprzecznych w gorącej parafinie. Przed i po impregnacji oznaczano masę próbek i obliczano ilość naniesionego impregnatu w danym przedziale czasowym. Pomiar masy po zanurzeniu wykonywano bezpośrednio po usunięciu z powierzchni próbek nadmiaru impregnatu bibułą filtracyjną.

Tablica 1. Zestawienie wnikania 3 impregnatów w drewno sosny zwyczajnej.

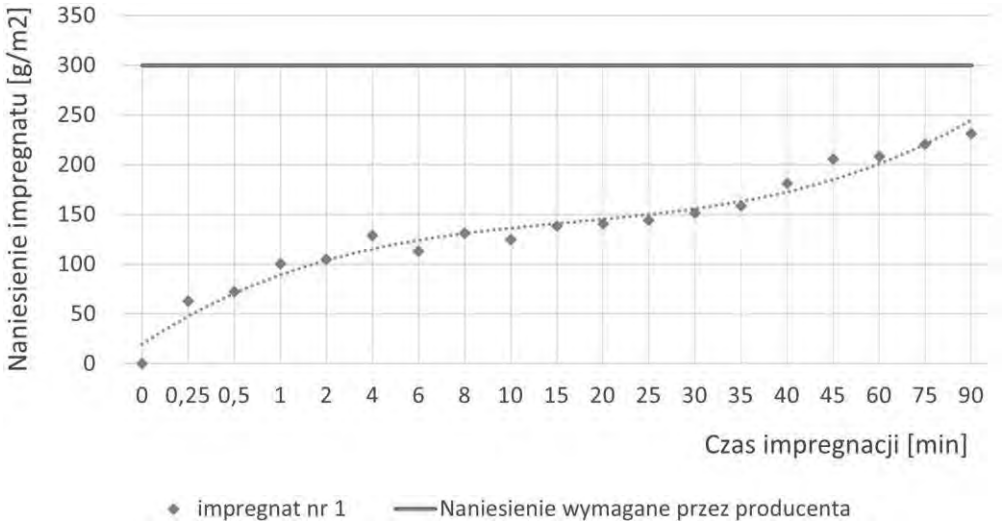
L.p.	**Wariant impregnacji**	**Czas impregnacji [min]**	**Średnia ilość wchłoniętego impregnatu [g/m^2]**		
Rodzaj impregnatu			1	2	3
1	impregnacja krótkotrwała	0,25	62,7	53,14	62,23
2	impregnacja krótkotrwała	0,5	72,53	57,58	67,06
3	impregnacja krótkotrwała	1	100,4	71,71	61,1
4	impregnacja zanurzeniowa	2	104,8	78,32	71,64
5	impregnacja zanurzeniowa	4	128,72	83,36	67,56
6	impregnacja zanurzeniowa	6	112,92	87,78	95,52
7	impregnacja zanurzeniowa	8	130,96	89,28	98,48
8	impregnacja zanurzeniowa	10	124,9	103,3	120,1
9	impregnacja zanurzeniowa	15	138,45	94,35	121,8
10	impregnacja zanurzeniowa	20	140,6	111,4	144
11	impregnacja zanurzeniowa	25	144,25	125,5	144,75
12	impregnacja zanurzeniowa	30	151,2	121,8	130,8
13	impregnacja zanurzeniowa	35	158,55	104,65	141,4
14	impregnacja zanurzeniowa	40	181,2	114,8	157,6
15	impregnacja zanurzeniowa	45	205,65	148,95	162
16	impregnacja zanurzeniowa	60	208,2	155,4	140,4
17	impregnacja zanurzeniowa	75	220,5	140,25	163,5
18	impregnacja zanurzeniowa	90	231,3	139,5	192,6

4. Wyniki badań impregnacji ogniochronnej środkami dostępnymi na rynku

Poniżej zaprezentowano graficznie wyniki badań. Czerwoną linią zaznaczono naniesienie impregnatu wymagane przez producenta. Impregnat nr 1, o substancji czynnej na bazie związków fosforu i żelaza, zgodnie z wytycznymi producenta wymagał naniesienia na drewno w ilości nie mniejszej niż 300 g/m^2. Impregnat nr 2, o substancji czynnej na bazie związków fosforu i azotu, zgodnie z wytycznymi producenta wymagał naniesienia na drewno w ilości nie mniejszej niż 300 g/m^2. Impregnat nr 3, o substancji czynnej na bazie związków organicznych w tym benzoesanów, zgodnie z wytycznymi producenta wymagał naniesienia na drewno 18,5% roztworu środka czynnego w ilości nie mniejszej niż 946 g/m^2.

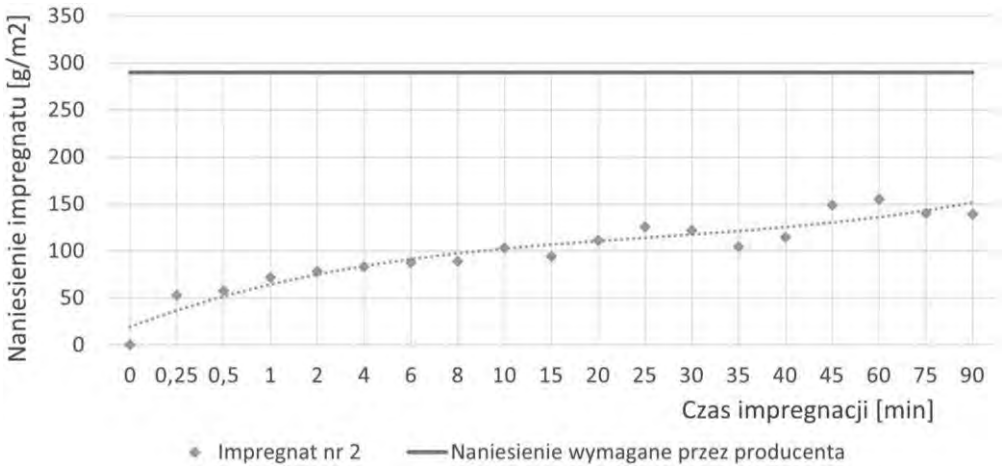
Zgodnie z instrukcją stosowania impregnatu nr 1 preparat może być nakładany pędzlem, wałkiem, przez zanurzenie lub metodą próżniowo-ciśnieniową. Wykres przedstawiony na rys. 1. pokazuje, że twardzielowe drewno sosnowe nie osiągnęło naniesienia wymaganego przez producenta nawet dla 90 min impregnacji zanurzeniowej. Ekstrapolując przyrosty naniesienia – jednokrotna impregnacja 2-godzinna pozwoliłaby na osiągnięcie wymaganego naniesienia.

Półgodzinna impregnacja nie pozwoliłaby na spełnienie nawet połowy wymaganego naniesienia – brak kontroli ilości naniesienia lub próby oszczędzania na impregnacie mogłyby spowodować brak obniżenia palności konstrukcji do klasy B reakcji na ogień.



Rys. 1. Wykres wnikania w drewno impregnatu nr 1.

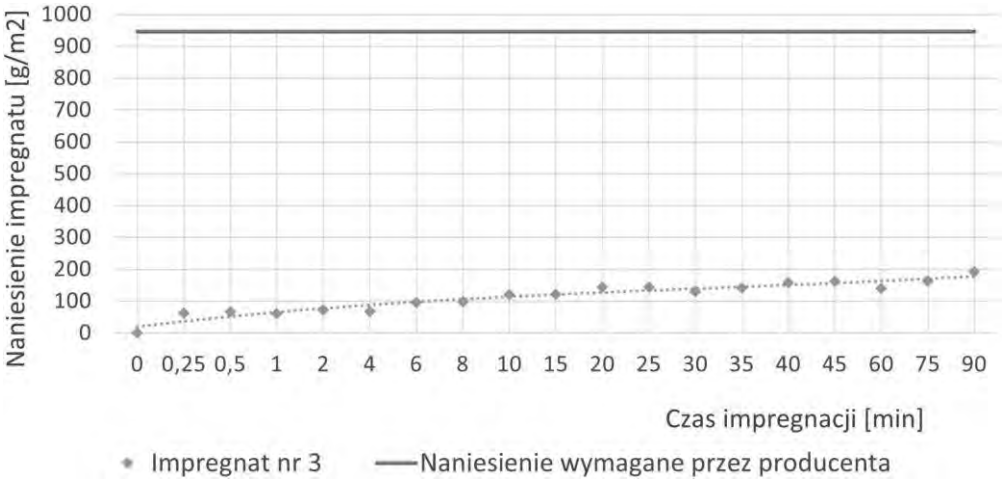
Zgodnie z danymi zaprezentowanymi na rys. 2. próbki impregnowane preparatem nr 2 nie osiągnęły wymaganego naniesienia dla 90 minut zanurzenia w impregnacie. Otrzymane wyniki sugerują konieczność aplikacji preparatu w kilku warstwach oraz pozostawienie środka na powierzchni drewna do momentu odparowania wody. Zgodnie dokumentacją techniczną impregnatu nr 2 jest on przeznaczony do nanoszenia metodą powierzchniową przez smarowanie pędzlem, wałkiem lub natrysk.



Rys. 2. Wykres wnikania impregnatu nr 2.

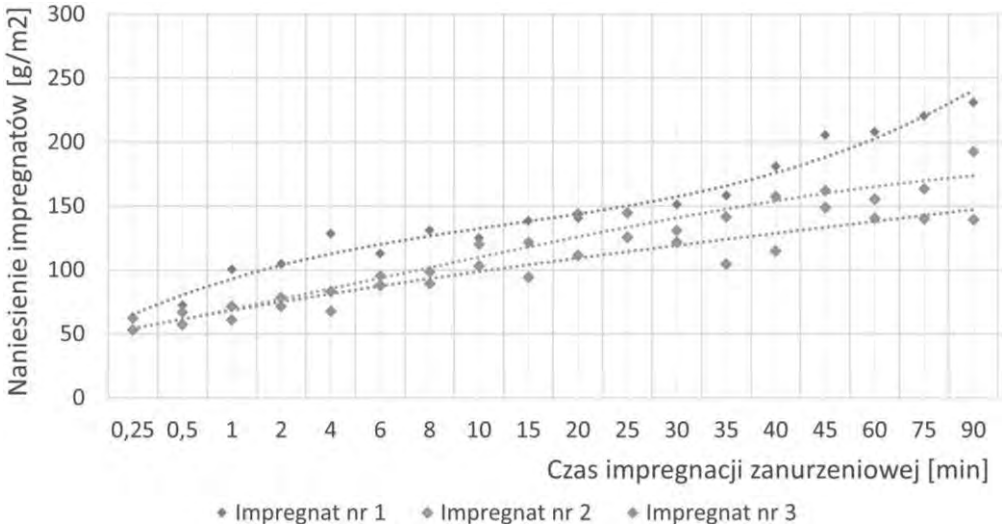
Wyniki badania naniesienia na drewno impregnatu nr 3 przedstawione na rys. 3. pokazują, że impregnacja powierzchniowa musiałaby odbywać się w min. 15–16 aplikacjach, co

wskazuje, że impregnat nr 3 nie jest przeznaczony do naniesienia powierzchniowego – wymagania producenta są możliwe do efektywnego uzyskania tylko metodą impregnacji ciśnieniowej.



Rys. 3. Wykres wnikania impregnatu nr 3.

Na podstawie wyników prezentowanych na rys. 4 należy stwierdzić, że wszystkie impregnaty mają zbliżony poziom naniesienia ze względu na ten sam mechanizm wnikania w strukturę drewna. Preparatem o największej zdolności do wnikania w powierzchnię drewna jest środek nr 1. Najmniejsze ilości naniesionego środka odnotowano dla preparatu nr 2.



Rys. 4. Zestawienie naniesienia wszystkich impregnatów.

5. Wnioski

W ramach prac badawczych związanych z opracowaniem technologii prefabrykacji CLT o zmniejszonej palności wykonano symulację procesu impregnacji drewna metodami możliwymi do przeprowadzenia na budowie lub po wykonaniu płyt w zakładzie prefabrykacji. W pierwszym etapie prac badawczych dla żadnego z 3 zastosowanych impregnatów dostępnych na rynku nie udało się osiągnąć naniesienia środka czynnego wymaganego przez producenta.

Autorzy kluczowych krajowych publikacji poświęconych ochronie drewna szacują ilość środka czynnego potrzebnego do impregnacji powierzchniowej preparatami solnymi na około 200 g/m^2. Nawet w przypadku roztworów o stężeniu 20% oznacza to konieczność 5–6 krotnego nanoszenia pędzlem 1 litra cieczy roboczej z zastrzeżeniem, że elementy pionowe i dolne części elementów poziomych mogą wymagać 1,5–2-krotnie większej ilości powtórzeń. [1].

Badania procesu impregnacji przeprowadzone w ramach projektu POIR dla 15 sekundowego zanurzenia wykazały naniesienie na poziomie 50–60 g/m^2 dla wszystkich 3 zastosowanych impregnatów. Można przyjąć, że 15 s impregnacji zanurzeniowej odpowiada ilości naniesienia środka dla 1 aplikacji powierzchniowej pędzlem. Oznacza to, że wyniki przeprowadzonych badań wskazują na potrzebę wykonania min. 5–6 aplikacji dla środków nr 1–2 oraz 15–16 aplikacji środka nr 3, co wpisuje się w zalecania dla procesu impregnacji opracowane na podstawie badań krajowych. [1]

Badania impregnacji drewna sosnowego środkami ogniochronnymi występującymi na rynku komercyjnym w innych państwach wykazywały większe naniesienia impregnatów. Dla jednokrotnego pokrywania powierzchni drewna sosny koreańskiej środkami na bazie fosforu i boru osiągano naniesienia na poziomie 200–1000 g/m^2 [5]. W badaniach stwierdzono większą skuteczność impregnacji ogniochronnej przy 3-krotnej aplikacji powierzchniowej niż jednokrotnej impregnacji zanurzeniowej. Lepsze wyniki badań ogniowych dla wielokrotnej impregnacji powierzchniowej uzyskane przez zagranicznych badaczy mogą być związane z większym stężeniem środka czynnego w wierzchniej warstwie drewna wskutek długiego suszenia materiału między aplikacjami – w przypadku badań prowadzonych w Korei każda kolejna aplikacja była poprzedzona 24 godzinnym suszeniem drewna w temperaturze 50°C. [5]. Inne badania impregnacji zanurzeniowej i powierzchniowej środkami dostępnymi na rynku komercyjnym o podobnej ilości wnikania impregnatu ze względu osiągane naniesienia oraz na konieczność odprowadzenia znacznej ilości wody wprowadzonej w wyniku impregnacji wykazały wyższą opłacalność impregnacji ciśnieniowej [6].

Różnice między badaniami krajowymi i zagranicznymi mogą być związane z różnymi rodzajami zastosowanych impregnatów oraz właściwościami lokalnych odmian sosny zwyczajnej. Niezależnie od ilości naniesienia i polskie, i zagraniczne metody wskazują na trudności technologiczne wymagające uwzględnienia w celu poprawnego wykonania procesu impregnacji.

Spadek przyrostów naniesienia po pierwszych 15 sekundach impregnacji na wszystkich wykresach naniesienia wykonanych w ramach projektu POIR potwierdza konieczność zachowania przerw technologicznych pomiędzy kolejnymi aplikacjami (producenci zalecają zazwyczaj około 1 h). Stanowi to znaczną trudność w warunkach wykonawczych – w przypadku impregnacji drewna konstrukcyjnego na placu budowy oznacza to potrzebę przeprowadzenia wstępnych badań stosowanego impregnatu w celu wyznaczenia potrzebnej ilości aplikacji. Wybór środka powinien pozwalać na osiągnięcie wymaganego przez producenta naniesienia w 1 dzień roboczy – w celu jak najgłębszej penetracji impregnatu w strukturę drewna nie powinno ono całkowicie wyschnąć pomiędzy kolejnymi naniesieniami.

Napotkane trudności technologiczne wskazują na znaczne ryzyko niepowodzenia impregnacji przeprowadzanej w warunkach placu budowy. Przy braku zachowania reżimu technologicznego wymaganego przez producentów impregnatów oraz braku dokumentacji z przebiegu procesu impregnacji bardzo łatwo o zastosowanie zbyt małej ilości środka impregnującego. Należy podkreślić, że w świetle uzyskanych wyników badań o skutecznej impregnacji ogniochronnej można mówić dopiero po naniesieniu środka w 5–6 aplikacjach. Mniejsze naniesienia impregnatu na konstrukcję nośną z drewna nie zagwarantuje jej bezpieczeństwa ogniowego. Brak kontroli nad ilością wprowadzonego w drewno impregnatu stwarza zagrożenie nie tylko dla użytkowników budynków. Brak udokumentowanego przeprowadzenia prawidłowego procesu impregnacji ogniochronnej w przypadku pożaru obiektu wiąże się z przyjęciem odpowiedzialności za powstałe szkody przez kadrę kierującą pracami budowlanymi.

Wyniki badań pokazują, że producenci impregnatów gwarantują skuteczność impregnacji dla naniesienia, które wymaga prowadzenia uważnej kontroli procesu impregnacji i tym samym nie jest łatwe do osiągnięcia. Kluczowym założeniem projektu POIR.01.01.01-00-0076/21 było opracowanie technologii prefabrykacji CLT zaimpregnowanego powierzchniowo. Wyniki badań pokazały, że szacowana ilość aplikacji impregnatu metodami powierzchniowymi wymaga czasu porównywalnego z impregnacją ciśnieniową, która zapewnia większą głębokość penetracji impregnatu oraz jakość zabezpieczenia.

Literatura

1. Krajewski A., Witomski P.: Ochrona drewna surowca i materiału, Wydawnictwo SGGW, 2023
2. Breneman S., Timmers M., Martin J. I inni: Tall wood buildings in the 2021 IBC up to 18 stories of mass timber, WoodWorks, 2019.
3. 2021 International Building Code (IBC).
4. Wytwer T.: Wpływ gatunku i strefy drewna na wnikanie środków ochrony, Sylwan, 1996.
5. Park S., Han Y., Son DW.: Flame retardancy of wood products by spreading concentration and impregnation time of flame retardant, Wood Science Technology, 2020.
6. Jones D.: Performance of a new water-based fire retardant in wood-based panels, International Panel Products Symposium, 2015.
7. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
8. EAD 130005-00-0304, Solid wood slab element to be used as a structural element in buildings, EOTA, 2015.

Analysis of the results of fire retardant impregnation of structural wood for medium-high buildings – contribution to the discussion on fire safety of wooden

Key words: structural timber, cross-laminated timber, CLT, fire-retardant treatment, fire safety

Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną

LESZEK SŁOWIK[1*], JANUSZ RUSEK[2], LESZEK CHOMACKI[1], ADRIAN BARON[3]
[1] Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji Budowlanych, Geotechniki i Betonu
[2] Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska
[3] P.A. NOVA S.A.

Streszczenie: Brak dokumentacji technicznej dla budynków typu kamienica wznoszonych na przełomie XIX i XX wieku niejednokrotnie może utrudniać podejmowanie właściwych decyzji związanych z procesem remontów czy przebudów substancji budowlanej. Fakt ten wynika przede wszystkim z braku wiedzy technicznej co do sposobu realizacji budynków, których wiek techniczny przekracza nawet 100 lat. Czynniki te mogą decydować o podejmowaniu złych decyzji, narażających użytkowników budynku w obszarze oddziaływania prowadzonego remontu lub przebudowy na zagrożenie wystąpienia poważnych uszkodzeń elementów budynku a nawet awarii budowlanych. W pracy omówiony został przykład remontu lokalu mieszkalnego w 100-letniej kamienicy, podczas którego podjęto decyzję o wyburzeniu ściany działowej w oparciu o przygotowany projekt architektoniczny aranżacji wnętrza. Działania te spowodowały uszkodzenia konstrukcji znajdującej się powyżej wyburzanego elementu, a zastosowane doraźne i docelowe zabezpieczenie konstrukcji zadecydowało o uniknięciu katastrofy budowlanej.

Słowa kluczowe: uszkodzenia konstrukcji ścian, budynki wielorodzinne, konstrukcje murowe, wzmocnienia konstrukcji, awaria budowlana

1. Wprowadzenie

W praktyce inżynierskiej bardzo często występują przypadki remontów lub przebudów istniejącej substancji budowlanej. Niejednokrotnie są to procesy budowlane dotyczące istniejących budynków mieszkalnych jedno lub wielorodzinnych. W pracy przedstawiono przykład kamienicy z przełomu XIX i XX wieku, w której inwestor przeprowadził prace remontowe.

Niejednokrotnie w starych budynkach, których wiek techniczny sięga bliko 100 lat, bądź nawet ten okres przekracza, wykonywane są prace budowalane, których rozpoczęcie powinno zostać poprzedzone analizą istniejącej dokumentacji technicznej. Problem z dokumentacją budynków, o których mowa polega na tym, że albo jest ona niekompletna lub co więcej może jej w ogóle nie być. Zamierzenie inwestycyjne każdorazowo w takiej sytuacji powinno zostać poprzedzone szczegółową inwentaryzacją istniejącej konstrukcji, wraz z przebiegiem elementów sieci elektrycznej, wodociągowej, kanalizacyjnej i gazowej. Inwentaryzacja

*Autor do korespondencji: *l.slowik@itb.pl*

powinna zostać poszerzona w przypadku konstrukcji o rozpoznanie pomieszczeń w rzucie bezpośrednio nad i pod remontowaną kondygnacją, gdzie przewidziane zostały prace budowlane.

Prace związane z przebudową bądź remontem istniejącego budynku o konstrukcji murowej, niejednokrotnie związane są z koniecznością dużej ingerencji w ustrój nośny, co wymaga wnikliwej oceny bezpieczeństwa konstrukcji w trakcie przebudowy i po wprowadzonych zmianach [1].

Przedstawiony w pracy przykład dotyczy wyburzenia ściany działowej w budynku mieszkalnym wielorodzinnym typu kamienica, konsekwencją którego były zarysowania ściany na kondygcji powyżej wyburzenia. Ściana ta wykonana została jako samonośna od poziomu piwnicy do strychu, co w konsekwencji jej wyburzenia mogło doprowadzić do awarii budowlanej, co szerzej opisano w dalszej części opracowania.

2. Charakterystyka konstrukcji

Budynek, w którym znajduje się remontowany lokal mieszkalny, wzniesiony został zgodnie z dokumentacją [2] około 1910 r.

Wielorodzinny segment wybudowano jako czterokondygnacyjny, całkowicie podpiwniczony o wymiarach rzutu poziomego wynoszących 38,3×11,5 m.

Widok budynku z góry przedstawiony został na rys. 1.

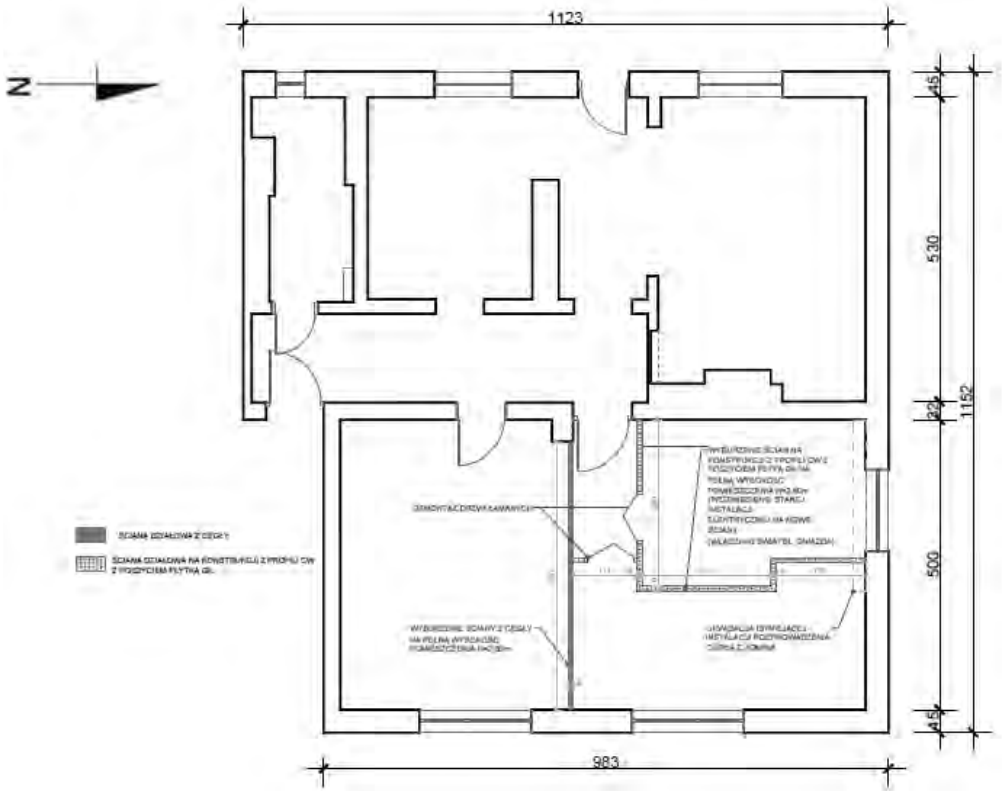


Rys. 1. Fragment mapy powierzchni z oznaczeniem budynku, którego dotyczy przykład omówiony w referacie – [3].

Zasadniczy ustrój konstrukcyjny stanowią ceglane ściany nośne w układzie podłużnym (rys. 2).

Fundamenty budynku zrealizowano jako bezpośrednie w formie ław kamiennych oraz fundamentowych ścian ceglanych.

Nad kondygnacją piwniczną wykonane zostały ceramiczne stropy na belkach stalowych. Natomiast na klatce schodowej oraz w części nadziemnej międzykondygnacyjnej zastosowano stropy drewniane o konstrukcji belkowej. Belki stropowe opierają się na podłużnych ścianach nośnych, w rozstawie 5,30 i 5,00 m, mierzonym w świetle ścian (rys. 2).



Rys. 2. Rzut mieszkania, którego dotyczy przykład omówiony w referacie – [4].

Dach wykonany został w konstrukcji drewnianej, krytej dachówką ceramiczną. Zgodnie z opisem w dokumentacji [2] budynek znajduje się w zadowalającym stanie technicznym, wg przyjętej klasyfikacji (bardzo dobry, zadowalający, średni, zły). Podana klasyfikacja objęła wyniki przeprowadzonych prac inwentaryzacyjnych. Szczególną uwagę zwrócono na stan konstrukcji, wykończenia i wyposażenia, utrzymanie i konserwację budynku, stopień zużycia oraz uszkodzeń konstrukcji.

W lokalu mieszkalnym, pokazanym na rys. 2, w oparciu o przygotowaną dokumentację projektową aranżacji wnętrz [4], przeprowadzone zostały prace remontowe, których zakres w ogólności dotyczył: poprawy funkcjonalności pomieszczeń, wyodrębnienia powierzchni na szafy w zabudowie wnękowej, zmiany liczby punktów świetlnych i ich adaptacji do wymogów określonych przez inwestora.

Podane powyżej uwarunkowania skutkowały koniecznością realizacji prac, których zakres podany został na rys. 3. Sprowadzały się one do wyburzenia i odtworzenia lekkich ścian działowych z płyt gipsowo kartonowych, gdzie pierwotnie występowały wnęki pod zabudowę

meblową (szafy). Ponadto zaplanowano wyburzenie ściany murowanej działowej o grubości 12 cm, i jej odtworzenie z konstrukcji lekkiej gipsowo-kartonowej dla uzyskania powierzchni pod montaż szaf.

Podczas prac wyburzeniowych wykonawca robót nie został poinformowany o potencjalnych zagrożeniach, jakie mogą wynikać z realizacji wyburzenia murowanej ściany działowej na pełnej długości. Realizacja prac wyburzeniowych spowodowała powstanie uszkodzeń ściany na wyższej (ostatniej kondygnacji nadziemnej), co szerzej opisano w p. 3 opracowania.

3. Stan uszkodzeń ściany i ocena przyczyn ich powstania

3.1. Zinwentaryzowany stan uszkodzeń ściany

W wyniku prac wyburzeniowych dotyczących ściany działowej, o których mowa w p. 2 opracowania, w ścianie działowej na kondygnacji powyżej wyburzenia powstały ukośne spękania przechodzące przez ścianę na wylot (rys. 3).



Rys. 3. Ukośne zarysowania ściany działowej przebiegającej w linii wyburzenia na wyższej kondygnacji.

3.2. Ustalenie przyczyn uszkodzeń ściany

Zarysowania ściany działowej na ostatniej kondygnacji zdeterminowały podjęcie działań diagnostycznych związanych z genezą ich powstania. Prace te podjęte zostały niezwłocznie po natychmiastowym stemplowaniu ściany w miejscu wykonanego wyburzenia, co szerzej omówione zostało w p. 4 opracowania.

Przyczyny uszkodzeń murów opisane zostały w [5]. Najczęściej stosowaną klasyfikacją uszkodzeń jest podział z uwagi na przyczynę generującą ich wystąpienie. Wyróżnić tu należy uszkodzenia wywołane przeciążeniem konstrukcji, uszkodzenia związane z właściwościami fizyko-chemicznymi stosowanych materiałów (skurcz, pęcznienie, odkształcalność termiczna, nasiąkliwość, mrozoodporność itd.), uszkodzenia wywołane zmianą stateczności konstrukcji (nierównomierne osiadanie gruntu, zmiana warunków gruntowo-wodnych w rejonie posadowienia, przebudowy obiektu lub wznoszenie nowych budynków w bezpośrednim otoczeniu) oraz uszkodzenia spowodowane wpływami dynamicznymi i wyjątkowymi.

W omawianym przypadku, po wyburzeniu ściany, wykonawca robót powiadomił inwestora i architekta, że prawdopodobnie ściana działowa przebiega w jednej płaszczyźnie od kondygnacji piwnicznej do poziomu drugiego piętra (ostatniej kondygnacji nadziemnej). Na rys. 4a przedstawiono widok na wyburzenie, natomiast na rys. 4b przebieg ostatniej warstwy pozostawionych cegieł.

Niezależnie od podjętych doraźnych zabezpieczeń w postaci stempli drewnianych, od razu podjęto próby ustalenia przebiegu belek głównych stropu powyżej wyburzenia. Wykonana została odkrywka o wymiarach około 0,8×0,8 m (rys. 5), która pozwoliła ustal:

– przebieg belek głównych konstrukcyjnych stropu równolegle do konstrukcji wyburzonej ściany,
– w kolejnej warstwie powyżej cegieł widocznych na rys. 4b, znajdowały się cegły ułożone poprzecznie na płask, które stanowiły poszerzenie dla ścianki spoczywającej powyżej (na ostatniej kondygnacji).



Rys. 4. Widok ściany działowej: a) po częściowym wyburzeniu, b) ostatnia pozostawiona warstwa wyburzonej ściany, pomiędzy deskowaniem stropu o konstrukcji drewnianej belkowej.

Belka konstrukcyjna stropu drewnianego przebiegała obustronnie względem poszerzenia ścianki działowej, oznaczonego na rys. 5 jako ❸.

Oprócz odkrywki w kolejnym etapie prac diagnostycznych wykorzystany został standardowo stosowany do żelbetu multidetektor HILTI PS 50. Detektor służy do ustalania lokalizacji obiektów ukrytych w podłożu do głębokości 15 cm, wykrywania prętów zbrojeniowych, rur metalowych i plastikowych, kabli elektrycznych oraz elementów drewnianych, osadzonych w różnych podłożach (świeży i suchy beton, płyty gipsowo-kartonowe i pustaki) [6].

W analizowanym przypadku zaistniało przypuszczenie, że powyżej „poszerzenia" (por. rys. 5 – ❸) może znajdować się belka stalowa oparta na podłużnych ścianach nośnych budynku.

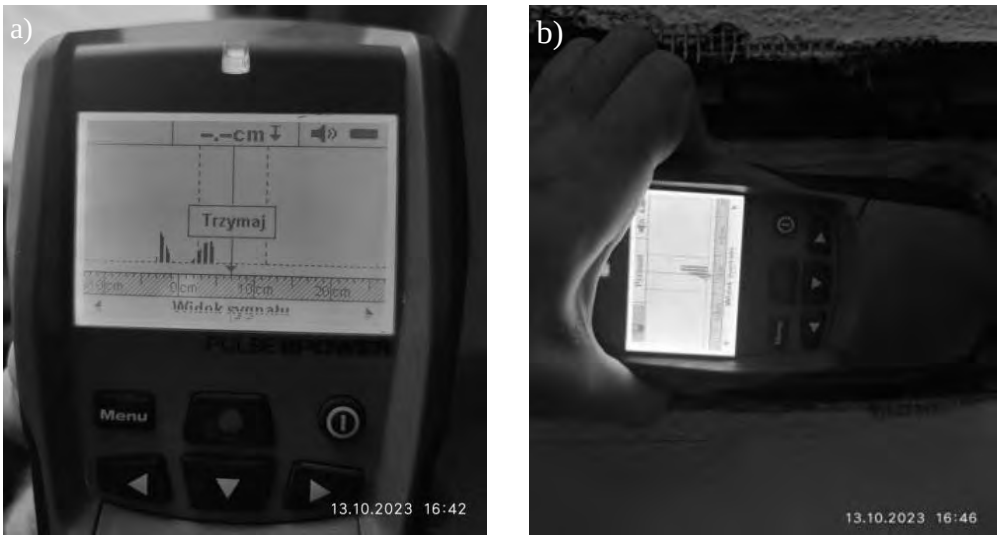
Przeprowadzone pomiary wskazywały lokalnie na wzrost gęstości masy, który mógł sugerować wystąpienie elementów stalowych (rys. 6). Niemniej jednak, pomiar nie wskazywał jednoznacznie opisanego powyżej stanu na całej długości deskowania ściany (por. rys. 5 – ❶).



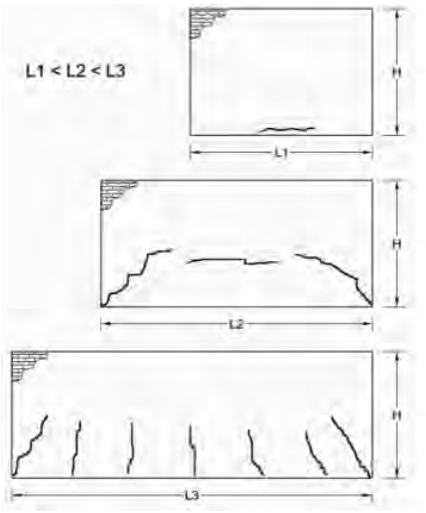
Rys. 5. Widok fragmentu stropu i ściany działowej po wykonaniu odkrywki: 1 – deskowanie podpierające ściankę, 2 – ostatnia warstwa cegieł po wyburzeniu, 3 – poszerzenie ścianki tj.cegła na płask prostopadle ułożona do warstwy „2", 4 – belka główna stropu; 5 – deskowanie stropu.

Z uwagi na brak jednoznacznego potwierdzenia obecności profilu stalowego podtrzymującego ścianę działową powyżej poziomu wyburzenia, w wybranych 3 miejscach (0,5 m od zewnętrznej ściany nośnej, w środku rozpiętości ściany oraz 0,5 m od wewnętrznej ściany nośnej) wykonano odwierty kontrolne. Zrealizowane zostały one wiertłem ϕ14 mm o długości 450 mm. W żadnym z wykonanych odwiertów nie stwierdzono występowania profilu stalowego, co zdeterminowało podjęcie decyzji o zaprojektowaniu i wykonaniu wzmocnienia podpierającego dla konstrukcji ściany działowej powyżej wyburzenia, które opisano w p. 4 opracowania.

Ukośny i poziomy przebieg zarysowań zinwentaryzowanych w ścianie działowej powyżej poziomu wyburzenia opisanych w p. 3.1 opracowania, wskazywał bezpośrednio na przyczynę ich wystąpienia. Tego rodzaju uszkodzenia powstają przeważnie w warunkach przemieszczeń bądź ugięć konstrukcji bezpośrednio znajdującej się pod uszkodzoną przegrodą. Potwierdzenie stanowią uwagi podane w [5]. Rysy powstałe na skutek ugięć podpierającej je konstrukcji mają najczęściej zróżnicowany przebieg. Obserwuje się zarysowania pionowe, jak i rysy o wyraźnym przebiegu poziomym oraz ukośnym. Zarysowania poziome przebiegają zazwyczaj przez spoiny wsporne, zaś rysy ukośne wzdłuż spoin wspornych i czołowych lub także przez elementy murowe. Przykłady różnych zarysowań ścian działowych spowodowanych ugięciem stropu pokazano na rys. 7.



Rys. 6. Wyniki skanowania multidetektorem HILTI PS 50: a) około 0,5 m od zewnętrznej ściany nośnej, b) przy trzonie kominowym i nośnej ścianie wewnętrznej.

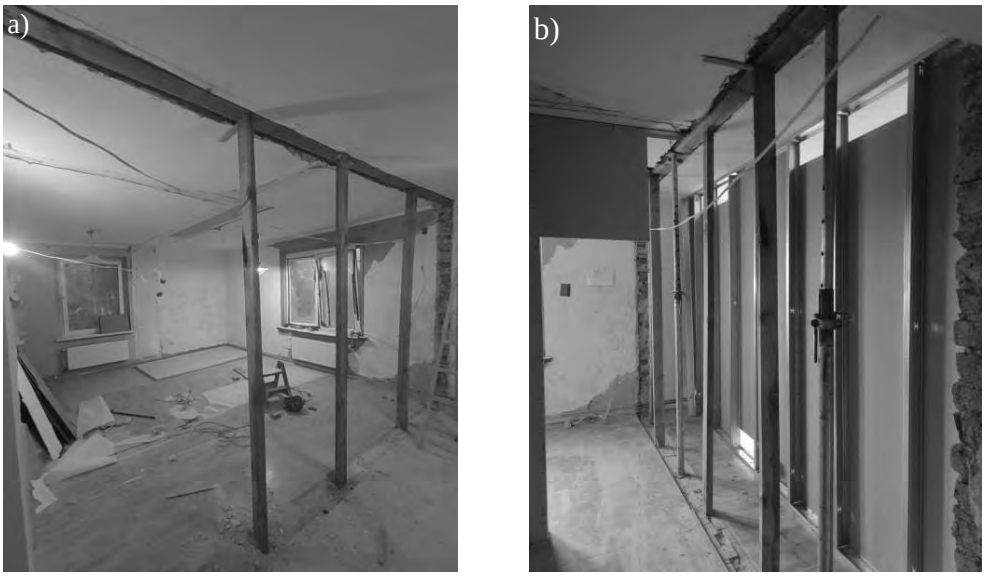


Rys. 7. Zarysowanie ścian działowych w zależności od stosunku wysokości do szerokości [5].

W omawianym przypadku uszkodzenia ściany na wyższej kondygnacji, powyżej poziomu wyburzenia, powstały na skutek nieznacznych przemieszczeń pionowych. Wystąpiły one niezależnie od stemplowania ściany, które zrealizowano bezpośrednio po pracach wyburzeniowych, co pokazano na rys. 8.

4. Wzmocnienie konstrukcji

Bezpośrednio po identyfikacji zagrożenia spowodowanego wyburzeniem ściany działowej w remontowanym lokalu mieszkalnym, dokonano doraźnego podparcia ściany deskowaniem i stemplami o konstrukcji drewnianej oraz stalowej (rys. 8). W pierwszej kolejności, z uwagi na brak stempli metalowych, zastosowano jedynie belki drewniane (rys. 8a). Dopiero w kolejnych dniach zostały one uzupełnione stemplami metalowymi (rys. 8b). Działania te zapobiegły awarii ściany spoczywającej na wyższej kondygnacji, lecz nie zabepieczyły jej przed ugięciem i powstaniem uszkodzeń w formie zarysowań (por p. 3.1).



Rys. 8. Doraźne stemplowanie ściany powyżej poziomu wyburzenia: a) bezpośrednio po wyburzeniu stemplami o konstrukcji drewnianej, b) uzupełniająco stemplami o konstrukcji metalowej.

4.1. Ogólne informacje o projekcie wzmocnienia konstrukcji po wyburzeniu

Dalsze bezpieczne użytkowanie lokalu mieszkalnego wymagało podjęcia decyzji, która uwzględniała uwarunkowania związane z bezpieczeństwem konstrukcji, czasem realizacji i aspektem minimalizacji kosztów.

Pod uwagę brane były dwa warianty dalszych działań:

– wariant I – odbudowa wyburzonej ścianki działowej z ewentualnym wykonaniem otworów drzwiowych do wnęk (przestrzeni planowanej na szafy). W zakresie bezpieczeństwa konstrukcji, odbudowa ściany oczywiście była możliwa technicznie, ale problem stanowiło uzyskanie odpowiedniego docisku w ostatniej murowanej warstwie cegieł. Rozwiązanie to powinno stanowić o liniowym podparciu konstrukcji ściany powyżej wyburzenia, co ograniczałoby powstawanie dalszych uszkodzeń. Rekonstrukcja ściany wymagałaby

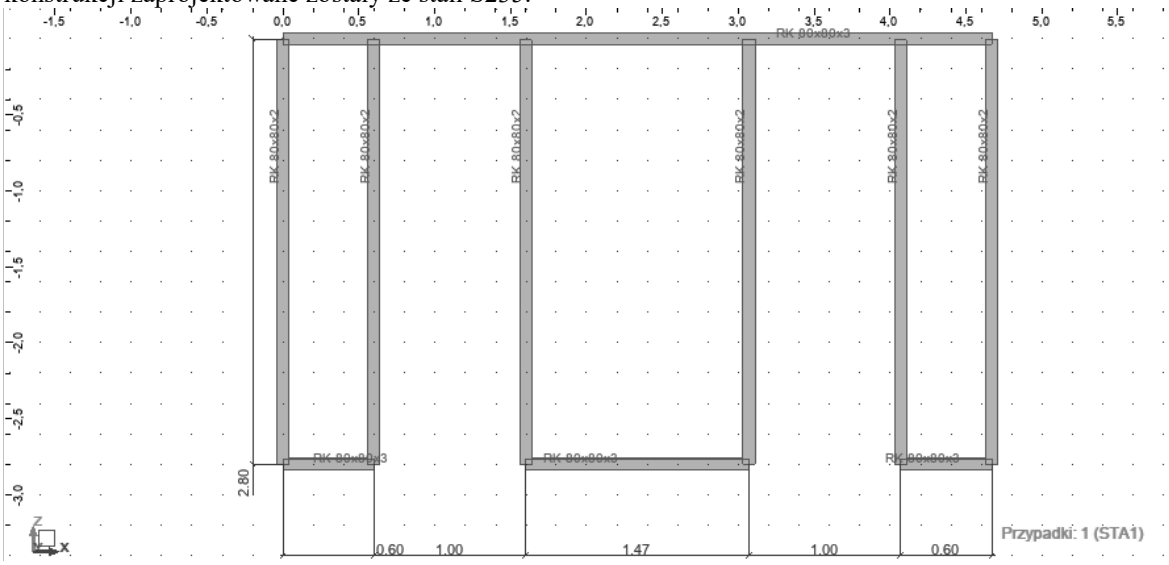
wniesienia ponad 1,5 t cegieł na piętro, a koszt budowy takiej ściany co najmniej dwukrotnie przewyższałby koncepcję wzmocnienia ramą stalową, o której mowa w wariancie II;

– wariant II – wzmocnienie ramą stalową, z ryglem górnym podpartym systemem słupów spoczywających na ryglach dolnych. Koncepcja ta zakładała przede wszystkim uzyskanie możliwie równomiernego docisku rygla do warstwy cegieł konstrukcji ściany powyżej wyburznia. Warunek logistyczny również miał znaczenie. Konstrukcja stalowa ważąca niecałe 300 kg, mogła być wniesiona w krótkim czasie nawet przez jednego robotnika. Koszt realizacji konstrukcji ostatecznie okazał się dwukrotnie niższy od wzmocnienia wg wariantu I.

Ostatecznie podjęto decyzję o wzmocnieniu konstrukcji ściany działowej ramą stalową wg wariantu II.

W projekcie wzmocnienia [7] przyjęte zostały warunki geometryczne konstrukcji pokazane na rys. 9.

Rama wzmacniająca pokazana na rys. 9 zaprojektowana została z jednego rygla górnego RK 80×80×3 oraz trzech rygli dolnych o tym samym przekroju. Słupy projektowanej ramy z profili RK 80×80×2, rozmieszczone zostały w rozstawach pokazanych na rys. 9 Wynikało to ze względów aranżacji powstałej przestrzeni na wnęki szaf [4]. Wszystkie elementy konstrukcji zaprojektowane zostały ze stali S235.



Rys. 9. Geometria projektowanej konstrukcji wzmacniającej [7].

Na rys. 10 pokazane zostały warunki podparcia konstrukcji ramowej (punktowe kotwienie w górnych narożach na pręty wklejane do konstrukcji murowej i spawane do konstrukcji ramy stalowej).

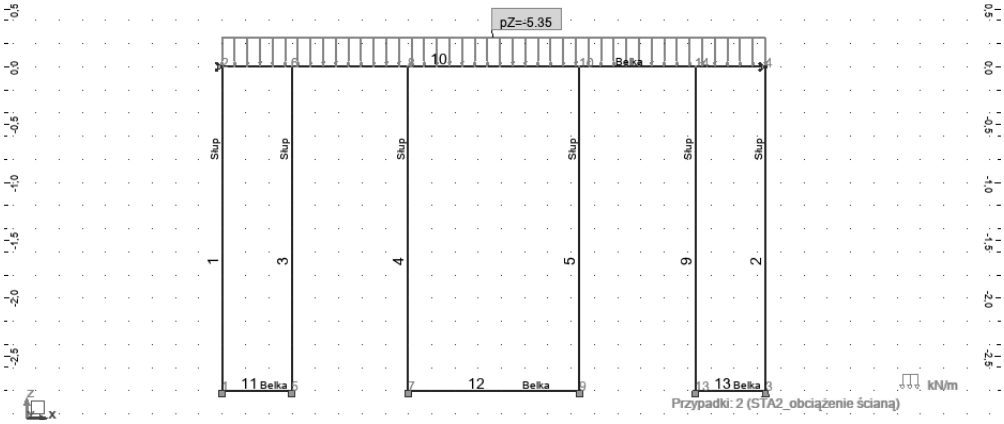
Całość modelowanego ustroju obciążono ciężarem własnym oraz konstrukcji spoczywającej powyżej wzmocnienia. W przypadku podpieranej ściany na wyższej kondygnacji do zestawienia obciażeń przyjęto warunek braku jej współpracy z podłużnymi ścianami nośnymi. Skutkowało to przyjęciem obciążenia równomiernie rozłożonego na długości rygla górnego, zgodnie ze schematem pokazanym na rys. 10.

Obliczenia przeprowadzono zgodnie z normą [8] w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024.

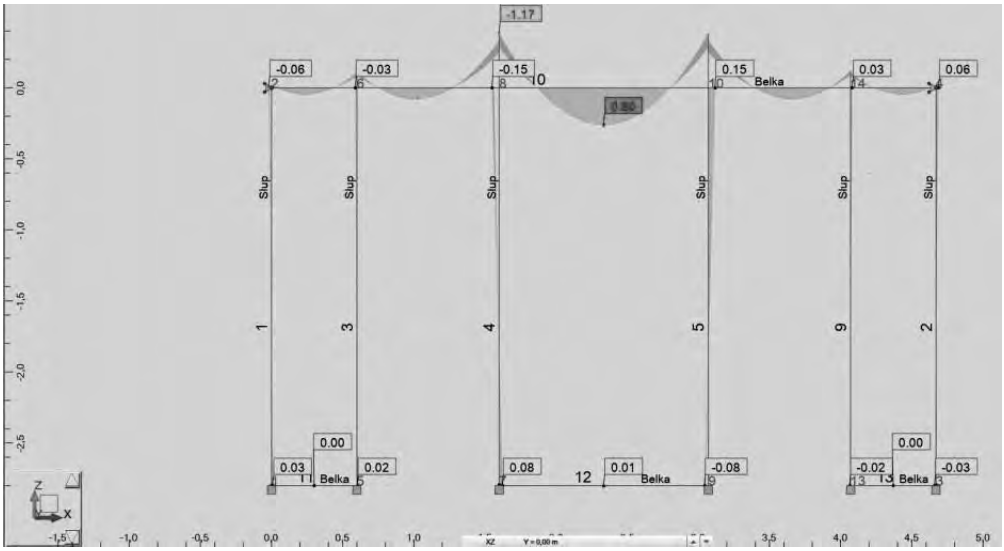
Poniżej na rys. 11 przykładowo pokazany został wykres momentów zginających M_y, jakie mogą wystąpić w konstrukcji od zadanych obciążeń.

Dla przyjętych kombinacji obciążeń w toku przeprowadzonych obliczeń uzyskano maksymalne wytężenie konstrukcji rygla górnego na poziomie 21%, a słupów do 15%.

Warunki podane powyżej stanowiły podstawę realizacji konstrukcji wzmocnienia przedstawionej w p. 4.2 opracowania.



Rys. 10. Warunki podparcia oraz schmemat obciążenia obliczanej konstrukcji (opis w tekście) [7].



Rys. 11. Wykres momentów zginających M_y [kNm] jakie mogą wystąpić w projektowanej konstrukcji wzmocnienia od zadanych obciążeń [7].

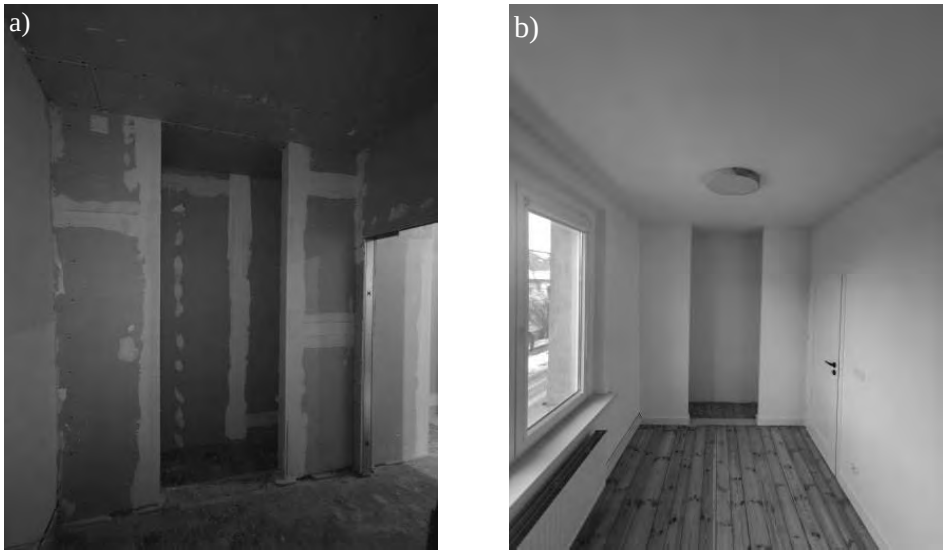
4.2. Realizacja konstrukcji wzmocnia

Elementy rygli oraz słupów stalowych po montażu konstrukcji wzmacniającej pokazane zostały na rys. 12.

Kolejny etap prac dotyczył wykonania wypełnienia ramy wełną mineralną i obustronnego montażu płyt gipsowo-kartonowych (rys. 13a). Widok na ścianę po realizacji wzmocnienia pokazano na rys. 13b.



Rys. 12. Widok konstrukcji wzmocnienia bezpośrednio po montażu.



Rys. 13. Widok obudowanej konstrukcji wzmocnienia: a) po montażu wełny mineralnej i płyt gipsowo-kartonowych, b) po zakończeniu prac wykończeniowych.

5. Wnioski

W pracy omówiony został przykład wyburzenia ścianki działowej w ponad stu letnim budynku, które mogło spowodować wystapienie awarii budowlanej. Ostatecznie zarysowaniu uległa konstrukcja ściany działowej powyżej wyburzonej ścianki. Do zdarzenia prawdopodobnie nigdy by nie doszło, gdyby realizacja prac poprzedzona została rzetelną inwentaryzacją konstrukcji wyburzanej oraz tej znajdującej się na wyższej kondygnacji. Realizowane zamierzenie w zasadzie nie powinno być nazywane remontem a przebudową.

Zgodnie z zapisami ustawy [9] zaplanowane prace nosiły znamiona przebudowy. Powinny one zostać przeprowadzone w oparciu o przewidziane prawem pozwolenie. Podjęte działania naprawcze i zabezpieczające zapobiegły intensyfikacji uszkodzeń konstrukcji ściany powyżej poziomu wyburzenia. Zastosowane wzmocnienie stanowiło o równomiernym podparciu uszkodzonej ściany, przez co zatrzymany został proces intensyfikacji uszkodzeń.

Przytoczony przykład powinien służyć jako przestroga dla inwestorów, projektantów i wykonawców. Podejmowanie decyzji zgodnie z obowiązującymi przepisami, dobre rozpoznanie konstrukcji, dla której nie ma dokumentacji technicznej, to czynniki, które powinny pozwolić na uniknięcie podobnych sytuacji w przyszłości.

Literatura

1. Płachecki M., Koziński K.: Analiza przyczyn dwóch katastrof budowlanych adaptowanych zabytkowych budynków o konstrukcji murowej. Inżynieria i Budownictwo nr 7/2017.
2. Projekt budowlany pt.: Projekt dobudowy balkonu w budynku mieszkalnym – wielorodzinnym. Usługi Projektowe Architekt. Projektowanie architektoniczne, wystrój wnętrz, doradztwo. 15.10.2014 r.
3. https://mapy.geoportal.gov.pl/imap/Imgp_2.html
4. Projekt aranżacji wnętrza lokalu mieszkalnego. Poznań 2023.
5. Drobiec Ł.: Przyczyny uszkodzeń murów. Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji 2007.
6. https://www.itb.pl/75-multidetektor-hilti-ps-50/
7. Projekt wzmocnienia konstrukcji ściany. Źródło własne. Materiały niepublikowane mps.
8. PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
9. Ustawa Prawo budowlane z 7 lipca 1994 r. Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414.

Demolition of a partition wall in a tenement house as a potential threat of construction failure

Key words: damage to wall structures, multi-family buildings, masonry structures, structural reinforcements, construction failure

Degradacja i uszkodzenia podbudowy jako przyczyny awarii betonowych posadzek przemysłowych

SYLWIA ŚWIĄTEK-ŻOŁYŃSKA[1*], MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ [2], WŁADYSŁAW RYŻYŃSKI [3]
[1] Politechnika Gdańska, Szkoła Doktorska Wdrożeniowa
[2] Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
[3] Państwowa Uczelnia Zawodowa w Suwałkach, Wydział Politechniczny

Streszczenie: Posadzki i nawierzchnie betonowe doznają podczas użytkowania zróżnicowanych w swojej skali i czasie degradacji takich jak spękania, zarysowania i klawiszowanie płyt. Część z tych uszkodzeń jest spowodowana wadami wykonania, niską jakością betonu lub błędami projektowymi płyty konstrukcyjnej, ale w znacznej części jest to związane z wadliwą podbudową. Podbudowa jest bowiem istotnym elementem składowym posadzki, zapewniającym wymaganą nośność i sztywność całego układu.

Słowa kluczowe: posadzki przemysłowe, wzmacnianie podłoża gruntowego, diagnostyka i naprawa posadzek

1. Wstęp

Posadzka stanowi istotny element konstrukcji obiektu, zapewniający przeniesienie obciążeń użytkowych zarówno w zakresie stanów granicznych nośności, jak i użytkowalności. Zgodnie z wymaganiami normowymi [1, 17–19, 26–33] oraz formułowanymi przez dostawców sprzętu i urządzeń do składowania [23–25, 34] posadzka w obiektach przemysłowych i magazynowych powinna być zdolna do przeniesienia obciążeń od maszyn i urządzeń, regałów, wózków transportowych i mechanicznych urządzeń do składowania, np. układnic, spełniając warunki nośności i sztywności przy uwzględnieniu uwarunkowań geotechnicznych podłoża [20]. Dlatego projektowanie przemysłowych posadzek betonowych obejmuje wymiarowanie zarówno płyty konstrukcyjnej, podbudowy jak i podłoża gruntowego. Podstawowym elementem przemysłowej posadzki betonowej jest płyta konstrukcyjna o określonej grubości, klasie betonu [15] i ilości zbrojenia [35], przy projektowaniu której podbudowa charakteryzowana jest tylko jednym parametrem sztywności dla całego układu warstw. Przy zastosowaniu modelu obliczeniowego w oparciu o metodę Westegarda [7, 8], Lini załomów [7], Tr34 [17, 18] pomijane są istotne parametry i cechy całego układu warstw podbudowy, na którą składają się warstwy posadzki i podłoża gruntowego poniżej spodu płyty konstrukcyjnej. Tym samym pomijane takie zagadnienia jak: zjawiska reologiczne w warstwach podbudowy, właściwości wysadzonowości gruntu, trwałość elementów podbudowy w czasie np. trwałość kruszywa i odporność na mróz; odporność na zamianę warunków gruntowo-wodnych, zdolność

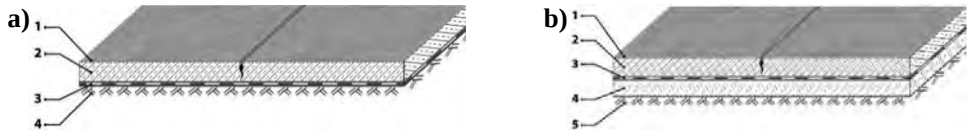
*Autor do korespondencji: *sylwia.zolynska@pg.edu.pl*

do podsiąkania kapilarnego gruntu rodzimego i inne [39]. W ostatnim czasie obserwowany jest znaczny wzrost liczby awarii i usterek betonowych posadzek przemysłowych wywołanych degradacją i uszkodzeniami podbudowy.

W niniejszym opracowaniu, określenie posadzka odnosi się do płyty konstrukcyjnej wraz z wierzchnią warstwą wykończeniową, natomiast określenie podłoga rozumiane jest jako układ wszystkich warstw wykonanych na przegrodzie poziomej lub na gruncie. W praktyce inżynierskiej bardzo często spotyka się podejście, gdzie określnie posadzka odnosi się tylko i wyłącznie do warstwy wierzchniej zabezpieczającej płytę betonową [6].

2. Rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe w zakresie podbudów pod betonowe posadzki przemysłowe na gruncie

Z uwagi na uwarunkowania konstrukcyjne podbudowy pod posadzki dzielimy na rozwiązania pływające i rozwiązania na tzw. mostku szczepnym tj. z oddzieleniem lub połączeniem z podbudową. Najczęściej spotykanym rozwiązaniem konstrukcyjnym przy wykonywaniu betonowych posadzek przemysłowych jest podłoga pływająca na gruncie, czyli układ wielowarstwowy, w którym na nośnej warstwie podłoża podbudowy została ułożona warstwa poślizgowa w postaci folii polietylenowej, a na niej wykonana żelbetowa lub fibrobetonowa płyta konstrukcyjna posadzki. Warstwa poślizgowa umożliwia nieskrępowaną pracę (pływanie) posadzki na podbudowie, która jest następstwem procesów reologicznych i mechanicznych w skutek skurczu i pełzania betonu, środowiskowych obciążeń termicznych, wilgotnościowych i innych. Podbudowę betonowej podłogi w obiektach produkcyjnych i magazynowych oraz centrach handlowych stanowi układ warstw bezpośrednio zalegających pod płytą konstrukcyjną posadzki (rys. 1a, b). Stosowane są rozwiązania z ułożeniem płyty konstrukcyjnej (2) bezpośrednio na podłożu gruntowym (4) (rys. 1a). Najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest ułożenie płyty konstrukcyjnej (2) na podbudowie sztywnej z warstwy betonu podkładowego (rys. 1b) (4) i niżej położonych warstwach podłoża gruntowego (5), często wzmocnionego w jednej lub dwóch górnych warstwach przez stabilizację cementem [8, 20–22].



Rys. 1. Przekrój przez posadzkę na a) podbudowie gruntowej b) podbudowie sztywnej (opracowanie S.Świątek-Żołyńska).



Rys. 2. Posadzka w układzie podbudowy wielowarstwowej a) z warstwą izolacji termicznej, b) z instalacją grzewczą w warstwie betonu podkładowego (opracowanie własne).

W zależności od projektowanego przeznaczenia posadzki, pomiędzy podbudową (5) a płytą konstrukcyjną (2) mogą występować dodatkowe warstwy technologiczne (4) takie jak: hydroizolacje, termoizolacje, izolacje akustyczne, izolacje antywibracyjne i inne (rys. 2a). Dodatkowe warstwy o zróżnicowanych parametrach sztywnościowych mogą być wprowadzone w podbudowę sztywną (4) lub poniżej np. jako warstwa termoizolacji odcinającej (5)

w mroźniach i chłodniach od podłoża gruntowego (6) (rys. 2b). W przypadku słabych lub niewystarczających parametrów podłoża gruntowego zalegającego pod posadzką zastosowanie znajdują elementy wzmocnienia podłoża [8] takie jak układy konstrukcji palowych, geomaterace i geokraty, warstwy stabilizujące itp.

Zasadnicze warstwy podbudowy to warstwa betonu podkładowego od C8/10 do C12/15 o grubości od 5 cm do 10 cm. Przyjmuje się, że warstwa 5 cm stanowi jedynie zamknięcie dolnych warstw podbudowy przed wpływami środowiskowymi i nie będzie obciążana przed i w trakcie betonowania płyty posadzkowej. W przypadku realizacji obiektu z zastosowaniem ciężkiego sprzętu do montażu konstrukcji poruszającego się po warstwie betonu podkładowego stosuje się zwiększone grubości tej warstwy nawet do 20 cm. Wówczas ta warstwa podbudowy sztywnej musi być traktowana jako doraźna nawierzchnia betonowa z układem dylatacji i przerw roboczych odwzorowanych w później wykonywanej płycie konstrukcyjne. Warstwa betonu podkładowego może być układana zarówno na podłożu rodzimym jak i na warstwie gruntu stabilizowanego spoiwem hydraulicznym, cementowym lub innym [8]. Często stosowanym rozwiązaniem jest ułożenie płyty konstrukcyjnej na podbudowie wielowarstwowej składającej się z warstwy betonu podkładowego i niżej położonych warstw (jednej lub dwóch) gruntu stabilizowanego cementem [1, 3–4, [8]. W przypadku gruntów słabonośnych stosowane jest ułożenie betonu podkładowego na warstwie geomateraca na kolumnach gruntowych [1, 3–4, 8] lub palach opartych na podłożu nośnym [5]. Pozwala to na zaprojektowanie podbudowy o wymaganych parametrach nośności i sztywności dostosowanych do wymagań użytkowych posadzki [2].

Nośność posadzki stanowi wymóg podstawowy dla każdej nawierzchni i związane jest to z grubością płyty konstrukcyjnej, klasą betonu oraz ilością i rodzajem zastosowanego zbrojenia. Istotny wpływ na nośność posadzki ma również podbudowa, od parametrów i stanu której zależy sztywność i odkształcalność płyty konstrukcyjnej. Zgodnie z zapisami zawartymi w [23] dotyczącej konstrukcji i użytkowania regałów zakłada się, że posadzka jest płytą quasi-sztywną z pomijalnie małymi odkształceniami. Nie dotyczy to tolerancji wykonania w aspekcie równości i płaskości posadzki, co jest bardzo istotne w przypadku posadzek pod systemy składowania bazujące na standardach VNA (wąskich korytarzy, ang. Multifunction Very Narrow Aisle truck) [36] oraz VDMA (regały wysokiego składowania, niem. Verband Deutscher Maschinen und Anlagenbau) [34]. W przypadku posadzki pod system automatycznego składowania z układnicami oraz systemem tzw. *karetek* normy [24, 25] i przepisy branżowe FEM [26–33] określają dokładnie wymaganą sztywność i odkształcalność posadzki. Krzywiznę posadzki odkształconej układem obciążeń stopami słupów regałów i torowiskiem układnic wyznacza się na podstawie różnicy osiadań pomiędzy punktami obciążenia posadzki. Nie stanowi zagrożenia dla bezpiecznej eksploatacji układu składowania równomierne osiadanie całej płyty posadzki, ale nierównomierne osiadanie pod obciążeniem użytkowym. Krzywizna powierzchni posadzki prowadzi do odchylenia od pionu ram regałów i masztu układnicy. W przypadku regałów wysokiego składowania o wysokości sięgającej nawet kilkanaście metrów nawet niewielki kąt obrotu podstawy słupa na posadzce skutkuje znacznym wychyleniem górnego poziomu ramy. Może to skutkować zderzeniem z wysięgnikiem podnośnika wózka widłowego lub ramą układnicy, prowadząc do awarii, a nawet katastrofy budowalnej. Stanowi to duże zagrożenie dla bezpieczeństwa użytkowania systemu składowania oraz wpływa na awaryjność działania systemu. Norma [24] oraz wytyczne FEM [26–33] dotyczące tolerancji, odkształceń i luzów manipulacyjnych wymagają, aby przy projektowaniu regałów obsługiwanych automatycznie, np. przez układnice) tak kształtować parametry podbudowy i sztywność płyty konstrukcyjnej posadzki, aby spełnić wymagania wynikające z poniższych warunków:

– kątowy obrót płyty posadzki nie przekracza arctg 1/2000, tj. 0,5 mm/1m,

– przemieszczenie pionowe posadzki nie przekracza 1/2000 wysokości i 1/2000 szerokości magazynu.

W przypadku posadzek betonowych pod ciągi technologiczne o wysokich wymaganiach w zakresie komfortu wibracyjnego i dużej dokładności pracy w procesach technologicznych (obrabiarki i linie technologiczne CNC) wymagania te są często podniesione przez dostawców maszyn i urządzeń, np. do poziomu 0,3 mm/1 m. Tak restrykcyjne wymagania wobec płyty posadzki narzucają na etapie projektowania i analizy obliczeniowej konieczność uwzględniania podbudowy. Zwiększone grubości i sztywne zbrojenie płyty konstrukcyjnej, podwyższone standardy wykonania oraz specjalistyczne analizy obliczeniowe wpływają na znaczny wzrost ceny jednostkowej posadzki typu VDMA [34] lub VNA realizowanej zgodnie z wytycznymi FEM [26–33]. Niezastosowanie się do podwyższonych wymagań w zakresie sztywności płyty konstrukcyjnej i podbudowy na etapie projektowania bądź realizacji prowadzi do uszkodzeń posadzki i systemów składowania. Naprawa posadzki w przypadku braku wymaganej sztywności jest bardzo trudna i kosztowna, a w wielu przypadkach niemożliwa. Szczególnie w sytuacji, gdy podbudowa została źle zaprojektowana lub niewłaściwe wykonana. Metody wzmacniania podbudowy i podłoża są w takich sytuacjach złożone i mają charakter prac specjalistycznych, a więc są kosztowne. Dlatego należy zwracać szczególną uwagę na jakość wykonywanej podbudowy i uzyskiwanie założonych w projekcie parametrów wytrzymałościowych i sztywnościowych.

W sytuacji stwierdzonych degradacji podbudowy i jej niedostatecznej nośności, np. w sytuacji zmiany warunków wodnych w podłożu, przy adaptacji istniejącej posadzki, wzmocnienie podłoża lub podbudowy sztywnej jest trudne, kosztowne i musi być poprzedzone wnikliwą diagnostyką geotechniczną i konstrukcyjną. Można bowiem wykonać znaczny zakres kosztownych robót, skutkujący niezadawalającym wzrostem parametrów użytkowych posadzki.

2.1. Najczęściej występujące wady podbudowy betonowych posadzek przemysłowych

Wady i degradacje podbudowy betonowych posadzek przemysłowych najczęściej wynikają z: błędów projektowych (A), niskiej jakości wykonawstwa robót ziemnych i betoniarskich (B), jak i z błędów użytkowania w tym oddziaływania czynników środowiskowych (C).

Błędy projektowe to głównie:
– brak lub złe rozpoznanie podłoża i jego parametrów pod kątem nośności i warunków wodno-gruntowych, w tym zmian poziomu i wahań zwierciadła wód podziemnych, podsiąkania kapilarnego, wysadzinowości gruntu, co jest istotne szczególnie w przypadku posadzek w mroźniach i chłodniach oraz w przypadku prowadzenia robót w warunkach obniżonych temperatur, np. ze względów technologicznych, opóźnień w realizacji obiektu i innych,
– niewłaściwy dobór parametrów podbudowy w zakresie układu warstw, nośności i sztywności z uwzględnieniem warunków gruntowo-wodnych w podłożu,
– nieuwzględnienie wymagań w zakresie sztywności i odkształcalności dopuszczalnej dla posadzki, a wynikającej, zapisów normowych i wytycznych FEM [26–33] w zakresie dopuszczalnej krzywizny płyty konstrukcyjnej pod obciążeniem użytkowym regałami i/lub układnicą z torami jezdnymi,
– brak projektu podbudowy w przypadku posadzki realizowanej na podłożu o złożonych lub zróżnicowanych w obszarze posadzki parametrach,
– nieuwzględnienie w projekcie podbudowy i płyty konstrukcyjnej braku możliwości uzyskania zakładanych parametrów podbudowy w miejscach trudno dostępnych dla sprzętu mechanicznego, np. w strefach przy słupach, narożach i ścianach zewnętrznych,

– brak lub niewystarczająca analiza układu obciążeń i indywidualnych wymagań w zakresie nośności i sztywności posadzki przekazanych przez inwestora, mogą być to wymagania podwyższone w stosunku do wymagań normowych,
– błędne przekonanie, że wpisanie do projektu wymagania nośności rzędu 120 MPa, $I_0 \leq 2{,}2$ w badaniu płytą VSS na podbudowie górnej (zasadniczej), zapewnia skuteczne rozwiązanie problemów z podbudową.

Błędy wykonawcze to najczęściej:
– przystępowanie do robót ziemnych i związanych z podbudową bez projektu technologicznego robót ziemnych oraz znajomości dokumentacji geologiczno-inżynierskiej lub bagatelizowanie wniosków i wytycznych zawartych w tej dokumentacji,
– brak stałego nadzoru inżynierskiego z doświadczeniem w prowadzeniu robót ziemnych i związanych z podbudową sztywną, np. stabilizacja, beton podkładowy,
– brak odbioru technicznego kolejnych warstw podbudowy, za mała ilości punktów pomiarowych podbudowy, niewłaściwa lub ograniczona metodyka badań i pomiarów przy odbiorach,
– nierównomierny rozkład sztywności podłoża i podbudowy, np. przy stabilizacji gruntowej będący efektem nierównomiernego dozowania spoiwa hydraulicznego lub wywołany zmienną skokowo lub na niewielkich odległościach grubością warstwy betonu podkładowego,
– przerwy i nieciągłości w podbudowie wykonywanej etapami w różnym czasie i przez różnych wykonawców, brak uwzględnienia przerw roboczych lub spękań liniowych w warstwie podbudowy sztywnej z betonu podkładowego w dylatacjach konstrukcyjnych płyty posadzkowej,
– spękania i zarysowania podbudowy w warstwie betonu podkładowego lub stabilizacji powstałe wskutek zbyt wczesnego lub nadmiernego obciążenia podbudowy np. ruchem pojazdów na etapie montażu konstrukcji. Powstałe w betonie podkładowym nieciągłości podbudowy (spękania i zarysowania) wymagają uciąglenia poprzez zszycie i iniekcje [5],
– karby i zanieczyszczenia wierzchniej warstwy podbudowy (podkładu betonowego na którym zostanie ułożona warstwa poślizgowa z folii PE) materiałem naniesionym z zewnątrz, np. pozostałości po zamuleniu i kałużach, luźnych fragmentów betonu, opad wiórów lub pyłów z sąsiednich pól składowych itp.
– rozluźnienie struktury gruntu pod betonem podkładowym powstałe wskutek penetracji wody opadowej lub roztopowej przez spękania i rozluźnienie struktury gruntu przez działanie wody penetrującej cyklicznie podbudowę niżej położoną podczas ruchu pojazdów,
– brak w okresie zimowym właściwego zabezpieczenia przed przemarzaniem podłoża wrażliwego na wysadziny,
– rozluźnienie struktury gruntu podbudowy spowodowane prowadzeniem robót z użyciem sprzętu mechanicznego i opadami deszczu, nieprzygotowanie podbudowy gruntowej do ułożenia warstwy betonu podkładowego.
– niezachowanie odpowiednich spadków na subwarstwach konstrukcji podbudowy,
– błędne przekonanie, że uzyskanie nośności ≥ 120 MPa, $I_0 \leq 2{,}2$ w badaniu płytą VSS na podbudowie górnej (zasadniczej), zapewnia skuteczne rozwiązanie problemów z podbudową.

Błędy podczas użytkowania skutkujące uszkodzeniami podbudowy to:
– nieuprawnione przekopy instalacyjne ingerujące w podłoże i podbudowę z niewłaściwym sposobem zasypania i odtworzenia podbudowy,
– awarie układów drenażu, odwodnienia lub kanalizacji deszczowej w strefie podbudowy gruntowej, może to powodować wahania poziomu wody gruntowej, wpływając na możliwość zmiany sztywności podbudowy,

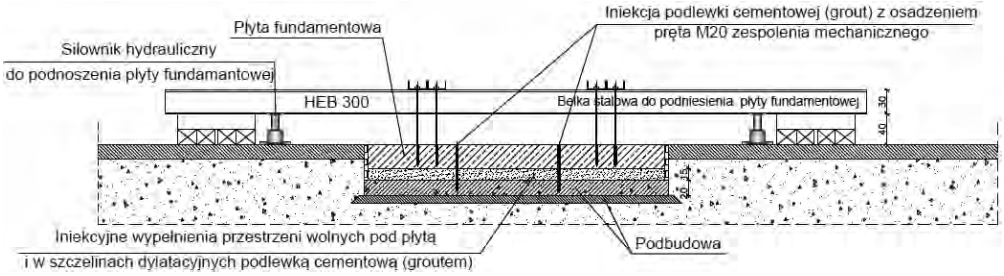
– awaria lub niewłaściwe działanie instalacji grzewczej w poziomie dolnej podbudowy, mogące doprowadzić do powstania wysadzin posadzki w mroźniach i chłodniach,
– przeciążenie posadzki, np. transportem maszyn i urządzeń podczas remontu lub zmiany parku maszynowego w hali.

3. Awarie i uszkodzenia betonowych posadzek przemysłowych spowodowane degradacją i uszkodzeniami podbudowy

3.1. Błędy projektowe (A)

Przykład 1 dotyczy wykonania betonowej posadzki przemysłowej pod maszyny ciągu technologicznego CNC o podwyższonych wymaganiach w zakresie jej odkształcalności (maksymalna krzywizna od przemieszczeń pod obciążeniem użytkowym nie większa niż 0,3 mm/1 m). Wycinarkę laserową o mocy 4 kW i prędkości 160 m/s do cięcia blach o grubości do 20 mm należało posadowić na płycie posadzki betonowej ułożonej na słabym i silnie zróżnicowanym podłożu gruntowym. Podstawowym wymaganiem związanym z użytkowaniem wycinarki było ograniczenie maksymalnych przemieszczeń pionowych podczas cięcia do 7 μm. Tak wysoki komfort wibracyjny wymagał zastosowania w podbudowie specjalistycznej warstwy wibroizolacji bądź warstwy sztywnej o zwiększonych parametrach masowych, np. przez lokalne zwiększenie masy podbudowy pod urządzeniem. Są to założenia znacznie przekraczające wymagania na poziomie 30 μm, dotyczące komfortu wibracyjnego posadowień i posadzek pod maszyny, obrabiarki i inne urządzenia o działaniu precyzyjnym. Zbyt niska sztywność dynamiczna wibroizolacji oraz drgania układu maszyna-fundament na poziomie amplitudy przemieszczeń pionowych przekraczającym 540 μm były przyczyną nadmiernego i nierównomiernego osiadania wydzielonej dylatacją części posadzki na której posadowiona była wycinarka. Niezbędne okazało się zwiększenie sztywności podbudowy.

Wykorzystano rozwiązanie projektowe z zastosowaniem specjalistycznej wibroizolacji kostkowej w poziomie podbudowy, bezpośrednio pod płytą konstrukcyjną. Po usunięciu istniejącej warstwy wibroizolacji wykonano w podbudowie warstwę betonową o sztywności wyznaczonej na podstawie specjalistycznych obliczeń z zakresu dynamiki. Warstwa betonowa została wykonana poprzez podniesienie płyty fundamentowej podwieszonej do belek stalowych ustawionych na siłownikach hydraulicznych. Po usunięciu warstw niżej zalegających, w tym wibroizolacji, i po opuszczeniu oddylatowanego fragmentu płyty posadzki w położenie projektowane wypełniono wolną przestrzeń pod płytą posadzki za pomocą iniekcji ciśnieniowej zaczynem cementowym tłoczonym przez otwory wywiercone w płycie (rys. 3–5). Po wykonaniu naprawy, pomiary amplitud przemieszczeń pionowych i poziomych płyty posadzki wykazały maksymalną amplitudę drgań nie przekraczającą 4 μm, zbliżoną do obliczeniowej wartości 6 mm.



Rys. 3. Schemat układu warstw płyty fundamentowej wycinarki laserowej 4 kW, (opracowanie W. Ryżyński).

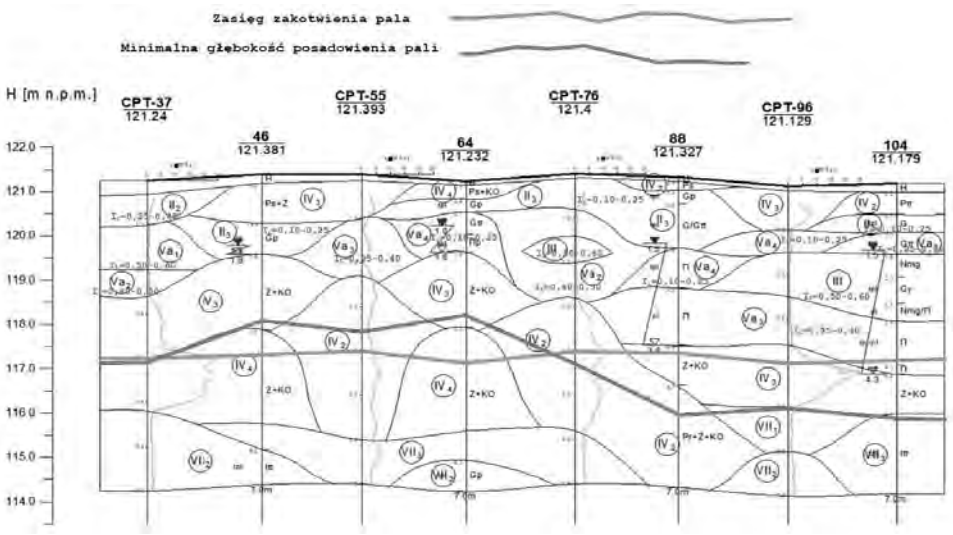


Rys. 4. Podnoszenie płyty posadzki na siłownikach hydraulicznych, fot.: W. Ryżyński.



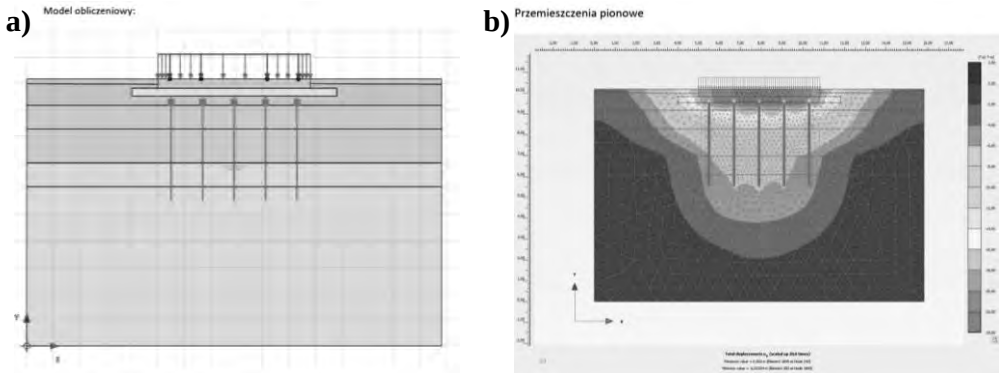
Rys. 5. Iniekcja wypełnienia wolej przestrzeni w podbudowie poprzez podniesioną płytę posadzki, fot.: W. Ryżyński.

Przykład 2 jest ilustracją błędów projektowych przyjętej do realizacji części wydzielonej z konstrukcji posadzki betonowej, stanowiącej posadowienie ciągu technologicznego specjalistycznych maszyn oraz urządzeń magazynowych. Posadzka betonowa w hali produkcyjno-magazynowej o powierzchni około 35000 m^2 została zaprojektowana z uwzględnieniem zróżnicowania parametrów podłoża gruntowego na całej powierzchni hali i różnych obciążeń posadzki w części produkcyjnej i magazynowej. W części produkcyjnej zlokalizowano zrobotyzowany ciąg technologiczny o długości 147 m. Projekt przewidywał wykonanie oddylatowanego pasma płyty konstrukcyjnej posadzki o grubości 35 cm z betonu C30/37 zbrojonego siatkami stalowymi dołem i górą. Pod płytą konstrukcyjną zaprojektowano wzmocnienie podłoża gruntowego w postaci układu pali oraz geomateraca transmisyjnego. W skład warstwy transmisyjnej wchodziły: podwójna warstwa wyrównawcza w postaci gruntu stabilizowanego cementem oraz geomaterac transmisyjny o grubości 30 cm z wykorzystaniem geotkaniny. Na etapie projektowania przyjęto do obliczeń obciążenie powierzchniowe 100 kPa oraz obciążenia punktowe 328 kN na powierzchni docisku 22×25 cm, stopy w rozstawie 1190×2520×1190 oraz obciążenia liniowe od regałów wynoszące 90 kN/mb. W związku ze skomplikowaną budową geologiczną podłoża gruntowego (rys. 6), przyjęto w projekcie posadowienia kolumny CMC o średnicy 40 cm wprowadzonych w warstwę żwirów o module odkształcenia wynoszącym 120 MPa, Kąt tarcia wewnętrznego = 35°.



Rys. 6. Profil warunków gruntowych podłoża pod pasmo posadzki pod ciąg technologiczny CNC, pokazano zasięg strefy zakotwienia pali i głębokość zalegania gruntów nośnych, opracowanie S.Świątek-Żołyńska.

Na etapie realizacji obiektu w związku z wątpliwościami wykonawcy dokonano obliczeń weryfikujących założenia projektowe. Wykonano modelowanie układu warstw posadzki z podbudową i wzmocnionym podłożem gruntowym. Do obliczeń sprawdzających stany graniczne nośności i użytkowalności pasma posadzki przyjęto model płaskiego stanu odkształcenia układu posadzka-podbudowa-podłoże gruntowe. Na podstawie wyników obliczeń wykazano (rys. 7), że przyjęcie zbyt krótkich kolumn CMC i projektowane oparcie ich lokalnie na podłożu o niedostatecznej nośności będzie skutkowało znacznymi odkształceniami podbudowy i płyty konstrukcyjnej posadzki. Lokalnie krzywizna pasma posadzki znacznie przekraczała zarówno wymagania normowe w tym zakresie [23–33] jak i wymagania dostawcy urządzeń specjalistycznych ciągu technologicznego.
Na podstawie wyników obliczeń weryfikujących projekt został skierowany do ponownej analizy przez głównego projektanta z zaleceniem zwiększenia w pewnych obszarach podłoża długości kolumn CMC oraz miejscowe dogęszczenie podłoża gruntowego lub doprojektowania rusztu usztywniającego.



Rys. 7. Analiza przemieszczeń posadzki ze wzmocnieniem podbudowy kolumnami CMC w złożonych warunkach gruntowych. a) model obliczeniowy, b) przemieszczenia pionowe, opracowanie: S.Świątek-Żołyńska.

3.2. Błędy wykonawcze (B)

Awarie nawierzchni betonowych posadzek w obiektach przemysłowych, czego przejawem są zarysowania, spękania i nadmierne odkształcenia pod obciążeniem użytkowym, są najczęściej spowodowane niedostateczną nośnością podbudowy wynikającą z braku nadzoru nad stanem podbudowy zamykanej sztywnymi warstwami betonu podkładowego i/lub płyty konstrukcyjnej [11, 20–22]. Przykład stanu podłoża gruntowego przed ułożeniem warstwy betonu podkładowego pokazano na Rys, 8. Zły stan górnej warstwy podbudowy, skutkujący w późniejszym okresie spękaniami posadzki, potwierdzono badaniami i odkrywkami na etapie badań przed przystąpieniem do robót naprawczych.

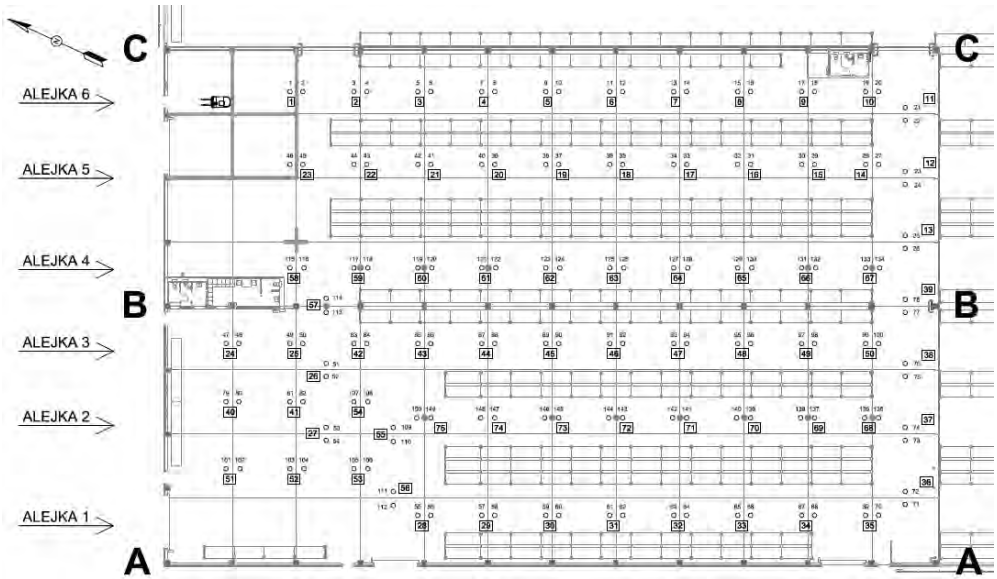
Należy również zwrócić uwagę na posadzki betonowe wykonywane na istniejących podłożach betonowych. Są to nawierzchnie betonowe i posadzki użytkowane przez wiele lat i w zróżnicowanym stanie technicznym. Wykorzystanie tych nawierzchni jako podbudowy pod nowe posadzki wymaga oceny ich stanu technicznego ze szczególnym uwzględnieniem spękań, zarysowań i miejscowych zadoleń, co zwykle jest widoczne w postaci pozostałości po zastoinach wody. W miejscach takich wskazane jest wykonanie badań podłoża gruntowego, które mogło ulec rozluźnieniu lub wykazuje obniżone parametry nośności. Luźne i odspojone fragmenty nawierzchni należy usunąć i w to miejsce wbudować materiał naprawczy. W zależności od głębokości uzupełnień należy stosować mostki sczepne międzywarstwowe lub w przypadku większych ubytków łączenia międzywarstwowe z osadzeniem w niewyburzonej części, prętów kotwiących o średnicy 12 mm lub większych celem zespolenia i uciąglenia nawierzchni która będzie stanowiła podbudowę. Brak osadzenia kotew może spowodować powstanie rys i przemieszczeń pionowych pomiędzy starym a nowym betonem, co z kolei może spowodować opory w warstwie poślizgowej, skutkujące zarysowaniami nowej posadzki. Wszystkie spękania i rysy o rozwartości powyżej 0,5 mm należy uciąglić poprzez iniekcje cementowe i/lub zszycie prętami stalowymi [5].



Rys. 8. Zniszczona na etapie prowadzenia robót montażowych warstwa podbudowy zasadniczej, fot.:S.Świątek-Żołyńska.

Przykład 3 jest przypadkiem dobrze dokumentującym błędy na etapie przygotowania i wykonania podbudowy. Dotyczy posadzki o powierzchni ~34000 m^2 wykonanej w obiekcie przemysłowym z funkcją magazynową. Budynek w technologii szkieletowej, żelbetowej prefabrykowanej o wymiarach w rzucie około 72×48 m. Posadzka została zaprojektowana jako pływająca z płytą konstrukcyjną o grubości 18 cm z betonu klasy C30/37. Beton zbrojony konstrukcyjnymi włóknami syntetycznymi dozowanymi w ilości 2 kg/m^3 betonu. Plan dylatacji uwzględniał dylatacyjne nacięcia przeciwskurczowe płyty w polach o wymiarach 6×6 m oraz dylatacje konstrukcyjne (szwy robocze na granicach kolejnych działek roboczych) w polach o powierzchni ~1500 m^2. Posadzka została zaprojektowana z uwzględnieniem

obciążenia równomiernie rozłożonego o wartości 50 kN/m^2 oraz obciążenia kołami wózków widłowych o udźwigu 25 kN. Rzut posadzki z układem regałów i alejek transportowych pokazano na rys. 9.



Rys. 9. Rzut posadzki z pokazanym układem regałów i alejek transportowych, opracowanie: S.Świątek-Żołyńska.

W projekcie płyty posadzkowej część dotycząca podłoża gruntowego i podbudowy została ograniczona do lakonicznego zapisu o konieczności wykonania warstwy kruszywa łamanego frakcji 0–63 mm o grubości 30 cm bezpośrednio pod płytą konstrukcyjną posadzki i uzyskania wtórnego modułu odkształcenia na poziomie podbudowy zasadniczej $E_{v2} \geq 120$ MPa przy jednoczesnym spełnieniu warunku $E_{v2} / E_{v1} \leq 2{,}2$. Zgodnie z opinią geotechniczną w podłożu pod powierzchnią terenu nawiercono grunty nasypowe o miąższości 4,40–5,00 m, zbudowane z piasków przemieszanych z gruntami spoistymi, kamieniami i gruzem. Stwierdzono również, że grunty nasypowe nie są zagęszczone i zostały uznane za nasyp niebudowlany. Poniżej nasypów występują w podłożu piaski drobne i średnie o stopniu zagęszczenia $I_D = 0{,}60$. Piasków do wymaganej głębokości rozpoznania tj. 8,0 m p.p.t. nie przewiercono. Wodę gruntową o zwierciadle swobodnym nawiercono na głębokości ok. 5,0 m p.p.t. z zastrzeżeniem, że możliwe jest podnoszenie się poziomu wody gruntowej o około 0,5 m.

W trakcie wykonywania prac ziemnych związanych z budową hali ujawniono zróżnicowane na powierzchni hali warunki gruntowe oraz trudności w dogęszczeniu warstwy podbudowy z kruszywa łamanego ułożonej na podłożu gruntowym, również o słabym zagęszczeniu. W związku z tym podjęto decyzję o lokalnym wzmocnieniu podłoża gruntem stabilizowanym cementem z dowozu. Wzmocnienie wykonano lokalnie w miejscach wykazujących zaniżoną nośność podbudowy z kruszywa łamanego, ułożonego bezpośrednio na gruntach rodzimych, co pokazano na rys. 10. Późniejszy etap realizacji posadzki z wykonaniem płyty konstrukcyjnej odbył się bezproblemowo. Posadzka została przekazana bezusterkowo i oddana do eksploatacji. Zaledwie po 3 miesiącach użytkowania na posadzce pojawiły się zarysowania, a przejazdy wózków widłowych przez dylatacje skurczowe powodowały wzajemne przemieszanie się krawędzi płyt oraz wywoływały charakterystyczny odgłos stukania. Niezwłocznie przystąpiono do zbadania tego zjawiska. W pierwszej kolejności wykonano pomiar ugięć nawierzchni metodą drogową [37] tj. z zastosowaniem

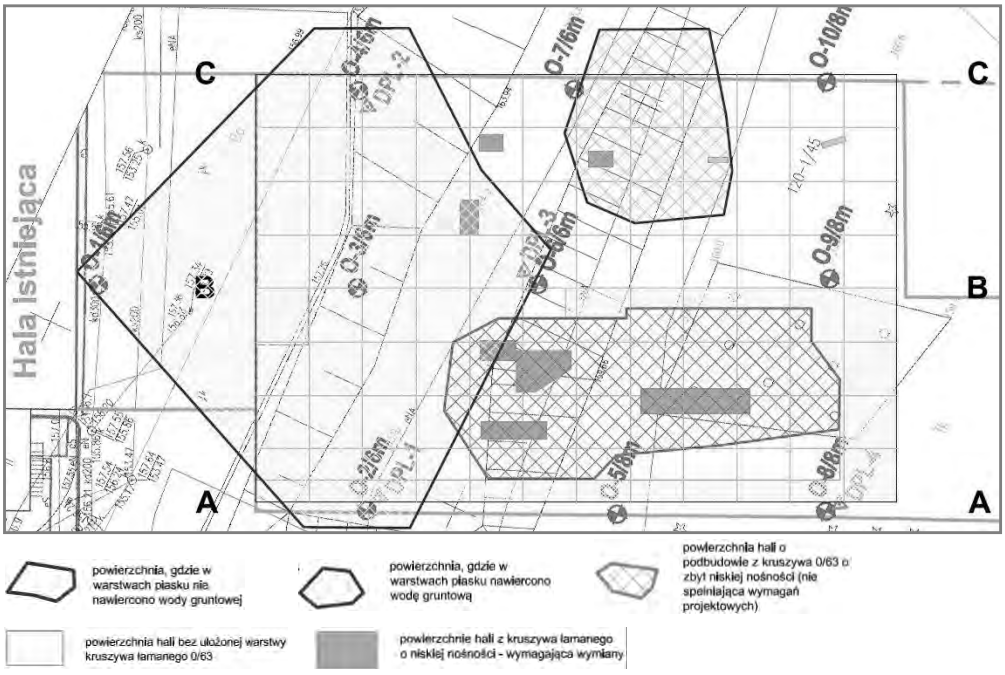
belki Benkelmana. Na posadzce wyznaczono 67 punktów pomiarowych oraz wyznaczono przemieszczenia sąsiednich pól dylatacyjnych posadzki betonowej względem siebie w czasie przejazdu nieobciążonego wózka widłowego. Pomierzone ugięcie wynosiło: 0 mm dla kół wózka usytuowanych w odległości ok. 1,5 m od dylatacji, 0,66 mm dla kół wózka usytuowanych w odległości ok. 0,7 m od dylatacji, oraz 1,1 mm dla kół wózka usytuowanych w odległości ok. 0,03 m od dylatacji. Na posadzce nie zaobserwowano uniesienia krawędzi płyt, w związku z czym założono, że klawiszowanie posadzki może być spowodowane deformacją podłoża i podbudowy.

W celu weryfikacji tej hipotezy wykonano dodatkowe badania poprzez odwierty rdzeniowe, rozpoznanie geotechniczne podłoża w miejscach odwiertów oraz badania wytrzymałościowe pobranych materiałów. Wykonane badania polowe ujawniły, że przedmiotowa posadzka posiada rzeczywistą grubość od 16,5 do 19,5 cm, średnio 17,55 cm. Zawartość syntetycznego zbrojenia rozproszonego w betonie wynosiła od 1,49 do 2,11 kg/m^3, średnio 1,68 kg/m^3. Pomiar wytrzymałości na ściskanie betonu pobranego z posadzki wykazał wytrzymałość na ściskanie od 22,61 do 38,66 MPa, średnio 31,16 MPa. Uzyskane wyniki dotyczą betonu w okresie dojrzewania, tj. około roku od ułożenia mieszanki. Rozpoznanie geotechniczne wykazało, że płyta konstrukcyjna posadzki ułożona została na warstwie poślizgowej w postaci folii PE oraz podbudowie z kruszywa łamanego o uziarnieniu 0/63 mm (ocena na podstawie analiz sitowych) stabilizowanego mechanicznie, o miąższości warstwy od 18,0 do 33,5 cm, średnio 25,5 cm. Nośność podbudowy, oceniona badaniami z poziomu spodu betonowej posadzki i określona wtórnym modułem odkształcenia E_{v2}, wynosiła od E_{v2} = 87,8 MPa do E_{v2} = 105,9 MPa. Zagęszczenie określone wskaźnikiem odkształcenia $I_o = E_{v2}/E_{v1}$ wynosiło od I_o = 2,49 do I_o = 3,10. Pomiary parametrów podbudowy wykonano w przewiertach przez posadzkę o średnicy 35 cm przy obciążeniu sąsiedztwa badanej powierzchni podbudowy warstwą posadzki betonowej. Przyjęta metodyka badania nie daje możliwości jednoznacznej interpretacji wyników, ponieważ wcześniejsze dociążenie podłoża płytą posadzki oraz dociążenie krawędzi może wpłynąć na zawyżenie pomierzonych wartości wtórnego modułu odkształcenia i zagęszczenia [pomiar vss]. Wyniki badań potraktowano więc jako ocenę jakościową parametrów podbudowy. W trakcie badań ujawniono również, że podbudowa z kruszywa łamanego ułożona została na występującym lokalnie wzmocnieniu podłoża z gruntu stabilizowanego cementem z dowozu. Warstwa wzmocnienia (stabilizacja) charakteryzowała się wytrzymałością na ściskanie od R_{28} = 0,64 do 10,12 MPa, średnio R_{28} = 4,25 MPa oraz łączną wysokością od 6,0 do 53,0 cm, średnio 29,75 cm. W obrębie dwóch punktów badawczych podbudowa z kruszyw łamanych była usytuowana bezpośrednio na piaszczystym nasypie budowlanym lub na rodzimych piaskach drobnych. Uzyskane wartości świadczą o znacznym zróżnicowaniu zarówno miąższości jak i nośności warstw podbudowy. Podłoże gruntowe rodzime pod analizowaną płytą posadzki i podbudowami, w przeważającej części tworzy nasyp budowlany, składający się z piasków drobnych, średnich i grubych oraz pospółek, żwiru, kamieni i glin piaszczystych o miąższości od 0,23 do 1,02 m, w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym. W obrębie trzech stanowisk pomiarowych nasyp budowlany nie występuje, a warstwy posadzki lub wzmocnienia podłoża ułożone zostały bezpośrednio na gruncie rodzimym – średniozagęszczonych piaskach drobnych lub twardoplastycznych i plastycznych glinach piaszczystych. W mniejszej części podłoże gruntowe rodzime stanowią grunty niespoiste, wykształcone w postaci piasków drobnych o I_D = 0,59–0,73 oraz grunty spoiste wykształcone w postaci glin piaszczystych z domieszką żwiru i glin piaszczystych przewarstwionych glinami piaszczystymi zwięzłymi z domieszką żwiru, w stanie twardoplastycznym i plastycznym o I_L = 0,05–0,35. W trakcie prowadzenia badań terenowych w otworach badawczych woda gruntowa, o zwierciadle swobodnym lub

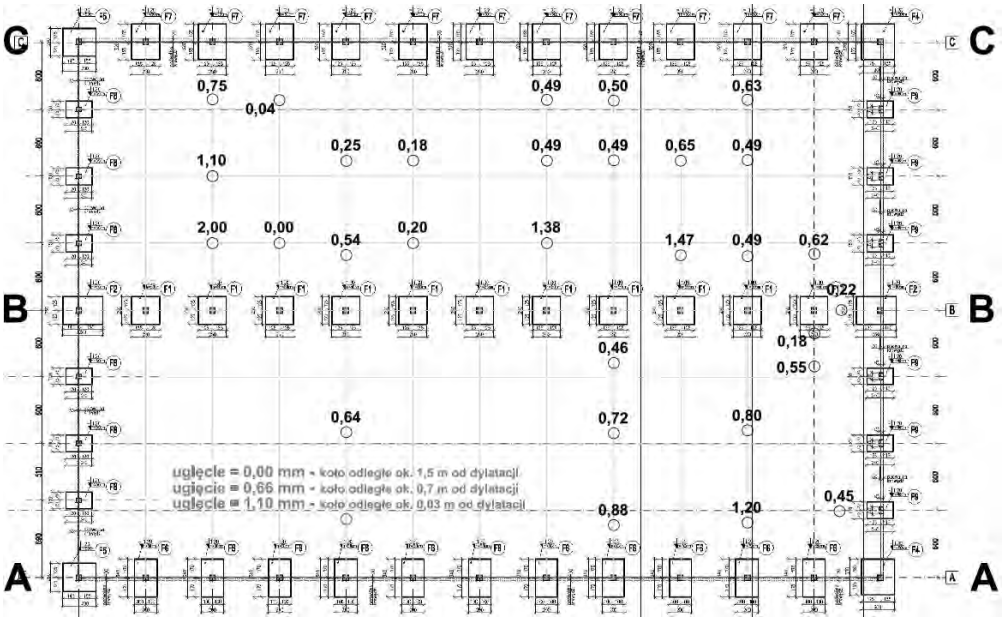
pochodząca z sączeń, stabilizuje się na głębokości od 1,25 do 2,40 m, zastrzeżono jednak, że poziom zwierciadła wód gruntowych może wahać się w granicach 0,70 m.

Na podstawie wykonanych badań i pomiarów stwierdzono, że bezpośrednią przyczyną klawiszowania posadzki było ułożenie płyty konstrukcyjnej na podbudowie o zróżnicowanych parametrach nośności. Jest to konsekwencją braku pełnego rozpoznania gruntów rodzimych a także braku projektu geotechnicznego robót ziemnych. Konstrukcja posadzki została mocno zróżnicowana przez podbudowę kruszywową o zmiennej grubości i lokalne wzmocnienie podłoża o zmiennej grubości tej warstwy. Miejscowo w podłożu występują grunty plastyczne lub twardoplastyczne o naruszonej strukturze i o słabszej nośności. Projekt posadzki nie zawierał projektu wykonania podbudowy ani też nie uwzględniał rzeczywistych warunków gruntowych oraz zakresu i jakości wykonanych prac związanych z lokalnym wzmocnieniem podłoża. Podbudowa posadzki wykonana została z kruszywa naturalnego przełamanego o mniejszej jak kruszywo łamane nośności. Zastosowane kruszywo charakteryzowało się brakiem ciągłości krzywej uziarnienia z nadmiarem frakcji grubej i widocznymi porami nie wypełnionymi drobniejszą frakcją. Było to jedną z przyczyn miejscowego osiadania posadzki. Próba dogęszczenia podbudowy (dogęszczonej częściowo podczas eksploatacji posadzki) wykazała zaniżone parametry zagęszczenia, stwierdzono $I_o = E_{v2}/E_{v1} > 2{,}2$.

Do naprawy przedmiotowej posadzki zalecono wstępnie wzmocnienie podłoża gruntowego metodą iniekcji geopolimerowych. Jednakże po starannym przeanalizowaniu sytuacji przyjęto wykonanie iniekcji cementowych. Iniekty geopolimerowe stosuje się w podłożach suchych z uwagi na ich podatność na upłynnienie i utratę parametrów pod wpływem wilgoci. Celem głównym ich stosowania jest scalenie i uszczelnienie, a nie wzrost parametrów wytrzymałościowych gruntu, dlatego stosowane są głównie w niezawilgoconych podłożach o ukształtowanej strukturze. W badaniach polowych wykazano, że podłoże jest wilgotne i nawodnione oraz w stanie twardoplastycznym bądź miejscami plastycznym.



Rys. 10. Rzut posadzki z zakresem wzmocnienia podbudowy, opracowanie.: S.Świątek-Żołyńska.



Rys. 11. Rzut posadzki z oznaczeniem przemieszczenia sąsiednich pól dylatacyjnych względem siebie w czasie przejazdu nieobciążonego wózka widłowego [mm], opracowanie.: S.Świątek-Żołyńska.

Iniekcje cementowe wolne są od tego typu ograniczeń i mogą być stosowane na podłożach zawilgoconych. Iniekcje cementowe stosuje się do wypełnień pustych przestrzeni w konstrukcjach budowlanych i żelbetowych, w szczególności przy klawiszowaniu posadzek przemysłowych.

Pierwszy etap naprawy polegał na nawierceniu w posadzce otworów średnicy ok. 14 mm. Otwory wiercono na pełną grubość płyty konstrukcyjnej posadzki wzdłuż dylatacji. Odległość otworów od krawędzi płyty wynosiła około 30 cm, a rozstaw pomiędzy sąsiednimi otworami nie przekraczał 60 cm. W narożnikach płyt zmniejszono rozstaw otworów o połowę w celu stabilizacji tych najbardziej podatnych na uszkodzenia miejsc. W centralnej części płyty wykonano pakery kontrolne w celu monitorowania zużycia iniektu. Następnie poprzez nawiercone otwory zabezpieczone pakerami aplikowano mineralną płynną masę cementową (rys. 12). Płynna masa cementowa wypełniła wolną przestrzeń pomiędzy dolną krawędzią posadzki a górną powierzchnią podbudowy. Ręczna kontrola ciśnienia oraz zużycia materiału podczas aplikacji pozwalała na równomierne wypełnienie wolnych przestrzeni w dolnych warstwach podłoża i podbudowy pod posadzką. Naprawa pęknięć naroży została wykonana podobnie przez wypełnienie iniekcją pustki pod narożnikiem w miejscu pęknięcia analogicznie jak w przypadku opisanej wyżej naprawy w linii dylatacji skurczowej. Kolejnym etapem robót naprawczych było wypełnienie otworów widocznych na powierzchni posadzki za pomocą cementu szybkosprawnego (rys. 13). Roboty naprawcze związane ze wzmocnieniem podbudowy zostały wykonane przez firmę specjalistyczną i odebrane poprzez próbne obciążenie posadzki z pomiarem osiadań doraźnych. W przypadku typowych napraw klawiszujących posadzek, średnie zużycie materiału iniekcyjnego wynosi ok. 15 kg na mb. wypełnianej dylatacji, a w opisanym wyżej przypadku zużycie materiałów iniekcyjnych wynosiło ok. 24,6 kg/mb, co świadczy o bardzo słabym zagęszczeniu podbudowy i celowości podjęcia naprawy.



Rys. 12. Aplikacja iniektu fot.: S.Świątek-Żołyńska.



Rys. 13. Wypełnienie otworów iniekcyjnych fot.: S.Świątek-Żołyńska.

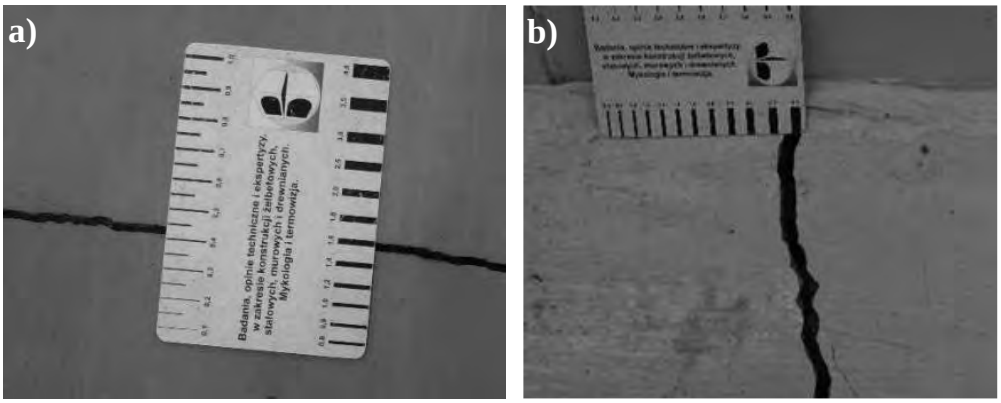
3.3. Błędy podczas użytkowania (C)

Przykład 4 dotyczy awarii posadzki betonowej w mroźni owoców miękkich spowodowanej wysadziną w warstwie podbudowy wykonanej z gruntu nasypowego o dużej zawartości części iłowych. Wyniesienie posadzki do góry (rys. 14) spowodowało przemieszczenia

regałów magazynowych i ich znaczne odchylenia od pionu. Stanowiło to zagrożenie dla bezpieczeństwa użytkowania mroźni. Powodem wystąpienia wysadziny i wyniesienia posadzki do góry na wysokość około 7 cm była awaria układu sterującego temperaturą podposadzkowej instalacji grzewczej. Płyta konstrukcyjna posadzki oraz betonowe cokoły odbojowe przy ścianach uległy spękaniom o szerokości szczelin dochodzącej do 3 mm (rys. 15). Naprawa posadzki wymagała demontażu regałów, rozbiórki posadzki w całym pomieszczeniu o powierzchni 120 m^2 wraz z podbudową i instalacją grzewczą, a następnie odtworzenia wszystkich warstw posadzki. Wyłączenie mroźni z użytkowania oraz utrudnienia w gospodarce magazynowej zakładu powiększyły znacząco koszt naprawy posadzki.



Rys. 14. Awaria posadzki w mroźni spowodowana wysadziną w warstwie podbudowy, widoczne spękania oraz wyniesienie posadzki do góry w miejscu powstania wysadziny, fot.: W. Ryżyński.



Rys. 15. Spękania płyty konstrukcyjnej posadzki o szerokości rozwarcia rys a) od 1,6 do 2,0 mm, b) spękanie betonowego cokołu odbojowego o szerokości rozwarcia rysy powyżej 3,0 mm, *fot.:* W. Ryżyński.

4. Podsumowanie

Obecnie najczęściej spotykanymi przyczynami uszkodzeń i stanów awaryjnych betonowych posadzek przemysłowych na gruncie są:
– niedostateczna nośność podbudowy,

– za niska lub zróżnicowana strefowo sztywność,
– niepoprawny dobór układu warstw i wysadzinowość gruntów podbudowy.

Niedostateczna nośność podbudowy spowodowana jest najczęściej brakiem projektu technologicznego robót ziemnych, błędami wykonania i niekorzystnym wpływem warunków zewnętrznych, takich jak: opady deszczu, przymrozki, a także spowodowana nadmiernym pośpiechem w prowadzeniu robót kontraktowych. Do błędów wykonania należy również zaliczyć układanie warstwy płyty konstrukcyjnej na podbudowie: nierównej, spękanej lub zarysowanej, bez uprzednich napraw i profilowania. Nieciągłości i zmienna sztywność podparcia płyty posadzki jest bezpośrednią przyczyną powstawania rys odbitych w warstwie wierzchniej oraz wpływa negatywnie na sztywność i stateczność posadzki. Stanowi to utrudnienie, a w przypadkach skrajnych, występowania rys odbitych w połączeniu z nadmierną krzywizną posadzki pod obciążeniem, może całkowicie uniemożliwić spełnienie wymaganych parametrów posadzki w standardzie VDMA i FEM .

Mając na uwadze dotychczasowe doświadczenia w projektowaniu, realizacji i ocenie posadzek przemysłowych oraz ich obserwacji w okresach długofalowych można stwierdzić, że na stan techniczny posadzki ma zarówno wpływ nośność i jakość płyty konstrukcyjnej jak i rodzaj oraz stan techniczny podbudowy. Projektując nawierzchnię betonową na podłożu gruntowym, szczególnie jeśli jest to posadzka pod regały wysokiego składowania w standardzie VDMA i VNA, ciągi technologiczne pod systemy automatycznego składowania, w tym z układnicami na torowisku wbudowanym w posadzkę należy dołożyć szczególnej staranności na etapie rozpoznania warunków gruntowo-wodnych i doborze sposobu posadowienia płyty konstrukcyjnej na podbudowie o uprzednio dobranych parametrach. Ze względu na duży wpływ podbudowy na nośność i użytkowalność posadzki należy ten etap projektowania wydzielić jako część opracowania projektowego lub sporządzić odrębne opracowanie. W przypadku wyodrębnienia dwóch osobnych opracowań należy zadbać o ich wzajemne skorelowanie w celu uniknięcia błędów polegających na wzajemnym wykluczaniu się projektowanych rozwiązań. W przypadku rozpoznania słabego i niejednorodnego podłoża oraz silnych wymagań dotyczących warunków użytkowania posadzki, należy dobór i projektowanie podbudowy przeprowadzić we współpracy z doświadczonym geotechnikiem (najlepiej branży drogowej), a poprawność przyjętych założeń potwierdzić poprzez wykonanie poletek próbnych oraz ich wstępne dociążenie przed ułożeniem warstw posadzkowych. Jeżeli wyznaczone parametry obliczeniowe zweryfikowane wynikami badań na polach próbnych okażą się niewystarczające to prace projektowe związane z podbudową należy przeprowadzić iteracyjnie zmieniając parametry i technologie wykonania podbudowy, aż do uzyskania zadawalających wyników.

Naprawa posadzek wykazujących zaniżoną nośność lub sztywność z powodu niewłaściwie zaprojektowanej lub wadliwie wykonanej podbudowy jest bardziej skomplikowana i kosztowna niż naprawa samej tylko płyty konstrukcyjnej posadzki. Istnieje wiele metod naprawy posadzek przemysłowych stosowanych z poziomu płyty posadzkowej. Natomiast awarie niżej położonych warstw podbudowy do których nie ma bezpośredniego dostępu, stanowią poważne utrudnienie prowadzenia robót zwłaszcza w obiektach produkcyjnych w których zatrzymanie linii technologicznej nie jest możliwe. Taki stan rzeczy powoduje konieczność zastosowania technologii wzmocnienia podłoża iniekcjami gruntowymi lub po uprzedniej rozbiórce lub przewierceniu płyty konstrukcyjnej strefowanego palowania lub wzmocnienia np. za pomocą kolumn CMC i technologii tożsamych.

Należy mieć na względzie, że wraz ze wzrostem wymagań w zakresie nośności i sztywności posadzki wymaganych dla posadowienia nowoczesnych maszyn i urządzeń stosowanych w przemyśle, wzrastają wymagania w odniesieniu do projektowania i wykonania zarówno posadzki jak i podbudowy. Niemożliwe jest bowiem spełnienie kryterium nośności

posadzki bez odpowiedniej nośności podbudowy. Aspekt ten w ocenie autorów zdaje się być zupełnie pomijany lub bagatelizowany na etapie opracowywania dokumentacji techniczno-budowlanej i prowadzenia prac o czym świadczy stale wzrastająca ilość awarii posadzek przemysłowych na gruncie, wywołana degradacją i uszkodzeniami podbudowy.

Wobec powyższego uznać należy, że stosowane dotychczas praktyki wymagania uzyskania wtórnego modułu odkształcenia E_{v2} (nośności podbudowy) ≥ 120 MPa, $I_0 \leq 2{,}2$ w badaniu płytą VSS na podbudowie górnej (zasadniczej), nie jest wystarczające i stanowi jedynie jeden z elementów jakie należy wziąć pod uwagę przy projektowaniu i wykonaniu podbudowy pod posadzkę przemysłową. Projekty podbudowy muszą być opracowywane kompleksowo. Samo skoncentrowanie się na parametrze nośności bez uwzględnienia: wysadzinowości gruntu, trwałości kruszywa w czasie, odporności warstw podbudowy na mróz nie jest wystarczające.

Literatura

1. Świątek-Żołyńska, S., Ryżyński, W. (2023). Posadzki przemysłowe pod regały jezdne oraz torowe systemy magazynowe. Materiały Budowlane, nr 10/2023.
2. Świątek-Żołyńska, S., Majewski, T., Niedostatkiewicz, M. (2020). Wybrane zagadnienia projektowania, wykonawstwa oraz użytkowania betonowych posadzek przemysłowych w aspekcie ich ścieralności. Przegląd Budowlany, nr 6/2020.
3. Ryżyński, W. (2008). Projektowanie i realizacja betonowych posadzek przemysłowych. Materiały Budowlane, nr 9/2008.
4. *Ryżyński* Wł., *Karczewski* B.; Posadzki betonowe na gruntach *słabonośnych*, Nowoczesne Hale, nr 2/2014.
5. Drobiec Ł., Pająk Z.: Uszkodzenia i naprawy betonowych podkładów posadzek przemysłowych, XXIII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2008, Szczyrk 2008.
6. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych. XXXV Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2020, Wisła 2020.
7. Hajduk P.: Projektowanie i ocena techniczna betonowych podłóg przemysłowych, rok wydania 2020.
8. Pisarczyk S., Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego, rok wydania 2020, wydanie trzecie.
9. Chmielewska B., Czarnecki L.: Materiały i wymagania dotyczące posadzek. XXVI Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2011, Szczyrk 2011.
10. Czarnecki L., Mierzwa J.: Wybrane przyczyny materiałowe uszkodzeń posadzek betonowych". Materiały Budowlane nr 9/2004.
11. Świątek-Żołyńska, S., Niedostatkiewicz, M., Kasprzak, S. (2022). Diagnostyka i naprawy dylatacji konstrukcyjnych w płytach posadzkowych. Przegląd Budowlany, nr 11–12/2022.
12. PN-EN 1991-1-1:2004/NA:2010 Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
13. PN-EN 13318:2002 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania. Terminologia.
14. PN-EN 13813:2003 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania – Materiały – Właściwości i wymagania
15. PN-EN 206+A2:2021-08 Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
16. PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu.
17. TR 34 Technical report 34 (third edition) – Concrete industrial ground floors: A guide to design and construction
18. TR 34 Technical report 34 (fourth edition) – Concrete industrial ground floors: A guide to design and construction
19. ACI 302. 1R-04; ACI Committee 302, Guide for Concrete Floor and Slab Construction. America Concrete Institute, 2004.
20. PN-S-96012:1997 Drogi samochodowe. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem.

21. PN-S-96013:1997 Drogi samochodowe – Podbudowa z chudego betonu – Wymagania i badania
22. PN-S-96014:1997 Drogi samochodowe i lotniskowe – Podbudowa z betonu cementowego pod nawierzchnię ulepszoną – Wymagania i badania
23. PN-EN 15512 Stalowe statyczne systemy składowania. Regały paletowe o zmiennej konfiguracji. Zasady projektowania konstrukcji.
24. PN-EN 15620 Statyczne systemy składowania. Regały paletowe o zmiennej konfiguracji. Tolerancje, odkształcenia i luzy manipulacyjne.
25. PN/EN 15095 Regały przejezdne paletowe i półkowe, obrotowe i okrężne oraz ze sprzętem podnoszącym, z napędem mechanicznym – Wymagania bezpieczeństwa
26. FEM 10.2.14: Part 1 /FEM 4.103 Part 1 Warehouse floors, Part 2 Warehouse Floors
27. FEM 9.223 Basic data and criteria for the construction of automatic high bay warehouses with distribution systems
28. FEM 4.103 – 02 Warehouse floors – Storage system areas operated by industrial trucks – Part 2: Requirements for design – Interface with Industrial Trucks
29. FEM 9.223 Basic data and criteria for the construction of automatic high bay warehouses with distribution systems
30. FEM 9.831-1 / 10.3.01-1 Basis of calculations for storage and retrieval machines – Tolerances, deformations and clearances in the storage system – Part 1: General, Single deep and Double deep Beam Pallet racking
31. FEM 9.832 Basis of calculations for S/R machines: Tolerances, deformations and clearances in automatic small parts warehouses (not silo design)
32. FEM 9.841 / FEM 10.2.10 Storage systems with rail dependent storage and retrieval equipment – Interfaces
33. FEM 10.2.14: Part 1 /FEM 4.103 Part 1 Warehouse floors, Part 2 Warehouse Floors
34. VDMA: VDMA Materials Handling and Logistics Technology – Guideline Floors for use with VNA Trucks September 2010
35. PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
36. VNA:The Very Narrow Aisle Warenhouse – Defined Area
37. BN-70/8931-06 Drogi samochodowe. Pomiar ugięć nawierzchni podatnych ugięciomierzem belkowym.
38. DIN 18202 Toleranzen im Hochbau – Bauwerke Tabelle 3.
39. PN-S-02205:1998 Drogi samochodowe – Roboty ziemne – Wymagania i badania.

Degradation and damage to the subbase as causes of failure of industrial concrete floors

Key words: industrial floors, soil subbase reinforcement, diagnostics and repair of flooring

Stan przedawaryjny stropu nad piwnicą w budynku Miejskiego Domu Kultury

TOMASZ WAŚNIEWSKI*
Politechniki Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Streszczenie: W pracy omówiono problemy wynikające ze stanu technicznego stropu nad piwnicą w budynku Miejskiego Domu Kultury. Głównym celem planowanych prac modernizacyjnych było wykorzystanie wcześniej nieużytkowanego podpiwniczenia. W trakcie prac stwierdzono nieprawidłowości w stropie, m.in. uszkodzenia i korozję zbrojenia belek, ubytki betonu w podciągach w rejonie oparcia tych belek, a murowane słupy wykazywały uszkodzenia mechaniczne. Planowane prace modernizacyjne zostały wstrzymane z powodu konieczności naprawy konstrukcji. Ostatecznie inwestor wycofał się z przedsięwzięcia a prace skoncentrowano na naprawie stropu, eliminując błędy związane z pierwotnym wykonaniem. Naprawę mającą na celu przywrócenie odpowiedniej niezawodności i trwałości stropu, poprzedzono analizą nośności stropu z uwzględnieniem ubytków zbrojenia według aktualnych i historycznych norm.

Słowa kluczowe: awaria, strop DMS, błędy wykonawcze, błędy projektowe, wzmocnienie, naprawa

1. Wprowadzenie

Przebudowa, rozbudowa lub nadbudowa istniejących budynków zawsze niesie ze sobą trudności wynikające z ich obecnego stanu technicznego. Prawo budowlane [1] wymaga przedstawienia wraz z projektem budowlanym ekspertyzy technicznej, która potwierdzi możliwość przeprowadzenia planowanych robót. W ekspertyzie rzeczoznawca budowlany ocenia stopień zużycia poszczególnych elementów budynku i, w razie potrzeby, określa nośność głównych elementów konstrukcyjnych zgodnie z aktualnymi normami budowlanymi. Wskazuje także niezbędne prace i zabiegi mające na celu doprowadzenie obiektu do należytego stanu technicznego.

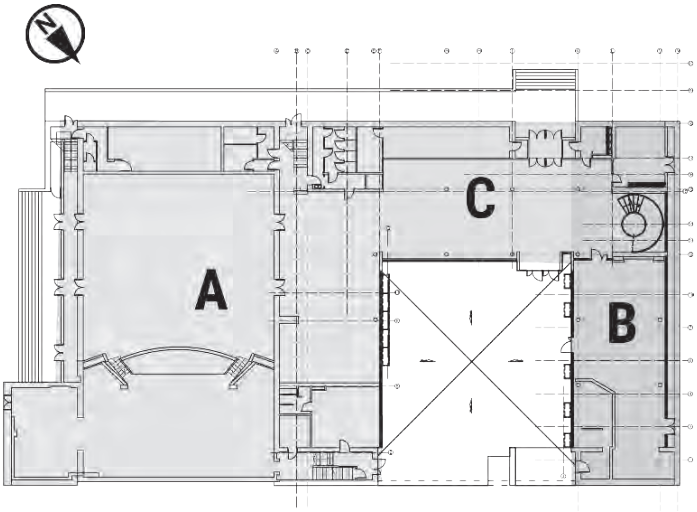
Niestety czasem etap rozpoznania stanu technicznego konstrukcji jest pobieżny, zwłaszcza w miejscach z ograniczonym dostępem lub wymagających pracochłonnych odkrywek, na przykład zbrojenia lub fundamentów. To może prowadzić do sytuacji, w której dopiero na etapie wykonawczym okazuje się, że stan techniczny uniemożliwia bezpieczną i prawidłową realizację zamierzenia budowlanego. Skutkiem tego jest wydłużenie czasu realizacji przedsięwzięcia i konieczność wdrożenia dodatkowych zabiegów technicznych, co oczywiście skutkuje wzrostem kosztów. Czasami inwestor decyduje się nawet wycofać z planowanych prac remontowo-budowlanych.

*Autor do korespondencji: *tomasz.wasniewski@p.lodz.pl*

Podobna sytuacja wydarzyła się podczas planowanej modernizacji budynku Miejskiego Domu Kultury. Dopiero na etapie prac wykonawczych ujawniły się problemy wynikające ze stanu technicznego stropu nad piwnicą oraz jego konstrukcji wsporczej.

2. Opis ogólny budynku

Przedmiotowy Miejski Dom Kultury zlokalizowany jest w jednym ze średniej wielkości miast centralnej Polski. Budynek otoczony jest terenami zielonymi, chodnikami i parkingiem. Nie przylega do innych budynków.



Rys. 1. Orientacja budynku i rzut ogólny parteru.

Budynek MDK został zbudowany w latach 60-tych ubiegłego wieku, na podstawie zmodyfikowanego projektu typowego domu kultury. Obiekt zbudowany jest z dwóch skrzydeł połączonych łącznikiem, a rzut budynku tworzy kształt litery C. Budynek ma dwie kondygnacje nadziemne i jest w całości podpiwniczony. Rzut parteru budynku oraz jego orientację pokazano na rys. 1.

W skrzydle południowo-wschodnim (A) znajduje się sala teatralno-kinowa wraz z widownią na 400 miejsc. W tej części na parterze mieszczą się również hall, garderoba, kabina projekcyjna i pomieszczenia magazynowe. Na piętrze zaś znajduje się balkon widowni, garderoba i dodatkowe pomieszczenia. Na parterze północno-zachodniego skrzydła (B) znajduje się kawiarnia wraz z zapleczem technicznym, a na piętrze sala taneczna. Oba skrzydła połączone są łącznikiem (C), w którym na parterze jest hall wraz szatnią, a na piętrze korytarz oraz pomieszczenia administracyjne.

W piwnicy w skrzydle południowo-wschodnim i częściowo w łączniku zlokalizowano pomieszczenia techniczne, przeznaczone we wcześniejszych latach na kotłownię, hydrofornię i skład węgla. Pozostała część budynku także została podpiwniczona, ale przestrzenie te mają charakter nieużytkowy i są niedostępne – nie ma możliwości swobodnego wejścia.

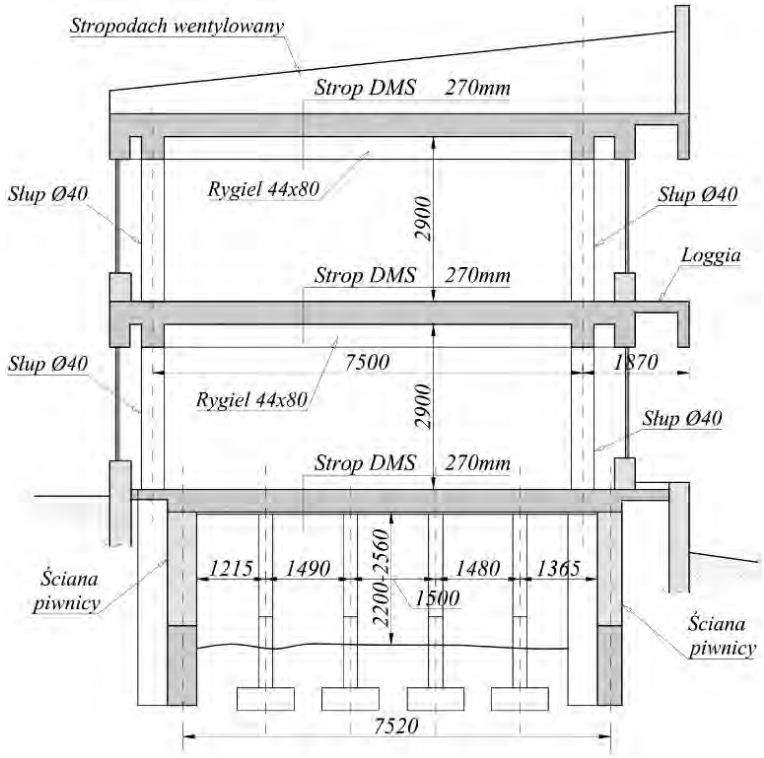
Komunikację pionową w budynku zapewniają trzy klatki schodowe zlokalizowane w południowo-wschodnim skrzydle oraz spiralne schody pomiędzy parterem i piętrem w części północno-zachodniej.

Budynek ma długość 61,5 m i szerokość 34,0 m. Wysokość części południowo-wschodniej wynosi 12,3 m, a części północno – zachodniej i łącznika 9,7 m.

3. Konstrukcja budynku

Konstrukcja budynku ma charakter mieszany. Główny ustrój nośny budynku tworzą ściany murowane oraz żelbetowa konstrukcja szkieletowa. Ściany piwnic w całości wykonano jako murowane z cegły pełnej.

Skrzydło południowo-wschodnie, gdzie znajduje się sala widowiskowa, wykonano jako murowane z elementami szkieletu żelbetowego od strony patio. Szkielet tworzą ramy żelbetowe złożone z słupów o przekroju kołowym i rygli o przekroju prostokątnym. Nad salą widowiskową wykonano strop monolityczny płytowo – żebrowy, zaś w części z ustrojem szkieletowym stropy wykonano jako gęstożebrowe DMS.



Rys. 2. Schematyczny przekrój konstrukcyjny przez skrzydło północno – zachodnie.

Na rys.2 przedstawiono schemat konstrukcji skrzydła północno – zachodniego. Ta część, podobnie jak łącznik, wykonana została jako ustrój szkieletowy, ryglowo – słupowy, oparty na murowanych ścianach fundamentowych. Nośne ramy żelbetowe złożone są z słupów o przekroju kołowym średnicy 40 cm i rygli poprzecznych o przekroju prostokątnym 45×80 cm. Rozstaw ram wynosi 6,0 m, a całkowita szerokość ram to około 10,0 m. Słupy ramy zostały wycofane z elewacji, a ich rozstaw osiowy wynosi 7,5 m. Rygle poprzeczne mają więc jedno przęsło wewnętrzne i dwa przęsła wspornikowe. Od strony zachodniej część wspornikowa jest dłuższa ze względu na ukształtowaną loggię. Ramy połączone są ze sobą krawędziowymi belkami o takim samym przekroju, jak rygle główne.

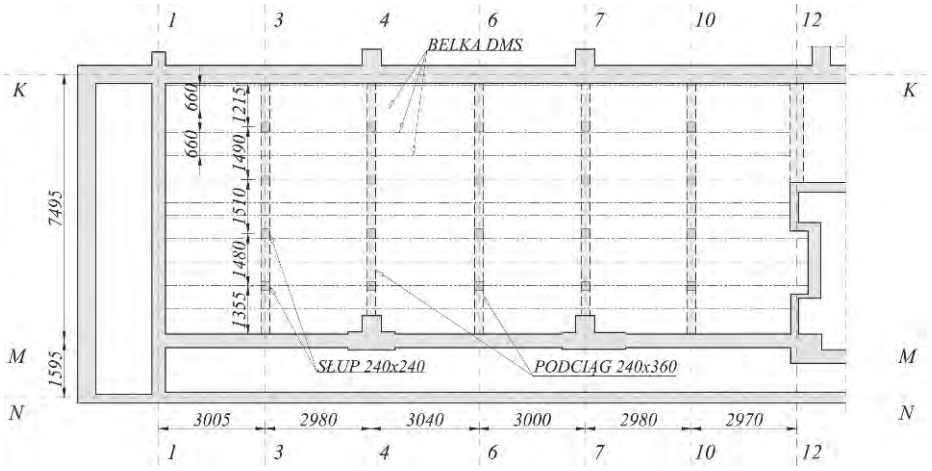
Stropy w tej części wykonano jako gęstożebrowe DMS o całkowitej grubości 40 cm wraz z warstwami posadzkowymi. Belki stropów nad parterem oraz nad I piętrem oparte są na ryglach ram żelbetowych. Konstrukcja wsporcza stropu nad piwnicą była zaś inna.

4. Budowa stropu nad piwnicą i jego podparcia w części północno-zachodniej

Stropy DMS (akronim od nazwisk autorów: Dowgirt, Metelski, Surma) [2] były powszechnie stosowane od lat 50-tych XX wieku. Elementami nośnymi w stropie DMS są żelbetowe belki o przekroju odwróconej litery ”T”. Przestrzenie pomiędzy belkami stropowymi wypełniane były pustakami z betonu lekkiego żużlowego lub gruzobetonu [3] (rys. 4). Strop ten wykonywano w dwojaki sposób. Pierwszy sposób polega na betonowaniu na miejscu budowy żelbetowych żeber w przestrzeniach pomiędzy pustakami, drugi natomiast na układaniu pustaków na gotowych prefabrykowanych belkach żelbetowych i łączeniu ich w monolityczną całość za pomocą betonu pachwinowego zalewanego na budowie [4].

Podstawowy rozstaw belek stropu DMS wynosił 50 lub 66 cm. Rozstaw belek DMS mógł być zaburzony przez istniejące ciągi kominowe czy otwory instalacyjne, a przede wszystkim przez potrzebę wprowadzenia belek podwójnych lub wylewek monolitycznych pod ściany działowe ułożone równoległe do belek. Przestrzenie przy ścianach zewnętrznych, w zależności od odległości belki od krawędzi ściany, wypełniano niepełnym pustakiem lub cegłami ceramicznymi.

Przedmiotowy strop nad piwnicą w części północno-zachodniej wykonano jako strop DMS z belkami prefabrykowanymi w rozstawie co 66 cm, które oparto na zespole pięcioprzęsłowych poprzecznych podciągów żelbetowych (rys. 3).



Rys. 3. Rzut konstrukcji stropu nad piwnicą w skrzydle północno – zachodnim.

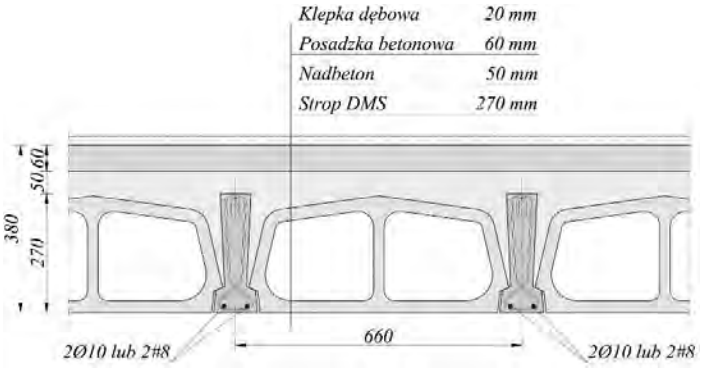
Belki stropowe. Belki stropu DMS produkowane były według typoszeregu zgodnie z wytycznymi normy [2]. Belki wykonywano w długościach od 160 cm do 10,0 m ze stopniowaniem modularnym co 30 cm. Zbrojenie belek występowało w 14 rodzajach (nr belek), różniących się liczbą i średnicą prętów. Warto zaznaczyć, że zbrojenie mogło składać się z dwóch różnych średnic, więc odkrywka zbrojenia zawsze powinna obejmować dwa pręty.

W omawianym stropie zastosowano prefabrykowane belki DMS o długości 3,0 m. W belkach zidentyfikowano zbrojenie dolne w postaci dwóch prętów żebrowanych o średnicy 8 mm lub gładkich o średnicy 10 mm. Czyli na podstawie odkrytego zbrojenia podłużnego można potwierdzić, iż zastosowano belki nr 3 według schematu zbrojenia zawartego w normie [2]. W belkach nr 3 strzemiona były wykonane ze stali gładkiej o średnicy 3 mm, jednak w analizowanych elementach zastosowano strzemiona o średnicy 4,5 mm. W belkach produkowanych na „skład” rozstaw standardowy strzemion wynosił 25 cm na całej długości i taki potwierdzono.

Główną wadą stropów DMS jest trudność uzyskania właściwego przestrzennego współdziałania wszystkich elementów stropowych i związane z tym zjawisko tzw. klawiszowania. Zjawisko to oraz wpływ skurczu materiału, z którego wykonane są pustaki, bardzo często powodują nieprzyjemne dla oka włoskowate rysy na powierzchni sufitu. Przy czym niejednokrotnie wyraźnie widoczne są pęknięcia wzdłuż każdego zebra oraz na obwodzie poszczególnych pustaków.

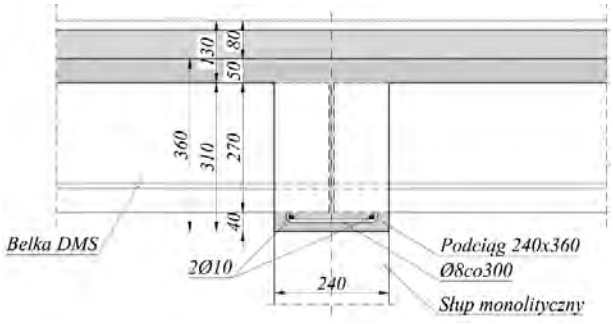
W przedmiotowym stropie na pustakach wylano dodatkowo 5 cm nadbetonu, co z całą pewnością zapewniło lepszą współpracę belek w przenoszeniu obciążeń i nadało sztywności tarczowej całemu układowi stropowemu.

Na rys. 4 przedstawiono przekrój przez strop z oznaczeniem odkrytego zbrojenia belek DMS. Na rysunku pokazano również, iż na stropie wykonano dodatkowo wylewkę cementową, a do niej przyklejono bezpośrednio parkiet z klepki dębowej.



Rys. 4 Przekrój przez strop nad piwnicą w skrzydle zachodnio-północnym.

Podciągi. Elementy, które podpierają strop to żelbetowe belki monolityczne oparte na zewnętrznych podłużnych ścianach piwnicy i na murowanych słupach wewnętrznych. Podciągi te mają przekrój 24×36 cm (łącznie z nadbetonem), a rozpiętość ich przęseł wynosi 1,5 m. Rozstaw tych nietypowych ram to około 3,0 m. Podciągi mają zbrojenie dolne w postaci dwóch prętów gładkich o średnicy 10 mm. Strzemiona z pręta gładkiego o średnicy 6 mm, rozstawione zostały nieregularnie od 18 do 30 cm. Otulina dolna zbrojenia waha się od 20 do 40 mm. Przekrój przez podciąg przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Detal podciągu żelbetowego wspierającego strop DMS.

Słupki. Podciągi oparto na słupach o nietypowej budowie. Składają się one z części murowanej na 1 cegłę pełną na zaprawie cementowej (24×24 cm) i otynkowanej. Zaś podstawy słupków wykonano jako żelbetowe, połączone z żelbetową stopą fundamentową. Długość części murowanej słupa wynosiła około 1,8 m, żelbetowej zaś 1,25 m. Stopa

fundamentowa miała grubość 40 cm i wymiary 90×90 cm. Autor sądzi, że takie rozwiązanie podparcia stropu wynikało z potrzeby przegłębienia fundamentów z uwagi na zastałe trudne warunki gruntowo – wodne w tym rejonie. W pierwotnej dokumentacji – projekcie typowym domu kultury, podłoga była zaprojektowana jako wyniesiona na krępych, murowanych postumentach. Z uwagi na to, iż należało dotrzeć do warstw nośnych gruntu, słupy wydłużono, a ich dolną część wykonano jako żelbetową z uwagi na wysoki poziom wód gruntowych. Na rysunku 6 przedstawiono widok ogólny zespołu słupów podpierających podciągi.



Rys. 6. Widok ogólny zespołu słupów podpierających podciągi.

W dotychczas nieużytkowanej przestrzeni podstropowej skrzydła północno-zachodniego nie było posadzki. Głębokość posadowienia stóp, licząc od wierzchu gruntu wewnątrz, wahała się od 90 do 130 cm.

Ściany piwnicy skrzydła północno-zachodniego wykonano z cegły pełnej na zaprawie cementowej. Grubości ścian potwierdzono sondowaniami mechanicznymi. Ściana zachodnia ma grubość 43 cm, a ściana wschodnia 51 cm. Dolny fragment ścian zewnętrznych został wykonany jako żelbetowy o tej samej grubości co ściana murowana. Izolację poziomą ścian wykonano z papy na lepiku.

5. Materiały

Zgodnie z normą [2] belki stropowe DMS zbrojono prętami okrągłymi gładkimi wykonanymi ze stali A-I gatunku St3SX lub St3SY o obliczeniowej granicy plastyczności Q_r = 2500 kG/cm^2. Zamiennie stosowano pręty użebrowane wykonane ze stali A-II o przekroju okrągłym (gatunek 18G2) lub kwadratowym (gatunek St50B) o obliczeniowej granicy plastyczności Q_r = 3600 kG/cm^2.

Należy założyć, że w podciągach zastosowano zbrojenie podłużne ze stali A-I, a strzemiona wykonano ze stali A-0.

W tabl. 1 przedstawiono zestawienie porównawcze właściwości wytrzymałościowych zastosowanych w belkach i podciągach gatunków stali według normy PN-58/B-82410 [5] oraz stosowanego obecnie Eurokodu 2 [6].

Tablica 1. Porównanie parametrów wytrzymałościowych wg normy [3] oraz [4].

Lp.	Klasa stali	Gatunek stali	Wg PN-58/B-03260 [5]	Wg PN-EN-1992-1 [6]		
			R_m [kG/cm^2]	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{yd} [MPa]
1	A-0	St0S	2500	220	1,15	191,3
2	A-I	St3SX, St3SY	2500	240		208,7
3	A-II	18G2, St50B	3600	355		308,7

Prefabrykowane belki DMS produkowane były z betonu marki R_w = 200 kG/m^3. Do wypełnienia pachwin stosowano beton o marce co najmniej R_w = 110 kG/m^3, zwykle marki 140. Z tego samego betonu wykonano podciągi, które były zalewane razem z pachwinami i nadbetonem.

Wytrzymałość na ściskanie betonu wzrasta wraz z jego wiekiem i zależy od rodzaju cementu, temperatury i warunków pielęgnacji [7]. Dla betonów wykonanych z cementu klasy N, zakładając średnią temperaturę 20°C i dobrą pielęgnację, po 50 latach możliwy jest nawet 25% wzrost wytrzymałości na ściskanie. Relacje pomiędzy marką betonu R_w stosowaną w normie [5], a wytrzymałością średnia f_{cm} według PN-EN 1992-1-1 [6] opisać można wzorem:

$$f_{cm}=0{,}92R_w \tag{1}$$

Relacja ta wynika z różnych rozmiarów próbek stosowanych do wyznaczania wytrzymałości betonu na ściskanie w czasach obowiązywania normy PN-56/B-03260 [5] oraz aktualnej normy [6]. W tabl. 2 przedstawiono relacje pomiędzy parametrami wyznaczonymi według obu norm wraz z uwzględnieniem obecnego wieku betonu.

Tablica 2. Relacje pomiędzy wytrzymałościami na ściskanie betonu według normy PN-B-03260:1956.

Elementy	**Według [5]**	**Według [6]**	**Po 50 latach**		
	R_w [kG/cm^2]	**f_{cm} [MPa]**	**f_{cm} [MPa]**	**f_{ck} [MPa]***	**Klasa betonu**
Belki DMS	200	18,40	23,00	16,19	C16/20
Podciągi	140	12,88	16,10	9,29	C8/10
*) Wytrzymałość charakterystyczną f_{ck} wyznaczono przy odchyleniu standardowym s = 0,2					

6. Planowane prace modernizacyjne i stan techniczny stropu

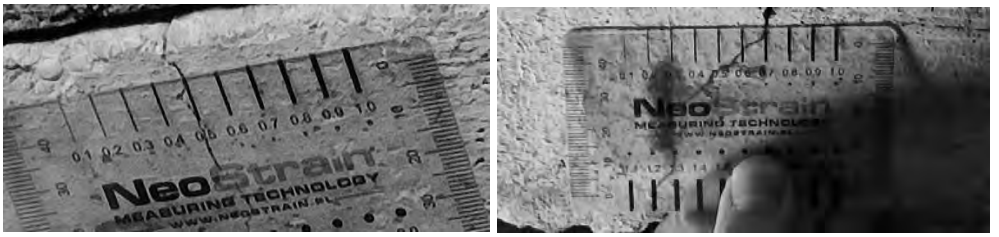
Głównym celem planowanych prac modernizacyjnych w budynku było wykorzystanie przestrzeni w piwnicy skrzydła północno – zachodniego, która od początku użytkowania obiektu była niedostępna. Na dodatkowej powierzchni zaplanowano pomieszczenie o charakterze kulturalnym, dostępne dla użytkowników Miejskiego Domu Kultury. Zmiana sposobu użytkowania wiązała się z koniecznością przeprowadzenia wielu prac konstrukcyjnych, między innymi wykonania doświetli, dodatkowych schodów zapewniających komunikację oraz posadzki.

Początkowo nie przewidywano robót związanych ze stanem technicznym stropu, jednakże wykonawca już na etapie prac przygotowawczych określił i zgłosił jego stan jako zły.

Okazało się, że w wielu belkach stropu DMS występuje korozja zbrojenia podłużnego oraz poprzecznego. Produkcyjna otulina belek wynosiła 10 mm [2], a w belkach stwierdzono otulinę rzędu 5 mm lub mniejszą. Strop nie został otynkowany od spodu, co z pewnością ułatwiło korozję zbrojenia. W tym miejscu należy podkreślić, że produkcja belek DMS cechowała się często niskim standardami, a w konstrukcje niejednokrotnie wbudowywano elementy, które nie powinny przejść kontroli jakości. Dopuszczano belki ze źle zagęszczoną mieszanką w obrębie zbrojenia dolnego (kawerny i raki) lub z mechanicznymi uszkodzeniami. Na rys. 8 przedstawiono przykładowe ogniska korozji belek DMS omawianego stropu. Podczas wizji lokalnej autor stwierdził występowanie w wielu belkach rys prostopadłych do osi elementu, o szerokości rozwarcia od 0,5 mm do 0,7 mm (rys. 9). Rysy te występowały pojedynczo, w połowie rozpiętości belki. Niektórym rysom towarzyszył rdzawy wykwit świadczący o korozji zbrojenia podłużnego. W ocenie autora są to rysy skurczowe, które według normy [2] były dopuszczalne w produkcji.



Rys. 8. Korozja zbrojenia belek DMS: z lewej – zbrojenie podłużne, z prawej – strzemiona.

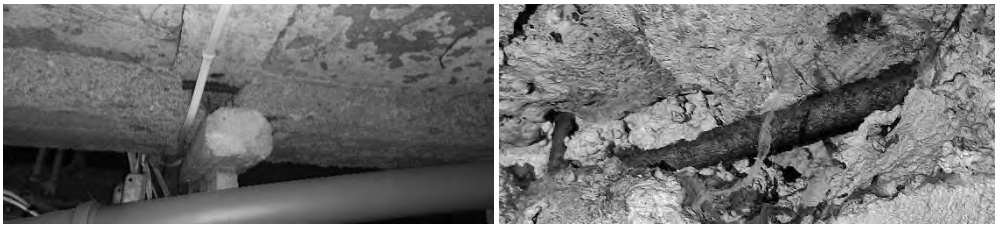


Rys. 9. Rysy w belkach DMS – pomiar wzornikiem.

Nie stwierdzono nadmiernych ugięć belek widocznych okiem nieuzbrojonym, łącznie z belkami zarysowanymi.

W podciągach monolitycznych stwierdzono liczne braki betonu w miejscach oparcia belek stropowych, które wynikały z nieprawidłowo zagęszczonej mieszanki betonowej w tych rejonach. Mieszanka betonowa nie wpłynęła w wielu miejscach pod stopki belek, a zbrojenie podłużne podciągu pod stopką pozostało odsłonięte. Na skutek długotrwałej ekspozycji na czynniki zewnętrzne, zbrojenie w tych rejonach uległo korozji. Co więcej, w niektórych miejscach autor natrafił na pełną nieciągłość przekroju belki. Na rysunku 10 przedstawiono przykłady poważnych nieciągłości w przekroju podciągu (tymczasowe podpory zastosował wykonawca) oraz postępującą korozję zbrojenia.

Taki sposób rozwiązania oparcia belek należy uznać za poważną wadę projektową i wykonawczą. W normie [5] nie było w prawdzie wytycznych, w jaki sposób osadzać betonowe belki prefabrykowane w elementach monolitycznych, ale w literaturze tamtego okresu można spotkać pewne zalecenia i wskazówki. Podciągi z wbetonowanymi belkami prefabrykowanymi zostały omówione w kolejnej edycji normy [8].



Rys. 10. Brak betonu pod oparciem belek (z lewej) i silna korozja zbrojenia (z prawej).

W podciągach nie stwierdzono rys o szerokości przekraczającej dopuszczalną wartość 0,3 mm. Ze względu na gęsty rozstaw słupów podpierających podciągi, nie występują także problemy z nadmiernymi odkształceniami i ugięciami. Natomiast beton, z którego wykonano podciągi należy uznać za słabej jakości.



Rys. 11. Stan murowanych słupów – widoczna krzywizna, uszkodzenia cegieł, pęknięcia wzdłużne.

Murowane słupy podpierające podciągi były w zróżnicowanym stanie. Na rys. 11 przedstawiono przykłady uszkodzeń tych elementów. W kilku słupach występowały uszkodzenia mechaniczne cegieł lub powstałe na skutek np. działania wilgoci. Słupy zostały otynkowane, co uchroniło w pewnym stopniu cegły przed dalszą degradacją. Jakość wykonania słupków była niska. W części słupów widoczne było ich wygięcie okiem nieuzbrojonym. Betonowe podstawy słupów były w dobrym stanie, ale połączenie części żelbetowej z murowaną polegało wyłącznie na docisku.

Według autora wykonanie, jak i sama budowa słupków nie zapewniała wymaganego projektowo stopnia zabezpieczenia ustroju nośnego stropu. Jest to tym bardziej istotne, że piwnica miała zostać włączona w przestrzeń użytkową, a do słupów mocowane miały zostać elementy wyposażenia wnętrz.

7. Wzmocnienie stropu i konstrukcji wsporczej

Po analizie stanu technicznego stropu i konstrukcji podpierającej inwestor wstrzymał działalność kawiarni znajdującej się na stropie, a jednocześnie stanął przed decyzją konieczności wzmocnienia stropu lub jego wymiany.

Projektant konstrukcji zaproponował wzmocnienie w postaci stalowych gorsetów słupów, składających się z czterech kątowników połączonych przewiązkami. Gorsety miały podpierać dodatkowe podciągi stalowe ułożone obustronnie wzdłuż istniejących podciągów. Miały one zapewnić podparcie belkom stropu DMS.

Wykonanie wzmocnienia wiązałoby się jednak z pracami mechanicznymi w strukturze delikatnych słupów (skucie narożników). Dodatkowo wzmocnienie stalowe należało zabezpieczyć przeciwpożarowo i obudować. Te dwa aspekty oraz fakt, że prace należało wykonać w dość ciasnej przestrzeni, sprawiły, że projekt odrzucono.

Rozważano zatem ścieżkę wymiany stropu na nowy, w technologii Rectobeton. Niestety rozwiązanie to wiązałoby się dodatkowymi, trudnymi i kosztownymi pracami, takimi jak: etapowa rozbiórka starego stropu wraz z całą infrastrukturą kawiarni oraz samo wykonanie stropu z wewnętrzną konstrukcją wsporczą. Był to koszt, którego inwestor ostatecznie nie mógł ponieść, z uwagi na rodzaj finansowania przedsięwzięcia. Liczył się także czas wykonania zadania.

Mając na uwadze powyższe problemy, odstąpiono od wykonania dodatkowego pomieszczenia użytkowego w piwnicy, zrezygnowano z wymiany stropu na nowy, za to skupiono się na naprawie istniejącej struktury stropu i wyeliminowaniu błędów popełnionych przy jego wykonaniu.

8. Nośność stropu i prace naprawcze

W celu oceny stopnia wykorzystania nośności belek przeprowadzono analizę obliczeniową według normy [5] oraz aktualnych przepisów [6]. Przyjęto obciążenia stałe zgodnie z odkrytymi warstwami, a obciążenie użytkowe zgodnie z normami [9, 10]. W przypadku normy [9] obciążenie użytkowe przyjęto jak dla pomieszczeń restauracyjnych, zaś według aktualnej normy [10] kawiarnie można zaliczyć do kategorii C1, czyli powierzchni ze stołami, na których mogą gromadzić się ludzie. W obu przypadkach zaleca się przyjąć obciążenie o wartości 3,0 kN/m^2.

Przekroje obliczeniowe przyjęto zgodnie z informacjami podanymi w [4]. Przy obliczaniu nośności na zginanie belki DMS przyjęto prostokątny przekrój obliczeniowy 70×270 mm, a w przypadku ścinania przekrój 50×270 mm. Pominięto w całości beton pachwin oraz nadbeton, ponieważ belki DMS nie były dostosowane do pracy w przekroju zespolonym.

W obliczeniach według normy [5] przyjęto, że przy zginaniu współczynnik pewności wynosi s=1,5 – jak dla elementów prefabrykowanych. Przy sprawdzeniu naprężeń głównych rozciągających (ścinania) przyjęto natomiast współczynnik pewności s_1 = 1,9.

W obu przypadkach przyjęto założenie pracy belki stropowej jako wolnopodpartej. Pominięto także wpływ na nośność górnego zbrojenia montażowego.

Tablica 3. Wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych belek DMS

Norma	Obciążenie obliczeniowe*		Zginanie				Ścinanie		
	g [kN/m]	q [kN/m]	M_d [kNm]	M [kNm]	η	η_{90}	Q_d/V_{Rd} [kN]	Q [kN]	η_w
PN-56	3,31	1,98	6,42	5,56	0,82	0,92	9,75	7,67	0,79
EC2	4,47	2,08	7,69	6,89	0,90	0,99	8,06 (11,1)	9,5	1,12 0,86

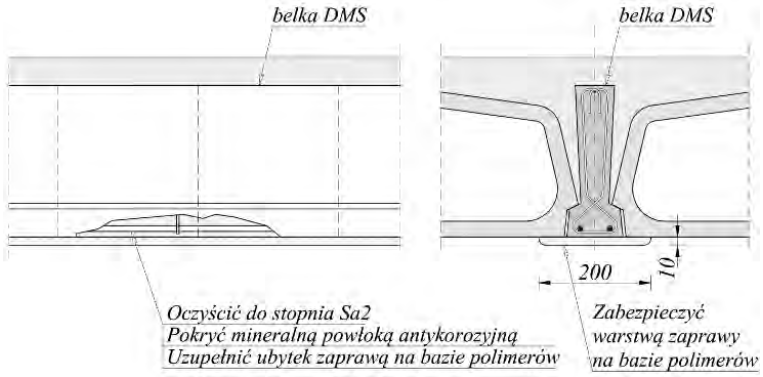
*) w przypadku normy [6] zastosowano współczynniki obciążenia: γ_g = 1,35; γ_q = 1,05
M_d – obliczeniowa nośność przekroju na zginanie,
M – obliczeniowy moment zginający,
Q_d – dopuszczalna siła tnąca z uwagi na nośność betonu rozciąganego według [5],
Q – obliczeniowa siła tnąca,
V_{Rd} – nośność elementu niezbrojonego oraz zbrojonego (w nawiasie) na ścinanie według [6],
η – stopień wykorzystania nośności na zginanie,
η_{90} – stopień wykorzystania nośności na zginanie przy 10% ubytku pola zbrojenia podłużnego,
η_w – stopień wykorzystania nośności na ścinanie.

Z analizy (tabl. 3) wynika, że według założeń obu norm nośność belek stropowych jest wystarczająca. W przypadku normy [5] zapas nośności wynosi 18% przy zginaniu oraz 21% przy ścinaniu bez zbrojenia. Według podejścia obliczeniowego zawartego w [6], belki DMS mają 10% zapasu nośności na zginanie oraz 14% zapasu nośności na ścinanie strefy zbrojonej strzemionami.

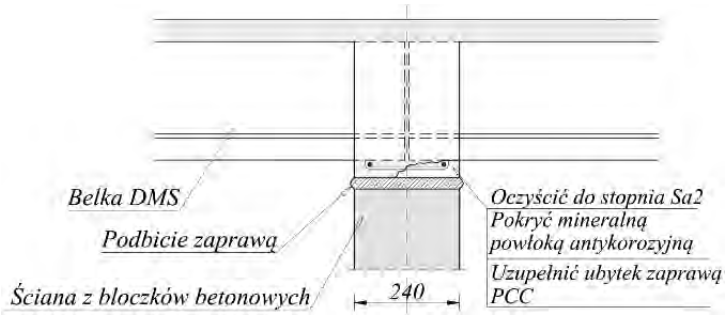
Należy jednak wziąć pod uwagę także ewentualną redukcję pola powierzchni zbrojenia w belkach, gdzie to zbrojenie uległo korozji. Są to głównie belki z odsłoniętym zbrojeniem podłużnym. Przy 10% ubytku pola zbrojenia belki nadal zachowują nośność (tabl. 4) na zginanie i takie kryterium przyjęto przy ocenie belek ze skorodowanym zbrojeniem. Po przekroczeniu tego kryterium belkę należałoby wzmocnić.

W celu zabezpieczenia belek DMS przed dalszą korozją wdrożono program naprawczy. Polegał on na mechanicznym oczyszczeniu odsłoniętego zbrojenia belek do stopnia czystości Sa2, pomiarze ubytku zbrojenia podłużnego i po pozytywnej ocenie pokrycie zbrojenia i całego miejsca ubytku betonu warstwą mineralnej powłoki antykorozyjnej (rys. 12). Ubytek

należało następnie uzupełnić zaprawą naprawczą na bazie polimerów. Z uwagi na cienką otulinę zalecono także pokrycie dolnych stopek belek warstwą 10 mm tiksotropowej zaprawy naprawczej na bazie geospoiwa. Taka zaprawa pasywuje zbrojenie i chroni strukturę betonu przed czynnikami zewnętrznymi a jednocześnie wiąże bezskurczowo.



Rys. 12. Sposób naprawy i zabezpieczenia belek stropowych.



Rys. 13. Detal podmurowania podciągów i naprawy ubytków pod stopkami belek.

Z uwagi na liczne nieciągłości w podciągach i ubytki betonu pod stopkami belek, zdecydowano się na podparcie wtórne podciągów poprzez ich podmurowanie (rys. 13). Pomiędzy słupami wykonano ściany o grubości 24 cm z bloczka betonowego klasy C12/15, murowanego na zaprawie cementowej. Podciągi podbito zaprawą. Ubytki w betonie oraz zbrojenie podciągów naprawiono taką samą techniką, jak belki stropowe. Uszkodzone słupy naprawiono poprzez uzupełnienie braków w strukturze oraz otynkowano. Ściany oparte zostały na ławach betonowych, wykonanych pomiędzy istniejącymi stopami fundamentowymi.



Rys.14. Widok wtórnie podpartych podciągów.

Wybór takiego rozwiązania wynikał także z przyczyn wykonawczych. Dostęp do konstrukcji był zapewniony tylko przez wejście w stropie o rozmiarze 60×60 cm, zatem najłatwiejsze było dostarczanie elementów drobnowymiarowych. Poza tym rozwiązanie to nie wymaga w zasadzie konserwacji i jest trwałe. Pomieszczenie jest w normalnych warunkach niedostępne i nie będzie na bieżąco kontrolowane. Na rysunku 14 widoczny jest stan obecny konstrukcji stropu nad piwnicą wraz z elementami podpierającymi.

9. Wnioski

Opisany przypadek jest przykładem na to, że brak rzetelnej oceny konstrukcji budynku lub jego części przed przystąpieniem do projektowania i wykonania prac modernizacyjnych może utrudnić lub uniemożliwić ich wykonanie z uwagi na stan techniczny istniejącej konstrukcji. Przedstawiony strop i konstrukcja wsporcza były niewątpliwie w stanie przedawaryjnym z uwagi na liczne błędy wykonawcze i korozję zbrojenia. Należy też pamiętać, że wykonanie i kontrola jakości elementów prefabrykowanych, takich jak belki DMS stała dawniej często na niskim poziomie i liczyć się trzeba z wieloma wadami produkcyjnymi wbudowanych elementów. Tutaj wątpliwe były także rozwiązania projektowe – w szczególności osadzenie betonowych belek prefabrykowanych w podciągach oraz nietypowa konstrukcja słupków murowanych. Strop w prawdzie zachował nośność przez cały okres użytkowania, z uwagi na wykonany nadbeton zapewniający pewien stopień współpracy pomiędzy belkami, tworząc sztywną strukturę, jednakże jego stan techniczny nie pozwalał na bezpieczne przekształcenie piwnicy na nową sale o charakterze kulturalnym, bez koniecznych dodatkowych prac zabezpieczających. Choć inwestor wycofał się z planowanych prac modernizacyjnych, strop dopuszczono do dalszego użytkowania dopiero po wykonaniu niezbędnych napraw belek oraz wtórnym podparciu podciągów.

Literatura

1. Dz.U. 1994 nr 89 poz. 414 – Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane.
2. PN-58/B-82410 - Stropy żelbetowe z gotowych elementów DMS. Belki.
3. PN-54/B-82409 - Strop DMS – Pustaki i kształtki.
4. Kobiak J., Stachurski W.: – Konstrukcje Żelbetowe, Arkady, 1960,
5. PN-B-03260:1956 Konstrukcje żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
7. Urban T.: Wzmacnianie konstrukcji metodami tradycyjnymi, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2015.
8. PN-B-03264:1976 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.
9. PN-EN-1990 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
10. PN-60/B-02009 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia stałe i użytkowe.

Pre-failure condition of the ceiling above the basement in the municipal Community Centre Building

Keywords: failure, DMS ceiling, cracks, execution errors, design errors, reinforcement, repair

273Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń hali produkcyjnej z częścią socjalną

SZYMON WĘGLIŃSKI[1*], MICHAŁ BABIAK[2], GABRIEL MARTYSZ[3]
[1]Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej
[2]Arcanus, Swarzędz
[3]Instytut Jakości Budownictwa i Materiałów Budowlanych, Powidz

Streszczenie: W trakcie użytkowania hali produkcyjno-magazynowej zaobserwowano uszkodzenia ścian oraz wystąpienie spękań w rejonie stropów i ścian. Analiza dokumentacji technicznej obiektu, a także przeprowadzone rozpoznanie geotechniczne warunków gruntowo-wodnych podłoża oraz analizy numeryczne wykazały szereg nieprawidłowości, których skutkiem są powstałe uszkodzenia obiektu. Analiza dokumentacji fotograficznej wykazała szereg błędów wykonawczych z okresu realizacji procesu budowlanego. W poziomie posadowienia stwierdzono obecność plastycznych gruntów spoistych, na których konsystencję miała wpływ występująca w poziomie posadowienia woda gruntowa. Analiza numeryczna konstrukcji obiektu wykazała błędne założenia dotyczące przekazywania obciążeń na fundamenty. Skumulowanie błędów projektowych i wykonawczych doprowadziło do uszkodzeń, skutkujących koniecznością remontu, który wiązał się z zatrzymaniem produkcji oraz wysokimi kosztami utraconego zysku.

Słowa kluczowe: awaria konstrukcji, elementy murowe, rozpoznanie gruntów, ławy i słupy fundamentowe, osiadanie podłoża, analiza MES

1. Wprowadzenie

Obiekty budowlane projektowane dla zaspokojenia potrzeb przemysłu – hale magazynowe, hale produkcyjne, hale mieszane – stanowią znaczny odsetek realizowanych obiektów w ostatnich latach. Budownictwo przemysłowe zalicza się do budownictwa niemieszkaniowego, które dominuje w polskim budownictwie, gdyż jego udział w łącznej produkcji zrealizowanej w kraju w ostatnich latach przekraczał 40% [12].

Nowoczesne hale przemysłowe najczęściej powstają w technologii szkieletowej z wykorzystaniem elementów prefabrykowanych. Taki typ konstrukcji umożliwia swobodną aranżacje wnętrza (zastosowanie elementów o dużych rozpiętościach), znacząco skraca okres realizacji obiektu oraz eliminuje szereg potencjalnych błędów wykonawczych, typowych dla konstrukcji monolitycznych i murowanych. Ponadto prace montażowe elementów prefabrykowanych mogą być prowadzone w niekorzystnych warunkach atmosferycznych.

Dialog pomiędzy Projektantem a Inwestorem może zapewnić spełnienie oczekiwań i realizację obiektu dopasowanego do potrzeb. Inwestorzy rzadko posiadają kompetencje na temat rozwiązań konstrukcyjnych, dlatego świadomość Projektanta ma kluczowe znaczenia

*Autor do korespondencji: *szymon.weglinski@put.poznan.pl*

dla poprawności realizowanego obiektu. Istotną kwestią jest odpowiednie rozpoznanie terenu inwestycji i zaprezentowanie koncepcji proponowanego rozwiązania, w oparciu o właściwie przygotowane modele obliczeniowe (dobór schematu statycznego, prawidłowe zebranie obciążeń oraz dobór przekrojów poprzecznych elementów konstrukcyjnych itp.).

W przypadku obiektów przemysłowych o znacznych rozpiętościach elementów konstrukcyjnych, z uwagi na znaczne wartości reakcji przekazywanych na fundamenty, prawidłowe rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych jest kluczowe.

Niska świadomość znaczącej roli badań podłoża na etapie wizji obiektu budowlanego oraz jego projektowania może przełożyć się wymiernie na etap eksploatacji. Tanie badania w minimalnym zakresie – czyli dość powszechne nastawienie inwestora lub projektanta do zagadnień geotechnicznych, skutkować może niepełnym rozpoznaniem właściwości podłoża gruntowego w zakresie parametrów mechanicznych i wytrzymałościowych – co generować będzie koszty – często niezauważalne na początku inwestycji, a koszty napraw niejednokrotnie mogą przekroczyć koszty budowy nowego obiektu [13].

2. Opis przedmiotu badań

Analizowany budynek produkcyjno-biurowy, o wymiarach ok. 81,5×51,0 m, i wysokości 9,5 m, zlokalizowany w północnej Wielkopolsce, został wybudowany w 2017 r., w technologii tradycyjnej, z wykorzystaniem elementów monolitycznych i prefabrykowanych (drewnianych wiązarów kratowych). Budynek jest w całości niepodpiwniczony; 80% powierzchni zajmuje jednokondygnacyjna cześć produkcyjna, zaś pozostałe 20% dwukondygnacyjna cześć socjalno-biurowa [10]. Dodatkową infrastrukturę techniczną stanowią jednokondygnacyjne garaże, kotłownie i piaskarnie.

Obiekt posadowiono na ławach fundamentowych o zróżnicowanej szerokości (0,45, 0,55 i 0,75 m). Na ławach fundamentowych wykonano ścianę fundamentową z bloczków betonowych. Ściany zewnętrzne budynku wykonano z betonu komórkowego o grubości 0,24 m, ocieplone od zewnątrz styropianem. Dach budynku wykonano jako dwuspadowy, zaś lekkie pokrycie dachu oparto na kratownicach drewnianych.

3. Uszkodzenia

W okresie gwarancyjnym, w ciągu niepełnych trzech lat od ukończenia budowy obiektu, stwierdzono powtarzające się uszkodzenia ścian zewnętrznych – nośnych, w postaci: odspojenia tynku (rys. 1), pęknięć skośnych (rys. 2) oraz pionowych (rys. 3). Pęknięcia występowały w miejscach, gdzie elementy konstrukcyjne łączyły się z ścianami murowanymi oraz w okolicach otworów okiennych.

Przytoczone uszkodzenia nasuwały wstępne hipotezy związane z błędną interpretacją parametrów podłoża gruntowego, niewłaściwym posadowieniem obiektu oraz błędnym powiązaniem elementów konstrukcyjnych (nieciągłość wieńców, brak przewiązania ścian z elementami monolitycznymi). W celu oceny stanu technicznego budynku przeprowadzono analizę badań archiwalnych podłoża gruntowego oraz wykonano badania własne.

4. Warunki gruntowo-wodne

W archiwalnej opinii geotechnicznej i dokumentacji badań podłoża gruntowego [1] z 2014 r., sporządzonej zgodnie z zapisami norm [4, 5] stwierdzono występowanie holoceńskiej warstwy gleby o miąższości od 0,3 do 0,6 m. Poniżej występowały plejstoceńskie osady mało

i średnio spoiste (piaski gliniaste i gliny piaszczyste) akumulacji lodowcowej, a także osady niespoiste akumulacji rzeczno-lodowcowej (piaski drobne), które występują w stanie średnio zagęszczonym, w postaci wyklinowującej się warstwy oraz nieciągłej soczewki o niewielkiej miąższości (ok. 0,2–0,5 m), zalegającej w strefie przypowierzchniowej, bezpośrednio pod warstwą gleby, na stropie gruntów spoistych (na głębokości 0,3–1,0 m p.p.t.) i w postaci dwóch soczewek (na głębokości 2,7–3,7 m p.p.t.) wśród kompleksu gruntów spoistych. Dominujące osady spoiste mają konsystencję plastyczną (stan od twardoplastycznego do plastycznego, I_L = 0,12–0,35). Właściwości gruntów oznaczono metodą B [5].



Rys. 1. Uszkodzenie tynku na skutek zawilgocenia ściany.

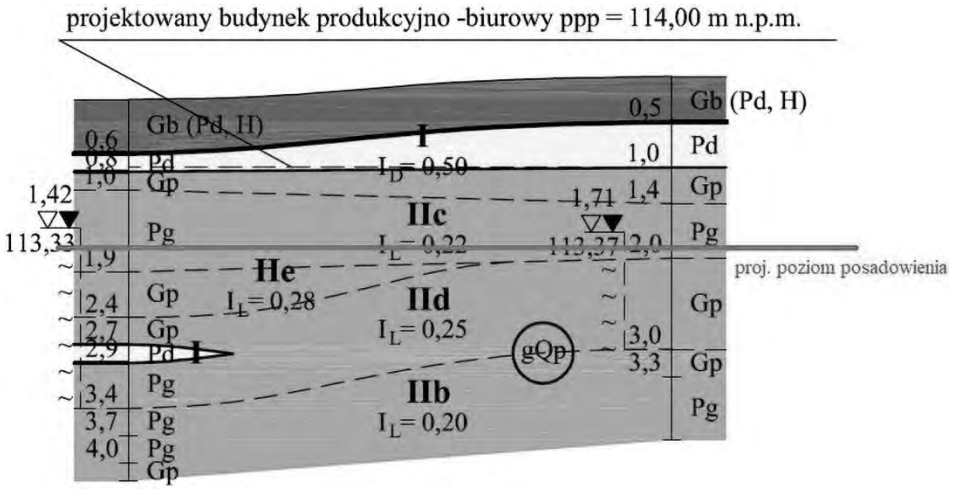


Rys. 2. Spękanie ściany poniżej podciągu.



Rys. 3. Spękania ściany nośnej przy oknie.

W dokumentowanym podłożu do głębokości max. 4,2 m p.p.t. stwierdzono występowanie wody gruntowej w postaci sączeń, o zróżnicowanej intensywności w obrębie gruntów spoistych, które stabilizują się na głębokości od 1,42–2,50 m p.p.t., co odpowiada rzędnej 113,33–110,99 m n.p.m. Stan odniesiono do okresu po wiosennych roztopach pokrywy śnieżnej. Poziom porównawczy „0" posadzki obiektu ustalono na rzędnej 114,00 m n.p.m, zaś poziom posadowienia fundamentów na rzędnej 113,10 m n.p.m (-0,90 m poniżej „0"). Charakterystyczny przekrój warstw podłoża zilustrowano na rys. 4.



Rys. 4. Przekrój geotechniczny z wrysowanym poziomami „0" posadzki i posadowienia.

W ramach badań własnych przeprowadzono rozpoznanie podłoża w rejonie fundamentów i płyty posadzkowej, z zewnątrz budynku oraz wewnątrz [2]. Stwierdzono występowanie nasypów niebudowlanych (zasypki fundamentów), o miąższości 0,95–1,15 m, złożonych z osadów próchnicznych (gleba) i niespoistych (piasków drobnych, średnich i grubych), w stanie średnio zagęszczonym oraz spoistych (gliny piaszczyste), w stanie plastycznym. Z uwagi na rodzaj materiału należy stwierdzić, iż zasypki zostały wykonane z gruntów miejscowych. Poniżej zalegają rodzime osady akumulacji wodnolodowcowej (piaski drobne, w stanie średnio zagęszczonym) oraz osady bezpośredniej akumulacji lądolodu (piaski gliniaste i gliny piaszczyste, w stanie od twardoplastycznego do plastycznego – I_L od 0,25 do 0,35), które stanowią układ wzajemnie przekładających się warstw.

W trakcie prowadzonych wierceń kontrolnych (lipiec i sierpień 2020 r.) w otworach nawiercono swobodne zwierciadło wód gruntowych na głębokości od 0,64 do 2,00 m p.p.t. tj. na rzędnych od 112,19 do 113,83 m n.p.m., a także sączenia wód gruntowych na głębokości od 0,45 do 1,80 m p.p.t. tj. na rzędnych od 112,18 do 113,45 m n.p.m., które ustabilizowały się na głębokościach od 1,66 do 0,40 m p.p.t., tj. na rzędnych od 112,22 do 113,50 m n.p.m.

Dodatkowo na stanowiskach zlokalizowanych wewnątrz obiektu, w wyniku przewiertów przez konstrukcję posadzki stwierdzono obecność wody gruntowej pod posadzką, której zwierciadło stabilizuje się na głębokościach od 0,25 do 0,45 m poniżej poziomu „0" posadzki, na rzędnych 113,55–113,75 m n.p.m.

Powyższe wyniki potwierdzają pogorszenie plastyczności gruntów spoistych skutkiem obecności wody gruntowej występującej w poziomie wyższym jak poziom posadowienia. Wybraną odkrywkę wykonaną w rejonie fundamentów przedstawiono na rys. 5.

Należy zwrócić uwagę, iż w archiwalnej dokumentacji geotechnicznej [1] przyjęto proste warunki gruntowe pomimo występowania gruntów niejednorodnych genetycznie i litologicznie, co zgodnie z Rozporządzeniem dot. geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych [11] wymaga przyjęcie warunków złożonych. Kategoria obiektu ustalona przez projektanta – hala produkcyjna z dwukondygnacyjną częścią biurową (socjalną) – została określona jako II.

W analizowanym przypadku, oprócz opinii geotechnicznej i dokumentacji badań podłoża gruntowego niezbędnym było opracowanie projektu geotechnicznego, a także z uwagi na II kategorię obiektu w złożonych warunkach – projekt robót geologicznych i dokumentację

geologiczno-inżynierską. Opracowanie wszystkich wymaganych prawnie dokumentów znacznie wydłużyłoby proces inwestycyjny.



Rys. 5. Widok odkrywki fundamentowej wraz ze stagnującą w otworze wodą gruntową.



Rys. 6. Posadowienie w wykopie narażonym na stagnowanie wody odprowadzonej z sąsiednich działek.

5. Analiza przyczyn powstałych uszkodzeń z wykorzystaniem dokumentacji archiwalnej i modelu obliczeniowego

W celu weryfikacji hipotez dotyczących podłoża i konstrukcji przeanalizowano dokładnie wszelkie dokumenty techniczne [1, 10], wyniki badań bieżących [2, 3] oraz archiwalną dokumentację fotograficzną z okresu realizacji obiektu. Stwierdzono błędy projektowe (pp. 1–3) oraz wykonawcze (pp. 4–11), przykładowe zestawiono poniżej:

– posadowienie fundamentów poniżej ZWG przy niesatysfakcjonującym zabezpieczeniu hydroizolacyjnym (rys. 5),
– posadowienie obiektu w wykopie wraz z narażeniem na spływ i stagnowanie wody z sąsiedniej działki w otoczeniu fundamentów („fosa" przy zasypce z gruntów niespoistych w terenie naturalnym z gruntów spoistych, rys. 6)
– błędny sposób posadowienia obiektu – zamiast stóp fundamentowych pod słupami zaprojektowano ławy (rys. 7),
– brak wykonania podbudowy pod ławami z chudego betonu,
– zaniżone grubości odsadzki fundamentowej,
– brak izolacji poziomej oraz brak projektowanej folii kubełkowej na ławie fundamentowej (rys. 7),
– wykonanie podsypki piaskowej pod ławą fundamentową, która ułożona na warstwie rodzimego gruntu spoistego gromadzi wodę w poziomie posadowienia,
– stagnowanie wody w warstwie podsypki piaskowej pod posadzką, której odprowadzenie jest znacznie utrudnione przez występowanie rodzimych gruntów spoistych (rys. 7),
– brak ściany fundamentowej w otworze bramowym (rys. 7),
– brak ciągłości wieńca w ścianach podłużnych (rys. 8),
– brak przewiązania ścian murowanych z elementami monolitycznymi (rys. 9).



Rys. 7. Realizacja konstrukcji ścian z widocznymi wykopami fundamentowymi i podłożem posadzki obiektu.

W celu weryfikacji poprawności przyjętych przez projektanta obiektu rozwiązań – numerycznie zamodelowano układ nośny obiektu. Obliczenia statyczne i wymiarowanie wykonano zgodnie z zapisami norm PN-EN [4–9]. Wymiary geometryczne budynku i elementów konstrukcyjnych (w tym wiązara dachowego), układ poszczególnych przegród budowlanych (w tym warstw konstrukcji dachu) przyjęto na podstawie archiwalnego projektu oraz pomiarów inwentaryzacyjnych.

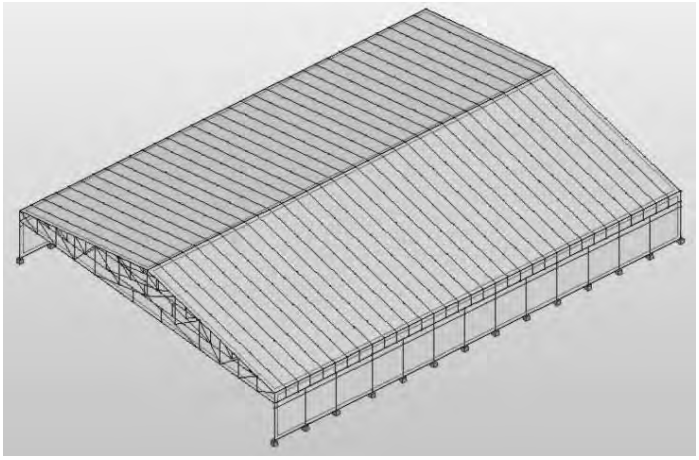
W obliczeniach przyjęto, że główny element konstrukcyjny dachu to wiązar kratowy, który przegubowo oparto na monolitycznej belce wieńczącej. W ścianach podłużnych (por. rys. 9) z uwagi na występowanie okien, całe obciążenie z dachu (ciężar warstw dachu, obciążenia klimatyczne i użytkowe) przekazuje się przez belki monolityczne (wieniec i nadproże) na słupy, a ze słupów w postaci skupionej reakcji na fundament. W obliczeniach statycznych ściany podłużne budynku należy traktować jako monolityczne ramy żelbetowe o węzłach sztywnych; bloczki z betonu komórkowego tworzą jedynie wypełnienie ściany – nie przenoszą obciążenia z dachu na fundament. Model obiektu (wykonany w programie Autodes Robot) oraz przykładowe wyniki obciążeń i sił oddziaływujących przedstawiono na rysunkach. 10–12.



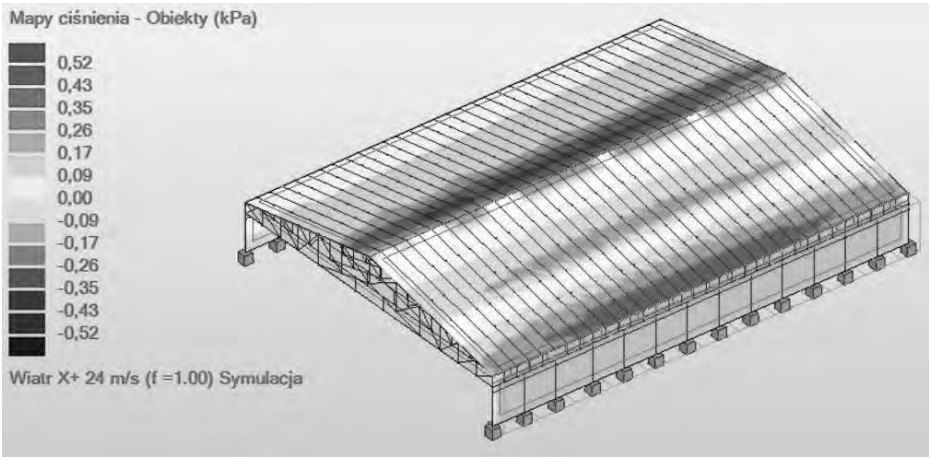
Rys. 8. Odkrywka ściany na wysokości wieńca – brak ciągłości elementu.



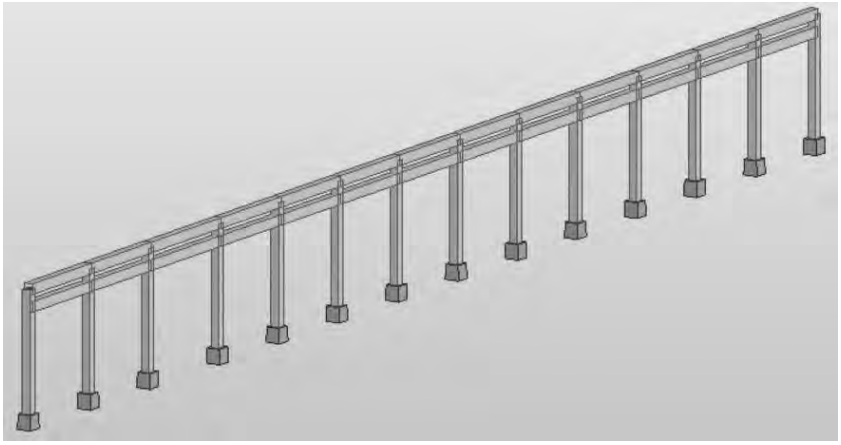
Rys. 9. Realizacja konstrukcji – brak ciągłości wieńców.



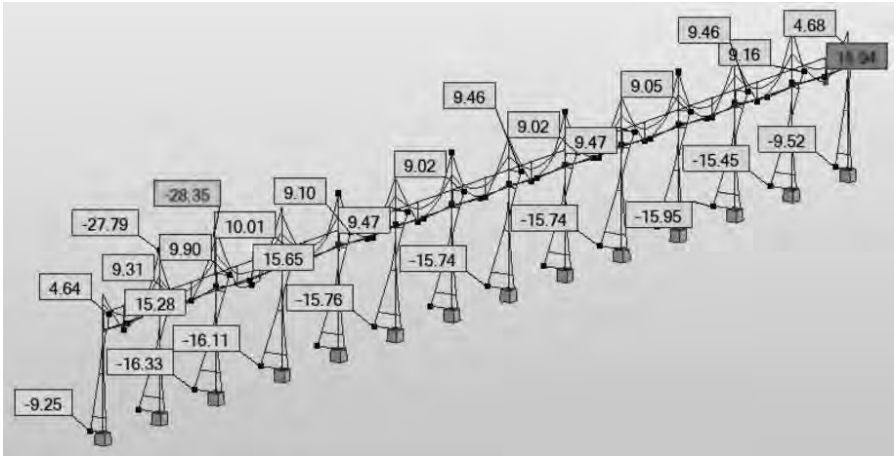
Rys. 10. Schemat statyczny obiektu.



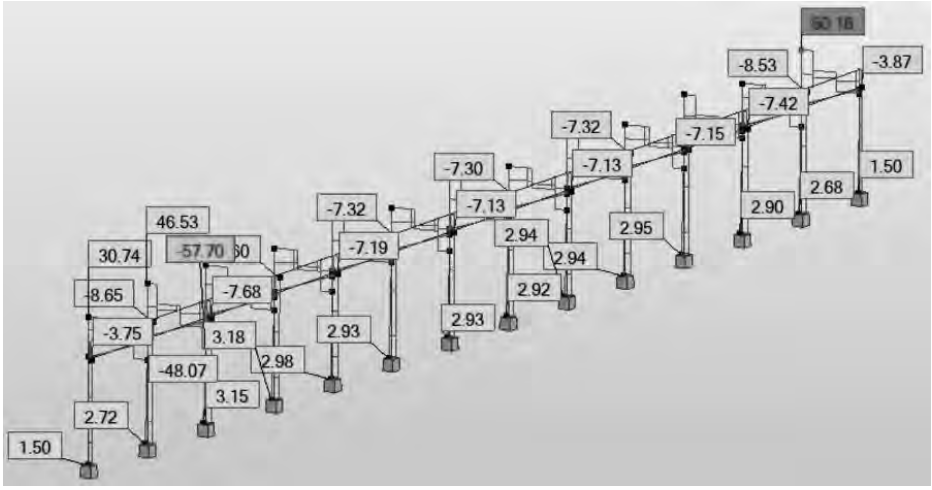
Rys. 11. Obciążenia zmienne – przykładowe obciążenie wiatrem.



Rys. 12. Schemat statyczny ściany podłużnej.



Rys. 13. Wykres momentów My [kNm].



Rys. 14. Wykres sił Fz [kN].

6. Podsumowanie

Uszkodzenia ścian budynku wywołały niepokój i zatroskanie inwestora obiektu. Analiza przyczyn zaistniałej sytuacji wskazała na mnogość czynników powodujących uszkodzenie ścian, pojawienie się spękań w elementach konstrukcyjnych i konieczności zatrzymania eksploatacji obiektu. Zatrzymanie produkcji wiązało się z wymiernymi stratami i kosztami utraconych zysków, które zostały przeniesione na projektanta i wykonawcę obiektu.

Stwierdzone podczas analizy dokumentacji projektowej i fotograficznej z okresu realizacji obiektu wady takie jak braki w zakresie: założeń projektowych – w tym zebrania obciążeń, opisu klas ekspozycji, klas agresywności środowiska, klasyfikacji konstrukcji i wykonawcy, projektowanego okresu użytkowania budynku, błędnie dobranego schematu statycznego, zmuszały autorów badań i opracowania do żmudnej analizy wstecznej. W wykonanych obliczeniach uwzględniono parametry geometryczne elementów, które zostały pomierzone w trakcie wizji lokalnej oraz w ramach prac inwentaryzacyjnych.

Na podstawie wizji lokalnej, analizy archiwalnej dokumentacji fotograficznej (z czasu wznoszenia obiektu), analiz obliczeń statycznych i wymiarowania wyciąga się następujące wnioski:
– schemat statyczny ścian podłużnych został błędnie dobrany,
– ściany podłużne (podpierające dach) mają za małą sztywność,
– słupy w ścianach podłużnych mają za mają przekrój poprzeczny,
– szerokość fundamentów jest błędnie dobrana (niewystarczająca) – słupy winny być posadowione na stopach fundamentowych, a nie na ławach fundamentowych,
– głębokość posadowienia budynku lokalnie nie spełnia wymagań normowych (spód fundamentu posadowiono powyżej głębokości przemarzania – wykonano zbyt niską zasypkę fundamentu, nie zapewniając bezpiecznej warstwy ochronnej przed przemarzaniem),
– w budynku nie jest zapewniona ciągłość wieńców,
– bak powiązania murowanych ścian z monolitycznymi elementami konstrukcyjnymi.

Błędne założenia projektowe – zaprojektowanie trzpienia posadowionego na ławie zamiast słupa utwierdzonego w stopie fundamentowej powodują, że konstrukcja ścian podłużnych ma zbyt małą sztywność. Niewystarczająca szerokość fundamentu (z uwagi na naprężenia w gruncie oraz brak docisku gruntu na odsadzkach) spowodowały jego obrót. Niedostateczny przekrój poprzeczny słupa oraz błędnie zaprojektowane fundamenty doprowadziły do zaburzenia stateczności ścian, a w efekcie do ich uszkodzenia (spękania).

Nieuwzględnienie wody gruntowej w wymiarowaniu fundamentów, które skutkowało zmianą stanu gruntu spoistego, a także powstawanie soczewek lodowych przy obniżonych temperaturach z uwagi na niewłaściwą głębokość posadowienia miało wpływ na uplastycznienie gruntu oraz szkody mrozowe, skutkiem których wystąpiły osiadania fundamentu.

Właściwie wykonane rozpoznanie geotechniczne oraz przyjęcie odpowiedniego zakresu badań podłoża wynikającego z przyjętych warunków (proste, złożone, skomplikowane) oraz kategorii obiektu budowlanego (I, II, III), a także stosowanie bezpośrednich metod oceny parametrów geotechnicznych, pozwala wyeliminować lub ograniczyć część błędów projektowych.

Niestety błędy w projektowaniu wynikające z niewiedzy lub niewielkiego doświadczenia projektantów (zmiana statyki obiektu z tradycyjnej konstrukcji murowej na ławach na monolityczne ramy żelbetowe o sztywnych elementach) są znacznie bardziej trudne do wykrycia i eliminacji, szczególnie przez inwestora, który często z branżą budowlaną ma niewiele wspólnego.

Po dokonaniu analizy uszkodzeń wykonano kosztorysowanie robót koniecznych do przywrócenia budynku do stanu zgodnego z umową i sztuką budowlaną, a koszt tych robót poprawkowych zgodnie z kosztorysem w II kwartale 2022 r. wyniósł równowartość budowy obiektu z okresu realizacji (5 lat wcześniej).

Literatura

1. Opinia geotechniczna z dokumentacją badań podłoża gruntowego (…), lipiec 2014 r.
2. Opinia geotechniczna z rozpoznania konstrukcji posadzki, konstrukcji nawierzchni drogowej oraz warunków gruntowo-wodnych w rejonie hali produkcyjno-biurowej (…), wrzesień 2020 r.
3. Opinia techniczna (…), październik 2020 r.
4. PN-B-02480:1986 Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
5. PN-B-03020:1981 Grunty budowlane – posadowienie bezpośrednie budowli, obliczenia statyczne i projektowanie.
6. PN-EN 1990:2004+A1:2008 Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji
7. PN-EN 1991 (cz. 1-1:2004, cz. 1-2:2006, cz. 1-3:2005, cz. 1-4:2008, cz. 1-5:2005, cz. 1-6:2007, cz. 1-7:2008, cz. 3:2009) Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje.
8. PN-EN 1997 (cz. 1 :2008, cz. 2 :2007) Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne.
9. PN-EN 13670:2011 – Wykonywanie konstrukcji z betonu.

10. Projekt budowlany (…), lipiec 2014 r.
11. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. Dz.U. z 2012 r. poz. 463.
12. Sochacki M. Wielkość i struktura budownictwa przemysłowego w Polsce, Materiały budowlane, 5 (510), 2015, s. 29–30.
13. Węgliński S. Koszty występujące w cyklu funkcjonowania obiektu budowlanego wynikające z niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego, Przegląd Geologiczny, 69 (12), (2021), s. 963–970.

Design and execution errors as the cause of damage to a production hall with social

Key words: structural failure, masonry elements, soil reconnaissance, foundation beams and columns, substrate settlement, FEM analysis

Stan awaryjny i metodyka naprawy zabytkowego budynku siłowni

MIROSŁAW WIECZOREK*
Politechnika Śląska

Streszczenie: Obiekty przemysłowe są nierozłącznym elementem krajobrazu województwa śląskiego. W pracy przedstawiony został obecnie ponad 100 letni, nieużytkowany obiekt siłowni należący do Huty Bobrek w Bytomiu. Obiekt jest wykonany metodami tradycyjnymi – murowane ściany, ceramiczne stropy sklepieniowe nad piwnicą, żelbetowe gęstożebrowe nad parterem oraz dach oparty na stalowej konstrukcji kratowej. Przeprowadzona wizja lokalna ujawniła wiele uszkodzeń głównie związanych z korozją elementów stalowej konstrukcji dachu, dużym zawilgoceniem ścian i stropów wynikającym z dużych braków przekrycia dachowego. Dodatkowo przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała brak spełnienia warunków stanu granicznego nośności unikalnych dźwigarów stalowych typu Polonceau. W pracy po krótce przedstawiono stan techniczny obiektu, wyniki obliczeń oraz proponowane metody wzmocnienia i naprawy elementów konstrukcyjnych stropów, ścian oraz konstrukcji dachu. Sposób naprawy uwzględniał jedynie prace o charakterze konstrukcyjnym.

Słowa kluczowe: obiekt przemysłowy, uszkodzenia, korozja, spękania, zawilgocenia, szkodzenia, naprawy, renowacja, przeciążenia

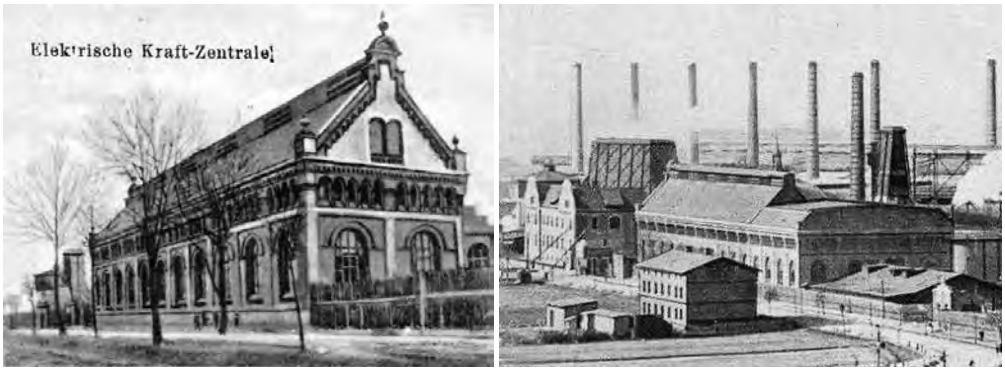
1. Opis stanu technicznego

Budynek dawnej siłowni powstał w latach 1900–1907 – część południowa budynku. Archiwalną fotografię budynku siłowni z 1910 roku przedstawiono na rys. 1a. Po 1914 roku dobudowywano do istniejącego budynku siłowni, dwukrotnie szerszą, niższą, część północną, w stylu nawiązującym do istniejącej już części południowej – rys. 1b. W części północnej mieściła się hala fabryczna – obecnie walcownia firmy PPU VULKAN Sp. z o.o. Budynek w całości został wpisany do rejestru zabytków pod numerem A/1329/84 [1].

Budynek jest typu halowego o prostokątnym rzucie poziomym o długości 57 m, szerokości 14 m i wysokości 18 m, z przybudówkami od strony zachodniej. Budynek jest podpiwniczony, oraz na połowie długości rzutu dwukondygnacyjny, a na pozostałej części jednokondygnacyjny z zabudowaną wewnątrz jezdnią suwnicową i suwnicą. W części jednokondygnacyjnej mieściła się kompresorownia, a w części dwukondygnacyjnej świetlica, szatnie i warsztaty.

Obecnie budynek nie jest użytkowany, za wyjątkiem pomieszczeń warsztatowych na parterze, magazynków i dojścia do rozdzielni elektrycznej, mieszczącej się w dobudówce od strony zachodniej. Budynek ma murowaną z ceramicznej cegły ścianową konstrukcję, z ceramicznymi stropami sklepieniowymi nad piwnicami i żelbetowym stropem w części dwukondygnacyjnej. Ściany podłużne nośne wzmocnione są w części dwukondygnacyjnej słupami żelbetowych ram parteru, a w części jednokondygnacyjnej żeliwnymi słupami jezdni suwnicy.

*Autor do korespondencji: *miroslaw.wieczorek@polsl.pl*



Rys. 1. Archiwalna fotografia obiektu: a) widok starszej części budynku siłowni z 1910 r. (do widocznej ściany szczytowej w 1914 r. dobudowano dalszą część), b) archiwalna fotografia z 1914 r.; widoczny fragment nowszej, niższej i szerszej części [https://pl.wikipedia.org/wiki/Budynek_si%C5%82owni_Huty_Bobrek].

Strop nad parterem w części dwukondygnacyjnej jest żelbetowy gęstożebrowy, typu Akermana. Nad korytarzem znajduje się sufit podwieszony o drewnianej konstrukcji pokryty tynkiem na deskowaniu. Klatka schodowa zlokalizowana jest w dobudówce przy ścianie zachodniej od strony południowej ze schodami żelbetowymi. Płaski dach nad klatką schodową o drewnianej konstrukcji jest kryty papą na deskowaniu.

Konstrukcję dachu siłowni stanowią stalowe nitowane trójkątne dźwigary kratownicowe z podniesionym pasem dolnym (typ Polonceau [1, 2, 3]) o rozpiętości 12,5 m i w osiowych rozstawach co 5,1 m. W węzłach dźwigarów oparte są dachowe płatwie stalowe z dwuteowników o wysokości 190 mm, a na nich drewniane krokwie o przekroju 130×160 mm w rozstawach co 0,90 m. Dźwigary opierają się na górnych powierzchniach murów ścian zewnętrznych za pośrednictwem podporowych węzłów nitowanych z blach. Dach usztywniony jest stężeniami połaciowymi w płaszczyźnie górnych pasów dźwigarów kratowych.

Dach kryty jest dachówką ceramiczną karpiówką podwójnie w koronkę. Połać dachowa przy kalenicy jest nieco podniesiona na całej długości dachu (uskok o wysokości około 150 mm), a przy okapie wypłaszczona. Podniesiona część połaci kryta jest papą na deskowaniu. Pierwotnie w miejscu podniesionej połaci istniała kalenicowa nadbudówka (świetlnia), rozebrana pod koniec XX wieku. Do górnego pasa dźwigarów, pod płatwiami, podwieszona jest okładzina z desek ze stykami przesłoniętymi drewnianymi listwami.

Dach wyposażony jest w instalację odgromową obecnie uszkodzoną i niesprawną. Elewacje budynku, wykończone licową cegłą ceramiczną w kolorze czerwonym, mają neoromańsko-gotycki wystrój (podziały lizenowe i kolumienkowe). Pod okapami dachowymi usytuowany jest profilowany gzyms z masywnych betonowych elementów prefabrykowanych, opartych bezpośrednio na murach. Pod gzymsem biegnie dekoracyjny arkadowy fryz z elementów murowych. Od strony wschodniej około 50% betonowych elementów gzymsu i dekoracyjnego fryzu jest obecnie rozebrana.

2. Ocena stanu technicznego konstrukcji

2.1. Stan techniczny ścian

Stan techniczny konstrukcji murowych jest zróżnicowany. W najgorszym stanie są odcinki murów zewnętrznych pod okapami dachowymi, zwłaszcza od strony wschodniej. Ich stan ze względu na zawilgocenia spowodowane ubytkami pokrycia dachu wzdłuż pasa okapowego, jest bardzo zły – zagrażający awarią konstrukcji. Na tych murach opierają się masywne

betonowe elementy gzymsowe i stalowe dźwigary dachowe. Część (około 50%) elementów gzymsowych została zdemontowana, niektóre spadły na chodnik przed budynkiem (rys. 2), co stało się następnie powodem wszczęcia w maju 2014 roku przez Nadzór Budowlany w Bytomiu postępowania w sprawie technicznego stanu budynku ze szczególnym uwzględnieniem konstrukcji dachu z pokryciem i ozdobnych gzymsów [4]. Decyzją Nadzoru z czerwca 2014 r. nakazano wyłączyć z użytkowania chodnik przy budynku do czasu wykonania robót zabezpieczających nakazanych Decyzją Śląskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków [5, 6]. Cała elewacja wschodnia jest zawilgocona spływającymi po ścianach wodami opadowymi z dachów, występują ubytki elementów murowych, zarysowania, rozwarstwienia i odspojenia ceramicznych kształtek i cegieł. W złym stanie są również mury szczytu ściany południowej wraz ze ścianą klatki schodowej, na których występują wyraźne rozwarstwienia i spękania. Widoczne są niefachowe próby napraw przez zatarcie pęknięć zaprawą cementową i przemurowań z niedobranej kolorystycznie cegły. Przyczyną występowania spękań ściany szczytowej są oddziaływania termiczne i mechaniczne sztywno zamocowanych w niej elementów konstrukcji (stalowej zewnętrznej belki wciągnika w ścianie klatki schodowej i stalowych płatwi dachowych w ścianie szczytowej – nie stosowano skrajnego dźwigara przy ścianie szczytowej). Stan pozostałych murów (ściany wewnętrzne, zewnętrzna ściana zachodnia i ściany piwnic), ocenia się jako dostateczny. Mury piwnic, ze względu na występujące zawilgocenia wymagać będą osuszenia – izolacje pionowe i poziome.



Rys. 2. Przykładowe uszkodzenia ścian.

2.2 Stan techniczny stropów

W obiekcie występują dwa rodzaje stropów: stropy ceramiczne i żelbetowe. Stan sklepieniowych stropów ceramicznych nad piwnicami jest dostateczny. Występują głównie zawilgocenia spowodowane brakiem wentylacji i kapilarnym podciąganiem wilgoci przez ściany piwnic. Strop żelbetowy typu Akerman nad parterem jest w zadowalającym stanie, za wyjątkiem pasa wzdłuż ściany zewnętrznej wschodniej, gdzie występują znaczne zawilgocenia spowodowane zalewaniem wodami opadowymi – brak pokrycia dachu wzdłuż okapu (rys. 3).



Rys. 3. Przykładowe uszkodzenia stropów.

2.3 Stan techniczny konstrukcji dachu

Stalowa konstrukcja dachu jest uszkodzona korozyjne. Największe zniszczenia wykazują węzły podporowe, które były i są nadal narażone na długotrwałe zawilgocenia. Konstrukcja stalowa została w 2007 r. zakwalifikowana do rozbiórki [2], ze względu na jej zły stan. Z przeprowadzonych obliczeń statycznych wynika jednak, że elementy stalowych dźwigarów mają zapasy nośności, za wyjątkiem pasa dolnego obciążonego ciężarem sufitu nad szatnią. Niewystarczającą nośność mają także stalowe płatwie z dwuteowników NP190 w przypadku braku ich podwieszenia na długości przęseł. W trakcie oględzin konstrukcji nie było możliwości sprawdzenia czy istniejące płatwie są podwieszone na długości czy też nie – obudowanie warstwami pokrycia i okładzinami drewnianymi.

Pomimo występujących zniszczeń korozyjnych ustalono, że możliwe będzie zachowanie stalowej konstrukcji dachu, zwłaszcza ze względu na unikalne rozwiązanie konstrukcyjne – dźwigary typu Polonceau. Stwierdzono, że konieczne będzie jednak rozebranie drewnianego

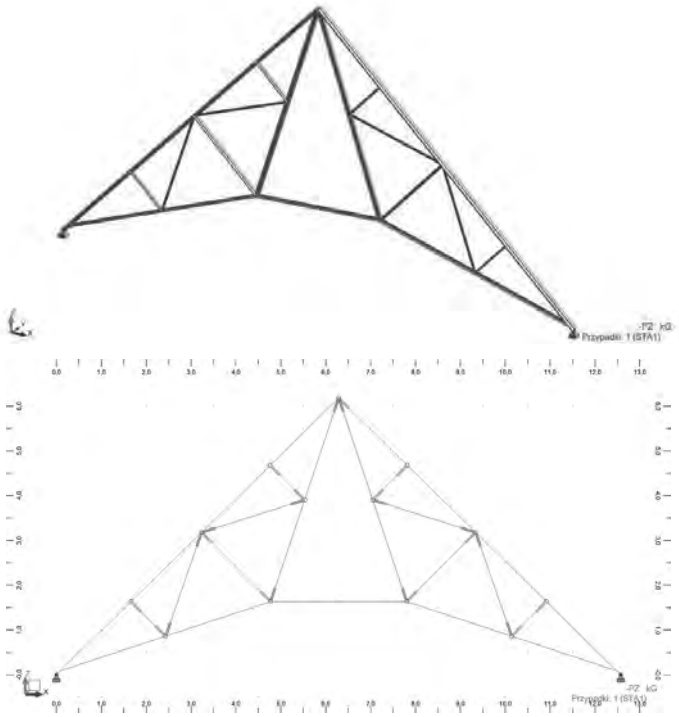
tynkowanego sufitu nad szatnią – bardzo zły (awaryjny) stan tej konstrukcji, a także konieczność konserwacji pasa dolnego i występujące przeciążenie dźwigarów konstrukcją sufitu. W bardzo złym stanie znajduje się pokrycie dachówkowe wraz z łatami, krokwiami i drewnianą okładziną – elementy te wymagają wymiany (rys. 4). Konstrukcja sufitu na dolnych pasach dźwigarów nad szatnią i sufitu nad klatką schodową jest konstrukcją drewnianą. Ogólny stan drewnianych tynkowanych sufitów jest zły, a lokalnie bardzo zły. Ze względu na zawilgocenia przeciekami z dachu fragmenty sufitów zawaliły się. Drewniane tynkowane sufity nad szatnią i klatką schodową kwalifikują się do wymiany.



Rys. 4. Przykładowe uszkodzenia konstrukcji dachu.

3. Obliczenia numeryczne dźwigara dachowego typu Polonceau

W programie obliczeniowym odwzorowano geometrię układu kratowego dźwigara stalowego, jego połączenia z krokwiami oraz wymiary poprzeczne poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Na rys. 5 zamieszczono widok fragmentu modelu numerycznego.

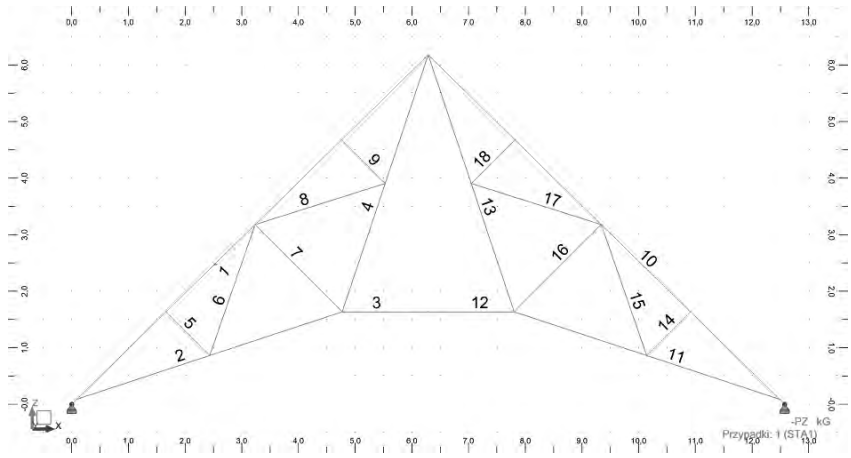


Rys. 5. Model numeryczny: a) widok izometryczny jednej ramy układu nośnego, b) oznaczenie zwolnień.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono dla zestawów obciążeń:
– schemat uwzględniający dodatkowe obciążenie na pasie dolnym (podwieszony sufit) stan obecny,
– schemat nieuwzględniający dodatkowego obciążenie na pasie dolnym.

Ze względu na konieczność wymiany niektórych elementów konstrukcyjnych dźwigara ze względu na duże ubytki korozyjne przewidziano, że poszczególne elementy po uzyskaniu zgody konserwatora będą zastąpione nowymi.

Na podstawie obliczeń stwierdzono, że:
– w części dwukondygnacyjnej, w której na pasie dolnym dźwigara opiera się strop, naprężenia w stali przekraczają wartości dopuszczalne, a konstrukcja dźwigara nie spełnia obliczeniowego stanu granicznego nośności;
– stan graniczny nośności dźwigara w części jednokondygnacyjnej, bez stropu na pasie dolnym dla elementów bez śladu korozji lub uszkodzeń mechanicznych jest zachowany (tablica 1), natomiast przy indywidulanym sprawdzeniu (przeliczeniu wytrzymałościowym) każdego dźwigara uwzgledniającym zinwentaryzowane ubytki i uszkodzenia stan graniczny niektórych elementów nie był spełniony.



Rys. 6. Oznaczenie prętów.

Tablica 1. Przykładowe wyniki obliczeń wytrzymałościowych – dźwigar w części jednokondygnacyjnej.

Oznaczenie prętów (wg rys. 6)	Przekroje	Procent wykorzystania nośności
4, 13	2× L50×50×6	60,5%
9, 18	2× L40×40×6	36,0%
7, 16	2× L60×60×5	68,8%
5, 14	2× L40×40×5	38,4%
1, 10 pas górny	2× L80×80×10	77,2%
2, 3, 11, 12 pas dolny	2× L60×60×6	80,1%
6, 8, 15, 17	2× Bl.50×10	16,3%

4. Zakres i sposób remontu

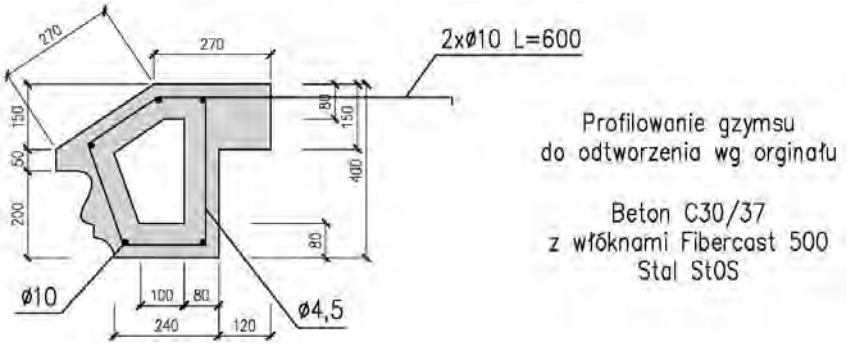
Na podstawie oceny stanu technicznego obiektu stwierdzono, że w celu zabezpieczenia budynku niezbędne jest wykonanie remontu dachu wraz z pokryciem i ozdobnymi betonowymi gzymsami, a także przeprowadzenie remontu południowej ściany szczytowej. W szczególności przewidziano:

– całkowitą wymianę pokrycia dachu obejmującą dachówki, łaty, krokwie, drewniane płatwie,
– rozbiórkę drewnianej okładziny pod górnymi pasami dźwigarów,
– rozbiórkę sufitu nad szatnią w części dwukondygnacyjnej,
– antykorozyjną konserwację, naprawy i wzmocnienia stalowej konstrukcji dachów obejmującą dźwigary wraz z podporowymi węzłami, płatwie, stężenia,
  – Po zdjęciu wszystkich okładzin przewidziano oczyszczenie ręczne i przez piaskowanie całości konstrukcji stalowej ze szczególnym uwzględnieniem węzłów podporowych. W celu oczyszczenia węzłów podporowych uwzględniono konieczność czasowego montażowego podparcia dźwigarów, przez obustronne podstemplowanie skrajnych płatwi, tak by możliwe było rozebranie muru pod blachami podstaw.
  – Po oczyszczeniu konstrukcji zalecono konieczność dokładnej inwentaryzacji ubytków korozyjnych przekroju blach i kształtowników. W przypadku ubytków przekraczających 20% przekroju wyjściowego wskazano konieczność wykonania lokalnego wzmocnienia przez dospawanie nowych elementów.
– wprowadzenie czterech nowych dźwigarów typu Polonceau przy ścianach szczytowych obiektu: dwa dźwigary przy ścianach zewnętrznych oraz dwa dźwigary przy ścianie oddzielającej części hali,

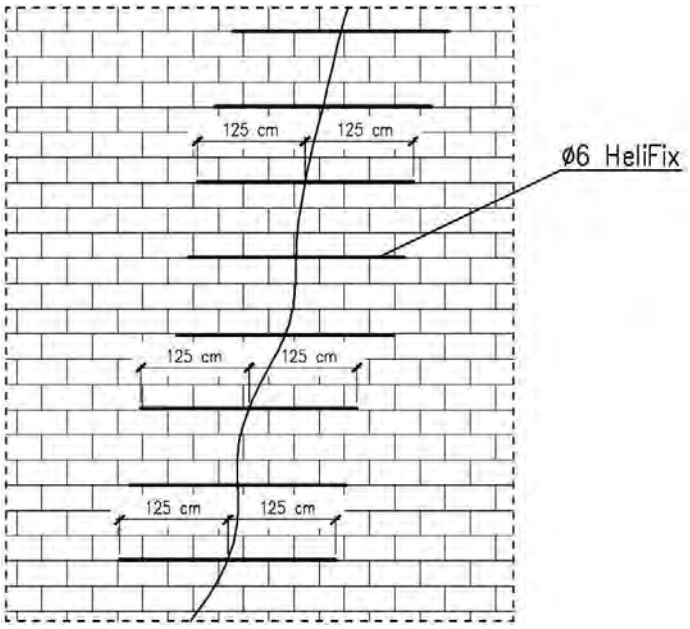
remont górnej części murów ścian podłużnych wraz z ozdobnymi gzymsami betonowymi;
  – Rozebranie górnej części murów przewidziano na całej długości elewacji wschodniej i zachodniej. Przy elewacji wschodniej, bardziej zniszczonej, do rozbiórki wskazano około 6 górnych warstw cegieł (około 60 cm) wraz z pozostałymi jeszcze betonowymi ozdobnymi gzymsami i odspojonymi od lica murowanymi kształtkami fryzu arkadowego. Przy elewacji zachodniej ze względu na mniejsze uszkodzenia do rozbiórki założono trzy warstwy cegieł, wraz z ozdobnymi betonowymi gzymsami.
  – Do ułożenia nowego muru przewidziano zastosować cegłę ceramiczną pełną o wytrzymałości min. 20 MPa na zaprawie wapienno-cementowej o wytrzymałości na ściskanie 10 MPa. W warstwie licowej polecono zastosować kształtki z cegły klinkierowej o wytrzymałości 25 MPa i kolorystyce dostosowanej do istniejącej. Do przemurowań fryzu arkadowego wskazano zastosować nieuszkodzone elementy rozbiórkowe oraz nowe kształtki klinkierowe o kolorystyce zgodnej z istniejącą.
– montaż betonowych elementów gzymsowych,
  – Od strony wschodniej zaprojektowano zastosowanie nowych betonowych elementów z odtworzonych, zgodnie z oryginałem, prefabrykowanych kształtek. Elementy gzymsowe wskazano, aby wykonać z drobnoziarnistego betonu C30/37, zbrojonego włóknami syntetycznymi i szkieletem ze stali St0S (rys. 7).
– wykonanie żelbetowego wieńca i stalowych ściągów;
  – Wieniec przewidziano wykonać z betonu klasy C25/30, pręty podłużne średnicy 12 mm ze stali RB 500 W, strzemiona o średnicy 6 mm co 300 mm, przy ścianach poprzecznych i przy dylatacji na odcinkach 1,0 m – co 100 mm (w strefach zakotwień stalowych ściągów).
  – Na długości wieńca przewidziano dylatację przy wewnętrznej ścianie dzielącej część jednokondygnacyjną od dwukondygnacyjnej.
– remont ściany szczytowej (rys. 9);
  – Założono wykonanie i montaż nowego dodatkowego skrajnego dźwigara kratowego typu Polonceau.
  – Wymontowanie z południowej ściany klatki schodowej stalowej zewnętrznej belki ramy przewidziano od strony zewnętrznej budynku i rozbiórka ramy, a następnie uzupełnienie ubytku muru po wymontowanej belce.
  – Montaż stalowego ściągu o średnicy 32 mm, zakotwionego w żelbetowych wieńcach ściany wschodniej i zachodniej przewidziano prowadzić w poziomo wykonanej bruździe.

– Do wykonania przemurowań spękań i fragmentów murów zalecono zastosować cegłę ceramiczną pełną o wytrzymałości min. 20 MPa na zaprawie wapienno-cementowej o wytrzymałości na ściskanie 10 MPa. W warstwie licowej zalecono zastosować kształtki z cegły klinkierowej o wytrzymałości 25 MPa i kolorystyce dostosowanej do istniejącej. Całkowitego przemurowania wymagał narożny południowo-wschodni blok zwieńczenia ściany.
– Do naprawy biegnących wzdłuż spoin, zarysowań na powierzchni elewacji zastosowano spiralne pręty ze stali nierdzewnej o średnicy 6 mm systemu HeliFix o długości 2,5 m (po 125 cm z każdej strony rysy), w co trzeciej spoinie na długości rysy (rys. 8).
– Iniekcyjne wypełnienie szczelin zalecono przy skrajnym łukowym nadprożu okiennym od strony wschodniej.

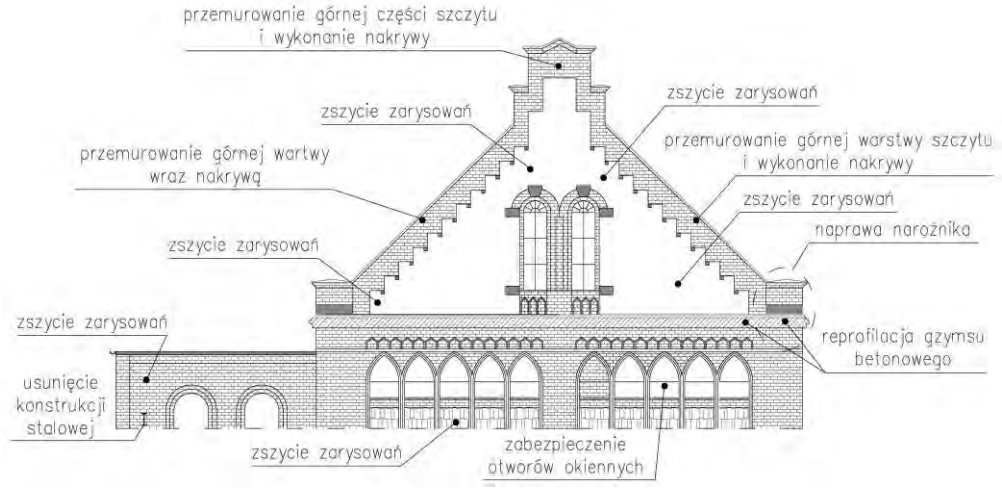
– zabezpieczenie otworów okiennych
– Wskazano, aby zabezpieczyć otwory okienne przez uzupełnienie oszklenia i zakrycie otworów bez okien – tymczasowe przesłonięcie folią, deskowaniem, itp.



Rys. 7. Szczegół wykonania elementu gzymsowego [7]



Rys. 8. Szczegół zszycia zarysowań [7].



Rys. 9. Zakres naprawy ściany szczytowej [7].

5. Podsumowanie

Wraz ze światowym trendem przechodzenia na ekologiczne źródła energii zarówno w województwie śląskim, jak w całej Polsce, na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat rośnie liczba nieużytkowanych obiektów przemysłowych, co związane jest z likwidacją danego zakładu pracy, czy też wyłączeniem z użytkowania poszczególnych budynków. Stan techniczny części z nich można określić jako zadawalający, część z nich wymaga tylko działań remontowych na większą lub mniejszą skalę, natomiast istnieje też dojść duża grupa obiektów w stanie awaryjnym tj. w przypadku omawianego budynku siłowni. Wśród czynników, które najbardziej wpływają na destrukcję elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych w tego rodzaju obiektach są przede wszystkim: oddziaływanie wody i wilgoci, a w omawianym przypadku również oddziaływania technologiczne. Istniejące kiedyś warstwy konstrukcji dachowej, miejsca podparcia konstrukcji na ścianach, stolarka okienna i drzwiowa bez regularnych remontów i napraw ulegały na ogół naturalnemu zużyciu lub całkowitej destrukcji i obecnie nie spełniają już swojej roli, co prowadzi w następstwie do uszkodzenia elementów wykończenia i elementów konstrukcyjnych znajdujących się na niższych kondygnacjach obiektu. Naprawa obiektów przemysłowych w opinii autora powinna być powiązana z projektem ponownego wykorzystania danego obiektu, czy to w zakresie tego samego procesu technologicznego, czy też w innych celach.

Literatura

1. Biała Karta zabytku – budynek Siłowni Huty Bobrek, 1976, w zbiorach archiwum Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków w Katowicach.
2. Opracowanie „Bytom zabytkowe zespoły przemysłowe”, Ewidencja konserwatorska opracowana na zlecenie Urzędu Miasta w Bytomiu, Pracownia Konserwacji Zabytków „ARKONA” Sp. z o.o., Kraków 2000, w zbiorach archiwum Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków w Katowicach.
3. Opinia techniczna budynku siłowni Huty Bobrek, wykonawca: mgr inż. Marek Łatka i mgr inż. Piotr Breguła, Gliwice 2007.
4. Zawiadomienie o wszczęciu postępowania w sprawie stanu technicznego konstrukcji nieużytkowanego budynku byłej „siłowni” przy ul. Konstytucji 61 w Bytomiu, ze szczególnym uwzględnieniem

konstrukcji dachu z pokryciem i ozdobnych gzymsów, Państwowy Inspektorat Nadzoru Budowlanego w Bytomiu, PINB.IV-7356/184/2014 z 26.05.2014.
5. Decyzja Śląskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków w Katowicach Nr 1404/2014 z 05.06.2014 r.
6. Decyzja Śląskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków w Katowicach Nr 1464/2014 z 20.06.2014 r.
7. Materiały wykonane przez autora do opracowania „Projekt budowlany zabezpieczenia części południowej zabytkowego budynku siłowni przy ul. Konstytucji 61 w Bytomiu", Rzeczoznawstwo i Projektowanie w Budownictwie – Zbigniew Pająk, 2013.

Emergency state and repair methodology of the historic company power plant building

Key words: industrial building, damage, corrosion, cracks, dampness, repairs, renovation, overload

Stan awaryjny wież kościoła p.w. Dobrego Pasterza

MIROSŁAW WIECZOREK*, BARBARA WIECZOREK
Politechnika Śląska

Streszczenie: Przedmiotem pracy jest omówienie stanu uszkodzeń oraz sposobu naprawy południowej części budynku kościoła p.w. Dobrego Pasterza w Bytomiu. Główną przyczyną uszkodzeń w postaci spękań i rozwarstwień, powstałych w ścianach były skutki wieloletniej eksploatacji górniczej pod obiektem, która odbywa się po dzień dzisiejszy. Stan techniczny obiektu, głównie elementów elewacyjnych uzależniony był również od braku systematycznie prowadzonych remontów, czy też napraw drobnych uszkodzeń. Sposób wymaganej naprawy uwzględniał prace o charakterze konstrukcyjnym i konserwatorskim.

Słowa kluczowe: obiekt sakralny, uszkodzenia, zarysowania, spękania, zawilgocenia, szkody górnicze, naprawy, renowacja

1. Opis stanu technicznego

Kościół p.w. Dobrego Pasterza wzniesiono w latach 1905–1909 [1] w stylu neogotyckim jako halowy trójnawowy, z chórem muzycznym, z dwoma wieżami o wysokości 56 m od strony wschodniej i 5-bocznym prezbiterium od zachodu (rys. 1). Konstrukcja kościoła jest murowa z ceramicznymi sklepieniami krzyżowymi i 2-spadowym dachem krytym blachą płaską nad nawą główną i nawą krzyżową oraz jednospadowymi dachami nad nawami bocznymi.

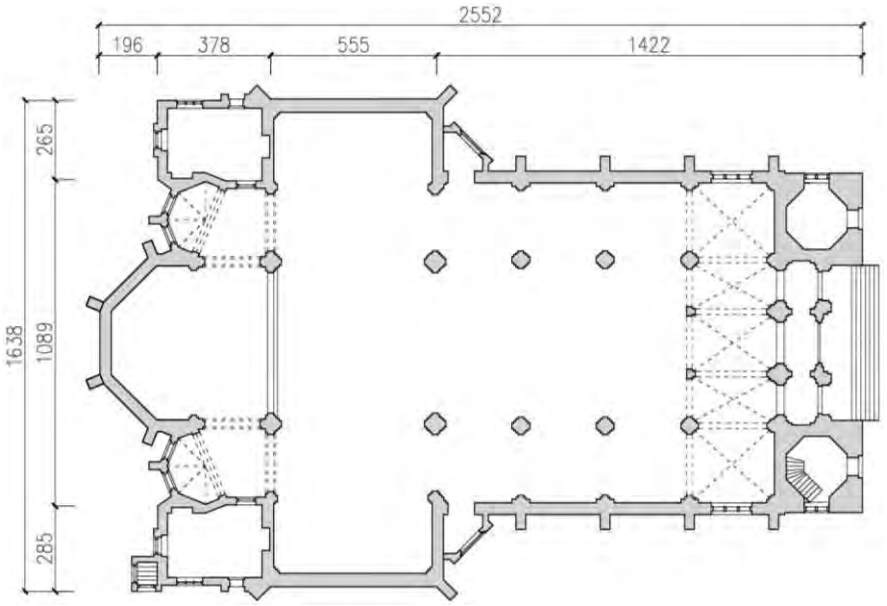
Całkowita długość kościoła wynosi 49,95 m, szerokość w części nawowej – 22,38 m, a w nawie krzyżowej (długość transeptu) – 32,0 m, wysokość wież wynosi 56,0 m. Widok kościoła z archiwalnej fotografii na karcie pocztowej przedstawiono na rys. 1. Rzut poziomy obiektu zamieszczono na rys. 2, a na rys. 3 obecny widok kościoła.

Obiekt posadowiony jest bezpośrednio na nośnym gruncie za pośrednictwem prawdopodobnie murowanych ław pod ścianami i murowanych stóp fundamentowych pod filarami, które połączone są łukowymi murowanymi rozporami na betonowym podłożu (wg szkicu na archiwalnym rysunku z okresu remontu w 1960 r.). W narożu południowo-zachodnim, pod zakrystią kościół jest podpiwniczony. W pomieszczeniu piwnicy mieści się kotłownia węglowa z kominem murowanym w stalowym gorsecie, oddylatowanym od budynku kościoła. Do kotłowni przylega podziemne pomieszczenie składu opału o żelbetowej monolitycznej konstrukcji. Z kotłowni wyprowadzony jest kanał grzewczy, biegnący pod posadzkami ukośnie, w kierunku północno-wschodniego narożnika obiektu. Kościół był już wielokrotnie remontowany po wystąpieniu szkód związanych z intensywną eksploatacją górniczą w rejonie Bytomia-Karbia [2, 3]. Pierwsze duże uszkodzenia ścian i sklepień kościoła (głównie w obrębie nawy głównej oraz prezbiterium) wystąpiły już w latach 60-tych ubiegłego wieku.

*Autor do korespondencji: *miroslaw.wieczorek@polsl.pl*



Rys. 1. Kościół p.w. Dobrego Pasterza na starych kartach pocztowych [https://bytom.fotopolska.eu/].



Rys. 2. Rzut poziomy całego obiektu.



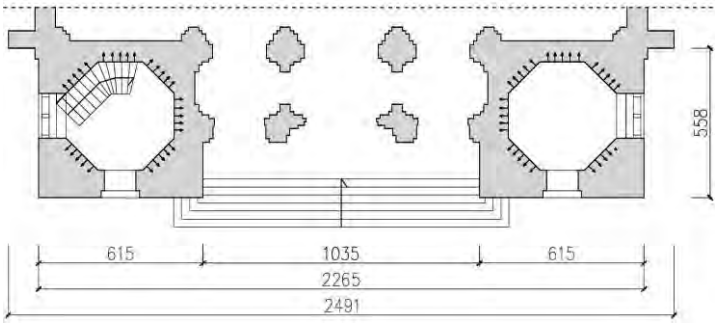
Rys. 3. Widok obiektu w czasie naprawy w roku 2024.

W latach 1983–1988 przeprowadzono kapitalny remont kościoła, połączony ze skotwieniem fundamentów pod posadzkami i sklepieniami stalowymi i żelbetowymi ściągami w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach i zabezpieczeniem sklepień stalowymi rozporami w poziomie głowic filarów [4]. W projekcie dotyczącym tego remontu nie przewidywano

żadnego wzmocnienia wież obiektu. Eksploatacja górnicza w rejonie budynku kościoła jest jednak nadal prowadzona i planowana w przyszłości, co pociąga za sobą występowanie nowych uszkodzeń w postaci spękań ścian i sklepień oraz wpływa na sukcesywne pogarszanie się stanu obiektu. Deformacje podłoża kwalifikowane są do III kategorii terenu, przy „0" kategorii odporności budynku kościoła.

2. Opis uszkodzeń

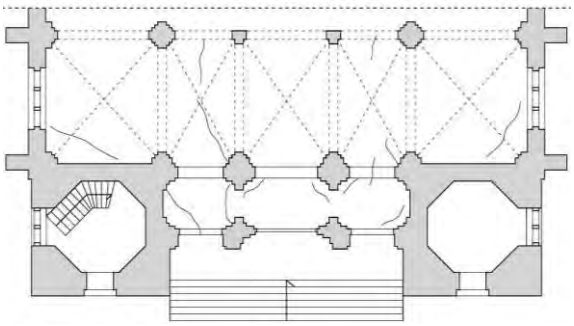
W wyniku eksploatacji KWK „Bobrek – Centrum" pokładów 503 i 504 wg, prowadzonej głównie w latach 2007–2011 [2, 3], w budynku kościoła wystąpiły poważne uszkodzenia w postaci spękań murów elewacji frontowej (wschodniej) i przyległych do niej dwóch wież o wysokości 56 m. Na rys. 4 przedstawiono rzut poziomy analizowanego fragmentu kościoła.



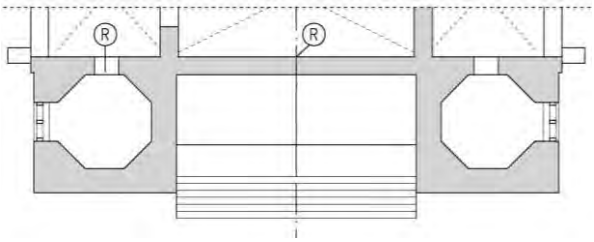
Rys. 4. Rzut poziomy analizowanej części obiektu.

Podczas przeprowadzonej wizji lokalnej stwierdzono:
– ukośne i pionowe wskrośne spękania i zarysowania murów ściany frontowej pomiędzy wieżami,
– spękania nadproży drzwiowych wejścia głównego do kościoła,
– spękania i zarysowania sklepień „Rabitza" w przedsionku za wejściem głównym,
– znaczne uszkodzenia licówki na murach obu wież, zwłaszcza w ich górnych częściach, na odcinkach o ośmiobocznym poprzecznym przekroju wież – uszkodzenia w postaci odspojeń i wybrzuszeń licówki, lokalnych jej ubytkach doraźnie zabezpieczanych zaprawami cementowo-wapiennymi, ubytkach spoinowania, spękaniach, zarysowaniach,
– uszkodzenia licówki na murach przypór przy bocznych ścianach wież od strony południowej i północnej,
– zawilgocenia murów wieży południowej, przy wejściu na chór, występujące w dolnej części murów wieży,
– szkodzenia obróbek blacharskich i pokrycia hełmów wież z blachy miedzianej oraz uszkodzenia i nieszczelności elementów odwodnienia hełmów wież,
– uszkodzenia obróbek blacharskich na powierzchniach cokołów na ścianach wież,
– uszkodzenia korozyjne elementów stalowych obejm kotwiących mury wież w trzech poziomach ich górnej części,
– uszkodzenia detali architektonicznych elewacji wież i ściany frontowej – pinakli, portali, obramień okiennych i drzwiowych, rozet, attyk, itd.

Schemat rozmieszczenia wymienionych uszkodzeń przedstawiono na rys. 5–7. Występujące od 2012 roku uszkodzenia wież wymagały pilnej naprawy, gdyż zagrażały bezpieczeństwu użytkowania obiektu. Profilaktycznie po zaobserwowaniu pierwszych ubytków i odspojeń, wokół wież rozpostarte zostały siatki zabezpieczające.



Rys. 5. Uszkodzenia sklepień w przedsionku.

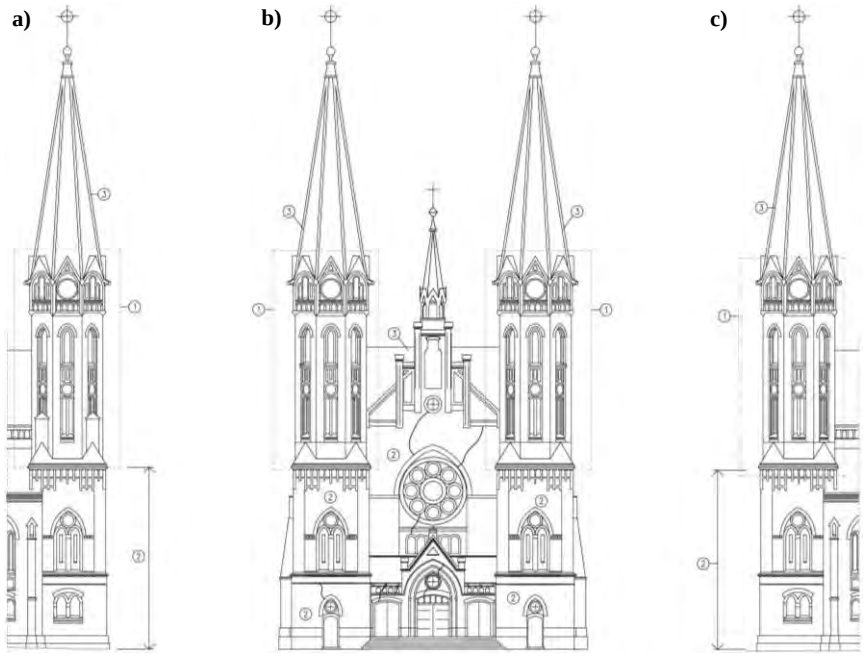


Rys. 6. Uszkodzenia ścian wewnętrznych w poziomie chóru (R – rysa).

3. Przyczyny uszkodzeń

Charakter występujących konstrukcyjnych uszkodzeń budynku kościoła w postaci zarysowań i spękań ścian, posadzek, sklepień i pokryć dachowych wraz z obróbkami, wskazuje jednoznacznie na nierównomierne osiadania i przemieszczenia fundamentów i ścian, spowodowane wpływami prowadzonej w rejonie obiektu intensywnej podziemnej eksploatacji górniczej przez KWK „Bobrek – Centrum" [3, 4]. Powstałe w przeszłości oraz występujące obecnie spękania i zarysowania ścian zewnętrznych, mają także wpływ na szybsze zużywanie się elewacji. Przez spękania i zarysowania wody opadowe wnikają w wewnętrzne warstwy ścian, powodując zawilgocenia, a przy ujemnych temperaturach, prowadzą do wystąpienia szkód mrozowych na elewacjach. Do wystąpienia zawilgoceń murów prowadzą także deformacje ścian i przypór (wychylenia z pionu, poziome przemieszczenia w pęknięciach) oraz deformacje terenu wokół kościoła (zmiany spadków terenu przy ścianach i napływ wód opadowych w stronę ścian). Na uszkodzenia elewacji mają niewątpliwie wpływ wstrząsy górnicze. Według opinii geologiczno-górniczej [3] na kościół mogą oddziaływać wstrząsy pochodzenia górniczego, których wartości zakwalifikowano do I stopnia intensywności drgań. Takie oddziaływania są zauważalnie odczuwane przez ludzi, lecz ich wpływ na konstrukcję nośną murowych budynków nie jest istotny. Wstrząsy zaliczane do I stopnia intensywności drgań mogą powodować wystąpienie uszkodzeń elementów wykończeniowych w starej budowli, jak np. tynków, spoinowania, a także powiększenie się istniejących zarysowań oraz pojawienie się nowych rys w miejscach dawnych napraw. Mogą także wystąpić uszkodzenia, na będących w bardzo złym stanie technicznym, ścianach wież w ich górnej części, murach sterczyn, attyk, gzymsów. Część uszkodzeń elewacji związana jest z naturalnym zużyciem 100–letniego obiektu, a także z niefachowo wykonanymi wcześniej naprawami uszkodzeń górniczych – przemurowania spękań i rys, niedobranymi kolorystycznie elementami murowymi i uzupełnienia spoinowania nieodpowiednimi cementowymi

zaprawami. Udział uszkodzeń elewacji, wynikających z naturalnego zużycia, w stosunku do uszkodzeń związanych z oddziaływaniami górniczymi, jest trudny do określenia. Naprawa uszkodzeń pochodzących od wpływów górniczych wymagać będzie i tak ostatecznie, uwzględnienia scalenia kolorystycznego całości elewacji, a więc remontu także uszkodzeń wynikających z naturalnego zużycia. Szacuje się, że 80% powierzchni elewacji wykazuje uszkodzenia związane z eksploatacja górniczą, a 20% z naturalnym zużyciem.



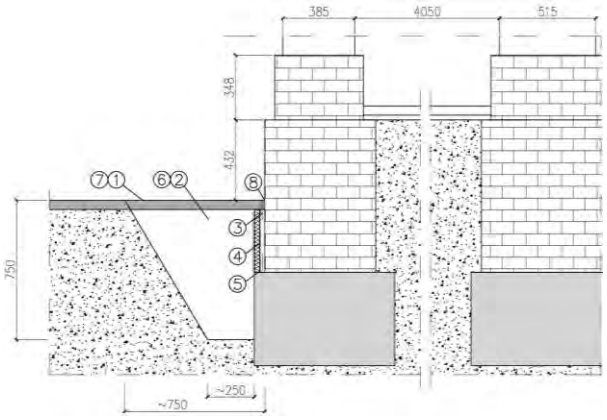
Rys. 7. Uszkodzenia elewacji: a) południowa, b) wschodnia, c) północna 1 – znaczące uszkodzenia powierzchniowe licówki, tynków, spoin; 2 – uszkodzenia powierzchniowe licówki, tynków i spoin (stare przemurowywanie ścian); 3 – lokalne uszkodzenia pokrycia i obróbek blacharskich dachu kościoła oraz wieży; 4 – zawilgocenia dolnej części ściany

4. Sposób naprawy uszkodzeń

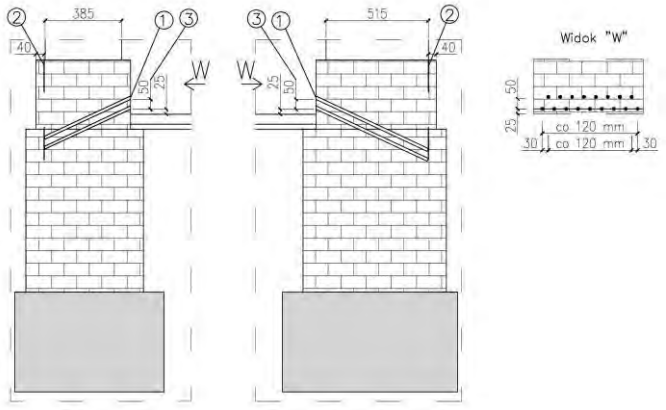
4.1. Osuszenie zawilgoconych murów

Celem osuszenie zawilgoconych murów w południowej wieży zalecono wykonanie pionowej i poziomej izolacji przeciwwilgociowej, a następnie założenie mineralnych tynków renowacyjnych:

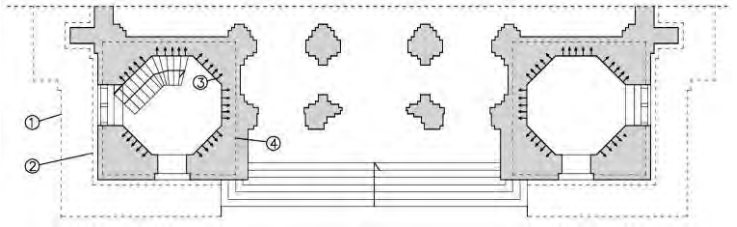
– Projektowaną izolację pionową planowano założyć od zewnętrznej strony murów, po wykonaniu wykopów na głębokość 1,5 m poniżej przyległego terenu na długości od pierwszego pilastra do schodów po stronie północnej i południowej obiektu. Projektowana wysokość izolacji miała być ustalana ze stanem rzeczywistym konstrukcji murów po wykonaniu wykopu. Jako warstwę ochronną zaprojektowano powłokową izolację bitumiczno-polimerową. Zakres wykonania izolacji pionowej i poziomej przedstawiono na rys. 10. Szczegół wykonania izolacji pionowej zamieszczono na rys. 8.
– Izolację poziomą zaproponowano wykonać jako iniekcję grawitacyjną wnikającą w nawiercone w murze od wnętrza wież otwory o średnicy 30 mm i pod katem 25°, w rozstawie co 120 mm, około 50 mm powyżej poziomu posadzki (rys. 9).



Rys. 8. Szczegół wykonania izolacji pionowej 1 – usunięcie warstwy nawierzchni z płyt betonowych; 2 – wykonanie wykopu i zabezpieczenie jego krawędzi; 3 – oczyszczenie powierzchni ściany w wykopie, wyrównanie i zagruntowanie; 4 – pokrycie powierzchni ściany w dwóch cyklach roboczych masą z wkładką zbrojącą z siatki z włókna; 5 – wykonanie warstwy ochronnej izolacji z płyty ekstrudowanego styropianu o grubości 50 mm; 6 – zasypanie wykopów z zagęszczeniem warstwami; 7 – odtworzenie betonowej nawierzchni; 8 – wypełnienie masą plastyczną krawędzi styku pomiędzy nawierzchnią betonową a ścianą [6]



Rys. 9. Szczegół wykonania izolacji poziomej 1 – otwór średnicy 30 mm o nachyleniu 25 stopni; 2 – rozstaw poziomy otworów 120 mm; 3 – rozstaw pionowy otworów 100 mm (pierwszy rząd ~50 mm nad posadzką); 4 – graniczna długość wykonywanych otworów [6].



Rys. 10. Zakres wykonania pionowej i poziomej izolacji przeciwwodnej 1– obrys wykopu umożliwiającego wykonanie izolacji pionowej; 2 – zakres wykonania izolacji pionowej; 3 – kierunek wykonywania izolacji poziomej – od wnętrza obiektu; 4 – zakres wykonania izolacji poziomej [6].

4.2. Naprawa spękań i zarysowań

W zależności od rodzaju występującego uszkodzenia zalecono następujące metody napraw:

a) do naprawy zarysowań oraz wskrośnych pęknięć ścian oraz nadproży zalecono zastosowanie metodę iniekcji z zastosowaniem zaprawy mineralnej,
b) w przypadku dużych pęknięć i rozwarstwień lub występujących ubytków zalecono zastosowanie w przypadku murów, przypór, nadproży przemurowanie w warstwach zewnętrznych o głębokości przeszycia 1 lub 1,5 cegły. Do przemurowań zalecono zastosować cegłę ceramiczną pełną o wytrzymałości elementów murowych 20 MPa od strony wewnętrznej. W przypadku fragmentów zewnętrznych (elewacyjnych) zalecono zastosować cegłę klinkierową o wytrzymałości min 25 MPa, o kolorystyce dobranej do barwy istniejących cegieł. Przemurowania wskazano wykonywać na zaprawie wapienno-cementowej o wytrzymałości na ściskanie 10 MPa,
c) wzmocnienia spękanych murów ściany frontowej od strony wewnętrznej, zaprojektowano jako wzmocnienie powierzchniowe przez zastosowanie systemu np. Ruredil X Mesh C10. Wzmocnienie ściany od wewnętrznej strony zaprojektowano z dwóch warstw siatki z włókien węglowych ułożonych pod kątem 45° na wyrównanym podłożu, a następnie na modyfikowanej mineralnej zaprawie np. „X Mesh M25". Po wykonaniu wzmocnienia powierzchnię zalecono pokryć tynkiem mineralnym wapienno-cementowym i wykończyć farbami mineralnymi o kolorystyce dobranej do istniejącej. Wzmocnienie powierzchniowe ścian należy wykonać po przemurowaniach i zainiektowaniu spękań,
d) w miejscach spękań sklepień w przedsionku również zalecono zastosowanie wzmocnienia powierzchniowego w postaci wzmocnienie powierzchniowego przez zastosowanie siatek „Ruredil X Mesh C10". Na długości spękań i rys od wewnątrz, po usunięciu gipsowych wypraw, zalecono zamontować pasy siatki o szerokości około 500 mm, na modyfikowanej mineralnej zaprawie „X Mesh M25", a w końcowym etapie powierzchnie wykończyć mineralną szpachlówką i farbami o kolorystyce dobranej do istniejącej, zgodnie z wytycznymi konserwatorskimi.

4.3. Remont konserwatorski

Konserwatorski remont całości elewacji wież i frontowej ściany miał być wykonany zgodnie z [5]. Remont miał polegać na:

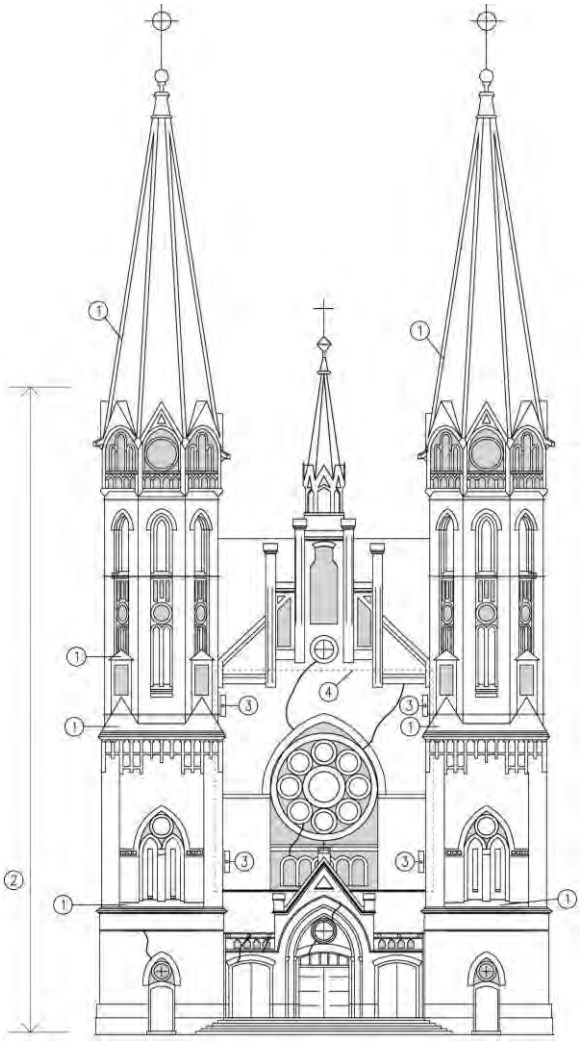
– przemurowaniach zniszczonych i rozluźnionych w spoinach elementów murowych i uzupełnieniach ubytków, z zastosowaniem cegły ceramicznej elewacyjnej i ceramicznych kształtek (narożnych, cokołowych, gzymsowych itp.) o wytrzymałości min. 25 MPa i kolorystyce dostosowanej do istniejącej po oczyszczeniu powierzchni murów (licówki i spoiny) z nawarstwień i zanieczyszczeń metodą strumieniowo-ścierną oraz powtórnym spoinowaniu,
– oczyszczeniu stalowych ściągów i elementów kotwiących, antykorozyjnej konserwacji oczyszczonych elementów,
– skuciu zniszczonych powierzchni tynkowanych i pokryciu ich nowymi renowacyjnymi tynkami wapienno-cementowymi, impregnacji, zabezpieczeniu powierzchni elewacji bezbarwnymi powłokami sylikonowymi – rodzaj powłoki impregnacyjnej należało dobrać po wykonaniu prób na małych powierzchniach elewacji. Natomiast w miejscach otynkowanych zalecono wykonanie renowacyjnych tynków mineralnych na wewnętrznych powierzchniach ścian wieży. Przed założeniem tynków renowacyjnych wskazano, że należy skuć stare porażone, zawilgocone tynki na wysokość około 2 m powyżej poziomu posadzki, a następnie wykonać nowe specjalne tynki renowacyjne.

4.4 Remont dachów

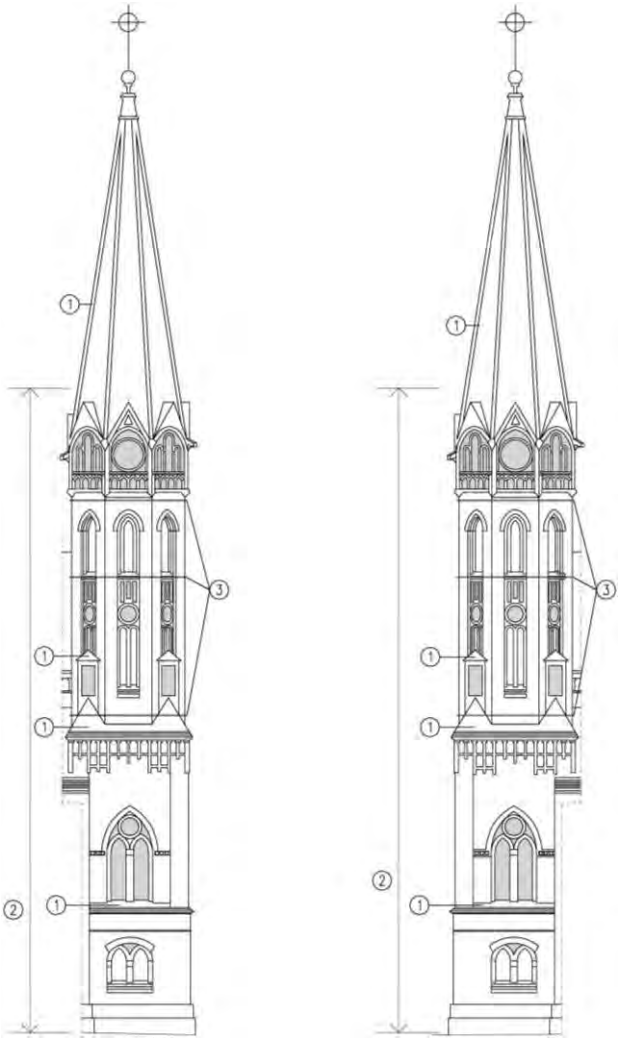
Remont pokrycia dachów wież powinien być połączony zarówno z wymianą obróbek blacharskich z blachy miedzianej oraz z lokalnymi naprawami deskowań oraz okapów. Do prac związanych z remontem dachu zaliczono również remont instalacji odgromowej.

4.5 Zakres remontów

Na rys. 11, 12 zamieszczono zakres wykonywania poszczególnych rodzajów remontu.



Rys. 11. Elewacja wschodnia – zakres remontu 1 – remont pokrycia dachu i wymiana obróbek blacharskich z blachy miedzianej na dachu wież oraz poziomach pośrednich, połączony z lokalnymi naprawami deskowań oraz okapów; 2 – remont całości elewacji wież i frontowej ściany (opis w tekście); 3 – oczyszczenie stalowych ściągów i elementów kotwiących, antykorozyjnej konserwacji oczyszczonych elementów; 4 – powierzchniowe wzmocnienie spękanych murów ściany frontowej od strony wewnętrznej (opis w tekście); 5 – miejsca tynkowane (oznaczone kolorem szarym) [6].



Rys. 12. Elewacja południowa i elewacja północna – zakres remontu 1 – remont pokrycia dachu i wymiana obróbek blacharskich z blachy miedzianej na dachu wież oraz poziomach pośrednich, połączony z lokalnymi naprawami deskowań oraz okapów; 2 – remont całości elewacji wież i frontowej ściany (opis w tekście); 3 – oczyszczenie stalowych ściągów i elementów kotwiących, antykorozyjnej konserwacji oczyszczonych elementów [6]

5. Podsumowanie

Wykonany w stylu neogotycko-modernistycznym obiekt o ponad stuletniej historii jest już wpisany do rejestru zabytków nieruchomych województwa śląskiego. Pomimo ciągłego wykonywania prac naprawczych oraz wzmacniających ulega on cały czas dalszemu uszkadzaniu. Pełne zabezpieczenie, istniejącej starej konstrukcji, na poziome i pionowe deformacje terenu górniczego, nie jest w zasadzie możliwe, a jeżeli miałoby być wykonane wiązało by się z ogromnymi środkami finansowymi i bardzo dużą ingerencją w konstrukcję obiektu. Wśród zaleceń można podać tylko jedno „w maksymalnie możliwym zakresie,

ograniczyć wpływ eksploatacji górniczej w rejonie kościoła (stosowanie podsadzki), a najlepiej w ogóle od niej odstąpić, korygując odpowiednio plany wydobycia". W wypadku jednak prowadzenia planowanej eksploatacji należy prowadzić geodezyjny monitoring przemieszczeń konstrukcji i ciągłą obserwację rozwoju powstających uszkodzeń, a następnie podejmować stosowne zabiegi zabezpieczające i naprawcze.

Literatura

1. Archiwalna dokumentacja budowlano-architektoniczna z okresu powstania kościoła w 1907–1909 r.
2. Materiały informacyjne przesłane w dniu 24.03.2009 r. przez Kompanię Węglową S.A. Oddział KWK „Bobrek-Centrum", dotyczące eksploatacji górniczej w rejonie budynku położonego w Bytomiu przy ul. Konstytucji (pismo nr TMG/MGZ-5204-486/2009). W szczególności: opinia górniczo-geologiczna, zestawienie eksploatacji górniczej dokonanej w rejonie ul. Konstytucji (wraz z mapą sytuacyjną eksploatacji poszczególnych pokładów oraz przekrojem geologicznym) oraz pomiar wychylenia budynku położonego w Bytomiu przy ul. Konstytucji 103.
3. Opinia geologiczno-górnicza nr 39/2012 z dnia 24-05-2012 r. dla budynku kościoła p.w. Dobrego Pasterza w Bytomiu przy ul. ks. Popiełuszki 4. Kompania Węglowa S.A. – Oddział KWK „BOBREK – CENTRUM" Ruch Bobrek.
4. Projekt techniczny na zabezpieczenie przed szkodami górniczymi kościoła p.w. Dobrego Pasterza w Bytomiu Karbiu, Wojewódzkie Biuro Projektów w Zabrzu, Zabrze 1983.
5. Opinia na temat zaleceń konserwatorskich dla planowanych prac w kościele p.w. Dobrego Pasterza w Bytomiu, Wojewódzki Urząd Ochrony Zabytków w Katowicach, Pismo K-NR.5183.169.2012.IW z dnia 26-04-2012.
6. Materiały wykonane przez autorów do opracowania Projektu remontu uszkodzeń elewacji frontowej wraz z wieżami budynku kościoła pw. Dobrego Pasterza w Bytomiu-Karbiu, Rzeczoznawstwo i Projektowanie w Budownictwie – Zbigniew Pająk, 2013.

Emergency state of towers of church of St. The Good Shepherd

Key words: sacred building, damage, scratches, cracks, dampness, mining damage, repairs, renovation

Odwodnienie dachów płaskich w obiektach wielkopowierzchniowych

KRZYSZTOF WIERZBICKI*
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Streszczenie: Nowoczesne budynki wielkopowierzchniowe najczęściej budowane są w oparciu o bardzo zbliżone parametry, siatkę konstrukcyjną i z wykorzystaniem podobnych materiałów budowlanych oraz technologii. Z uwagi na ich często znaczną powierzchnię, a w szczególności długość zlewni dachowych problemem może się okazać ich efektywne odwodnienie, co jest dodatkowo istotne w przypadku awarii podstawowej instalacji odwodnienia dachu. W obowiązujących normach brak jest jednoznacznych wytycznych dotyczących projektowania takich instalacji, a także odniesienia do konstrukcji budynku oraz jego wymiarów. Z uwagi na wzrost częstotliwości ekstremalnych zjawisk pogodowych w ostatnich latach jest to szczególnie istotne w odniesieniu do nowoczesnych hal wielkopowierzchniowych o dachach płaskich. Występująca w tych obiektach podciśnieniowa instalacja odwodnienia dach oraz attyki sprawiają, że odprowadzenie wody, a co za tym idzie bezpieczeństwo budynku jest uzależnione od poprawności funkcjonowania tych instalacji.

Słowa kluczowe: odwodnienie dachu, awaryjne odwodnienie dachu, przelewy awaryjne, hale, budynki wielkopowierzchniowe

1. Wprowadzenie

Halowe budynki wielkopowierzchniowe osiągają obecnie powierzchnie często przekraczające kilka bądź kilkanaście hektarów zabudowy. Najczęściej wykonane są jako obiekty o wysokości użytkowej 10 metrów, o siatce konstrukcyjnej typu 12×24 m oraz 24×24 m w strefie dokowania. Konstrukcję budynku stanowi układ słupów wykonanych jako żelbetowe prefabrykowane lub stalowe z opartą na nich konstrukcją dachu w postaci płatwi kratownicowych, stalowych w rozstawie co 6 metrów opartych na podciągach również stalowych, kratowych bądź strunobetonowych. Do pasa górnego płatwi kratownicowych zamocowana jest najczęściej blacha trapezowa o wysokim profilu, a na niej spoczywa izolacja termiczna z wełny mineralnej bądź płyt PIR izolowanych z góry przeciwwilgociowo za pomocą zgrzewanej membrany dachowej. Obudowę ścian stanową najczęściej płyty warstwowe w układzie poziomym (mocowane bezpośrednio do słupów ścian zewnętrznych) z rdzeniem z PIR lub wełny mineralnej.

Dach wykonany jest najczęściej jako wielospadowy z niewielkim spadkiem umożliwiającym swobodny spływ wody po membranie, czyli około 2% (czyli około 1.2°). Odwodnienie dachu

*Autor do korespondencji: *kwierzbicki@zut.edu.pl*

w dużej mierze tego typu budynków wykonane jest jako układ podciśnieniowy z rur zgrzewanych HDPE z wpustami połaciowymi umieszczonymi w najniższych punktach połaci dachu. Tego typu odwodnienie funkcjonuje najlepiej wtedy, kiedy woda opadowa przykryje wpusty, czyli osiągnie wysokość w „koszu" dachu rzędu 4 –5 cm. Zastosowanie takiego odwodnienia wymusza wykonanie attyk po obwodzie budynku, które najczęściej wykonuje się jako możliwie niskie, a więc nie przewyższające kalenic dachu o więcej niż 15 cm (wykonanie niższego, kilkucentymetrowego przewyższenia kalenicy utrudnia prawidłowe wykonanie membrany dachowej na styku attyki z połacią dachu, a zastosowanie większego przewyższenia powoduje konieczność uwzględnienia w obliczeniach ryzyka powstania zaspy śnieżnej).

„Zamknięcie" wody opadowej w obszarze dachu (wewnątrz obrysu budynku) powoduje zasadne obawy o sposób odwodnienia dachu budynku w chwili awarii podstawowej instalacji odwodnienia. Najczęściej spotykaną metodą zakładaną już na etapie projektowania jest zastosowanie przelewów awaryjnych w attykach ścian zewnętrznych wykonanych z płyt warstwowych. Są to najczęściej prostokątne otwory umieszczone około 5 cm nad pokryciem dachu w jego najniższych punktach (patrząc po obwodzie budynku). Ich zasada działania polega na tym, że w przypadku osiągnięcia przez wodę opadową poziomu przelewów awaryjnych (a więc w chwili, gdy poziom wody opadowej pomimo pracy odwodnienia będzie nadal rósł) przeleje się ona przez nie. Metodą alternatywną, zdecydowanie rzadziej spotykaną, jest niezależna instalacja odwodnienia dachu (grawitacyjna lub ciśnieniowa), która – podobnie jak podstawowy układ odwodnienia dachu – działa za pośrednictwem wpustów dachowych umieszczonych w najniższych punktach połaci dachu. Różnicą jest to, że wpusty instalacji awaryjnej umieszczone są kilka centymetrów powyżej połaci i zaczynają pracować wtedy, gdy instalacja podstawowa jest przepełniona.

W polskim systemie normatywnym nie ma ścisłych wytycznych dotyczących projektowania układu odwodnienia awaryjnego dla instalacji odwodnienia podciśnieniowego. Najczęściej stosuje się zalecenia producentów systemów odwodnienia podciśnieniowego oraz zapisy wycofanej już normy polskiej dotyczącej ogólnie instalacji kanalizacji [2], normy dotyczącej projektowania grawitacyjnej instalacji odwodnienia [2] lub źródeł poza normowych [3, 4]. Nie ma też odniesienia się do interakcji ilości wody opadowej z podmuchami wiatru czy pracą konstrukcji, co zdaniem autora może mieć istotne znaczenie w szczególności dla obiektów wielkopowierzchniowych i będzie to przedmiotem kolejnych rozdziałów.

2. Graniczna ilość wody opadowej

Z uwagi na to, że brak jest prawnie obowiązujących polskich norm czy wytycznych dotyczących przyjęcia granicznej ilości deszczu na którą powinna być zaprojektowana instalacji odwodnienia podstawowego i awaryjnego – można spotkać różnice w podejściu wśród poszczególnych projektantów.

Zdecydowana większość instalacji odwodnienia dachu jest zaprojektowana na natężenie deszczu miarodajnego wynoszące 300 $l/(s \cdot ha)$, które pojawia się w wycofanej polskie normie z roku 1992 [1] i określane jest jako deszcz o częstości przewyższenia równej 5 lat i czasie trwania 5 minut. Zgodnie z zaleceniami normy DIN 1986-100 [5], którą często przywołuje się do obliczeń systemu odwodnienia awaryjnego, należy przyjmować ilość natężenie opadu jako różnicę między natężeniem deszczu o częstości przewyższenia wynoszącej 100 lat i czasie trwania 5 minut, a tym uwzględnionym podczas wymiarowania podstawowego systemu odwodnienia.

Do obliczania wysokości deszczu miarodajnego od około 20 lat wykorzystuje się w Polsce tzw. „formułę IMGW" autorstwa Bogdanowicz – Stachy [3]. Wg niej – dla regionu północno-

zachodniej Polski – deszcz o częstości przewyższenia równej 100 lat i czasie trwania 5 minut będzie miał maksymalną wysokość słupa wody:

$$P_{(c,t)} = 1{,}42 \cdot t^{0.33} + (3{,}92 \cdot \ln(t+1) - 1{,}662) \cdot (-\ln\left(\frac{1}{c}\right))^{0{,}584} \tag{1}$$

gdzie:
t – czas trwania deszczu miarodajnego w minutach,
c – częstość przewyższenia opadu w latach.

$$P_{(100,5)} = 1{,}42 \cdot 5^{0.33} + (3{,}92 \cdot \ln(5+1) - 1{,}662) \cdot \left(-\ln\left(\frac{1}{100}\right)\right)^{0{,}584} = 15{,}5\ mm \tag{2}$$

Wobec powyższego natężenie deszczu miarodajnego 100-letniego o czasie trwania równym 5 minut wyniesie:

$$q_{(100,5)} = \frac{P_{(100;5)}}{5\ min} = \frac{15{,}5\ mm}{5\ min} = 3{,}10\frac{mm}{min} = 3{,}10 \cdot \frac{10000}{60}\frac{dm^3}{s{\cdot}ha} = 517\frac{dm^3}{s{\cdot}ha} \tag{3}$$

Wykonując analogiczne obliczenia porównawcze wobec natężenia deszczu miarodajnego podanego przez normę [1] otrzymujemy wysokość słupa wody i natężenie równe odpowiednio:

$$P_{(5,5)} = 1{,}42 \cdot 5^{0.33} + (3{,}92 \cdot \ln(5+1) - 1{,}662) \cdot \left(-\ln\left(\frac{1}{5}\right)\right)^{0{,}584} = 9{,}49\ mm \tag{4}$$

$$q_{(5;5)} = \frac{P_{(5;5)}}{5\ min} = \frac{9{,}49\ mm}{5\ min} = 1{,}90\frac{mm}{min} = 1{,}90 \cdot \frac{10000}{60}\frac{dm^3}{s{\cdot}ha} = 316\frac{dm^3}{s{\cdot}ha} \tag{5}$$

Obliczona wartość natężenia deszczu miarodajnego jest zbliżona do zawartej w wycofanej polskiej normie [1] i to na tej wartości autor będzie bazował w dalszej pracy.

Wobec tego – ponownie zgodnie z wytycznymi normy DIN 1986-100 [5] – na potrzeby wymiarowania odwodnienia awaryjnego należy przyjąć natężenie deszczu stanowiące różnicę:

$$q_A = q_{(100;5)} - q_{(5;5)} = 517 - 316 = 201\frac{dm^3}{s{\cdot}ha} \tag{6}$$

Zgodnie z wspomnianą normą – jeżeli budynek zostanie zakwalifikowany jako wymagający szczególnej ochrony – wtedy należy odwodnienie awaryjne projektować na pełne natężenie $q_{(100;5)}$. Należy wobec tego zauważyć, że jeśli budynek nie wymaga szczególnej ochrony to zakłada się, że instalacja odwodnienia awaryjnego nie ma za zadanie zastąpić podstawowej instalacji odwodnienia dachu, a jedynie odprowadzić ilość wody wynikającą z ponadnormatywnych opadów, a sama podstawowa instalacja odwodnienia dachu musi zawsze pozostać sprawna. Istotne też jest, że zarówno wpusty awaryjnej instalacji odwodnienia dachu jak i attykowe przelewy awaryjne nie umożliwiają odprowadzenia całej wody z dachu, a jedynie tę ilość, która przekroczy poziom ich zamocowania (najczęściej około 5 cm). W przypadku całkowitej awarii podstawowej instalacji odwodnienia dachu i po zadziałaniu instalacji awaryjnej – na dachu w dalszym ciągu pozostanie warstwa woda o wysokości zależnej od wykonanego wyniesienia elementów instalacji odwodnienia awaryjnego.

Obliczona wcześniej wysokość deszczu $P_{(100;5)}$ dotyczy ilości wody, jaka zbierze się na idealnie płaskiej powierzchni. Przyjmując najczęstszą geometrię dachu o niewielkim spadku 2% w budynkach wielkopowierzchniowych można wyznaczyć jaka będzie równoważna wysokość wody opadowej w koszu poszczególnych połaci przy założeniu rozsunięcia kalenic na 24 metry (szerokości zlewni), nieskończenie dużej sztywności połaci dachu i braku wiatru:

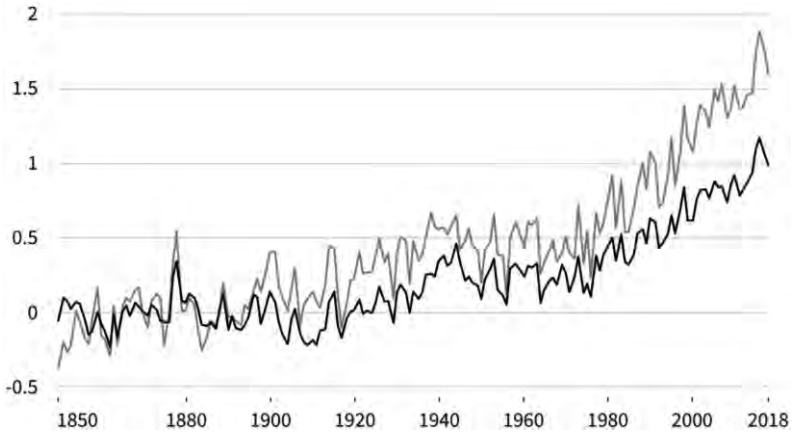
$$h = \sqrt{P_{(100;5)} \cdot 24000 \cdot 2\%} = 86{,}3\ mm \tag{7}$$

Oznacza to, że poziom wody w koszach połaci dachowej zdecydowanie przekroczy poziom, na którym zaczyna działać awaryjna instalacja odwodnienia dachu – czy to wykonana jako dodatkowy rurarz, czy jako przelewy attykowe – przy założeniu, że podstawowa instalacja odwodnienia dachu nie działa. Całkowita ilość wody, jaka może się zebrać w pojedynczej zlewni o szerokości 24 metrów i przykładowej długości 192 metrów dla natężenia deszczu miarodajnego $q_{(5,5)}$ oraz stuletniego $q_{(100;5)}$ będzie wynosić odpowiednio:

$$V_{(5;5)} = \frac{P_{(5;5)}}{1000} \cdot B \cdot L = \frac{9{,}49}{1000} \cdot 24 \cdot 192 = 43{,}72\ m^3 \tag{8}$$

$$V_{(100;5)} = \frac{P_{(100;5)}}{1000} \cdot B \cdot L = \frac{15{,}50}{1000} \cdot 24 \cdot 192 = 71{,}42\ m^3 \tag{9}$$

Ilość pogodowych zjawisk ekstremalnych ciągle rośnie wskutek np. znaczącego globalnego wzrostu temperatury. Model Błaszczyka, na podstawie którego niektórzy ciągle określają intensywność opadów został opracowany na podstawie danych z lat 1837–1891 oraz 1914–1925. Model obecnie najczęściej wykorzystywany (i dający większe natężenia deszczu miarodajnego aniżeli wcześniej wspominany), tj. Bogdanowicz – Stachy bazował na danych z lat 1960–1990. Tyle, że jak widać po poniższym wykresie – nawet ten ostatni bazował na danych w większości sprzed znacznego wzrostu temperatury z lat 1980–2018.



Rys. 1. Wzrost temperatury w °C względem średniej z lat 1850–1900; linia szara – wzrost temperatury nad lądem; linia czarna – wzrost temperatury globalnej (lądy i oceany) [6].

3. Praca konstrukcji, a woda opadowa

W obowiązujących w Polsce normach dotyczących projektowania konstrukcji nie określono wysokości słupa wody, którą konstrukcja ma przenieść, ani w jaki sposób przykładać te obciążenie. Obciążenie od wody opadowej ma odmienną specyfikę od znormalizowanych powszechnie stosowanych obciążeń stałych i użytkowych [7], od śniegu [8] czy wiatru [9]. Poziom zwierciadła wody wyrównuje się górą i wypełnia wszystkie nierówności czy niecki znajdujące się pod nim, a woda opadowa w pierwszej kolejności wypełnia obszary położone najniżej.

Zgodnie z obowiązującą normą dotyczącą konstrukcji stalowych (bo taka konstrukcja dachu przeważa w halowych obiektach wielkopowierzchniowych) [10] graniczna wartość

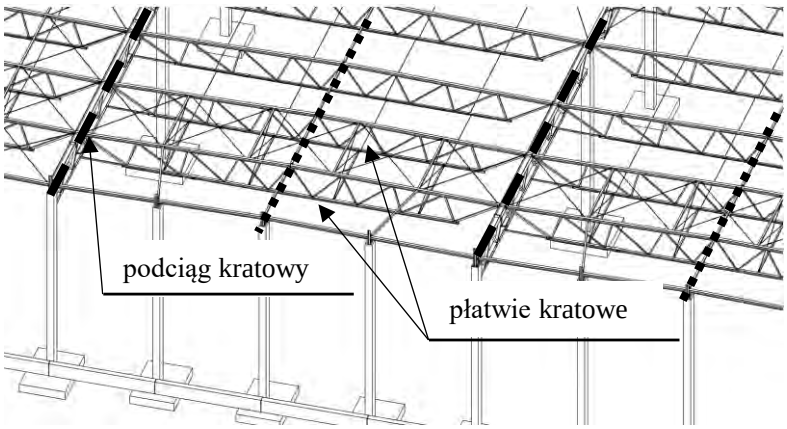
ugięcia dla kratowych dźwigarów dachowych wynosi L/250 (gdzie L oznacza rozpiętość elementu). Należy przy tym zauważyć, że graniczna wartość tego ugięcia odnosi się do badanego elementu konstrukcyjnego i nie uwzględnia ugięcia elementu, na którym dany element może się opierać (nie jest to przemieszczenie pionowe punktu na danym elemencie, a ugięcie elementu mierzone od cięciwy).

W przypadku kratownic dachowych o rozpiętości 24 metrów daje to dopuszczalną wartość ugięcia równą:

$$\frac{L}{250} = \frac{24000}{250} = 96\ mm \tag{10}$$

Zgodnie z normą [11] ta wartość ugięcia przypisana jest do quasi-stałej kombinacji oddziaływań obciążeń z uwagi na wpływ ugięcia wygląd obiektu budowlanego i komfort użytkowania. W przypadku quasi-stałej kombinacji obciążeń dla Stanu Granicznego Użytkowalności dla dachów budynków położonych na wysokości poniżej 1000 m ponad poziom morza należy wziąć pod uwagę wyłącznie ciężar własny konstrukcji i obciążenia stałe (w grudniu 2004 roku miała miejsce poprawka do pierwotnego wydania normy, która zmieniła współczynnik jednoczesności oddziaływań ψ_2 dla śniegu jw. z 0,20 na 0). W przypadku kombinacji częstej oddziaływań należy uwzględnić oprócz ciężaru własnego i obciążeń stałych również 20% podstawowej wartości obciążenia od śniegu, a dla kombinacji charakterystycznej (czyli stosowanej dla nieodwracalnych stanów granicznych) 60% wartości obciążenia od wiatru i 100% od śniegu dla typowych sytuacji obliczeniowych. Abstrahując od dopuszczeń normowych zdecydowana większość projektantów konstrukcji stalowych sprawdza bardziej niekorzystny warunek ugięć dla SGU (ponadnormatywnie) stosując kombinację częstą (zamiast quasi-stałej), bo w niej występuje chociaż pewna część podstawowego obciążenia od śniegu, które to w Polsce zazwyczaj stanowią dominujący przypadek obciążenia dla dachów. Wynika jednak z tego, że norma dopuszcza ugięcie kratownic dachowych o rozpiętości 24 m wynoszące nawet 96 mm wyłącznie od obciążeń stałych i ciężaru własnego, a bardziej konserwatywnym, lecz często stosowanym podejściu, przy dodatkowym udziale jedynie 20% wartości obciążenia od śniegu. Dla dachów płaskich i północno-zachodniej części Polski obliczeniowa wartość tego obciążenia wynosi wobec tego 0,144 kPa, co jest równoznaczne z równomiernie rozłożoną warstwą wody o wysokości 14,4 mm.

$$0{,}72\ \frac{kN}{m^2} \cdot 20\% = 0{,}144\ \frac{kN}{m^2} \tag{11}$$



Rys. 2. Przykład geometrii konstrukcji typowej hali wielkopowierzchniowej (linią przerywaną kosze w połaci, linią wykropkowaną kalenicę).

Założono, że najniższych punktach połaci w strefach dokowych występują podciągi kratowe. Wobec tego pasmo zbierana obciążenia tych kratownic wynosi 24 m. Zakładając spadek połaci równy 2% oraz wysokość spodu urządzeń instalacji odwodnienia awaryjnego jako 5 cm równoważne obciążenie powierzchniowe do tego, które zgromadzi się od wody opadowej w koszu połaci wynosi:

$$P_1 = \frac{h^2}{24000 \cdot 2\%} = \frac{50^2}{24000 \cdot 2\%} = 5{,}21mm \tag{12}$$

Wynika z tego, że w przypadku niezadziałania odwodnienia dachu, a przed zadziałaniem odwodnienia awaryjnego zgromadzi się woda o ciężarze równoważnym do obciążenia powierzchniowego rzędu około 0,0521 kPa (czyli równowartość około 5,21 kg/m^2). Dotyczy to jednak założenia, że konstrukcja nie ulega ugięciu w wyniku tego obciążenia oraz że nie ma wiatru, który jest w stanie lokalnie spiętrzyć tę wodę.

Odnosząc się do dopuszczalnego ugięcia i obciążenia od śniegu w kombinacji częstej SGU, zakładając masę konstrukcji stalowej dachu około 15 kg/m^2, obciążenia od instalacji wynoszące około 15 kg/m^2, a także wagę połaci rzędu 30 kg/m^2 i zakładając wprost proporcjonalną zależność obciążenia od ugięcia konstrukcji można stwierdzić, że w wyniku zebrania się wody w koszu o wysokości 5,21 cm nastąpi sumaryczne ugięcie podciągu kratowego wynoszącego środku przęsła:

$$\frac{0{,}0521+0{,}30+0{,}15+0{,}15}{0{,}144+0{,}30+0{,}15+0{,}15} \cdot 96\ mm = 84{,}1\ mm \tag{13}$$

Po ugięciu kratownicy nastąpi napływ wody do tego miejsca. Powyższej analizie poddano element konstrukcyjny znajdujący się w strefie dokowania, który posiada dwa razy większą rozpiętość aniżeli analogiczne elementy konstrukcyjne położone w pozostałej części budynku. Biorąc pod uwagę zależność z mechaniki budowli dotyczącą ugięcie belki wolnopodpartej (bo o takim schemacie kratownice są najczęściej stosowane) od obciążenia równomiernie rozłożonego widać, że przy dwukrotnym wzroście rozpiętości belki jej ugięcie wzrośnie ośmiokrotnie. Aby to zniwelować te elementy konstrukcyjne powinny być ośmiokrotnie sztywniejsze od odpowiadających im elementów o dwukrotnie mniejszej rozpiętości, a pomimo tego i tak gromadziłoby się tam ponad dwa razy więcej wody opadowej (w elementach o rozpiętości 12 m co 12 m ugięcie wynosi 0 z uwagi na oparcie na słupie).

$$f = \frac{5}{384}\frac{(q \cdot L)L^3}{EI_y} \tag{14}$$

gdzie:
q – wartość obciążenia równomiernie rozłożonego,
L – rozpiętość przęsła rozpatrywanej belki,
E – moduł Younga materiału, z którego wykonano dany element,
I_y – centralny moment bezwładności względem osi poziomej dla przekroju poprzecznego belki.

Wobec tego w przęśle tego elementu konstrukcyjnego zacznie się gromadzić dodatkowa woda opadowa z tytułu rosnącego jego ugięcia i będzie to zjawisko, które będzie się samo napędzało, o ile w połaci dachu nad strefą dokowania nie została wykonana awaryjna instalacja odwodnienia oparta na wpustach awaryjnych (brak tej instalacji przyjęto w dalszych analizach). W przypadku zastosowania wyłącznie attykowych przelewów awaryjnych może zaistnieć sytuacja, w której woda opadowa nie osiągnie wysokości przelewu awaryjnego, a jednocześnie będzie jej na tyle dużo, że przekroczony zostanie Stan Graniczny Nośności. Całkowity ciężar wody, która znajduje się w przedmiotowej zlewni dla natężenia deszczu

o częstości przewyższenia 5 i 100 lat wynoszą odpowiednio 437,2 oraz 714,2 kN. Zakładając, że ta woda zbierze się w najniższym polu konstrukcyjnym na dachu, a objętość wody będzie miała po ugięciu konstrukcji kształt w przybliżeniu odwróconego ostrosłupa (przyjęto spadek 2% na jednym kierunku podstawy ostrosłupa wynikający ze spadku połaci oraz ugięcie podciągu kratowego rzędu 2%) o szacunkowej wysokości:

$$H_{(5,5)} \cong \sqrt[3]{3V_{(5;5)} \cdot \frac{2\%}{2} \cdot \frac{2\%}{2}} = 236\ mm \approx 2\% \cdot 12000\ mm \tag{15}$$

$$H_{(100,5)} \cong \sqrt[3]{3V_{(100;5)} \cdot \frac{2\%}{2} \cdot \frac{2\%}{2}} = 278\ mm > 2\% \cdot 12000\ mm \tag{16}$$

Oznacza to, że poziom wody w koszach połaci dachowej zdecydowanie przekroczy poziom, na którym zaczyna działać awaryjna instalacja odwodnienia dachu. Dla natężenia deszczu miarodajnego w przybliżeniu cała zlewnia nad polem dokowym może ulec zalaniu, a dla natężenia deszczu stuletniego jej objętość przekroczy objętość zlewni. Lokalne obciążenie spowodowane wysokością wody ponad 20 cm będzie wynosiło powyżej 2,0 kPa, czyli odpowiadające wadze powyżej 200 kg/m^2. Te wartości zdecydowanie przekraczają nawet obliczeniowe wielkości obciążeń od śniegu i wiatru (prawie dwukrotnie) i spowodowałyby prawdopodobnie utratę nośności w pierwszej kolejności blachy trapezowej dachowej, a następnie zerwanie łączników na styku z kratownicami stalowymi i rozszczelnienie połaci lub utratę nośności płatwi kratowej opartej najbliżej środka rozpiętości podciągu kratowego. W powyższych obliczeniach przyjęto, że istniejąca konstrukcja została zaprojektowana na graniczną wartość ugięcia dla kombinacji częstej, wobec czego przyjęto, że wobec tak znacznego przewyższenia obciążenia projektowego od śniegu dla w/w kombinacji ugięcie kratownicy spowoduje, że poziom wody nie przekroczy dolnej krawędzi attykowego przelewu awaryjnego.

Przyjmując jako analogię rozkład obciążenia prostokątnego – w celu osiągnięcia 236 mm ugięcia dla podciągu kratowego zaprojektowanego na maksymalne ugięcie w kombinacji częstej – wystarczyłoby równoważne obciążenie powierzchniowe zmienne:

$$q = \frac{236 \cdot (0{,}144 + 0{,}30 + 0{,}15 + 0{,}15)}{96} - 0{,}30 - 0{,}15 - 0{,}15 = 1{,}23 \frac{kN}{m^2} \rightarrow V_{123mm\ H_2O} = 708\ kN \tag{17}$$

Stosując równoważny rozkład obciążenia od wody o objętości odwróconego ostrosłupa zamiast powierzchniowego równomiernie rozłożonego otrzymujemy jego wysokość:

$$H_{(121mm\ H_2O)} \cong \sqrt[3]{3 \cdot 0{,}123 \cdot 24 \cdot 24 \cdot \frac{2\%}{2} \cdot \frac{2\%}{2}} = 277\ mm \approx 2\% \cdot 12000\ mm \tag{18}$$

Ta równoważna wartość obciążenia od słupa wody wysokości 123 mm w odniesieniu do jednego pola konstrukcyjnego o wymiarach 24×24 m jest porównywalna do wartości obciążenia od wody dla deszczu $q_{(100;5)}$, który spadnie w danej zlewni w ciągu 5 minut. Wysokość słupa wody przekroczy wartość ugięcia podciągu kratowego jedynie o około 4 cm, co oznacza, że nie osiągnie poziomu przelewu awaryjnego w attyce.

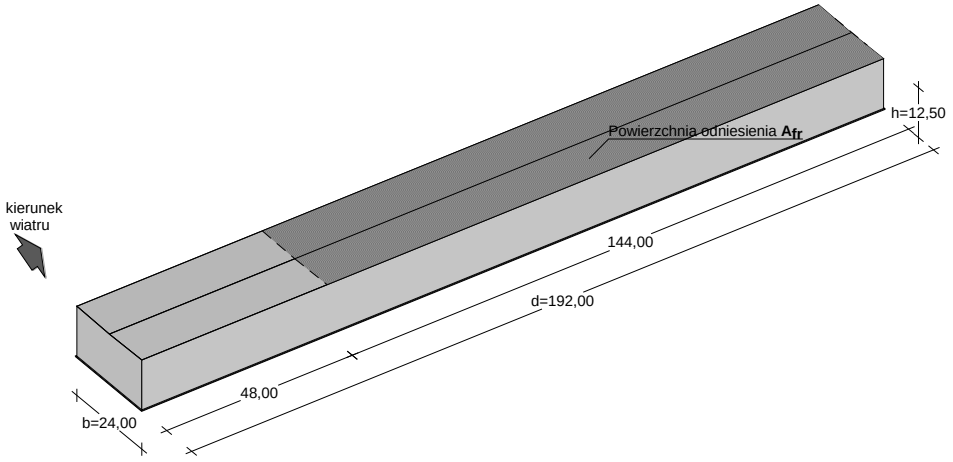
Powyższe szacunki pokazują, że nawet dla obciążenia od miarodajnego natężenia obliczeniowego deszczu $q_{(100;5)}$ – przy założeniu braku działania podstawowej instalacji odwodnienia dachu – w przypadku zaprojektowania konstrukcji zgodnie z normą (spełniającej warunek ugięć L/250 dla kombinacji częstej) awaryjne odwodnienie dachu w postaci przelewów attykowych może nie działać z uwagi na dopuszczalne normowo ugięcia konstrukcji.

Dodatkowo należy zauważyć, że w/w obliczenia analizują wyłącznie ugięcia podciągu kratowego – przy założeniu braku ugięcia płatwi kratowych i blachy trapezowej.

W rzeczywistości objętość worka na wodę deszczową będzie większa z uwagi na to, że pozostałe elementy konstrukcyjne nie są ciałami sztywnymi.

4. Wpływ wiatru na przemieszczanie wody opadowej

Wcześniejsze obliczenia dotyczyły przypadku, gdzie opadowi deszczu nie towarzyszy wiatr i zjawisko przemieszczania wody na dachu wskutek tarcia od wiatru na powierzchnie poziome. Można sobie wyobrazić, że w przypadku dachu o zlewniach znacznej długości może dojść do sytuacji, gdzie woda opadowa zostaje spiętrzona z jednej ze stron budynku z uwagi na jej przesuwanie po połaci wskutek oddziaływania wiatru. Zgodnie z normą [9] możliwe jest wyznaczenie wielkości siły od wiatru powodującej tarcie o gładką powierzchnie dachu. Dla zlewni o długości 192 m, szerokości 24 i wysokości budynku 12,5 m siłę tę można obliczyć dla często spotykanej II kategorii terenu i lokalizacji w północno-zachodniej Polsce jako:



Rys. 3. Geometria zlewni do wyznaczenia siły tarcia od wiatru.

$$F_{\mathrm{fr}} = \mathrm{c}_{fr} \cdot q_{p(ze)} \cdot \mathrm{A}_{fr} \tag{19}$$

gdzie:
$v_{b,0}$ – wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru; przyjęto $v_{b,0}$ = 26 m/s
c_{dir} – współczynnik kierunkowy; przyjęto c_{dir} = 1,0
c_{season} – współczynnik sezonowy; przyjęto c_{season} = 1,0
v_b – bazowa prędkość wiatru; przyjęto $\mathrm{v_b} = \mathrm{c_{dir}} \cdot \mathrm{c_{season}} \cdot \mathrm{v_{b,0}}$ = 26,00 m/s
z_e – wysokość odniesienia; przyjęto $z_e = h$ = 12,50 m
$c_o(z_e)$ – współczynnik orografii; przyjęto $c_o(z_e)$ = 1,0
k_I – współczynnik turbulencji; przyjęto k_I = 1,0
$c_r(z_e)$ – współczynnik chropowatości; przyjęto $c_r(z_e) = 1{,}0 \cdot (12{,}5/10)0{,}17 = 1{,}04$
$v_m(z_e)$ – średnia prędkość wiatru; przyjęto $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b$ = 27,01 m/s
$I_v(z_e)$ – intensywność turbulencji; przyjęto $I_v(z_e) = k_I/(c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0))$ = 0,181
ρ – gęstość powietrza; przyjęto ρ = 1,25 kg/m³
$q_p(z_e)$ – szczytowe ciśnienie prędkości; $q_p(z_e) = [1+7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e)$ = 1,034 kPa
c_{fr} – współczynnik tarcia o powierzchnię dachu; przyjęto dla gładkiej powierzchni c_{fr} = 0,01
A_{fr} – powierzchnia odniesienia; przyjęto $A_{fr} = 24{,}01 \cdot 144{,}00 = 3456{,}76$ m²

$$F_{\mathrm{fr}} = 0{,}01 \cdot 1{,}034 \cdot 3456{,}76 = 35{,}73\ \mathrm{kN} \tag{20}$$

Trudno sobie wyobrazić sytuację, w której wiatr wywierając ciśnienie zewnętrzne na połać dachu nie powoduje jednocześnie powstania siły składowej równoległej do powierzchni zlewni. Jak widać po powyższych obliczeniach siła ta – dla pojedynczej zlewni o szerokości 24 i długości 192 m wynosi ponad 35 kN. Zdaniem autora – w przypadku opadów deszczu o znacznym natężeniu przesunięcie wzdłuż zlewni warstwy wody o grubości nawet 10 cm może spowodować jej wyraźne spiętrzenie do wartości przekraczających projektowane wartości obliczeniowe obciążeń klimatycznych w szczególności przy rozbiciu fali o attykę. Spowoduje to dociążenie konstrukcji budynku w jego najbardziej newralgicznym miejscu, czyli najbardziej narażonym na ugięcia konstrukcji.

Zjawisko falowania wody – w szczególności na płaskim dachu hali wielkopowierzchniowej – jest bardzo trudne do uwzględnienia podczas wymiarowania konstrukcji budowlanych, w szczególności w typowych obliczeniach inżynierskich. Nawet pod kątem naukowym te zjawisko nie zostało do tej pory wyjaśnione, a tym bardziej znormalizowane.

5. Wydajność przelewów awaryjnych

W celu wyznaczenia wydajności przelewów awaryjnych przyjęto pod kątem hydrauliki dwa schematy ich pracy [12]:

– dla wysokości wody opadowej nie przekraczającej poziomu górnej krawędzi przelewu awaryjnego zakwalifikowano go jako przelew niezatopiony o ostrej krawędzi zgodnie ze wzorem:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H + \frac{v_0^2}{2 \cdot g})^{1,5} \tag{21}$$

$$\mu = (0{,}6075 + \frac{0{,}0045}{H} - 0{,}045\frac{B-b}{B}) \left[1 + 0{,}55(\frac{H}{H+p})^2\right] \tag{22}$$

gdzie:
μ – współczynnik przepływu wg wzoru Bazina ze składnikiem dot. tłumienia przepływu bocznego,
b – szerokość przelewu; przyjęto b = 1,0 m,
g – przyśpieszenie ziemskie; przyjęto g = 9,81 m/s^2,
H – wysokość wody płynącej przez przelew,
B – szerokość zwierciadła wody przed przelewem,
p – wysokość progu; przyjęto p = 0,05 m,
v_0 – prędkość dopływowa, czyli iloraz wydatku i pola powierzchni przekroju przed przelewem,

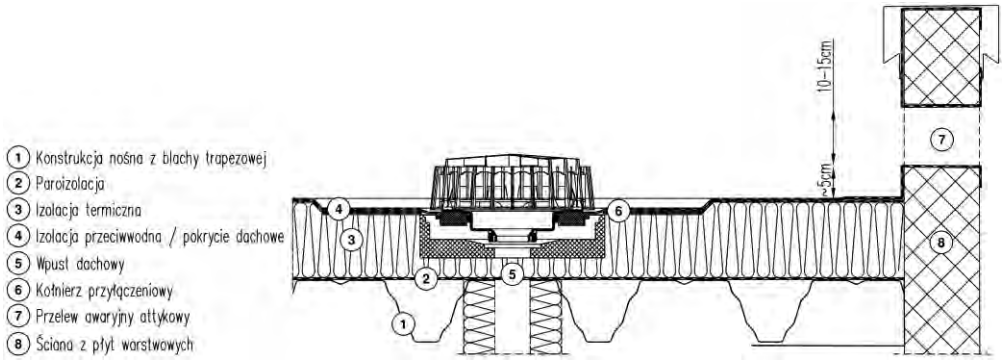
– dla wysokości wody opadowej przekraczającej poziomu górnej krawędzi przelewu awaryjnego zakwalifikowano go jako duży otwór niezatopiony zgodnie ze wzorem:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_0 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[(H_1 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g})^{1,5} - (H_2 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g})^{1,5}\right] \tag{23}$$

gdzie:
μ_0 – współczynnik przepływu dla otworu niezatopionego; przyjęto konserwatywnie μ_0 = 0,6
H_1 – wysokość wody licząc od spodu przelewu,
H_2 – wysokość wody licząc od wierzchu przelewu.

Zgodnie z najpowszechniejszymi wytycznymi branżowymi – przelewy awaryjne attykowe zaleca się jako wykonywane o wysokości między 10–15 cm zlokalizowane około 5 cm

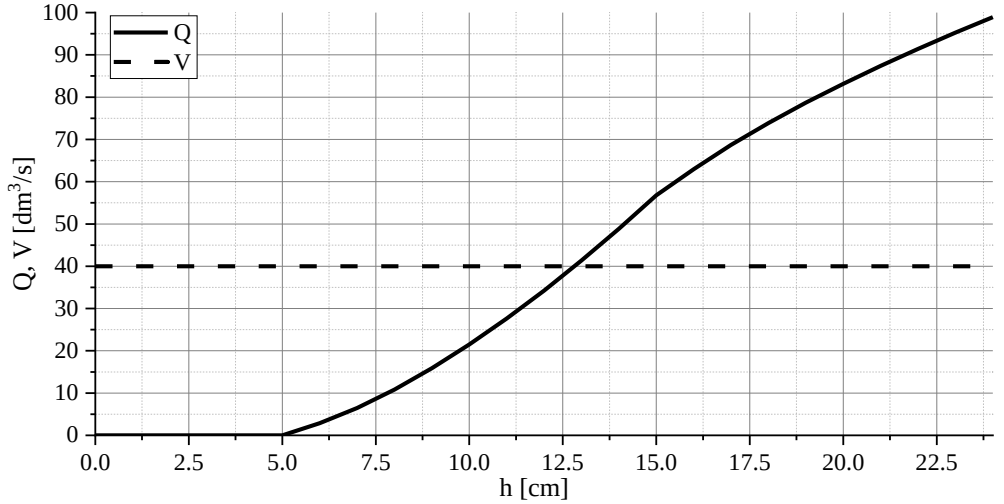
powyżej poziomu połaci dachu – zgodnie z poniższym rysunkiem. Przyjmuje się szacunkowo, że na każde 25 cm^2 powierzchni otworu awaryjnego przypada wydatek rzędu 1 dm^3/s.



Rys. 4. Geometria typowego wpustu podciśnieniowego oraz przelewu awaryjnego attykowego.

Bazując na powyższych informacjach – dla zlewni o wymiarach 24×192 m i natężeniu opadu 316 l/s/ha oszacowano, że niezbędne jest wykonanie przelewów awaryjnych o łącznej wydajności V = 145,6 dm^3/s i powierzchni 3640 cm^2. Dobrano wobec tego 4 sztuki przelewów awaryjnych o szerokości 100 cm i wysokości 10 cm oraz szacowanej wydajności 40 dm^3/s każdy (zazwyczaj umieszcza się te przelewy symetrycznie po obu stronach dachu, po 1 szt. na stronę zlewni względem najniższego punktu zlewni)

Dla dobranej wyżej geometrii przelewów awaryjnych przedstawiono niżej zależność wysokości zwierciadła wody od poziomu połaci dachu h [m] oraz przepływu przez otwór attykowy Q [dm^3/s]. Przerywaną linią oznaczono wydajność przelewu awaryjnego, która wynika z szacunkowego doboru.



Z powyższego wykresu wynika, że szacowana wydajność przelewu awaryjnego zostanie osiągnięta dopiero przy wysokości wody sięgającego powyżej 13 cm nad poziom połaci dachu, a więc gdy poziom wody w przelewie awaryjnym przekroczy około 80% jego wysokości. To spowoduje przyłożenie do podciągu kratowego równoważnego średniego obciążenia powierzchniowego równego około 0,352 kN/m^2, co z kolei – bazując na założeniach z rozdziału 3 – może wywołać łączne ugięcie tego elementu wynoszące około 12,3 cm.

Ugięcie te spowoduje powstanie worka z wodą deszczową i dalszą propagację ugięcia przed osiągnięciem wydajności przelewów awaryjnych zdolnych usunąć z dachu wodę z opadu normatywnego (przy założeniu, że instalacja odwodnienia podstawowego nie działa). Obliczenia z niniejszego rozdziału dotyczą sytuacji optymistycznej, która zakłada, że w trakcie deszczu o dużym natężeniu nie występują podmuchy wiatru zdolne spiętrzyć wodę opadową powodując powiększenie wydatku wody do awaryjnego usunięcia po jednej ze stron dachu budynku, a co w przypadku obiektu o znacznej powierzchni może być krytyczne.

6. Podsumowanie

Z powyższych analiz wynika, że istnieją znaczne braki normatywne dotyczące sposobu uwzględniania awaryjnego odprowadzenia wody opadowej z dachów, co jest istotne w szczególności dla wielkopowierzchniowych hal z połaciami dachów o niewielkim pochyleniu. Problemy z projektowaniem zgodnym z normami pojawiają się już na etapie wyznaczania natężenia deszczu awaryjnego dla instalacji odwodnienia dachu. Projektanci korzystają z najczęściej z norm niemieckich, a także z kilkudziesięcioletnich norm polskich, które zostały już oficjalnie wycofane. Odwołują się także do zaleceń producentów systemów odwodnienia dachów. Nie ma obowiązujących norm polskich, które mówią jednoznacznie na jakie natężenie deszczu należy projektować instalacje podstawowe i awaryjne odwodnienia dachu, a podejście – w szczególności do instalacji odwodnienia awaryjnego – może skutkować znacznymi różnicami w kształcie instalacji.

W normach do projektowania konstrukcji budowlanych nie ma wytycznych dotyczących uwzględniania obciążenia od wody deszczowej w wymiarowaniu elementów konstrukcyjnych. Z przeprowadzonych w niniejszej pracy szacunków wynika, że można zaprojektować konstrukcję zgodnie z normą, lecz nie będzie ona w stanie zapewnić właściwej pracy układu awaryjnego odwodnienia dachu bazującego na przelewach attykowych. Jest to szczególnie niebezpieczne w przypadku wielkopowierzchniowych hal o dachu płaskim ze zdublowaną rozpiętością konstrukcyjną w rejonie dokowania. Na szczęście bardzo rzadko występują sytuacje, w których wszystkie wpusty odwodnienia podstawowego nie działają poprawnie, ale przecież mogą one wystąpić.

Najbardziej efektywnym sposobem odwodnienia awaryjnego zdaniem autora jest zastosowanie awaryjnego układu wpustów i rurarzu będącego w stanie odprowadzić wodę z najniższych miejsc w połaci dachu. W tej sytuacji ugięcie konstrukcji będzie wpływało pozytywnie, bo spowoduje zalanie wpustów podstawowych i awaryjnych i ich najbardziej efektywną pracę, aż do odprowadzenia niezbędnej ilości wody opadowej. Znaczne przesztywnienie układów konstrukcyjnych w strefach dokowania czy zastosowanie przeciwstrzałki ugięcia może prowadzić do niekontrolowanego nagromadzenia się wody opadowej w którymś polu konstrukcyjnym w środku szerokości hali, bo największa ilość wody będzie się gromadziła tam, gdzie w danym momencie powstaną maksymalne ugięcia.

Najbardziej newralgicznymi miejscami na połaci dachowej pod kątem odwodnienia awaryjnego są pola skrajne również z uwagi na to, że opadom nawalnym mogą towarzyszyć mocne podmuchy wiatru. Poprzez tarcie o powierzchnię dachu są one zdolne przesunąć wodę po długości zlewni i spowodować jej spiętrzenie w rejonie attyk, co jest szczególnie istotne dla bardzo długich zlewni występujących w budynkach wielkopowierzchniowych. Zjawisko to nie jest opisane w normach, lecz może w rzeczywistości wystąpić i spowodować lokalne przeciążenie konstrukcji.

Zdaniem autora powyższe zjawiska powinny znaleźć miejsce w normach będących podstawą do projektowania budynków w szczególności dlatego, że zjawiska pogodowe,

które pojawiają się w ostatnich latach są coraz bardziej gwałtowne [6] i mogą powodować realne ryzyko dla bezpieczeństwa użytkowania obiektów budowlanych.

W przypadku niejednoznacznych wytycznych dot. projektowania i działania awaryjnych instalacji odwodnienia awaryjnego dachu – co wynika z powyższych analiz – niezwykle ważne dla bezpiecznego użytkowania obiektów budowlanych staje się utrzymanie podstawowej instalacji odwodnienia dachu we właściwym stanie.

Literatura

1. PN-92/B-01707 Instalacje kanalizacyjne. Wymagania w projektowaniu. 1992, Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości.
2. PN-EN 12056-3:2002 Systemy kanalizacji grawitacyjnej wewnątrz budynków. Część 3: Przewody deszczowe. Projektowanie układu i obliczenia. 2002, PKN.
3. Bogdanowicz E. i Stachy J., Maksymalne opady deszczu w Polsce: charakterystyki projektowe. 1998, Warszawa: Instytut Podstawowyuch Problemów Techniki.
4. Błaszczyk W., Stamatello P., i Błaszczyk P., Kanalizacja. Sieci i pompownie, tom 1. 1983, Warszawa: Arkady.
5. DIN 1986-100 Entwasserungsanlagen fur Gebaude und Grundstucke – Teil 100: Bestimmungen in Verbindung mit DIN EN 752 und DIN EN 12056. 2016, Deutsches Institut Fur Normung E.V.
6. IPCC, Climat Change and Land. An IPCC Special Report on climat change, desertification, land degradation, sustainable land management, food security, and greenhouse gas fluxes in terrestrial ecosystems. 2021.
7. PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. 2004, PKN: Warszawa.
8. PN-EN 1991-1-3 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Odziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem. 2005, PKN: Warszawa.
9. PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4 Odziaływania ogólne – Obciążenie wiatru. 2008, PKN: Warszawa.
10. PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. 2006, PKN: Warszawa.
11. PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. 2004, PKN: Warszawa.
12. Szuster, A. i B. Utrysko, Hydraulika i podstawy hydromechaniki. 1992, Warszawa: Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej.

Drainage of flat roofs in large-area facilities

Key words: roof drainage, emergency roof drainage, emergency overflows, halls, large-footprint buildings

Wady zabytkowej więźby dachowej przyczyną zmiany jej schematu statycznego

KAMIL ZIMIŃSKI[1, *], MONIKA MACKIEWICZ[1], JOANNA AGNIESZKA PAWŁOWICZ[2]
[1]Politechnika Białostocka, Wydział Budownictwa i Nauk o Środowisku
[2]Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, Wydział Geoinżynierii

Streszczenie: Tradycyjne złącza ciesielskie charakteryzują się wysoką nośnością i trwałością zweryfikowaną przez długi okres użytkowania. Na przykładzie zabytkowej więźby dachowej przedstawiono zmianę schematu statycznego, która nastąpiła w wyniku wykonania nieprawidłowych tradycyjnych złączy ciesielskich oraz nadmiernego odchylenia od pionu ścian konstrukcyjnych. Część złączy ciesielskich była nieodpowiednia do przeniesienia rzeczywistych sił występujących w węzłach, w wyniku czego część elementów została wyłączona ze współpracy, ponieważ nie przenosiła sił rozciągających. Skutkowało to dużymi deformacjami więźby dachowej. Na podstawie wykonanych pomiarów geodezyjnych (tachimetr, skaner laserowy 3D) i obliczeń statycznych wskazano mechanizm zmiany schematu statycznego. Dzięki przeprowadzonym wcześniej autorskim badaniom, klasę drewna określono za pomocą urządzenia Woodtester. Naprawę więźby dachowej proponuje się przeprowadzić poprzez modyfikację wadliwych połączeń.

Słowa kluczowe: zmiana schematów statycznych, konstrukcje drewniane, badania nieniszczące, skaning laserowy, obliczenia numeryczne

1. Ogólna charakterystyka obiektu

Kościół został zbudowany w latach 1579–1601. W latach 1901–1902 dokonano kapitalnej przebudowy kościoła, w trakcie której wykonano sufit drewniany w stylu weneckim. Do 1930 r. kościół pokryty był dachówką, którą zastąpiono pokryciem z blachy.



Rys. 1. Zabytkowy budynek kościoła: a) elewacja boczna, b) widok sufitu w stylu weneckim.

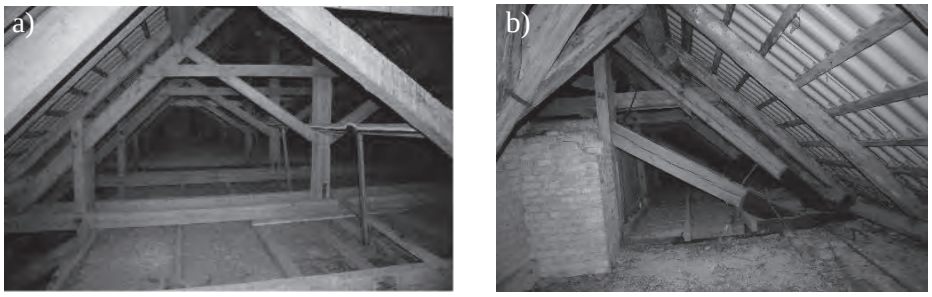
*Autor do korespondencji: *kamilziminski@op.pl*

W 1944 r. po ostrzale artyleryjskim, zniszczona wieża kościoła uszkodziła dach i sufit. Uszkodzone dwa pierwsze wiązary od strony wieży zostały naprawione w 1945 r. W 1998 r. wymieniono pokrycie dachu kościoła na blachodachówkę. Widok elewacji bocznej budynku kościoła oraz widok wnętrza kościoła z sufitem w stylu weneckim pokazano na rys. 1.

2. Więźba dachowa

Głównymi elementami konstrukcyjnymi więźby dachowej jest dziesięć wiązarów drewnianych wykonanych w konstrukcji wieszarowej jednowieszakowej z krzyżulcami i nieciągłym pasem dolnym (rys. 2). Nieciągłość pasa dolnego jest spowodowana podwyższeniem cześci sufitu w nawie środkowej o około 1,6 m w stosunku do sufitów bocznych (rys. 1b).

Wiązary wieszarowe są rozmieszczone w rozstawie około 2,76 m. Na wiązarach opierają się płatwie dachowe, a na nich krokwie. Wiązary opierają się na ścianach podłużnych za pośrednictwem murłat o przekroju 17×15 cm. Murłaty znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie wewnętrznych krawędzi ścian. Przestrzeń pomiędzy murłatami, a murem wypełniona jest zaprawą wapienną dzięki czemu niemożliwy jest przesuw murłaty w kierunku zewnętrznym. Belki skrajne i środkowe, do których mocowany jest sufit, wykonano z krawędziaków o przekroju 23×29 cm. Na belkach skrajnych opierają się zastrzały dolne o przekroju 23×29 cm, zastrzały górne o przekroju 22×22 cm oraz słupy. Słupy wykonano jako dwudzielne o przekroju 2× 15×23 cm, skręcone ze sobą śrubami. Zastrzały dolne z jednej strony opierają się na belkach skrajnych, natomiast z drugiej strony stykają się z belką główną i opierają się na słupach. Przesuw zastrzału oraz belki środkowej w kierunku pionowym oraz na boki w tym połączeniu jest niemożliwy. Na podstawie analizy połączenia zastrzału z belką środkową oraz połączenia obu tych elementów ze słupem, stwierdzono, że zastrzały dolne i belki środkowe nie są w stanie przenosić sił rozciągających. Zastrzały dolne oraz zastrzały górne połączone są z belkami skrajnymi na wręby czołowe oraz dodatkowo za pomocą prętów i klamer. Połączenia takie również nie są w stanie przenieść sił rozciągających w zastrzałach. Bezpośrednio nad belką główną znajdują się kleszcze o przekroju 2× 12×22 cm. Kleszcze, zastrzały górne oraz słupki połączone są ze sobą za pomocą śrub. Pomiędzy zastrzałem górnym a kleszczami umieszczone są drewniane klocki dystansowe. Kleszcze nie są połączone z wieszakiem, który może swobodnie się przemieszczać względem kleszczy. Wieszaki połączone są w kalenicy z zastrzałami górnymi na wręby czołowe wykonane w wieszaku. Identycznie wykonano połączenie wieszaka z krzyżulcami. Krzyżulce połączone są z zastrzałami górnymi na gniazda i czopy.



Rys. 2. Widok konstrukcji wiązarów dachowych: a) nad sufitem środkowym, b) nad sufitem bocznym.

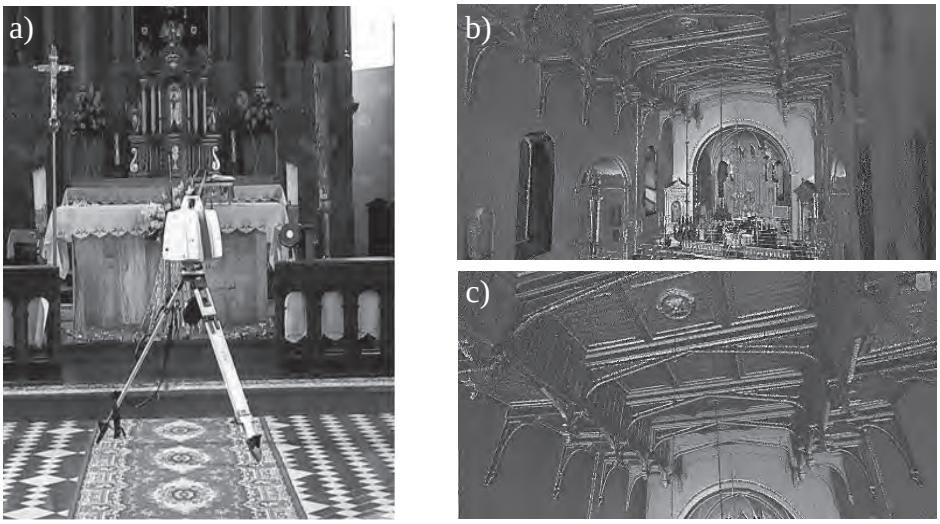
W części wiązarów naprawiane było połączenie zastrzałów z belkami bocznymi. W zastrzałach w miejscu styku z belką wykonano fleki drewniane odtwarzając w ten sposób

prawidłową pracę połączenia tych elementów na wrąb czołowy. Naprawy tego typu były wymuszone degradacją końcówek drewna.

Sufit oraz ściany pionowe pomiędzy sufitami bocznymi a sufitem środkowym od strony strychu wykonano z desek. Od strony nawy do spodu bocznych i środkowych belek mocowane są drewniane łuki pełniące funkcję ozdobną. Dolne krawędzie ścian drewnianych również zakończone są drewnianymi łukami pełniącymi funkcję ozdobną (rys. 1b).

3. Pomiary, badania

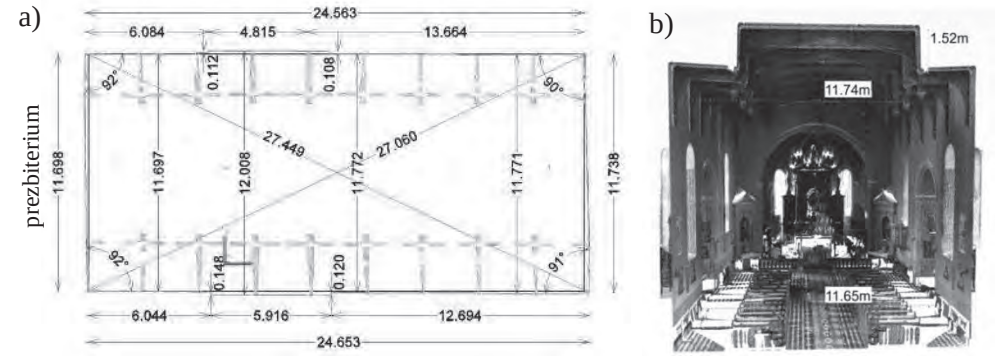
Za pomocą tachimetru geodezyjnego zmierzono pionowe ugięcia belek sufitu. Natomiast za pomocą skanera laserowego 3D (rys. 3) wykonano skanowanie wnętrza kościoła, na podstawie którego uzyskano dane w postaci chmury punktów. Korzystając z chmury punktów wykonano pomiary geometrii ścian, sufitu oraz belek sufitowych. Możliwe było sprawdzenie pionowości ścian, deformacji sufitu, belek sufitowych oraz ścian pomiędzy sufitami bocznymi i sufitem środkowym. Widok wnętrza kościoła w czasie pomiaru skanerem laserowym ScanStation C10 firmy Leica pokazano na rys. 3a, natomiast widok sufitu w stylu weneckim w postaci chmury puntów pozyskanej z pomiaru skanerem laserowym pokazano na rys. 3b, c. Metoda skanowania laserowego była wykorzystana z powodzeniem między innymi przy inwentaryzacji innego zabytkowego kościoła [1].



Rys. 3. Skanowanie laserowe: a) widok skanera laserowego ScanStation C10 firmy Leica i niebieskiej tarczy referencyjnej w trakcie pomiaru, b) c) widok sufitu w chmurze punktów w kolorach intensywności odbicia lasera.

Ściany nadziemia

Różnica rozpiętości pomiędzy ścianami podłużnymi mierzona od strony chóru oraz w środku długości ściany wynosi 40 mm, natomiast mierzona przy prezbiterium oraz w środku długości ściany wynosi 70 mm (rys. 4a). Ściany podłużne są wychylone na zewnątrz. Na podstawie pomiarów geodezyjnych stwierdzono, że w połowie długości ścian podłużnych ich odchyłka od pionu wynosi około 5,5 cm.

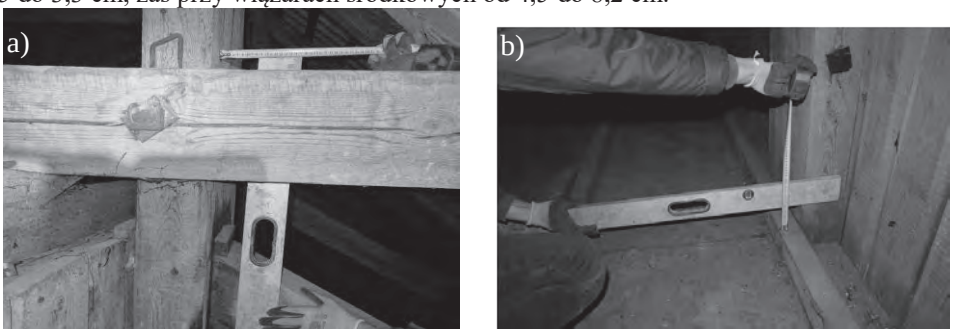


Rys. 4. Geometria budynku kościoła pomierzona na podstawie chmury punktów: a) przekrój poziomy – chmura w kolorach intensywności odbicia, b) przekrój pionowy przez wiązar nr 6 – chmura punktów z nałożonymi zdjęciami.

Sufit i więźba dachowa

Na podstawie wykonanych pomiarów za pomocą tachimetru stwierdzono ugięcie skrajnych belek w odniesieniu do poziomu ścian podłużnych wynoszące:
– w wiązarach skrajnych od 8 do 40 mm,
– w wiązarach pośrednich od 53 do 132 mm.

Wykonane pomiary za pomocą łaty od strony strychu (rys. 5) potwierdziły wartości odchylenia skrajnych belek otrzymanych na podstawie pomiaru tachimetrem. Za pomocą łaty zmierzono odchyłki od pionu ścian drewnianych łączących boczne sufity z sufitem środkowym. Odchyłka od pionu ścian pionowych sufitu przy skrajnych wiązarach wynosi od 0,5 do 3,3 cm, zaś przy wiązarach środkowych od 4,5 do 8,2 cm.



Rys. 5. Pomiar przemieszczeń sufitu za pomocą łaty: a) ściany pionowej łączącej sufit środkowy z sufitem bocznym, b) sufitu bocznego.

Deformacje wiązarów zostały potwierdzone na podstawie analizy chmury punktów uzyskanej podczas skanowania laserowego. Widok deformacji wiązara środkowego pokazano na rys. 4b.

Rozpiętość pomiędzy drewnianymi, pionowymi ścianami sufitu środkowego przy chórze wynosi 7,097 m, przy prezbiterium 7,05 m, natomiast w środku długości nawy głównej wynosi 7,175 m. Różnica wymiarów pomiędzy pionowymi ścianami sufitu środkowego mierzona przy chórze oraz w środku długości ściany wynosi 78 mm, natomiast różnica wymiarów mierzonych przy prezbiterium oraz w środku długości ściany wynosi 125 mm.

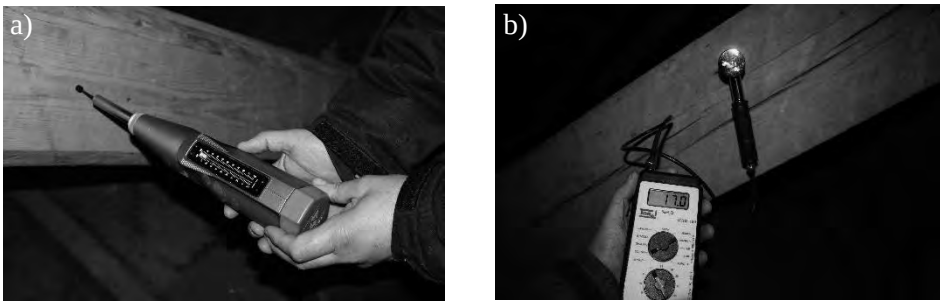
Ugięcia sufitu są również widoczne na przekroju podłużnym pokazanym na rys. 6.



Rys. 6. Przekrój podłużny uzyskany z chmury punktów w naturalnych kolorach.

Badania nieniszczące: badanie twardości drewna oraz pomiar wilgotności

W celu określenia klasy wytrzymałości drewna, z którego wykonano więźbę dachową, przeprowadzono szereg badań twardości drewna. Badania wykonano za pomocą urządzenia Woodtester (rys. 7a). Na podstawie opracowanej autorskiej metody wykorzystującej pomiar twardości drewna w korelacji do jego modułu sprężystości oszacowano klasę wytrzymałości drewna analizowanej konstrukcji jako C24. Badania drewnianych elementów konstrukcyjnych przy użyciu urządzenia Woodtester przedstawiono między innymi w pracy [2].



Rys. 7. Badania nieniszczące: a) pomiar twardości drewna za pomocą urządzenia Woodtester, b) pomiar wilgotności drewna za pomocą wilgotnościomierza.

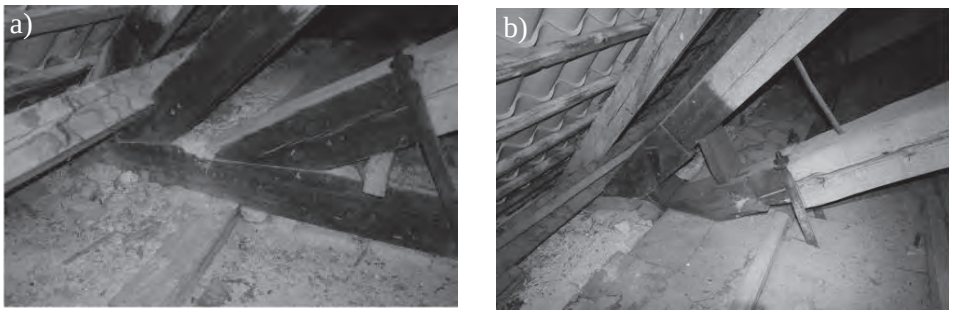
Wilgotność drewna, z którego wykonano więźbę dachową, zbadano kilkakrotnie w ciągu roku w celu określenia średniej wilgotności drewna oraz maksymalnych amplitud zmian wilgotności (rys. 7b). Pod koniec lata wilgotność drewna wynosiła 12–13%, w listopadzie 17%, a w lutym 22%. Okresowa zmiana wilgotności drewna ma ścisły związek z temperaturą i wilgotnością powietrza [3] i występuje powszechnie w konstrukcjach drewnianych na poddaszach nieogrzewanych. Przyjęto, że średnia wilgotność drewna wynosi 17%, a amplituda 5%. Według [4] wilgotność drewna odpowiada 2 klasie użytkowania.

Wady węzłów

Uszkodzenie końcówek zastrzałów w wyniku korozji biologicznej powoduje zniszczenie połączenia na wrąb czołowy zastrzałów z belką boczną. Uszkodzenia takie umożliwiają przemieszczanie się końcówek zastrzałów na zewnątrz w kierunku poziomym. W przypadku uszkodzenia końcówek zastrzałów lub wykonywania prac naprawczych polegających na

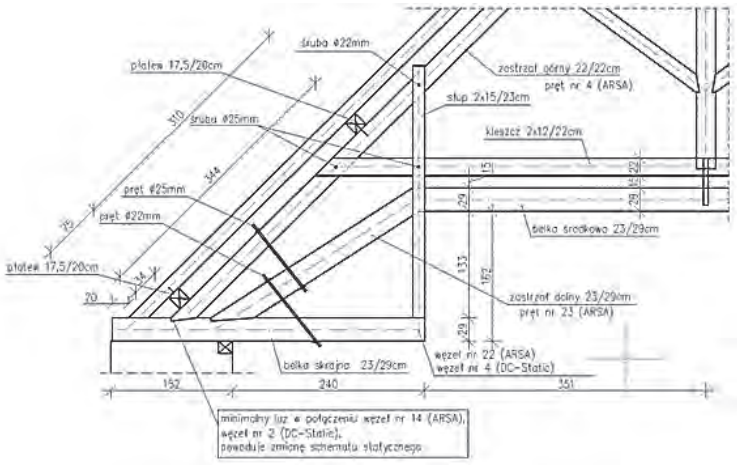
odtworzeniu końcówek zastrzałów w postaci fleków i jednocześnie braku właściwego podparcia i zabezpieczenia naprawianego wiązara, w wiązarze pojawią się dodatkowe odkształcenia spowodowane luzami w węźle. Może to doprowadzić do zmiany schematu statycznego wiązara, nawet pomimo wykonania naprawy.

Przedstawione na rys. 8a połączenie ciesielskie na wrąb czołowy może przenosić tylko siły ściskające występujące w zastrzale. Ze względu na brak dodatkowych łączników nie jest odpowiednie do przenoszenia sił rozciągających. Problematyka ta została poruszona w pracach [5, 6]. Widoczny na rys. 8b pręt łączący zastrzał górny z dolnym jest wygięty, co wskazuje na to, że nastąpiło przesunięcie względem siebie zastrzału górnego i dolnego.



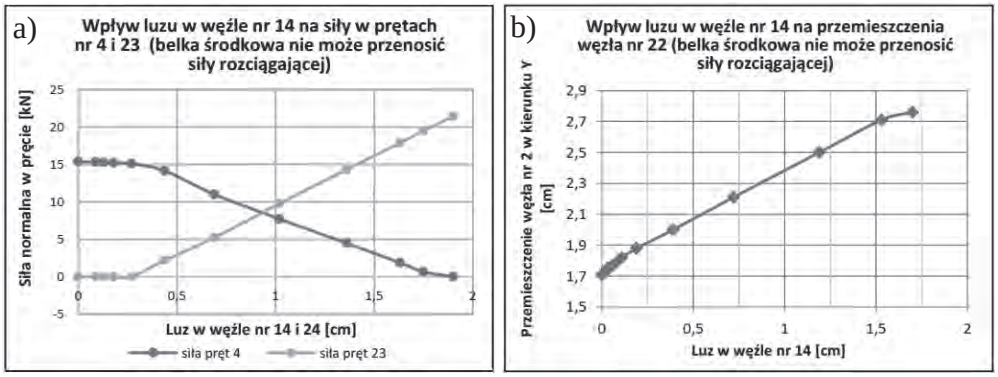
Rys. 8. Połączenie zastrzałów z belką skrajną: a) uszkodzone połączenie ciesielskie na wrąb czołowy, b) końcówki zastrzałów naprawione poprzez flekowanie.

Numerację węzłów i prętów dźwigara dachowego przyjętą na potrzeby wykonania obliczeń numerycznych pokazano na rys. 9. Na podstawie przeprowadzonej analizy wykonanej za pomocą programu ARSA wykazano, że ewentualne luzy w węźle nr 14 mają wpływ na redystrybucję sił w zastrzale dolnym i górnym oraz na zwiększone przemieszczenia węzła nr 22 (rys. 10). W przypadku braku luzu w węźle nr 14 maksymalna siła jest w zastrzale górnym, a w zastrzale dolnym zerowa. W momencie pojawienia się i zwiększania się luzu w węźle nr 14, siła stopniowo maleje w zastrzale górnym a rośnie w zastrzale dolnym aż do momentu całkowitego zaniku siły w zastrzale górnym i osiągnięcia maksimum w zastrzale dolnym. Z rys. 10a wynika, że wystarczy luz o wartości 1,7 cm, aby doprowadzić do całkowitej zmiany schematu statycznego oraz redystrybucji sił pomiędzy zastrzałem górnym i dolnym.

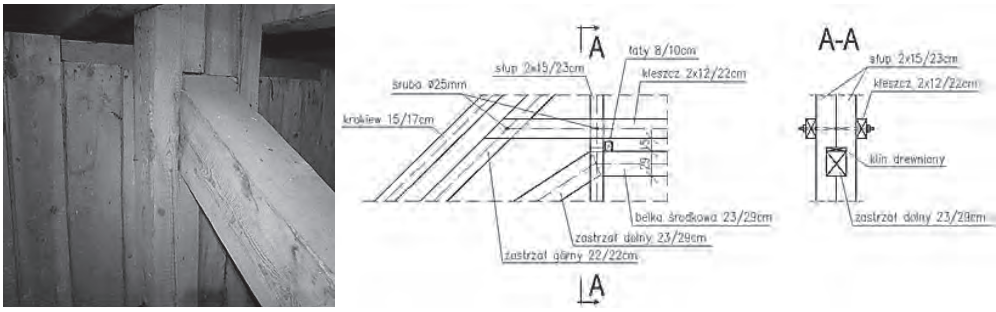


Rys. 9. Geometria wiązara dachowego z numeracją węzłów.

Taka sytuacja może wystąpić w przypadku uszkodzenia złącza ciesielskiego w wyniku korozji biologicznej drewna. Z rys. 8b wynika, że taka sytuacja miała miejsce i uszkodzone końcówki zastrzałów były naprawiane za pomocą flekowania. Degradacja drewna w złączu ciesielskim, a następnie wykonywanie prac naprawczych bez wcześniejszego podstemplowania wiązarów dachowych mogą powodować dodatkowe przemieszczenia węzła nr 22, a w konsekwencji dodatkową deformację więźby dachowej.



Rys. 10. Wpływ luzu w węźle nr 14: a) na siły w prętach nr 4 i 23, b) na przemieszczenia węzła nr 22.



Rys. 11. Połączenie zastrzału dolnego z belką środkową i słupem.

Zastrzał dolny osadzony jest w gnieździe w słupie i dodatkowo zablokowany za pomocą drewnianego klina (rys. 11). Z drugiej strony na słupie w identyczny sposób oparta jest belka środkowa. W węźle tym zastrzał oraz belka środkowa mają zablokowany przesuw na boki oraz do góry i do dołu. Połączenie belki środkowej z zastrzałem jest w stanie przenosić tylko siły ściskające występujące w zastrzale, ponieważ belka środkowa styka się z zastrzałem, natomiast nie jest połączona z zastrzałem żadnym dodatkowym łącznikiem umożliwiającym przeniesienie sił rozciągających.

Analiza deformacji wiązarów i obliczenia numeryczne

Różnica odległości pomiędzy drewnianymi ścianami pionowymi przy suficie środkowym (mierzona w poziomie belek skrajnych), pomiędzy pierwszym i drugim wiązarem od strony przezbiterium wynosi 36 mm, a od strony chóru (wykonanymi w 1945 r.) wynosi 25 mm. Różnica odległości pomiędzy drewnianymi ścianami pionowymi mierzona pomiędzy skrajnymi wiązarami a środkowym wynosi odpowiednio 78 i 125 mm.

Zbieżność odkształceń wiązarów przedskrajnych wykonanych na początku XX w. i w 1945 r. w stosunku do wiązarów skrajnych wskazuje na to, że przyczyna ich deformacji jest taka sama.

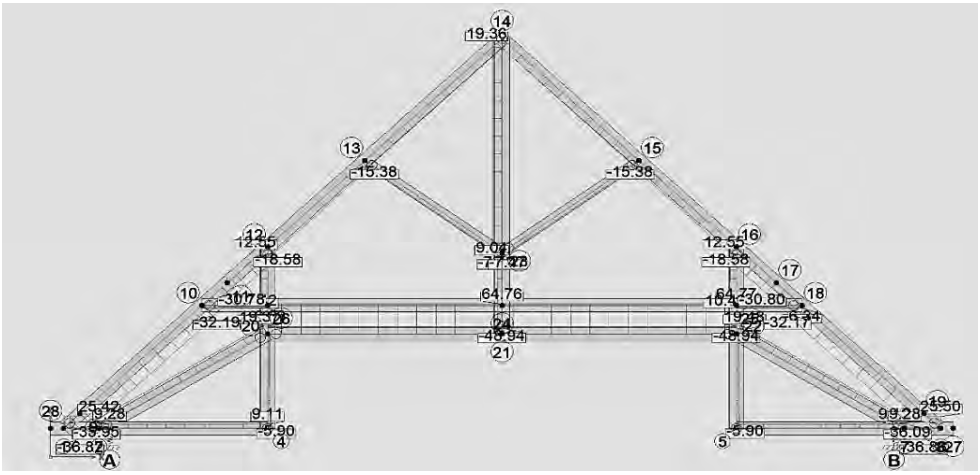
W programie ARSA 2018 oraz DC-Statik przeprowadzono analizę numeryczną. Uzyskane wartości deformacji zostały porównane do rzeczywistych. Analizę wykonano etapowo wprowadzając w modelu obliczeniowym kolejne zmiany według następujących wariantów:

1) Wariant A – wszystkie węzły przenoszą siły rozciągające, podpory w kierunku poziomym są nieprzesuwne.
2) Wariant B – zastrzały dolne oraz belka środkowa ze względu na konstrukcję węzłów nie przenoszą sił rozciągających, podpory w kierunku poziomym są nieprzesuwne.
3) Wariant C – zastrzały dolne oraz belka środkowa ze względu na konstrukcję węzłów nie przenoszą sił rozciągających, podpory w kierunku poziomym mają zadaną taką podatność, aby przemieszczenia węzłów podporowych wiązarów w kierunku poziomym były zgodne z rzeczywistymi (odchylenie ścian od pionu wynosi 5,5 cm).

W analizie uwzględniono tylko obciążenia stałe. Przyjęto założenie, że oddziaływanie wiatru jest krótkotrwałe, a śnieg w rzeczywistości będzie krótko zalegać na stromym dachu pokrytym blachodachówką. Dla kombinacji uwzględniającej obciążenie stałe, wiatr i śnieg program ARSA informuje o braku zbieżności problemu nieliniowego, co wskazuje na to, że przy tej kombinacji konstrukcja jest niestabilna.

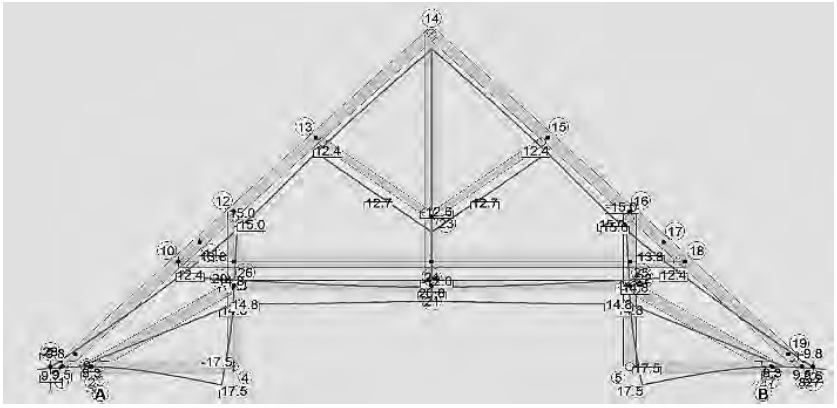
W przypadku murów relatywnie nowych liczne normy i źródła literaturowe podają wskazania umożliwiające szacowanie wytrzymałości muru w funkcji użytych komponentów. Stają się one praktycznie bezużyteczne w odniesieniu do konstrukcji zabytkowych [7]. Dlatego, aby zamodelować rzeczywistą sztywność ścian w kierunku poziomym przyjęto założenie, że podpory w kierunku poziomym mają zadaną taką podatność, aby przemieszczenia węzłów podporowych wiązarów w kierunku poziomym były zgodne z rzeczywistymi (odchylenie ścian od pionu wynosi 5,5 cm).

Na rysunkach 12–17 zaprezentowano schematy obliczeniowe wraz z wartościami uzyskanych sił wewnętrznych i przemieszczeń. W wariancie A uzyskano przemieszczenie pionowe węzła 4 równe 17,5 mm. Po uwzględnieniu braku możliwości przenoszenia sił rozciągających przez zastrzały dolne oraz belkę środkową, ale pozostawiając podpory nieprzesuwne (wariant B) uzyskano przemieszczenie pionowe równe 3,6 mm. Obie te wartości przemieszczeń nie są zgodne ze stanem rzeczywistym przemieszczenia konstrukcji.

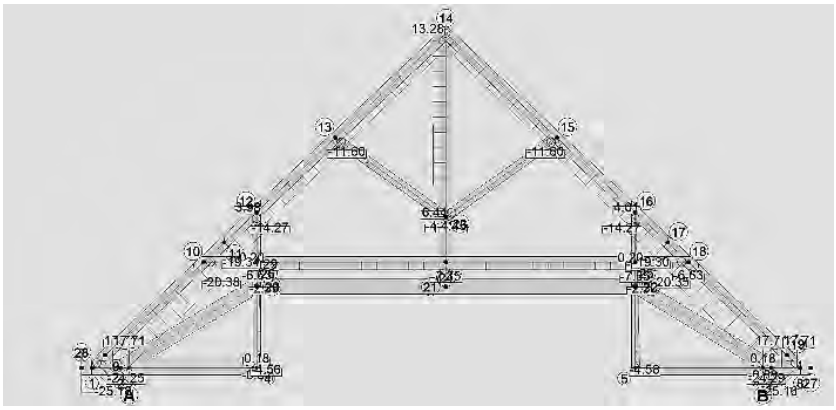


Rys. 12. Wykres sił podłużnych – wariant A.

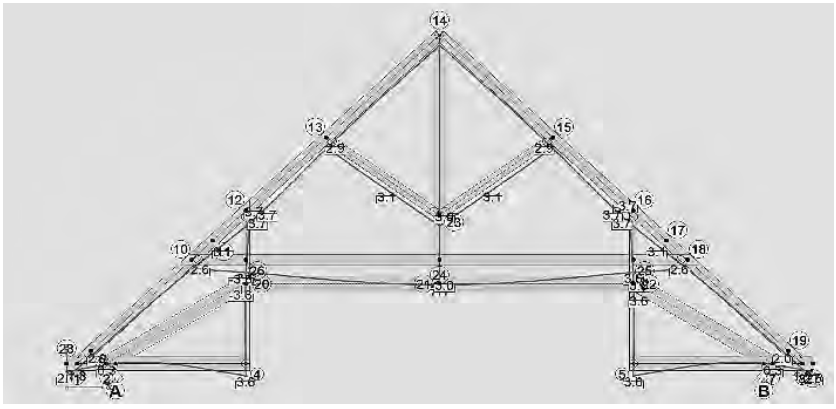
W wariancie C oprócz zachowania założenia, że zastrzały dolne oraz belka środkowa nie przenoszą sił rozciągających, wprowadzono podatnośc podpór wiązara w kierunku poziomym. Uzyskana wartość przemieszczenia pionowego to 75,3 mm. Wynik ten jest najbardziej zbieżny ze stanem rzeczywistym zdeformowanej konstrukcji.



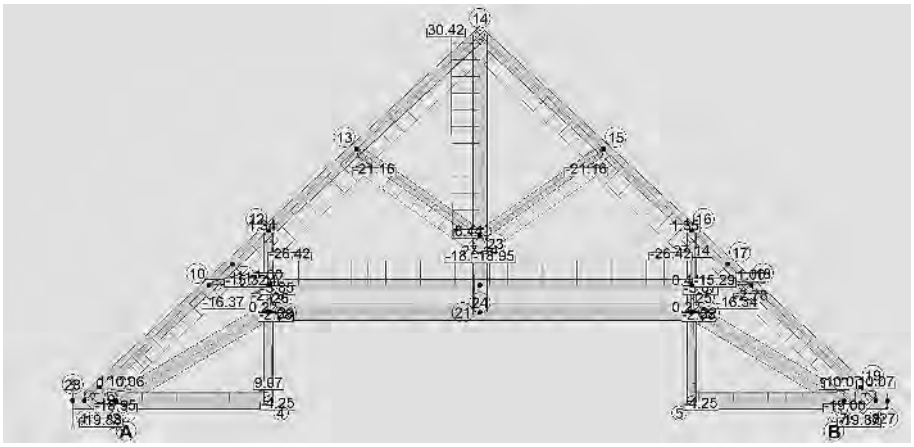
Rys. 13. Wykres deformacji – wariant A.



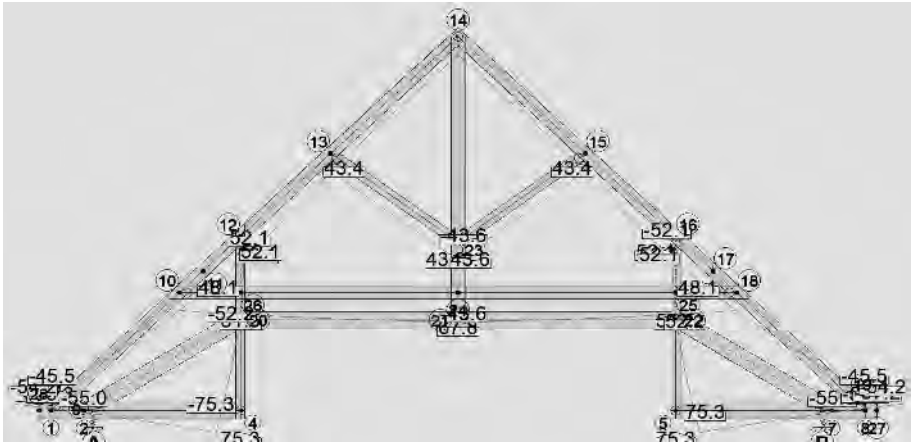
Rys. 14. Wykres sił podłużnych – wariant B.



Rys. 15. Wykres deformacji – wariant B.



Rys. 16. Wykres sił podłużnych – wariant C.



Rys. 17. Wykres deformacji – wariant C.

4. Wnioski końcowe

Obiekty zabytkowe z reguły były wielokrotnie przebudowywane i naprawiane. Część elementów konstrukcyjnych ulegała degradacji lub uszkodzeniom w wyniku działań antropogenicznych. Wszystkie te czynniki mogą mieć wpływ na deformacje konstrukcji i zmianę jej schematu statycznego.

Na podstawie analizy konstrukcji więźby dachowej zabytkowego obiektu wskazano, że zmiana schematu statycznego może być spowodowana:
– nieprawidłowo wykonanymi połączeniami,
– uszkodzeniami węzłów w wyniku degradacji materiału,
– nadmiernymi luzami w połączeniach spowodowanymi niedokładnościami ich wykonania,
– nieumiejętnie przeprowadzonymi pracami naprawczymi, na skutek, których powstają dodatkowe luzy w połączeniach.

W przypadku analizowanej konstrukcji, połączenie zastrzałów ze skrajnymi belkami poziomymi oraz zastrzałów dolnych z belkami środkowymi wymaga modyfikacji tak, aby

możliwe było przenoszenie również sił rozciągających, co w znaczący sposób zwiększy sztywność i nośność całego wiązara.

Nieznane są deformacje więźby dachowej, które powstały w trakcie lub zaraz po jej realizacji. Istotne jest również jak najbardziej precyzyjne określenie właściwości fizycznych i mechanicznych materiałów, z których wykonano konstrukcję. W obiektach zabytkowych parametry techniczne materiałów różnią się od materiałów współczesnych. Oprócz oczywistych czynników takich jak korozja, czy oddziaływania antropogeniczne, zmiany te mogą być spowodowane starzeniem się materiału [8, 9], wpływem stałego i długotrwałego obciążenia, cyklicznie zmieniającą się wilgotnością [10]. Czynniki te mają istotny wpływ na zmianę w czasie parametrów konstrukcji drewnianych oraz na procesy reologiczne.

W literaturze zaproponowano procedurę obliczania współczynników uwzględniających efekty reologiczne dla drewnianych konstrukcji, których wiek przekracza 50 lat [8, 10, 11].

W normie [4] efekty pełzania uwzględniono za pomocą współczynnika k_{def}. W normie [12] wartości kombinacyjne od obciążeń zmiennych modyfikowane są za pomocą współczynników ψ. Należy zaznaczyć, że współczynniki te są przyjmowane dla budynków obecnie projektowanych, gdzie wymagany projektowany okres przydatności wynosi przeważne 50 lat. Różnica wartości pomiędzy końcowym modułem sprężystości $E_{mean,fin}$ wg [12] dla drugiej i trzeciej klasy użytkowalności wynosi 40%. Istotnym czynnikiem wpływającym na końcowy moduł sprężystości $E_{mean,fin}$ w zabytkowych konstrukcjach drewnianych może być cykliczna zmiana wilgotności powietrza w długim okresie czasu, efekt długotrwałego obciążenia oraz cykliczna zmiana obciążenia. Do dokładniejszego uwzględnienia tego typu zjawisk mogą posłużyć reologiczne modele rozwijane przez różnych badaczy [10]. Problematyczne jest ustalenie parametów technicznych materiałów, z których została wykonana zabytkowa konstrukcja, gdyż ograniczona jest możliwość pobrania próbek do badań niszczących. Poza tym większość przypadków opisywanych w literaturze dotyczy badań, które trwają krócej niż jeden rok. Przydatnym narzędziem do określenia twardości drewna, a następnie określenia modułu sprężystości może być Woodtester. Uzyskane wyniki na podstawie badań twardości drewna przy pomocy narzędzia Woodtester pozwalają określić moduł sprężystości drewna. Określenie rzeczywistych parametrów jest ważne, gdyż wartości wytrzymałości, określone na podstawie uśrednionych wyników ze współczesnego drewna w zależności od jego gęstości i wilgotności, różnią od otrzymanych w laboratorium od 31 do 36% [13].

Przyjęcie odpowiedniego schematu statycznego, uwzględnienie luzów w węzłach, parametów mechanicznych i efektów reologicznych ma kluczowe znaczenie w analizie i ocenie konstrukcji. Liniowa zmienność wybranych parametów konstrukcji może mieć liniowy wpływ na zmianę wyników (np. deformacje). Na przedstawionym przykładzie wskazano, że liniowa zmiana wybranych parametrów (w tym przypadku luz w węzłach) wpływa liniowo na redystrybucję sił i powoduje zmianę schematu statycznego wiązara.

Literatura

1. Bednarz Ł.; Jasieńko J.; Kogut T.; Dominiak Ł.: Przydatność chmury punktów do inwentaryzacji zabytku na podstawie kościoła pw. Wniebowzięcia Najświętszej Marii Panny w Nysie., doi:10.17425/WK45NYSA.
2. Jaskowska-Lemańska J.: Badania konstrukcyjnych elementów drewnianych z wykorzystaniem urządzenia woodtester®. Materiały Budowlane 2022, 1, 145–148, doi:10.15199/33.2022.11.40.
3. Krzysik F.: Wpływ Wilgoci i wody na podstawowe własności drewna. Ochrona Zabytków 14/1–2 (52–53) 1961, 50–65.
4. PN-EN 1995-1-1:2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne – reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
5. Jankowski L.; Engel L.J.; Jasieńko J.: Praca statyczna wybranych połączeń występujących w drewnianych obiektach historycznych. Wiadomości Konserwatorskie 18/2005 2005, 18, 29–41.

6. Jasieńko J.; Nowak T.; Karolak A.: Historyczne złącza ciesielskie. Wiadomości Konserwatorskie 2014, 40, 58–82.
7. Jasieńko J.; Szyszka M.: Ocena parametrów mechanicznych historycznych murów poprzez badania eksperymentalne w kontekście ich konserwacji konstrukcyjnej. Wiadomości Konserwatorskie 2013, 36, 7–17.
8. Cavalli A.; Bevilacqua L.; Capecchi G.; Cibecchini D.; Fioravanti M.; Goli G.; Togni M.; Uzielli L.: MOE and MOR assessment of in service and dismantled old structural timber. Eng Struct 2016, 125, 294–299, doi:10.1016/j.engstruct.2016.06.054.
9. Cavalli A.; Cibecchini D.; Togni M.; Sousa H.S.: A review on the mechanical properties of aged wood and salvaged timber. Constr Build Mater 2016, 114, 681–687.
10. Schänzlin J.: Modeling the long-term behavior of structural timber for typical serviceclass-ii-conditions in South-West Germany, habilitation; Institut für Konstruktion und Entwurf Stahl- Holz- und Verbundbau Universität Stuttgart, 2010;
11. Toratti T.: Creep of timber beams in variable environment.; PhD thesis, Helsinki University of Technology, 1992;
12. PN-EN 1990:2004, Podstawy Projektowania Konstrukcji;
13. Midek U.: Analiza drewna w obiektach zabytkowych na podstawie badań wytrzymałościowych. Roczniki Inżynierii Budowlanej – zeszyt 16/2016 61–70.

Flaws in the historic roof truss causing changes to its static scheme

Key words: change of static schemes, wooden structures, non-destructive testing, laser scanning, numerical calculations

DIAGNOSTYKA W OCENIE BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI

DIAGNOSTICS IN SAFETY EVALUATION OF STRUCTURES

Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła

JANUSZ BROL*, JAN KUBICA, BERNARD KOTALA, MAREK WĘGLORZ
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie: W pracy omówiono stan awaryjny dachu zabytkowego kościoła o konstrukcji drewnianej wieszarowej jednowieszakowej z pochylonymi słupami (kozłami). Poważnej awarii uległ główny węzeł podporowy wieszara, ale dzięki korzystnej lokalizacji i dodatkowej podporze wiązara, nie doszło do poważniejszej awarii konstrukcji lub do katastrofy. Ponadto stwierdzono wiele uszkodzeń w wyniku zalegania dużych ilości odchodów ptasich, które przyczyniły się do rozwoju korozji biologicznej i zagnieżdżeniu się w konstrukcji jednego z groźniejszych szkodników drewna, Spuszczela pospolitego (*Hylotrupes bajulus*).

Słowa kluczowe: drewno, konstrukcja wieszarowa, belka ściągu, korozja biologiczna drewna, analiza MES

1. Wstęp

Drewniana konstrukcja więźby dachowej zabytkowego kościoła przez wiele lat użytkowania ulegała systematycznej degradacji w wyniku zawilgocenia drewna i zalegających odchodów ptasich (guano), co przyczyniło się do rozwoju korozji biologicznej i lokalnego butwienia drewna.

Wilgotność jest jednym z podstawowych czynników określających warunki pracy drewna i wartość jego wytrzymałości, decydujących o trwałości materiału. Wilgotność powyżej 80% to tzw. wilgotny stan ochronny drewna, a wilgotność poniżej 20% to tzw. suchy stan ochronny drewna. Wilgotność drewna w przedziale od 20 do 80% to optymalne warunki do rozwoju grzybów powodujących zgniliznę. Dlatego należy dbać o szczelność pokrycia dachowego, by w sposób naturalny ograniczyć rozwój korozji biologicznej (lub inaczej: proces butwienia drewna).

W prezentowanym przypadku, nadmierne zawilgocenie konstrukcji drewnianej, będące wynikiem nieszczelności pokrycia, doprowadziło do lokalnej, bardzo niebezpiecznej awarii. Poważnemu uszkodzeniu uległ bowiem główny węzeł podporowy wieszara. Do katastrofy konstrukcji dachowej nie doszło tylko dzięki szczęśliwemu zbiegowi okoliczności, w tym wykonaniu dodatkowej podpory i przekazaniu obciążenia z wieszara bezpośrednio na sklepienie ceglane, co spowodowało przegrupowanie sił w konstrukcji dachu.

*Autor do korespondencji: *janusz.brol@polsl.pl* *

2. Opis konstrukcji dachu

Dach kościoła stanowiący przekrycie nad nawą główną jest dwuspadowy, przechodzący w dach stożkowy bezpośrednio nad prezbiterium. Z przeciwnej strony dach jest zakończony murowaną ścianą szczytową z wieżą wystającą ponad kalenicę dachu.



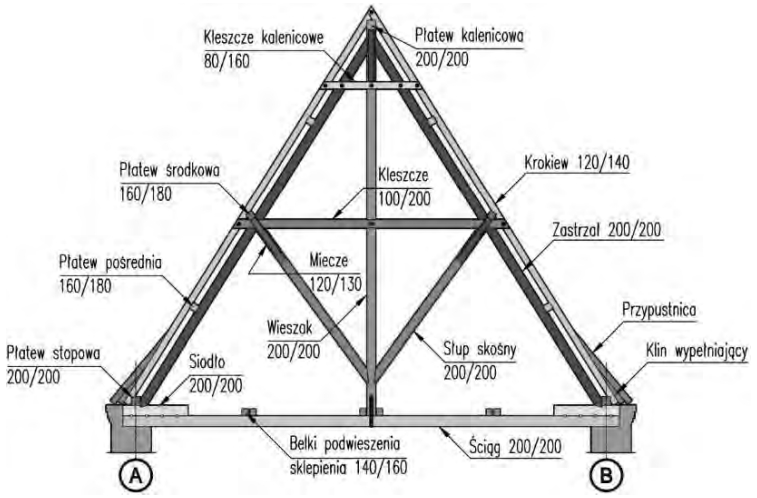
Rys. 1. Widok dachu kościoła.

Aktualnie występująca drewniana konstrukcja dachu kościoła została odbudowana po zniszczeniach II wojny światowej (rys. 1). Jest to konstrukcja wieszarowa jednowieszakowa, złożona (kombinowana) z pochylonymi słupami (kozłami), które u dołu są wsparte we wrębach wieszaka (ok. 0,5 m powyżej mocowania do wieszaka ściągu), a u góry podpierają ją w połowie długości, ukośne zastrzały. Ukośne słupy, za pośrednictwem zastrzału i mieczy, podpierają także płatew środkową. W miejscu połączenia (węzła) ukośnego słupa z zastrzałem usytuowane są podwójne kleszcze obejmujące na swoich końcach górne końce pochylonych słupów (kozłów), ukośnych zastrzałów wieszara i krokwi, a w środku rozpiętości: wieszak. Połączenia kleszczy z krokwiami, zastrzałami i wieszakiem wykonano za pośrednictwem śrub stalowych ϕ16. U góry wieszak wsparty jest na ukośnych zastrzałach (osadzonych we wrębach wieszaka) podpierając bezpośrednio i pośrednio, za pośrednictwem mieczy, płatew kalenicową. Zastrzały i wieszak w górnej części, bezpośrednio poniżej mieczy, spięte są kleszczami kalenicowymi (grzędą), które obejmują wieszak, zastrzały i występujące w tej płaszczyźnie krokwie. Do wieszaka u dołu podwieszono drewnianą belkę ściągu, za pomocą stalowych obejm (dawniej określanych jako strzemiona, jarzma lub chomąta), która oparta jest bezpośrednio na murach zewnętrznych kościoła. Na belce ściągu ułożono siodła z wykorzystaniem złączka klockowego i spięto pionowymi śrubami. Na siodłach wsparte są ukośne zastrzały wieszara (jednowieszakowej ramy wieszarowej z kozłami i kleszczami) oraz ułożone są płatwie stopowe (murłaty). Oprócz płatwi stopowej, płatwi pośredniej w miejscu oparcia zastrzałów na ukośnych słupach i płatwi kalenicowej wspartej na wieszaku, występują jeszcze dwie płatwie pośrednie zlokalizowane powyżej i poniżej płatwi środkowej [1, 2, 3].

W konstrukcji dachu występuje 5 wieszarów jednowieszakowych (tzw. układów pełnych). Pomiędzy nimi znajdują się po cztery układy niepełne, obejmujące tylko krokwie wsparte na pięciu płatwiach z jednej strony dachu.

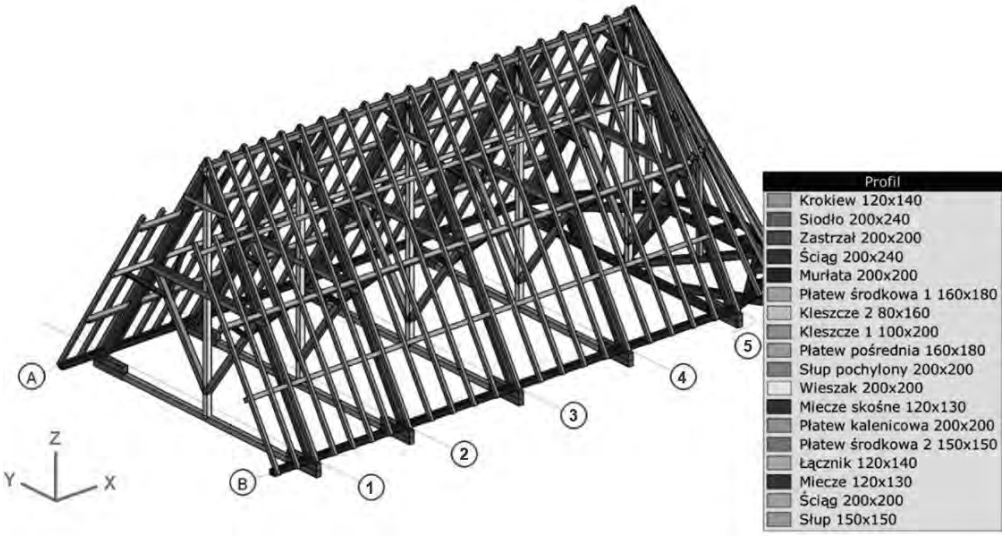
Na rys. 2 pokazano główny przekrój poprzeczny dachu przez wiązar pełny (widok jednowieszakowej ramy wieszarowej z kozłami i kleszczami) wraz z opisem występujących

w konstrukcji dachowej przekrojów drewna. Natomiast na rys. 3 przedstawiono widok aksonometryczny konstrukcji dachowej od strony prezbiterium. Bezpośrednio nad prezbiterium konstrukcja dachu jest dostosowana do stożkowego kształtu dachu.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny konstrukcji dachowej – widok wieszara (układu pełnego).

Aktualnie pokrycie dachu wykonane jest z blachy płaskiej na rąbek stojący ułożonej na ażurowym deskowaniu o grubości 35–40 mm ułożonym pomiędzy łatami w rozstawie 0,28 m i o przekroju 40×60 mm, pozostałymi po usuniętym pokrycia z dachówki (por. rys.1).



Rys. 3. Model geometryczny 3D konstrukcji dachu z nadanymi przekrojami.

3. Opis stanu technicznego konstrukcji dachu

Drewniana konstrukcja dachu znajduje się obecnie w zróżnicowanym stanie technicznym. Na podstawie przeprowadzonych oględzin stwierdzono, że wykonana jest ona w zdecydowanej

większości z drewna sosnowego (*Pinus sylvestris*) oraz z drewna świerkowego (*Picea Abies*). W trakcie przeglądu konstrukcji zaobserwowano duże ilości ptasich (głównie gołębich) odchodów (guano) zalegających na górnych powierzchniach znacznej liczby elementów poziomych (rys. 4) i w wielu zagłębieniach powstałych w wyniku połączenia elementów konstrukcji np. w połączeniach ukośnych słupów z wieszakiem (rys. 5) lub mieczy ze słupami.



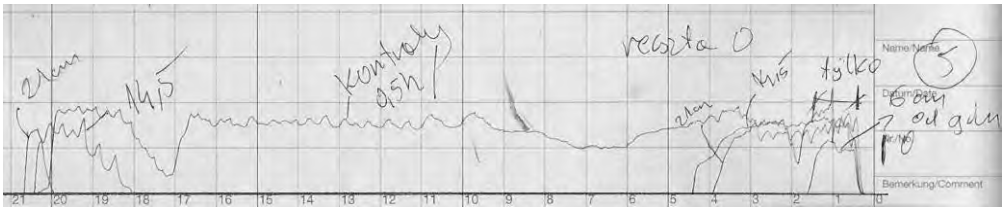
Rys. 4. Widok zalegającego guana na belce ściągu wieszara.



Rys. 5. Widok zalegającego guana na mieczach.

Najwięcej guana zalegało na poziomych belkach ściągu i ułożonych na nich siodłach oraz ułożonych na ściągach, pomocniczych belkach podtrzymujących drewnianą odbudowę części sklepienia, zawalonej we wrześniu 1939 roku. Pomierzona grubość warstwy ptasich odchodów zalegającej na belkach ściągu wynosiła od kilku do kilkudziesięciu milimetrów (w niektórych miejscach nawet znacznie więcej). Guano występowało również, w różnej intensywności, niemal na wszystkich elementach poziomych konstrukcji (płatwiach).

Najgorszy, awaryjny stan techniczny stwierdzono w węźle podporowym wieszara w osi 5, w miejscu oparcia na ścianie w osi B, który całkowicie uległ korozji biologicznej (zbutwienie drewna elementów węzła) wskutek długotrwałego zawilgocenia wynikającego z nieszczelności dachu. Dokonując pomiaru wilgotności drewna w elementach węzła stwierdzono występowanie bardzo dużej wilgotności, rzędu 60–80% (poza miarodajnym zakresem przyrządu), co świadczy już o potencjalnym występowaniu korozji biologicznej (zgnilizny miękkiej). Wykonując badania jakości drewna rezystografem oporowym w belce ściągu bezpośrednio pod miejscem oparcia zastrzału ramy wieszara i siodle stwierdzono, że w pozornie dobrym stanie są tylko przypowierzchniowe boczne warstwy drewna belki (rys. 6), natomiast we wnętrzu drewno jest już mocno zdegradowane. Ponadto, na całej długości belki ściągu uwidoczniły się głębokie, skośne pęknięcia.



Rys. 6. Badanie rezystografem oporowym belki ściągu w osi 5 – z boku (opis w tekście).

Przeprowadzone badania potwierdziły, że oba te elementy uległy znacznemu rozkładowi biologicznemu, wskutek czego wystąpiło również przemieszczenie się elementów w węźle, a w szczególności zastrzału opartego na siodle i belki stopowej od strony prezbiterium (rys. 7).

Częściowej korozji biologicznej uległy również dochodzące do tego węzła inne elementy konstrukcji dachowej, jak również krokiew dachowa, zlokalizowana bezpośrednio nad węzłem, które również znajdują się w stanie awaryjnym.



Rys. 7. Widok zdegradowanego dolnego węzła wieszara w oparciu na ścianie.

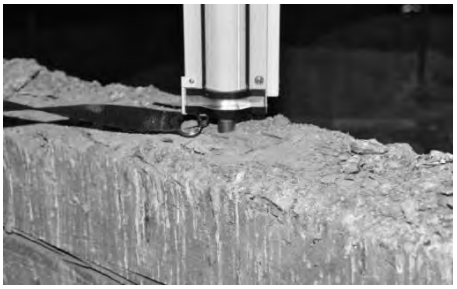
Pomimo wystąpienia awarii węzła wieszara konstrukcji dachu, nie doszło do katastrofy konstrukcji. Złożyły się na to dwa szczęśliwe zbiegi okoliczności: po pierwsze, uszkodzeniu uległ węzeł podporowy wiązara w bezpośrednim sąsiedztwie dachu stożkowego, co spowodowało korzystne przegrupowanie sił; po drugie, w tym wiązarze stwierdzono dodatkowe jego oparcie na sklepieniu ceglanym bezpośrednio w osi łuku tęczowego, które zostało wykonane kilka dekad wcześniej (symetrycznie względem wieszaka wieszara w rozstawie około 1 m wykonano dodatkową podmurówkę z cegły, rysunek 8), co uchroniło konstrukcję dachu w tym obszarze od awarii całego układu wieszara oraz konstrukcji wspartej na tym wieszarze, pomimo wystąpienia poważnej awarii węzła podporowego wiązara. Dodatkowe podparcie uchroniło konstrukcję dachu przed poważniejszą awarią, ale jednocześnie mogło spowodować wystąpienie lub intensyfikację powstałych najprawdopodobniej znacznie wcześniej, wskutek zniszczeń wojennych z 1939 r., zarysowań ceglanej części sklepienia w obszarze łuku tęczowego i prezbiterium (co nie jest przedmiotem tej pracy).



Rys. 8. Podmurówka z cegły belki ściągu w osi 5.

Zły stan techniczny wykazywały prawie wszystkie belki poziome ściągu wieszarów. Belki te, wskutek długotrwałego zalegania guana oraz towarzyszącemu temu zjawisku okresowego zawilgocenia, uległy korozji biologicznej (zbutwieniu – zgnilizna twarda oraz zgnilizna miękka) na grubości do około 30 mm – licząc od górnej powierzchni belek. Zasięg tego uszkodzenia określono za pomocą badania jakości drewna rezystografem oporowym (rys. 9). Jak widać na rys. 11, praktycznie nie występuje opór wiercenia w miejscu badania na odcinku

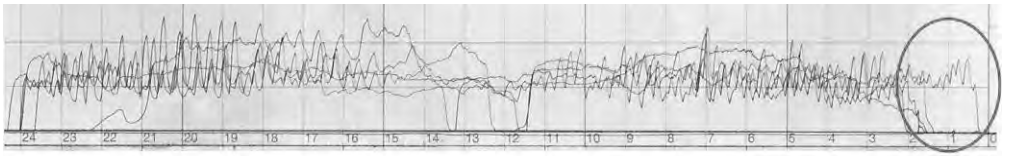
około 18–22 mm od górnej powierzchni belki, w dalszym zakresie pomiaru – struktura drewna jest zwarta o słoistości do około 4 mm, z pęknięciami podłużnymi. Kontrolnie wykonano również badanie rezystografem w płaszczyźnie poziomej: 10, 20 i 100 mm od górnej powierzchni belki (rys. 10). Badanie to potwierdziło zły stan drewna w górnej części belki.



Rys. 9. Badanie rezystografem oporowym belki ściągu wiązara w osi 1 – od góry.



Rys. 10. Badanie rezystografem oporowym belki ściągu wiązara w osi 1 – z boku.



Rys. 11. Badanie rezystografem oporowym belki ściągu nr 1 – od góry belki (opis w tekście, „0" na wykresie to górna powierzchnia belki).

Kolejnym, istotnym zagrożeniem dla konstrukcji dachu było porażenie niektórych elementów konstrukcji dachu przez jednego z najgroźniejszych szkodników drewna konstrukcyjnego, Spuszczela pospolitego (*Hylotrupes bajulus*). Zjawisko to uwidoczniło się w postaci występowania owalnych chodników owadzich (technicznych szkodników drewna) o średnicy od około 4 do 6 mm i do szerokości kilkunastu milimetrów wraz z widoczną wysypującą się z otworów mączką drzewną będącą produktem żerowania owadów.

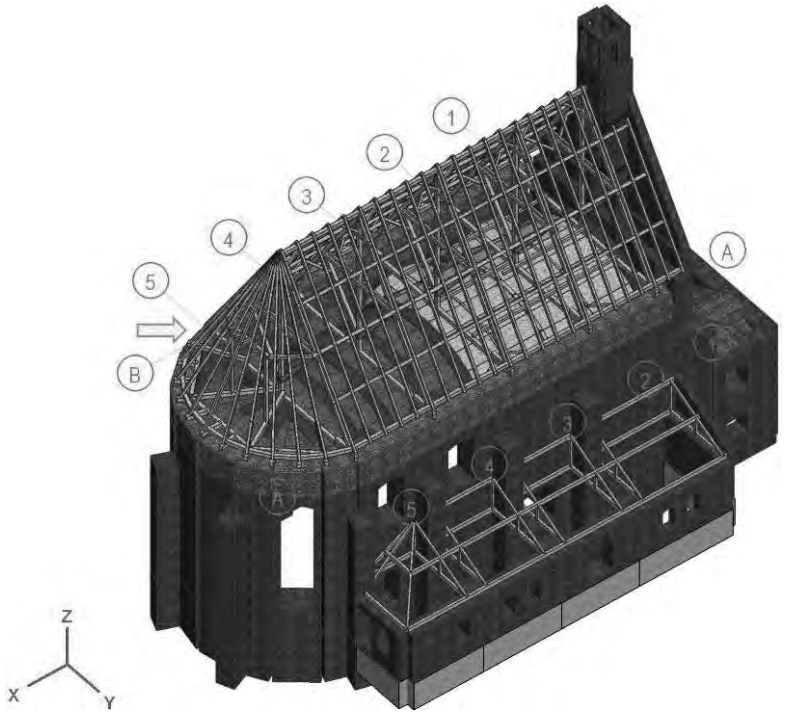
4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji drewnianego dachu w świetle obowiązujących przepisów normowych

Z uwagi na rozważaną zmianę pokrycia dachowego z blachy na dachówkę ceramiczną (pierwotny sposób pokrycia dachu), ocenę rzeczywistej nośności konstrukcji dachowej wykonano w odniesieniu do aktualnych przepisów normowych, czyli z wykorzystaniem zestawu norm PN-EN (Eurokodów). Na podstawie przeprowadzonych oględzin konstrukcji, badań rezystografem oporowym oraz badań wizualnych dla wybranych kryteriów [4] badań drewna metodą sortowania wizualnego drewna konstrukcyjnego [5], określono jakość drewna jako klasę KG (gorszą) dla drewna belek stopowych i belek ściągu wieszarów, oraz jako klasę KS (średnią) dla pozostałych elementów konstrukcji. Klasa KG (gorsza) odpowiada zgodnie z załącznikiem krajowym Eurokodu 5 [6] klasie wytrzymałościowej C20 dla drewna sosny i C18 dla drewna świerku. Klasa KS (średnia) odpowiada zgodnie z załącznikiem krajowym Eurokodu 5 klasie wytrzymałościowej C24 dla obu gatunków drewna: sosny jak i świerku. Uwzględniając aktualny stan konstrukcji, jej wiek oraz to, że konstrukcja drewniana wykonana została z drewna sosnowego i częściowo z drewna świerkowego, ostatecznie dla potrzeb weryfikacji statyczno-wytrzymałościowej przyjęto w obliczeniach drewno odpowiadające

klasie C18 zgodnie z PN-EN 338 [7]. Pomierzona wilgotność drewna w konstrukcji wynosiła 18–20%, stąd na potrzeby określenia wytrzymałości obliczeniowej drewna w konstrukcji przyjęto 2 klasę użytkowania konstrukcji zgodnie z Eurokodem 5 [6]. Obliczeniową analizę stanu konstrukcji dachowej wykonano wariantowo z wykorzystaniem następujących modeli obliczeniowych:

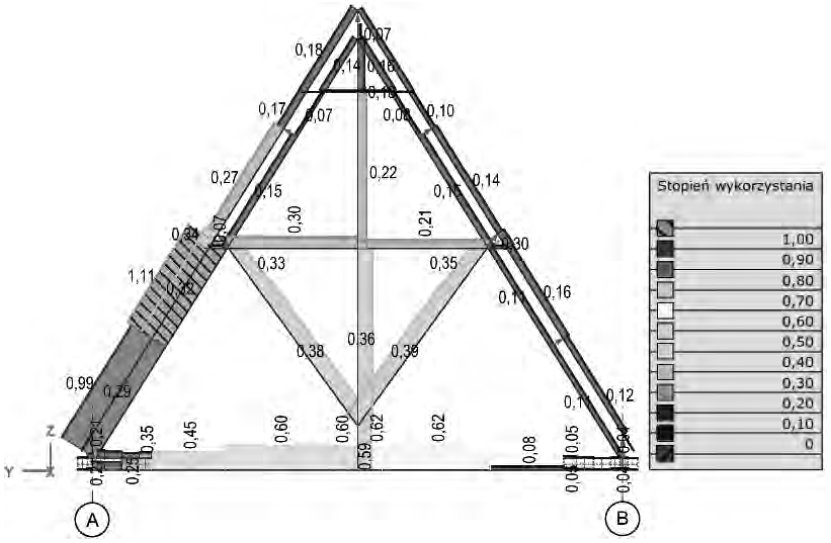
– Model 1: sytuacja podstawowa, w której założono pełne przekroje elementów oraz podparcie jak w rzeczywistej konstrukcji bez uwzględnienia podparcia wiązara w osi 5 na żebrze sklepienia pod wieszarem;
– Model 2: sytuacja obecna A – jak w modelu 1, lecz z uwzględnieniem podparcia wiązara w osi 5 na żebrze sklepienia pod wieszarem – stan przed awarią;
– Model 3: sytuacja obecna B – jak w modelu 2, lecz z uwzględnieniem braku podpory pod wiązarem w osi 5 od strony osi B, co jest związane z korozją biologiczną elementów konstrukcji: ściągu oraz siodła – stan po awarii węzła;
– Model 4: sytuacja docelowa po wykonaniu wszystkich planowanych prac remontowych, takich jak: demontaż części sklepienia odbudowanego w konstrukcji drewnianej po zniszczeniach z 1939 r., podwieszonego na ściągach wiązarów (osie 1–3), demontaż pokrycia blachą wraz z ażurowym deskowaniem, pomniejszenie przekroju (wysokości) ściągów w osiach nr 1–4 o 40 mm bez pomniejszenia przekrojów elementów siodła, wymiana pokrycia na dachówkę o masie do 50 kg/m^2 oraz odtworzenie konstrukcji wiązara w osi nr 5 bez podparcia na żebrze sklepienia i przy założeniu, że wszystkie inne elementy zostały oczyszczone z zalegającego guana, naprawione lub wymienione, a ich przekrój nie uległ zmianie.

Model obliczeniowy budynku wykonano jako ustrój panelowo-prętowy, w którym wszystkie elementy konstrukcji więźby dachowej zamodelowano za pomocą elementów prętowych (rys. 12).



Rys. 12. Model analityczny 3D konstrukcji dachu (strzałką wskazano miejsce awarii węzła 5/B).

W wyniku analizy uzyskanych wyników wariantowo wykonanych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wybranych elementów konstrukcji dachu, w szczególności dla wariantu: „Model 3" stwierdzono, że w wyniku awarii węzła nr 5/B nastąpiło przekroczenie stanów granicznych nośności (o 11%) zastrzału wieszara (rys. 13), przy założeniu drewna w konstrukcji klasy C18 (KG, świerk). Przyjmując drewno w klasie C20 (KG, sosna), poziom wytężenia wyniósłby 99,9%.



Rys. 13. Stopień wykorzystania przekrojów poszczególnych elementów w wieszarze w osi 5 dla decydującej kombinacji SGN dla wariantu „Model 3".

Można zatem przyjąć, że pomimo awarii węzła wieszara w osi 5, stan ten na chwilę obecną nie zagraża bezpośrednio bezpieczeństwu użytkowania konstrukcji. Jednak należy pamiętać, że nie doszło do awarii w szerszym zakresie tylko dlatego, że wiązar ten został w przeszłości podbudowany w bezpośrednim sąsiedztwie wieszaka w dwóch miejscach, w rozstawie podpór około 1 m rozmieszczonych symetrycznie względem wieszaka wiązara. Podparcia te oparto na sklepieniu ceglanym bezpośrednio w osi łuku tęczowego. Choć przyczyna wykonania tego dodatkowego podparcia wieszara w przeszłości nie jest znana, rozwiązanie to jednak bez wątpienia uchroniło konstrukcję dachu od poważniejszej katastrofy. W konsekwencji powstałej awarii węzła podporowego wieszara w osi 5 doszło do redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji dachu. Większość oddziaływań z układu poprzecznego wieszara pełnego w osi 5 i konstrukcji wieszarów niepełnych oddziałujących na wieszar pełny została przekazana na dodatkowe podpory w środku rozpiętości wieszara, co skutkowało przekazaniem się znacznych sił na żebro (łuk tęczowy) sklepienia ceglanego zlokalizowanego bezpośrednio poniżej tego wieszara. Awaria węzła podporowego wiązara w osi 5 i przekazanie się większości obciążenia (łącznie ok. 50 kN) na dodatkowe podparcie wieszara wykonane na żebrze sklepienia przyczyniło się do wystąpienia lub intensyfikacji powstałych najprawdopodobniej znacznie wcześniej, wskutek zniszczeń wojennych z 1939 r., zarysowań ceglanej części sklepienia w obszarze łuku tęczowego i prezbiterium. Działanie sił skupionych na sklepienie wywołuje bowiem wystąpienie w jego płaszczu naprężeń rozciągających, do których tego typu konstrukcja jest nieprzystosowana. Dlatego, docelowo podparcie to koniecznie powinno zostać usunięte, a wieszar w osi 5 powinien przekazywać reakcje tylko na ściany zewnętrzne obiektu.

5. Zalecenia naprawcze

Zalecono, aby cały węzeł podporowy wiązara zlokalizowanego w osi 5/B znajdujący się w awaryjnym stanie technicznym odtworzyć. Skorodowane (zbutwiałe) fragmenty węzła należałoby z naddatkiem co najmniej 1,0 m usunąć i zastąpić nowym drewnem konstrukcyjnym klasy co najmniej C24, przy czym:

a) w przypadku zastrzału zalecono, aby nakładki były zamocowane do pobocznicy zastrzału łącznikami mechanicznymi – najlepiej śrubami i wkładkami zębatymi C10 (pierścień GEKA). Przekrój nakładki powinien być nie mniejszy niż 0,10–0,20 m. Długość nakładki (a tym samym długość minimalna odciętej skorodowanej części) należy określić na podstawie warunków rozmieszczenia łączników wynikającą z obliczeń nośności połączenia części „starej" z „nową",
b) w przypadku belki zastrzału zaproponowano rozwiązanie analogiczne jak w przypadku zastrzału. Przekrój nakładek powinien wtedy wynosić co najmniej 0,10×0,24 m, jednak w przypadku belki ściągu wieszara w osi nr 5, nie rekomendowano naprawy fragmentu skorodowanego na nowy, ale zalecono wymianę belki w całości z uwagi na występujące w tej belce duże spękania ukośne, a które wymuszałyby wykonania dodatkowych wzmocnień belki,
c) rekomendowano wymianę skorodowanego siodła pod zastrzałem na nowe w całości,
d) zalecono wymianę uszkodzonych odcinków płatwi stopowych opartych na uszkodzonym węźle na nowe w całości,
e) zalecono wymianę skorodowanej krokwi znajdującej się nad wiązarem w osi 5 na nową na odcinku co najmniej do drugiej płatwi pośredniej (zlokalizowanej na poziomie kleszczy).

Do naprawy i/lub wymiany zalecono wykorzystanie drewna konstrukcyjnego klasy co najmniej C24, zaimpregnowanego środkiem grzybobójczym i przeciwko owadom po ich docięciu na wymiar.

Długotrwałe zaleganie guana na górnych powierzchniach belek ściągów przyczyniło się do rozwoju korozji biologicznej w drewnianych belkach oraz ułatwiło zagnieżdżenie się w nich jednego z najgroźniejszych szkodników drewna zabudowanego w konstrukcji, Spuszczela pospolitego (*Hylotrupes bajulus*). Sytuacja ta doprowadziła do znacznej destrukcji drewna górnej powierzchni belek ściągów wieszarów. Stąd zalecono usunięcie guana z całej górnej powierzchni belek, a następnie usunięcie skorodowanej górnej części przekroju belki o grubości warstwy nie większej niż 40 mm (ociosanie lub obcięcie), tak by pozostało co najmniej 200 mm wysokości przekroju. Zwrócono uwagę, aby w żadnym przypadku nie zmniejszać przekroju bezpośrednio pod siodłami. Po usunięciu porażonej przez owady warstwy, zalecono przesmarowanie całego przekroju środkiem leczniczym owadobójczym dedykowanym do usuwania Spuszczela pospolitego (np.: Altax HYLOTOX, Remmers Anti Insekt, XILIX Gel lub innymi o podobnym działaniu), a w widoczne otwory owadzie wstrzykiwanie impregnatu strzykawką. Zalecono przeprowadzenie tego zabiegu sukcesywnie dla całej konstrukcji więźby dachowej.

6. Podsumowanie

Aktualnie występujące lokalne nieszczelności dachu jak również nieszczelności dachu, do których dochodziło w przeszłości (na co wskazują występujące stare zacieki widoczne na konstrukcji), doprowadziły do nadmiernego lokalnego zawilgacania drewna w konstrukcji dachu zabytkowego kościoła. Zawilgocenia te oraz zalegające guano przyczyniły się do rozwoju korozji biologicznej i lokalnego butwienia drewna.

W belce ściągu wieszara w osi 5, w miejscu oparcia jej na ścianie w osi B oraz w ułożonym na niej siodle stanowiącym podporę zastrzału ramy wieszara, stwierdzono występowanie bardzo dużej wilgotności, rzędu 60–80% i zaawansowaną korozję biologiczną (zgniliznę miękką), wyraźnie widoczną w siodle, natomiast słabo widoczną w belce ściągu. Wykonując badania jakości drewna rezystografem oporowym w belce ściągu bezpośrednio pod miejscem oparcia zastrzału ramy wieszara stwierdzono, że w pozornie dobrym stanie są tylko przypowierzchniowe boczne warstwy drewna belki, natomiast we wnętrzu drewno jest już mocno zdegradowane. W bezpośrednim sąsiedztwie węzła podporowego stwierdzono występowanie korozji elementów przyległych. Mocno skorodowany był dolny odcinek krokwi znajdujący się nad uszkodzonym węzłem oraz płatwie stopowe (murłaty) w miejscu ich oparcia na zdegradowanym siodle. W dolnym odcinku zastrzału dochodzącego do uszkodzonego węzła, na pobocznicy belki ściągu oraz na powierzchni siodła, oprócz korozji biologicznej, zauważono także występujące otwory owadzie.

W następstwie znacznego rozkładu biologicznego w belce ściągu i w siodle doszło do poważnej awarii wieszara w węźle podporowym: wystąpiło przemieszczenie się elementów w węźle, a w szczególności zastrzału opartego na siodle i belki stopowej od strony prezbiterium. Wykonana dodatkowa podpora wieszara w osi 5, w postaci podmurówki z cegły belki ściągu, uchroniła konstrukcję dachu w tym obszarze od awarii całego układu wieszara oraz konstrukcji wspartej na tym wieszarze.

W celu zabezpieczenia konstrukcji drewnianej przed dalszym rozwojem korozji biologicznej, zalecono oczyszczenie więźby dachowej z zalegającego na niej guana i, po usunięciu porażonej przez owady warstwy, użycie środka owadobójczego dedykowanego do usuwania Spuszczela pospolitego.

W ramach prac naprawczych, zalecono odtworzenie węzła podporowego wiązara 5/B, znajdującego się w awaryjnym stanie technicznym, przy użyciu elementów z drewna konstrukcyjnego klasy co najmniej C24. W szczególności zalecono wymianę następujących elementów: belki ściągu wieszara w osi 5, siodła pod zastrzałem, uszkodzonych odcinków płatwi stopowych opartych na uszkodzonym węźle i skorodowanej krokwi znajdującej się nad wiązarem w osi 5 na odcinku co najmniej do drugiej płatwi pośredniej, zlokalizowanej na poziomie kleszczy.

Literatura

1. Pogorzelski J.: Konstrukcje przemysłowe cz. 1. Konstrukcje drewniane. Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa 1954.
2. Michniewicz, W.: Konstrukcje drewniane. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1958.
3. Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne, Tom 1. Materiały i wyroby budowlane. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1992.
4. Brol J.: Zasady wykonywania ekspertyz konstrukcji drewnianych. Diagnostyka obiektów budowlanych pod red. L. Runkiewicza. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2020.
5. PN-EN 14081-1+A1:2019-11, Konstrukcje drewniane. Drewno konstrukcyjne sortowane wytrzymałościowo o przekroju prostokątnym. Część 1: Wymagania ogólne.
6. PN-EN 1995-1-1:2010/NA:2010, Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
7. PN-EN 338:2016-06, Drewno konstrukcyjne. Klasy wytrzymałości.

Failure state of a historic church's roof structure

Key words: timber roof, king-post truss, tie beam, wood decay, FEM analysis

Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej

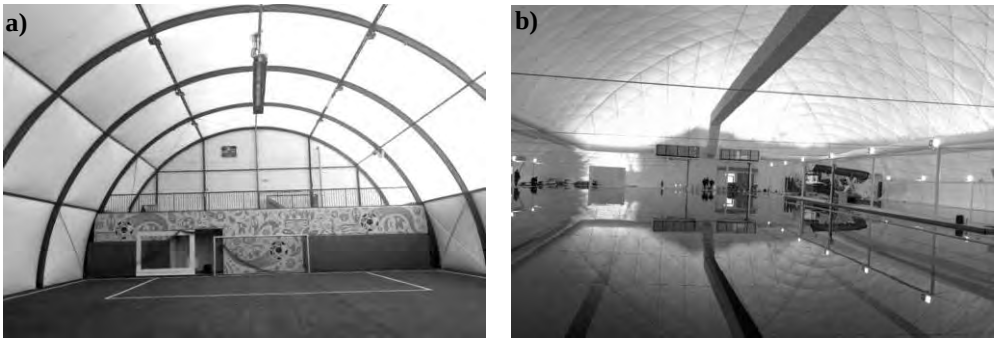
KRZYSZTOF GRZYB[1*], ŁUKASZ DROBIEC[1], JAKUB ZAJĄC[1], OLGIERD DONAJKO[2]
[1]Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
[2]SGS Polska Sp. z o. o.

Streszczenie: Powłoki pneumatyczne stają się popularnym i chętnie stosowanym rozwiązaniem konstrukcyjnym przekryć obiektów sportowych. Choć zadaszenia te funkcjonują w Europie od kilkudziesięciu lat, wciąż pojawiają się doniesienia na temat katastrof budowlanych tego typu obiektów. Praca stanowi studium przypadku takiej katastrofy obejmujące zarówno badania materiałowe powłoki, analizę dokumentacji technicznej oraz omówienie zaleceń i przepisów normowych. W ramach ustalania przyczyn zdarzenia wykazano, że nadmierne obciążenie śniegiem jest główną przyczyną katastrofy, a brak adekwatnych regulacji prawnych niesie ze sobą negatywne konsekwencje, mające wpływ na bezpieczeństwo użytkowania hal pneumatycznych.

Słowa kluczowe: hala pneumatyczna, katastrofa budowlana, powłoka pneumatyczna, obciążenie śniegiem, zadaszenie boiska, hala tymczasowa

1. Wprowadzenie

Współczesne zadaszenia kortów tenisowych, basenów czy boisk mogą przybierać różne formy, coraz chętniej przekrycia projektuje się jako powłoki pneumatyczne (rys. 1). Hale tego rodzaju pozbawione są ciężkiej konstrukcji nośnej – zamiast niej przekrycie stanowią dwie lub trzy warstwy materiału pomiędzy, które wtłaczane jest powietrze rozdzielające materiał i tworzące tzw. poduszkę powietrzną. Hala pneumatyczna utrzymywana jest w górze dzięki panującemu wewnątrz nadciśnieniu, które zapewniane jest przez ciągły nadmuch powietrza z wentylatorów [1].

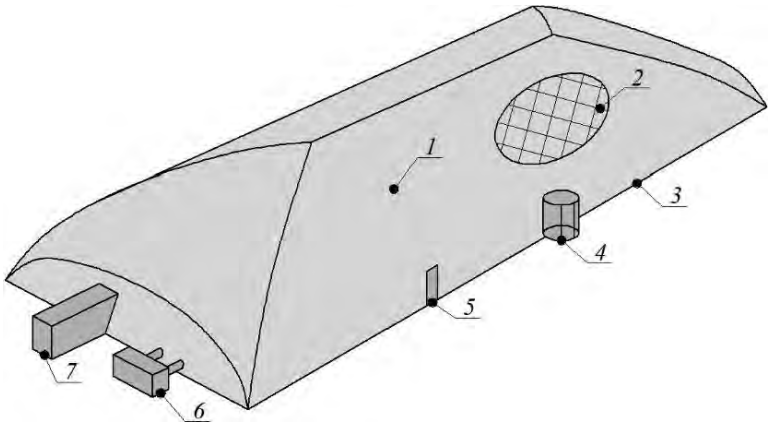


Rys. 1. Powłoka pneumatyczna [1]: a) zadaszenie boiska, b) zadaszenie basenu.

*Autor do korespondencji: *krzysztof.grzyb@polsl.pl*

Różnica ciśnienia pomiędzy wnętrzem obiektu a ciśnieniem atmosferycznym wynosi od 2,5 do 3,5 hPa, co w praktyce oznacza, że wartość parcia ciśnienia na membranę poszycia wynosi 25–35 kg/m^2. Samo nadciśnienie tej wielkości nie jest jednak odczuwalne przez człowieka. Rozróżnia się hale:
– pneumatyczne, w której pompowana jest cała kubatura hali,
– o obudowie pneumatycznej, w której pompowana jest tylko zewnętrzna warstwa o grubości 10–40 cm.

Poza powłoką pneumatyczną do elementów konstrukcji zalicza się również profile aluminiowe, profile kedrowe z wzdłużną szczeliną przeznaczoną do mocowania powłoki, elementy stalowe czy z drewna klejonego. Stosowane są rozwiązania dwuwarstwowe lub trzywarstwowe bez lub z linami stalowymi (które służą stabilizacji poszycia). Kotwienie hal do podłoża może być zrealizowane przez stalowe kotwy ziemne lub betonowe balasty. Zakotwienie musi przenosić obciążenie wynikające z nadciśnienia panującego w hali oraz chwilowych porywów wiatru (odrywanie kotew). Budowę hali pneumatycznej pokazano na rys. 2.



1 – poszycie hali,
2 – sieć lin stalowych,
3 – system kotwienia,
4 – drzwi obrotowe,
5 – drzwi ewakuacyjne,
6 – system grzewczo-nadmuchowy,
7 – tunel serwisowy

Rys. 2. Budowa hali pneumatycznej.

W świetle obowiązującego Prawa Budowlanego [2] powłoki pneumatyczne są zaliczane do tymczasowych obiektów budowlanych (Art. 3) – to znaczy takich, które są przeznaczone do czasowego użytkowania w okresie krótszym od trwałości technicznej, przewidziane są do przeniesienia w inne miejscu lub rozbiórki, a także niepołączone trwale z gruntem. W praktyce oznacza to, że wzniesienie hali pneumatycznej na 180 dni nie wymaga pozwolenia na budowę, a wyłącznie zgłoszenia (Art. 29 [2]). Takie zdefiniowanie obiektu tymczasowego jest sprzeczne z zapisem zawartym w normie PN-EN 1990 (tabl. 2.1) [3], że zaleca się aby konstrukcje lub części konstrukcji, które są przeznaczone do wielokrotnego montowania i demontowania nie były traktowane jako konstrukcje tymczasowe.

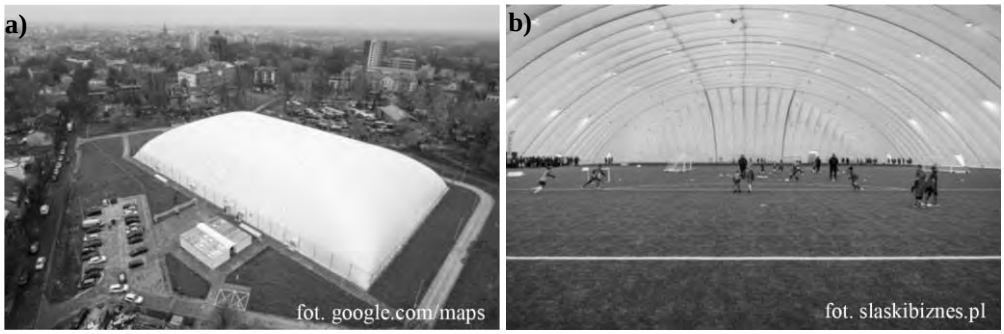
Nieliczne wymagania dotyczące hal pneumatycznych zawarto w paragrafach §288 i §289 warunków technicznych [4]. Pomieszczenie z obudową pneumatyczną może być wykorzystywane jako tymczasowy budynek PM (produkcyjny i magazynowy) o gęstości obciążenia ogniowego strefy pożarowej nie większej od 1000 MJ/m^2 pod warunkiem spełnienia określonych wymagań, wyspecyfikowanych w tychże przepisach. Co ważne, jeżeli pomieszczenia z zadaszeniem pneumatycznym przeznaczone są do celów widowiskowych, wystawowych, rekreacyjnych lub sportowych powinno dodatkowo być wyposażone w:
– konstrukcje umieszczone wewnątrz lub na zewnątrz budynku do awaryjnego podwieszenia powłoki pneumatycznej,

– awaryjne urządzenia do utrzymania ciśnienia w powłoce, które powinny być zasilane z niezależnego źródła energii,
– awaryjną wentylację mechaniczną do wymiany powietrza, która również powinna być zasilana z niezależnego źródła energii,
– wyjścia ewakuacyjne rozmieszczone możliwie równomiernie na obwodzie,
– krzesła połączone ze sobą w sposób trwały i unieruchomione w rzędach po osiem sztuk, ustawione zgodnie z wymaganiami §261 [4].

Ze względu na brak przepisów dotyczących wyłącznie hal pneumatycznych, w praktyce krajowej stosowane są przepisy dotyczące obiektów tymczasowych (namiotów) PN-EN 13782:2015-07 [5] oraz niemiecka norma DIN 4134:1983-02 [6].

2. Opis obiektu

Na terenie analizowanej inwestycji zaprojektowano budowę hali pneumatycznej nad istniejącym boiskiem sportowym. Wymiar boiska był równy 105×68 m, a wymiar obszaru sztucznej trawy i hali pneumatycznej w linii kotew 115×74 m. Wysokość zadaszenia wynosiła 18 metrów, a maksymalna liczba osób przewidzianych do przebywania wewnątrz wynosiła 320. Poglądowe fotografie obiektu pokazano na rys. 3.



Rys. 1. Analizowana hala pneumatyczna: a) usytuowanie hali, b) wnętrze hali.

Pierwotny projekt budowlany dotyczący inwestycji został zastąpiony projektem zamiennym, w którym zrezygnowano z wewnętrznej awaryjnej konstrukcji wsporczej w postaci słupów kratowych i łączących je lin stalowych, podtrzymujących opadającą powłokę wzdłuż obwodu hali, co jest niezgodne z warunkami technicznymi. Zadaniem tej konstrukcji było zabezpieczenie dostępu do wyjść ewakuacyjnych przy opadającej powłoce, zwiększenie czasu umożliwiającego ewakuację hali oraz zapewnienie bezpiecznej przestrzeni w rejonach dojść do wyjść ewakuacyjnych. Ponadto zrezygnowano z diagonalnej siatki lin stalowych na rzecz opasania linowego za pomocą ośmiu lin poprzecznych i czterech lin wzdłuż hali.

Zaprojektowano powłokę trójwarstwową składającą się z warstwy zewnętrznej, powłoki wewnętrznej i folii pęcherzykowej, znajdującej się pomiędzy tymi powłokami. Założono również, że wdmuchiwane gorące powietrze z systemu wentylacyjno-grzewczego bezpośrednio pomiędzy membrany, tworzy grubą warstwę gorącego powietrza na całej powierzchni hali, co podwyższa zdolności izolacyjne powłoki hali, stabilizuje ją i usztywnia. Dzięki takiemu rozwiązaniu padający na powłokę śnieg miał łatwo się topić i zsuwać po gładkiej i śliskiej powierzchni zadaszenia. Powłoka miała być mocowana do stalowej rury obwodowej, która powinna być zamocowana do kotew gruntowych rozmieszczonych w rozstawie co ok. 1,5 m.

2. Katastrofa budowlana hali pneumatycznej

W dniu 12 grudnia 2022 roku, niecały miesiąc po otwarciu obiektu (hala oddana została do użytku 19 listopada 2022 roku) doszło do katastrofy budowlanej. Zgodnie z udostępnionymi materiałami z monitoringu, w analizie poklatkowej można stwierdzić, że katastrofa nastąpiła podczas opadów śniegu, który zalegał na powłoce hali (rys. 4a). Pierwszy etap katastrofy polegał na stopniowej deformacji przekrycia (ugięciu powłoki) względem pierwotnego kształtu poszycia (rys. 4b). Deformacje narastały przez ponad 10 minut. Na zdjęciach z monitoringu w dalszej fazie widoczny jest moment rozerwania powłoki i gwałtowna ucieczka znajdującego się wewnątrz powietrza (rys. 4c). Od momentu rozerwania powłoki do całkowitego jej opadnięcia upłynęło ok. 33 sekundy, przy czym odcięcie północnych wyjść ewakuacyjnych nastąpiło po ok. 14 sekundach (rys. 4d). Wcześniej powłoka charakteryzowała się niewielkim, równomiernym ugięciem poszycia, praktycznie niemożliwym do zaobserwowania nieuzbrojonym okiem czy też bez urządzeń pomiarowych. Na fotografiach (klatkach z monitoringu) widoczne są kolejne etapy katastrofy z naniesionym początkowym obrysem powłoki.

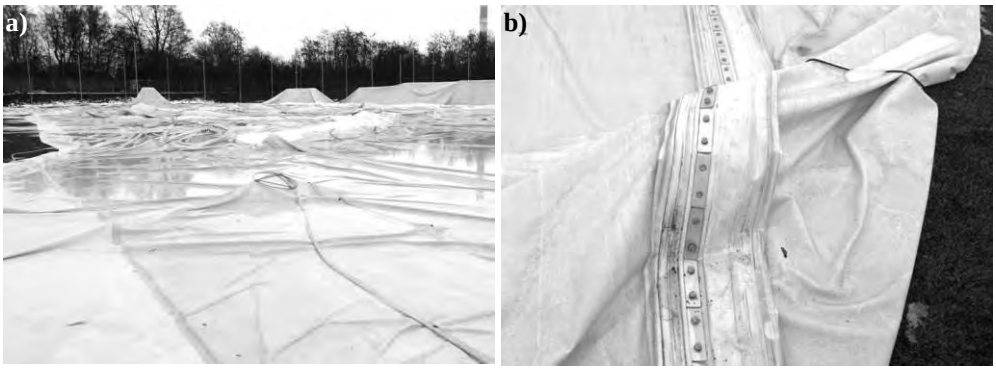


Rys. 3. Kolejne fazy katastrofy budowlanej: a) stan początkowy powłoki, b) stopniowa deformacja powłoki, c) moment rozerwania powłoki, d) odcięcie północnych wyjść ewakuacyjnych.

3. Oględziny miejsca katastrofy budowlanej

W wyniku przeprowadzonych wizji lokalnych miejsca katastrofy, stwierdzono znaczące różnice wykonania obiektu w odniesieniu do projektu budowlanego jak i do projektu zamiennego. Stwierdzono, że w czasie budowy wprowadzono następujące odstępstwa:
– główne wejścia do obiektu przeniesiono ze strony zachodniej (szczyt hali) na stronę południową, w okolice połowy długości hali,
– budynek kontenerowy wolnostojący zaplecza szatniowego przeniesiono ze strony zachodniej na stronę południową hali,
– zespół wentylatorów i nagrzewnic przeniesiono ze strony wschodniej na stronę zachodnią hali.

W czasie oględzin wykonanych jedenaście dni po katastrofie wciąż obserwowano duże ilości śniegu zalegającego wokół zawalonej hali. Stan poszycia znajdującego się na murawie boiska pokazano na rys. 5a. Płaszczyzny zniszczenia powłoki zlokalizowane były w połowie długości obiektu. Do rozerwania poszycia doszło jednak poza złączem (rys. 5b). Ponadto nie zauważono występowania warstwy folii pęcherzykowej, którą przewidziano w ramach dokumentacji projektowej. Na skutek zawalenia hali doszło do przewrócenia wejściowych drzwi obrotowych (rys. 6a). W części południowej po opadnięciu powłoki doszło do jej rozerwania na skutek zetknięcia ze stalowymi elementami bramki sportowej (rys. 6b).

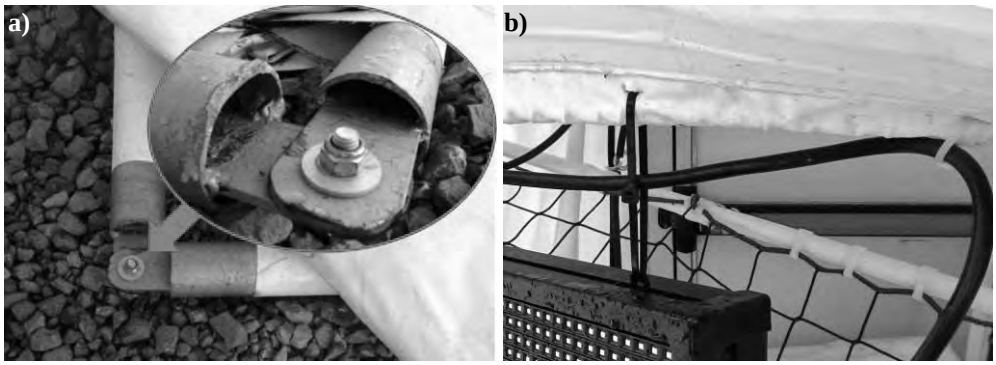


Rys. 5. Stan powłoki po katastrofie – 23.12.2022 r.: a) poszycie zalegające na murawie, b) rozerwanie poszycia poza połączeniem.



Rys. 6. Widok obiektu po katastrofie: a) przewrócone wejściowe drzwi obrotowe, b) rozerwanie poszycia na krawędzi bramki sportowej

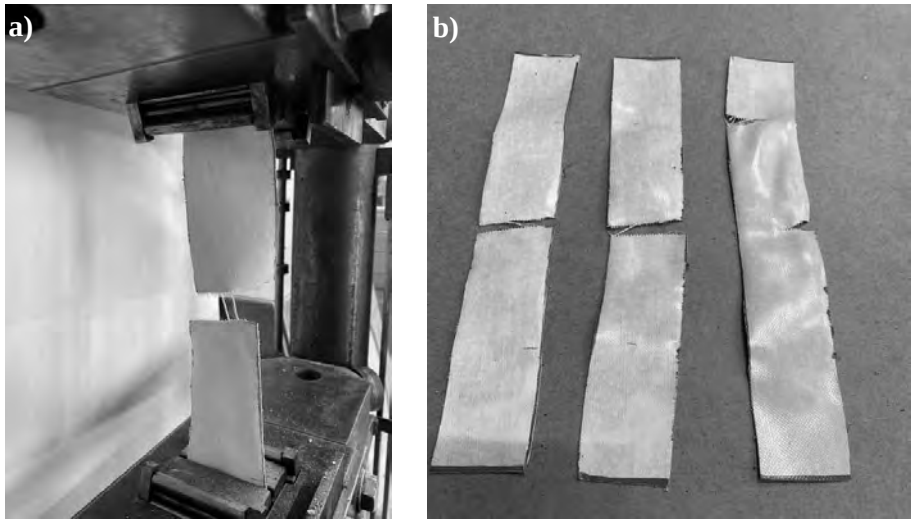
Na elementach mocowania poszycia (rurach obwodowych) lokalnie zauważalne były ślady korozji i brak blach zamykających rury – w przekrojach otwartych mogła gromadzić się lokalnie i intensyfikować procesy korozyjne (rys. 7a). Ponadto niektóre elementy wyposażenia hali mocowane były bezpośrednio do poszycia za pomocą elementów z tworzywa sztucznego, co lokalnie osłabiało materiał poszycia (rys. 7b).



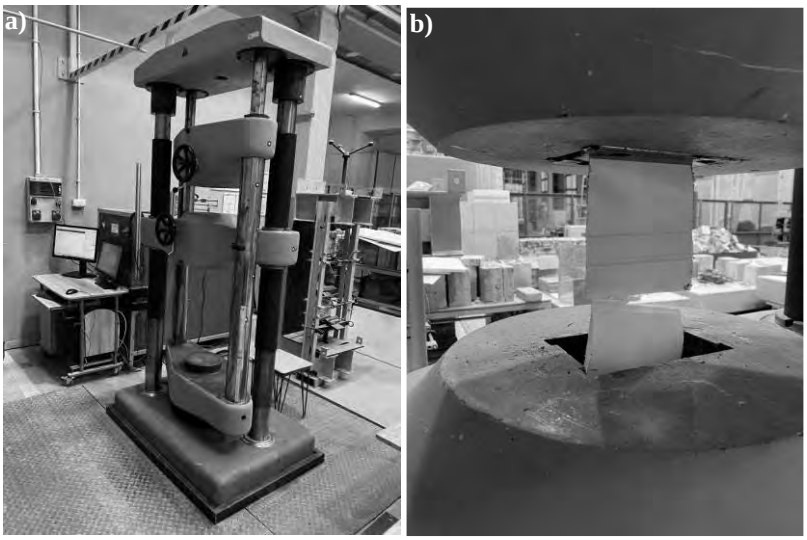
Rys. 7. Elementy mocowania i wyposażenia hali pneumatycznej po katastrofie: a) łączenie narożnikowe obwodowej rury stalowej z widocznymi śladami korozji, b) elementy wyposażenia zamocowane na opaskach zaciskowych z tworzywa sztucznego do powłoki pneumatycznej.

4. Ustalenie przyczyn katastrofy budowlanej

W celu ustalenia przyczyn katastrofy budowlanej wykonano badania materiałowe powłoki hali. W tym celu pobrano próbki obu warstw membrany dachowej w okolicy jej rozdarcia. Pobrane próbki zostały zważone, a ich ciężar porównany z danymi zawartymi w dokumentacji i na tej podstawie stwierdzono zgodność ciężaru zastosowanych materiałów z projektem. Następnie przeprowadzono badania membrany na rozciągnie w dwóch różnych maszynach wytrzymałościowych ZD10/90 (rys. 8) i ZD100 (rys. 9).



Rys. 8. Badania materiałowe poszycia: a) widok wybranej próbki w maszynie wytrzymałościowej ZD10/90, b) widok wybranych próbek po zerwaniu.



Rys. 9. Badania materiałowe poszycia: a) maszyna wytrzymałościowa ZD100, b) widok wybranej próbki po zerwaniu.

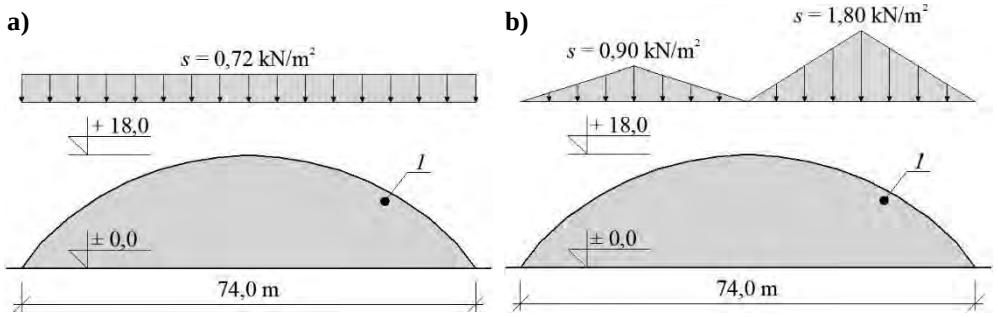
Badano próbki ze szwem oraz bez szwu w kierunku prostopadłym i równoległym do szwu, pobrane z dolnej i górnej membrany. Dodatkowo wykonano badania próbek ze sztucznie wykonanym defektem w postaci nacięcia na krawędzi i w środku próbek. W przypadku membrany zewnętrznej wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien wyniosła 1,8 kN/50 mm (w projekcie było to 3,2 kN/50 mm), z kolei wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien była równa 1,83 kN/50 mm (w projekcie było to 3,0 kN/50 mm). Uzyskane wytrzymałości były zatem znacząco mniejsze od tych przyjętych w projekcie. W badaniach membrany wewnętrznej uzyskano wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien równą 1,52 kN/50 mm (w projekcie było to 2,4 kN/50 mm). Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien wyniosła z kolei 1,4 kN/50 mm (w projekcie przyjęto 2,3 kN/50 mm). Na tej podstawie stwierdzono, że parametry wytrzymałościowe membran nie spełniały deklaracji zawartych w dokumentacji technicznej.

W projekcie zamieszczono również niespójne informacje dotyczące przyjętej wysokości hali. W dokumentacji rysunkowej obiekt miał wysokość 18,0 m – w obliczeniach zaś 20,0 m. Powłoka została zaprojektowana dla maksymalnego obciążenia śniegiem wynoszącego 0,25 kN/m^2, co odpowiada grubości świeżej pokrywy śnieżnej równej 25,0 cm (zakładając ciężar objętościowy śniegu 1,0 kN/m^3 wg załącznika E do PN-EN 1991-1-3 [7]), lub 12,5 cm kilka godzin po opadach (ciężar objętościowy ok. 2,0 kN/m^3 [7]).

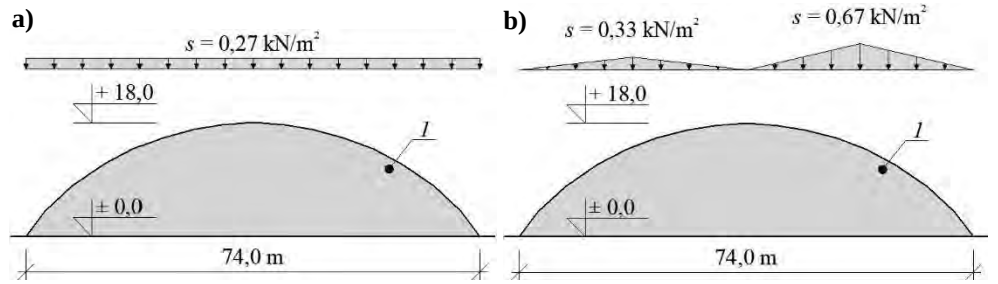
W obliczeniach prowadzonych według Eurokodu przyjmuje się minimalny okres powrotu obciążenia śniegiem obiektów o krótkim okresie eksploatacji równy 20 lat (pkt. 4.1(2) uwaga 2 w PN-EN 1991-1-3 [7]). W normie dotyczącej projektowania tymczasowych hal namiotowych [5] podano, że jeśli śnieg nie przekracza grubości 8,0 cm – co ma zostać zapewnione przez odśnieżanie dachu – to wartość obciążenia śniegiem może być przyjęta jako 0,20 kN/m^2. W przepisach niemieckich DIN 4134:1983-02 [6] dopuszcza się możliwość przyjęcia zredukowanego obciążenia śniegiem o wartości 0,25 kN/m^2, dla dachów o nachyleniu mniejszym niż 70°, przy zapewnieniu mechanicznego odśnieżania dachu.

W przypadku analizowanej hali nie przewidziano możliwości odśnieżania dachu. Z punktu widzenia technicznego mechaniczne odśnieżanie poszycia obiektu jest nierealne ze względu na geometrię konstrukcji jak i brak dostępu do korony poszycia. Postulaty obu norm [5, 6]

nie są zatem spełnione. Przeliczone referencyjnie wartości obciążenia śniegiem według procedur Eurokodu dla dwóch przypadków – obciążenia śniegiem dla dachów walcowych (wariant 1 – rys. 10) oraz obciążenia śniegiem z przeliczonym współczynnikiem termicznym i okresem powrotu jak dla konstrukcji tymczasowych (wariant 2 – rys. 11) wskazują na obciążenie większe niż założone w projekcie – tablica 1.



Rys. 10. Obciążenie śniegiem analizowanej hali pneumatycznej – Wariant 1: a) obciążenie równomiernie rozłożone, b) obciążenie nierównomiernie rozłożone, *1* – geometria obiektu.



Rys. 11. Obciążenie śniegiem analizowanej hali pneumatycznej – Wariant 2: a) obciążenie równomiernie rozłożone, b) obciążenie nierównomierne rozłożone, *1* – geometria obiektu

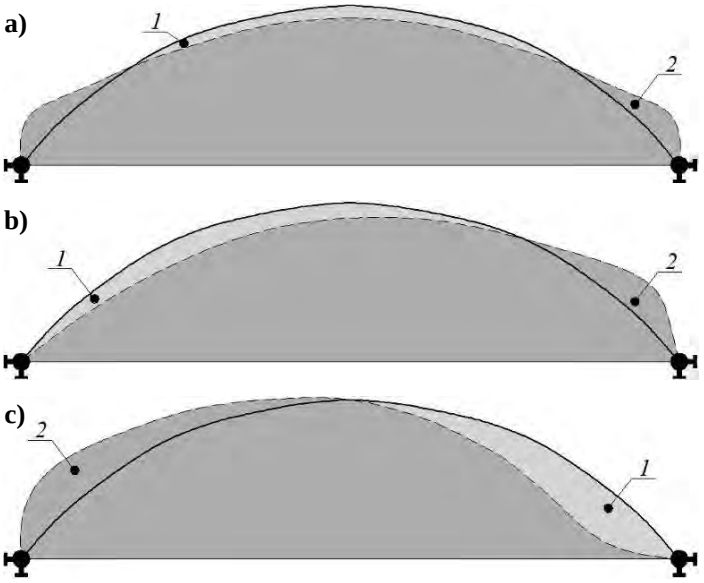
Tablica 1. Porównanie wartości obciążenia śniegiem

Obciążenie śniegiem	**Wartość charakterystyczna [kN/m²]**	
	Równomiernie rozłożone	**Nierównomiernie rozłożone**
w projekcie zamiennym wg DIN 4134:1983-02, przy zapewnieniu odśnieżania	0,25	-
PN-EN 13782:2015-07, przy zapewnieniu odśnieżania	0,20	-
wg EC – wariant 1	0,72	0,90 i 1,80
wg EC – wariant 2	0,27	0,33 i 0,67

Co więcej, w analizowanym projekcie zastosowano współczynniki bezpieczeństwa, których wartości sugerują, że pochodzą one z pakietu wycofanych norm polskich PN-B. Projektant nie powołał się jednak na żadną normę w tym zakresie (nie podał z jakiej normy czerpnięto przyjęte współczynniki bezpieczeństwa). Należy dodać, że łączenie przepisów normowych z różnych pakietów np. Eurokodu i wycofanych Polskich Norm, jest podejściem niewłaściwym, choćby ze względu na inne wartości współczynników kombinacyjnych i częściowych współczynników materiałowych, zapewniających określony poziom niezawodności konstrukcji.

W dokumentacji projektowej przyjęto wartość współczynnika zwiększającego dla ciśnienia wewnętrznego wynikającego z nadmuchu powietrza po stronie niebezpiecznej – o wartości 1,2. Takie podejście powoduje obliczeniowe zwiększenie ciśnienia utrzymującego powłokę – tymczasem podczas projektowania stosuje się najbardziej niekorzystne sytuacje obliczeniowe. Zwiększenie ciśnienia wewnętrznego w obliczeniach jest przypadkiem korzystnym z punktu widzenia nośności hali ale jest podejściem całkowicie błędnym z punktu widzenia metody Stanów Granicznych. W zależności od przyjętej kombinacji oddziaływań, projektant powinien był dla ciśnienia wewnętrznego przyjąć współczynnik mniejszy od jedności lub co najwyżej równy 1,0.

W ramach analiz przeprowadzono również weryfikacyjne obliczenia statyczne. Wykazano, że możliwe są trzy przypadki utraty stateczności hali – rys. 12. Pierwsza postać charakteryzuje się wypłaszczeniem powłoki, na skutek oddziaływania śniegu w szczycie i wypchania ścian zewnętrznych poszycia na zewnątrz. Druga i trzecia postać odznacza się utratą stateczności powłoki w strefie przypodporowej. Przedstawione postacie utraty stateczności pokrywają się z deformacjami powłoki widocznymi w czasie analizowanej katastrofy budowlanej.

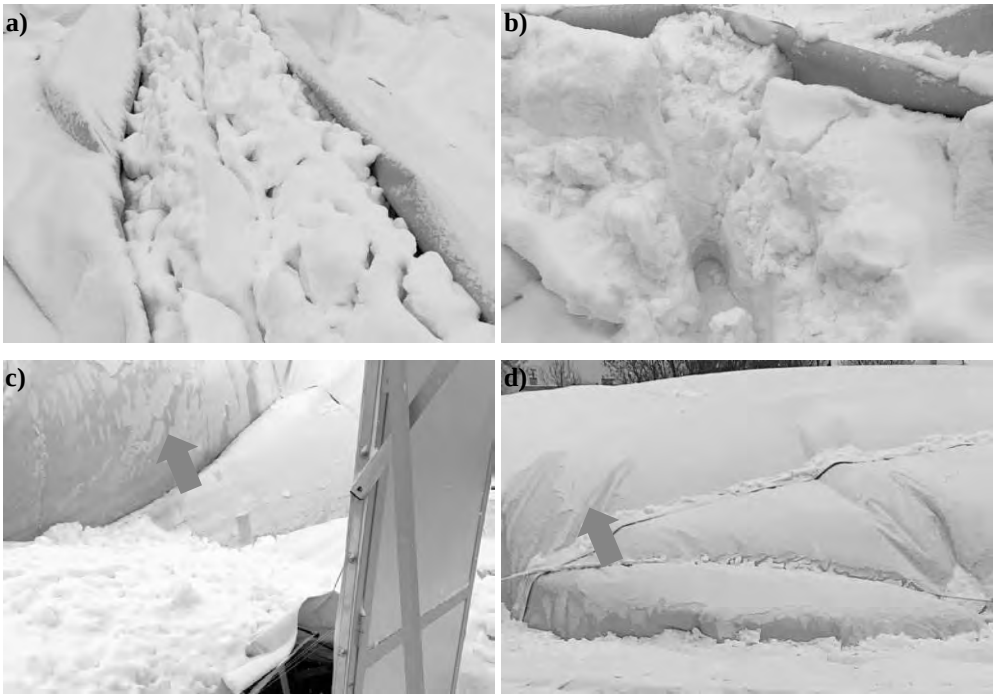


Rys. 2. Możliwe globalne postacie utraty stateczności na podstawie obliczeń numerycznych: *1* – pierwotny kształt hali, *2* – zdeformowany kształt hali.

Na podstawie powyższych rozważań można bez wątpienia stwierdzić, że bezpośrednią przyczyną wystąpienia katastrofy budowlanej był śnieg zalegający na poszyciu analizowanej hali. Choć w normach [5, 6] dopuszcza się przyjęcie zredukowanych wartości obciążenia śniegiem przy zapewnieniu odśnieżania dachu, to takie podejście w warunkach polskich jest kontrowersyjne. Założenie z kolei obciążenia śniegiem o wartości większej uniemożliwiałoby zaprojektowanie hali pneumatycznej, dla której ciśnienie wewnętrzne wynosi 0,30 kN/m^2. Nawet przy doprecyzowaniu warunków jakie inwestor powinien spełnić przy użytkowaniu namiotu, aby nie dopuścić do gromadzenia się śniegu (np. konieczność kontroli grubości pokrywy śnieżnej czy temperatury poszycia) w przypadku opadów o charakterze nawalnym odśnieżenie tego typu powierzchni dachowej byłoby nierealne. Założenia bazujące na tym, że gorące powietrze wtłaczane między warstwy powoduje topnienie śniegu są nieprawdziwe. Gwałtowny opad śniegu powoduje lokalną deformację powłoki, topi się wyłącznie jego

niewielka warstwa, bezpośrednio stykająca się z powłoką. Następnie dochodzi do powstania zastoiny wodnej, co lokalnie dociąża membranę dachową.

Cennym materiałem dowodowym potwierdzającym ten mechanizm zniszczenia są fotografie wykonane w dniu katastrofy przez kierownika budowy (rys. 13). Na zdjęciach nie tylko widoczne są znaczne ilości zalegającego na powłoce śniegu ale również obszary, gdzie śnieg przymarzł do powłoki (miejsca te oznaczono czerwonymi strzałkami). Wykazane błędy popełnione na etapie projektowania czy wykonawstwa oraz zastosowanie słabszego materiału powłoki mogły przyczynić się do analizowanego zdarzenia – nie były jednak jego bezpośrednią przyczyną. Przy ustalaniu przyczyn katastrofy stwierdzono również błędy eksploatacyjne. Zarządca obiektu nie usuwał śniegu wzdłuż obrzeży hali, co powinien był robić zgodnie z instrukcją użytkowania obiektu.



Rys. 13. Zdjęcia zalegającego śniegu na powłoce hali zrobione przez kierownika budowy w dniu katastrofy: a) i b) śnieg zalegający na powłoce, c) i d) śnieg przyklejony do powłoki.

5. Podsumowanie

Przedstawiona w niniejszym opracowaniu katastrofa budowlana hali pneumatycznej nie jest pojedynczym przypadkiem tego rodzaju zdarzenia. W ostatnich latach obiekty tego typu ulegały awariom i katastrofom w różnych częściach Polski. W lutym 2022 roku w Białymstoku doszło do zawalenia się zadaszenia hali pneumatycznej w czasie odbywającego się wewnątrz meczu piłkarskiego. W pewnym momencie balon rozpięty nad boiskiem zaczął się rozrywać i runął na murawę. W grudniu 2022 roku zawaliła się również hala pneumatyczna w miejscowości Kaputy na Mazowszu. Rok wcześniej w grudniu 2021 roku, zaledwie kilka dni po ustawieniu, zapadła się hala sportowa w Mielcu. W niedzielę 7 stycznia 2024 roku zawaliła się hala z zadaszeniem pneumatycznym Podkarpackiego Centrum Piłki Nożnej

w Stalowej Woli. Warto dodać, że zdjęcia z katastrofy pokazują znaczną ilość śniegu zalegającego na powłoce hali, a pozostałe przypadki wspomnianych katastrof miały miejsce w miesiącach zimowych. Problemy z powłoką pneumatyczną występowały również w Minneapolis. Tamtejszy dach obiektu sportowego zaprojektowano jako dwuwarstwową powłokę o wymiarach w rzucie 227×192 m i wyniesieniu kopuły 59 m. W czasie eksploatacji powłoka była pięciokrotnie uszkadzana z powodu warunków atmosferycznych, a po burzy śnieżnej w grudniu 2010 roku, gdy na dachu było ponad 40 cm śniegu, membrana rozerwała się w kilku miejscach i częściowo opadła na boisko. W obawie przed wypadkiem obiekt ostatecznie rozebrano w 2014 roku [8].

Hale pneumatyczne podobnie jak namiotowe zakwalifikowane są w Prawie Budowlanym do obiektów tymczasowych. Brak formalnych zapisów dotyczących maksymalnych wymiarów takich obiektów, ponadto podlegających wyłącznie zgłoszeniu powoduje, że budowane są hale pneumatyczne o dużych rozmiarach bez dokumentacji projektowej zweryfikowanej przez osoby posiadające uprawnienia budowlane i odpowiednią wiedzę techniczną [9]. Ten fakt jest zaskakujący biorąc pod uwagę, że ustawodawca w procesie kwalifikacji obiektów pod względem wymaganego pozwolenia na budowę lub zgłoszenia ogranicza wymiary altanek, budynków gospodarczych czy suszarni kontenerowych.

Przy założeniach, że hala pneumatyczna utrzymuje się dzięki panującemu wewnątrz nadciśnieniu na poziomie ok. 0,30 kN/m^2, założenie w projekcie obciążenia śniegiem przewyższającego wartość ciśnienia wewnętrznego oznacza brak równowagi sił. W praktyce hale pneumatyczne są projektowanie ze zredukowanym obciążeniem śniegiem, bazując na założeniu jego topnienia. Projektanci, podobnie jak w przypadku hal namiotowych [10], nie precyzują w jaki sposób użytkownik ma kontrolować grubość i ciężar pokrywy śnieżnej na dachu. Najczęściej zakłada się odśnieżanie samoczynne wskutek ogrzewania hali od wewnątrz. Jak pokazuje praktyka w rzeczywistości przy nawalnym opadzie śniegu dochodzi do topnienia jego niewielkich ilości, które powodują powstawanie zastoin, deformacje powłoki i przyklejanie się kolejnych warstw mokrego śniegu do poszycia. Odśnieżanie mechaniczne jest z kolei nierealne ze względów praktycznych – geometrię obiektu, śliskość powierzchni membrany oraz brak dostępu do korony hali. W przypadku dachu bez dostępu, z wyjątkiem zwykłego utrzymania i napraw, obciążenie użytkowe w Eurokodzie wynosi 0,40 kN/m^2 [11]. Taka wartość dwukrotnie przekracza zmniejszony ciężar śniegu przyjmowany w projektach hal pneumatycznych. Zdaniem autorów przedstawiona problematyka powinna zostać w trybie pilnym uregulowania prawnie. W przeciwnym razie istnieje ryzyko występowania tego rodzaju zdarzeń w przyszłości.

Literatura

1. Klimek D.: Hale pneumatyczne i hale z obudową pneumatyczną, Inżynier Budownictwa nr 10, 2016.
2. Ustawa Prawo Budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414.
3. PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
4. Obwieszczenie Ministra Rozwoju i Technologii z dnia 15 kwietnia 2022 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. 2022 poz. 1225.
5. PN-EN 13782:2015-07 Obiekty tymczasowe. Namioty. Bezpieczeństwo.
6. DIN 4134:1983-02 Air-supported structures; structurat design, construction and operation.
7. PN-EN 1991 Eurokod 1 – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
8. Rawska-Skotniczny A., Matynowicz A., Nalepka M.: Błędy przy projektowaniu stałych i tymczasowych hal namiotowych, XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2017, s. 455–466.
9. Chruściel W., Kuczyński K.: Bezpieczeństwo użytkowania obiektów tymczasowych na przykładzie hali namiotowej, XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2015, s. 185–194.

10. Rawska-Skotniczny A., Marynowicz A.: O projektowaniu hal namiotowych w kontekście norm europejskich, Inżynieria I Budownictwo nr 3, 2016, s. 134–137.
11. PN-EN 1991 Eurokod 1 – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

Causes of the construction disaster of the pneumatic hall

Key words: pneumatic hall, construction disaster, pneumatic cover, snow load, sports field roof, temporary hall

Diagnostyka i zapobieganie awariom na przykładzie konstrukcji wsporczej suwnicy

JANUSZ JURASZEK*
Uniwersytet Bielsko- Bielski, Katedra Budownictwa

Streszczenie: W inżynierii lądowej, ze względu na dużą liczbę istniejących konstrukcji metalowych, które powinny zapewnić odpowiedni poziom bezpieczeństwa i komfortu użytkowania konieczne jest ich właściwe monitorowanie zabezpieczające zarazem przed ich awariami. Projektowanie procesów monitorowania jest złożonym zadaniem, ponieważ obejmuje analizę początkowego i aktualnego stanu konstrukcji oraz weryfikację bezpieczeństwa eksploatacyjnego. Stały lub krótkoterminowy monitoring światłowodowy Fiber Bragg Grating (FBG) odkształceń konstrukcji wykazał możliwości analizy bezpieczeństwa konstrukcji. W niniejszej pracy przedstawiono nowe podejście, które umożliwia wczesną identyfikację miejsc niebezpiecznych w konstrukcji stalowej przy użyciu czujników hallotronowych skanujących rozkład składowej stycznej i normalnej własnego pola magnetycznego WPM i ich gradientów jak również miejsc koncentracji naprężeń czy występowania pierwszych mikropęknięć. W pracy przedstawiono kompleksowy program monitorowania strukturalnego i magnetycznego na przykładzie suwnicy do transport węgla w elektrociepłowni.

Słowa kluczowe: diagnostyka, suwnice, monitoring odkształceń i magnetyczny

1. Wprowadzenie

Znaczna liczba istniejących konstrukcji metalowych, które zostały zbudowane w połowie ubiegłego wieku przekroczyła już przewidywany okres użytkowania, ale stan wielu z nich jest wystarczająco zadowalający, by mogły być dalej eksploatowane. Mimo to konstrukcje te przykładowo suwnice, konstrukcje wsporcze linii wysokiego napięcia często wykazują oznaki zużycia, takie jak korozja, nieprawidłowe działanie podpór łożysk, pęknięcia spowodowane zmęczeniem materiału lub uszkodzenia spowodowane awariami. Nośność niektórych elementów konstrukcyjnych nie jest często już wystarczająca i wymagają one interwencji naprawczych i renowacyjnych, aby sprostać nowym wymaganiom i zapewnić odpowiedni poziom bezpieczeństwa. W tym kontekście wykonywanie zadań związanych z identyfikacją zagrożeń przedawaryjnych [1], wzmacnianiem, naprawą i utrzymaniem [2] staje się coraz ważniejsze w dziedzinie inżynierii lądowej ze względu na zabezpieczenie przed potencjalnymi awariami, stając się zrównoważoną alternatywą dla nowych konstrukcji. Zgodnie to jest z definicją projektowanego okresu użytkowania określoną przez Eurokod [3] jako„przyjęty w projekcie przedział czasu, w którym konstrukcja lub jej część ma być użytkowana zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem i przewidywanym utrzymaniem, bez potrzeby większych napraw”. W myśl powyższej definicji w okolicznościach zmiany przeznaczenia obiektu

*Autor do korespondencji: *jjuraszek@ath.bielsko.pl*

budowlanego lub przekroczeniu okresu użytkowania przyjętego w projekcie należy dokonać gruntownej analizy aktualnego stanu technicznego obiektu oraz monitorować jego pracę, aby na bazie pozyskanych w ten sposób informacji ocenić, czy możliwa jest dalsza bezpieczna eksploatacja, czy też wymaga on wzmocnienia lub rozbiórki.

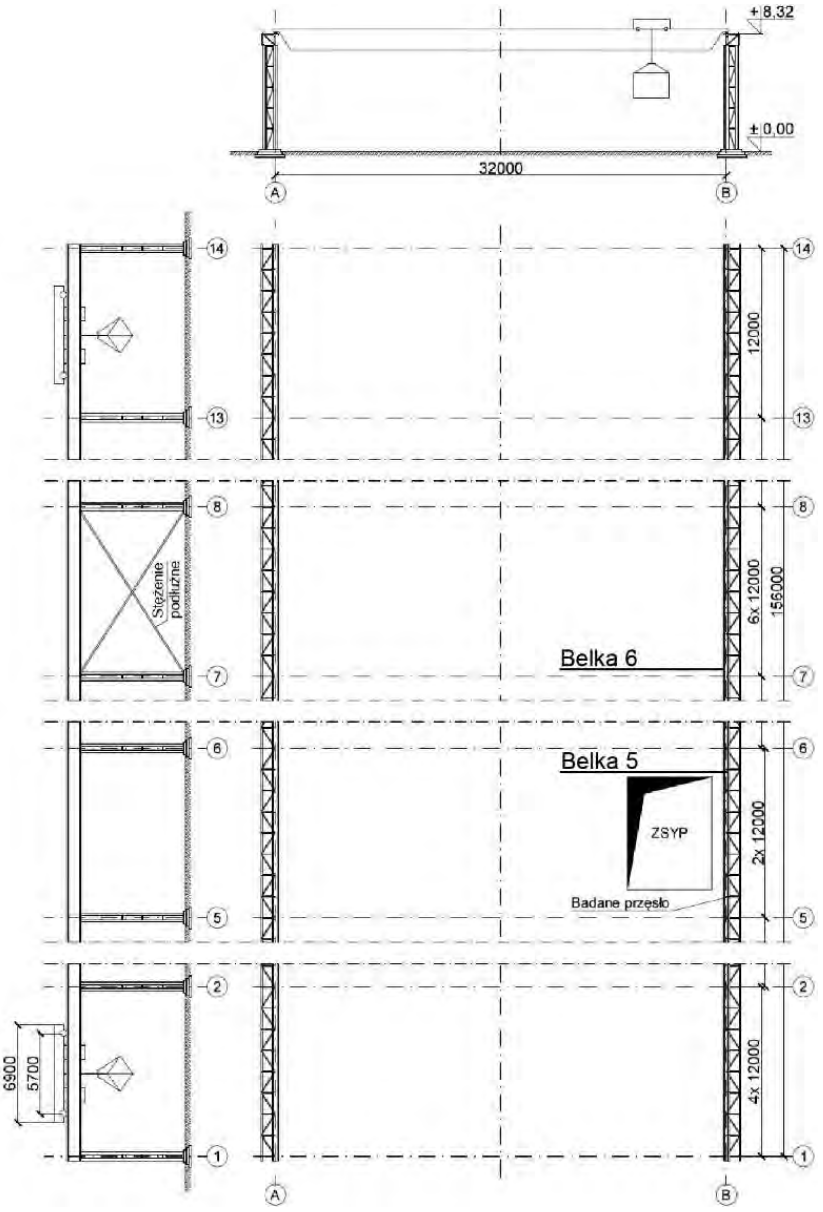
Opracowanie skutecznego planu analizy konstrukcji rozpoczyna się od oceny jej aktualnego stanu technicznego dalej zachowania się pod obciążeniem, oceny właściwości mechanicznych jej materiałów oraz analizy jej połączeń to tylko kilka przykładów wstępnych zadań. Zbieranie informacji in situ jest zatem niezbędne. W rzeczywistości jest to jedyny sposób, aby zapewnić opracowanie spójnego projektu renowacji konstrukcji, zarówno pod względem technicznym, jak i ekonomicznym. Analiza możliwych do zastosowania w przypadku tej suwnicy metod diagnostycznych oraz uwzględnienie możliwości technicznych i ekonomicznych wskazała na diagnostykę magnetyczną jako jedyną metodę, która umożliwia wczesne wykrycie miejsc niebezpiecznych w konstrukcji ferromagnetycznych i co jest istone przed pojawieniem się pierwszych mikropęknięć. W pracach [4,5] wykazano również znaczny potencjał tej metody jako użyteczne narzędzie do oceny zachowania się konstrukcji. Dlatego metoda WPM odgrywa istotną rolę nie tylko w ilościowym określaniu zachowania obiektu, ale także w ocenie i wykrywaniu wad strukturalnych, które wymagają bardziej dogłębnego podejścia niż klasyczna inspekcja lub analiza numeryczna uwzględniająca imperfekcje występujące w konstrukcji. Drugą metodą zaproponowaną w pracy był monitoring odkształceń miejsc najbardziej wytężonych za pomocą czujników światłowodowych FBG. Nawet w przypadku starych suwnic, które nie były wcześniej monitorowane, krótkoterminowe kampanie monitorowania ich odkształceń dostarczają najdokładniejszych informacji dotyczących rzeczywistego zachowania konstrukcji. Ponadto połączenie tych metod polegające na wskazaniu obszarów niebezpiecznych za pomocą metody magnetycznej WPM i zainstalownie w tych obszarach monitoringu odkształceń światłowodowego FBG, który charakteryzuje się znaczną dokładnością pomiarową może wnieść nową jakość do diagnostyki takich konstrukcji.

W niniejszej pracy przedstawiono połączenie monitorowania strukturalnego opartego na pomiarach odkształceń FBG suwnicy oraz skanowania magnetycznego suwnicy opartego na metodzie własnego rozproszonego pola magnetycznego (WRPM), która umożliwia identyfikację miejsc niebezpiecznych [6] oraz analizę efektu magneto-sprężystego [7, 8]. Metody te wykazały znaczny potencjał w zakresie wczesnej identyfikacji miejsc niebezpiecznych w konstrukcjach stalowych również po przekroczeniu granicy plastyczności [9, 10] mogących być przyczynami poważnych awarii.

2. Obiekt badań

Obiektem prowadzonych badań i analiz była estakada podsuwnicowa obsługująca składowisko węgla w elektrociepłowni. Oddany do użytku w 1980 roku obiekt składa się z dwóch 13-przęsłowych konstrukcji ramowych, wzdłuż których poruszają się dwie natorowe suwnice dwudźwigarowe o rozpiętości 32,0 m. Na każdą z konstrukcji ramowych estakady składają się słupy czterogałęziowe wykonane z kątowników o rozstawie 800×600 mm oraz dwuteowa belka podsuwnicowa spawana z blach wraz z kratowym tężnikiem hamownym. Środnik belki podsuwnicowej został wykonany z blachy o grubości 10 mm oraz szerokości 800 mm a półki z blach o grubości 12 mm i szerokości 250 mm. W roku 1990 konstrukcja została wzmocniona: do górnej półki przyspawane zostały dwa kątowniki stalowe L100×100×12, podczas gdy do półki dolnej przyspawano blachę o grubości 16 mm i szerokości 380 mm na długości 8800 mm. Przeprowadzono wtedy także renowację zabezpieczeń antykorozyjnych elementów stalowych. Tężnik hamowny belki podsuwnicowej stanowi kratownica, której pas górny wykonano z teowników T100×100×10, pas dolny

z ceownika C100×50, natomiast słupki oraz krzyżulce – z kątowników L50×50×4 i L70×70×7. W płaszczyźnie górnego pasa kratownicy znajduje się pomost komunikacyjny wykonany z kratek systemowych. Torowisko po którym poruszają się dźwignice jest wykonane z szyn kolejowych S42 mocowanych w osi do górnej półki belki podsuwnicowej za pośrednictwem klem montażowych. Profile oraz blachy, z których zbudowana jest konstrukcja, zostały wykonane ze stali klasy 235S, dla której parametry wytrzymałościowe wynoszą odpowiednio f_y = 235 MPa dla granicy plastyczności oraz f_u = 360 MPa dla wytrzymałości na rozciąganie. Konstrukcja estakady została przedstawiona na rys. 1.



Rys. 1. Konstrukcja estakady z zaznaczonymi belkami nr 5 i 6.

3. Monitoring odkształceń konstrukcji belki suwnicowej

Zaproponowano monitorowanie odkształceń belek suwnicy za pomocą specjalnie zaprojektowanych czujników światłowodowych FBG. Istota pomiaru polega na okresowo zmiennym współczynniku załamania światła, dzięki któremu fala elektromagnetyczna w światłowodzie jest częściowo odbijana. Jeżeli odległość dwóch równoległych do siebie płaszczyzn siatki jest równa wielokrotności długości fali promieni to odbite od struktury promienie ulegają wzmocnieniu.

Długość fali odbitej od siatki, nazywanej falą Bragga jest określona poprzez zależność:

$$\lambda_B = 2n_{eff} \cdot \Lambda \tag{1}$$

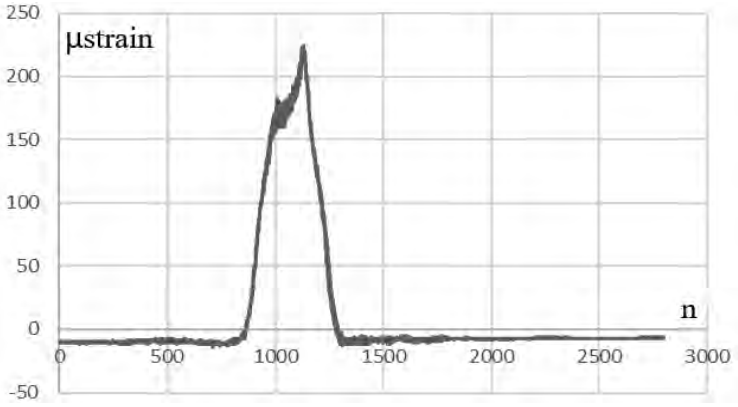
gdzie:

– λ_B – długość fali Bragga,

– n_{eff} – efektywny współczynnik załamania rdzenia światłowodu,

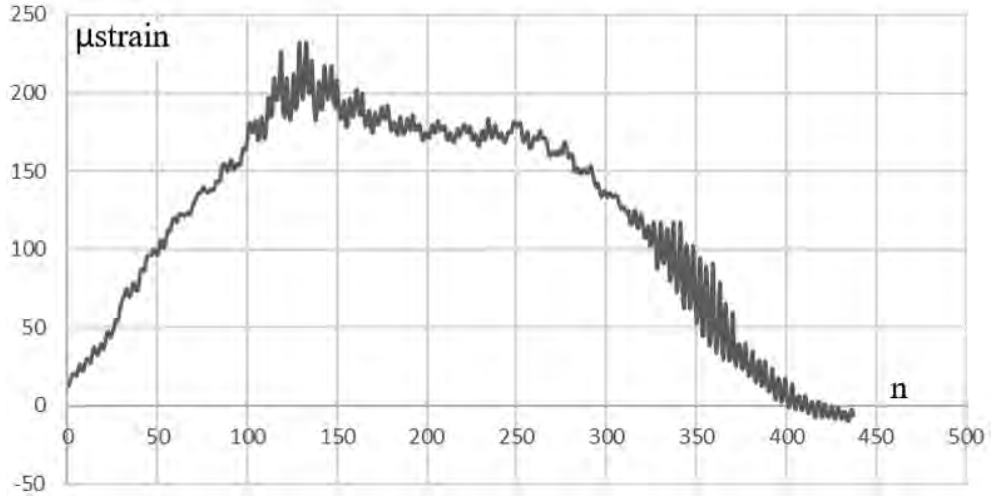
– Λ – okres siatki.

Spośród szeregu zalet wyróżniających czujniki światłowodowe z siatką Bragga na tle klasycznych metody pomiarowych warto wymienić znaczną dokładność pomiarową wynoszącą *µstrain*, czyli 1/1000000, możliwość rejestrowania wyników z bardzo wysoką częstotliwością nawet 20kHz, co umożliwia prowadzenie pomiarów dynamicznych, znaczna stabilność w długich okresach obserwacyjnych [11] oraz możliwość sieciowania[12]. Bazowa długości fali świetlnej w czujniku światłowodowym wynosiła dla nieobciążonej konstrukcji (1550,75 nm). Zbudowany światłowodowy system pomiaru odkształceń belek podsuwnicowych umożliwił ciągły w czasie pomiar odkształceń. Czujniki świałowodowe zostały umieszczone w połowie długości belek oraz w odległości 4400 mm od osi belki to jest w miejscu końca nakładki przyspawanej do dolnej półki. Uzyskane w ten sposób rzeczywiste wartości odkształceń informują na bieżąco o stanie odkształceniowym suwnicy, o zaistniałych przeciążeniach lub awariach. Na rys. 2-5 przedstawiono przykładowe wartości odkształceń belki nr 5 (umiejscowionej nad zsypem węgla) ze względu na największe obciążenie tej belki dla czujnika C1 (rys.8a) umiejscowionego w połowie długości belki i dla różnych konfiguracji obciążniowych belki wynikających położenia wózka suwnicy wraz ze skipem względem analizowanej belki podsuwnicowej. Rysunek nr 2 dotyczy przejazdu suwnicy z obciążonym skipem usytuowanym w odległości 1m od belki nr 5. Można zauważyć dwa maksima o wartościach odpowiednio 183 i 231µstrain, gdzie n oznacza liczbę pomiarów.



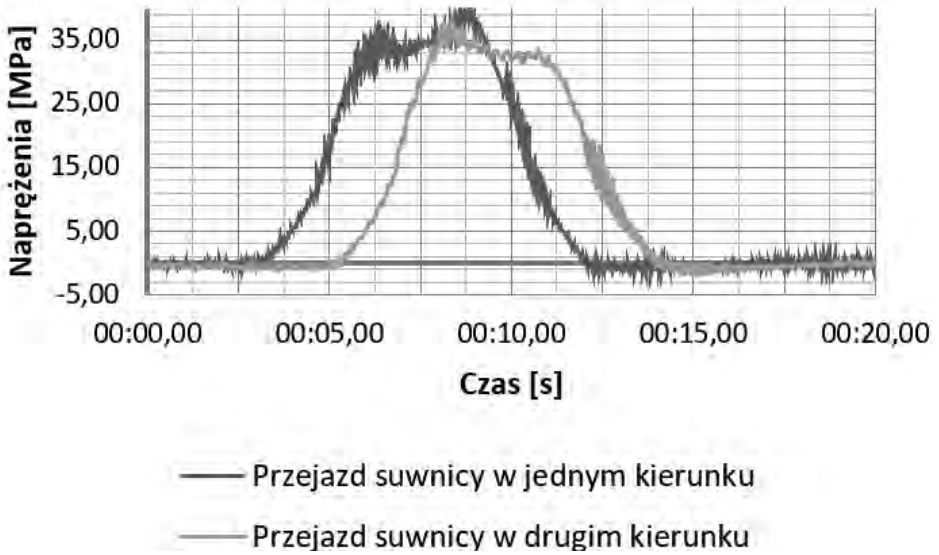
Rys. 2. Odkształcenia wywołane przejazdem suwnicy.

Ponadnormatywne zwiększenie obciążenia skipu spowodowało wzrost wartości odkształceń belki suwnicowej do wartości 242 μstrain – rysunek 3. Widoczne są znaczne drgania belki podsuwnicowej.



Rys. 3. Odkształcenia wywołane przejazdem suwnicy obciążonej ponadnormatywnym obciążeniem.

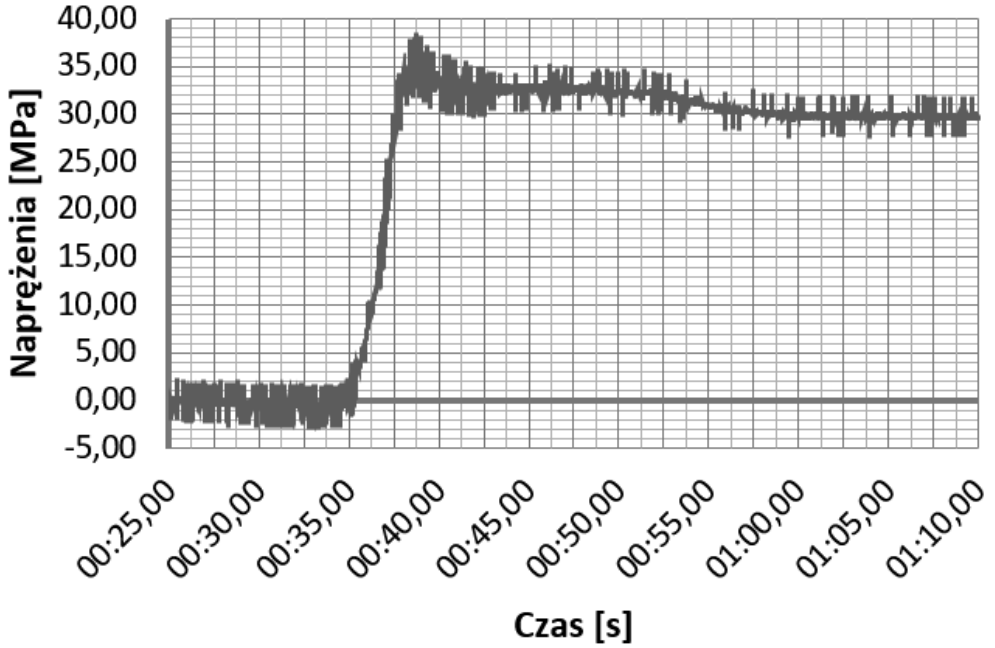
Wyznaczone doświadczalnie rzeczywiste wartości odkształceń belki nr 5 umożliwiły w oparciu o związki fizyczne wyznaczenie wartości naprężeń występujących w belkach. Przykładowo zmianę wartości naprężeń w połowie długości belki dla przejazdu z maksymalną dopuszczalną prędkością tam i z powrotem z pełnym obciążeniem skipu przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Naprężenia podczas przejazdu z maksymalną dopuszczalną prędkością tam i z powrotem z pełnym obciążeniem skipu.

Naprężenia wyznaczone z pomiarów odkształceń wynoszą ok 40 MPa przy przejeździe w jedną stronę natomiast przy przejeździe powrotnym były o ok.2 MPa mniejsze, natomiast

odkształcenia wyniosły odpowiednio 190,4 µstrain a przy powrocie 180,9 *µstrain.* Analiza procesu napełniania łyżki chwytaka (skipu) przy wózku suwnicy ustawionym w połowie długości belki nr 5 i odległości 3 m od belki nr 5 przedstawiona została na rys. 5. Wskazuje ona na podobny poziom naprężeń ok 37 MPa i odkształceń.



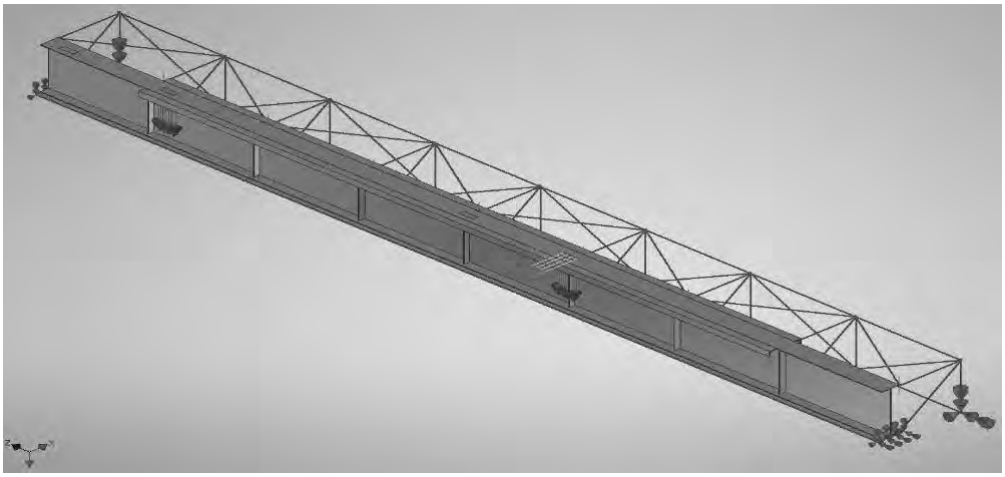
Rys. 5. Proces napełniania łyżki chwytaka (skipu).

Wyniki przedstawionych badań wskazują na znaczący wzrost wartości naprezeń występujący podczas przejazdu suwnicy lub napełniania łyżki chwytaka. Monitoring światłowodowy umożliwił analizę odkształceń belek suwnicowych, możliwe przeciążenia wynikające z większego ładunku, większego skipu od normatywnego. Informacje te umożliwiają podjęcie stosownych działań zapobiegawczych przed potencjalnie mogącymi wystąpić awariami. Analiza odkształceń belek suwnicowych wskazała również na fakt, że najbardziej obciążoną jest belka podsuwnicowa umiejscowiona nad zsypem, natomiast najmniej obciążone są 4 belki na końcach suwnicy. Niewątpliwą zaletą pomiarów odkształceń belek suwnicowych za pomocą specjalnie dedykowanych światłowodowych czujników odkształceń FBG w istotnych ich miejscach jest możliwość prowadzenia ciągłych pomiarów przy zachowaniu znacznej pewności pomiarowej, braku dryftu czasowego oraz możliwość automatyzacji monitorowania. Klasyczne metody oparte na okresowym pomiarze ugięcia belki są kłopotliwe w realizacji technicznej i nie ma możliwości prowadzenia ciągłych pomiarów ze względu na pracę suwnicy. Wyniki badań odkształceń mogą być również implementowane do symulacji numerycznych MES belek podsuwnicowych w postaci odkształceniowych warunków brzegowych. Symulacje te z kolei mogą uwzględniać występujące rzeczywiste imperfekcje w konstrukcji na przykład w postaci nie osiowego przyłożenia obciążenia przez szynę jezdną do dwuteownika belki suwnicowej. Umożliwią wyznaczenie jej przemieszczenia i odkształcenia w pozostałych punktach. Dla analizowanej suwnicy na podstawie dokumentacji suwnicy oraz wizji lokalnej przeprowadzonej na obiekcie przyjęto parametry suwnicy przedstawione w tablicy nr 1.

Tablica 1. Parametry suwnicy

Parametr	Wartość
Udźwig	Q_h = 50,0 kN
Rozpiętość mostu	l = 32,0 m
Rozstaw kół	a = 5,7 m
Skrajne położenie chwytaka	e_{min} = 0,8 m
Ciężar całkowity suwnicy bez ładunku	G_c = 160,0 kN
Ciężar wózka	G_t = 16,0 kN
Prędkość podnoszenia	v_h = 0,08 m/s
Prędkość ruchu w kierunku podłużnym	v = 1,7 m/s
Liczba par kół	n = 2
Ilość torów	n_r = 2
Liczba kół napędzanych	m_w = 2
Kombinacja par kół	Koła napędzane niezależnie, system IFF (Independent-Fixed-Fixed – koła są niezależne ze względu na ruch obrotowy oraz umocowane ze względu na ruchy boczne)
Element prowadzący	Obrzeże kołnierzowe koła

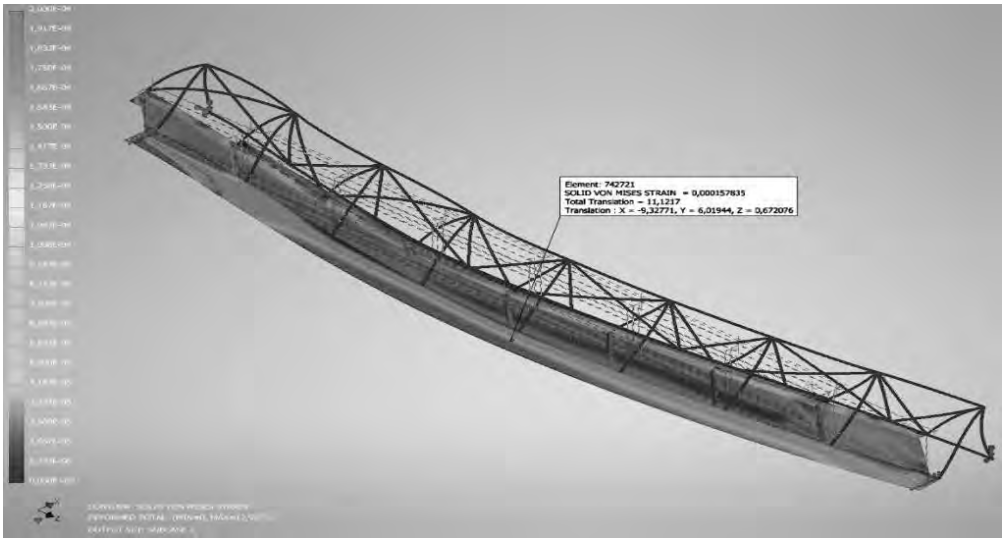
Zbudowano model numeryczny belki suwnicowej. Warunki brzegowe i obciążeniowe przedstawiono na rys. 6. Belka jest swobodnie podparta z jednej strony, z drugiej podparta przegubowo nieprzesuwne. Blachy oraz profile kątowników, z których została wykonana belka podsuwnicowa oraz elementy wzmacniające ją zamodelowano jako elementy bryłowe o rozmiarze siatki zależnym od grubości danej blachy lub ścianek profilu. Profile stanowiące składowe tężnika hamownego zamodelowano jako elementy prętowe z siatką o rozmiarze pojedynczego elementu 15 mm. Podpory zadano na krawędziach dolnej półki dwuteownika oraz ceownika, jako podporę przegubową nieprzesuwną oraz podporę przegubową przesuwną. Model do analizy rys. 6 został wykonany za pomocą programu Autodesk Inventor Professional, natomiast analiza MES – w środowisku Autodesk Inventor Nastran.



Rys. 6. Model belki, warunki brzegowe i przykładowe obciążenie.

Analizy numeryczne zostały przeprowadzone jako statyczne liniowe. Wyniki symulacji numerycznych MES przykładowo w postaci rozkładu odkształcenia konstrukcji belki podsuwnicowej przedstawiono na rys. 7. Wyznaczone przykładowo wartości przemieszczeń

w połowie długości belki nr 5 dla z = 5955 mm (w układzie globalnym) wyniosły one w kierunku osi x = -9,3 mm (pion), y = 6,01 mm i osi z = 0,67 mm co jest zgodne z pomiarami doświadczalnymi wykonanymi klasycznymi metodami pomiaru ugięcia w tym samym miejscu belki (czujniki zegarowy). Największe wartości odkształceń wyznaczone numerycznie występują w tej samej lokalizacji, czyli w połowie długości belki i mieszczą się w przedziale 1,91 – 2(E-04) m co również jest zgodne z wynikami monitoringu FBG odkształceń w tym punkcie. Symulacje numeryczne MES umożliwiają wskazanie miejsc najbardziej wytężonych, w których umiejscawia się czujniki odkształceń FBG. Z kolei rzeczywiste wartości odkształceń mogą byc implementowane jako warunki brzegowe w symulacji numerycznej. Wyznaczone miejsca koncetracji naprężeń za pomocą metody WPM mogą być dodatkowo monitorowane za pomocą czujników FBG.



Rys. 7. Rozkład przemieszczeń belki suwnicwej.

3. Skanowanie magnetyczne belek suwnicy

Za pomocą dotychczas stosowanych w praktyce metod polegających głównie okresowej na kontroli strzałki ugięcia belki suwnicowej oraz jej oględzinach trudno zidentyfikować potencjalnie niebezpieczne miejsca, przykładowo w postaci mikropęknięć. W pracy zaproponowano metodę, która w oparciu o skanowanie magnetyczne pozwala na identyfikacje miejsc niebezpiecznych nie tylko w postaci pęknięć, ale co istotne na wskazanie ich przed pojawieniem się pęknieć. Metoda ta oparta jest na wyznaczeniu doświadczalnym składowych residualego pola magnetycznego i ich gradientów [6]. Umożliwia ona identyfikacje obszarów koncentracji naprężenia w elementach ferromagnetycznych a priori, czyli przed powstaniem pierwszych mikropęknięć jak również pęknięć. Lokalnie występujące zakłócenia jednorodności materiału na skutek naprężenia, odkształcenia plastycznego czy zmian struktury o podłożu zmęczeniowym, generują odpowiednie, również lokalne zmiany stopnia namagnesowania materiału, a więc również wartości indukcji. Struktura magnetyczna ferromagnetyka zawierająca dyslokacje pęknięcia charakteryzuje się tym, ze w miejscach skupisk tych dyslokacji powstają punkty zaczepienia granic domen, które powodują powstanie linii wzdłuż, której składowa normalna jest równa zeru w miejscu dylokacji natomiast składowa styczna

osiąga makisimum. Praktyczne znacznie ma zależeność magnetyczno-naprężeniowa wyznaczona w pracy [13]. Przedstawia ona związek między gradientem składowej stycznej z jednej strony a składową stany naprężenia w kierunku osi x:

$$\sigma i = \frac{1}{\mu} \cdot K_D^{\alpha} \cdot E_X \cdot \frac{dH}{dx}; \tag{2}$$

gdzie:

σi - naprężenia dla i - tego kierunku badanej powierzchni;

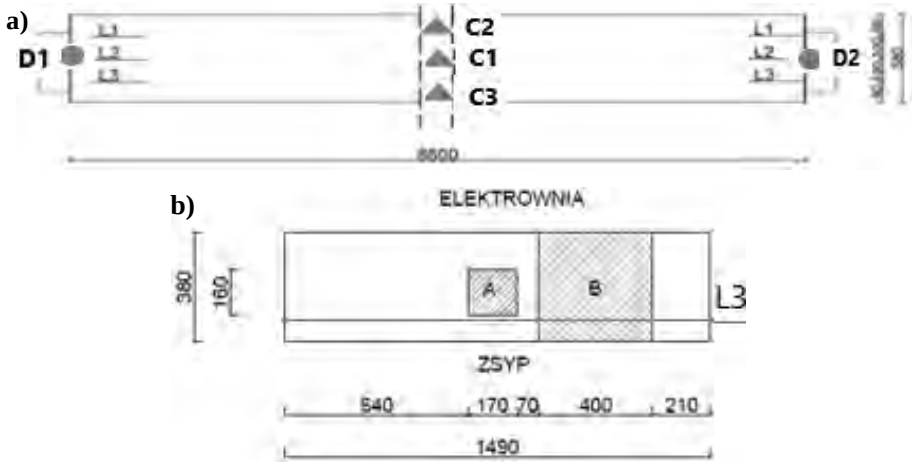
μ - względna przenikalność magnetyczna ośrodka zależna od poziomu natężenia,

K_D- współczynnik magnetyczno-naprężeniowy,

E_X- moduł Younga w kierunku x,

dH/d - gradient składowej natężenia pola magnetycznego badanej powierzchni w kierunku x.

Badania odbyły się przy użyciu nowej sondy 8-kanałowej i polegały na zeskanowaniu badanej powierzchni wzdłuż naniesionych linii pomiarowych oraz w dodatkowych podobszarach charakteryzujących się większą wartością gradientu pola magnetycznego.

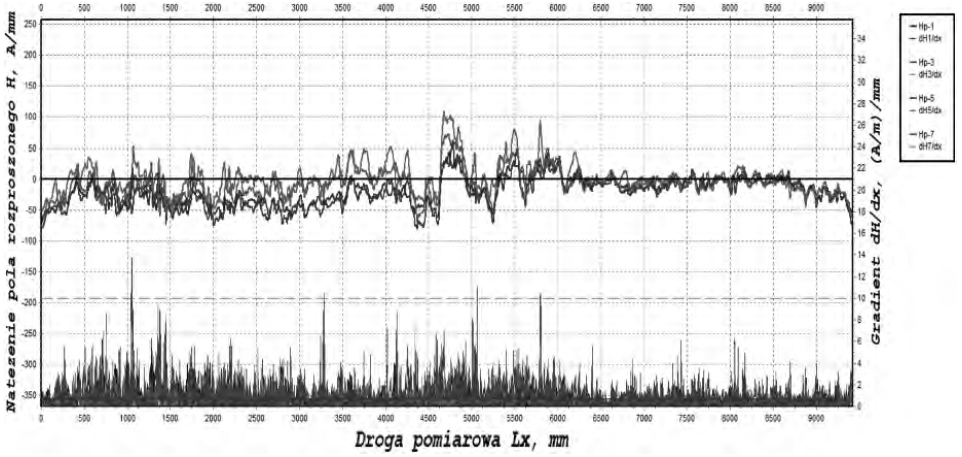


Rys.8. a) rozmieszczenie linii pomiarowych L1, L2, L3 w przypadku badań magnetycznych oraz czujników światłowodowych FBG: C1, C2, C3, D1, D2, b)fragment belki centralnie umieszczony nad zsypem i zaznaczone dwa obszary A i B.

4. Wyniki badań magnetycznych

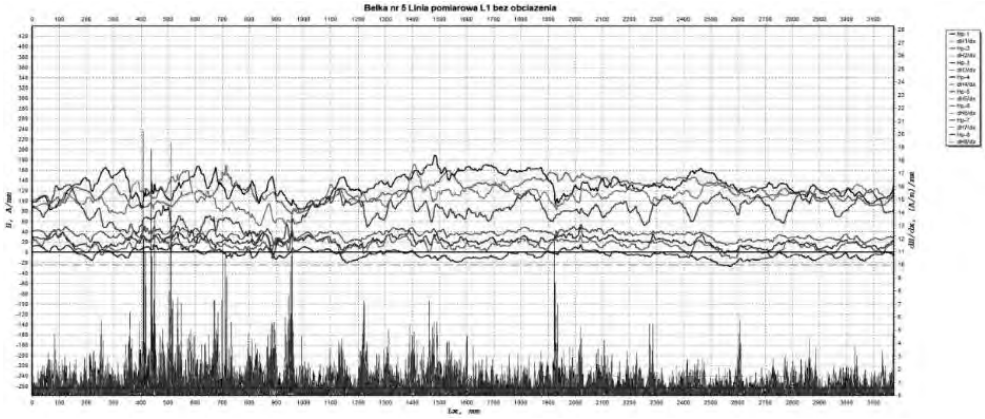
Wyniki badań przeprowadzonych skanów magnetycznych belek podsuwnicowych można podzielić na dwa etapy. W pierwszym etapie w celu ogólnej oceny całego przęsła wyznaczono rozkłady natężenia pola rozproszonego oraz jego gradientu dla linii L1, L2, L3 umiejscowionych wzdłuż dolego pasa belki suwnicowej. W drugim etapie analizowano podobszary charakteryzujące się większymi wartościami gradientu dH/dx od 10A/m/mm. Magnetogram dotyczący linii pomiarowej L1 dla całego przęsła nr 5 przedstawiono na rys.9. Na osi odciętych naniesiono drogę pomiarową Lx w [mm], natomiast na osiach odciętych po lewej stronie umiejscowiono składowe własnego pola magnetycznego normalne i styczne *H* [A/m] wyznaczone za pomocą 4 sond natomiast na osi odciętych po prawej stronie wyznaczone gradienty (szybkość zmiany składowej wzdłuż drogi pomiarowej) d*H*/d*x* [A/m/mm]. Graniczna wartość gradientów to 10A/m/mm i jest ona zaznaczona na wykresie jako czerwona przerywana linia równoległa do osi Lx. W celu większej przejrzystości

wyselekcjonowano 4 składowe normalne Hp1, Hp3, Hp5, Hp7 i opowiadające im gradienty. Wartości składowych zawierają się w przedziale od -75 do 110 A/m natomiast gradienty przekraczają graniczną wartość 10 A/m/mm w odległości x = 1100, 3300, 5100 i 5750 mm odmierzane od prawej podpory belki.



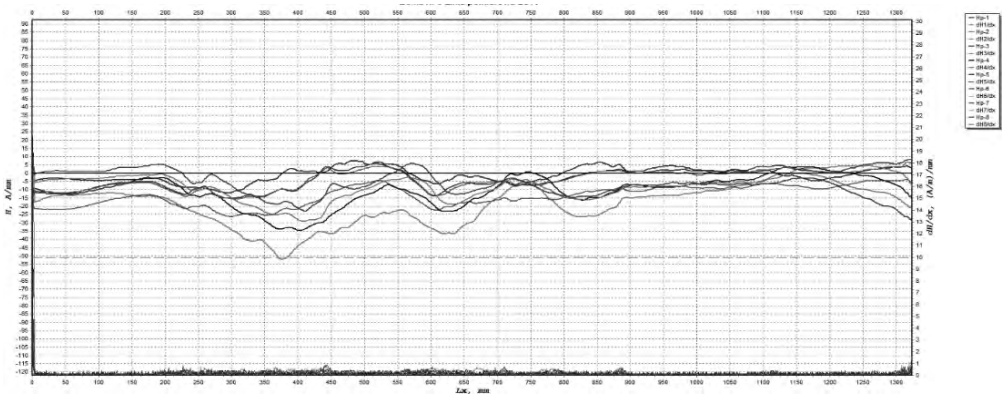
Rys. 9. Składowe natężenia pola magnetycznego dla belki nr 5 i ich gradienty dla linii L1 (rys. 8a).

Na rys. 10 przedstawiono fragment skanu magnetycznego belki nr 5 umiejscowionego centralnie nad zsypem węgla czyli najbardziej obciążonej wzdłuż linii nr 1. Wartości składowej normalnej zawierają się w przedziale od 60 do 180A/m natomiast składowych stycznych w przedziale od -20A/m do 60 A/m. Najistotniejsza jest analiza zamiany wartości gradientów i wskazuje ona, że miejsca niebezpieczne, czyli tam, gdzie został przekroczony gradient 10A/m/mm występują one obszarze x = 400-500 mm, następnie 900 mm i dalej 1940 mm mierzonym od początku przyjętego układu współrzędnych od prawej podpory belki



Rys. 10. Składowe natężenia pola magnetycznego i ich gradienty dla linii L1 belka nr 5 część centralna.

Dla porównania zamieszczono analizę fragmentu belki nr 6 umiejscowionej obok belki nr 5 wzdłuż linii nr 1. Rozkład składowych normalnych i stycznych zawiera się w przedziale od -50A/m do 7A/m, natomiast wartości gradientów nie przekraczają 1A/m/mm rys.11. Nie występują w analizowanym obszarze belki miejsca niebezpieczne. Wynika stąd, że belka nr 6 jest znacznie mniej wytężona magnetycznie w odniesieniu do belki nr 5.



Rys. 11. Składowe natężenia pola magnetycznego i ich gradienty dla belki nr 6 linia L1.

Przeprowadzona została modernizacja suwnicy polegająca na wymianie jej pasa dolnego na nowy zamocowany wzdłuż całej rozpiętości belki podsuwnicowej. Dokonano pomiarów kontrolnych. Wyniki badań zestawiono w tablicy nr 2.

Tablica 2. Zestawienie parametrów magnetycznych dla belki przed i po modernizacji

Zestawienie najważniejszych parametrów dla belki przed i po modernizacji						
Linia pom.	**Hpy [A/m]**		**Hpx [A/m]**		**Średnia wartość gradientu [A/m/mm]**	**Maksymalna wartość gradientu [A/m/mm]**
	Wartość minimalna	**Wartość maksymalna**	**Wartość minimalna**	**Wartość maksymalna**		
	po modernizacji					
L1	-64,5	58,6	-51,1	48,8	0,503	1,25
L2	-82,1	61,8	-40,8	16,1	0,257	1,68
L3	-99,1	72,5	-39,6	26,6	0,387	2,5
	Przed modernizacją					
L1	-125,9	144,8	-109,8	166,4	11,7	12,3
L2	-156,5	208,3	-77,5	161,6	14,8	16,2
L3	-187,8	367,3	-80,9	131,1	18,7	21,3

Na podstawie analizy danych zawartych tablicy można stwierdzić, że:

– Przed modernizacją największy poziom natężenia pola rozproszonego występował wzdłuż linii pomiarowej nr 3 lini najbliżej zsypu, a miejsca o najwyższej wartości gradientu znajdowały się również wzdłuż linii pomiarowej nr 3. Świadczy to o możliwości występowania wzdłuż tej linii miejscowych dyslokacji i wad materiałowych.
– Po modernizacji obniżył się poziom natężenia pola rozproszonego na całej powierzchni belki, a maksymalne natężenie występuje wzdłuż linii pomiarowej nr 3, natomiast największa wartość gradientu składowej normalnej wynosi 2,5A/m/mm i nie przekracza dopuszczalnego poziomu. Porównanie wyników pomiarów przed i po modernizacji wskazuje, że w obu przypadkach największy poziom natężeń i gradientu występuje wzdłuż linii pomiarowej nr 3, która znajduje się najbliżej zsypu węgla konstrukcji suwnicy, która jest zarazem najbardziej obciążona.

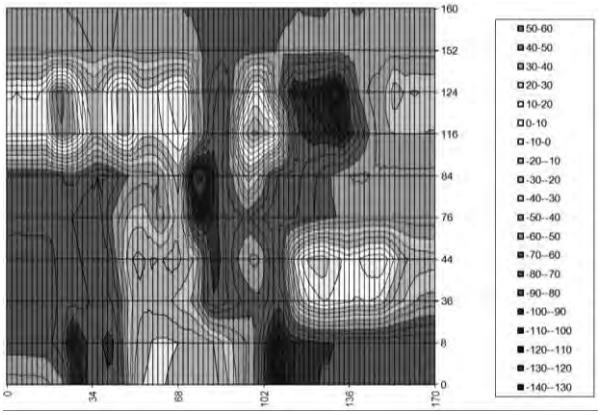
Następnym etapem były analizy wybranych fragmentów belki podsuwnicowej, gdzie wprowadzono dodatkowe zagęszczenie linii pomiarowych. Są to zaznaczone na rys. 8 b oszary A i B. Za pomocą specjalnego oprogramowania wyznaczono rozkłady 2-D :

– rozkład natężeń pola rozproszonego zarówno dla składowej normalnej i stycznej,

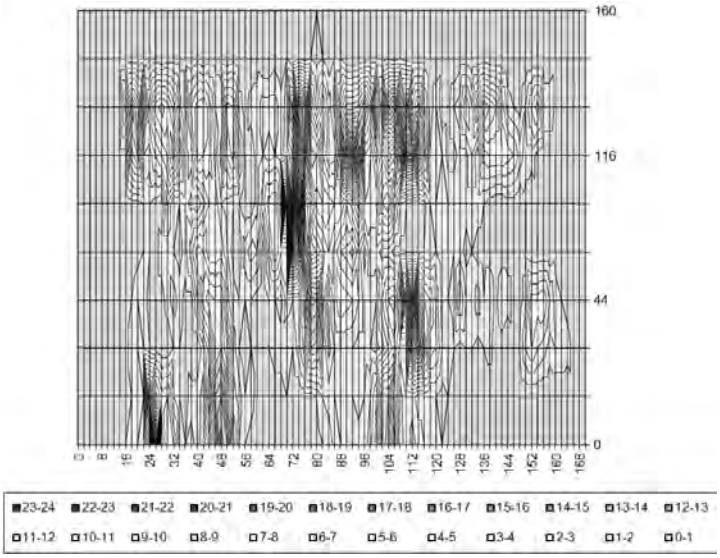
– rozkład gradientów,
– co umożliwiło precyzyjną lokalizacje występowania miejsc koncentracji naprężeń.

Dane do map natężenia pola rozproszonego importowano z programu MMM-System 30, natomiast gradienty obliczono jako pochodną natężenia rozproszonego pola magnetycznego wzdłuż długości drogi pomiarowej, korzystając z metody różnic skończonych.

Wartości natężeń dodatnich w zależności od wartości zostały przedstawione kolorami od żółtego do brązowego, natomiast wartości ujemne-kolorami zimnymi od zielonego po fioletowy. Dla map gradientów kolory zmieniały się co 1 A/m/mm, w związku z tym że gradient ma wartość nieujemną kolory zmieniały się od białego po ciemnobrązowego. Na rys. 12. przedstawiono rozkład 2-D natężenia składowej normalnej pola magnetycznego wybranego obszaru A z belki nr 5. Wartości tej składowej zawierają się w przedziale od -140 do 60 A/m. Analiza rozkładu gradientu składowej normalnej umożliwiła identyfikacje obszarów koncentracji naprężenia powyżej 10A/m/mm, które są zlokalizowane dla współrzędnej x = 72 mm oraz y = 100 mm – rysunek13.



Rys. 12. Przęsło 5. Pole A. Mapa natężenia pola rozproszonego. Składowa normalna Hpy.



Rys. 13. Przęsło 5, analizany obszar A, mapa gradientu składowej normalnej Hpy.

Z kolei dla drugiego obszaru oznaczonego jako B na rys.8b wartości rozkładu składowej normalnej zawierają się w przedziale -160A/m/mm do 30 A/m/mm natomiast gradient składowej przekraczający wartość 10A/m/mm jest zlokalizowany dla x = 72 mm. Jest to obszar, w którym mogą wystąpić mikro pęknięcia i pęknięcia. Jak wcześniej stwierdzono została przeprowadzona modernizacja polegająca na wymianie pasa dolnego belki podsuwnicowej. Umożliwiło to pobranie próbek i przeprowadzenie badań mikroskopowych miejsc niebezpiecznych, to znaczy takich, w których został przekroczony dopuszczalny gradient dla składowej normalnej własnego pola magnetycznego pasa dolnego belki. Zostały wykonane zgłady metalograficzne i zdjęcia obszarów niebezpiecznych. Na rys.14. zamieszczono zdjęcie fragmentu pobranego z obszaru A o współrzędnych x = 72 mm, y = 100 mm, Widoczne są na nim pęknięcia, które na podstawie wyników badań zmęczeniowych i analiz mikroskopowych dostępnych w literaturze [14] można przypuszczać, że mają charakter zmęczeniowy. Potwierdza to zarazem znaczenie prowadzenia skanów magnetycznych konstrukcji ferromagnetycznych ze szczególnym uwzględnieniem analizy gradientów składowej normalnej.



Rys. 13. Obraz powierzchni próbki pobranej z obszaru A dolego pasa belki podsuwnicowej z zaznaczonym pęknięciem

4. Wnioski

Wnioski szczegółowe wskazują na istotne znaczenie gradientu składowej normalnej własnego pola magnetycznego w analizie miejsc niebezpiecznych w konstrukcji suwnicy oraz wartości granicznej, którą przyjęto jako 10 [A/m/mm]. W analizowanej suwnicy wyznaczono dwa obszary charakteryzujące się przekroczoną wartością gradientu oraz zidentyfikowano pęknięcie. Światłowodowe pomiary odkształceń belki suwnicowej mogą zastąpić klasyczne pomiary ugięć, ze względu na możliwość prowadzenia ciągłych pomiarów zarówno statycznych jak i dynamicznych oraz znaczną dokładność pomiarową. W pracy zwrócono również uwagę na możliwość łączenia różnych metod doświadczalnych i numerycznych, takich jak pomiar odkształceń za pomocą światłowodów z siatkami Bragga, umożliwiający ciągły monitoring odkształcenia, symulacje numeryczne MES (wskazanie miejsc najbardziej wytężonych w konstrukcji), w których umiejscawia się czujniki odkształceń FBG i metodę magnetyczną. Wyznaczone miejsca koncentracji naprężeń za pomocą metody WPM mogą być dodatkowo monitorowane za pomocą czujników FBG w tych miejscach, co umożliwi stały ich nadzór. Celowym wydaje się więc budowanie baz danych magnetycznych konstrukcji

ferromagnetycznych od początku ich eksploatacji. Badania magnetyczne dają informacje o stanie konstrukcji ferromagnetycznej i umożliwiają również na wczesnym etapie zapobieganie występowaniu ich awarii.

Literatura

1. Farthey D.N.: Bridge instrumentation and monitoring for structural diagnostics. Structural Health Moniotoring nr 4/2005.
2. Dolly JE., Riley W.F.: Modern Experimental Stress Analysis. 2nd ed. Wiley, 2004.
3. PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji.
4. Shujun L., Qiwei Y., Dean H., Yonggang Z., Zhen Z., Guodong Z.: A new mechanical and magnetic coupling model of magnetic memory. Vibroengineering Procedia, nr 38/2021
5. Sanqing Su. i inni: Invisible damage identification and danger warning for steel box girders using the metal magnetic memory method, Structures, nr24/2023.
6. Ren S.K., Song K., Ren, J.L.: Influence of environmental magnetic field on stress magnetism effect for 20steel ferromagnetic specimen, nr 51/2009.
7. Wilson, J.W., Tian G.Y., Barrans S.: Residual magnetic field sensing for stress measurement. Sens. Actuators, nr 135/2007.
8. Wang F. i inni: Experimental study on stability of orthotropic steel box girder of self-anchored suspension cable-stayed bridge. Thin Wall Struct, nr2/2021.
8. Shi P.P. i inni: The magneto-elastic-plastic coupling effect on the magnetic flux leakage signal, J Magn Magn Mater, nr3/2020.
9. Yao, K., Deng, B., Wang, Z.D.: Numerical studies to signal characteristics with the metal magnetic memory-effect in plastically deformed samples. NDT E Int., nr 47/2012.
10. Kersey A.D. i inni: Fiber grating sensors, J Lightwave Technol, 1997.
11. Hill K.O. i inni: Fiber Bragg grating technology fundamentals and overview J Lightwave Technol 1997.
12. Sun L., Li C., Zhang C., Liang T., Zhao Z.: The strain transfer mechanism of fiber bragg grating sensor for extra large strain monitoring. Sensors (basel, Switzerland), nr19/2019.
13. Juraszek, J.: Innowacyjne nieniszczące metody badań diagnostycznych. Wydawnictwo Naukowe ATH Bielsko-Biała, 2013.
14. Nejad RM., Liu Z., Ma W., Berto F.: Fatigue reliability assessmentof a pearlitic Grade 900A rail steel subjected to multiple cracks. Eng Fail Anal. https:// doi. org/ 10. 1016/j. engfa ilanal. 2021. 105625, 2021.

Diagnosis and prevention of failures – case study of a gantry crane support structure

Key words: diagnostics, gantry cranes, monitoring of deformations and magnetic

Analiza wybranych opracowań eksperckich zrealizowanych w latach 2014–2023 w kontekście najczęściej występujących problemów technicznych

KRZYSZTOF KACZOREK*, MICHAŁ KRZEMIŃSKI
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Inżynierii Budowlanej

Streszczenie: W niniejszej pracy przeanalizowano opracowania eksperckie dotyczące 102 budynków, które autorzy opracowania wykonali w ramach prac zleconych Wydziałowi Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej oraz Centrum Analiz Budowlanych Instytutu Badań Stosowanych Politechniki Warszawskiej sp. z o. o. w latach 2014–2023. Dzięki analizie udało się opracować listę 18 zagadnień, które najczęściej były przedmiotem opiniowania eksperckiego wraz z określeniem typowych problemów dla poszczególnych elementów. Przedstawiono również, w jakiej części badanych obiektów pojawiały się poszczególne problemy techniczne oraz wskazano ich przyczyny. Jest to wartościowy punkt startu dla inżynierów budownictwa, którzy zostaną postawieni przed zadaniem wykonania oceny technicznej budynku.

Słowa kluczowe: budownictwo, ekspertyzy, wady budowlane

1. Wstęp

Proces inwestycyjno-budowlany jest niezwykle złożonym i skomplikowanym przedsięwzięciem. Przekłada się to na wiele problemów związanych z realizacją kontraktów budowlanych, które można podzielić na dwie główne grupy:
– wady budowlane,
– zakłócenia realizacyjne, powodujące opóźnienia w harmonogramie lub wzrost kosztów.

W niniejszym opracowaniu skupiono się na pierwszej grupie problemów związanych z wadami budowlanymi. Ponieważ każdy typ obiektów budowlanych (obiekty kubaturowe, drogowe, mostowe, etc.) posiada własny zestaw najczęściej występujących problemów technicznych, w niniejszej pracy skupiono się na obiektach, które powszechnie spotykamy w naszej praktyce budowlanej – obiektach kubaturowych. W pracy przedstawiono wykaz najczęściej występujących wad technicznych stwierdzonych w 102 obiektach budowlanych, które były przedmiotem pracy eksperckiej autorów niniejszej pracy w ramach prac zleconych Wydziałowi Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej oraz Centrum Analiz Budowlanych Instytutu Badań Stosowanych Politechniki Warszawskiej sp. z o. o. w latach 2014–2023. Celem pracy jest opracowanie listy kontrolnej, która będzie cennym punktem startu dla innych inżynierów, którzy zostaną postawieni przed zadaniem wykonania profesjonalnej oceny stanu techniczego budynku [1, 11, 28, 29].

*Autor do korespondencji: *krzysztof.kaczorek@pw.edu.pl*

2. Opis próby badawczej

Wśród wspomnianej grupy 102 budynków znalazły się:
– 84 budynki mieszkalne wielorodzinne,
– 5 budynków mieszkalnych wielorodzinnych,
– 1 budynek gospodarczy,
– 1 budynek produkcyjny,
– 3 budynki użyteczności publicznej,
– 8 budynków magazynowych.

Tak duża próba umożliwiła szerokie podejście do tematu wykrytych wad w wymienionych wyżej budynkach.

3. Elementy, których najczęściej dotyczą wady budowlane wraz z krótką charakterystyką typowych wad tych elementów

Poniżej przedstawiono najczęściej pojawiające się elementy budowlane, których dotyczy problem wad wraz z krótką charakterystyką typowych problemów technicznych z nimi związanymi:
1. Elewacje [3, 4, 6, 12, 21, 25]:
a. Pęknięcia, które mogą wynikać z osiadania fundamentów, błędów konstrukcyjnych, złego doboru materiałów lub niewłaściwego wykonania.
b. Oderwanie tynku, które może być spowodowane słabą przyczepnością do podłoża, nieodpowiednim przygotowaniem powierzchni lub nieprzestrzeganiem technologii.
c. Wykwity solne, pojawiające się w postaci białych plam na powierzchni elewacji, są efektem krystalizacji soli transportowanych przez wodę.
d. Zabrudzenia i porosty, których pojawienie się wynika z niewystarczającej wentylacji elewacji, jej narażenia na czynniki atmosferyczne czy zanieczyszczenia środowiska.
e. Przemakanie elewacji na skutek defektów izolacji przeciwwodnej lub nieprawidłowego wykonania detali architektonicznych.
f. Odbarwienia wynikające ze złej jakości farb, niewłaściwego ich doboru lub błędów aplikacyjnych.
h. Uszkodzenia powierzchni elewacji spowodowane czynnikami mechanicznymi, na przykład uderzeniami.
h. Uszkodzenia okładzin takie jak odpadanie płytek, kamienia czy innych materiałów okładzinowych, często spowodowane błędami montażu.
i. Zniszczenie warstwy ocieplenia, wynikające z nieprawidłowego montażu lub zastosowania niewłaściwych materiałów.
2. Balkony i tarasy [3, 6, 19, 21, 30]:
a. Niewystarczająca hydroizolacja, prowadząca do przecieków i uszkodzenia konstrukcji.
b. Niewłaściwy spadek podłoża, powodujący zastoje wody i jej niewłaściwe odprowadzanie.
c. Uszkodzenia balustrad, związane z korozją, uszkodzeniami mechanicznymi lub niestabilnością.
d. Pęknięcia posadzki, wynikające z oddziaływań termicznych, obciążenia lub osiadania budynku.
e. Zły stan fug, które mogą prowadzić do odpadania płytek i nierówności.
f. Uszkodzenia warstwy izolacji cieplnej, mogące prowadzić do mostków termicznych.
g. Oderwanie płytek, często spowodowane złym doborem kleju lub niewłaściwym przygotowaniem podłoża.
h. Zagrzybienie i porastanie mchem, w wyniku długotrwałego zawilgocenia i braku odpowiedniej wentylacji.

i. Odbarwienia i zabrudzenia, spowodowane działaniem warunków atmosferycznych, zanieczyszczeń lub rozwojem mikroorganizmów.
j. Zniszczenia mechaniczne od uderzeń, znacznego obciążenia czy zastosowania nieodpowiednich materiałów wykończeniowych
3. Dach (konstrukcja oraz poszycie) [3, 6, 10, 21, 23, 27]:
a. Przenikanie wody opadowej, związane z niewystarczającą hydroizolacją, uszkodzeniem pokrycia dachowego lub niewłaściwym wykonaniem szczegółów konstrukcyjnych.
b. Korozja elementów metalowych, występująca na skutek działania czynników atmosferycznych, wadliwego montażu lub braku odpowiedniej ochrony antykorozyjnej.
c. Deformacje konstrukcji nośnej, na skutek oddziaływania obciążeń przekraczających założenia projektowe, niewłaściwego doboru materiałów lub błędów wykonawczych.
d. Zniszczenia mechaniczne pokrycia dachowego, obejmujące pęknięcia, wyłamywanie się elementów ceramicznych lub betonowych, oraz uszkodzenia pokryć bitumicznych.
e. Zator wody na dachach płaskich, wynikający z błędów projektowych lub wykonawczych prowadzących do niewłaściwego nachylenia płaszczyzny dachu.
f. Niedrożność systemu odwodnienia, prowadząca do przelewania się wody i degradacji elementów konstrukcyjnych.
g. Uszkodzenia barier architektonicznych, w tym balustrad i poręczy, które mogą wynikać z korozji, uszkodzeń mechanicznych, błędów montażowych lub niedostatecznej wytrzymałości materiałowej.
h. Uszkodzenia warstw termoizolacyjnych, w tym kompresja, przemieszczenie lub zawilgocenie izolacji termicznej.
i. Wady w wykonaniu obróbek blacharskich, takie jak niewłaściwe zabezpieczenie przed korozją, błędy w montażu czy nieszczelności w miejscach przylegania do murów, kominów, okien dachowych.
j. Awaria elementów mocujących, w tym wkrętów, kołków rozporowych lub złączy klejowych, skutkująca niestabilnością lub odpadaniem barier.
k. Niewłaściwa eksploatacja, prowadząca do przeciążeń konstrukcyjnych, uszkodzeń izolacji akustycznej oraz wad estetycznych.
4. Tynki wewnętrzne [3, 6, 9, 18, 21]:
a. Rysy i pęknięcia, często wynikające z naprężeń termicznych, ruchów konstrukcyjnych lub skurczu materiałów tynkarskich.
b. Odchodzenie tynku, spowodowane niewłaściwym przygotowaniem podłoża, słabą adhezją do podłoża lub niewłaściwym doboru tynku.
c. Wykwity solne na powierzchni tynku, powstałe w wyniku migracji i krystalizacji rozpuszczonych soli mineralnych.
d. Powstawanie zacieków, śladów przeciekającej wody na powierzchni tynku wskazujących na zawilgocenie muru.
e. Powstawanie pęcherzy powietrza pod powierzchnią tynku, co może wskazywać na zbyt szybkie wysychanie tynku lub jego złe nałożenie.
f. Odspajanie się powłok malarskich od tynku, związane z niewłaściwym przygotowaniem powierzchni lub użyciem nieodpowiednich materiałów malarskich.
g. Kruchość i kruszenie się tynku, co może świadczyć o zastosowaniu niewłaściwej mieszanki tynkarskiej lub przestarzałości materiału.
h. Zmiany kolorystyczne, spowodowane niewłaściwym doborem pigmentów lub reakcją chemiczną składników tynku z substancjami zawartymi w środowisku wewnętrznym.
i. Odbarwienia od wilgoci, pojawiające się tam, gdzie woda akumuluje się za tynkiem, często w wyniku kondensacji wilgoci.

j. Korozja biologiczna w postaci rozwoju mikroorganizmów, takich jak glony i grzyby, na powierzchni tynku w warunkach podwyższonej wilgotności.
5. Stropy [3, 6, 21, 26, 32] :
a. Pęknięcia, mogące wynikać z pracy konstrukcyjnej budynku, przeciążeń eksploatacyjnych, wadliwego projektu lub wykonania zbrojenia.
b. Przemieszczenia i osiadania, powodowane niewystarczającą nośnością konstrukcyjną, nieprawidłowościami w fundamentach lub nieadekwatnym obciążeniem.
c. Zawilgocenie w następstwie nieszczelności instalacji wodno-kanalizacyjnych, kondensacji pary wodnej lub nieszczelności dachu powodujący degradację materiału stropu.
d. Zniekształcenia, występujące na skutek nieodpowiedniego obciążenia, błędów w konstrukcji stropu lub nieprawidłowego ułożenia materiałów izolacyjnych.
e. Ubytki i zarysowania w warstwie izolacyjnej.
f. Korozja elementów zbrojeniowych, mogąca prowadzić do osłabienia konstrukcji żelbetowych, szczególnie gdy zbrojenie jest niewłaściwie zabezpieczone.
g. Nadmierne drgania stropu spowodowane nieprawidłowym projektem lub wykonaniem, mogące wpływać na komfort użytkowania i trwałość konstrukcji.
6. Posadzki garaży podziemnych [3, 6, 7, 21]:
a. Rysy i pęknięcia, wynikające z pracy konstrukcyjnej budynku, zmian temperatury, niewłaściwego składu mieszanki betonowej lub przeciążeń.
b. Oderwanie powłoki malarskiej lub ochronnej, spowodowane niewystarczającą przyczepnością, niewłaściwym przygotowaniem podłoża lub działaniem agresywnych substancji chemicznych.
c. Wykruszanie się i kruszenie betonu jako następstwo korozji zbrojenia, wbudowania niewłaściwej mieszanki betonowej, zbyt szybkiego wysychania betonu lub działania soli odladzających.
d. Powstawanie wykwitów solnych na powierzchni posadzki, często związana z niewłaściwą izolacją przeciwwilgociową lub przeciwwodną.
e. Trudne do usunięcia plamy oleju, smaru czy paliwa, które mogą wnikać w strukturę niezabezpieczonych posadzek.
f. Nierówności i wypukłości, wynikające z niewłaściwego wykonania wylewki, osiadania gruntu pod fundamentami lub błędów podczas wibrowania betonu.
g. Zagłębienia i koleiny, powstające pod wpływem ciężaru pojazdów, szczególnie gdy konstrukcja posadzki nie została zaprojektowana lub wykonana z myślą o obciążeniach eksploatacyjnych.
h. Uszkodzenia lub zużycie materiałów wypełniających spoiny dylatacyjne, co może prowadzić do problemów z wodą i dalszymi uszkodzeniami posadzki.
i. Nieefektywne lub zablokowane systemy odwodnienia, powodujące zastój wody i zwiększone ryzyko uszkodzeń.
7. Hydroizolacje części podziemnych budynku [3, 6, 7, 21]:
a. Przecieki wody do wnętrza budynku spowodowane nieciągłością warstw izolacyjnych, uszkodzeniami mechanicznymi lub degradacją materiału hydroizolacyjnego.
b. Podciąganie kapilarne wody w materiałach budowlanych na skutek nieodpowiedniej izolacji przeciwwilgociowej.
c. Zużyciei i degradacja materiałów hydroizolacyjnych pod wpływem czynników chemicznych, biologicznych lub mechanicznych.
d. Uszkodzenia mechaniczne w postaci pęknięć, przecięć czy przebić warstw izolacyjnych, spowodowanych pracami budowlanymi, osiadaniem konstrukcji lub ruchami gruntu.
e. Niewłaściwe łączenia izolacji między różnymi elementami konstrukcyjnymi, np. między ścianami a fundamentem.

f. Niewłaściwy dobór przez projektanta materiałów hydroizolacyjnych lub technik aplikacji w odniesieniu do warunków gruntowo-wodnych.
g. Brak warstw ochronnych zabezpieczających hydroizolację przed uszkodzeniami podczas dalszych prac budowlanych lub eksploatacji.
h. Brak lub niewłaściwe wykonanie dylatacji, co może prowadzić do pęknięć w warstwie izolacyjnej.
i. Niewłaściwe wykonanie detali w postaci braku zabezpieczenia punktów szczególnie narażonych na przenikanie wody, takich jak przejścia instalacji przez hydroizolację.
8. Obróbki blacharskie [3, 6, 14, 21]:
a. Niewłaściwa szczelność na łączeniach elementów.
b. Korozja i degradacja metalu na skutek działania czynników atmosferycznych, szczególnie w obszarach o zwiększonej wilgotności lub zanieczyszczeniu powietrza.
c. Uszkodzenia mechaniczne w postaci wgnieceń, pęknięć czy przecięć blachy, wynikające z nieprawidłowej eksploatacji, montażu lub oddziaływań zewnętrznych.
d. Niewłaściwe wykonanie łączeń na stykach różnych materiałów, np. przy połączeniach blach z elementami murowymi, drewnianymi lub z innymi metalami.
e. Błędy w projektowaniu, które nie uwzględniają odpowiednich spadków, kształtów czy metod mocowania, prowadzące do zastoju wody lub uszkodzeń.
f. Niewłaściwe zabezpieczenie punktów krytycznych, takich jak narożniki, przylegania do komina, obróbki okapów, czy wokół okien dachowych.
g. Nieuwzględnienie naturalnych odkształceń materiału, spowodowanych zmianami temperatur, co może prowadzić do deformacji lub uszkodzeń.
h. Brak regularnych przeglądów i konserwacji, co przyspiesza procesy korozji i degradacji materiału.
i. Stosowanie blach o niewłaściwych parametrach technicznych, nieprzystosowanych do warunków atmosferycznych lub obciążeń mechanicznych.
9. Dylatacje [3, 6, 17, 21]:
a. Niewystarczająca liczba dylatacji, co może prowadzić do nadmiernych naprężeń i pęknięć materiału.
b. Nieprawidłowe rozmieszczenie dylatacji,, niezgodne z analizą termiczną i obciążeniową konstrukcji, powodujące nierównomierne rozkładanie się naprężeń.
c. Zła szerokość dylatacji, nieuwzględniająca przewidywanych ruchów konstrukcyjnych, co może skutkować ich niewystarczającą efektywnością.
d. Niewłaściwe wypełnienie dylatacji poprzez użycie materiałów niewystarczająco elastycznych lub nieodpornych na warunki atmosferyczne do wypełnienia szczelin, co może skutkować degradacją wypełnienia i utratą szczelności.
e. Brak lub nieprawidłowe wykonanie zabezpieczeń hydroizolacyjnych, prowadzące do przecieków i uszkodzeń konstrukcji oraz elementów wykończeniowych.
f. Uszkodzenia mechaniczne, spowodowane przez odkształcenia konstrukcyjne, obciążenia mechaniczne lub powstałe podczas prac wykończeniowych.
g. Brak ciągłości dylatacji na różnych kondygnacjach lub w przejściach między różnymi elementami budynku, co zmniejsza ich skuteczność.
h. Błędy w projekcie konstrukcyjnym, nieuwzględniające specyfiki materiałów budowlanych, odkształceń konstrukcyjnych lub warunków eksploatacyjnych.
i. Brak regularnych przeglądów i konserwacji dylatacji, co może prowadzić do stopniowej degradacji i zwiększenia ryzyka uszkodzeń.
j. Wybór złączy dylatacyjnych, które nie spełniają wymagań technicznych konkretnego zastosowania, np. niewystarczająca odporność na obciążenia lub warunki atmosferyczne

10. Termoizolacja [3, 6, 20, 21, 33, 31]:
a. Mostki termiczne, czyli miejsca o zwiększonej przewodności cieplnej, które umożliwiają przepływ ciepła pomiędzy wnętrzem a środowiskiem zewnętrznym, prowadząc do strat energii i kondensacji wilgoci.
b. Niewystarczająca grubość warstwy izolacyjnej, co skutkuje zwiększonymi stratami ciepła.
c. Przerwy i luki w izolacji, które zwiększają ryzyko powstawania mostków termicznych.
d. Zastosowanie materiałów o niskiej izolacyjności termicznej, co prowadzi do zwiększenia zapotrzebowania na energię.
e. Błędy przy instalacji folii paroizolacyjnej, które mogą prowadzić do kondensacji pary wodnej wewnątrz konstrukcji i degradacji materiałów budowlanych.
f. Pęknięcia, ubytki lub inne uszkodzenia materiału izolacyjnego powstałe podczas transportu, magazynowania lub montażu.
g. Zawilgocenie materiału izolacyjnego, co znacznie obniża jego właściwości termoizolacyjne i może prowadzić do rozwoju pleśni i grzybów.
h. Niewłaściwe uszczelnienie połączenia styków między różnymi elementami, szczególnie w miejscach trudnych do izolacji, jak np. przy przejściach instalacyjnych, oknach czy drzwiach.
i. Wybór materiałów nieprzystosowanych do konkretnych warunków eksploatacyjnych, np. izolacji narażonej na wilgoć lub bezpośredni kontakt z gruntem.
j. Degradacja materiału izolacyjnego w czasie, czyli starzenie się materiałów izolacyjnych, prowadzące do obniżenia ich parametrów termoizolacyjnych i konieczności wymiany izolacji.
11. Spękania przegród wewnętrznych budynku [3, 6, 13, 16, 21]:
a. Spękania termiczne, które powstają w wyniku różnic temperatur wewnętrznych i zewnętrznych, co prowadzi do naprężeń w materiałach i powstawania pęknięć.
b. Spękania skurczowe, związane z procesem utraty wody przez materiały budowlane, szczególnie beton i tynk, w trakcie ich wiązania i utwardzania.
c. Pęknięcia spowodowane nierównomiernym osiadaniem budynku, które wpływa na elementy nośne i nienośne.
d. Spękania zmęczeniowe, powstające pod wpływem nadmiernych obciążeń eksploatacyjnych, np. przez ciężkie meble oparte o ściany działowe.
e. Spękania wynikające z błędów konstrukcyjnych, polegających na nieprawidłowym zaprojektowaniu przegrody, nieuwzględniającym właściwej nośności i elastyczności konstrukcji.
f. Spękania spowodowane przez wilgoć, powstające na skutek ekspansji materiału w warunkach podwyższonej wilgotności lub zamarzania wody w porach materiału.
g. Spękania związane z degradacją materiału, powstające w wyniku starzenia się materiałów, korozji zbrojenia w ścianach z betonu komórkowego czy uszkodzeń mechanicznych.
h. Naprężenia i pęknięcia w miejscach, gdzie spotykają się materiały o różnych właściwościach termicznych i skurczowych.
i. Pęknięcia spowodowane brakiem lub nieprawidłowym wykonaniem dylatacji konstrukcyjnych, które powinny kompensować ruchy budynku.
j. Pęknięcia wynikające z niewystarczającego przygotowania podłoża przed otynkowaniem przegród.
12. Stolarka okienna i drzwiowa [3, 5, 6, 15, 21]:
a. Nieszczelności, powodujące przedostawanie się powietrza i wody, zwiększając straty ciepła i ryzyko zawilgocenia pomieszczeń.
b. Zakłócenia funkcjonowania mechanizmów otwierania i zamykania, utrudniające lub uniemożliwiające prawidłową eksploatację okien i drzwi.
c. Deformacje profilów okiennych i drzwiowych, które mogą prowadzić do problemów z uszczelnieniem i działaniem stolarki.

d. Uszkodzenia powierzchni w postaci rys, odprysków, pęknięć czy odbarwień na powierzchniach ram, skrzydeł okiennych i drzwiowych.
e. Słabe właściwości izolacyjne stolarki, prowadzące do zwiększonych strat ciepła i obniżenia komfortu termicznego.
f. Błędy montażowe, takie jak nieprawidłowe ustawienie okien i drzwi w otworach murów, niewłaściwe zabezpieczenie termiczne i mechaniczne połączeń.
g. Niedostateczna izolacyjność akustyczna, wpływająca negatywnie na komfort użytkowania pomieszczeń.
h. Zanikanie lub uszkodzenie warstw malarskich, lakierów i innych powłok ochronnych na elementach, co prowadzi do szybszej degradacji materiału.
i. Degradacja zawiasów, klamek, zamków i innych metalowych komponentów stolarki, szczególnie w środowiskach o podwyższonej wilgotności.
j. Nieprawidłowe działanie nawiewników okiennych i innych elementów systemu wentylacyjnego zintegrowanego ze stolarką.

13. Wentylacja [2, 3, 6, 21, 22, 24]:
a. Niewystarczająca wymiana powietrza, nieadekwatna do potrzeb użytkowników i wymagań sanitarnych, prowadząca do gromadzenia się dwutlenku węgla i zanieczyszczeń.
b. Przeciągi, czyli niekontrolowany ruch powietrza powodujący dyskomfort termiczny mieszkańców, często wynikający z nieprawidłowej lokalizacji nawiewników lub źle zaprojektowanego układu wentylacyjnego.
c. Zawilgocenie i kondensacja pary wodnej, co może prowadzić do rozwoju grzybów.
d. Zator termiczny w przewodach wentylacyjnych, spowodowany nieprawidłową izolacją termiczną kanałów wentylacyjnych.
e. Nieszczelności w systemie wentylacyjnym, obniżające efektywność wentylacji.
f. Nadmierny poziom hałasu generowany przez system wentylacyjny lub przenikający przez elementy wentylacyjne z zewnątrz.
g. Akumulacja kurzu, pyłów i innych zanieczyszczeń w kanałach wentylacyjnych, co może prowadzić do pogorszenia jakości powietrza wewnętrznego.
h. Niewłaściwe rozmieszczenie nawiewników i wywiewników, co prowadzi do nieefektywnej dystrybucji powietrza w pomieszczeniach i może powodować strefy martwe, gdzie następuje stagnacja powietrza.
i. Zamknięcie lub zablokowanie przewodów wentylacyjnych, często spowodowane nieświadomym działaniem użytkowników lub błędami wykonawczymi.
j. Nieprawidłowa kalibracja lub awaria systemów wentylacji mechanicznej, co może prowadzić do niedostatecznej wymiany powietrza.

14. Instalacja wod-kan [3, 6, 8, 21]:
a. Nieszczelności rur i połączeń, spowodowane korozją, uszkodzeniami mechanicznymi, błędami montażowymi lub zastosowaniem materiałów o niskiej jakości.
b. Zatory w instalacji kanalizacyjne, związane z nieprawidłowym spadkiem rur, niewłaściwym montażem, akumulacją odpadów lub osadzaniem się tłuszczu.
c. Korozja i degradacja materiału rur, szczególnie w instalacjach wykonanych z metali, na skutek działania agresywnych środków chemicznych, wilgoci lub innych czynników korozyjnych.
d. Nadmierny szum przepływu wody lub pracy armatury, wynikający z nieodpowiedniego doboru średnic rur, braku izolacji akustycznej lub błędów w montażu.
e. Niewystarczające ciśnienie wody w kranach i urządzeniach sanitarnych, spowodowane niewłaściwym doborem przekrojów rur, zatorami lub wadami systemu pomp.
f. Problemy z funkcjonalnością i ergonomią użytkowania instalacji wynikające z nieprzemyślanego rozmieszczenia punktów czerpalnych lub odpływowych.

g. Utrata ciepła i ryzyko zamarzania wody w rurach spowodowane brakiem, uszkodzeniem lub niewłaściwym wykonaniem izolacji termicznej.
h. Awaria lub niewłaściwe działanie kranów, zaworów lub spłuczek, które mogą powodować przecieki, trudności w regulacji przepływu lub inne dysfunkcje.
i. Niewystarczająca wentylacja kanalizacyjna, powodująca problemy z odprowadzaniem gazów kanalizacyjnych i utrzymaniem prawidłowego ciśnienia w systemie, co może prowadzić do nieprzyjemnych zapachów.
j. Niewłaściwe wykonanie izolacji przeciwwilgociowej i przeciwwodnej, co powoduje przenikanie wilgoci i wody do konstrukcji budynku w miejscach przejścia instalacji przez ściany i stropy.

15. Instalacja centralnego ogrzewania [3, 6, 21]:
a. Przecieki w systemie rur, złączek lub przy radiatorach, spowodowane korozją, uszkodzeniami mechanicznymi lub błędami montażowymi.
b. Niewystarczająca izolacja termiczna rur, powodująca straty ciepła, co zwiększa koszty eksploatacji.
c. Nieprawidłowe rozmieszczenie grzejników, co prowadzi do nierównomiernego ogrzewania pomieszczeń.
d. Brak zaworów termostatycznych lub niewłaściwe ich ustawienie, co uniemożliwia efektywne zarządzanie temperaturą.
e. Nagromadzenie osadów i zanieczyszczeń w rurach i grzejnikach, co obniża efektywność ogrzewania i może prowadzić do awarii.
f. Uszkodzenia rur, grzejników i innych elementów instalacji spowodowane korozją, co może prowadzić do nieszczelności i uszkodzeń.
g. Obecność powietrza w instalacji ogrzewania, co powoduje szumy, nieefektywne ogrzewanie i może prowadzić do korozji.
h. Dobór grzejników o nieadekwatnej mocy do wielkości i potrzeb termicznych pomieszczeń, co skutkuje niedogrzewaniem lub nadmiernym zużyciem energii.
i. Brak lub nieprawidłowe wykonanie instalacji odpowietrzających, co utrudnia usuwanie powietrza z instalacji.
j. Problemy z funkcjonowaniem kotła, pompy obiegowej lub innych elementów systemu ogrzewania.

16. Instalacje elektryczne i teletechniczne [3, 6, 21]:
a. Zbyt mała ilość obwodów elektrycznych w stosunku do potrzeb użytkowników, prowadząca do przeciążenia i ryzyka awarii.
b. Nieprawidłowe zabezpieczenia nadprądowe, co może spowodować ryzyko pożaru lub uszkodzenia urządzeń.
c. Niewłaściwe rozmieszczenie punktów elektrycznych, co ogranicza funkcjonalność pomieszczeń.
d. Błędy w montażu instalacji, co może prowadzić do przegrzewania się przewodów i ryzyka pożaru.
e. Niewystarczająca izolacja przewodów, co zwiększa ryzyko zwarcia i przecięcia.
f. Nieprawidłowa instalacja systemów teletechnicznych, w tym niewłaściwe rozmieszczenie punktów dostępowych, co ogranicza jakość sygnału i dostępność usług.
g. Brak koordynacji między systemami, co może prowadzić do interferencji i zakłóceń.
h. Nieadekwatne zabezpieczenie przed przepięciami, co zwiększa ryzyko uszkodzenia sprzętu elektrycznego i elektronicznego.
i. Zaniedbania w dokumentacji technicznej, co utrudnia diagnostykę, konserwację i ewentualne prace remontowe.
j. Niespełnienie wymogów norm bezpieczeństwa, co powoduje zagrożenie dla użytkowników.

17. Instalacje oraz elementy ppoż [3, 6, 21]:
a. Niewystarczająca liczba i nieprawidłowe rozmieszczenie czujników dymu i ciepła, co ogranicza skuteczność wczesnego wykrywania pożaru.
b. Braki w systemach sygnalizacji pożarowej, co może opóźnić reakcję na zagrożenie pożarowe.
c. Niewystarczająca liczba hydrantów, niewłaściwe ich rozmieszczenie lub problemy z ciśnieniem wody, co utrudnia skuteczną akcję gaśniczą.
d. Nieprawidłowe działanie drzwi przeciwpożarowych, które nie zamykają się automatycznie lub nie zapewniają odpowiedniej szczelności.
e. Brak odpowiednich zabezpieczeń w miejscach przenikania instalacji przez ściany i stropy, co obniża odporność przeciwpożarową budynku.
f. Brak odpowiedniej ochrony przeciwpożarowej elementów konstrukcyjnych, co może prowadzić do ich przedwczesnego zawalenia się w przypadku pożaru.
g. Nieczytelne oznakowanie dróg ewakuacyjnych, niewłaściwe oświetlenie awaryjne lub zablokowane wyjścia ewakuacyjne.
h. Zaniedbanie regularnych przeglądów i konserwacji urządzeń i systemów przeciwpożarowych, co może prowadzić do ich nieskuteczności w krytycznym momencie.
i. Niewystarczająca liczba gaśnic, ich niewłaściwa lokalizacja lub przeterminowanie, ograniczające możliwość szybkiej interwencji.
j. Błędy w projektowaniu lub wykonaniu instalacji wentylacji pożarowej, które mogą utrudnić odprowadzanie dymu i gazów pożarowych.

4. Występowanie poszczególnych wad

Po przeanalizowaniu, jakie wady mogą dotyczyć poszczególnych elementów, autorzy określili, w jakiej liczbie obiektów poszczególne problemy techniczne występowały. Co więcej, dokonali podziału ze względu na przyczynę występowania na wady wykonawcze, projektowe oraz eksploatacyjne. Zbiorcze zestawienie wyników przedstawiono w tablicy 1.
Analizując tablicę 1, należy stwierdzić iż:
– Najczęściej występujące wady budowlane dotyczą elewacji, balkonów i tarasów, hydroizolacji części podziemnych, termoizolacji oraz instalacji wod-kan. To, co jest charakterrystyczne i najprawdopodobniej wpływa na wysoką częstość występowania wad wymienionych wyżej robót to:
  – Ekspozycja na warunki atmosferyczne: Elewacje, balkony i tarasy są bezpośrednio narażone na działanie czynników atmosferycznych takich jak deszcz, śnieg, wiatr oraz zmiany temperatury. To prowadzi do szybszego zużycia materiałów, co może skutkować pęknięciami, odpadaniem tynku, uszkodzeniami izolacji czy przeciekami;
  – Wysoki poziom złożoności technicznej, co zwiększa poziom ryzyka wystąpienia wady: Hydroizolacja części podziemnych oraz instalacje wodno-kanalizacyjne wymagają precyzji i specjalistycznej wiedzy podczas projektowania i montażu. Każdy błąd może prowadzić do poważnych problemów, takich jak wilgoć, przecieki czy awarie instalacji.
  – Konieczność regularnej i dokładnej konserwacji: Regularna konserwacja i właściwa eksploatacja są kluczowe dla utrzymania dobrego stanu elewacji, balkonów i tarasów, hydroizolacji części podziemnych, termoizolacji oraz instalacji wod-kan. Brak regularnych przeglądów i interwencji może prowadzić do pogłębiania się istniejących wad lub powstawania nowych.

Tablica 1. Poziom występowania wad poszczególnych elementów wraz z ich udziałem procentowym przyczyny.

L.p.	Elementy, których dotyczą wady	% obiektów, w których stwierdzono wady elementu	W tym stwierdzone wady, według przyczyny wystąpienia, miały charakter (jeśli wada miała podłoże w kilku przyczynach, wartości procentowe nie zsumują się do 100%):		
			Wykonawczy	Projektowy	Eksploatacyjny
1	Elewacja	50,98 %	82,69 %	25,00 %	7,69 %
2	Balkony i tarasy	49.02 %	96,00 %	34,00 %	4,00 %
3	Dach (konstrukcja + poszycie)	14,71 %	100,00 %	-	-
4	Schody wraz z barierkami	21,57 %	100,00 %	77,27 %	18,18 %
5	Tynki wewnętrzne	5,88 %	100,00 %	16,67 %	-
6	Stropy	5,88 %	100.00 %	-	-
7	Posadzki w garażu podziemnym	33,33 %	97,06 %	52,94 %	-
8	Hydroizolacja części podziem.	49,02 %	80,00 %	70,00 %	-
9	Obróbki blacharskie	28,43 %	96,55 %	-	17,24 %
10	Dylatacje	4,90 %	80,00 %	20,00 %	-
11	Termoizolacja	48,04 %	100,00 %	-	-
12	Spękania przegród wewnętrznych	14,71 %	86,67 %	-	13,33 %
13	Stolarka okienna i drzwiowa	29,41 %	100,00 %	3,33 %	-
14	Wentylacja	43,14 %	79,55 %	59,09 %	-
15	Inst. wod-kan	56,86 %	84,48 %	22,41 %	-
16	Instalacja CO	34,31 %	77,14 %	22,86 %	-
17	Inst. elektryczne i teletechniczne	38,24 %	100,00 %	-	10,26 %
18	Instalacje i elementy ppoż	34,31 %	100,00 %	48,57 %	11,43 %

– Najrzadziej pojawiają się wady w zakresie dylatacji, tynków wewnętrznych oraz stropów. Czynniki, które mają wpływ na fakt, że wymienione elementy są rzadziej obarczone wadami to:
  – Lepsza kontrola warunków wykonania: Tynki wewnętrzne i prace związane ze stropami zazwyczaj odbywają się w bardziej kontrolowanych warunkach środowiskowych, co zmniejsza ryzyko wpływu czynników zewnętrznych, takich jak wilgoć czy ekstremalne temperatury, które mogą przyczyniać się do wad;
  – Prostsze technologie: Technologie stosowane przy wykonywaniu tynków wewnętrznych i stropów są często mniej złożone w porównaniu do systemów hydroizolacji, termoizolacji czy instalacji wodno-kanalizacyjnych. Prostsze technologie oznaczają mniejsze ryzyko błędów wykonawczych;
  – Mniejsze narażenie na trudne warunki pogodowe: Stropy i tynki wewnętrzne nie są bezpośrednio narażone na działanie czynników atmosferycznych, co ogranicza ryzyko uszkodzeń wynikających z temperatury, wilgoci czy promieniowania UV, które są głównymi przyczynami wad w innych częściach budynku.
– Za największą liczbę wad odpowiadają błędy wykonawcze – 90,94 %. Wady projektowe przyczyniły się do powstania 29,09% wad, zaś niewłaściwa eksploatacja odpowiadała jedynie za 4,36%. Wyżej opisany stan wynika z faktów, iż

– Procesy wykonawcze są bardziej złożone od procesów projektowych czy konserwacyjnych;
– Procesy wykonawcze są bardziej narażone na czynnik ludzki – w procesie projektowym kluczową rolę odgrywa kadra inżynierska, zaś procesy konserwacyjne są robotami dużo prostszymi, niewymagającymi dokładnego nadzoru inżynierskiego;
– Procesy wykonawcze są najczęściej wykonywane pod dużą presją czasu i kosztu.

5. Podsumowanie i wnioski

W ramach niniejszego studium przeprowadzono dogłębną analizę materiałów eksperckich odnoszących się do 102 obiektów budowlanych, które autorzy pracy przebadali na zlecenie Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej oraz Centrum Analiz Budowlanych Instytutu Badań Stosowanych Politechniki Warszawskiej Sp. z o.o. w okresie od 2014 do 2023 roku. W wyniku szczegółowego rozpatrzenia zgromadzonych danych udało się zidentyfikować 18 zagadnień dominujących w procesie opiniowania eksperckiego, charakteryzując równocześnie typowe problemy związane z poszczególnymi elementami konstrukcyjnymi i instalacyjnymi. Opracowanie prezentuje również dystrybucję występowania konkretnych defektów technicznych w analizowanej grupie budynków, dostarczając jednocześnie informacji na temat ich przyczyn. Najważniejsze wnioski wynikające z wykonanej pracy to:

1. Najczęściej występujące wady budowlane dotyczą elewacji, balkonów i tarasów, hydroizolacji części podziemnych, termoizolacji oraz instalacji wod-kan. Wynika to z faktu, iż przedmiotowe elementy są narażone na intensywne oddziaływania warunków atmosferycznych, charakteryzują się wysokim poziomem złożoności technicznej, co zwiększa poziom ryzyka wystąpienia wady oraz wymagają regularnej i dokładnej konserwacji.
2. Najrzadziej pojawiają się wady w zakresie dylatacji, tynków wewnętrznych oraz stropów. Wynika to z faktu, iż przedmiotowe elementy są wykonywane w lepiej kontrolowanych warunkach, wymagają zastosowania prostszych, lepiej znanych technologii oraz są mniej narażone na trudne warunki pogodowe.
3. Za największą liczbę wad odpowiadają błędy wykonawcze – 90,94 %. Wady projektowe przyczyniły się do powstania 29,09% wad, zaś niewłaściwa eksploatacja odpowiadała jedynie za 4,36%.

Literatura

1. Drozd W.: Analiza katastrof budowlanych w Polsce, w latach 2004–2019. W: Kaszyńska M, red. Monografia awarie budowlane : zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. Wydaw. Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie; 2022.
2. Ferdyn-Grygierek J.: Jakość powietrza i wentylacja w budynkach edukacyjnych, Zeszyty Naukowe. Architektura/Politechnika Śląska, 2008.
3. Hoła B.: Analiza usterek w wybranych budynkach mieszkalnych, BUILDER, 289, 2021.
4. Janiak J.: Zieleń na elewacjach – problem czy korzyść dla budynku?, Acta Sci. Pol. Architectura 18 (1) 2019.
5. Jehl W., Benitz-Wildenburg J.: Zaktualizowana instrukcja montażu okien i drzwi zewnętrznych, Świat Szkła, 2022.
6. Juszczyk M., Kozik R., Leśniak A., Plebankiewicz E., Zima K.: Errors in the Preparation of Design Documentation in Public Procurement in Poland, Procedia Engineering, 85, 2014.
7. Kaczorek K., Nitka J.: Dobre praktyki oraz zasady wykonywania ekspertyz zawilgocenia przegród pionowych kondygnacji podziemnych oraz parterów, Przegląd Budowlany, 2022.
8. Kalenik M.: Projektowanie sieci wodociągowych, Rynek Instalacyjny, 5, 2015.
9. Kania T.: Błędy wykonawcze przyczyną uszkodzeń tynków gipsowych, Materiały Budowlane, 2017.
10. Kanoniczak M.: Problemy eksploatacyjne poznańskich budynków z wielkiej płyty, Kronika Miasta Poznania, Blokowiska, 2018.

11. Kaszyńska M., Skibicki S.: Awarie i katastrofy jako źródło innowacyjnych rozwiązań w budownictwie, Innowacyjne wyzwania techniki budowlanej, 2017.
12. Kopyłow O.: Elewacje wentylowane – problemy wykonania i odbioru, Budownictwo i Architektura, 15/2016.
13. Krzywiński, K.; Sadowski, Ł.; Łaszczak, M.: Wpływ rodzaju podłoża i jego obróbki powierzchni na wytrzymałość na odrywanie tynków gipsowych, J. Adhes, 2019.
14. Łajtar K., Polska S.: Docieplanie ścian w technologii lekkiej-mokrej przy wykorzystaniu styropianu, Przegląd Budowlany, 2008
15. Łodziński P.: Wybrane problemy modernizacji budynków mieszkalnych z wielkiej płyty na przykładzie obserwacji osiedla Hellersdorf w Berlinie, Architecturae et Artibus, 2009.
16. Marcinkowski R, Banach M.: Problem zapewnienia jakości robót remontowych w obiektach zabytkowych. W: Kamiński K, Kubissa W, red. Wybrane zagadnienia rewitalizacji obiektów budowlanych. P.P.-H. „DRUKARNIA" Sp. z o.o. Sierpc; 2014.
17. Michalak B., Kurowska A.: Przykłady usterek w budynkach mieszkalnych-diagnostyka, skutki, metody naprawcze, Przegląd Budowlany, 2022.
18. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Tynki-wykonywanie i pielęgnacja, Inżynier Budownictwa, 2020.
19. Ostańska A.: Ocena jakości wykonania dotychczasowych termomodernizacji i próba klasyfikacji charakterystycznych problemów za pomocą dwupoziomowej termografii, Teka Komisji Architektury, Urbanistyki i Studiów Krajobrazowych – Polska Akademia Nauk. Oddział w Lublinie, 2021.
20. Ostańska A.: Propozycja metody oceny diagnostycznej w podczerwieni termomodernizowanych budynków wielorodzin-nych, Builder, 2021.
21. Plebankiewicz, E.; Malara, J.: Analysis of Defects in Residential Buildings Reported during the Warranty Period. Appl. Sci. 2020, 10, 6123.
22. Popiołek Z., Bartosz D.: Prognozowanie zużycia ciepła na cele grzewcze i wentylacyjne w budynku mieszkalnym, Rynek energii, 2010.
23. Polkowska Ż.: Opady i osady atmosferyczne. Problemy i wyzwania, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej. Chemia, 2008.
24. Pykacz S.: Przegląd metod określania intensywności wentylacji w budynkach mieszkalnych, Informacja Instal, 1999.
25. Sekunda R.: Wybrane problemy utrzymania należytego stanu technicznego wielorodzinnych budynków mieszkalnych, Przegląd Budowlany 1/2020.
26. Skarżyński Ł., Majewski T.: Stan awaryjny stropu w budynku użyteczności publicznej będący następstwem błędów projektowych i wykonawczych, Przegląd Budowlany, 2014.
27. Syczewski M.: Eksploatacyjne problemy techniczne w starych budynkach wielorodzinnych po modernizacji dachów, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2011.
28. Szer J.: Katastrofy budowlane. Warszawa: PWN 2018.
29. Szer J., Jeruzal J., Szer I., Filipowicz P.: Kontrole okresowe budynków – zalecenia, wymagania i problemy. Politechnika Łódzka 2020.
30. Tyczyński Z., Sekunda R., Machnikowski M.: Wybrane przyczyny występowania usterek izolacji tarasów, Przegląd Budowlany 1/2018
21. Wojdyga K., Mirosz L.: Nowoczesne materiały termoizolacyjne – problemy pomiarowe, Ciepłownictwo, Ogrzewnictwo, Wentylacja, 2015
32. Woyciechowski P., Garbacz A., Łukowski P.: Parkingi podziemne ze stropami z betonowych płyt sprężonych–problemy eksploatacyjne, Dni Betonu, Wisła, 2012.
33. Wójtowicz M.: Mośliwość awarii warstwowych ścian zewnętrznych budynków, XXV Konferencja Naukowo-Techniczna, Awarie, 2011.

Analysis of selected expert studies carried out in the years 2014–2023 in the context of the most common technical problems

Key words: construction, expert opinions, construction defects

Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków

ERIK MIKULSKI*, DAMIAN RUTKOWSKI, MARCIN LISOWSKI, KAMIL SOBCZYK
Wojskowa Akademia Techniczna w Warszawie, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji

Streszczenie: Omówiono wybrane metody monitoringu geodezyjnego umożliwiające uzyskanie poprawnej oceny stateczności obiektu budowalnego. Analizy dokonano na podstawie budynku. Przyjęty do oceny obiekt budowlany, znajdujący się na terenie zamkniętym, posiada konstrukcję szkieletową z wypełnieniami w postaci ścian murowanych. Budynek jest usytuowany na wzniesieniu w pobliżu jeziora, wybudowany został z wykonaniem wcięcia w skarpę tego wzniesienia. W trakcie użytkowania na konstrukcji obiektu pojawiły się pęknięcia i zarysowania. Charakter tych uszkodzeń sugerował powstanie ich na skutek nierównomiernego osiadania konstrukcji oraz sztywnego połączenia obiektów, pod którymi podłoże jest wytężone w różnym stopniu. W celu weryfikacji przyczyn powstania nieprawidłowości oraz sprawdzenia czy proces osiadania zakończył się, wykonano pomiary geodezyjne wraz z analizą deformacji konstrukcji. W celu stwierdzenia czy ilość i zakres uszkodzeń zwiększa się przeprowadzono inwentaryzację występujących rys i spękań.

Słowa kluczowe: diagnostyka budynków, ocena stateczności skarpy, pomiary geodezyjne

1. Wprowadzenie

Klasyfikacja uszkodzeń, ich przyczyny oraz możliwość dalszego użytkowania obiektu budowlanego powinna być poprzedzona skrupulatnie wykonaną oceną stanu technicznego budynku. W ramach oceny tej należy na etapie przygotowania wykonać szereg czynności takich jak [1]:

– analiza dokumentacji technicznej wraz z protokołami okresowych kontroli, niezbędnych w kontekście pozyskania kluczowych informacji z „życia obiektu" i ewentualnych przyczyn powstania uszkodzeń elementów konstrukcji,
– wykonanie wizji lokalnej wraz z oględzinami elementów konstrukcji budynku,
– sformułowanie kryteriów oceny, określając rodzaj oraz zakres niezbędnych badań i pomiarów,
– określenie metody przeprowadzenia oceny stanu technicznego obiektu budowlanego.

Istnieje wiele metod oceny stanu technicznego budynku oraz czynników, na które należy zwrócić uwagę podczas jej wykonywania [2, 3]. Spośród nich możemy wyróżnić metody czasowe oraz metodę wizualną. To przy ich użyciu powstają protokoły okresowych kontroli technicznych, które wraz z obowiązkowo przechowywaną dokumentacją techniczną taką jak opracowania projektowe oraz dokumenty techniczne związane z robotami budowlanymi wykonanymi w czasie użytkowania obiektu. Należy pamiętać, że do obowiązków zarządcy

*Autor do korespondencji: *erik.mikulski@wat.edu.pl*

jest zarówno przeprowadzanie kontroli okresowych stanu technicznego jak również prowadzenie książki obiektu budowalnego i gromadzenie dokumentacji przez cały okres użytkowania budynku [4, 5]. W związku z powyższym źródła te powinny być dostępne w każdej sytuacji i stanowić podstawę do wykonania oceny stanu technicznego budynku.

Oględziny konstrukcji stanowiące ważny etap oceny technicznej stanu konstrukcji budynków powinny być przeprowadzone w formie inwentaryzacji powstałych uszkodzeń określając ich zakres i wielkość. Na podstawie charakterystyki spękań lub zarysowań, czyli ich rodzaju i rozkładu w wielu sytuacjach z powodzeniem można ustalić przyczynę powstawania uszkodzeń. Tylko analiza i prawidłowe sformułowanie wniosków dotyczących źródła powstawania uszkodzeń pozwala opracować technologię ich naprawy. Zdarza się, że osoby wykonujące oceny techniczne nie wykonują dogłębnej analizy rzeczywistych przyczyn powstawania uszkodzeń. Niestety w wielu przypadkach wiąże się to z błędnymi wnioskami i nieusunięciem praprzyczyny. Takie czynności mogą okazać się nieskuteczne, co wiąże się z możliwością ponownego wystąpienia zaobserwowanych uszkodzeń. Niestety w realiach budowlanych niekiedy zdarza się, że usuwane są jedynie uszkodzenia bez wyeliminowania źródła problemu. Z tego powodu generowane są niepotrzebne koszty, a w przypadkach uwzględnienia kosztów naprawy przyczyny uszkodzeń może okazać się, że remont analizowanego obiektu jest nieopłacalny i optymalnym rozwiązaniem jest jego rozbiórka. Należy pamiętać, że w przypadku obiektów zabytkowych koszty naprawy są drugorzędne z uwagi na ich wartość historyczną [1, 6]. Coraz częściej tego rodzaju budynki są rewitalizowane i adaptowane do innych funkcji [7, 8, 9].

W wielu sytuacjach do prawidłowej oceny stanu technicznego budynku oraz przyczyn powstawania uszkodzeń niezbędne jest wykonanie badań oraz pomiarów dostarczających kluczowych informacji z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji. Wykonanie odkrywek czy pobranie próbek rdzeniowych pozwala na weryfikacje ukrytych wad lub zbadanie właściwości materiałów wbudowanych. Do grupy tych czynności można zaliczyć również wszelkiego rodzaju pomiary dostarczające informacji przestrzennej określonych elementów budynku lub całego budynku w postaci chmury punktów uzyskanych po wykonaniu skanu 3D obiektu [10]. Połączenie właściwie wykonanej oceny stanu technicznego, przeprowadzenia niezbędnych badań oraz zastosowania pomiarów geometrii konstrukcji daje efekt synergii w postaci solidnego narzędzia do podjęcia prawidłowej decyzji o dalszym użytkowaniu budynku oraz warunków na jakich powinien być dalej eksploatowany.

W obecnym przypadku występują wszystkie czynniki, które wymuszają wykonanie badań konstrukcji oraz podjęcie decyzji o dalszym użytkowaniu budynku. Dlatego też celem niniejszego opracowania jest analiza uszkodzeń konstrukcji, przemieszczeń pionowych i poziomych budynku.

Badany obiekt to budynek znajdujący się na terenie jednostki wojskowej Wojskowego Ośrodka Szkoleniowo – Kondycyjnego (WOSzK) w Mrągowie. W budynku znajdują się pomieszczenia sportowe takiej jak: hala sportowa, basen, siłownia, szereg pomieszczeń przeznaczonych do odnowy biologicznej, a także rehabilitacji. Dodatkowo część „sportowa" budynku została połączona z pomieszczeniami biurowymi. Cała jednostka położona jest na cyplu o znacznej różnicy wysokości i dookoła otoczona jest jeziorem Czos. Podczas budowy badanego obiektu, w niektórych miejscach należało wyrównać grunt co stanowiło znaczną ingerencję w podłoże obiektu. We wschodniej części obiektu znajduje się hala sportowa, której wschodnia ściana opiera się na słupach umiejscowionych w bardzo bliskim sąsiedztwie stromej skarpy. Warto zaznaczyć, że podczas powstawania tego budynku wzmocniono skarpę murem oporowym. Mur ten położony jest w bliskim sąsiedztwie konstrukcji podtrzymującej halę sportową. Z czasem użytkowania obiektu zaczęły pojawiać się pęknięcia na elementach konstrukcyjnych, co znacznie zaniepokoiło użytkowników i administrację ośrodka.

2. Analiza uszkodzeń badanego obiektu budowlanego

Uszkodzenia konstrukcji można klasyfikować według wielu kryteriów. Należą do nich miejsce wystąpienia (element konstrukcyjny lub warstwa wykończenia), sposób zniszczenia (spękania, zarysowania, zawilgocenia i inne), czy przyczyna wystąpienia uszkodzeń. Ostatnia z nich jest szczególnie istotna z uwagi na wskazanie sposobu usunięcia usterek oraz sformułowanie zaleceń dotyczących użytkowania. Należy pamiętać, że uszkodzenie może powstać wskutek nałożenia się oddziaływania wielu czynników jednocześnie. Najczęściej występującymi przyczynami uszkodzeń konstrukcji murowanych jest przemieszczanie się podłoża gruntowego – ponad połowa przypadków, przeciążenie ok. 20 % przypadków oraz wpływy odziaływań dynamicznych i wyjątkowych ok. 5% [11, 12]. Powstawanie uszkodzeń z przyczyn związanych z obszarem geotechnicznym są związane głownie z błędami projektowymi i nieprawidłowym doborem parametrów podłoża gruntowego, błędami na etapie wykonawstwa konstrukcji posadowienia oraz błędami związanymi z zagospodarowaniem terenu znajdującego się w sąsiedztwie [13].

Przedmiotem analizy, w kontekście doboru metod określania źródeł uszkodzeń, jest hala sportowa wraz z częścią ambulatoryjną, które stanowią część zespołu budynków usytuowanych na skarpie skierowanej w stronę zbiornika wodnego – rys. 1–3.



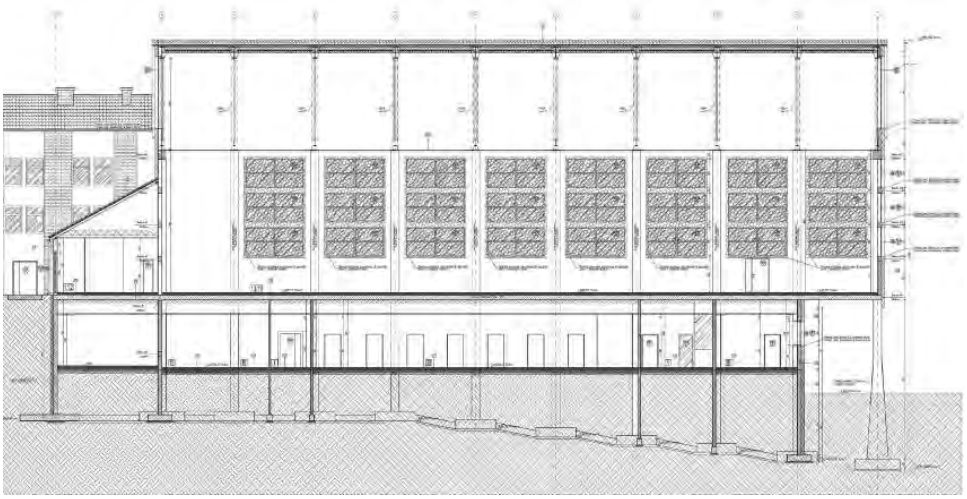
Rys. 1. Usytuowanie budynku przy skarpie.

Budynek posiada zróżnicowaną konstrukcję. Konstrukcję hali stanowią żelbetowe słupy zakończone wieńcem o takim samym przekroju. Na słupach podparte zostały drewniane dźwigary dachowe utrzymujące konstrukcję dachu. Całość została posadowiona na żelbetowych stopach fundamentowych pod każdym ze słupów. Wypełnienie ścian stanowią bloczki silikatowe grubości 24 cm. Konstrukcję części ambulatoryjnej stanowią ściany murowane wykonane z bloczka silikatowego grubości 24 cm oparte na belkach podwalinowych oraz w części obiektu na ławach fundamentowych. Podłogę części podziemnej stanowi warstwa betonu podkładowego grubości 12 cm wraz z warstwami wykończeniowymi ułożonymi na podsypce piaskowo-żwirowej zagęszczonej mechanicznie oraz gruncie rodzimym. Stropy wykonane jako monolityczne elementy żelbetowe wykonywane na placu budowy.

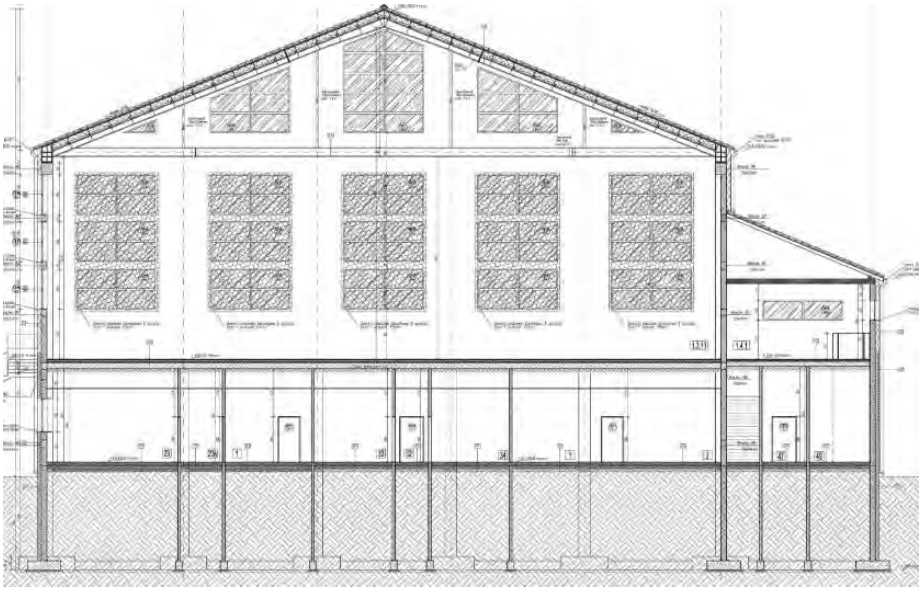
W wyniku wystąpienia licznych spękań oraz zarysowań użytkownik obiektu zlecił wykonanie opracowania, którego przedmiotem byłoby ustalenie przyczyn powstawania

uszkodzeń oraz o ewentualne zalecenia dotyczące eksploatacji budynku. W trakcie wizji lokalnych przeprowadzono inwentaryzację spękań oraz zarysowań konstrukcji budynku. Na jej podstawie można stwierdzić, że do najczęściej występujących w obiekcie zarysowań należą (por. rys. 4):

– zarysowania na granicy dwóch elementów konstrukcyjnych wykonanych z innych materiałów,
– zarysowania przechodzące przez całą grubość ściany w miejscach osłabionych w okolicy otworów drzwiowych i okiennych,
– spękania oraz zarysowania budynku przebiegające po skosie oraz w poziome,
– zarysowania rozchodzące się „schodkowo" wzdłuż spoiny.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny budynku równoległy do przekroju skarpy [14].

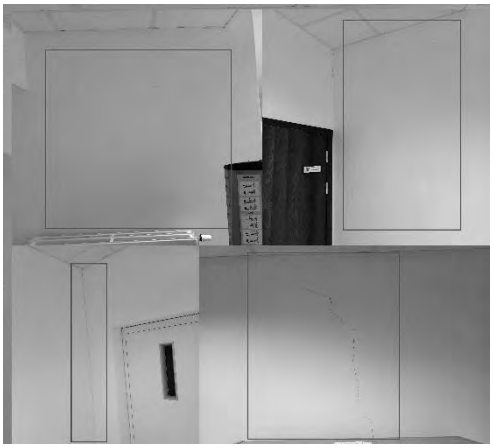


Rys. 3. Przekrój poprzeczny budynku prostopadły do przekroju skarpy [14].



Rys. 4. Zarysowania występujące w części ambulatoryjnej kondygnacji przyziemnej w obrębie posadowienia na stopach fundamentowych.

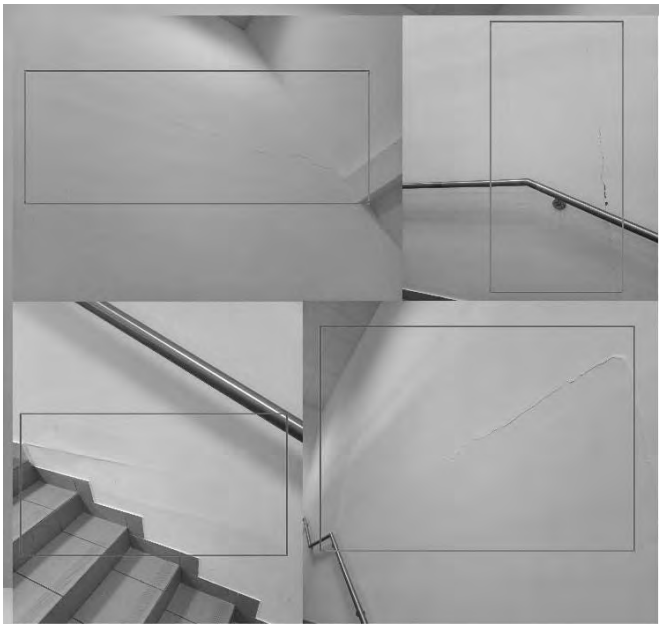
Większość zarysowań można zaobserwować w części znajdującej się poza obrębem posadowienia na stopach fundamentowych (rys. 5 oraz rys. 6). Część ta jest posadowiona w inny sposób – na ławach fundamentowych. Na połączeniu tych dwóch konstrukcji nie zastosowano dylatacji uniemożliwiając swobodną pracę poszczególnego ustroju we własnym zakresie. Klatka schodową łącząca dwie kondygnacje usytuowana jest przy ścianie stanowiącej przegrodę części posadowionej na stopach fundamentowych oraz części wspartej na ławach fundamentowych, na której można dostrzec wiele zarysowań Po poprzednim wystąpieniu uszkodzeń nie dokonano dokładnej analizy przyczyny ich powstania i zostały one pokryte warstwami wykończeniowymi (rys. 7), mimo to zarysowania wystąpiły ponownie.



Rys. 5. Zarysowania występujące w części ambulatoryjnej kondygnacji przyziemnej znajdującej się poza obrębem posadowienia na stopach fundamentowych.



Rys. 6. Zarysowania występujące w części gospodarczej kondygnacji parterowej znajdującej się poza obrębem posadowienia na stopach fundamentowych.



Rys. 7. Zarysowania występujące na ścianie klatki schodowej stanowiącej granice obrębów sposobów posadowienia konstrukcji.

Uszkodzenia ścian występują również na hali gimnastycznej na konstrukcji wspartej na żelbetowych słupach i posadowionej na stopach (rys.8). Wykonując inwentaryzację nie jest możliwe wykluczenie przyczyny powstawania rys w postaci procesu przemieszczania się skarpy. W celu sformułowania prawidłowej diagnozy niezbędne jest wykonanie pomiarów geodezyjnych.



Rys. 8. Zarysowania występujące na konstrukcji ścian na hali sportowej.

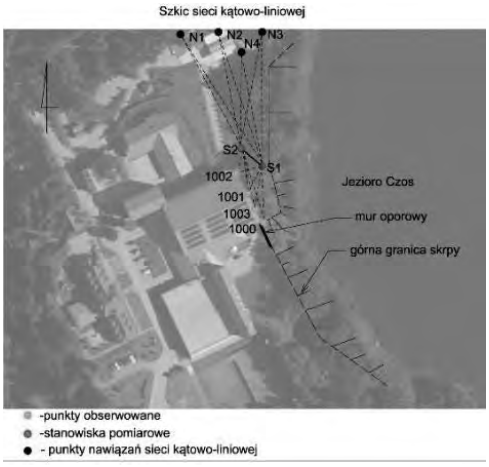
3. Monitoring geodezyjny w ocenie przyczyn powstawania uszkodzeń budynków

Z uwagi na specyficzny sposób posadowienia oraz niewystarczającą dokumentację geotechniczną obiektu budowlanego w celu jednoznacznej oceny przemieszczenia się skarpy znajdującej się w pobliżu obiektu oraz samej konstrukcji budynku zdecydowano wykonać pomiary geodezyjne, pierwszy z nich (bazowy) wykonano w styczniu 2023 roku, kolejne cztery w odstępach kilkumiesięcznych.

Ze względu na charakter badań kluczowym aspektem było wykonanie pomiaru rzędnych wybranych elementów konstrukcji budynku. Dodatkowo zbadano przemieszczenia poziome. W celu badania zachowania się punktów, założono punkty kontrolowane w postaci reperów ziemnych i ściennych do monitorowania ruchów pionowych skarpy i budynku, a punkty powiązane z ruchem w płaszczyźnie poziomej zastabilizowano na jego ścianie w postaci precyzyjnych pryzmatów geodezyjnych. Repery poddane pomiarom niwelacji precyzyjnej zastabilizowano prętem stalowym o średnicy 16 mm na głębokości 50 cm unieruchomionym kotwą chemiczną. Konstrukcja osnowy wysokościowej oraz poziomej przedstawiona została odpowiednio na rysunkach 9 i 10.



Rys. 9 Szkic rozmieszczenia reperów kontrolnych i odniesienia.



Rys. 10 Szkic sieci kątowo – liniowej.

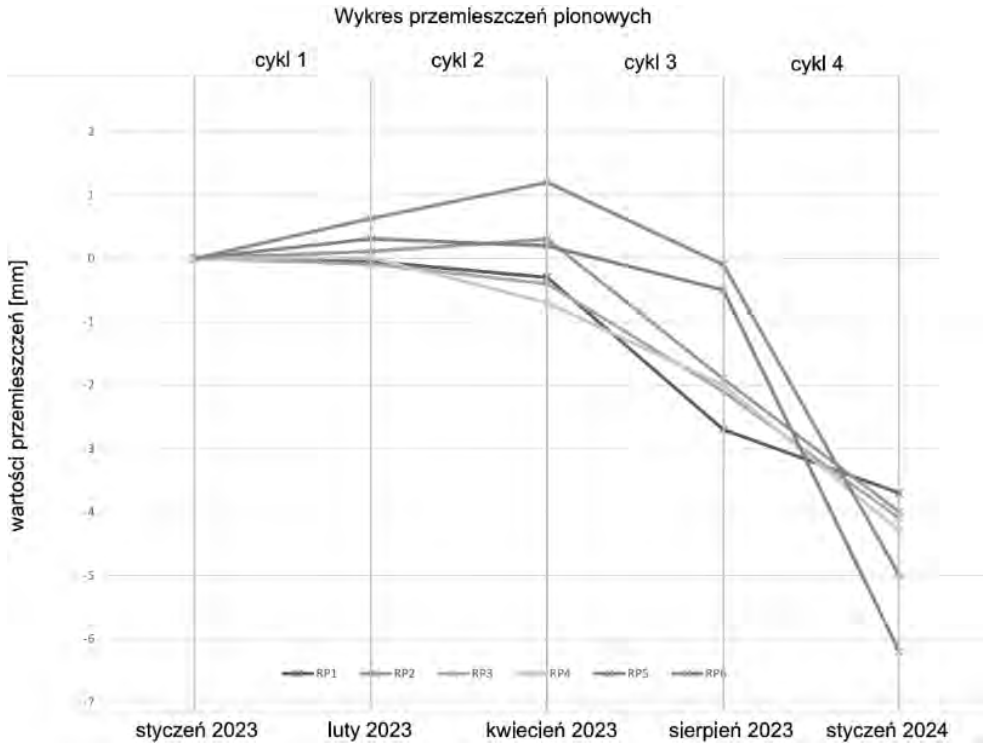
Niwelację precyzyjną wykonano niwelatorem precyzyjnym Leica DNA 03 o dokładności 0,4 mm (na 1 km podwójnej niwelacji). Do pomiaru przemieszczeń poziomych wykorzystano tachimetr robotyczny Leica MS60 o dokładności pomiaru odległości 1,5 mm + 1,5 ppm oraz dokładności pomiarów kątowych 1''. W przypadku badania pionowych ruchów budynku monitorowano 6 punktów kontrolowanych (obserwowanych) o nazwach RP1 – 6. Punkty znajdują się na słupach podtrzymujących wschodnią część hali sportowej (3 szt.), na ścianie północnej hali w kierunku prostopadłym do skarpy (2 szt.) oraz jeden punkt na murku oporowym w południowo – wschodniej części badanego obiektu. Punkty odniesienia stanowiły repery ziemne RP1000 – 1001 rozmieszczone możliwie jak najdalej badanego obiektu, aby nie znajdowały się w strefie oddziaływania badanego obiektu.

Warto podkreślić fakt, iż charakterystyczną cechą terenu, na którym zbudowany został badany obiekt jest występowanie znacznych przewyższeń wysokości oraz obszarów zadrzewionych. Był to bardzo ważny czynnik brany pod uwagę przy projektowaniu obu sieci, ponieważ z racji na uwarunkowania terenowe nie można było pozwolić sobie na zakładanie np. punktów odniesienia znacznie oddalonych od badanego obiektu

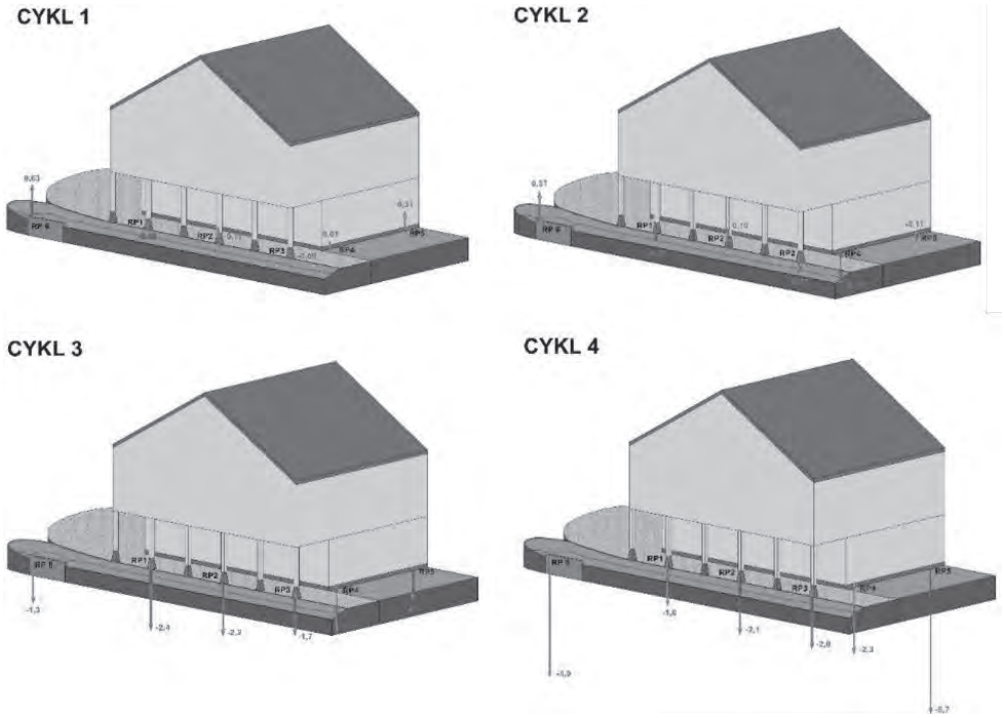
4. Wyniki pomiarów i dyskusja

Na podstawie zebranych obserwacji opracowano wyniki wartości przemieszczeń pionowych i poziomych. Dokładności pomiarów w przypadku sieci niwelacyjnej nie przekraczała wartości ±0,2 mm wyznaczanych rzędnych reperów. W przypadku pomiarów sieci kątowo-liniowej błąd wyznaczenia położenia punktów pomiarowych m_p nie przekraczał wartości ±0,4 mm. Wyżej wymienione wartości, zostały otrzymane na podstawie numerycznego opracowania wyników poprzez wyrównanie ścisłe metodą najmniejszych kwadratów.

Analizując powyższy wykres (rys. 11) wyraźnie widać pracę badanych punktów w płaszczyźnie pionowej. Wyniki na wykresie przedstawione są w odniesieniu od pierwszego pomiaru wykonanego w styczniu 2023. W pierwszej fazie badań w okresie styczeń – kwiecień 2023 połowa punktów wznosiła się osiągając największą wartość przemieszczenia pionowego wynoszącą 1 mm dla punktu RP6, który znajdował się na murku oporowym. Pozostałe repery RP1, 3 oraz 4 przyjmowały powolną tendencję osiadania w niemalże pokrywający się sposób. Największe zmiany można zaobserwować od cyklu pomiarowego nr 3, w którym tendencja rosnąca reperów RP2, 5 oraz 6 uległa całkowitej zmianie i zwróciła się w przeciwnym kierunku. Pomimo tego największe wartości przemieszczeń pionowych zaobserwowano dopiero w cyklu pomiarowym nr 4 w okresie zimowym, gdzie maksymalna wartość przemieszczenia osiągnęła ponad -6 mm dla punktu RP5, a druga wartość w kolejności wynosiła -5 mm dla leżącego po przeciwległej stronie na murku oporowym punktu RP6. Pozostałe cztery punkty kontrolowane utrzymywały tendencję osiadania, a zmiana ich położenia pomiędzy trzecim, a czwartym cyklem wynosiła przeciętnie -4 mm. Wyniki przemieszczeń pionowych w poszczególnych cyklach pomiarowych przedstawiono na rys. 12.



Rys. 11. Wykres przemieszczeń pionowych badanego obiektu.



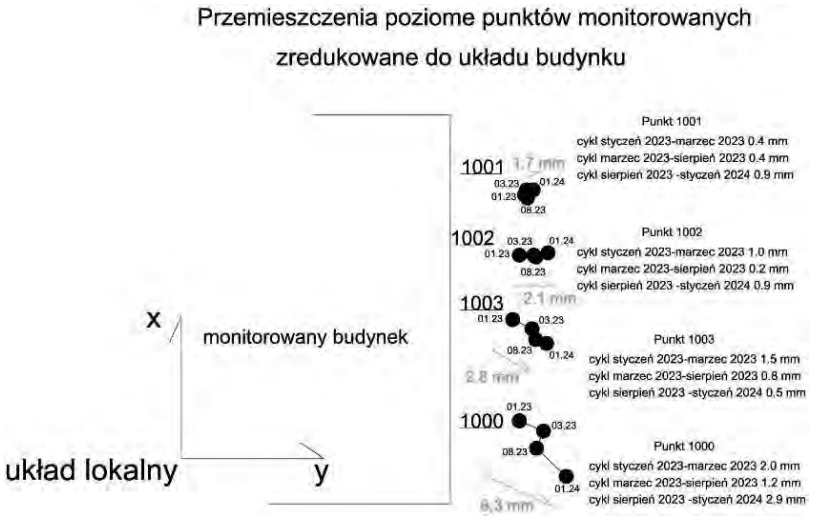
Rys. 12. Intensywność przemieszczeń pionowych w poszczególnych cyklach.

Wykres przemieszczeń pionowych (rys. 11) przedstawia wartość zmiany położenia pionowego badanego punktu. W celu zwizualizowania dynamiki danego przemieszczenia wykonano rysunek nr 12 przedstawiający, nie wartość przemieszczenia punktu, a jego intensywność jego zmiany (wartości podano w [mm]). Dzięki powyższym ilustracjom o wiele łatwiej zwizualizować i wyobrazić sobie zachowanie się konstrukcji badanego obiektu. W pierwszej fazie badań (cykle 1 – 2) najszybciej zmieniały się wartości przemieszczeń reperu RP5 i 6 w kierunku dodatnim, gdzie reszta punktów charakteryzowała się niewielką szybkością zmian. W cyklu nr 2 kierunek i dynamika zmian punktu RP6 pozostaje niemalże niezmienny, ale punkt RP5 zmienia kierunek ruchu na przeciwny, lecz jego intensywność nie jest zbyt duża. Gwałtowną zmianę można zobaczyć natomiast w przypadku punktu RP4, który nie dość, że zmienił kierunek swojego ruchu to jeszcze zrobił to z dużą intensywnością. W przypadku pozostałych reperów ich intensywność zmian powoli zaczyna narastać.

Intensywność zmian w drugiej fazie badań (cykl 3–4) diametralnie zmienia swoje wartości lub kierunki ruchów. W trzecim cyklu pomiarowym wszystkie repery przyjęły ujemne wartości intensywności zmian co wskazuje na osiadanie punktów. Repery znajdujące się na słupach podtrzymujących halę sportową diametralnie zwiększyły intensywność przemieszczenia włącznie z punktem RP6 znajdującym się na murku oporowym. W tym cyklu można zauważyć tendencję, że czym bliżej murka oporowego tym intensywność przemieszczenia wzrasta. Wyniki te mogłyby świadczyć o osiadaniu konstrukcji oraz skarpy w kierunku murka oporowego, czyli w kierunku południowo – wschodnim. Jednakże ostatni w tym badaniu cykl pomiarowy w okresie zimowych (nr 4) przedstawia jeszcze inne zachowanie się punktów. Największe wartości intensywności przyjmowane są przez skrajne punkty kontrolowane, czyli RP6 na murku oporowym oraz RP5 na północnej ścianie hali sportowej. Wykres z wartościami przemieszczeń (rys. 11) potwierdza to zachowanie, ponieważ właśnie dla tych punktów

odnotowano największe zmiany położenia. Wartości pozostałych czterech reperów znajdujących się m.in. na słupach podtrzymujących halę sportową zmieniła swoje wartości intensywności i odwróciła tendencję rosnącą. W tym cyklu wartości intensywności przemieszczenia reperów RP1 – 4 rosną od murka oporowego do północnej ściany hali. Analizując ten cykl można byłoby postawić wniosek, że konstrukcja budynku uniosła północno – wschodnią część przechylając się w kierunku punktu RP5 charakteryzującym się największą zmianą przemieszczenia i przemieszcza się razem z terenem w stronę murku oporowego.

Jedną z części wykonanych badań było wykonanie pomiarów przemieszczeń poziomych. Pomiar ten jest o tyle istotny, że jest w stanie wykazać, w którym kierunku względem stron świata przemieszcza się budynek. Badania tego rodzaju przemieszczeń wykonywane były w tym samym czasie i cyklach co pomiary przemieszczeń pionowych. Współrzędne kontrolowanych punktów wyznaczone zostały w lokalnym układzie współrzędnych przyjętych względem ścian badanego budynku. Dzięki takiemu podejściu wartości przemieszczeń bezpośrednio związane są z przemieszczeniem ściany. Wybór lokalnego układu współrzędnych motywowany jest tym, że sprowadza się jedynie do precyzyjnego pomiaru kierunku i odległości między stanowiskiem, a punktem odniesienia i nie wymaga przeliczania np. do państwowego układu współrzędnych. Punkty odniesienia o numerach N1-4 każdorazowo uznawane były za stałe, a każdorazowe nawiązanie na nie bazowało na ich pierwszych wyznaczonych współrzędnych. Zastosowanie metody pomiaru przemieszczeń poziomych z dwóch punktów swobodnych ma zaletę w postaci kontroli stałości punktów nawiązania, ponieważ jeżeli jeden z nich zmieniłby swoje położenie to pomierzone wartości geometryczne wcięcia wstecz natychmiast zasygnalizowałyby znaczny błąd wyznaczenia położenia stanowiska. Otrzymując takie informacje, osoba wykonująca pomiar jest w stanie niemal od razu ustalić, który punkt odniesienia został naruszony.



Rys. 13. Przemieszczenia poziome punktów monitorowanych zredukowane do układu budynku.

Po opracowaniu wyników badania przemieszczeń poziomych sporządzono szkic zawierający ich wartości oraz kierunek, w którym te przemieszczenia występują (rys. 12). Analizując wyniki zawarte na powyższym rysunku jednoznacznie można stwierdzić, że budynek przemieszcza się w kierunku południowo – wschodnim, czyli w kierunku murku oporowego. Największa wartość przemieszczania na przestrzeni czasu wynosi 6,1 mm dla punktu nr 1000. zlokalizowanego w bliskim sąsiedztwie murka oporowego. Dla pozostałych punktów wartość

przemieszczenia czym bliżej murka rośnie w przedziale 1,7–2,8 mm. Takie wartości i wykazany kierunek ruchu pokrywałby się z wnioskiem wyciągniętym w przypadku przemieszczeń pionowych, że budynek przemieszcza się właśnie w kierunku południowo – wschodnim do murka oporowego. Łącząc wnioski z obu badań można stwierdzić, iż budynek wraz z podłożem przemieszcza się w kierunku południowo – wschodnim, czyli w stronę jeziora, która została wzmocniona murem oporowym.

5. Podsumowanie

Na podstawie inwentaryzacji rys można wywnioskować, że przyczyn powstawania uszkodzeń jest wiele. Pierwszą z nich jest różnica we właściwościach zastosowanych materiałów. Dowodem na taki stan rzeczy jest pojawianie się rys na styku dwóch elementów konstrukcyjnych np. żelbetowego słupa oraz ściany działowej wykonanej z bloczka silikatowego o grubości 12 cm. Kolejną przyczyną spękań jest nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego zarówno pod stopą fundamentową jak również pod ławami fundamentowymi. Wskazują na to pionowe oraz ukośne spękania znajdujące się nad „odrywaną" wskutek grawitacji i braku podparcia częścią konstrukcji. Spękania pionowe również mogą być spowodowane różnicą w osiadaniu elementów konstrukcyjnych. Ostatnią przyczyną pośrednio związana z osiadaniem, a także bezpośrednio z termiczną i doraźną pracą konstrukcji jest brak wykonania dylatacji na styku części posadowionej na stopach fundamentowych oraz części posadowionej na ławach fundamentowych. Wskazują na to liczne spękania skośne propagujące w różnych kierunkach.

Pochylając się nad powyższym podsumowaniem od strony geodezyjnej można znaleźć potwierdzenie osiadania budynku oraz podłoża w wynikach badania przemieszczeń pionowych, które jednoznacznie wykazały niniejsze zjawisko. Ponadto badania przemieszczeń poziomych udowodniły przemieszczanie się budynku w stronę północno-wschodnią. Ruch w tym kierunku jest przemieszczaniem się w stronę konstrukcji wzmacniającej skarpę (murka oporowego), która wykazuje znaczne przemieszczenie pionowe.

W obliczu posiadania niewystarczającej dokumentacji geotechnicznej posadowienia budynku wykonane pomiary geodezyjne stanowią narzędzie do zdefiniowania stanu skarpy, na której posadowiono obiekt budowlany. Wykazują one jasno, że wskazane zjawiska niewątpliwie mają miejsce i według Autorów wymagają dalszego okresowego monitorowania, ponieważ zlekceważenie takiej sytuacji może prowadzić do nieszczęśliwego wypadu. Dodatkowym wartym bliższego przyjrzenia się aspektem jest mur oporowy, który powinien powstrzymać skarpę od osiadania, jednak niniejsze badania niejako podważają tą tezę. W związku z powyższym istnieją poważne przesłanki do rozszerzenia zakresu badań w celu dogłębnego zdiagnozowania problemu np. o badania geotechniczne na potrzeby oceny stateczności skarpy, dla których pomiary geodezyjne stanowiły swego rodzaju preludium. Niewykluczone, że badanie tego tematu i próba odpowiedzi na postawione pytania ukaże się w następnej publikacji.

Literatura

1. Chmielewski R., Sankowski J., Lisowski M., Muzolf P.: Diagnostyka uszkodzonych ścian budynków z zastosowaniem monitoringu geodezyjnego. Materiały Budowlane, https://doi.org/10.15199/33.2023.07.042023, 2023.
2. Drozd W.: Metody oceny stanu technicznego budynków w aspekcie ich praktycznego zastosowania. Przegląd Budowlany, nr 4/2017
3. WACETOB: Zużycie techniczne obiektów budowlanych. Metody i kryteria oceny. Wydanie II. WACETOB, 2022.

4. Szafranko E., Zabielski J.: Wybrane problemy oceny stanu technicznego obiektów budowlanych w świetle obowiązującego prawa i stosowanej metodyki. Przegląd Budowlany, nr 8/2021.
5. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. „Prawo budowlane" (Dz. U. 2023.682 z dnia 2023.04.12).
6. Nowogońska B.: Diagnostyka obiektu zabytkowego o konstrukcji zespolonej szkieletowej. Przegląd Budowlany, 1/2012, s. 36–39.
7. Terlikowski W.: Zrównoważona rewitalizacja budynków zabytkowych. Journal of civil engineering, environment and architecture, 4/16, s. 531–538, 2016.
8. Nowogońska B.: Diagnostyka w rewitalizacji terenów poprzemysłowych – przykład budynku pofabrycznego w Zielonej Górze. Przegląd budowlany, 11–12/2021, 61–64.
9. Wyrzykowska M.: Rewitalizacja zabytków i przestrzeni publicznych. Wybrane przykłady. Quart, 2/2008, s. 46–67.
10. Leśniak A., Skrzypczak I., Kruszka L., Jaskowska-Lemańska J.: SCAN-TO-BIM method and analysis of measurement accuracy on the example of a historic church. Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych, https://doi.org/10.37105/iboa.193, 2023.
11. Drobiec Ł.: Przyczyny uszkodzeń murów. XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, tom 1, s. 105–147, 2007.
12. Chmielewski R., Kruszka L., Lalka J.: Aspekty przebudowy zabytkowych budynków murowanych o bezwieńcowej konstrukcji stropów międzykondygnacyjnych. Biuletyn WAT, 4/2016, s. 123–141.
13. Kysiak A., Koniecko M.: Awaria budynku wielorodzinnego w wyniku naruszenia stanu równowagi wilgotnościowej w podłożu ilastym wskutek oddziaływania roślinności. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej, https://doi.org/0.17512/znb.2018.1.31, 2018.
14. Archiwalna dokumentacja powykonawcza budynku.

Application of geodetic monitoring in diagnostics of building structures

Key words: building diagnostic, escarpment stability assessment, geodetic surveys

Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych

ARTUR PIEKARCZUK[1*], JACEK SZER[2], ALEKSANDRA MAZUREK[1], ŁUKASZ GOŁĘBIOWSKI[1], IWONA SZER[2], MONIKA KASZUBSKA[2], ARTUR KOTARSKI[2]
[1]Instytut Techniki Budowlanej
[2] Politechnika Łódzka Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska

Streszczenie: Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe, nową techniką obserwacji i rejestracji danych w diagnostyce oraz ocenie awarii obiektów budowlanych. Praca dotyczy analizy i zastosowania trójwymiarowego obrazowania cyfrowego w kontekście identyfikacji zagrożeń i monitorowania stanu technicznego infrastruktury. W pracy prezentowane są różne techniki obrazowania wysokiej rozdzielczości służące do pozyskiwania trójwymiarowych reprezentacji obiektów budowlanych. Praca zawiera opis metod analizy danych oraz ich interpretację w prognozowaniu awarii. Na wybranych przykładach przedstawiono praktyczne zastosowania trójwymiarowego obrazowania degradacji elementów konstrukcji i deformacji strukturalnych.

Słowa kluczowe: Skanowanie 3D, inżynieria odwrotna, diagnostyka, awarie, obliczenia MES

1. Opis technik skanowania

Skanowanie to optyczne przechwytywanie informacji [1], o geometrii obiektów fizycznych, w którym wykorzystywane są sztucznie generowane zewnętrzne źródła światła. Pozyskana informacja zapisywana jest cyfrowo w postaci chmury punktów, które zawierają współrzędne określające ich wzajemne położenie względem punktów referencyjnych i kamery rejestrującej umieszczonej w skanerze. Po wygenerowaniu chmury punktów następuje techniczne przygotowanie, czyli oczyszczenie z artefaktów (pozostałości z nałożenia się obrazów) i przypadkowych błędów a następnie pojedyncze punkty łączone są siatką trójkątnych elementów tworząc tym samym trójwymiarowy obraz geometrii. Zestaw takich danych zapisywany jest w pliku numerycznym, który dalej może być modyfikowany w zależności od potrzeb.

Obecnie najczęściej stosowane techniki skanowania wykorzystują różne typy jednostek projekcyjnych [2]. Są to jednostki aktywne czyli skanery laserowe, skanery światła strukturalnego oraz skanery pasywne, które wykorzystują naturalne odbite od obiektu światło lub promieniowanie w paśmie podczerwonym. Skaner zbudowany jest zazwyczaj z dwóch podstawowych modułów. Pierwszy to projektor generujący wiązkę światła, drugi to głowice wyposażone w zestaw czułych kamer, które śledzą zmiany natężenia światła odbitego od skanowanego obiektu.

Do skanowania dużych obiektów np. budynków i obiektów [3, 4] używa się zazwyczaj skanerów pasywnych. Skany wykonuje się w kilku lub kilkudziesięciu strefach pomiarowych

*Autor do korespondencji: *a.piekarczuk@itb.pl*

w taki sposób, aby sąsiednie strefy skanowania miały w swoim zasięgu wspólne obszary obrazowania. Czas skanowania z jednego punktu obserwacji zależy od zadanej dokładności obrazowania i wynosi od kilku do kilkudziesięciu minut.

Do skanowania niewielkich elementów oraz detali [5–7] wykorzystuje się skanery laserowe i strukturalne. Światło lasera (niebeskie lub czerwone) jest najdokładniejszym sposobem obrazowania. Technika ta umożliwia pozyskiwanie obrazowania obiektów trójwymiarowych o skomplikowanej budowie o małych i średnich gabarytach. Obiekt testowy oświetlany jest wiązkami promieni lasera. Zaletą tego sposobu skanowania jest to, że obrazowanie uzyskuje się w sposób ciągły, tj. kolejne obrazy powstają bez utraty śledzenia ścieżki projekcyjnej. Do wykonania poprawnego skanu niezbędne są punkty referencyjne czyli niewielkie odblaskowe naklejki tzw. markery (średnicy od 3 do 6 mm). Inną zaletą jest możliwość stosowania skanerów sterowanych ręcznie, co znacząco wpływa na uzyskanie dużej mobilności takiego urządzenia. Niedogodnością tej metody jest uzyskanie tylko odwzorowania kształtu bez możliwości przypisania rzeczywistych barw czy tekstur powierzchni.

Skanery ze światłem strukturalnym do oświetlania obiektu testowego wykorzystują projektor LED. Technika obróbki chmury punktów jest identyczna jak w przypadku skanera laserowego. Zaletą skanowania tego typu jest możliwość odtworzenia tekstur i barw skanowanego obiektu. Niedogodnością tej techniki jest pewna trudność w uzyskaniu stabilności i ciągłości obrazowania, ponieważ w celu uzyskania ciągłości skanu, obrazy pozyskane z odpowiednich zasięgów powierzchniowych powinny być synchronizowane, co wymaga dużej precyzji prowadzenia naświetlania strukturalnego. W tym celu stosuje się stabilizatory mechaniczne (np. statywy) lub specjalne stoliki obrotowe, na których układa się element testowy. W tym przypadku skanowanie może odbywać się z zastosowaniem markerów lub bez nich przy wykorzystaniu znaczników stałych (np. nieniesionych na stolik obrotowy).

Techniki obrazowania 3D z użyciem skanerów umożliwiają jedynie pozyskiwanie cyfrowego obrazu rzeczywistego obiektu w postaci chmury punktów. Taki obraz nie ma żadnej użytecznej funkcji poza wizualizacją graficzną. W dalszej analizie chmura punktów jest używana do operacji odtwarzających geometrię obiektu, czego efektem jest uzyskanie geometrii typu CAD. Do tego celu służy inżynieria odwrotna [8, 9] a w dalszej kolejności techniki inspekcyjne [10, 11] oraz kontrolne [12]. Ideą inżynierii odwrotnej jest odtworzenie modelu na podstawie istniejącego wzorca bez dostępu do szczegółowej dokumentacji technicznej. Takim wzorcem w przypadku skanowania jest chmura punktów. Odtwarzane odbywa się zazwyczaj za pośrednictwem dedykowanych programów graficznych i polega na możliwe dokładnym dopasowaniu do wzorca. Jakość tego dopasowania sprawdzana jest za pośrednictwem programów inspekcyjnych, w których mierzone są odchylenia odtworzonego modelu w odniesieniu do modelu referencyjnego.

Finalnym efektem opisanych wcześniej technik jest uzyskanie w pełni skalowalnego modelu przystosowanego do obliczeń numerycznych.

W pracy przedstawiono zastosowanie obrazowania pasywnego na przykładzie budynku w stanie awaryjnym oraz aktywnego (skanowanie laserowe) wykonanego na detalu umieszczonym w tym samym budynku. Dalej realizowane jest zadanie inżynierii odwrotnej i techniki inspekcyjne oraz finalnie realizowane są obliczenia numeryczne

2. Materiały i metody

Obiektem skanowania kubaturowego jest nieużytkowana hala przemysłowa, która w czerwcu 2023 znajdowała się w złym stanie technicznym z licznymi oznakami uszkodzeń. Część monitorowanego obiektu podlega ochronie konserwatorskiej. Główną część obiektu stanowi 6-cio nawowa, częściowo podpiwniczona hala poprodukcyjna. Dach hali jest pilasty

o różnych rozpiętościach w granicach od 5,4 do ok 6,4 m. Rozstaw słupów stalowych podpierających konstrukcję dachu wynosi ok. 6,5 m. Dach obecnie jest w stanie całkowitej degradacji z licznymi ubytkami. Oparcie dachu stanowią ściany murowane z cegły pełnej oraz nitowane dwugałęziowe słupy stalowe wykonane z ceowników stalowych. Słupy przy stężeniach są wykonane z ceowników C140 rozsuniętych o około 100 mm. Fotografie aktualnego stanu obiektu przedstawiono na rys. 1



Rys. 1. Widok hali produkcyjnej, aktualny stan obiektu.

Oprócz skanu kubaturowego, wykonano skan detalu konstrukcyjnego. Do tego celu wybrano jeden z dwugałęziowych słupów w konstrukcji stalowej z wewnętrznej konstrukcji wsporczej. Fotografię detalu przedstawiono na rys 2.



Rys. 2. Detal konstrukcyjny, dwugałęziowy słup stalowy.

Przy skanowaniu obiektu kubaturowego wykorzystano skaner pasywny (światło podczerwone). Wykorzystywany do laserowej inwentaryzacji 3D obiektów kubaturowych,

przeznaczony do skanowania wewnątrz i na zewnątrz obiektów. Posiada zasięg skanowania od 0,6 do 70 metrów, co pozwala na precyzyjne rejestrowanie detali w różnych odległościach od projektora. Jego rozdzielczość wynosi do 165 megapikseli w kolorze, co umożliwia uzyskanie danych wizualnych wysokiej jakości. Dokładność pomiaru skanera wynosi ±1 mm. Szybkość skanowania to 2 miliony punktów na sekundę. Pole widzenia skanera w poziomie wynosi 360°, a w pionie 300°. Skaner działa w zakresie temperatur od -5 do 40°C oraz w warunkach wysokiej wilgotności i zapylenia.

Przy skanowaniu detalu zastosowano skaner aktywny. Jest to skaner z obsługą manualną, wykorzystujący laser niebieski, co umożliwia uzyskanie wysokiej jakości skanów. Dokładność skanowania tego urządzenia wynosi ±0,04 mm. Skaner umożliwia obrazowanie z prędkością do 480 tysięcy punktów na sekundę.

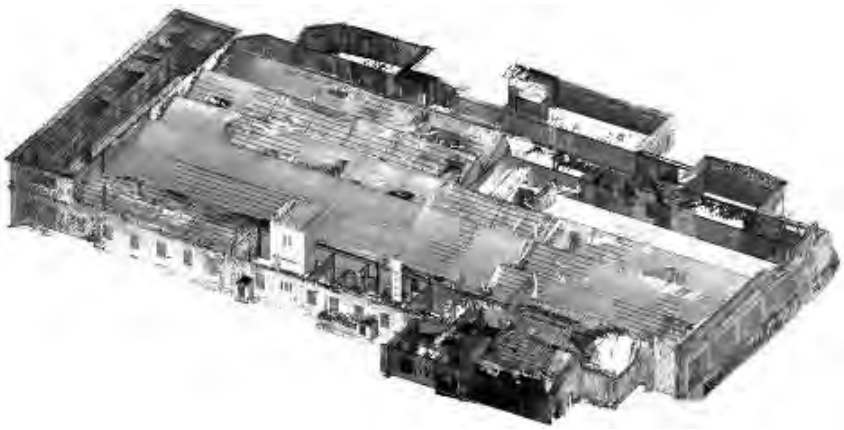
3. Rezultaty

Na rys. 3 przedstawiono wybrane grafiki z obrazowania kubaturowego. Rysunek prezentuje zewnętrzną i wewnętrzną część obiektu.

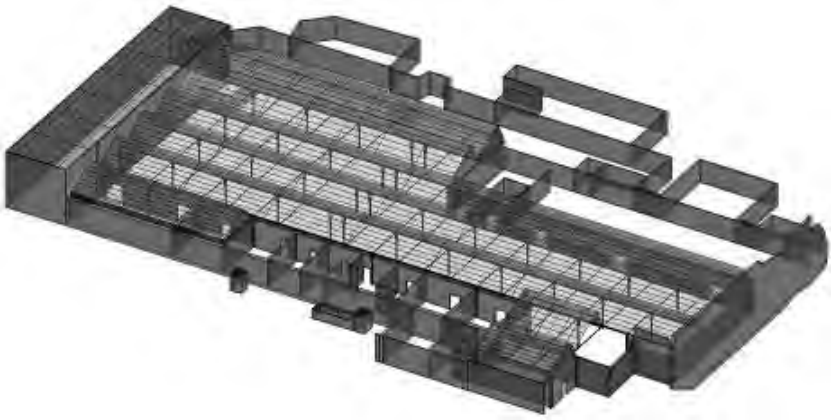


Rys. 3. Skan z zewnątrz i wewnątrz hali.

Na podstawie trójwymiarowego obrazu obiektu, przeprowadzono analizy metodą inżynierii odwrotnej. Rysunek 4 przedstawia obrys skanu 3D i bryłę obiektu w formacie CAD wpisaną w chmurę punktów. Po usunięciu chmury punktów uzyskano trójwymiarowy w pełni skalowalny (mierzalny) model obiektu (rys. 5), który zawiera zewnętrzny obrys bryły ze wszystkimi detalami oraz wewnętrze usytuowanie elementów konstrukcyjnych. Na podstawie trójwymiarowego modelu CAD można utworzyć dowolny rysunek techniczny, np. rzut, przekroje, itp. z dokładnością wymiarowania ±1 mm.



Rys. 4. Trójwymiarowy obraz obiektu podczas inżynierii odwrotnej.

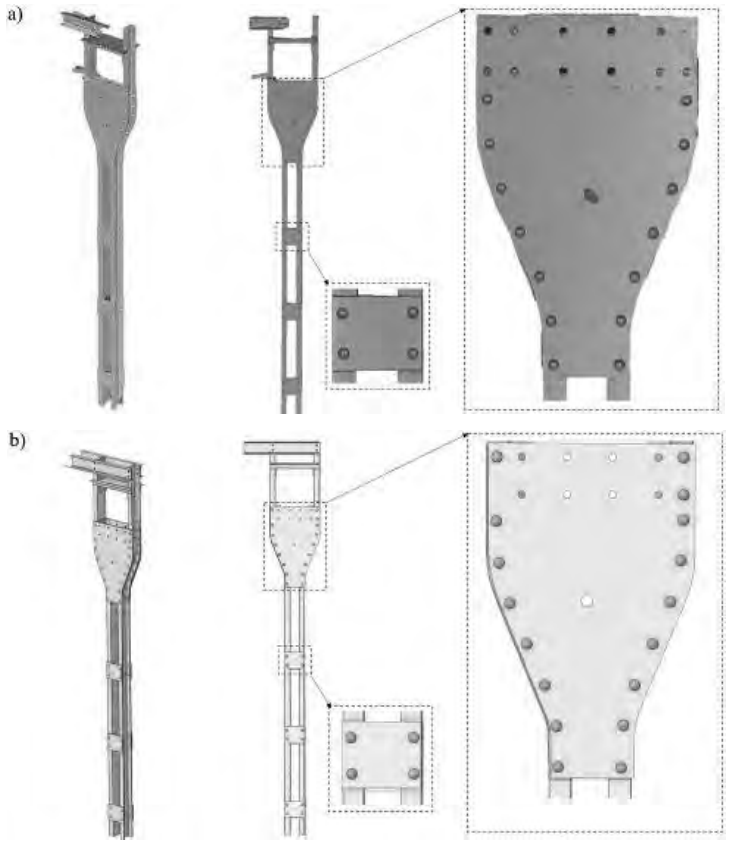


Rys. 5. Trójwymiarowy model CAD.

Do skanowania detalu wytypowano stalowy słup (opisany w sekcji 2). Trójwymiarowe obrazowanie słupa w postaci chmury punktów oraz model CAD odtworzony na jego podstawie metodą inżynierii odwrotnej przedstawia rys. 6. Model CAD zawiera większość imperfekcji geometrycznych, które mają oryginalny model. Są to głównie niedokładności montażowe i lokalne defekty elementów składowych wynikające z długoletniego użytkowania. Wprowadzenie tego typu imperfekcji bez użycia skanowania 3D jest bardzo trudne, ponieważ wymagałoby zastosowania pracochłonnych technik pomiarowych.

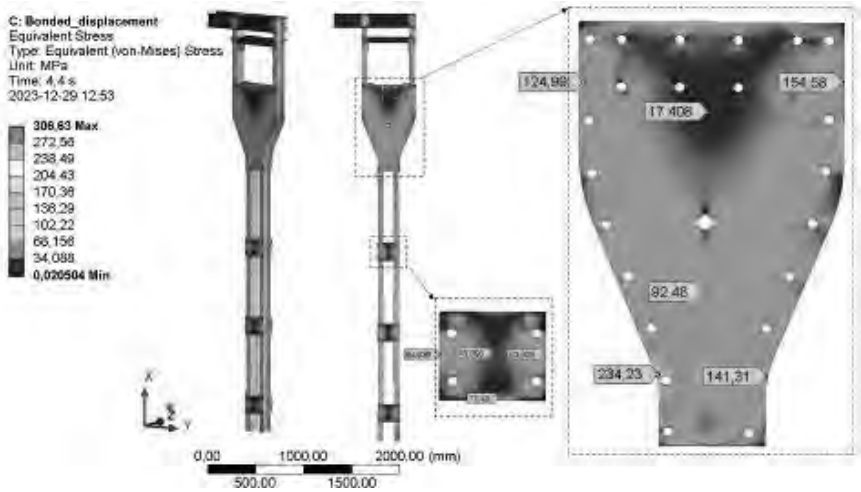
W dalszej kolejności odtworzony model słupa został wykorzystany do obliczeń numerycznych MES (Metoda Elementów Skończonych). Trójwymiarowy skan w postaci chmury punktów został wykorzystany do odtworzenia geometrii elementu w programie do inżynierii

odwrotnej. W dalszej kolejności model słupa został wykorzystany do obliczeń numerycznych MES (Metoda Elementów Skończonych). Celem obliczeń jest określenie stateczności i nośności słupa. W dalszej kolejności wyniki obliczeń mogą być wykorzystane w projekcie modernizacji obiektu. Do obliczeń przyjęto pełny model numeryczny z uwzględnieniem rzeczywistych wymiarów elementów składowych i połączeń. Z uwagi na to, że obiekt pochodzi z połowy XX wieku i nie zachowały się dokumenty źródłowe dotyczące użytych materiałów, trudno jest odkreślić gatunek stali. Nie wykonano też żadnych testów laboratoryjnych ani polowych. Na użytek opracowania przyjęto na podstawie [13] stal gatunku St37.12, o granicy plastyczności 240 MPa i wytrzymałości 370 MPa. Dodatkowo do obliczeń przyjęto model sprężysto-plastyczny bez wzmocnienia. Pomiędzy częściami składowymi słupa (blachy węzłowe, przewiązki, gałęzie, łączniki, itp.) zastosowano połączenia typu kontaktowego [14, 15]. Przyjęto dwa rodzaje kontaktów. Pierwszy to rodzaj „bonded", czyli połączenie stałe swoją charakterystyką przypomina sztywne sklejenie części. Ten kontakt założono na wszystkie łączniki. Drugi rodzaj to kontakt „Frictional", czyli cierne (ze współczynnikiem tarcia $\mu = 0{,}15$), występujące na stylu blach węzłowych, przewiązek i gałęzi słupa. Słup u podstawy jest utwierdzony, a głowica jest stężona poprzecznie w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach. Obciążenie przyłożone jest do gałęzi głowicy słupa za pomocą przyrostowego przemieszczenia. Analiza wykonana jest metodą nielinową z wykorzystaniem algorytmu Newtona – Raphsona [16, 17]. Rysunek 7 i 8 przedstawiają mapy naprężeń w elementach słupa przy oddziaływaniu siły krytycznej.

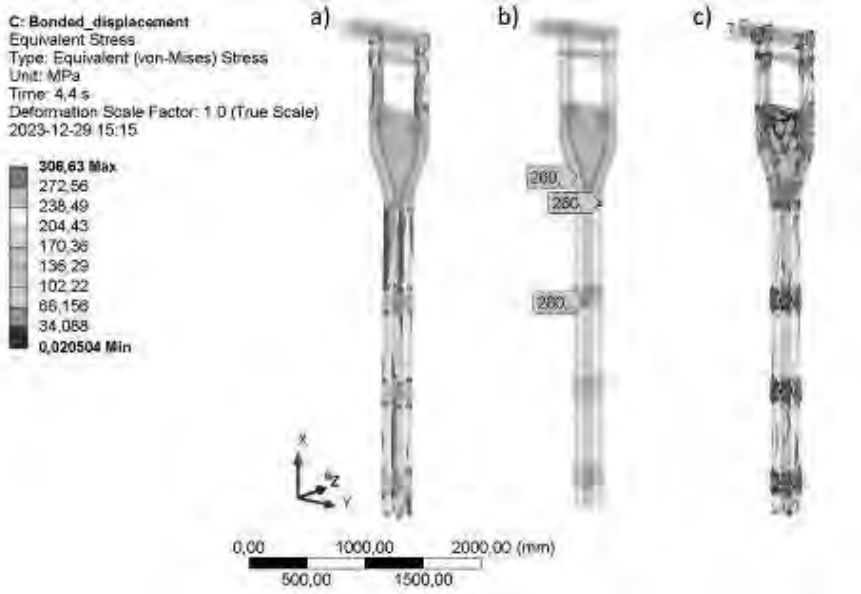


Rys. 6. Modele numeryczne słupa stalowego, a) skan 3D, b) model CAD.

Na rys. 7 przedstawiono analizę stanu wytężenia wszystkich istotnych elementów składowych słupa. Wyniki obliczeń umożliwiają analizę globalnego stanu wytężenia oraz wytężenia pojedynczych elementów składowych takich jak blacha węzłowa czy przewiązka. Rysunek 8 przedstawia zasięg stref naprężeń rysunek 8a to zasięg osiągniętej granicy plastyczności stali, rysunek 8b wskazuje miejsca występowania naprężeń powyżej 260 MPa. Rysunek 8c prezentuje przebieg warstwic naprężeń oraz miejsca ich koncentracji. Z obliczeń wynika, że przy obciążeniu ściskającym odpowiadającym sile krytycznej w całej objętości modelu nie występują naprężenia zredukowane o wartości wyższej niż 260 MPa. Podwyższone naprężenia oraz ich koncentracje występują w gałęziach słupa zwłaszcza w okolicy blachy węzłowej. Ewentualne dociążenie słupa wymaga wzmocnienia gałęzi.



Rys. 7. Mapy naprężeń zredukowanych.



Rys. 8. Zasięgi stref naprężenia.

4. Dyskusja

Skanowanie 3D to technika obrazowania, która umożliwia digitalizację praktycznie dowolnego obiektu z bardzo dużą dokładnością. Uzyskane w ten sposób cyfrowe kopie obiektów mogą być wykorzystywane do katalogowania obiektów inżynieryjnych z bardzo wysoką dokładnością. Cyfrowe kopie obiektów są w pełni skalowalne co oznacza, że możliwe jest odtworzenie wymiarów, kształtu a nawet tekstury obiektu. Wykorzystanie technologii skanowania laserowego jest uważane za jedną z najlepszych metod tworzenia dokumentacji konstrukcji i opisywania szczegółów z dużą dokładnością [18]. Jest to metoda stosunkowo nowa, ale szybko rozwijająca się. Ocena stanu istniejących obiektów historycznych jest głównym przedmiotem zainteresowania ze względów konserwatorskich. Obiekty historyczne cechują się z reguły złożoną geometrią. Nawet w przypadku dostępności dokumentacji pewne różnice w konstrukcji powstały na etapie wykonywania, a kolejne w czasie eksploatacji. Na przykład w zabytkowych budynkach Zespołu Placówek Europejskiego Domu Spotkań Młodzieży zlokalizowanego w Warszawie zastosowanie dokładnej metody pomiarów pozwoliło uniknąć problemów z rozpoznaniem grubości ścian i uwidoczniło na rysunkach część przebudowaną [19]. Istotnym problemem, który został wyeliminowany dzięki pomiarom skanerem były również pomiary pomieszczeń o nieregularnych kształtach. Standardowe metody inwentaryzacji prowadzą w tym przypadku najczęściej do dużych niedokładności pomiarowych. Skaner laserowy zbiera miliony punktów w krótkim czasie i tworzy szkielet chmury punktów, co zapewnia dokładne informacje, na podstawie których można modelować złożone struktury historyczne. Ponadto uzyskiwana jest większa wydajność, oszczędność czasu a pomiary są bezinwazyjne. Wykorzystanie skanowania do przygotowania dokumentacji dla pozostałości starożytnego miasta z dokładnym odwzorowaniem kształtu i tekstury obiektu pozwoliło na skrócenie czasu zbierania danych o około 60% [20]. Zastosowanie monitorowania konstrukcji metodą skanowania pozwala także na długoterminowe zbieranie informacji o zachowaniu konstrukcji oraz zmniejszenie błędów odczytów, które powinny być wykonywane w tych samych miejscach, co pewien czas [21, 22]. Na podstawie uzyskanych danych można modelować obiekty metodą elementów skończonych, uwzględniając rzeczywiste deformacje. Pozyskane informacje mogą zostać wykorzystane do zaplanowania modernizacji, jak również promocji obiektów a nawet stworzenia bazy danych o zabytkach. Można znaleźć również przykłady wykorzystania skanowania obiektu w trudnych warunkach środowiskowych, np. do oceny stanu technicznego stacji polarnej [23]. Rejestracja uszkodzeń w tym przypadku pozwoliła na zaplanowanie napraw oraz ocenę wpływu specyficznych warunków otoczenia na budynek. Właściwe zarządzanie/utrzymywanie w właściwym stanie technicznym pozwala na uniknięcie w przyszłości katastrofy budowlanej [24]. Ważnym aspektem utrzymywania cyfrowej kopii obiektu jest odtwarzalność na wysokim poziomie skalowalności. Nawet jeśli rzeczywisty obiekt ulegnie uszkodzeniu, to dysponując takimi zasobami zawsze można go odtworzyć. W kwietniu 2019r. wybuchł pożar katedry Notre Dame, który wyrządził znaczące szkody w architekturze obiektu. Cztery lata wcześniej, belgijski historyk sztuki Andrew Tallon przeprowadził cyfrową digitalizację katedry Notre Dame. Uzyskał w ten sposób zestaw precyzyjnych danych numerycznych obiektu z zachowaniem wszystkich oryginalnych detali architektonicznych. Cyfrowa kopia katedry znacząco ułatwia pracę nad odbudową i renowacją obiektu przy zastosowaniu różnych technik [25].

4. Konkluzja

Kubaturowe i detaliczne skanowanie 3D umożliwia pozyskiwanie danych o geometrii dużych obiektów z dokładnością i jakością nieosiągalną tradycyjnymi metodami. Jest to

przydatne w przypadku digitalizacji skomplikowanych geometrii zawierających wiele drobnych detali umieszczonych w dużej przestrzeni. Proces pozyskiwania danych i ich przygotowanie do prac projektowych można prześledzić na przykładzie prezentowanym w tej pracy. Przykład takiego wykorzystania technik skanowania 3D przedstawiono w tej pracy. Hala przemysłowa w złym stanie technicznym i z licznymi uszkodzeniami, została poddana dokładnemu skanowaniu 3D z zewnątrz i wewnątrz obiektu. W wyniku tych czynności uzyskano cyfrową kopię obiektu ze wszystkimi widocznymi detalami. Pozwoliło to na odtworzenie dokumentacji technicznej obiektu.

Oprócz informacji o lokalizacji elementów konstrukcyjnych, zarejestrowano również położenie, kształt i rozmiar uszkodzeń w tym także topografię szczątków rozrzuconych wewnątrz i na zewnątrz obiektu. Takie szczegółowe informacje mogą być przydatne w odtworzeniu sekwencji zdarzeń w procesie oceny obszarów ryzyka wystąpienia awarii lub katastrofy budowlanej podczas eksploatacji i konserwacji obiektów [24]. Skanowanie 3D umożliwia również rozwój kolejnych technik obserwacji konstrukcji oraz instalacji inżynierskich w trybie ciągłym takich jak Cyfrowa Korelacja Obrazu [26].

Kolejnym ważny zagadnieniem związanym z możliwościami skanowania 3D jest potencjał związany z bardzo dokładnym odtworzeniem detalu konstrukcyjnego. W pracy przedstawiono możliwości techniczne takiego odtworzenia na przykładzie pojedynczego słupa nośnego, który jest częścią struktury nośnej skanowanego wcześniej obiektu kubaturowego. Skanowanie 3D dostarcza informację o dokładnej geometrii modelu łącznie z imprfekcjami technologicznymi i użytkowymi. Dalej przetworzenie takiego obrazu możliwe jest za pośrednictwem inżynierii odwrotnej. Ostatecznie prowadzi to do uzyskania wiernej kopii cyfrowej modelu, który z łatwością można przetransponować do analiz numerycznych w praktycznie dowolnej konfiguracji.

Przykłady zaczerpnięte z literatury oraz przestawione w niniejszej pracy, dowodzą, że te techniki obrazowania 3D to złożony i trudny proces, ale dzięki dostępności rozwojowi technologii stanowią skuteczne narzędzie w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych.

Literatura

1. Flugge, J., Wendt, K., Danzebrink, H., and Abou-zeid, A., "Optical Methods for Dimensional Metrology in Production Engineering," *CIRP Ann. - Manuf. Technol.*, vol. 51, no. 2, pp. 685–699, 2002.
2. Haleem, A. *et al.*, "Exploring the potential of 3D scanning in Industry 4.0: An overview," *Int. J. Cogn. Comput. Eng.*, vol. 3, pp. 161–171, Jun. 2022, https://doi.10.1016/j.ijcce.2022.08.003.
3. Peansupap, V. and May, A. M., "Development of a System for Measuring Surface Slope with Point Cloud Data," in *Lecture Notes in Civil Engineering*, 2024, vol. 369, pp. 507–516, https://doi.10.1007/978-981-99-4049-3_40.
4. Tran, H. H., Vu, H. Q., and Van Tran, A., "Application of FARO Focus 3D S350 Terrestrial Laser Scanner in Building 3D Models of Potential Areas of Landslides and Rocks—Case Study in Ha Giang Province, Vietnam," in *Lecture Notes in Civil Engineering*, 2024, vol. 344 LNCE, pp. 703–710, https://doi.10.1007/978-981-99-2345-8_72.
5. Urbas, U., Hrga, T., Povh, J., and Vukašinović, N., "Novel alignment method for optical 3D gear metrology of spur gears with a plain borehole," *Measurement*, vol. 192, p. 110839, Mar. 2022, https://doi.10.1016/j.measurement.2022.110839.
6. Butini, E., Marini, L., Meli, E., Rindi, A., Valigi, M. C., and Logozzo, S., "Development and validation of wear models by using innovative three-dimensional laser scanners," *Advances in Mechanical Engineering*, vol. 11, no. 8. SAGE Publications Inc., Aug. 01, 2019, https://doi.10.1177/1687814019870402.
7. Salah, Y. Ben, Weiguo, L., Sellami, L., Hamida, A. Ben, and Ailing, T., "New and optimal set up for 3D-based stereovision system for manufacturing inspection in 4.0 industry," 2022, https://doi.10.1109/ATSIP55956.2022.9805872.
8. Helle, R. H. and Lemu, H. G., "A case study on use of 3D scanning for reverse engineering and quality control," *Mater. Today Proc.*, vol. 45, pp. 5255–5262, 2021, https://doi.10.1016/j.matpr.2021.01.828.

9. Yao, A. W. L., "Applications of 3D scanning and reverse engineering techniques for quality control of quick response products," *Int. J. Adv. Manuf. Technol.*, vol. 26, no. 11–12, pp. 1284–1288, 2005, https://doi.10.1007/s00170-004-2116-5.
10. Yilmaz, B. *et al.*, "Influence of 3D analysis software on measured deviations of CAD-CAM resin crowns from virtual design file: An in-vitro study," *J. Dent.*, vol. 118, p. 103933, Mar. 2022, https://doi.10.1016/j.jdent.2021.103933.
11. Taraben, J. and Morgenthal, G., "Automated linking of 3D inspection data for damage analysis," in *Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations - Proceedings of the 10th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2020*, Apr. 2021, pp. 3714–3720, https://doi.10.1201/9780429279119-505.
12. Stałowska, P., Suchocki, C., and Rutkowska, M., "Crack detection in building walls based on geometric and radiometric point cloud information," *Autom. Constr.*, vol. 134, no. November 2021, 2022, https://doi.10.1016/j.autcon.2021.104065.
13. Gierczak, J., "Przebudowa konstrukcji stalowych. Cześć 2 – analiza stali," *Builder*, no. Lipiec, 2016.
14. Yongyi Zhu, P., "Best Practices for Contact Modeling using ANSYS," *ANSYS Inc.*, p. 15, 2017, [Online]. Available: https://pic.huodongjia.com/ganhuodocs/2017-09-15/1505456086.9.pdf.
15. Bozorgmehri, B., Yu, X., Matikainen, M. K., Harish, A. B., and Mikkola, A., "A study of contact methods in the application of large deformation dynamics in self-contact beam," *Nonlinear Dyn.*, vol. 103, no. 1, pp. 581–616, 2021, https://doi.10.1007/s11071-020-05984-x.
16. Ben-Israel, A., "A Newton-Raphson method for the solution of systems of equations," *J. Math. Anal. Appl.*, vol. 15, no. 2, pp. 243–252, Aug. 1966, https://doi.10.1016/0022-247X(66)90115-6.
17. Chama, A., Gerber, S., and Wang, R. J., "Newton-raphson solver for finite element methods featuring nonlinear hysteresis models," *IEEE Trans. Magn.*, vol. 54, no. 1, 2018, https://doi.10.1109 /TMAG.2017.2761319.
18. Bhatti, A. Q., Wahab, A., and Sindi, W., "An overview of 3D laser scanning techniques and application on digitization of historical structures," *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 6, no. 4, pp. 1–9, 2021, https://doi.10.1007/s41062-021-00550-9.
19. Borkowski, A. S., "Zastosowanie skanowania laserowego 3D w inwentaryzacji budynków zabytkowych," *Builder*, vol. 270, no. 01, pp. 42–44, 2019, https://doi.10.5604/01.3001.0013.6405.
20. Barton, J., "3D laser scanning and the conservation of earthen architecture: A case study at the UNESCO World Heritage Site Merv, Turkmenistan," *World Archaeol.*, vol. 41, no. 3, pp. 489–504, 2009, https://doi.10.1080/00438240903112518.
21. Seo, H., "Tilt mapping for zigzag-shaped concrete panel in retaining structure using terrestrial laser scanning," *J. Civ. Struct. Heal. Monit.*, vol. 11, no. 4, pp. 851–865, 2021, https://doi.10.1007/s13349-021-00484-x.
22. Li, J., Wang, L., and Huang, J., "Wall length-based deformation monitoring method of brick-concrete buildings in mining area using terrestrial laser scanning," *J. Civ. Struct. Heal. Monit.*, vol. 13, no. 4–5, pp. 1077–1090, 2023, https://doi.10.1007/s13349-023-00697-2.
23. Dawson, P. C., Bertulli, M. M., Levy, R., Tucker, C., Dick, L., and Cousins, P. L., "Application of 3D laser scanning to the preservation of fort conger, a historic polar research base on Northern Ellesmere Island, Arctic Canada," *Arctic*, vol. 66, no. 2, pp. 147–158, 2013, https://doi.10.14430 /arctic4286.
24. Szer, J., "Safety of buildings and construction disasters," *Arch. Civ. Eng.*, vol. 66, no. 1, pp. 281–295, 2020, https://doi.10.24425/ace.2020.131788.
25. Gros, A. *et al.*, "Faceting the post-disaster built heritage reconstruction process within the digital twin framework for Notre-Dame de Paris," *Sci. Rep.*, vol. 13, no. 1, Dec. 2023, https://doi.10.1038 /s41598-023-32504-9.

Three-dimensional digital imaging in diagnostics and failure assessment of construction buildings

Keywords: 3D scanning, reverse engineering, diagnostics, construction failures, FEM calculations

Warunki wietrzne na rusztowaniu i ich wpływ na bezpieczeństwo pracowników

IWONA SZER*
Politechnika Łódzka, Katedra Materiałów Budowlanych i Budownictwa Zrównoważonego

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono wyniki badań pomiarów prędkości wiatru na 15 rusztowaniach budowlanych, ustawionych przy elewacjach budynków, zlokalizowanych w różnych rejonach Polski. Pomiary na każdym rusztowaniu wykonywane były przez pięć dni tygodnia w trzech porach dnia dostosowanych do pracy większości pracowników na budowach. Maksymalną prędkość wiatru 12,2 m/s zarejestrowano na rusztowaniu badanym w miesiącu marcu. Większe prędkości wiatru występowały w kierunku równoległym do elewacji. Prędkość wiatru powyżej 10 m/s, która może być niebezpieczna dla pracownika, pracującego na rusztowaniu, zarejestrowano na pięciu rusztowaniach. Duża prędkość wiatru w połączeniu z innymi niekorzystnie działającymi czynnikami klimatycznymi oraz pracą, wymagającą zwiększonego wysiłku fizycznego, mogą zwiększać prawdopodobieństwo zaistnienia sytuacji potencjalnie wypadkowej, mogącej prowadzić do wypadku.

Słowa kluczowe: prędkość wiatru, rusztowania, pracownicy, bezpieczeństwo pracowników

1. Wprowadzenie

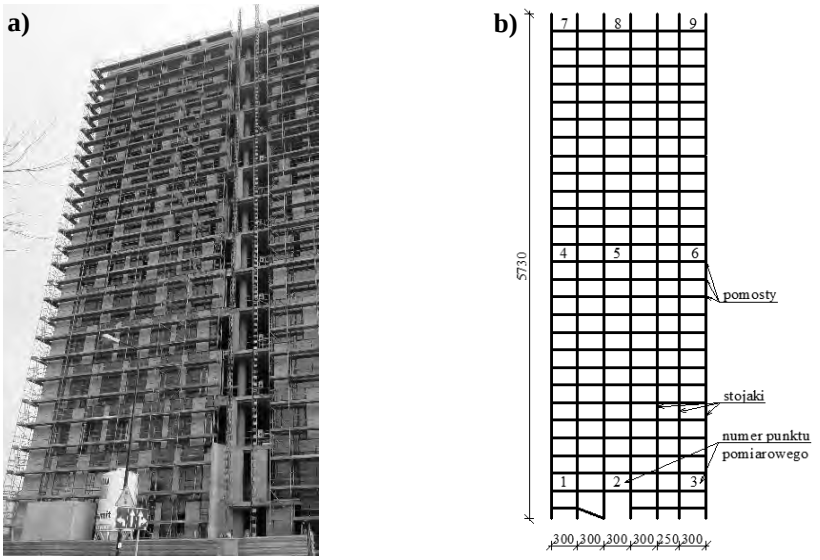
Prędkość wiatru jest ważnym elementem, kształtującym klimat oraz bodźcem mechanicznym, oddziałującym na pracownika. W Polsce największe prędkości wiatru obserwuje się od późnej jesieni do wczesnej wiosny, najmniejsze latem i na początku wiosny [1]. Prędkość wiatru wpływa na komfort termiczny pracownika [2]. Podczas niskich temperatur powietrza wraz ze wzrostem prędkości wiatru wrasta odczucie zimna przez pracownika, z kolei w trakcie wysokich temperatur i dużej wilgotności powietrza mała prędkość wiatru bądź jej brak, utrudniają oddawanie ciepła do otoczenia, nasilając odczucie ciepła. Wiatr o prędkości powyżej 5,2 m/s na wysokości pracownika może powodować niepokój, trudności w oddychaniu czy zmniejszenie zdolności do wykonywania wysiłku fizycznego [2]. Na terenach zurbanizowanych brak wiatru zwiększa koncentrację zanieczyszczeń, natomiast zbyt silny przenosi cząstki zanieczyszczeń, dostając się wraz z wdychanym powietrzem do układu oddechowego bądź „uderzając" w nieosłonięte części ciała pracownika. Silny wiatr jest szczególnie niebezpieczny podczas pracy na rusztowaniach, mogąc spowodować zachwianie, przewrócenie się a w najgorszym przypadku upadek z rusztowania, mogący skończyć się śmiercią pracownika. Między innymi z tego powodu praca na rusztowaniu zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (DZ.U. 2003 nr 47 poz. 401) [3] powyżej 10 m/s jest zabroniona. Duża prędkość wiatru może spowodować przewrócenie się wysokich obiektów, na przykład bardzo dużej wieży

*Autor do korespondencji: *iwona.szer@p.lodz.pl*

chłodniczej [4], wieży turbiny wiatrowej [5], ale również większych obiektów na przykład hal [6]. Ekstremalne zjawiska pogodowe w postaci silnych wiatrów a nawet tornad [7, 8] występują nie tylko na świecie, ale także w Polsce, powodując nie tylko znaczne straty materialne, ale również śmierć osób [9, 10]. Duża prędkość wiatru jest jedną z przyczyn katastrof budowlanych [11]. Wzrost temperatury na powierzchni ziemi, powoduje, że silne lokalne wiatry będą występowały coraz częściej i będą działać z większą siłą [11, 12]. Dlatego monitorowanie prędkości wiatru podczas robót budowlanych, zwłaszcza tych prowadzonych na znacznych wysokościach, i w razie wystąpienia zbyt dużych prędkości zaprzestanie prac lub zmianę organizacji pracy jest ważnym elementem zwiększającym bezpieczeństwo pracowników.

2. Metody

Badaniami objęto 121 rusztowań budowlanych ustawionych przy elewacjach budynków. Rusztowania badane były w latach 2016 – 2022 w ramach programu badań stosowanych PBS3 o akronimie ORKWIZ, finansowanych przez NCBiR. W niniejszej publikacji przedstawiono wyniki badań, jakie otrzymano dla wybranych 15 rusztowań, na których pomierzono największe prędkości wiatru. Rusztowania zlokalizowane były w różnych rejonach Polski. Rusztowania oznaczone literą E zlokalizowane były w województwie łódzkim, oznaczone literą D w dolnośląskim, oznaczone literą L w województwie lubelskim, oznaczone literą P w pozostałych województwach oraz oznaczone literą W w województwie mazowieckim [13]. Prędkość wiatru na każdym rusztowaniu badano przez pięć dni roboczych. Ze względu na specyfikę prac wykonywanych na rusztowaniach budowlanych, badania wykonano zgodnie z indywidualnie dostosowanym do większości użytkowników rusztowań programem badawczym. Liczba miejsc, w których prowadzono pomiary wynosiła od 4 do 12 i zwiększała się wraz z szerokością oraz wysokością rusztowania. Pomiary prowadzono w każdym dniu od około godz. 8.00, 11.00 i 14.00. Godziny przeprowadzenia pomiarów dostosowano do godzin pracy większości pracowników na rusztowaniach. Szczegółowy program badań opisano między innymi w publikacjach [14–16]. Rysunek 1 przedstawia przykładowy widok rusztowania L11 wraz ze schematem. Na schemacie zaznaczono punkty pomiarowe.



Rys. 1. Rusztowanie L11 a) widok, b) schemat.

Zestawienie rusztowań wraz z datą badania przedstawiono w tablicy 1. W tablicy zawarto długości, maksymalne wysokości rusztowania, liczbę oznaczeń prędkości wiatru (oba kierunki) w jednej porze dnia (por. rys. 2) oraz łączną w trakcie pięciu dni. Ponadto w tablicy uwzględniono dane mogące mieć wpływ na komfort pracujących osób, takie jak: kierunek świata elewacji, przy której stało rusztowanie (na przykład: N – elewacja północna) i obecność siatki na rusztowaniu. Większość badanych rusztowań ustawiona była przy elewacjach budynków w gęsto zabudowanym terenie miast.

Tablica 1. Zestawienie badanych rusztowań.

Nazwa rusztowania	Miesiąc badań	Wielkość rusztowania		Liczba oznaczeń prędkości wiatru		Kierunek świata elewacji, przy której stało rusztowanie	Obecność siatki na rusztowaniu
		Długość [m]	Maksymalna wysokość [m]	W jednej porze dnia	Łącznie w całym badaniu		
L11	Marzec	17,5	57,3	9	162	N	Nie
P12	Marzec	35,0	36,7	8	96	NE	Nie
W11	Marzec	13,1	12,3	9	116	SE	Nie
W14	Kwiecień	17,0	43,1	9	69	S	Nie
P01	Maj	18,0	12,5	8	71	NE	Nie
P15	Maj	33,0	13,2	12	172	NE	Nie
W02	Maj	24,5	42,3	12	160	W	Dolna połowa
D18	Czerwiec	11,0	16,1	6	77	NE	Na części
E16	Lipiec	22,5	38,2	9	114	W	Na części
P17	Lipiec	12,0	14,3	6	82	SE	Nie
P18	Lipiec	9,0	15,2	6	84	SW	Nie
W05	Lipiec	16,6	36,1	9	114	N	Nie
E21	Październik	12,0	13,4	4	49	N	Nie
D10	Październik	39,9	18,1	12	128	E	Nie
P11	Październik	54,9	16,2	12	95	E	Nie

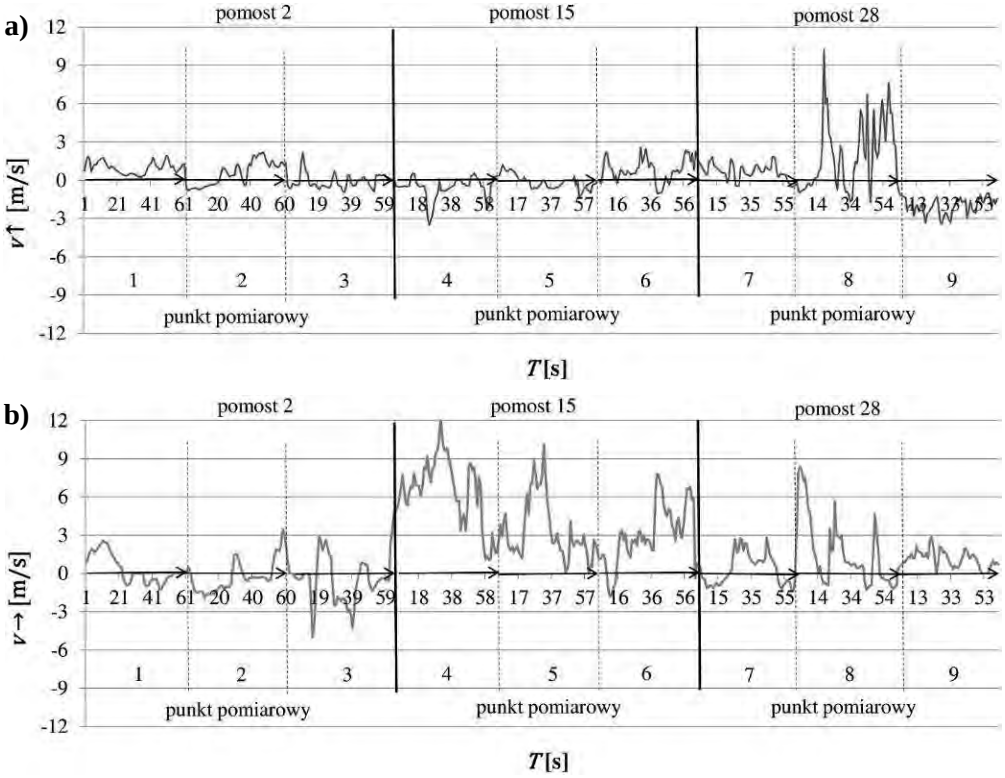
Prędkość wiatru zmierzono urządzeniem wielofunkcyjnym KIMO AMI 310, do którego podłączono sondę wiatrakową SH 100 (zakres pomiarowy 0,2 – 30 m/s, dokładność ±0,1 m/s przy prędkości wiatru do 3 m/s i ±0,3 m/s przy prędkości wiatru powyżej 3 m/s). W każdym punkcie pomiarowym prędkość wiatru mierzono w kierunku prostopadłym do elewacji budynku, a następnie w kierunku równoległym. Łączny czas pomiaru w punkcie wynosił dwie minuty z próbkowaniem, co 1 sekunda.

3. Wyniki badań

Na rys. 2 przedstawiono przykładowe prędkości wiatru, jakie pomierzono na rusztowaniu L11 w poszczególnych punkach pomiarowych w kierunku prostopadłym $v\uparrow$ i równoległym $v\rightarrow$ do elewacji budynku. Wyniki zamieszczono przykładowo dla pomiarów, rozpoczynających się od godziny jedenastej w trzecim dniu badań. Na linii poziomej znajduje się czas pomiaru T w każdym stanowisku badawczym wynoszący 61 sekund. Czas dla kolejnych punktów pomiarowych rozpoczyna się od liczby 1.

Prędkość wiatru podczas pomiarów na rusztowaniu zmieniała się dynamicznie, również w większości punktów pomiarowych nastąpiła zmiana kierunku wiatru. W przypadku tego pomiaru większe prędkości wiatru wystąpiły w kierunku równoległym do elewacji budynku,

zwłaszcza w miejscach, które położone były na wyższych pomostach. W tablicy 2 przedstawiono pomierzoną na badanych rusztowaniach prędkość wiatru w kierunku prostopadłym i równoległym do elewacji. W tablicy zawarto średnią i maksymalną wartość dla każdego rusztowania oraz odchylenie standardowe.

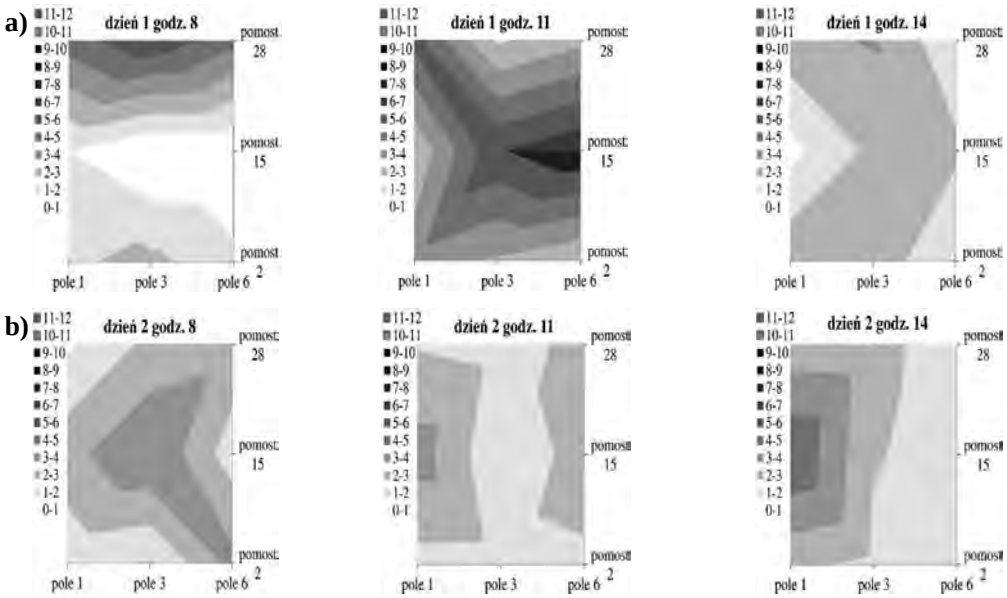


Rys. 2. Prędkość wiatru na rusztowaniu L11 w kierunku a) prostopadłym do elewacji budynku $v\uparrow$, b) równoległym do elewacji budynku $v\rightarrow$.

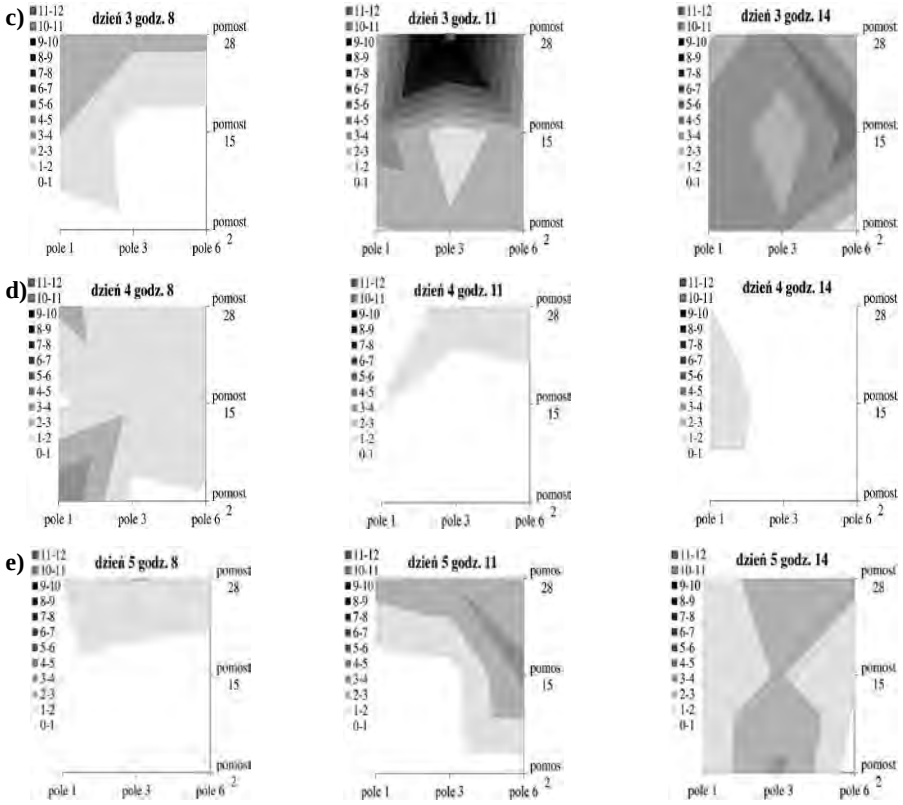
Na trzynastu rusztowaniach średnia prędkość wiatru była większa w kierunku równoległym do elewacji, a na dwóch w kierunku prostopadłym do elewacji budynku. Maksymalną prędkość wiatru 12,2 m/s zarejestrowano na rusztowaniu L11, ustawionym od strony północnej, na którym wykonywano badania w miesiącu marcu. Kształt, wielkość budynku i położenie rusztowania względem stron świata wpływają na prędkość i kierunek wiatru na rusztowaniu [17, 18]. Celem zobrazowania zmian na rusztowaniu L11, na rysunkach 3 i 4 zamieszczono mapy rozkładu prędkości wiatru nałożone na widok rusztowania. Wykresy przedstawiają zmierzoną maksymalną prędkość wiatru w poszczególnych punktach pomiarowych. W pierwszym polu na drugim pomoście zlokalizowany był pierwszy punkt pomiarowy, w trzecim polu i na drugim pomoście zlokalizowany był drugi punkt pomiarowy itd. (porównaj rys. 1b). Na wykresach kolorami oznaczono poszczególne zakresy prędkości wiatru. Im ciemniejszy kolor, tym większa prędkość wiatru. Kolor czerwony oznacza, że prędkość wiatru przekraczała dopuszczalną wartość, przy której możliwa jest praca na rusztowaniu – 10 m/s. Na rys. 2 zamieszczono prędkości wiatru pomierzone przykładowo na rusztowaniu L11 w każdej porze dnia, w poszczególnych dniach w kierunku prostopadłym do elewacji (rys. 3) i w kierunku równoległym do elewacji (rys. 4).

Tablica 2. Prędkość wiatru na rusztowaniach.

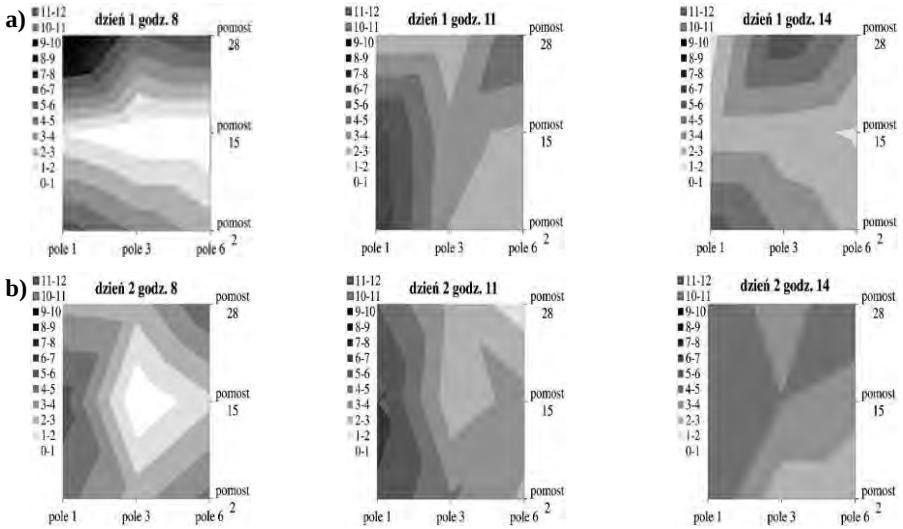
Symbol rusztowania	Prędkość wiatru [m/s]					
	Kierunek prostopadły do elewacji budynku			Kierunek równoległy do elewacji budynku		
	Średnia	Maksimum	Odchylenie standardowe	Średnia	Maksimum	Odchylenie standardowe
E16	0,7	7,9	1,3	0,7	7,6	0,8
E21	0,4	3,3	0,4	1,1	7,4	1,0
D10	0,2	4,2	0,3	0,8	8,7	1,0
D18	0,3	5,1	0,3	0,8	11,0	0,9
L11	0,8	10,3	0,7	1,4	12,2	1,3
P01	0,4	2,7	0,3	1,8	7,6	0,8
P11	0,8	7,2	1,0	0,9	6,8	0,5
P12	1,0	7,5	0,9	1,1	7,2	0,7
P15	0,4	5,1	0,5	1,3	7,7	1,0
P17	1,2	10,4	1,4	1,1	8,1	0,9
P18	0,7	8,3	0,7	1,8	9,7	1,1
W02	1,1	10,4	1,1	0,6	6,6	0,5
W05	0,7	9,7	0,9	1,1	8,6	0,8
W11	0,3	4,7	0,3	0,8	8,0	0,7
W14	0,5	10,8	0,6	1,4	10,9	1,2



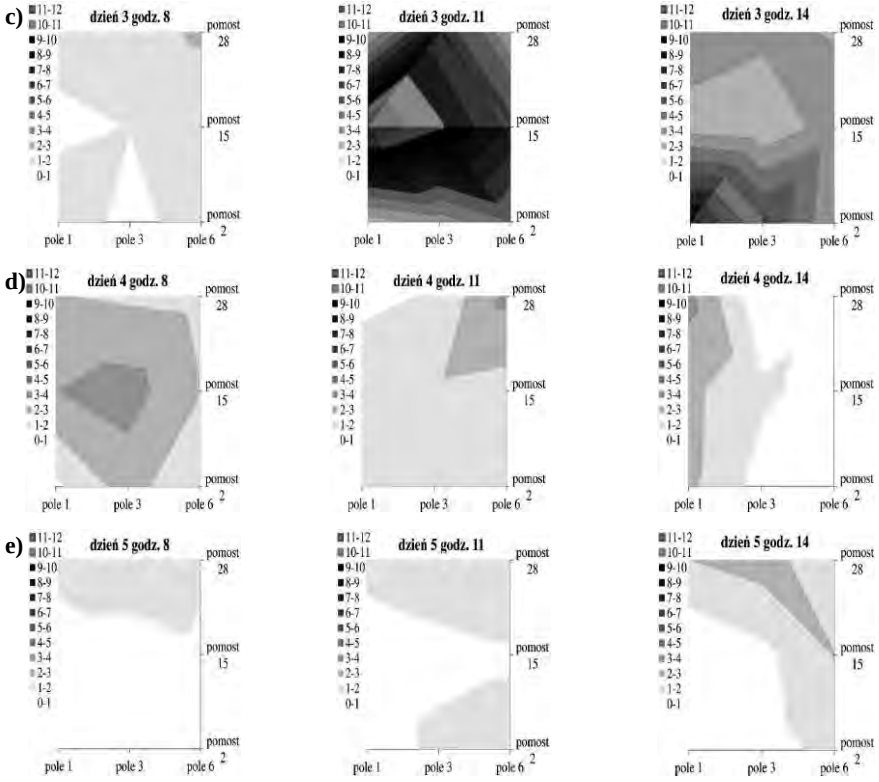
Rys. 3. Maksymalna prędkość wiatru na rusztowaniu L11 w kierunku prostopadłym do elewacji budynku podczas pomiarów prowadzonych w a) pierwszym dniu badań, b) drugim dniu badań,



C.d. Rys. 3. Maksymalna prędkość wiatru na rusztowaniu L11 w kierunku prostopadłym do elewacji budynku podczas pomiarów prowadzonych w: c) trzecim dniu badań, d) czwartym dniu badań, e) piątym dniu badań.



Rys. 4. Maksymalna prędkość wiatru na rusztowaniu L11 w kierunku równoległym do elewacji budynku podczas pomiarów prowadzonych w: a) pierwszym dniu badań, b) drugim dniu badań,



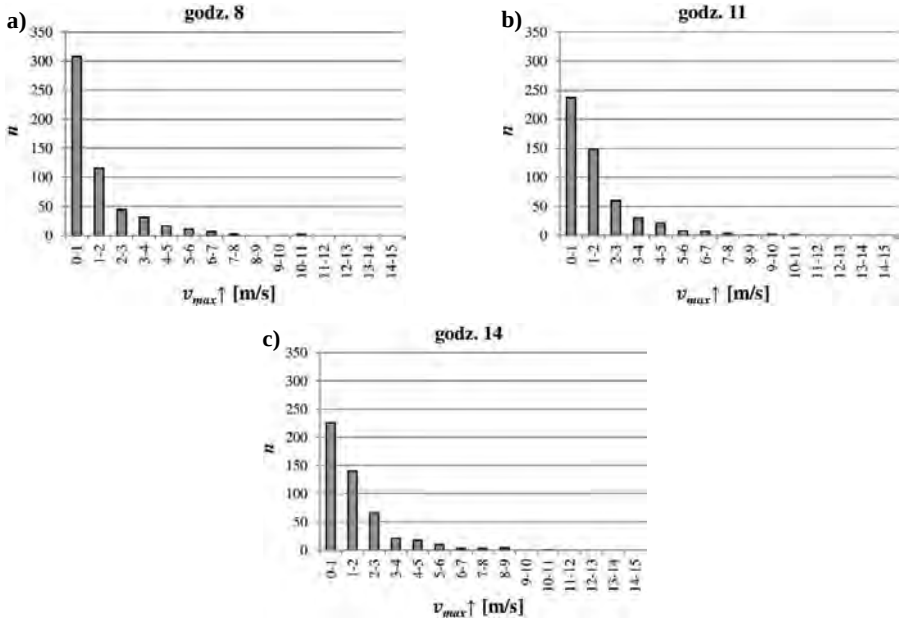
C.d. Rys. 4. Maksymalna prędkość wiatru na rusztowaniu L11 w kierunku równoległym do elewacji budynku podczas pomiarów prowadzonych w: c) trzecim dniu badań, d) czwartym dniu badań, e) piątym dniu badań.

Analizując otrzymane wyniki można zauważyć, że w większości przypadków większe prędkości wiatru zarejestrowano podczas pomiarów w kierunku równoległym do fasady w punktach położonych na wyższych pomostach i w skrajnych polach rusztowania.

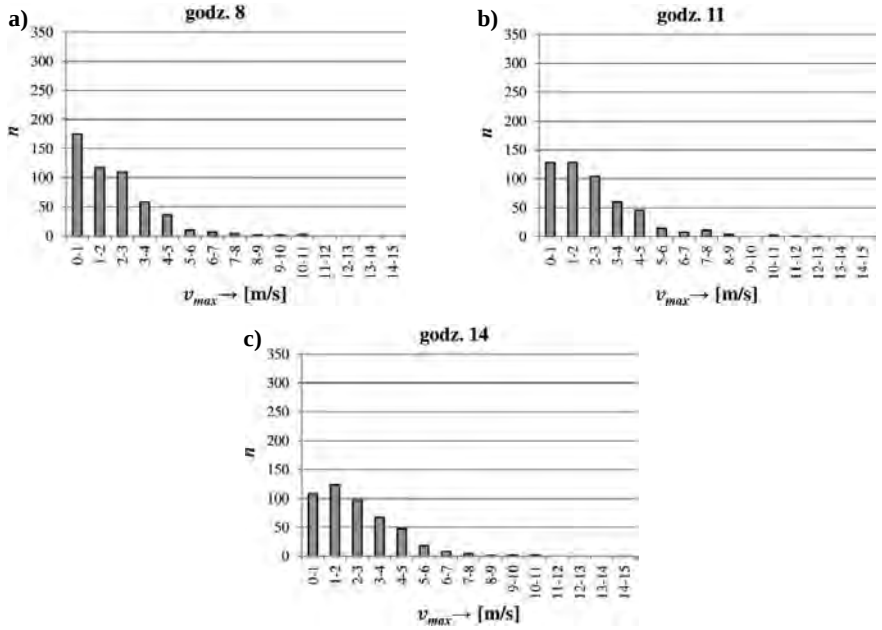
Maksymalną prędkość wiatru na rusztowaniu L11 zarejestrowano trzeciego dnia podczas pomiarów rozpoczynających się od godziny 11 w czwartym punkcie pomiarowym. Pomiar prowadzony był na piętnastym pomoście przy krawędzi budynku. Był to wiatr wiejący w kierunku równoległym do elewacji. Prędkość wiatru powyżej 10 m/s na tym rusztowaniu zarejestrowano w trzech punktach pomiarowych. Na kolejnych rysunkach, przedstawiono histogramy liczności n występowania maksymalnej prędkości wiatru łącznie na wszystkich analizowanych rusztowaniach w kierunku prostopadłym $v_{max}\uparrow$ (rys. 5) i równoległym $v_{max}\rightarrow$ (rys. 6) do elewacji budynku podczas pomiarów prowadzonych w trzech porach dnia.

Porównując otrzymane wykresy, większe prędkości wiatru na badanych rusztowaniach wystąpiły w kierunku równoległym do fasady w czasie pomiarów rozpoczynających się od godziny czternastej. Z kolei prędkość wiatru powyżej 10 m/s, to znaczy ponad dopuszczalną wartość według rozporządzenia [3], wystąpiła najczęściej także podczas pomiarów w kierunku równoległym do fasady. Jeżeli weźmiemy pod uwagę porę dnia, to taką prędkość wiatru zarejestrowano najczęściej podczas pomiarów rozpoczynających się od godziny ósmej. Taka prędkość wiatru wpływa negatywnie na pracownika, mogąc przyczynić się do zachwiania się pracownika lub przemieszczenia ustawionych na podestach rusztowań wyrobów budowlanych oraz narzędzi. Duża prędkość wiatru może również spowodować unoszenie się większych cząstek materiałów,

leżących na placu budowy. Mogą one wywołać podrażnienie oczu czy skóry pracownika a w konsekwencji zmniejszyć jego koncentrację i wpłynąć zarówno na poprawne wykonanie zadania jak i możliwość popełnienia błędu prowadząc do powstania sytuacji potencjalnie wypadkowej.



Rys. 5. Histogram liczności *n* występowania maksymalnej prędkości wiatru w kierunku prostopadłym v_{max}↑ do elewacji budynku dla pomiarów prowadzonych od godziny a) ósmej, b) jedenastej, c) czternastej.



Rys. 5. Histogram liczności *n* występowania maksymalnej prędkości wiatru w kierunku równoległym v_{max}→ do elewacji budynku dla pomiarów prowadzonych od godziny a) ósmej, b) jedenastej, c) czternastej.

4. Podsumowanie

Analiza pomiarów prędkości wiatru na 15 rusztowaniach budowlanych wykazała, że większe prędkości wiatru obserwuje się w kierunku równoległym do fasady. Teza ta została również potwierdzona badaniami opisanymi w pracy Jamińskiej-Gadomskiej [17]. Na taki przepływ wiatru wpływa obecność budynku przy którym ustawione jest rusztowanie. Średnia prędkość wiatru w kierunku równoległym do elewacji budynku była w tym badaniu o 75% większa niż w kierunku prostopadłym. Prędkość wiatru powyżej 10 m/s, która może być niebezpieczna dla pracownika, pracującego na rusztowaniu zarejestrowano na pięciu rusztowaniach, łącznie podczas 17 pomiarów, co stanowi 0,6% wszystkich pomiarów – największą liczbę zarejestrowano podczas pomiarów rozpoczynających się od godziny ósmej. Najczęściej maksymalne prędkości wiatru obserwuje się na wyższych podestach w miejscach położonych bliżej krawędzi budynku. W skrajnych polach rusztowania na najwyższym podeście w kierunku równoległym do fasady średnia prędkość wiatru na rusztowaniu L11 była większa o około 34% w porównaniu do prędkości wiatru pomierzonej w środkowym polu na najniższym podeście. Można więc stwierdzić, że szczególnie w przypadku wyższych rusztowań, w czasie gdy prędkość wiatru w środkowej części rusztowania wynosi około 7,5 m/s, to przy narożach budynku i na najwyższych pomostach mogą występować silne porywy wiatru o prędkości powyżej 10 m/s. W takim przypadku powinno się wprowadzić zmiany w organizacji pracy na budowie aby ograniczyć ryzyko wypadku. Duża prędkość wiatru w połączeniu z innymi niekorzystnie działającymi czynnikami klimatycznymi oraz pracą wymagającą zwiększonego wysiłku fizycznego mogą dodatkowo zwiększać prawdopodobieństwo zaistnienia sytuacji potencjalnie wypadkowej mogącej prowadzić do wypadku. Praca na rusztowaniach realizowana jest w większości przypadków na znacznych wysokościach, więc jeżeli dojdzie tam do wypadku, to jak pokazują statystyki może skończyć się ciężkimi obrażeniami ciała, a nawet śmiercią. W pracy ograniczono się do analizy prędkości wiatru. Inne parametry środowiskowe mogą również niekorzystnie działać na pracownika [14–16], dlatego badania na rusztowaniach należy kontynuować, zwłaszcza, że liczba wypadków na budowach nadal jest wysoka [19].

W opracowaniu wykorzystano wyniki badań uzyskane w ramach projektu badawczego, w którym autorka brała udział „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań" finansowanego przez NCBiR w ramach PBS3 na podstawie umowy nr PBS3/A2/19/2015.

Literatura

1. Dygulska A., Perlańska E.: Mapa wietrzności polski, projekt czysta energia, Akademickie centrum czystej energii, Słupsk 2015
2. Błażejczyk K., Kunert A.: Bioklimatyczne uwarunkowania rekreacji i turystyki w Polsce, Instytut Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania PAN, Warszawa 2011.
3. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003r w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (DZ.U. 2003 nr 47 poz. 401)
4. Li W., Ke S., Yang J., Wu H., Wang F., Han G.: Wind-induced collapse mechanism and failure criteria of super-large cooling tower based on layered shell element model. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 221, 104907, 2022. https://doi.org/10.1016/j.jweia.2022.104907
5. Chou J. S. Ou Y. Ch., Lin K. Y.: Collapse mechanism and risk management of wind turbine tower in strong wind. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 193, 103962, 2019. https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.103962
6. Ignatowicz R. L., Gierczak J.: Increase in wind load during assembly causes collapse of the hall structure, Engineering Failure Analysis, 113, 104538, 2020. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal. 2020.104538.

7. Taszarek, M., Brooks H. E.: Tornado Climatology of Poland. Monthly Weather Review, 143 (3), pp. 702–717, https://doi.org/10.1175/MWR-D-14-00185.1.
8. Fricker T.: Evaluating tornado casualty rates in the United States, International Journal of Disaster Risk Reduction, 47(101535), 2020. DOI:10.1016/j.ijdrr.2020.101535
9. Chmielewski T., Szer, J., Bobra P.: Derecho wind storm in Poland on 11–12 August 2017: results of the post-disaster investigation. Environmental Hazards, 19(5), pp. 508–528, 2020. DOI:10.1080/17477891.2020.1730154
10. Qiao P., Chen W., Zhao J., Gao J., Zhai G.: Factors Associated with Housing Damage Caused by an EF4 Tornado in Rural Areas of Funing, China. International Journal of Environmental Research and Public Health, 19(21), 14237, 2022
11. Szer J.: Katastrofy budowlane, PWN, Warszawa 2018
12. Outten S., Sobolowski S.: Extreme wind projections over Europe from the Euro-CORDEX regional climate models. Weather and Climate Extremes, 33, 100363, 2021. https://doi.org/10.1016/j.wace.2021.100363.
13. Błazik-Borowa E., Czarnocki K., Hoła B., Szer J.: Projekt badawczy „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych. Rusztowania 1 (40), s. 18–20, 2016
14. Szer I., Szer J., Hoła B. Evaluation of climatic conditions affecting workers on scaffoldings, Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies III- Proceedings of the 3rd International Conference on Engineering Sciences and Technologies, ESaT 2018, pp. 603–609, 2018
15. Szer, I., Szer, J., 202. The influence of external environment on workers on scaffolding illustrated by UTCI. Open Engineering, 11(1), pp. 929–936, 2021. https://doi.org/10.1515/eng-2021-0093
16. Szer, I., Szer, J. Analysis of lighting on exterior scaffoldings at different times of day. Archives of Civil Engineering, 68(3), pp. 139–154, 2022. DOI: 10.24425/ace.2022.141878
17. Jamińska-Gadomska P.: Analiza oddziaływania wiatru na układ budynek-rusztowanie, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin 2020
18. Lipecki T., Jamińska-Gadomska P., Bęc J., Błazik-Borowa E.: Façade scaffolding behaviour under wind action. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 20, pp. 1–15. 2020.
19. Szer I., Szer J., Kaszubska M., Miszczak J., Hoła B., Błazik-Borowa E., Jabłoński M.: Influence of the seasons on construction site accidents. Archives of Civil Engineering, 67, pp. 489–504, 2021. https://doi.org/10.24425/ace.2021.138067

Wind conditions on the scaffold and their impact on worker safety

Key words: wind speed, scaffolding, workers, worker safety

Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym

GRZEGORZ ŚWIT, AGNIESZKA WDOWIAK-POSTULAK, ANNA ADAMCZAK-BUGNO*, ALEKSANDRA KRAMPIKOWSKA
Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury

Streszczenie: W opracowaniu opisano wyniki badań doświadczalnych oraz akustycznych przeprowadzonych dla wzmocnionych drewnianych belek poddanych zginaniu ze ścinaniem pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym. Zastosowane zbrojenie jest traktowane jako innowacyjna metoda wzmocnienia wysokiej ciągliwości charakteryzująca się niższymi kosztami w porównaniu do innych dostępnych metod możliwa do wykorzystania w elementach niższej jakości tarcicy konstrukcyjnej. Na podstawie badań doświadczalnych uzyskano wzrost nośności z wykorzystaniem procentu zbrojenia wstępnie sprężonego równego 1,76% na poziomie około 54%, a sztywności aż około 12%. W przypadku zbrojenia wstępnie sprężonego na poziomie 1,18% – wzrost nośności – około 47%, sztywności – około 8%. Stwierdzono, że badania mogą umożliwić poszerzenie aktualnej wiedzy na temat nowych belek z drewna klejonego warstwowo wzmacnianych wstępnie sprężonymi prętami z włókien bazaltowych oraz rozwój konserwacji konstrukcji drewnianych. Wyniki pokazują, że wstępnie sprężone pręty bazaltowe mają korzystny wpływ na nośność, sztywność i mogą poprawić ostateczne ugięcie belek drewnianych. W trakcie realizowanych badań prowadzono pomiary metodą emisji akustycznej. Po analizie zarejestrowanych sygnałów stwierdzono występowanie różnic dotyczących charakterystyk sygnałów dla belek niewzmocnionych i wzmocnionych. Oceniono, że metoda emisji akustycznej może być przydatna techniką do wykrywania pękania elementów drewnianych pod obciążeniem.

Słowa kluczowe: belki klejone warstwowo, wzmocnienie, metoda emisji akustycznej, obciążenie wielokrotnie zmienne, bazalt, zginanie ze ścinaniem, sprężanie

1. Wprowadzenie

Drewno jest najbardziej przyjazne dla środowiska spośród dostępnych materiałów budowlanych [1, 2]. Zmiany temperatury, wilgoć czy ataki owadów mogą prowadzić do pogorszenia stanu konstrukcji drewnianych [3]. Powszechna technika wymiany uszkodzonych konstrukcji z drewna nie ma zastosowania w przypadku elementów drewnianych w budynkach zabytkowych. Dzieje się tak ze względu na fakt, iż podstawą konserwacji obiektów zabytkowych jest zasada autentyczności [4], zgodnie z którą dąży się do zachowania oryginalnych elementów. W związku z tym istotne jest prowadzenie badań nad technologią

*Autor do korespondencji: *aadamczak@tu.kielce.pl*

adaptacyjnego zbrojenia elementów drewnianych w budynkach zabytkowych, m.in. poprzez zastosowanie materiałów wzmacnianych włóknami.

Wzmocnienia w formie materiałów włóknistych odznaczają się znaczną wytrzymałością właściwą [5], niewielką wagą i nadają się do stosowania jako zbrojenie cienkowarstwowe. Analizując parametry dostępnych włókien, można stwierdzić, że włókna węglowe mają wysoką wytrzymałość, ale relatywnie niskie wydłużenie, a włókna aramidowe mają wyższą wytrzymałość i wydłużenie, ale są bardziej kosztowne niż włókna węglowe [6, 7]. Wytrzymałość na rozciąganie i wydłużenie włókien szklanych mieszczą się na ogół pomiędzy włóknami węglowymi i aramidowymi, a ich koszt jest najniższy. Istnieją też włókna włókna bazaltowe i włókna metaliczne. W użyciu są także włókna hybrydowe ze struktur interlaminarnych i hybrydy warstwowe składające się z różnych typów włókien [4–7].

Dotychczas wykonano znaczną liczbę badań w zakresie wytrzymałości na ścinanie belek drewnianych wzmocnionych polimerami z włóknami (FRP) [8]. Sporo prac zostało poświęcone również drewnu klejonemu wzmocnionemu włóknami [9]. W pracach [10, 11], szczegółowo przebadano wiązanie pomiędzy drewnem a materiałami FRP. Wykorzystano analizę doświadczalną, symulacje numeryczne i modele teoretyczne. Ferrier i in. [12] badali innowacyjną belkę hybrydową wykonaną z drewna klejonego i betonu ultrawysokowartościowego zbrojonego FRP lub stalą. W pracy [13] zastosowano arkusze i pręty z polimeru wzmocnionego włóknem węglowym (CFRP) i pręty CFRP do wzmocnienia kwadratowych belek z drewna klejonego warstwowo. Raftery i in. [14] przyjęli jako wzmocnienie pręty zbrojeniowe i arkusze z włókna bazaltowego, a w pracy [15] stosowano arkusze z polimeru wzmocnionego włóknem szklanym (GFRP). Gómez, González, Hosokawa i Cobo [16] zastosowali normalne włókno węglowe, włókno węglowe o wysokim module sprężystości, włókno szklane, włókno bazaltowe i włókno metaliczne. Materiały te zostały użyte do wzmocnienia belki z sosny Pinus i sosny zwyczajnej z jedną lub dwiema warstwami przymocowanymi do spodu i dwiema warstwami przymocowanymi do boków. Na podstawie badań stwierdzono, że belki wzmocnione włóknami o niższym module sprężystości, takimi jak bazalt i szkło, uzyskały lepsze wyniki niż belki wzmocnione włóknami o większym module sprężystości. W pracy [17] wykonano badania eksperymentalne dotyczące stosowania arkuszy FRP na lokalnych obszarach, na których stwierdzono wady. Z badań wynika, że miejscowe zastosowanie mat CFRP ograniczyło wady drewna, zapobiegając miejscowym pęknięciom i odkształceniom.

Belki klejone (glulam) zwykle ulegają niszczeniu przy obciążeniach wywołanych zginaniem. W związku z tym, zapobiegając różnym rodzajom awarii, badano wzmocnienie drewna klejonego z różnymi rodzajami FRP w strefie rozciąganej [18, 19]. W porównaniu do wzmocnień metalowych, wzmocnienie za pomocą FRP zapewnia dobrą odporność na korozję i ma wysoki stosunek wytrzymałości do masy. Na podstawie badań stwierdzono, że nośność na zginanie zwiększa się nawet o 50%. Dlatego też zastosowanie wzmocnienia FRP pozwala na wykorzystanie belek klejonych warstwowo wykonanych z laminatów niskiej jakości lub zmniejszenie objętości drewna. Ponadto wzmocnienie FRP można wykorzystać do modernizacji i wzmocnienia istniejących konstrukcji drewnianych, minimalnie wpływając na wygląd oraz historyczny charakter konstrukcji [18, 19].

Należy pamiętać, że wytrzymałość może zostać dodatkowo zwiększona, jeśli wzmocnienie na rozciąganie zostanie wstępnie naprężone jeszcze przed zespoleniem go z belkami klejonymi. Sprężanie powoduje powstanie znacznych początkowych naprężeń ściskających w dolnej części belki, które przeciwdziałają naprężeniom zginającym i rozciągającym wywołanym obciążeniami zewnętrznymi [20]. W pracy [21] zbadano trzy belki bukowe przy zginaniu w trzech punktach: jedną ze stopniem zbrojenia ze sprężonego węglowego FRP wynoszącym 2,5%, jedną ze zbrojeniem 2,5% z węglowego FRP, które nie było wstępnie naprężone i jedną niewzmocnioną próbkę. Na podstawie badań stwierdzono wzrost

wytrzymałości w porównaniu z niewzmocnioną próbą kontrolną o około 16% w przypadku wzmocnienia węglowego FRP i ponad 40% w przypadku wzmocnienia wstępnie naprężonego. W pracy [22] zbadano pojedynczą belkę z drewna klejonego wzmocnioną wstępnie naprężonym materiałem FRP. Stwierdzono, że zamiast laminowanych warstw drewna wyższej jakości w strefie rozciągania można zastosować wstępnie naprężone wzmocnienie FRP.

Powyższe wyniki badań nad sprężaniem belek litych i klejonych wskazują na duże nadzieje dla tej technologii. Natomiast we wcześniejszych badaniach przetestowano niewielką liczbę próbek i nie określono ostatecznie ilościowo potencjalnego przyrostu wytrzymałości, jaki można uzyskać dzięki sprężaniu np. z GFRP. Tak samo, nie wszystkie badania uwzględniały belki pełnowymiarowe.

Dotychczas wzmocnienie konstrukcji materiałami FRP nie opierało się na analizach numerycznych czy analitycznych, ale głównie na bazie empirycznej i zaleceniach producentów FRP. Z tego względu konieczne jest zastosowanie metod monitorowania zarówno w perspektywie średnio-, jak i długoterminowej, w celu uzyskania informacji o zachowaniu się konstrukcji i wzmocnień w czasie, w kontekście monitorowania stanu konstrukcji (SHM). Jak wiadomo, jedną z dobrze znanych metodologii SHM jest metoda emisji akustycznej (EA).

Emisja akustyczna to fala sprężysta uwalniana przez materiał lub konstrukcję, w momencie zachodzenia zmian strukturalnych. Typowymi źródłami emisji akustycznej są powstawanie i rozwój pęknięć oraz rozwarstwień pomiędzy materiałami lub komponentami. Fale emisji akustycznej rozchodzą się wewnątrz materiału. Po ich dotarciu na powierzchnię można je przekształcić za pomocą odpowiednich czujników piezoelektrycznych w sygnały akustyczne (sygnały emisji akustycznej). Wykrycie i analiza EA pozwalają ocenić i przewidzieć awarię. Emisja akustyczna to metoda, która doskonale wpisuje się w koncepcję SHM oraz ciągłego monitorowania konstrukcji w czasie rzeczywistym. Niektóre zastosowania metody EA do badania zachowania drewna można znaleźć w [23–26].

Celem przeprowadzonych prac była próba rozwiązania omówionych powyżej problemów poprzez kontrolowane badania laboratoryjne dziewięciu klejonych warstwowo belek o długości 3,65 m z zespolonymi zewnętrznie, wstępnie naprężonymi prętami BFRP oraz niewzmocnionych belek kontrolnych. Wzięto pod uwagę analizę momentu i krzywizny belek sprężonych i zbrojonych, uwzględniającą plastyczność drewna przy ściskaniu, w celu zbadania wpływu sprężania. Celem badawczym tej pracy było wstępne opracowanie nowatorskiej metody wykorzystania naprężonego polimeru wzmocnionego włóknami do wzmacniania belek drewnianych oraz określenie możliwości zastosowania metody emisji akustycznej do wykrywania pęknięć we wzmocnionych i niezmocnionych elementach konstrukcyjnych z drewna klejonego warstwowo.

2. Badania doświadczalne – materiały

Przedmiotem badań było 9 belek z drewna klejonego warstwowo. Elementy posiadały szerokość 82 mm, wysokość 162 mm i długość 3650 mm. Belki wykonano z sosny zwyczajnej Pinus sylvestris L., pochodzącej z Małopolskiej Krainy Przyrodniczo – Leśnej Polski, z początku i końca okresu wegetacyjnego. Tarcica konstrukcyjna do wykonania belek klejonych najpierw została przesortowana pod względem wymiarów i pochodzenia. Kolejno za pomocą wilgotnościomierza firmy GANN wykonano pomiar wilgotności, a następnie surowiec przetransportowano do suszarni, w celu uzyskania średniej wilgotności na poziomie 12% zgodnie z PN-EN 13183-2:2004 [27]. Materiał przesortowano wizualnie, poddając dokładanym oględzinom wszystkie elementy według PN-D-94021:2013-10 [28] oraz określając cechy strukturalne i geometryczne w tarcicy konstrukcyjnej. Iglastą tarcicę konstrukcyjną, przeznaczoną do wykonania belek, podzielono na klasy jakości (KS – klasa średniej

jakości, KG – klasa gorszej jakości). Belki klejone, wykonane z elementów w różnej konfiguracji jakości drewna, zostały wzmocnione za pomocą wstępnie sprężonych prętów bazaltowych. Każda belka składała się z czterech warstw. Grubość każdej warstwy po struganiu wynosiła około 40 mm, co dało całkowitą wysokość belki około 162 mm. Każda lamela została wycięta z tarcicy konstrukcyjnej o długości 4000 mm. Klejenie lamel zostało wykonane przy użyciu kleju polioctanowinylowego D4. Czas klejenia był krótszy niż dwie godziny. Lamele ułożono w taki sposób, aby rdzeń był skierowany w kierunku górnej części belki według PN-EN 14080:2013-07 [29].

Pręty bazaltowe poddano wstępnemu sprężeniu na poziomie 15 MPa. Ich montaż poprzedziło wyfrezowanie rowków o przekroju kwadratowym. Głębokość rowka wynosiła 14 mm. Zbrojenie we wszystkich rowkach posiadało otulinę około 2 mm i było łączone z drewnem za pomocą kleju epoksydowego. Materiały BFRP oraz drewno przed nałożeniem kleju zostały oczyszczone rozpuszczalnikiem „Aceton". Na podporach pręt kompozytowy utwierdzono i sprężono (wykorzystano blachy stalowe o grubości 5 mm, nakrętki i śruby), a następnie nałożono klej epoksydowy (LG 385, HG 385, SikaDur30), wypełniając kwadratowe rowki na całej długości belki. Ponadto by zapobiec niszczeniu na ścinanie na podporach i w strefach przypodporowych zastosowano na wysokości belek pionowe pręty bazaltowe montując je w wyciętych wcześniej otworach stref przypodporowych. Co 40 cm zainstalowano stalowe druty i gwoździki celem utrzymania prostoliniowości pręta w otworach na całej długości. Przygotowane w ten sposób belki umieszczono w pomieszczeniu o ustabilizowanych warunkach wilgotności względnej 65 ± 5% i temperatury 20 ± 2°C przez co najmniej 7 dni, tak aby zapewnić całkowite utwardzenie kleju. Przez cały czas kontrolowano poziom wilgotności i temperatury materiałów badawczych i otoczenia.

Na powierzchnię drewna naprężano wstępnie pręty bazaltowe. Pręty miały średnicę 10 mm, długość 3750 mm. Moduł sprężystości około 79.2 GPa wyznaczono doświadczalnie.

Belki określono jako:

– U_1, U_2, U_3 – belki niewzmocnione z drewna klejonego warstwowo klas średniej i gorszej jakości, klej epoksydowy (LG 385 + HG 385), „obciążenie-odciążenie";
– SA_1, SA_2, SA_3 – belki wzmocnione z drewna klejonego warstwowo klas średniej i gorszej jakości, klej polioctanowinylowy D4, wzmocnione prętem BFRP, wstępnie sprężone, średnicy 10 mm, (LG 385 + HG 385), stopień zbrojenia 1,18%, „obciążenie-odciążenie";
– SB_1, SB_2, SB_3 – belki wzmocnione z drewna klejonego warstwowo klas średniej i gorszej jakości, klej polioctanowinylowy D4, wzmocnione prętem BFRP, wstępnie sprężone, średnicy 10 mm, (LG 385 + HG 385), stopień zbrojenia 1,76%, „obciążenie-odciążenie".

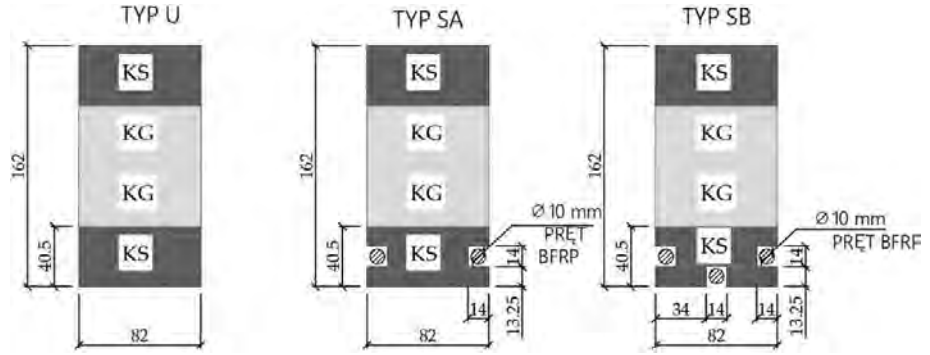
Do łączenia lamel wykorzystano klej polioctanowinylowy D4 (gęstość ok. 1,10 g/cm^3, wiskozowatość 13000 mPa·s). Klej przygotowano z żywicy i utwardzacza – zmieszano żywicę epoksydową LG 385 (gęstość 1,18–1,23 g/cm^3, lepkość 600–900 mPa·s) z utwardzaczem HG 385 (gęstość 0,94 g/cm^3, lepkość 50–100 mPa·s). Klej po wymieszaniu żywicy i utwardzacza uzyskał wytrzymałość na zginanie 110–120 MPa i moduł sprężystości 2700–3300 MPa. Przed klejeniem powierzchnię drewna dokładnie przeszlifowano i oczyszczono acetonem w celu usunięcia brudu i zalegającego kurzu. Powierzchnię klejoną BFRP oczyszczono acetonem i uszczelniono żywicą przed przyklejeniem do drewna.

3. Badania doświadczalne – przebieg

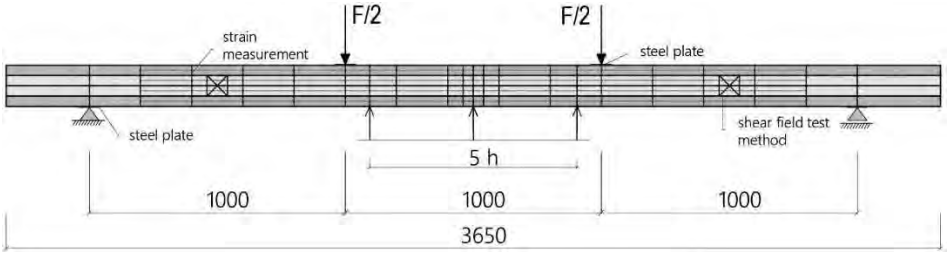
Schemat przekrojów belek klejonych warstwowo przedstawiono na rys. 1.

Program badań polegał na wyznaczeniu nośności i sztywności niewzmocnionych i wzmocnionych belek z drewna klejonego. Dla wszystkich belek przeprowadzono czteropunktową próbę zginania ze ścinaniem zgodnie z normą PN-EN 408+A1:2012 [30]. Belkę drewnianą

umieszczono na przegubowo-nieprzesuwnych podporach maszyny wytrzymałościowej, a następnie założono czujniki mechaniczne do pomiaru strzałek ugięcia. W badaniach wykorzystano dwa siłowniki o powierzchni tłoka 50 cm^2 oraz maksymalnym wywieranym ciśnieniu 10 MPa firmy VEB Werkstoffprufmaschinen Leipzig. W trakcie badania rejestrowano wartość siły obciążającej, przemieszczenie belki w środku rozpiętości i na długości 5h dla poszczególnych poziomów obciążenia oraz mierzono odkształcenia drewna i sprężonych prętów bazaltowych za pomocą ekstensometru mechanicznego o ustalonej bazie pomiarowej typu „Demeck". Czujniki pomiarowe do pomiarów odkształceń umieszczono na całych powierzchniach belek po obu stronach, by określić odkształcenia rozciągające, ściskające, styczne na całej powierzchni belek, również w strefach przypodporowych i na podporach. Dla każdego przyjętego poziomu obciążenia, dokonywano odczytu przemieszczeń i odkształceń, następnie odczekiwano 20 minut, dokonywano ponownego odczytu i obciążano element do kolejnego poziomu siły. Na rys. 2. pokazano schemat stanowiska badawczego.



Rys. 1. Schemat przekrojów belek z drewna klejonego warstwowo.



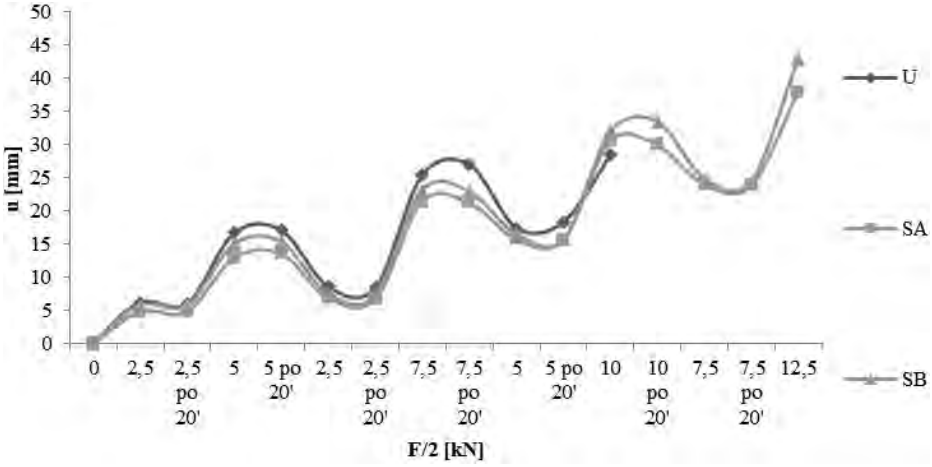
Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego.

Podczas badań rejestrowano sygnały emisji akustycznej. Do górnej i dolnej powierzchni belek przymocowywano po 3 czujniki VS30-SIC-46dB (Vallen GMBH), które podpinano do procesora emisji akustycznej AEWin. Czujniki umiejscawiano centralnie w środku szerokości przekroju. Jeden czujnik znajdował się w połowie długości belki, dwa w strefach przypodporowych (w odległości 20 cm od podparcia). Jako środek sprzęgający zastosowano silikon techniczny. Przed każdym badaniem dokonywano kalibracji sprzętu pomiarowego wg metodyki Hsu-Nielsena. Obróbkę zarejestrowanych sygnałów prowadzono w programie Noesis 12.0.

4. Wyniki

Na rys. 3 pokazano wykres obciążenie-ugięcie dla wszystkich belek. Na podstawie badań pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym uzyskano bardzo małe przyrosty ugięć. Porównując

ugięcie po pierwszym cyklu obciążenia np. dla 5 kN z ugięciem po ostatnim cyklu stwierdzono przyrost ugięcia o 1,58 mm dla serii SB.



Rys. 3. Zbiorczy wykres obciążenie-ugięcie dla badanych elementów.

Stwierdzono, że belki niezbrojone typu U wykazały uszkodzenie drewna w strefie rozciąganej w pobliżu występujących wad drewna (sęków) i wad ukrytych (rys. 4).



Rys. 4. Widok zniszczonej niewzmocnionej belki.

W belkach z drewna klejonego wzmocnionych wstępnie sprężonymi prętami bazaltowymi stwierdzono występowanie następujących mechanizmów zniszczenia:
– SA_1 – zniszczenie nastąpiło najpierw w strefie włókien ściskanych, potem rozciąganych (w pobliżu wad drewna). Belki uległy przede wszystkim ścinaniu stref rozciąganych,
– SA_2 – pęknięcia włókien drewna (sęki) w miejscu ukrytych wad, a następnie nastąpiło odspojenie drewna i kleju epoksydowego,
– SA_3 – zniszczenie głównie w środku rozpiętości na wysokości strefy rozciąganej iściskanej (sęk), również nastąpiło ścinanie na podporach i strefy przypodporowej,
– SB_1 – zniszczenie strefy rozciąganej (wady drewna) oraz zmiażdżenie strefy ściskanej, ścięcie stref przypodporowych,
– SB_2 – ścinanie stref przypodporowych,
– SB_3 – najpierw nastąpiło odspojenie kleju epoksydowego od pręta bazaltowego BFRP i drewna w pobliżu sęków strefy rozciąganej. Kolejno wystąpiło zniszczenie strefy ściskanej, zmiażdżenie strefy ściskanej, ścinanie stref przypodporowych i na podporach.

W większości przypadków zniszczenie następowało w jednej trzeciej rozpiętości przęsła. Zniszczenie zaczynało się od uszkodzenia, po którym, w niektórych przypadkach, nastąpiło ścinanie.

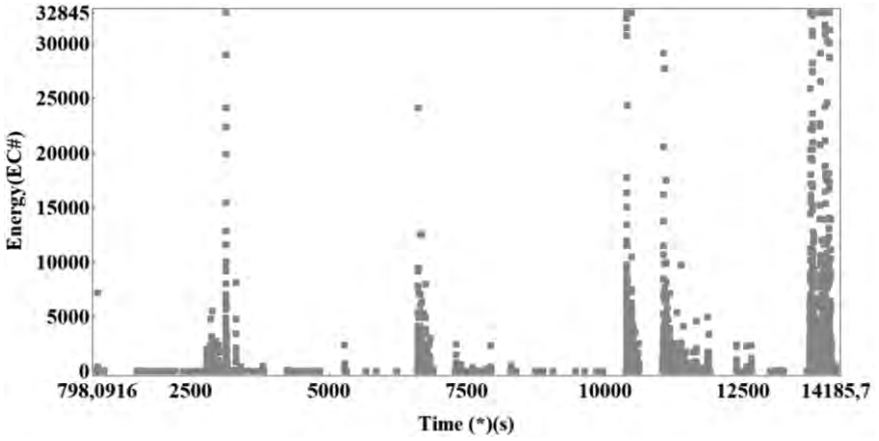
W tablicy 1 przedstawiono średnie wartości momentu maksymalnego (M_{max}) dla poszczególnych belek [31].

Tablica 1. Momenty (M_{max}) przenoszone przez belki typu „U", „SA", „SB" (belki klejone warstwowo klasy jakości drewna KS i KG, „obciążenie-odciążenie").

Belka U	M_{max} **[kNm]**	**Belka SA**	M_{max} **[kNm]**	**Belka SB**	M_{max} **[kNm]**
U_1	12,50	SA_1	18,50	SB_1	16,00
U_2	9,50	SA_2	15,50	SB_2	20,50
U_3	12,00	SA_3	16,00	SB_3	16,00
Średnia	11,33	Średnia	16,67	Średnia	17,50
Wzrost [%]	-	Wzrost	47%	Wzrost	54%

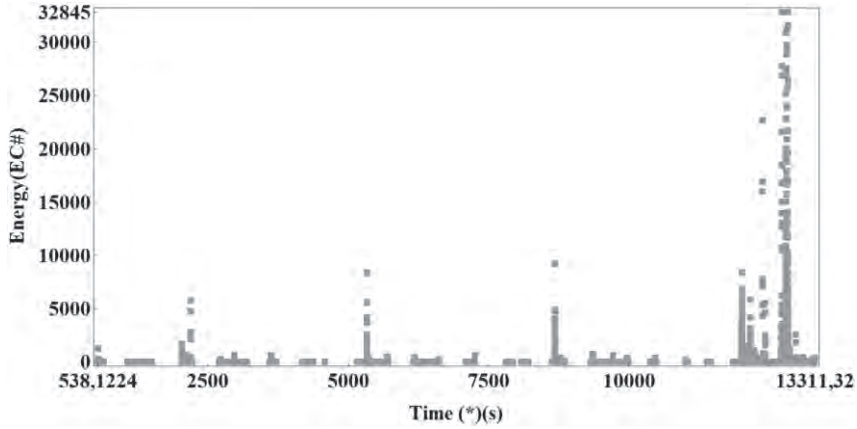
Analizę sygnałów emisji akustycznej prowadzono w odniesieniu do parametrów energetycznych sygnałów: Na tym etapie analiz nie grupowano sygnałów na klasy, ale analizowano poszczególne rodzaje charakterystyk. Stwierdzono, że jednym z parametrów, który dobrze obrazuje różnice w procesie niszczenia belek z drewna klejonego warstwowo jest energia sygnałów. Wyniki dla przykładowych belek z każdej serii badawczej przedstawiono na rysunkach 5, 6, 7. Rezultaty dla wszystkich belek z danej serii były zbieżne.

Analizując przebieg sygnałów emisji akustycznej w czasie dla przykładowej próbki z serii U (rys. 5) można stwierdzić, że w niedługim czasie po rozpoczęciu obciążania w przebiegu czasowym pojawiają się sygnały o wysokiej energii (powyżej 32000 EC). Okresowe występowanie grupy zdarzeń o zróżnicowanej energii może świadczyć o postępujących pęknięciach i rozwarstwieniach w materiale. Znaczny poziom energetyczny zarejestrowanych sygnałów może być związany ze zmianami wpływającymi na obniżenie nośności elementu.



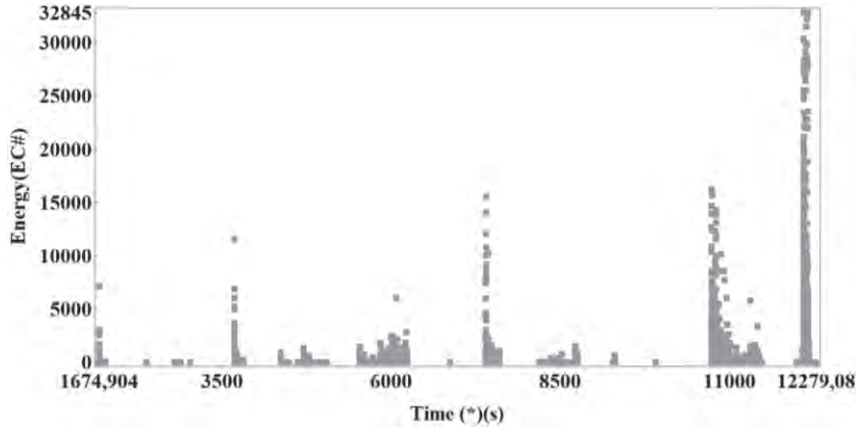
Rys. 5. Rozkład sygnałów emisji akustycznej dla parametru energii w czasie dla przykładowej próbki z serii U.

Analizując przebieg sygnałów emisji akustycznej w czasie dla przykładowej próbki z serii S_A (rys. 6) można stwierdzić, że w niedługim czasie po rozpoczęciu obciążania w przebiegu czasowym pojawiają się sygnały o energii do 10000 EC. Poziom tych sygnałów jest znacznie niższy w porównaniu do energii zdarzeń towarzyszących zniszczeniu elementu (ponad 32000 EC). Okresowe występowanie grupy zdarzeń o zróżnicowanej energii może świadczyć o postępujących pęknięciach i rozwarstwieniach w materiale, przy czym wyraźnie widać, że powstające uszkodzenia mają mniejszą skalę w porównaniu do materiału niewzmocnionego. Występujące okresowo grupy sygnałów utrzymują się na podobnym poziomie aż do zniszczenia elementu.



Rys. 6. Rozkład sygnałów emisji akustycznej dla parametru energii w czasie dla przykładowej próbki z serii SA.

Analizując przebieg sygnałów emisji akustycznej w czasie dla przykładowej próbki z serii S_B (rys. 7) można stwierdzić, że w niedługim czasie po rozpoczęciu obciążania w przebiegu czasowym pojawiają się sygnały o energii do 15000 EC.



Rys. 7. Rozkład sygnałów emisji akustycznej dla parametru energii w czasie dla przykładowej próbki z serii SB.

Poziom tych sygnałów jest znacznie niższy w porównaniu do energii zdarzeń towarzyszących zniszczeniu elementu (ponad 32000 EC). Okresowe występowanie grupy zdarzeń o zróżnicowanej energii może świadczyć o postępujących pęknięciach i rozwarstwieniach w materiale, przy czym wyraźnie widać, że powstające uszkodzenia mają mniejszą skalę w porównaniu do materiału niewzmocnionego. Występujące okresowo grupy sygnałów utrzymują się na podobnym poziomie aż do zniszczenia elementu.

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz wyciągnięto następujące wnioski:

– Wzmacnianie belek z drewna klejonego warstwowo za pomocą wstępnie sprężonych prętów bazaltowych może być skutecznym sposobem poprawy nośności i sztywności elementów,

zarówno w konstrukcjach istniejących, jak i nowo projektowanych o niskiej jakości klasy tarcicy konstrukcyjnej.
– Sprężenie prętów BFRP zwiększyło nośność belek o około 47% oraz 54% w stosunku do próbek niewzmocnionych. Na podstawie tych badań doświadczalnych można stwierdzić, że sprężanie może być bardzo skuteczną metodą poprawy nośności i sztywności na zginanie ze ścinaniem drewna klejonego, umożliwiając większe wykorzystanie wzmocnienia FRP. Dla jednej próbki zbadano straty wykonanego naprężenia wstępnego. Po 10 dniach spadek odkształceń wynosił około 1.5%.
– Kotwienie prętów BFRP wykazało dobrą integralność pracy elementu belkowego. Wstępnie sprężone pręty bazaltowe BFRP poprawiały współpracę pomiędzy pękającym sękiem a usztywniającym go połączeniem „klej-pręt".
– Wstępnie sprężone pręty bazaltowe BFRP nadają się do wykonywania wzmocnień w elementach drewnianych najniższej jakości, a nawet ich produkcji oraz rekompensują niejednolitą strukturę drewna.
– Badania potwierdziły możliwość wykorzystania w konstrukcjach tarcicy klasy gorszej jakości, pod warunkiem jej sklejenia i wzmocnienia wstępnie sprężonymi kompozytami włóknistymi. Działania te są zalecane przy trudnościach w uzyskaniu tarcicy klasy wyborowej.
– Obciążanie niewzmocnionych i wzmocnionych belek z drewna klejonego warstwowo wiąże się z emisją sygnałów akustycznych zróżnicowanych pod względem energii.
– W przypadku niewzmocnionych belek z drewna klejonego warstwowo, proces niszczenia charakteryzuje się wysokoenergetycznymi sygnałami od wczesnego etapu obciążania.
– W przypadku wzmocnionych belek z drewna klejonego warstwowo pękanie przed zniszczeniem jest sygnalizowane sygnałami emisji akustycznej o znacznie mniejszej energii w porównaniu do elementów niewzmocnionych.
– Metoda emisji akustycznej może zostać zastosowana do monitorowania belek z drewna klejonego warstwowo. Analizując energię rejestrowanych sygnałów emisji akustycznej można wnioskować o rozwoju wad (pęknięć) w materiale oraz stanie technicznym elementu.

Literatura

1. Chengwen Z., Qing Ch., Haoyu W., Yijie L., Jiashun S.: Experimental study on the flexural behaviour of timber beams strengthened with high ductility and low cost hybrid fibre sheets. Construction and Building Materials, nr 322/2022.
2. Chen Z., Ni C., Dagenais C., Kuan S.: Wood ST: A Temperature-Dependent Plastic-Damage Constitutive Model Used for Numerical Simulation of Wood-Based Materials and Connections, J. Struct. Eng., nr 146/2020).
3. Naghipour M., Nematzadeh M., Yahyazadeh Q.: Analytical and experimental study on flexural performance of WPC–FRP beams. Constr. Build. Mater., nr 25/2011.
4. ICOMOS (International Council on Monuments and Sites), Principles for the conservation of heritage sites in China, Beijing 2015.
5. ICOMOS, The Nara Document on Authenticity, 1994.
6. Davies I.J., Hamada H.: Flexural properties of a hybrid polymer matrix composite containing carbon and silicon carbide fibres. Adv. Compos. Mater, nr 10/2001.
7. Haga O., Koyama H., Kawada K.: Mechanical properties of a new type super hybrid material. Adv. Compos. Mater, nr 5/1996.
8. Narayanamurthy V., Chen J.F., Cairns J., Ramaswamy A.: Effect of shear deformation on interfacial stresses in plated beams subjected to arbitrary loading. Int. J. Adhes. Adhes., nr 31/2011).
9. Glišović I., Stevanović B., Petrović M.: Bending Behaviour of Glulam Beams Reinforced with Carbon Frp Plates. J. Civ. Eng. Manage., nr 21/2015).
10. Davalos J.F., Madabhusi-Raman P., Qiao P.Z.: Wolcott Compliance rate change of tapered double cantilever beam specimen with hybrid interface bonds. Theor. Appl. Fract. Mech., nr 29/1998.

11. Schober K.U., Harte A.M., Kliger R., Jockwer R., Xu Q., Chen J.-F.: FRP reinforcement of timber structures. Constr. Build. Mater., nr 97/2015).
12. Ferrier E., Labossière P., Neale K.W.: Mechanical Behavior of an Innovative Hybrid Beam Made of Glulam and Ultrahigh-Performance Concrete Reinforced with FRP or Steel. J. Compos. Constr., nr 14/2010.
13. Vahedian A., Shrestha R., Crews K.: Experimental and analytical investigation on CFRP strengthened glulam laminated timber beams: Full-scale experiments. Compos. B Eng., nr 164/2019.
14 Raftery G.M., Harte A.M.: Nonlinear numerical modelling of FRP reinforced glued laminated timber. Compos. B Eng., nr 52/2013).
15. Basterra L.A., Balmori J.A., Morillas L., Acuña L., Casado M.: Internal reinforcement of laminated duo beams of low-grade timber with GFRP sheets. Constr. Build. Mater., nr 154/2017).
16. Gómez E.P., González M.N., Hosokawa K., Cobo A.: Experimental study of the flexural behavior of timber beams reinforced with different kinds of FRP and metallic fibers. Compos. Struct., nr 213/2019.
17. Corradi M., Mouli Vemury C., Edmondson V., Poologanathan K., Nagaratnam B.: Local FRP reinforcement of existing timber beams. Compos. Struct., nr 258/2021.
18. Dagher H., Gray H., Davids W., Silva-Henriquez R., Nader J.: Variable prestressing of frp-reinforced glulam beams: methodology and behavior. wcte World Conference Timber Engineering 2010.
19. Dagher H.J., Abdel-Magid B., Lindyberg R., Poulin J. and Shaler S.: Static bending test results of Douglas-fir and western hemlock FRP-reinforced glulam beams. AEWC Report, nr 98/1998..
20. Wdowiak-Postulak A, Gocál J, Bahleda F, Prokop J.: Load and Deformation Analysis in Experimental and Numerical Studies of Full-Size Wooden Beams Reinforced with Prestressed FRP and Steel Bars. Applied Sciences, nr 13/2023.
21. Triantafillou T.C., Deskovic N.: Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. Journal of Structural Engineering, nr 118/1992.
22. Guan Z.W., Rodd P.D., Pope. D.J.: Study of glulam beams pre-stressed with pultruded GRP. Computers and Structures, nr 83/2005.
23. Rescalvo F.J., Valverde-Palacios I., Suarez E., Roldan A., Gallego A.: Monitoring of carbon fiber-reinforced old timber beams via strain and multiresonant acoustic emission sensors. Sensors, nr 18/2018.
24. Rescalvo F.J., Suarez E., Valverde-Palacios I., Santiago-Zaragoza J.M., Gallego A.: Health monitoring of timber beams retrofitted with carbon fiber composites via the acoustic emission technique. Compos. Struct., nr 206/2018.
25. Kowalski S.J., Moliński W., Musielak G.: The identification of fracture in dried wood based on theoretical modelling and acoustic emission. Wood Sci. Technol., nr 38/2004.
26. Ritschel F., Brunner A.J., Niemz P.: Nondestructive evaluation of damage accumulation in tensile test specimens made from solid wood and layered wood materials. Compos. Struct., nr 95/2013.
27. PN-EN 13183-2:2004 – Wilgotność sztuki tarcicy – Część 2: Oznaczanie wilgotności za pomocą elektrycznego wilgotnomierza oporowego.
28. PN-D-94021:2013-10 Tarcica konstrukcyjna iglasta sortowana metodami wytrzymałościowymi.
29. PN-EN 14080:2013-07 Konstrukcje Drewniane – Drewno Klejone Warstwowo i Konstrukcyjne Sklejone Drewno Lite – Wymagania. Polish Committee for Standardization: Warsaw, Poland, 2013.
30. PN-EN 408+A1:2012; Timber Structures – Structural Timber and Glued Laminated Timber – Determination of Some Physical and Mechanical Properties. Polish Committee for Standardization: Warsaw, Poland, 2012.
31. Wdowiak A., Brol J.: Effectiveness of Reinforcing Bent Non-Uniform Pre-Stressed Glulam Beams with Basalt Fibre Reinforced Polymers Rods. Materials, nr12/2019.

Use of acoustic emission method for testing reinforced laminated timber beams under repeatedly variable load

Key words: glued laminated beams, reinforcement, acoustic emission method, repeatedly variable loading, basalt, bending with shear, post-tension

Stan awaryjny i metodyka naprawy konstrukcji więźby dachowej zabytkowego kościoła w Borowej Wsi

BARBARA WIECZOREK*, MIROSŁAW WIECZOREK
Politechnika Śląska

Streszczenie: Drewniany kościół pochodzący z początku XVIII wieku zlokalizowany w Borowej Wsi był rozpatrywany pod kątem oceny stanu technicznego więźby dachowej. Ponad 200-letni kościół, wykonany w całości jako konstrukcja drewniana, przez cały okres istnienia był nieprzerwanie użytkowany i pomimo prowadzonych prac remontowych jego elementy konstrukcyjne oraz elementy wykończenia ulegały naturalnemu uszkodzeniu. Przeprowadzona wizja lokalna ujawniła wiele uszkodzeń związanych z korozją biologiczną oraz porażeniem owadami. Dodatkowo przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała brak spełnienia warunków stanu granicznego nośności. W pracy w skrócie przedstawiono stan techniczny obiektu, wyniki obliczeń oraz proponowane metody wzmocnienia i naprawy elementów konstrukcyjnych więźby dachowej. Sposób naprawy uwzględniał jedynie prace o charakterze konstrukcyjnym.

Słowa kluczowe: obiekt sakralny, uszkodzenia, korozja biologiczna, spękania, zawilgocenia, porażenie owadami, naprawy, renowacja

1. Opis stanu technicznego

Drewniany kościół pw. św. Mikołaja pochodzi z początku XVII lub XVIII wieku. Dokładna data powstania obiektu niestety nie jest znana. Według rożnych źródeł kościół został wybudowany pomiędzy rokiem 1640 [1], a rokiem 1737, w którym to ukończona miała być konstrukcja wieży [2]. Kościół został przeniesiony w latach 1937–1939 z pobliskich Przyszowic do Borowej Wsi. Kościół jest orientowany z prezbiterium zwróconym na wschód. Nawa ma kształt prostokąta o wymiarach 10,5×10,0 m. Prezbiterium, węższe od nawy zamknięte jest trójbocznie. Zarówno prezbiterium, jak i nawa przekryte są walcowym drewnianym sklepieniem podwieszonym do drewnianej konstrukcji jętkowych ram więźby dachowej. Do prezbiterium od północy przylega prostokątna zakrystia, a od południa czworoboczna kaplica zamknięta trójbocznie. Do nawy od południa przylega prostokątna kruchta, a od zachodu wieża o wysokości około 20 m z dobudowaną kruchtą, zabudowana na planie kwadratu o boku 6,5 m ze ścianami zbieżnymi w kierunku izbicy, nakrytej cebulastym hełmem z ośmioboczną latarnią. Dach nawy zdobi sygnaturka z baniastym hełmem i latarnią. Cały budynek otoczony jest sobotami.

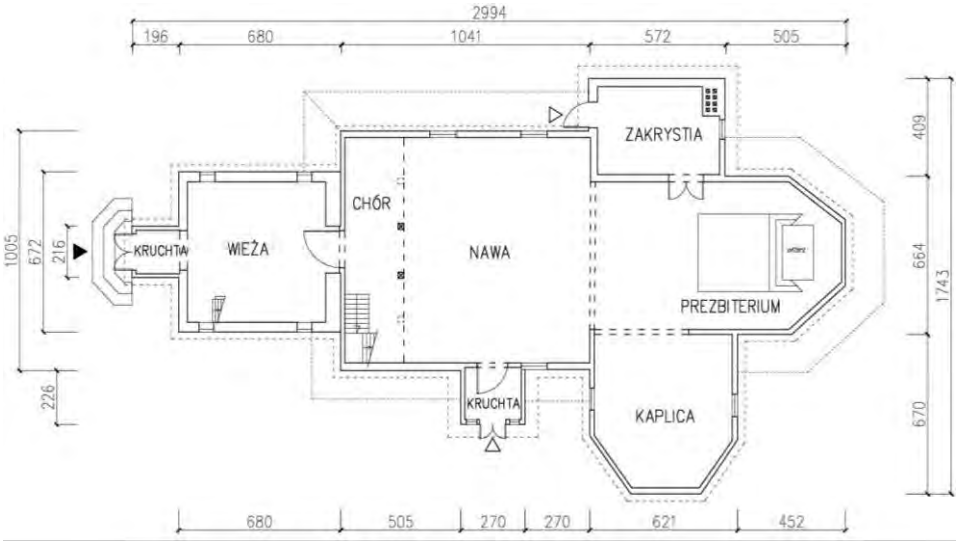
Konstrukcja ścian nawy, prezbiterium, kaplicy i zakrystii jest zrębowa z ciesielskimi zamkami na jaskółczy i pół-jaskółczy ogon w narożach. Więźba dachowa typu jętkowego

*Autor do korespondencji: *barbara.wieczorek@polsl.pl*

wolnego z drewnianą kolebką nad prezbiterium oraz nawą. Chór muzyczny jest dwukondygnacyjny ze stropami belkowymi, wsparty na ścianach oraz dwóch słupach na dolnej kondygnacji i na czterech słupach na kondygnacji górnej. Wieża o konstrukcji szkieletowej słupowej oszalowana od zewnątrz i od wewnątrz. Dach, soboty i hełmy są w całości kryte gontem. Ściany zrębowe prezbiterium od strony północnej wzmocnione są drewnianymi obustronnymi lisicami. Ściany nawy ponad sobotami są oszalowane pionowym deskowaniem z nakładką, podobnie jak ściany wieży. Ściany zakrystii od wewnątrz oblicowane są cegłą a w narożu zewnętrznym usytuowany jest murowany komin. Ściany nawy i prezbiterium od wewnątrz pokryte są farbą olejną w kolorze jasnobeżowym. Posadzka wykonana jest z płytek ceramicznych. Wyposażenie kościoła jest w większości barokowe. Ołtarz główny jest wczesnobarokowy, ambona i ołtarz boczny z lewej strony barokowe, ołtarz boczny prawy o wystroju rokokowym. Na rys. 1 przedstawiono widok kościoła, a na rys. 2 rzut poziomy.



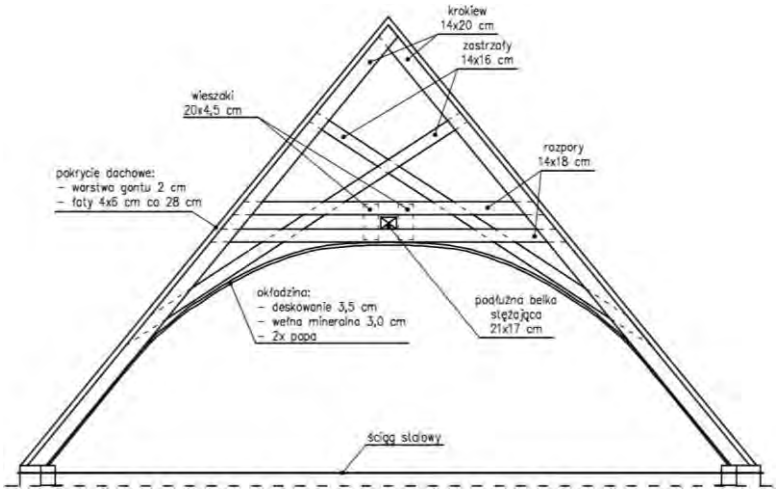
Rys. 1. Widok ogólny obiektu: a) z zewnątrz, b) wnętrze.



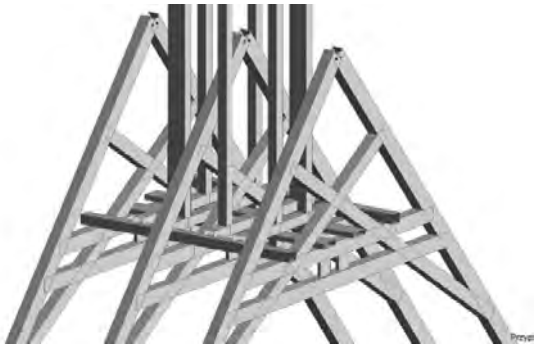
Rys. 2. Rzut poziomy całego obiektu.

Konstrukcję nośną więźby nad nawą stanowi dziewięć jętkowych dźwigarów wolnych z podwójną jętką, zastrzałami w formie „krzyża św. Andrzeja", drewnianą kolebką i stalowymi ściągami w co drugim dźwigarze. Rozpiętość dźwigarów wynosi 9,56 m, natomiast ich rozstawy od 115 cm do 132 cm. Pokrycie dachu stanowi gont drewniany na łatach. Połączenia elementów

więźby wykonane jest na zakładki i kołki dębowe. Widok konstrukcji ramy nośnej więźby przedstawiono na rys. 3. Na jętkach dolnych trzech dźwigarów od strony prezbiterium spoczywa ruszt z belek, a na nim słupy ośmiobocznej wieżyczki pod sygnaturkę, przekrytą baniastym hełmem. Schemat oparcia słupów wieżyczki pod sygnaturkę przedstawiono na rys. 4.



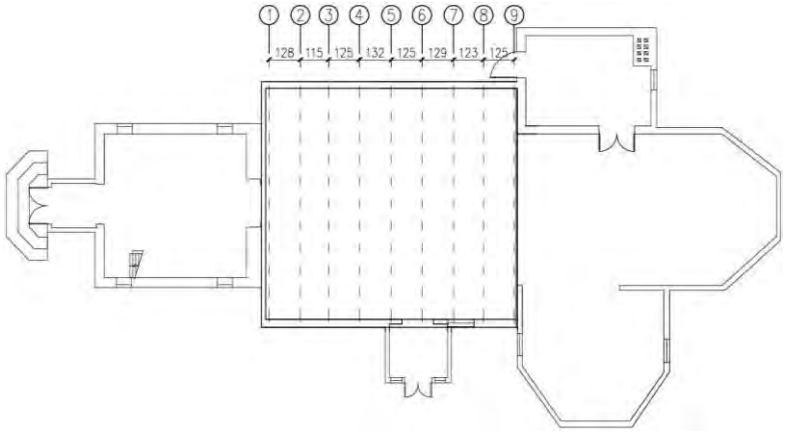
Rys. 3. Konstrukcja więźby nad nawą kościoła.



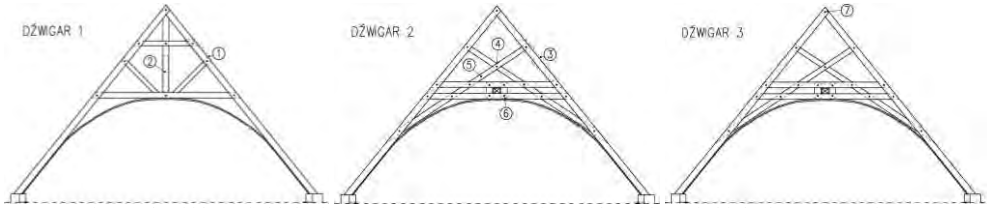
Rys. 4. Schemat belkowej konstrukcji oparcia słupów wieżyczki pod sygnaturkę.

2. Opis uszkodzeń

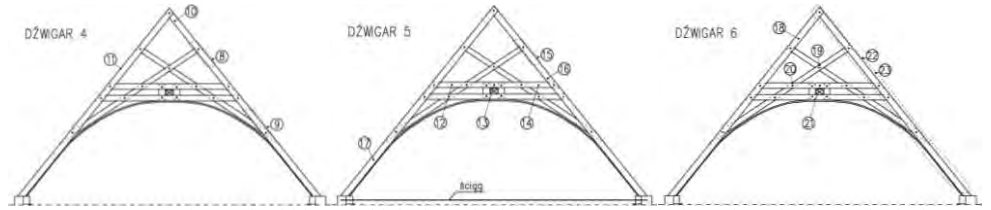
W związku niezadawalającym stanem konstrukcji więźby nad nawą przeprowadzono szczegółową inwentaryzację uszkodzeń, na podstawie której stwierdzono:
– znaczne zniszczenia korozyjne spowodowane głównie przez owady,
– ugięcia krokwi,
– rozwarstwienia w złączach ciesielskich, które mogły być wynikiem:
– ich naturalnego zużycia w trakcie wieloletniego użytkowania obiektu,
– deformacji konstrukcji wywołanej prowadzoną pod obiektem działalnością górniczą,
– lub też przeprowadzonego prostowania obiektu, które zostało wykonane w roku 2011 zgodnie z projektem budowlanym [4] oraz opinią od tego projektu [5].
– w niektórych elementach osłabienie przekroju dochodziło do ponad 50% pierwotnego przekroju, a w jednym wypadku stwierdzono całkowite zniszczenie połączenia zastrzału z krokwią.



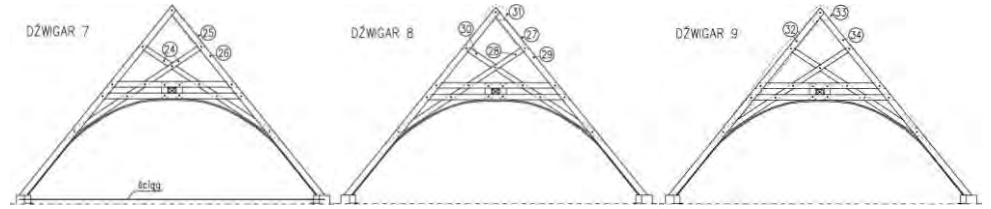
Rys. 5. Rozstawy i oznaczenie dźwigarów nad nawą.



1 – porażenie owadami i korozja biologiczna; 2 – znaczne porażenie owadami i korozja biologiczna zastrzału; 3 – znaczne porażenie owadami i korozja biologiczna krokwi; 4 – znaczna korozja biologiczna połączenia zastrzałów; 5 – zniszczenie korozyjne i spękania poziome zastrzału; 6 – uszkodzony wieszak; 7 – korozja biologiczna połączenia krokwi,



8, 9 – znaczne porażenie owadami i korozja biologiczna krokwi; 10, 11 – pęknięcia poziome i pionowe krokwi; 12, 13, 14 – znaczne porażenie owadami, korozja biologiczna oraz ubytki przekroju; 15 – uszkodzenia korozyjne; 16 – pęknięcia poziome na całej długości krokwi; 17 – pęknięcie poziome na dolnym odcinku krokwi; 18 – znaczne porażenie owadami, korozja biologiczna oraz ubytki przekroju; 19 – znaczne porażenie owadami, korozja biologiczna oraz ubytki przekroju w połączeniu zastrzałów; 20 – uszkodzenie połączenia zastrzału z jętką górną; 21 – uszkodzenie (złamanie) jętki górnej; 22 – porażenie owadami i korozja biologiczna krokwi na całej długości; 23 – pęknięcie poziome na całej długości,



24 – pęknięcia pionowe zastrzałów; 25 – znaczne porażenie owadami, korozja biologiczna; 26 – pęknięcie poziome na długości; 27 – znaczne porażenie owadami, korozja biologiczna oraz ubytki przekroju pęknięcia pionowe; 28 – poziome pęknięcie zastrzału; 29 – pionowe pęknięcie krokwi na całej długości; 30 – całkowite uszkodzenie końca zastrzału; 31 – znaczna korozja biologiczna krokwi w miejscu połączenia; 32 – znaczna korozja biologiczna krokwi; 33 – znaczna korozja biologiczna krokwi w miejscu połączenia; 34 – poziome krokwi na długości.

Rys. 6. Uszkodzenia dźwigarów.

Inwentaryzacja uszkodzeń potwierdziła zły stan konstrukcji więźby nad nawą oraz potwierdziła wykonaną w 2013 roku ekspertyzę dendrochronologiczną [3].

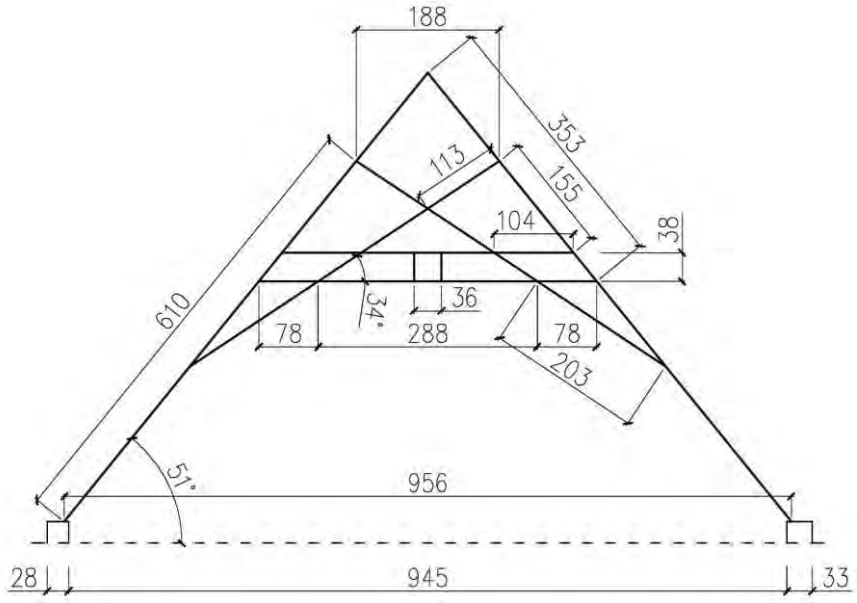


Rys. 7. Przykładowe zdjęcia uszkodzeń.

Na rys. 5 przedstawiono rozkład poszczególnych układów konstrukcyjnych, natomiast na rysu. 6 zawarto oznaczenie poważniejszych uszkodzeń elementów konstrukcyjnych, wskazując miejsca lub obszary ich występowania kolejnymi numerami z opisem bezpośrednio pod rysunkiem, a na rys. 7 zamieszczono zdjęcia wybranych uszkodzeń.

3. Obliczenia statyczne więźby dachowej nad nawą
3.1. Założenia geometryczne

Analizowana w opracowaniu część więźby znajduje się nad nawą główną i składa się z dziewięciu układów – jętkowych ram poprzecznych, których usytuowanie względem siebie przedstawiono na rys. 5. Na podstawie przeprowadzonych pomiarów określono główny schemat konstrukcyjny pojedynczej jętkowej ramy i dla niego zestawiono obciążenia, a następnie wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe poszczególnych elementów. Widok wytypowanego, poprzecznego układu konstrukcyjnego więźby nad nawą główną wraz z wymiarami zamieszczono na rys. 8.

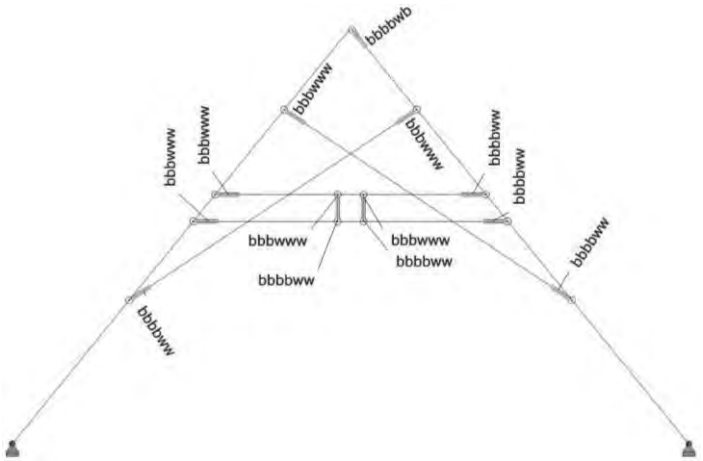


Rys. 8 Wymiary geometryczne przekroi [6].

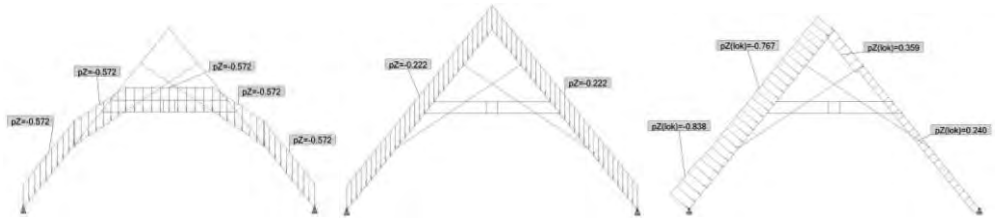
3.2. Model numeryczny

Model numeryczny więźby dachowej nad nawą główną wraz konstrukcją wieżyczki sygnaturki został wykonany w programie *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013*. Przygotowanie modelu składało się z następujących kroków:

– odtworzenie geometrii ustroju konstrukcyjnego typowej ramy więźby dachowej nad nawą główną – analogicznie, jak dla układu pojedynczego:
  – odtworzenie geometrii ustroju konstrukcyjnego: rozmieszczenie i połączenie prętów;
  – założenie warunków podparcia oraz nadanie zwolnień przegubowych na zastrzałach, jętkach oraz wieszakach (rys. 9);
  – nadanie wzajemnych połączeń między jętkami a zastrzałami;
  – nadanie elementom parametrów geometrycznych i materiałowych;
  – założenie warunków podparcia;
  – nadanie zwolnień przegubowych na zastrzałach, rozporach oraz wieszakach;
  – nadanie elementom parametrów geometrycznych i materiałowych;
– odtworzenie geometrii ustroju konstrukcyjnego sygnaturki:
  – konstrukcja podparcia słupów sygnaturki;
  – połączenie słupów sygnaturki z belkami podporowymi;
  – nadanie przegubów na końcach słupów;
– przyłożenie obciążeń stałych (przykładowe schematy: obciążenia zmienne, obciążenia śniegiem oraz wiatrem) (rys. 10).



Rys. 9. Widok jednego z układów nośnych przyjętych w modelu numerycznym – sposób podparcia konstrukcji oraz nadane zwolnienia przegubowe na zastrzałach, rozporach i wieszakach.



Rys. 10. Widok jednego z układów nośnych - przykładowe schematy obciążenia: a) obciążenia stałe – obciążenie krokwi, rozpór oraz zastrzałów ciężarem warstw sufitowych, b) obciążenie śniegiem – schemat 1, c) obciążenie wiatrem – schemat 1.

3.3. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

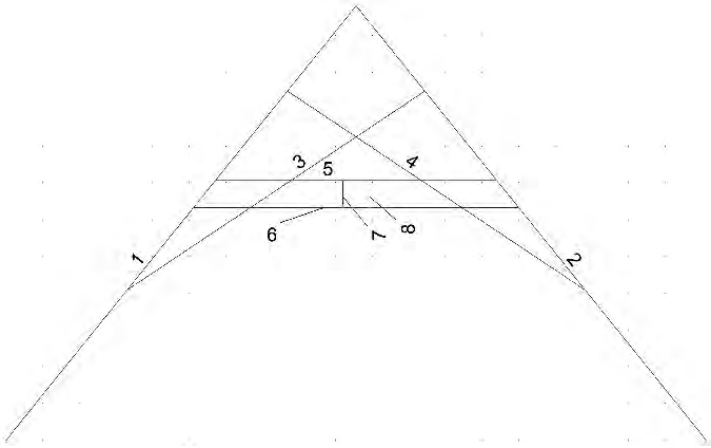
Na podstawie otrzymanych obwiedni momentów zginających oraz sił osiowych dla każdego układu poprzecznego wyróżniono zestawy najniekorzystniejszych obciążeń oddziałujących na elementy konstrukcyjne, które zostały zaznaczone na rys. 10.

Analizę statyczno-wytrzymałościową podzielono na dwa etapy:

– Etap I: Głównym celem przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych było określenie jakie będzie wytężenie poszczególnych elementów konstrukcyjnych więźby dachowej przy przyjęciu w obliczeniach zmierzonych ich wymiarów geometrycznych w takcie inwentaryzacji. W tabl. 1 i 2 zestawiono wybrane wyniki obliczeń wytrzymałościowych.
– Etap II: Mając na uwadze uzyskane w Fazie I wyniki przyjęto, że:
  – elementy, które nie spełniają stanu granicznego nośności będą wzmacniane dodatkowymi elementami drewnianymi o takich parametrach geometrycznych, przy których warunki stanu granicznego będą ostatecznie spełnione;
  – elementy, które w wykonanej inwentaryzacji zostały opisane i oznaczone jako uszkodzone będą w całości lub częściowo wymieniane, dodatkowo jeżeli dany element nawet po wymianie nie spełniał stanu granicznego nośności to jego wzmocnienie będzie wykonane w sposób opisany powyżej.

Tablica 1. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych przy układach nie obciążonych konstrukcją sygnaturki.

Przypadek obliczeniowy	Element	Rodzaj obciążenia	Wymiar przekroju	Wykorzystanie nośności	Wykorzystanie smukłości
1.	krokwie pręty nr 1 i 2	ściskanie	cały	17,9%	57,7%
			połowa	12,3%	6,6%
		rozciąganie	cały	49,9%	---
			połowa	109,9%	---
		zginanie ze ściskaniem	cały	81,4%	57,7%
			połowa	148,1%	9,9%
		zginanie z rozciąganiem	cały	60,3%	---
			połowa	120,6%	---
2.	zastrzały pręty nr 3 i 4	ściskanie	cały	4,7%	28,9%
			połowa	24,3%	57,7%
		zginanie ze ściskaniem	cały	17,1	28,9%
			połowa	36,8%	57,7%
3.	jętka górna pręt nr 5	ściskanie	cały	0,9%	28,9%
			połowa	4,7%	57,7%
		rozciąganie	cały	19,1%	---
			połowa	38,2%	---
		zginanie ze ściskaniem	cały	32,7%	28,9%
			połowa	57,7%	70,8%
4.	jętka dolna pręt nr 6	ściskanie	cały	20,3%	47,8%
			połowa	81,9%	95,7%
		zginanie	cały	19,5%	47,8%
			połowa	40,6%	95,7%
5.	wieszaki pręt nr 7 i 8	rozciąganie	cały	2,7%	---
			połowa	5,4%	---



Rys. 11. Oznaczenie prętów użyte w opisie (tablica 1, 2).

Tablica 2. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych przy układach obciążonych konstrukcją sygnaturki.

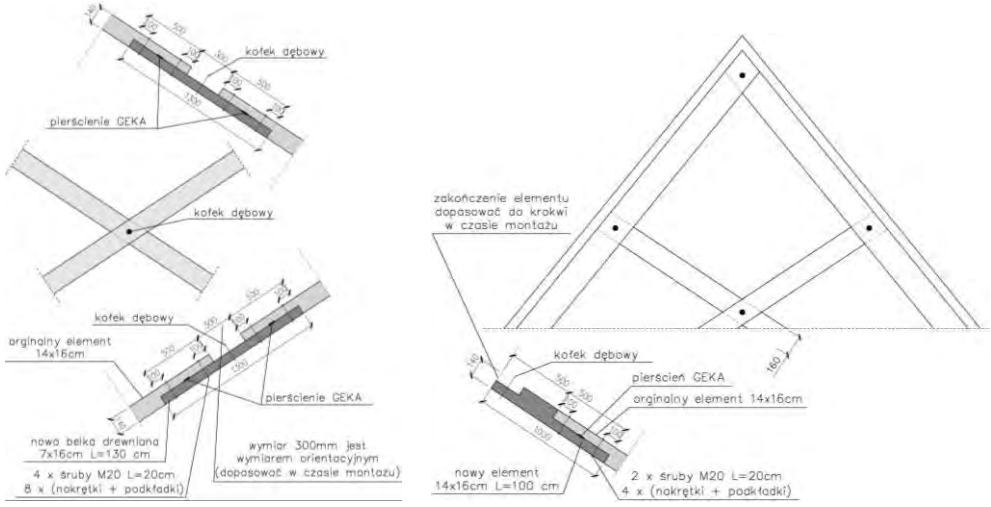
Przypadek obliczeniowy	Element	Rodzaj obciążenia	Wymiar przekroju	Wykorzystanie nośności	Wykorzystanie smukłości
1.	krokwie pręty nr 1 i 2	ściskanie	cały	65,0%	57,7%
			połowa	44,5%	9,9%
		rozciąganie	cały	16,6%	---
			połowa	33,3%	---
		zginanie ze ściskaniem	cały	82,3%	57,7%
			połowa	118,7%	9,9%
2.	zastrzały pręty nr 3 i 4	ściskanie	cały	28,9%	19,2%
			połowa	101,6%	57,7%
		rozciąganie	cały	82,1%	---
			połowa	164,1%	---
		zginanie ze ściskaniem	cały	102,0%	28,9%
			połowa	157,5%	9,9%
3.	jętka górna pręt nr 5	ściskanie ze zginaniem	cały	38,6%	28,9%
			połowa	51,0%	9,9%
		zginanie z rozciąganiem	cały	107,8%	---
			połowa	215,6%	---
		zginanie ze ściskaniem	cały	177,7%	28,9%
			połowa	343,0%	9,9%
4.	jętka dolna pręt nr 6	rozciąganie	cały	17,3%	---
			połowa	34,6%	---
		zginanie z rozciąganiem	cały	62,4%	---
			połowa	124,8%	---
5.	wieszaki pręt nr 7 i 8	rozciąganie	cały	22,2%	---
			połowa	44,4%	---
		ściskanie	cały	8,5%	20,5%
			połowa	17,1%	20,5%

Obliczenia wytrzymałościowe zostały wykonane przy użyciu Kalkulatora Elementów Drewnianych firmy SPECBUD według zapisów normowych. W programie przyjęto:
– przekroje geometryczne elementów drewnianych według wykonanej inwentaryzacji,
– drewno klasy C14, która charakteryzuje się najniższymi parametrami wytrzymałościowymi jakie można przyjąć do obliczeń i są one zdefiniowane w programie (drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości C14, $f_{m,k} = 14$ MPa, $f_{t,0,k} = 8$ MPa, $f_{c,0,k} = 16$ MPa, $f_{v,k} = 1{,}7$ MPa, $E_{0,mean} = 7$ GPa, $r_k = 290 kg/m^3$),
– klasę trwania obciążenia jako średniotrwałe we wszystkich obliczeniach,
– długości wyboczeniowe: $l = 3{,}50$ m w krokwiach, $l = 1{,}75$ m w zastrzałach, $l = 1{,}75$ m w jętce górnej, $l = 2{,}90$ m w jętce dolnej,
– smukłość graniczną: $\lambda = 150$.

Na podstawie obliczeń ustalono znaczące przekroczenia obliczeniowych nośności w krokwiach, jętkach i zastrzałach układów obciążonych wieżyczką sygnaturki – elementy te wymagały jak najszybszego wzmocnienia. Ponadto stwierdzono, że nawet przy założeniu pełnych przekrojów elementów (bez redukcji pola poprzecznego zniszczeniami korozyjnymi), występują niedobory obliczeniowych nośności w niektórych przekrojach, a zwłaszcza w elementach dźwigarów obciążonych wieżyczką sygnaturki.

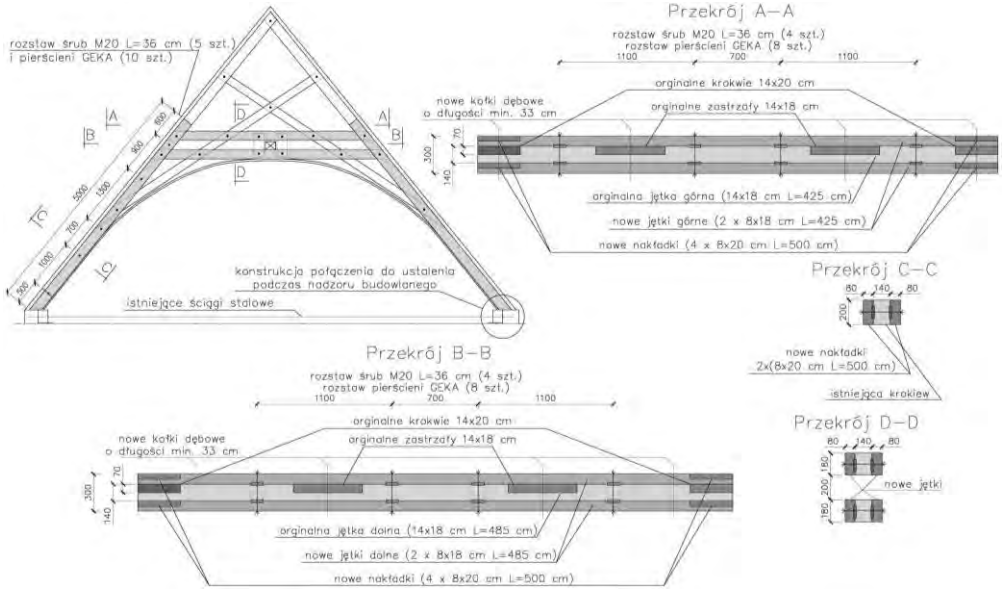
3.4 sposób naprawy

W zakresie remontu i wzmocnienia konstrukcji więźby nad nawą zaproponowano następujący plan postępowania:
– przygotowanie rusztowań i pomostów roboczych,
– sukcesywny demontaż gontów wraz z łatami i warstwami ocieplenia kolebki (2×papa + wełna szklana),
– oczyszczenie elementów konstrukcji,
– lokalne naprawy zniszczonych elementów wstawkami z nowego drewna modrzewiowego klasy C27, z połączeniami na pierścienie „GEKA”, gwoździe lub śruby (rys. 12),
– impregnacja i konserwacja istniejących drewnianych elementów konstrukcji i kolebki,



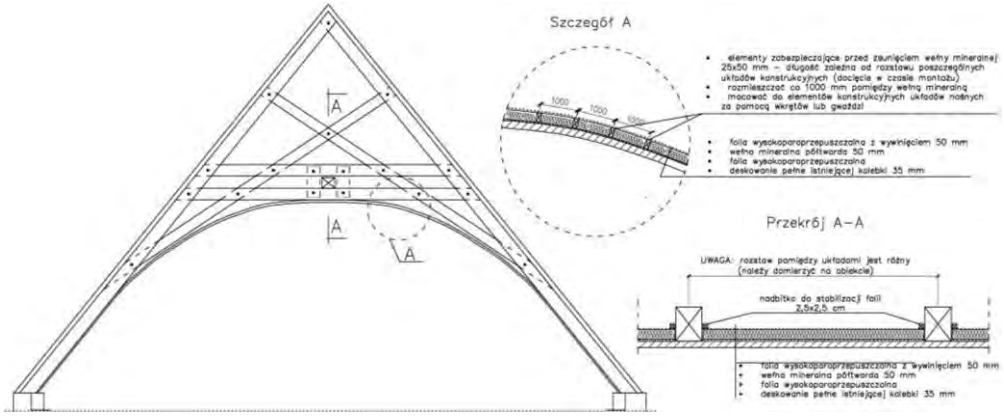
Rys. 12. Propozycja sposobu naprawy połączenia oraz zakończeń zastrzałów [6].

– wzmocnienia dolnych odcinków krokwi oraz jętek, nakładkami jednostronnymi lub dwustronnymi, z drewna modrzewiowego klasy C27, zgodnie z rys. 13,



Rys. 13. Propozycja sposobu wzmocnienia dźwigarów jętkowych [6].

– montaż nowego ocieplenia kolebki – folia wysokoparoprzepuszczalna (przepuszczalność powyżej 2000 g/m^2/24h), wełna mineralna półtwarda (grubość 50 mm), pokrycie izolacji folią wysokoparoprzepuszczalną (przepuszczalność powyżej 2000 g/m^2/24h) (rys. 14),
– montaż nowych gontów.



Rys. 14. Szczegół izolacji cieplnej na kolebkach [6].

4 Podsumowanie

Drewniane kościoły ze względu na swoje przeznaczenie, jakość wykonania elementów konstrukcyjnych oraz ich wzajemnego połączenia w konstrukcję, wykonane w ich wnętrzu zdobienia (sztukaterie, malowidła, polichromie), wiek oraz znaczenie historyczne są

najczęściej swoistymi „perełkami" w budownictwie sakralnym, czego właśnie jest przykładem omawiany obiekt. Ze względu na wiek i ciągłe użytkowanie ulegają one naturalnemu zużyciu na co oczywiście nie mamy wpływu, jednakże jesteśmy wstanie wspomóc tego typu obiekty wykonanymi remontami, przeprowadzaniem konserwacji czy to wnętrza czy też zewnętrznych elementów. Najczęstszymi przyczynami uszkodzeń tego typu obiektów jest wilgoć lub bezpośrednie oddziaływanie wody na niezabezpieczone odpowiednio elementy drewniane -konstrukcyjne oraz wykończeniowe. Brak odpowiedniej ochrony elementów drewnianych przed szkodnikami takimi jak np. spuszczel pospolity jest jednym z wiodących czynników prowadzącym w dłuższym czasie do powolnej degradacji konstrukcji. Omówiony w pracy zakres prac związanych z inwentaryzacją uszkodzeń obiektu oraz przygotowaniem projektu remontu więźby dachowej umożliwił przetrwanie obiektu co najmniej do dnia dzisiejszego.

Literatura

1. Pilch J.: Leksykon zabytków architektury Górnego Śląska, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2008.
2. Thullie Cz.: Zabytki architektoniczne województw katowickiego i opolskiego, Wydawnictwo Śląsk, Katowice 1969.
3. Konieczny A.: Ekspertyza dendrochronologiczna: Kościół parafialny p.w. św. Mikołaja, Mikołów, Borowa Wieś, woj. śląskie, Toruń 2013.
4. Projekt pionowej rektyfikacji kościoła pw. św. Mikołaja przy ul. Gliwickiej 354 w Mikołowie dz. Nr 435/77, MPL Katowice Sp. z o.o. – projektant dr inż. Krzysztof Gromysz, 2011.
5. Opinia do projektu pionowej rektyfikacji kościoła pw. św. Mikołaja przy ul. Gliwickiej 354 w Mikołowie, Rzeczoznawstwo i Projektowanie w Budownictwie – Zbigniew Pająk, 2011.
6. Materiały wykonane przez autorów do opracowania „Projektu remontu więźby wraz z pokryciem dachu zabytkowego kościoła pw. św. Mikołaja w Mikołowie Borowej Wsi", Rzeczoznawstwo i Projektowanie w Budownictwie – Zbigniew Pająk", 2013.

Failure state and methodology for repairing the structure of the roof truss of the historic church in Borowa Wieś

Key words: sacred building, damage, biological corrosion, cracks, dampness, insect infestation, repairs, renovation

GEOTECHNICZNE PRZYCZYNY AWARII BUDOWLANYCH

GEOTECHNICAL CAUSES OF STRUCTURAL FAILURES

Awarie w tunelach na drodze S1 (dawnej S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka

MAREK CAŁA, AGNIESZKA STOPKOWICZ *
AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono opisy awarii, które wystąpiły podczas drążenia tuneli Nową Austriacką Metodą Budowy Tuneli (NATM) na drodze S1 Przybędza – Węgierska Górka – Milówka. Zaprezentowano charakterystyki obwału i zawału, który spowodował wielomiesięczne opóźnienia w procesie drążenia tunelu TD-2.1.

Słowa kluczowe: drążenie tuneli, geotechnika, stateczność tuneli, zawał, obwał

1. Wstęp

Aktualnie obserwujemy intensywny rozwój budownictwa tunelowego w Polsce. W 2022 r. do użytku oddany został tunel w ciągu drogi S7 Rabka – Lubień (zrealizowany metodą ADECO-RS), a w roku 2023 tunel pod Świną (wykonany w technologii TBM) w ciągu drogi krajowej nr 93. Dobiega końca budowa tuneli w ciągu drogi S3 Bolków-Kamienna Góra (tunele wykonane metodą NATM oraz metodą odkrywkową). Rozpoczęto lub są w planie budowy kolejnych tuneli, zarówno drogowych, jak i kolejowych. Wiele z tych inwestycji realizowanych jest w szczególnie trudnym podłożu skalnym jakim jest flisz karpacki. W opracowaniu przedstawiono uwarunkowania geologiczne i górnicze drążenia tunelu metodą NATM (Nowa Austriacka Metoda Budowy Tuneli) na przykładzie jednego z tuneli w ciągu drogi ekspresowej S1 (dawniej S69) Bielsko-Biała – Żywiec – Zwardoń, odcinek Przybędza – Milówka (obwodnica Węgierskiej Górki). Tunel TD-2 to tunel drogowy dwunawowy z jezdniami jednokierunkowymi o szerokości 8,20 m każda. Tunel TD-2.1 (jezdnia w kierunku Zwardonia) od km 33+686,24 (początek tunelu, portal północny) do km 34+670,24 (koniec tunelu, portal południowy) ma długość 984,00 m. Podczas drążenia tunelu TD-2.1 na początkowych 130 m pojawiło się kilka objawów niestateczności obudowy wstępnej, co doprowadziło do zniszczenia obudowy i obwału oraz zawału skał stropowych. Powstała awaria doprowadziła do wielomiesięcznego zatrzymania robót oraz konieczności zmiany typu stosowanej obudowy wstępnej. W niniejszym opracowaniu przedstawiono uwarunkowania geologiczno-inżynierskie oraz górnicze w rejonach powstałych awarii.

2. Uwarunkowania geologiczno-inżynierskie

Warunki geologiczno-inżynierskie w omawianym tunelu TD-2.1 na etapie opracowania dokumentacji geologiczno-inżynierskiej rozpoznano poprzez wykonanie:
– w rejonie portalu 3 otworów badawczych,

*Autor do korespondencji: *Agnieszka.Stopkowicz@agh.edu.pl*

– w osi tunelu (w obrębie konturu tunelu) 4 otworów badawczych, największy rozstaw wynosi ok. 435 m,
– 5 otworów badawczych w ociosach.

Otwory badawcze wykonano do różnej głębokości, przy czym tylko w jednym z nich rozpoznano warstwy spągowe na głębokość zbliżoną do wysokości tunelu. Wykonano także badania laboratoryjne w celu oznaczenia właściwości fizycznych oraz wytrzymałościowo-odkształceniowych wydzielonych utworów. Ponadto wykonano badania geofizyczne (metodą elektrooporową). Dokumentacja geologiczno-inżynierska (DGI) na potrzeby budowy tunelu została wykonana w 2010 r. Drążenie tunelu TD-2.1 rozpoczęto w 2020 r.

Tunel TD-2.1 przebiega w całości w obrębie jednostki przedmagurskiej północnej. Na odcinku od km 33+686,24 do km 33+819,6 (czyli pierwsze 133 m tunelu) podłoże skalne zbudowane jest z łupków pstrych wieku eoceńskiego [3]. Od 33+819,6 do 33+869,2 km w podłożu występują łupki należące prawdopodobnie do warstw menilitowych wieku oligoceńskiego, jednak granica pomiędzy łupkami pstrymi i wyżej wymienionymi warstwami wyznaczona na podstawie badań elektrooporowych jest słabo czytelna [3]. Dlatego też strefę tę zaliczono do łupków pstrych i warstw menilitowych. Kierunek rozciągłości warstw jest skośny do osi tunelu, a kierunek upadu – południowo-wschodni.

Od km 33+819,6 dokumentacja geologiczno-inżynierska [3] wskazuje, że tunel drążony będzie w obrębie łupków pstrych i ich wietrzelin. Kąty upadu warstw skalnych wahają się w granicach od 50–60°, a lokalnie nawet 50–70°. Skały do głębokości ok. 9–19 m p.p.t. są silnie zwietrzałe, rozlasowane, spękane. Tunel przebiega przez strefę zwietrzałą, szczególnie na odcinku do km 33+800.

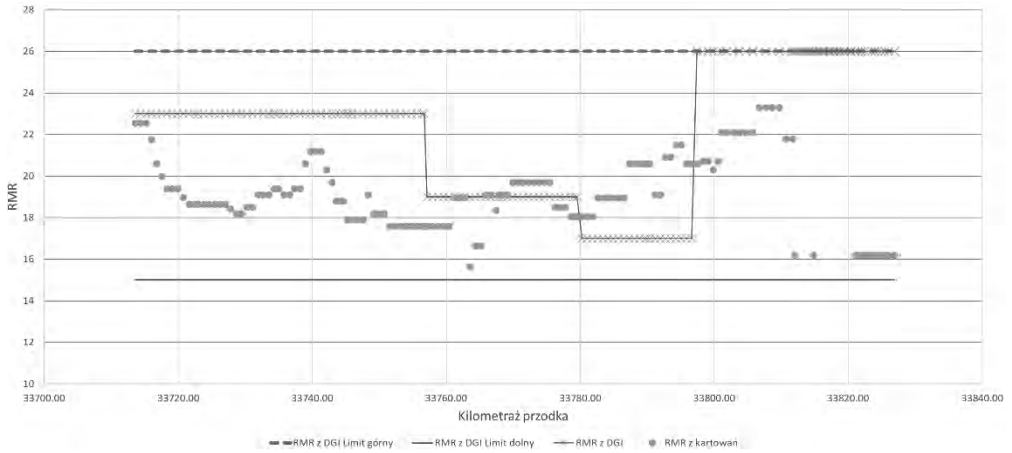
W podłożu dominują złożone struktury fałdowe przecięte przez szereg uskoków. Znaczne zmiany zarówno kątów jak kierunków zapadania dokumentują strukturalnie niejednorodną budowę ośrodka. Tunel przecina strefę zaburzoną tektonicznie w km 33+780 – 33+810, która następnie przechodzi w strefę tektoniczną – łupki silnie spękane i rozlasowane.

Do oceny górotworu w rejonie drążonych tuneli w ramach dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (DGI) skorzystano z klasyfikacji Bieniawskiego RMR. Górotwór podzielono na cztery klasy (różne od klas Bieniawskiego):
– IV–1 o średnim RMR = 13 – górotwór bardzo słaby,
– IV–2a o średnim RMR = 31 – górotwór słaby,
– IV–2b o średnim RMR = 30 – górotwór słaby,
– IV–3 o średnim RMR = 44 – górotwór średni.

Parametry wytrzymałościowo-odkształceniowe poszczególnych warstw masywu skalnego określono wg klasyfikacji RMR. Na rys. 1 przedstawiono wartość RMR prognozowanego na podstawie DGI oraz wartości RMR stwierdzone podczas drążenia. Można zauważyć, że na omawianym odcinku dominuje masyw skalny zaliczony do klasy V wg RMR, czyli masyw skalny bardzo słaby. Lokalnie stwierdzono wartość RMR>21 (czyli klasa IV, masyw skalny słaby). Analizując dane zestawione na rys. 1 można zauważyć, że jakość masywu skalnego jest zmienna i wartości RMR są niższe niż prognozowane w DGI, choć mieszczą się w dolnych granicach przedziału.

Zgodnie z klasyfikacją RMR dla klasy V, średni przeciętny czas utrzymania statecznego, niepodpartego wybiegu o długości 1 m wynosi 30 minut [5, 6]. W przypadku ośrodka zaliczonego do V klasy, tunelu o rozpiętości 10 m i w warunkach naprężeń <25 MPa, Bieniawski [5] zaleca:
– drążenie z podziałem na fazy,
– systematyczne kotwienie i siatki stalowe, kotwienie kotwami o długości 5,0–6,0 m i w rozstawie 1,0–1,5 m, również kotwienie spągu,
– beton natryskowy 15–20 cm w stropie, 15 cm na ociosach, 5 cm na czole przodka,

– stosowanie łuków stalowych średnich lub ciężkich, w rozstawie 0,75 m, rozpory stalowe, łuki spągowe, a także obudowę wyprzedzającą jeżeli to konieczne.

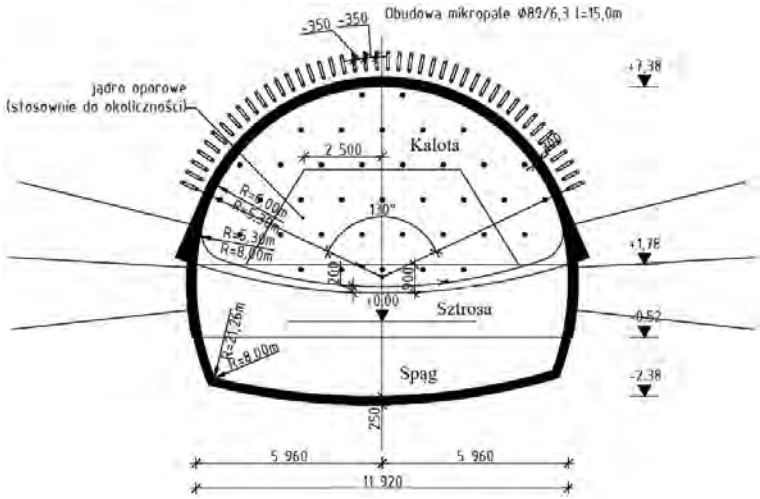


Rys. 1. Zestawienie RMR prognozowanego wg DGI oraz stwierdzonego podczas drążenia.

3. Obudowa wstępna zaprojektowana na podstawie prognoz z DGI

Na podstawie danych z DGI wydzielono sześć typów obudowy wstępnej, w tym dla masywu skalnego bardzo słabego czyli klasy V wg RMR:
– Typ obudowy 4A: RMR: 18 – 22
– Typ obudowy 4B: RMR: 13 –18
– Typ obudowy 4C: RMR: 0 – 13

Na odcinku zawału skał stropowych na podstawie prognozy wg DGI wykonywana była obudowa wstępna typu 4B (rys. 2). W przypadku tego typu obudowy przewidywano drążenie z podziałem na kalotę, sztrosę i spąg. Obudowa wstępna składała się z (rys. 2, tabl. 1):
– betonu natryskowego o gr. 30 cm w kalocie i w sztrosie, 25 cm w spągu, 10 cm na czole przodka,



Rys. 2. Obudowa wstępna typ 4B (opracowano na podstawie [4]).

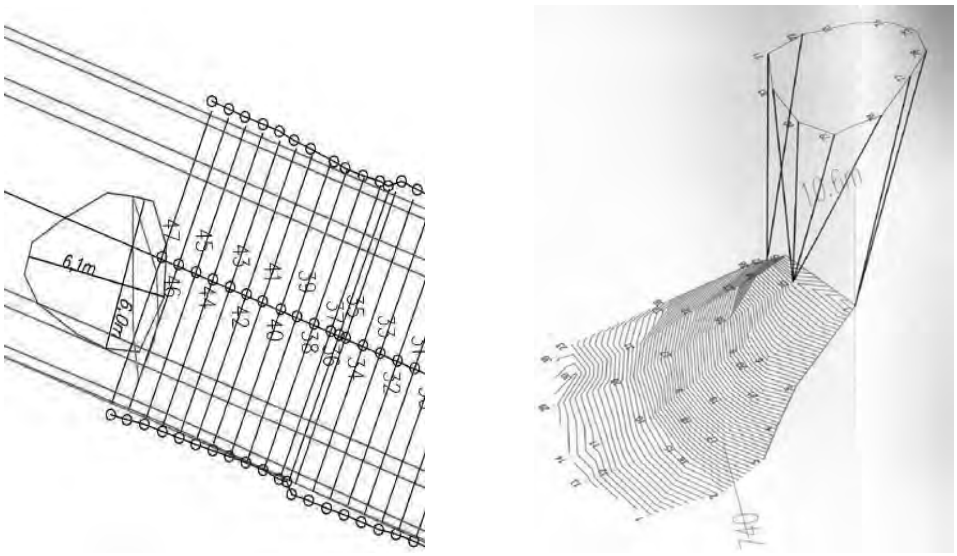
– zbrojenia (siatki stalowej) 2×ϕ6×150×150 mm,
– dźwigarów kratowych w rozstawie 0,8 m w kalocie i sztrosie, 1,6 m w spągu,
– kotew skalnych samowiercących o długości 6,0 m, w rozstawie 1,3×1,0 m,
– kotwienia czoła przodka kotwami z włókna szklanego o długości 8,0 m, w rozstawie 1,3×1,1 m,
– obudowy wyprzedzającej w formie parasola w stropie, który wykonany był z mikropali ϕ89/6,3 mm o długości 15,0 m,
– przypory w kalocie – w formie jądra oporowego.

Drążenie tunelu TD-2.1 rozpoczęto w listopadzie 2020 r.

4. Powstałe obwały i zawały

Obwał definiuje się jako opad skał stropowych do wyrobiska niepowodujący jednak jego niedrożności [1]. Opad skał stropowych to grawitacyjne przemieszczenie się fragmentów i kawałków skał ze stropu wyrobiska. Natomiast „Przez zawał w wyrobisku rozumie się niezamierzone, grawitacyjne przemieszczenie się do wyrobiska mas skalnych lub kopaliny ze stropu albo ociosu w stopniu powodującym niemożność przywrócenia pierwotnej funkcji wyrobiska w czasie krótszym niż 8 godzin." (wg. Rozporządzenia Ministra Energii z dnia 23 listopada 2016 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących prowadzenia ruchu podziemnych zakładów górniczych *v.* § 44 ust. 2., Dz.U. 2017 poz. 1118, [2]).

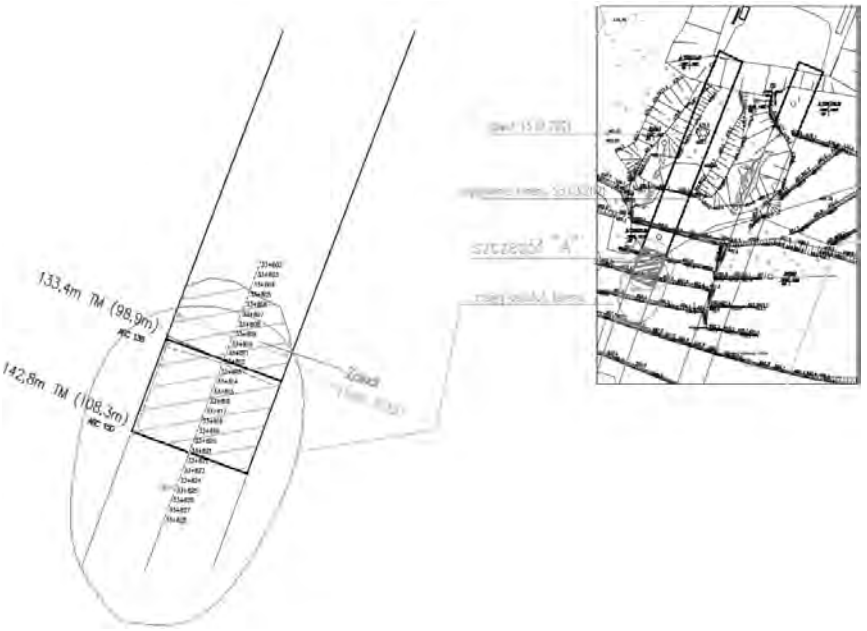
Pierwszy obwał podczas drążenia tuneli TD-2.1 powstał 15.01.2021 (rys. 3). W efekcie powstałego zjawiska przemieszczeniu uległy skały stropowe w zasięgu ok. 6 m.



Rys. 1. Rzut z góry i obrysy zasięgu zjawiska obwału na powierzchni terenu i w obrębie wyrobiska zarejestrowanego w tunelu TD-2.1 w dniu 15.01.2021 [4].

Zawał skał stropowych (rys. 4–6) powstał 25.05.2021 r. i objął dźwigary 138–150 (ok. 98,9–108,3 m długości tunelu czyli 9,4 m zniszczonej obudowy). Miąższość nadkładu w rejonie zawału wynosiła ok. 22,5 m. Na powierzchni terenu powstało zapadlisko o powierzchni 19,5×36,0 m (rys. 4) oraz szczelina/uskok. W przedmiotowym odcinku wystąpiło połączenie niesprzyjających z punktu widzenia stateczności ośrodka czynników, takich jak: uskoki i zaburzenia tektoniczne (w tym lustra tektoniczne), układ niekorzystnie zorientowanych uskoków o powierzchniach gładkich, systemy nieciągłości w masywie

skalnym i niekorzystne oddziaływanie zawodnienia. Na rys. 5. przedstawiono widok na rejon zawału, gdzie można zauważyć czerwony mułowiec i łupek pstry z domieszką pokruszonej obudowy. Można również zauważyć pewne ułożenie materiału, gdzie największe bryły skalne występują w najniższej, frontalnej partii stożka nasypowego, co jest efektem sortowania materiału w zależności od wielkości ziaren i cechą grawitacyjnych ruchów masowych.

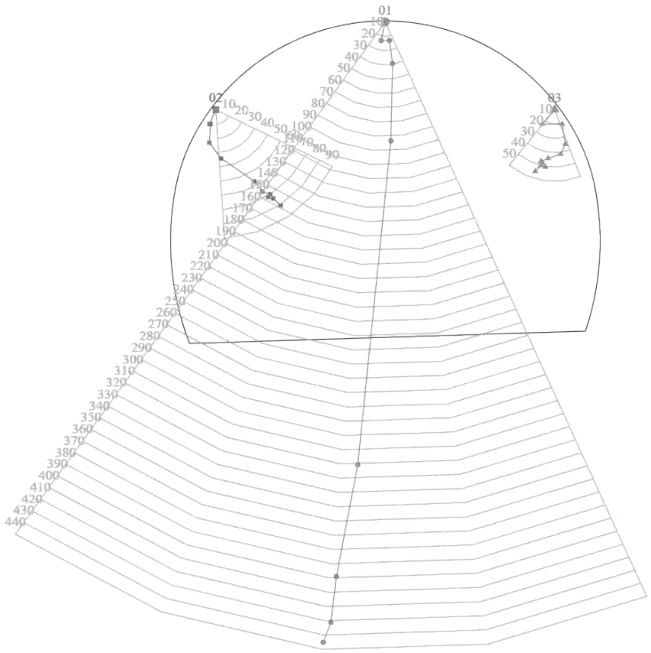


Rys. 4. Rzut i mapa sytuacyjna zawału powstałego w dniu 25.05.2021 [4].

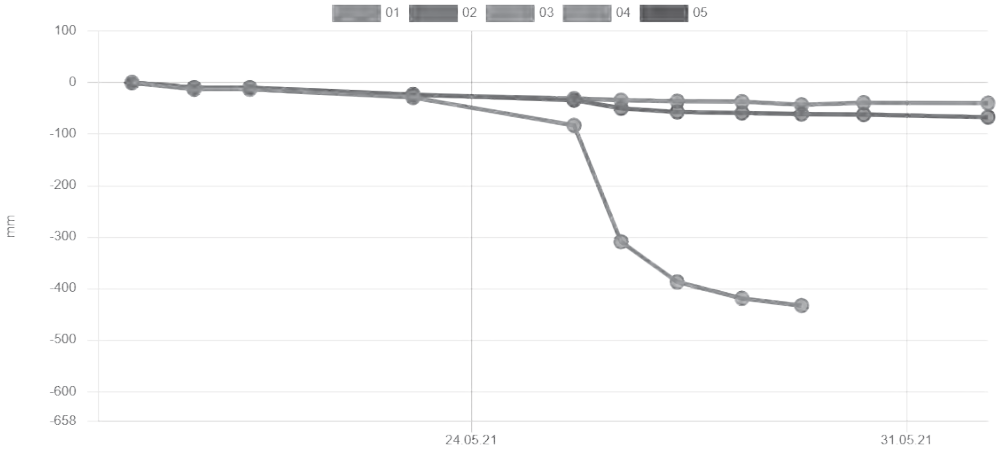


Rys. 5. Zawał w tunelu TD-2.1 – stan na dzień 27.05.2021 r.

Na rys. 6–7 przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń i osiadań. Warto zwrócić uwagę, że w dniu 25.05.2021 osiadania (rys. 7) w stropie wynosiły 83 mm, a w ociosach 31 mm, w dniu kolejnym osiadania w stropie wynosiły już 309 mm, a w ociosach 34 mm.



Rys. 6. Przemieszczenia odnotowane w rejonie zawału w tunelu TD-2.1 w km 33+809,33 [4].



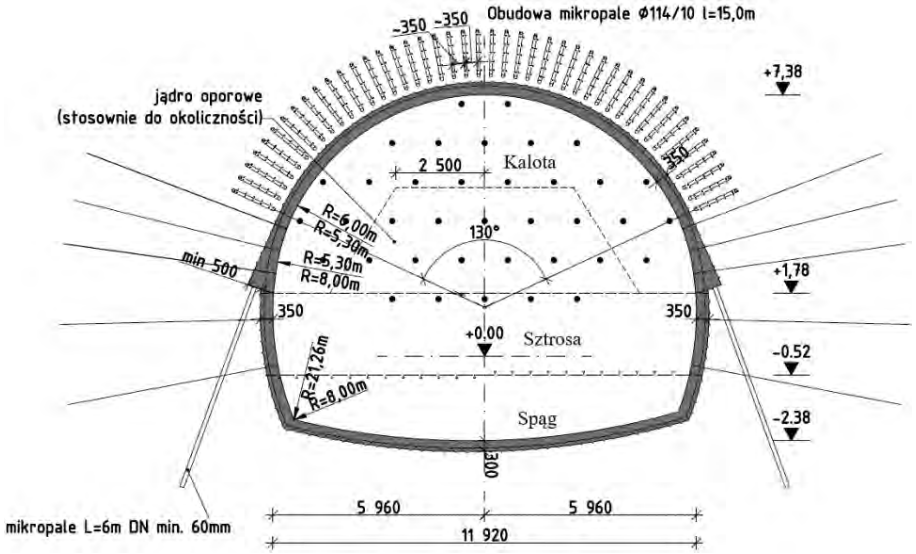
Rys. 7. Osiadania odnotowane w rejonie zawału w tunelu TD-2.1 w km 33+809,33 [4].

5. Skutki powstałego zawału

Powstały zawał skał stropowych spowodował wielomiesięczne zatrzymanie robót górniczych w rejonie awarii. Konieczne było wykonanie uzupełniających badań oraz opracowanie nowych rozwiązań dla przekroczenia strefy naruszonego ośrodka.

Na omawianym odcinku, wg danych z DGI prognozowano zastosowanie obudowy typu 4B. Ze względu na powstałą strefę zawału odcinek ten przekroczono nowym typem obudowy typu 4D (rys. 8) z uwzględnieniem łuków odwrotnie giętych TH-34 i z obudową parasolową w połączeniu z iniekcją (wysoko i niskociśnieniową) czoła przodka oraz iniekcją stabilizującą nadkład wykonaną uprzednio z poziomu terenu. Elementy obudowy typu 4D wymieniono w tablicy 1. Warunki geologiczne rozpoznawano na bieżąco wierceniami wyprzedzającymi wykonywanymi z czoła przodka, zaś dla odsłonięć czoła przodka wykonywano kartowanie geologiczne wraz z badaniami własności ośrodka.

W obudowie typu 4D, przy zastosowaniu kształtowników TH-34 i rozwiązań przedstawionych na rys. 8 wykonano odcinek tunelu o długości 34,02 m, a kolejne 9,96 m wykonano w obudowie typu 3B, w której zamiast dźwigarów kratowych również zastosowano łuki TH-34.



Rys. 8. Obudowa wstępna typu 4D [4].

Tablica 1. Zestawienie podstawowych elementów poszczególnych typów obudowy wstępnej (opracowano na podstawie materiałów Wykonawcy [4])

Typ obudowy	Powierzchnia wykopu [m^3/m]	Objętość betonu natryskowego [m^3/m]	Zbrojenie siatka m^2/m (kg/m)	Dźwigar kratowy/(łuki stalowe) rozstaw w kalocie/rozstaw w sztrosie	Kotwy cierne rozprężne / kotwy do skały			Obudowa wyprzedzająca
					Długość i rozstaw [m]	Ilość w kalocie [szt./m]	Ilość w sztrosie [szt./m]	Typ/długość/ilość mb/m [szt./m]
4B	116,45	27,66	2 ×ϕ6/150/150 136,15 (403,00)	185/30-20/200 0,8m/1,6m	4,0 1,3×0,8/6,0 1,3×0,8	min 6,88	min 3,12	mikropale ϕ89/6,3 l =15,0 m 45,38mb/m [3,03]
4D	116,45	27,66	2 ×ϕ6/150/150 136,15 (403,00)	(TH-34) 0,8m/0,8m 0,8m (spąg)	4,0 1,3×0,8/6,0 1,3×0,8	min 5,9	min 4,2	mikropale ϕ114,3/10 l = 15,0 m 59 mb/m [3,93]

6. Podsumowanie

Drążenie tuneli w warunkach fliszu karpackiego jest niezwykle złożonym zagadnieniem. Wpływa na to duża zmienność ośrodka zarówno w kierunku pionowym, jak i poziomym. Dodatkowo flisz karpacki charakteryzuje się skomplikowanymi warunkami tektonicznymi. Nie można zapomnieć także o znacznym wpływie na uwarunkowania drążenia, szczególnie w rejonach portali, osuwisk i to zarówno nieaktywnych, jak i okresowo aktywnych i aktywnych. Również występujące utwory szczególnie łupki, ze względu na swoją strukturę mają dużą podatność do występowania obwałów i zawałów, czy też niestateczności czoła przodka. Wszystko to sprawia, że szczególnie ważne jest właściwe rozpoznanie warunków geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych przed drążeniem, a także bezpośrednio w trakcie drążenia. Tunele płytkie wymagają szczególnej uważności, zarówno na etapie projektowania, jak i podczas drążenia. Jest to kluczowe dla drążenia wyrobisk metodami NATM czy ADECO-RS, które realizowane są przy zastosowaniu technik górniczych.

Literatura

1. Leksykon górniczy. Praca zbiorowa. Wyd. Śląsk, 1989.
2. Rozporządzenie Ministra Energii z dnia 23 listopada 2016 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących prowadzenia ruchu podziemnych zakładów górniczych (Dz.U. 2017 poz. 1118).
3. Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska na rozpoznanie warunków geologiczno-inżynierskich dla potrzeb ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych drogi ekspresowej S-69 Przybędza – Węgierska Górka – Milówka, na odcinku od km 27+700 do km 36 + 240, Część II. Droga ekspresowa S69 odcinki tunelowe. Inwestor: GDDKiA, Oddział Południowy w Katowicach, Zleceniodawca: MOSTY Katowice 40-555 Katowice, ul. Rolna 12, Wykonawca GEOTECH Zakład Usług Geologicznych i Projektowych Budownictwa i Ochrony Środowiska, 35-317 Rzeszów, ul. Budziwojska 79, październik 2010 r.
4. Materiały Wykonawcy S1 (dawnej S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka: Lider – MIRBUD S.A., Partner: Przedsiębiorstwo Budowy Dróg i Mostów KOBYLARNIA S.A., Prywatna Spółka Akcyjna Zrzeszenie Budowlane INTERBUDMONTAŻ.
5. Bieniawski Z. T., Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley and Sons, 1989.
6. Tajduś A., Cała M., Tajduś K., Geomechanika w budownictwie podziemnym, Wydawnictwo AGH, Kraków, 2012.

Failures in tunnels on the S1 road (former S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka

Key words: tunnel boring, geotechnics, tunnel stability, collapse, caving

Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły

LESZEK CHOMACKI*, LESZEK SŁOWIK, JANUSZ RUSEK, DAMIAN SUCHOŃ
Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji Budowlanych, Geotechniki i Betonu

Streszczenie: Podziemna eksploatacja górnicza może negatywnie oddziaływać na zabudowę powierzchni. Praca dotyczy nowobudowanej szkoły na Górnym Śląsku. W obiekcie po wykonaniu większości prac fundamentowych, na etapie wznoszenia ścian parteru, wystąpiły znaczne przesunięcia segmentów względem siebie. Przemieszczenia te, wynoszące do 240mm w poziomie i do 205mm w pionie, spowodowały uniemożliwienie dotrzymania projektowanych parametrów geometrycznych budynku, czego konsekwencją było wstrzymanie prac budowlanych. Konstrukcja obiektu wymagała jego przeprojektowania, przeprowadzenia częściowej rozbiórki, a następnie ponownej realizacji obiektu.

Słowa kluczowe: eksploatacja górnicza, budownictwo na terenach górniczych, szkody górnicze, deformacje powierzchni, uszkodzenia budynków, dylatacje

1. Wprowadzenie

Prowadzenie podziemnej eksploatacji górniczej, w sąsiedztwie zabudowy powierzchni, może wiązać się z powstawaniem uszkodzeń w istniejących budynkach. Uszkodzenia mogą dotyczyć zabudowy mieszkalnej [1, 2], zabudowy sakralnej [3, 4] oraz innych obiektów, przykładowo użyteczności publicznej [5]. Zjawiskiem rzadziej spotykanym jest ujawnianie się wpływów od eksploatacji górniczej w trakcie prowadzonych prac budowlanych. W przypadku niewielkich realizacji budowlanych, takich jak budowa domów jednorodzinnych, takie efekty mogą być praktycznie niezauważalne. Jednak problem ten może się uwypuklić w przypadku zabudowy wielkopowierzchniowej, a także przy realizacji procesu budowlanego, dla którego front poszczególnych robót został rozciągnięty w czasie.

W pracy przedstawiono przypadek wystąpienia negatywnego wpływu prowadzonej eksploatacji górniczej na budowę wielosegmentowej szkoły. Deformacje terenu górniczego w trakcie prowadzonych robót budowlanych, spowodowały znaczne przesunięcia poziome segmentow wynoszące do 240mm, a także nierównomierne przemieszczenia w pionie, których różnica wynosiła do 205mm. Konsekwencją wstrzymanych prac budowalnych była konieczność przeprojektowania posadowienia obiektu, przeprowadzenia prac rozbiórkowych wybranych fragmentów konstrukcji fundamentów i wznowienia procesu budowy zgodnie z projektem zamiennym. Przytoczone w opracowaniu okoliczności powinny stanowić przestrogę dla wykonawców i projektantów przed bagatelizowaniem możliwości ujawniania się wpływów górniczych w trakcie prowadzenia prac budowlanych. Dotyczy to szczególnie obiektów o znacznych wymiarach rzutu poziomego.

*Autor do korespondencji: *l.chomacki@itb.pl*

2. Charakterystyka konstrukcji

Zaprojektowaną zabudowę stanowi dwukondygnacyjna, prostopadłościenna bryła na rzucie zbliżonym do prostokąta o wymiarach maksymalnych wynoszących ok. 94,0×12,0 m. Od strony wschodniej, w głębi działki, zabudowa jest jednokondygnacyjna, gdzie niezależne sale lekcyjne są w formie segmentów o bryle prostopadłościanów połączonych komunikacją za pośrednictwem łączników (rys. 1). Pomiędzy salami lekcyjnymi przewidziano strefy zieleni (atria). Ponadto zaprojektowano przewiązkę o rzucie w kształcie litery „L" łączącą projektowany budynek szkoły z istniejącą salą gimnastyczną [6]. Maksymalne wymiaru rzutu poziomego obiektu wyniosły 99,9×73,0 m. Poniżej zostały opisane projektowane rozwiązania konstrukcyjne z podziałem na poszczególne segmenty obiektu.



Rys. 1. Wizualizacja dla nowego budynku Szkoły Podstawowej nr 17 przy ul. Szkolnej w Rudzie Śląskiej – Bielszowice (widok kompleksu od strony wschodniej) – [7].

Część frontowa, dwukondygnacyjna:

Pod aulą i częścią dwukondygnacyjną zaprojektowano i częściowo wykonano fundamenty w postaci monolitycznych ław fundamentowych żelbetowych, które połączone są ze sobą ściągami żelbetowymi tworząc ruszt. Przyjęte rozwiązanie uwzględniało wpływy deformacyjne od projektowanej eksploatacji górniczej. Ściany fundamentowe pod częścią dwukondygnacyjną zaprojektowano jako monolityczne żelbetowe.

Ściany murowane w części nadziemnej zaprojektowano z bloczków betonu komórkowego. Schody, stropy i stropodachy zaprojektowano jako konstrukcje żelbetowe z betonu klasy C25/30 zbrojone stalą klasy A-IIIN. Stropy i stropodachy zaprojektowano jako zbrojone dołem i górą z uwagi na projektowane wpływy górnicze. Z uwagi na wielkość segmentów przyjęto zasadę, że wszystkie stropy i stropodachy wykonywane będą w jednym etapie dla każdego segmentu.

W celu powiązania ze sobą elementów konstrukcji budynków zaprojektowano trzpienie i monolitycznie wieńce połączone z płytami schodów i stropodachów. Stropodach nad aulą z uwagi na jego rozpiętość, zaprojektowano z kanałowych płyt sprężonych.

Część jednokondygnacyjna:

Posadowienie części jednokondygnacyjnej zaprojektowane zostało jako płytowe żelbetowe monolityczne (osobna płyta pod każdy segment).

Ściany fundamentowe zaprojektowane zostały jako monolityczne żelbetowe. Ściany murowane w części nadziemnej, podobnie jak w segmentach dwukondygnacyjnych, zaprojektowano z bloczków z betonu komórkowego.

Konstrukcję stropodachów nad salami lekcyjnymi zaprojektowano z warstwowych płyt dachowych, opartych na belkach z drewna klejonego, a pokrycie z blachy tytanowo – cynkowej.

W celu powiązania ze sobą elementów konstrukcji budynków zaprojektowano monolityczne trzpienie i wieńce żelbetowe.

Z uwagi na projektowaną eksploatację górniczą cały obiekt podzielono na segmenty za pomocą dylatacji.

3. Warunki geotechniczne i górnicze

3.1. Warunki geotechniczne

Budowę geologiczną i warunki gruntowe w miejscu lokalizacji projektowanej zabudowy opisane zostały szczegółowo w opinii geotechnicznej [6].

Podłoże gruntowe w miejscu projektowanej inwestycji, rozpoznane zostało za pośrednictywem 15 otworów badawczych o głębokości 5,0–8,0 m.

Zgodnie z wynikami przeprowadzonych badań, powierzchnię dokumentowanego terenu przykrywa warstwa nasypów oraz gleba/humus (warstwa I). Poniżej głębokości 0,2–2,4 m ppt podłoże budują grunty rodzime, zakwalifikowane do grupy II. Występujące w tej grupie utwory spoiste, półzwarte (warstwa IIa), twardoplastyczne (warstwy IIb, IIc) i niespoiste, zagęszczone (warstwy IIe, IIf, IIg) charakteryzują się dobrymi parametrami nośności i ściśliwości. Utwory w stanie plastycznym (warstwa IId) są gruntami słabonośnymi.

W podłożu gruntowym stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle swobodnym napiętym, stabilizującym się na głębokości 1,5–3,3 m ppt. W przywołanej dokumentacji geotechnicznej, zawarte zostało stwierdzenie, że biorąc pod uwagę pełną łączność hydrauliczną między wodami gruntowymi, a wodami powierzchniowymi, należy uwzględnić amplitudę wahań ich wysokości około metra.

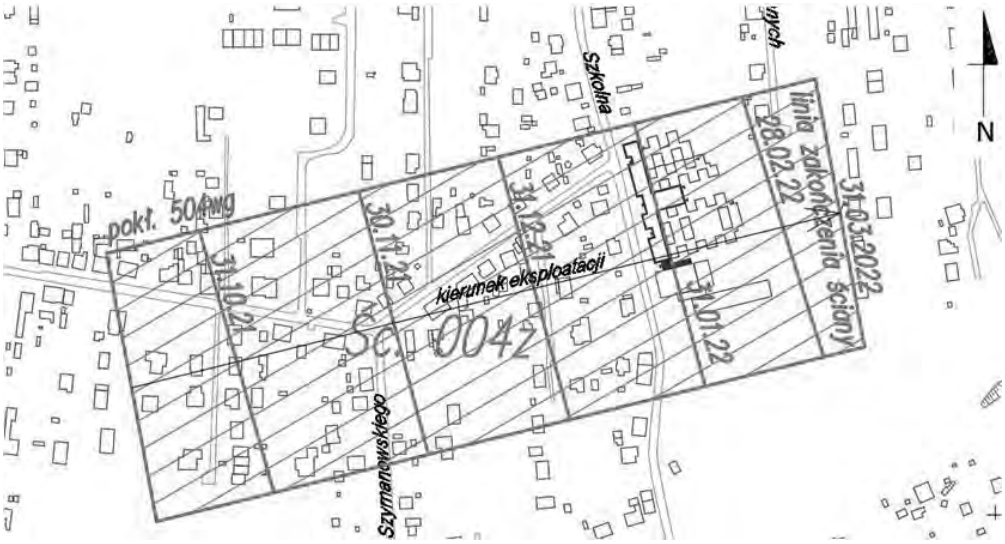
3.2. Warunki górnicze

Rejon lokalizacji inwestycji poddawany był wielokrotnie wpływom deformacyjnym od prowadzonej podziemnej eksploatacji górniczej węgla kamiennego. Przebieg dwóch ostatnich eksploatacji górniczych prowadzonych w rejonie przedmiotowego budynku i mających największy wpływ na wznoszone obiekty scharakteryzowany został w tablicy 1.

Tablica 1. Zestawienie dwóch eksploatacji górniczych, prowadzonych w latach 2019–2022 w rejonie prowadzonej inwestycji i końcowe wskaźniki terenu górniczego [7]

Pokład - Ściana	**Grubość [m]**	**Głębokość eksploatacji [m]**	**Okres eksploatacji**	**Położenie względem obiektu**	**Obniżenia terenu w [m]**	**Nachylenie terenu T [mm/m]**	**Odkształcenie poziome terenu ε [mm/m]**	**Promień krzywizny terenu R [km]**
504WG – 004z	3,00	853	2021–2022	bezpośrednio pod	0,83	2,4	-3,6	38,1
510WD – 506a	3,50	905	2019–2021	bezpośrednio pod	0,62	3,2	-2,4	47,9

Poniżej na rys. 2 przedstawiono przebieg prac górniczych w parceli 004z w pokładzie 504wg.



Rys. 2. Przebieg eksploatacji górniczej w parceli wydobywczej z oznaczeniem terenu inwestycji (kolor niebieski) [7].

W zakresie wyróżnionej powyżej eksploatacji górniczej prowadzone były roboty górnicze, które na przedmiotowym obszarze spowodowały wystąpienie deformacji ciągłych terenu o wskaźnikach maksymalnie III kategorii górniczej.

Zgodnie z materiałami udostępnionymi przez Zakład Górniczy, projektowana eksploatacja górnicza w rejonie inwestycji może generować następujące wpływy [7]:
– deformacje ciągłe – maksymalnie III kategoria deformacji terenu górniczego,
– oddziaływania parasejsmiczne w postaci wstrząsów górotworu, o przyspieszeniach drgań podłoża wynoszących $PGA_{Hmax} \leq 350$ mm/s^2,
– zmianę stosunków wodnych, tj. pozorne podniesienie zwierciadła wód gruntowych.

4. Wpływ eksploatacji górniczej na budowane obiekty

W trakcie wznoszenia konstrukcji na terenie inwestycji ujawniały się wpływy, które na przedmiotowym terenie spowodowały wystąpienie deformacji ciągłych o wskaźnikach maksymalnie III kategorii terenu górniczego. Wyniki pomiarów obniżeń segmentów względem siebie zostały przedstawione na rys. 3.

W celu oceny zachowania się podłoża w rejonie lokalizacji szkoły, wykonawca oraz dział mierniczo-geologiczny kopalni, prowadziły pomiary geodezyjne na oznaczonych punktach [8]. Rozmieszczenie punktów pomiarowych, zostało przedstawione na rys. 4.

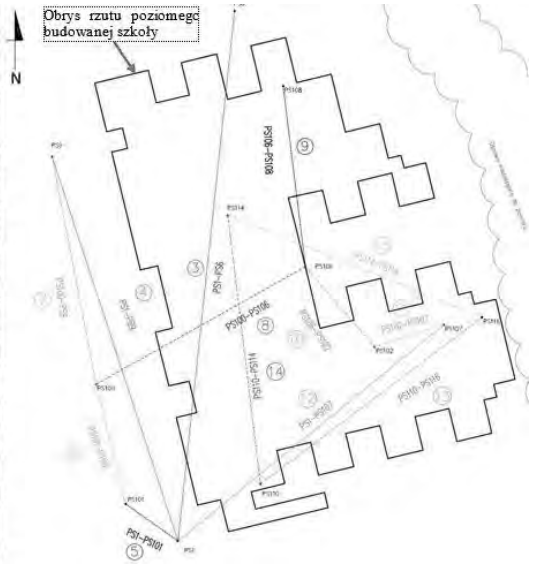
Wyniki pomiarów w formie zmiany długości odcinków nr 3–15 (rys. 4) w czasie, zostały przedstawione w tablicy 2.

Tablica 2. Przemieszczenia poziome w czasie odcinków pomiarowych nr 3–15, oznaczonych na rys. 4 [8].

Pomiar w dniu	Przemieszczenia poziome [mm] odcinka nr												
	3	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
2022-01-24	-128	-130	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2022-02-24	-191	-196	-5	-60	-13	-18	0	-22	-3	-31	-11	-16	-6
2022-03-21	-227	-229	-11	-80	-21	-29	-2	-37	-4	-51	-31	-39	-14
2022-04-21	-237	-239	-19	-86	-22	-31	-9	-43	-8	-60	-40	-48	-22



Rys. 3. Wyniki pomiarów niwelacji wybranych punktów na wzniesionych segmentach. Pomiar przeprowadzono w dniu 21.04.2022r. [8].



Rys. 4. Usytuowanie geodezyjnych punktów pomiarowych [8].

Wpływ ciągłych deformacji terenu uwidocznił się między innymi w przesunięciach wyznaczonych osi wznoszonego obiektu (rys. 5, 6).



Rys. 5. Przesuniecie osi konstrukcyjnych w budynku widoczne na ławie fundamentowej segmentu dwukondygnacyjnego (kolor pomarańczowy – oś pierwotna, kolor różowy – oś przesunięta).



Rys. 6. Próba dopasowania ścian nadziemia do nowych osi konstrukcyjnych w segmencie jednokondygnacyjnym.

Następstwem przesunięcia osi konstrukcyjnych w budynku było zsunięcie dylatacji w poziomie odsadzki fundamentów (rys. 7).



Rys. 7. Zmniejszenie przerwy dylatacyjnej z projektowanych 100 do około 65 mm.

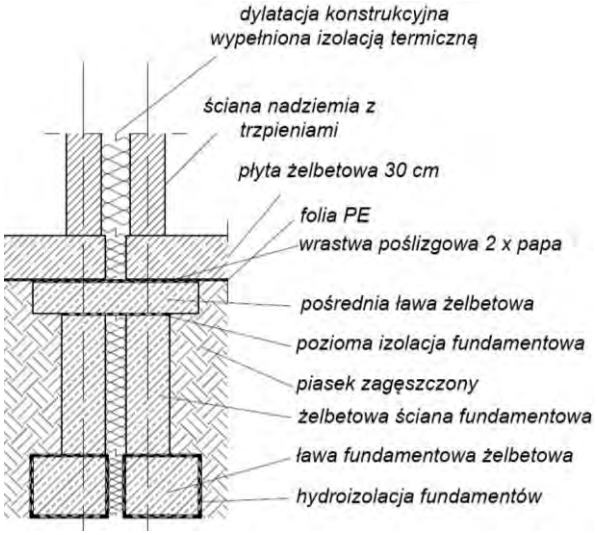
Dotyczasowe wpływy ciągłych deformacji terenu od prowadzonej eksploatacji górniczej (tablica 1) spowodowały znaczący wpływ na konstrukcję obiektu szczególnie w zakresie przesunięć pomiędzy segmentami. Ujawnienie na powierzchni terenu deformacji ciągłych od prowadzonej eksploatacji górniczej spowodowało zsunięcie segmentów budowanej szkoły (por. rys. 7). W konsekwencji opisanego powyżej procesu, realizowane w tym okresie fundamentowanie poszczególnych segmentów szkoły nie spełniało warunków przyjętych w projekcie konstrukcyjnym. Dotyczy to szerokości przerw dylatacyjnych projektowanych na wpływy deformacyjne o wskaźnikach III kategorii terenu górniczego.

5. Koncepcja posadowenia segmentów szkoły i jej realizacja

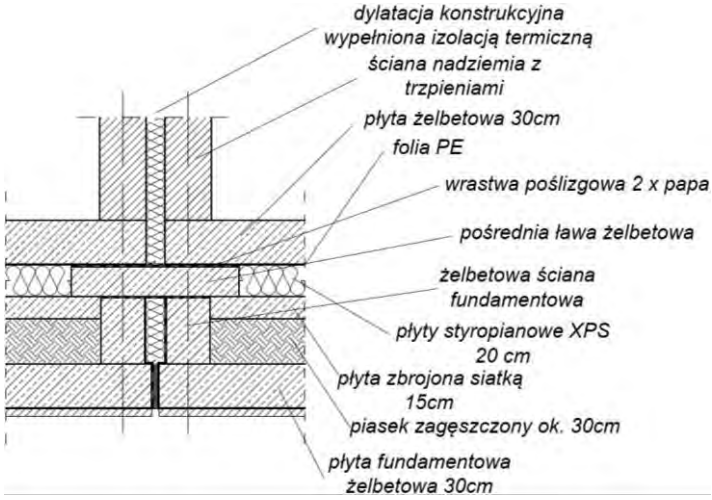
Posadowienie obiektu zaprojektowane zostało za pomocą ław fundamentowych żelbetowych usztywnionych w płaszczyźnie poziomej za pomocą ściągów przekątniowych w segmentach dwukondygnacyjnych oraz za pomocą płyty fundamentowej w segmentach

jednokondygnacyjnych. Zgodnie z instrukcją ITB 364/2007 [9] w celu przejmowania dużych sił wywołanych poziomymi deformacjami podłoża można stosować żelbetową przeponę, której konstrukcja zapewnia jednocześnie geometryczną niezmienność rzutu poziomego budynku i może spełniać rolę posadzki piwnicznej (posadzki parteru). Zważywszy na aktualny stan robót budowlanych (p. 4) oraz prognozowane wpływy górnicze (p. 3.2) zalecono wykonanie w obiekcie płyty żelbetowej o grubości 30 cm zbrojonej krzyżowo i spełniającej funkcję przepony. Płytę zalecono wykonać na jednym poziomie dla wszystkich segmentów pomiędzy istniejącymi fundamentami i ścianami fundamentowymi, a ścianami najniższej kondygnacji. Rozwiązanie to zalecono zastosować dla całego kompleksu.

Poniżej na rys. 8 i 9 przedstawione zostały wybrane warianty posadowienia segmentów.



Rys. 8. Koncepcja wykonania dodatkowej płyty fundamentowej, pośredniej ławy żelbetowej oraz warstwy poślizgowej w segmentach dwukondygnacyjnych.



Rys. 9. Koncepcja wykonania dodatkowej płyty fundamentowej, pośredniej ławy żelbetowej oraz warstwy poślizgowej w segmentach jednokondygnacyjnych.

Po wyborze wariantu realizacji płyty żelbetowej należało uwzględnić także różnice poziomów zinwentaryzowanych na budowie. Zgodnie z przedstawionymi pomiarami wysokościowymi [8] (rys. 3) różnica wysokości pomiędzy najniższym, a najwyższym punktem pomiarowym, wykonanym na ścianie fundamentowej, wyniosła (0,122+0,083) 0,205 m. Wyrównanie poziomu posadowienia dla wszystkich segmentów obiektu zdeterminowało cięcie wykonanych już ściany fundamentowych. Zarekomendowano aby punktem od którego należy rozpocząć podcinanie był punkt o najniższej rzędnej terenowej (rys. 3). Ścianę fundamentową w tym punkcie należało podciąć o 30 cm i przyjąć ten poziom we wszystkich segmentach. W części kompleksu, w której prace budowlane nie zostały jeszcze rozpoczęte należało wykonać ściany fundamentowe do takiej samej wysokości.

Analogicznie do wariantów posadowienia zasugerowano, aby pomiędzy płytami żelbetowymi w odpowiednich miejscach wykonano dylatacje konstrukcyjne o szerokościach zgodnych z projektem pierwotnym [6] (rys. 8). Przyjęte rozwiązanie powinno pozwolić na bezpieczne przeniesienie prognozowanych wpływów górniczych (p. 3.2).

Zaproponowana w [7] koncepcja została zrealizowana, a widok na kompleks przed pracami rozbiórkowymi (04.2022r.), po ich przeprowadzniu (07.2022r.) i obecny stan (12.2023r.) zostały przedstawione na rys. 10–12.



Rys. 10. Widok na teren budowy szkoły po wstrzymaniu prac budowlanych, stan na 04.2022r. [7].



Rys. 11. Widok na teren budowy szkoły po przeprowadzeniu prac rozbiórkowych, stan na 07.2022 r.



Rys. 12. Widok na teren budowy szkoły po zrealizowaniu zaproponowanej koncepcji naprawy, stan na 11.2023 r.

6. Wnioski

W powyższym opracowaniu opisano nietypowy przypadek ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej w trakcie prowadzonych prac budowlanych. Deformacje powierzchni terenu spowodowały wstrzymanie prac budowlanych i wymusiły przygotowanie projektu zamiennego, w którym uwzględniono zmienione usytuowanie poszczególnych segmentów. Przedstawiono koncepcję posadowienia segmentów, której realizacja pozwoliła na budowę szkoły zgodnie z założeniami funkcjonalnymi przyjętymi w fazie projektowej przed wystąpieniem szkód. Ponadto realizacja zaproponowanej koncepcji powinna umożliwić bezpieczne przeniesienie wpływów deformacyjnych od projektowanej eksploatacji górniczej III kategorii terenu górniczego.

Realizacja zamierzeń inwestycyjnych zabudowy wielkopowierzchniowej w warunkach ujawniania się na powierzchni deformacji górniczych stanowi duże zagrożenie dla realizacji tej inwestycji. Rozpoczęcie budowy powinno być poprzedzone ustaleniami z Zakładem Górniczym. Powinny one zawierać informację dotyczące frontu robót górniczych i jego potencjalnego wpływu na kolejne etapy procesu budowlanego. Ostatecznie przygotowany powinien zostać program oceny ryzyka dla realizacji inwestycji, którego wykładnia powinna ograniczyć negatywne skutki wpływów górniczych na budowane segmenty. W skrajnych przypadkach należałoby przenieść termin rozpoczęcia robót budowlanych do okresu, kiedy na powierzchni terenu wystąpią wpływy główne od prowadzonej eksploatacji górniczej.

Literatura

1. Kawulok M., Chomacki L., Parkasiewicz B., Słowik L.: Wyburzenie 25 budynków mieszkalnych spowodowane intensywnymi wpływami eksploatacji górniczej, Materiały XXVI Konferencji „Awarie budowlane", Szczecin-Międzyzdroje 2013
2. Słowik L., Gruchlik P., Chomacki L.: Destrukcyjny wpływ odkształceń poziomych powodujących zagęszczenie podłoża na ściany budynków zagłębione w gruncie. Przegląd Górniczy, nr 12/2017.
3. Kawulok M.: Szkody górnicze w budownictwie, Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 2015.
4. Kawulok M., Drobiec Ł., Słowik L., Chomacki L., Rutkowski T.: Cracking of the Vault in a Church Building and Activities Undertaken in the View of the Further Mining Exploitation. ICSF 2019, MATEC Web of Conferences 284, 05006.

5. Słowik L., Chomacki L., Rusek J.: Zabezpieczenia i naprawy uszkodzeń konstrukcji żelbetowych wywołanych wpływami eksploatacji górniczej, Materiały XXXVII Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła 2023.
6. Dokumentacja techniczna pt.: Nowy budynek Szkoły Podstawowej (…) wraz z zagospodarowaniem terenu – projekt wykonawczy. Grudzień 2019r. (praca niepublikowana)
7. Opinia naukowo-techniczna dotycząca koncepcji posadowienia segmentów Szkoły Podstawowej (…) wraz z nadzorem naukowym prowadzonym w fazie projektowania i realizacji elementów konstrukcji budynków, w związku z przeprowadzoną i projektowaną eksploatacją górniczą. Instytut Techniki Budowlanej, maj 2022r. (praca niepublikowana)
8. Niwelacja geodezyjna punktów obserwacyjnych zlokalizowanych na placu budowy Nowej Szkoły Podstawowej (…). Kwiecień 2022r. (praca niepublikowana)
9. Instrukcja ITB nr 364/2007. Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. ITB, Warszawa 2007.

Negative impact of mining operations on constructed school segments

Key words: mining operations, construction in mining areas, mining damage, surface deformations, building damage, dilatations

Wpływ warunków gruntowo-wodnych na zagrożenia awariami obiektów budowlanych – studium przypadku

BARBARA FRANCKE[1*], EUGENIUSZ KODA[1], MACIEJ ŻOŁNIERCZUK[2]
[1] Instytut Inżynierii Lądowej – SGGW w Warszawie
[2] Muzeum Pałacu Króla Jana III w Warszawie

Streszczenie: W pracy przeanalizowano wpływ wody gruntowej i wilgoci na trwałość budynków i innych budowli, ze szczególnym uwzględnieniem czynników przyczyniających się do powstania awarii konstrukcji. W odniesieniu do przykładowego budynku, zlokalizowanego na terenie miasteczka Wilanów w Warszawie, przedstawiono opis nieskutecznych rozwiązań zabezpieczeń wodochronnych części podziemnych, niedostosowanych do warunków gruntowo-wodnych występujących w rejonie posadowienia obiektu, oraz ich wpływ na trwałość jego konstrukcji. Przedstawiono typowe nieprawidłowości, często stwierdzane w obrębie zabezpieczeń wodochronnych części podziemnych budynków, z propozycją rozwiązania problemu, tzn. podając sposoby wykonania prac naprawczych. W odniesieniu do innych budowli, przeanalizowano wpływ zmian warunków hydrologicznych i środowiskowych na możliwość powstania awarii konstrukcji budowli hydrotechnicznej, na przykładzie wybranego obiektu, tzn. kaskady wodnej, zlokalizowanej obok parku przy Muzeum Króla Jana III w Wilanowie. Elementem wspólnym dla obu omawianych obiektów jest miejsce ich posadowienia na terenie zlewni Potoku Służewieckiego w Warszawie.

Słowa kluczowe: trwałość obiektów budowlanych, warunki gruntowo-wodne w rejonie posadowienia obiektów, zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynków, budowle hydrotechniczne

1. Wprowadzenie

Wody gruntowe i powierzchniowe w istotny sposób wpływają na trwałość konstrukcji budynków i budowli, pozostających z nimi w bezpośrednim kontakcie. Budynki są mniej podatne na wahania poziomu ww. wód, gdy posiadają właściwe zabezpieczenia wodochronne. Z kolei budowle, typu mosty i kaskady wodne są bezpośrednio narażone na uszkodzenia w efekcie zmian intensywności przepływu i stanu wód w ciekach powierzchniowych oraz wpływu zmian temperatury/mrozu. W pracy przeanalizowano wpływ wody i wilgoci na trwałość wybranych budynków i budowli. Elementem spajającym te rozważania jest obszar, w którym posadowione są omawiane obiekty, tzn. rejon miasteczka Wilanów i teren wokół Pałacu Wilanowskiego, wzdłuż których przepływa największy warszawski powierzchniowy ciek wodny, tzn. Potok Służewiecki.

Gęsta zabudowa dużych aglomeracji miejskich znacznie ogranicza możliwość wyboru atrakcyjnych, obszarów wolnych pod zabudowę mieszkaniową. Tereny, w obrębie których warunki gruntowo-wodne są korzystne, są już zazwyczaj zabudowane, a pozostające wolne

*Autor do korespondencji: *francke@sggw.edu.pl*

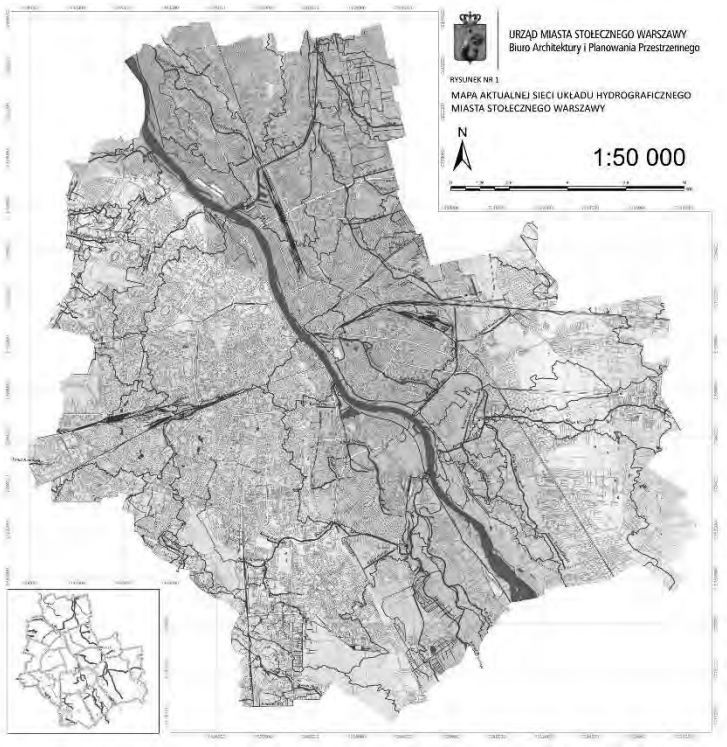
przestrzenie przewidziane są często w planach zagospodarowania przestrzennego jako obszary / korytarze wymiany i regeneracji powietrza. Często – są to rejony z wysokim poziomem wód gruntowych, przy jednocześnie zalegających gruntach słabonośnych, co znacznie podnosi koszty budowy i późniejszej eksploatacji. Do takich obszarów w Warszawie można zaliczyć między innymi rejon starorzecza Wisły, zlokalizowany pomiędzy ulicami: Al. Wilanowską, Przyczółkową i Południową Obwodnicą Warszawy (Trasa S2). W roku 2002 w ww. rejonie rozpoczęto budowę dużego kompleksu mieszkaniowo-usługowego, czyli tzw. miasteczka Wilanów, realizowaną do dnia dzisiejszego. Osiedle to wznoszone jest w rejonie starorzecza Wisły, obok dużego kompleksu zabytkowego, a mianowicie Pałacu w Wilanowie. Od strony Alei Wilanowskiej teren ten ogranicza największy powierzchniowy ciek wodny Warszawy, czyli Potok Służewiecki. Wspomniana inwestycja w sposób istotny zakłóciła przepływ wód w sąsiadującym z nią Potoku Służewieckim, ponieważ podczas budowy do cieku odprowadzano również wody z wykopów budowlanych, nie zawsze prawidłowo oczyszczone. Doprowadziło to do osadzania się namułów na dnie Potoku, które wywarły istotny wpływ na warunki funkcjonowania budowli posadowionych w jego korycie.

W pierwszej części pracy, w odniesieniu do ww. lokalizacji, autorzy przeanalizowali zależność pomiędzy warunkami gruntowo-wodnymi występującymi w miejscu posadowienia obiektu, a trwałością zastosowanych rozwiązań zabezpieczeń wodochronnych części podziemnych budynku, jako istotnego elementu wpływającego na ewentualne zapoczątkowanie procesu sukcesywnej degradacji konstrukcji. W drugiej części pracy przeanalizowano wpływ omawianej inwestycji na zmianę poziomów wody w sąsiadującym z nią Potoku Służewieckim, skutkującym zagrożeniem awarią budowli hydrotechnicznej/ kaskady, znajdującej się w jego dolnym biegu.

2. Analiza warunków gruntowo-wodnych występujących na terenie miasteczka Wilanów i rejonu Pałacu Wilanowskiego

Teren miasteczka Wilanów oraz sąsiednich zabudowań Pałacu Wilanowskiego znajduje się na lewobrzeżnym tarasie zalewowym i nadzalewowym rzeki Wisły, wykształconej wśród iłów plioceńskich i wypełnionej czwartorzędowymi osadami plejstoceńskimi i holoceńskimi [1]. Jest chroniony wałem przeciwpowodziowym Zawadowskim, zlokalizowanym w bezpośrednim sąsiedztwie koryta Wisły, odległego ok. 2 km od analizowanych obiektów. Przepływowe starorzecza Wisły w Wilanowie stanowią ciąg wodny, tuż pod skarpą tarasu nadzalewowego, o długości około 12 km, rozpoczynający się od jeziorek Bielawskich w gminie Konstancin, przez Jeziorko Lisowskie, Jeziorko pod Morgami, Jeziorko Powsinkowskie, do Jeziorka Wilanowskiego i Czerniakowskiego. Powierzchnia terenu jest stosunkowo płaska i nachylona lekko w kierunku północno-wschodnim w kierunku koryta Wisły, z licznymi zagłębieniami bezodpływowymi, często podmokłymi, z siecią kanałów melioracyjnych w sposób naturalny odprowadzających wody na wschód do Jeziorka Wilanowskiego i Jeziorka Powsińskiego, co pokazano na rys. 1 i 2. Strop iłów plioceńskich zalega na głębokości od ok. 10 do 20 m p.p.t., co odpowiada rzędnym od 0 do -10 m poniżej poziomu „0" Wisły. Utwory plejstoceńskie i holoceńskie reprezentowane są przez serię piaszczystą – pochodzenia rzecznego (osady aluwialne), wykształconą w postaci piasków drobnych, średnich i grubych. Lokalnie wśród piasków występują wkładki żwirowe. Na serii piaszczystej, lokalnie występuje seria zastoiskowa starorzeczy, reprezentowana przez osady pylasto-gliniaste oraz sporadycznie namuły organiczne i torfy, do głębokości 1,5 m, a lokalnie do 2,5 m p.p.t. W serii piaszczystej, od głębokości 2,5 do 3,7 m, stwierdzono gliny piaszczyste z domieszką żwiru i otoczaków, zaliczane do plejstoceńskich osadów lodowcowych – glin zwałowych.

W piaszczystych osadach rzecznych stwierdzono występowanie wód gruntowych pierwszego poziomu. Swobodne zwierciadło wód gruntowych w centralnej części osiedla występuje na głębokości od 0,3 do 2,4 m, co odpowiada rzędnym 7,7–9,3 m, w części północnej na głębokości 2,2–3,4 m, a w rejonie ulicy Przyczółkowej na głębokości 2,0–3,3 m p.p.t. Najwyższy stwierdzony poziom wód gruntowych w rejonie ul. Klimczaka występował na głębokości od 0 do 0,75 m p.p.t.. Średni współczynnik filtracji dla pierwszej warstwy wodonośnej waha się w zakresie 4,06–37,85 m/dobę, przy czym dla większości udokumentowanych wyników badań wartości te przekraczają 15 m/dobę [1]. Poziom o zwierciadle swobodnym podlega wahaniom w zależności od warunków atmosferycznych, pory roku oraz stanów wód w ciekach powierzchniowych, czyli m.in. w Potoku Służewieckim. Potok stanowi oś naturalnego drenażu prawie na całej dzielnicy Ochota, połowie powierzchni dzielnicy Włochy wraz z lotniskiem, oraz około jednej trzeciej powierzchni Mokotowa i trzy czwarte powierzchni Ursynowa (rys. 2).

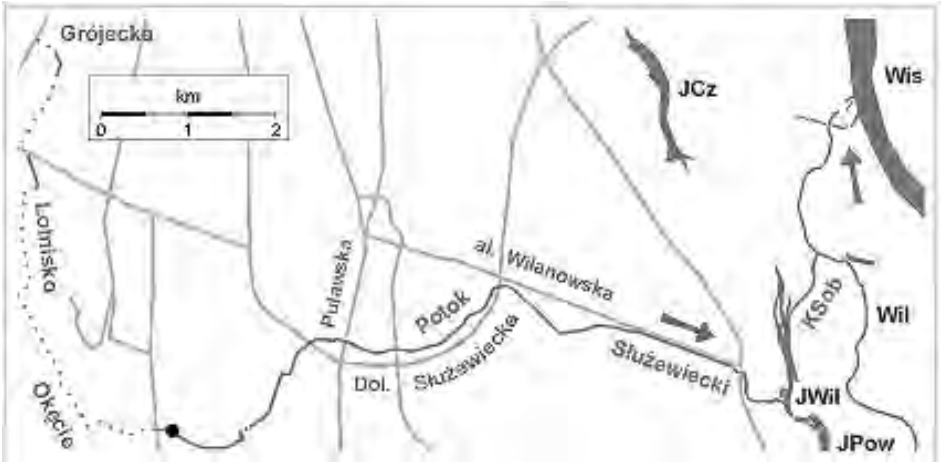


Rys. 1. Mapa aktualnej sieci układu hydrograficznego miasta stołecznego Warszawy [2].

Tereny te odznaczają się znacznym naturalnym uszczelnieniem powierzchni (utwory pylaste, madowe), przyczyniając się do przepełnienia i gwałtownych wezbrań Potoku w trakcie opadów [1]. Istotnym błędem skutkującym ryzykiem powodziowym dla terenów leżących na lewym, niższym brzegu Potoku Służewieckiego, podczas takich wezbrań i intensywnych opadów deszczu, było m.in. odcięcie i częściowa zabudowa naturalnego polderu zalewowego Potoku w okolicach Al. Rzeczypospolitej. Zmniejszyło to retencję jego koryta prowadząc do podniesienia się poziomu zwierciadła wody na tym odcinku.

Reasumując, na omawianym obszarze w podłożu dominują piaski średnie i grube, w stanie średnio zagęszczonym, z miejscowymi przewarstwieniami pylasto-gliniastymi oraz

sporadycznie namułami i torfami wieku holoceńskiego. Biorąc pod uwagę liczne naturalne gruntowe, jak też naziemne cieki wodne, oraz miejscowo wysoki poziom wód gruntowych, zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynków posadowionych w ww. obszarze są jednym z istotnych elementów chroniących je przed degradacją i potencjalnym zagrożeniem awarią.



Rys.2. Przebieg Potoku Służewieckiego [3].

3. Przyczyny i skutki uszkodzeń części podziemnych budynku w miasteczku Wilanów wraz z propozycją napraw stwierdzonych usterek

W pracy przeanalizowano wpływ wody i wilgoci zgromadzonej w gruncie oraz w okolicznych ciekach naziemnych, na uszkodzenia części podziemnych nowych wielorodzinnych budynków mieszkalnych, ze szczególnym uwzględnieniem błędów popełnianych w zakresie zabezpieczeń wodochronnych. Należy pamiętać, że większość procesów niszczących konstrukcje budowlane zachodzi w obecności wody i wilgoci, szczególnie gdy są one dodatkowo narażone na zmienne cykle temperaturowe, charakteryzujące się przejściami przez temp. 0°C. W strefie klimatycznej, w jakiej zlokalizowana jest Polska, ww. cykle notowane są w trzech sezonach roku, tzn. wiosną, jesienią i zimą. Wspomniane oddziaływania grożą więc uszkodzeniem fragmentów konstrukcji części podziemnych budynków, znajdujących się w strefie przemarzania gruntu. Nieszczelności w częściach podziemnych konstrukcji budynków skutkują zawilgoceniem ścian i stropów, przyczyniając się zarówno do obniżenia ich trwałości oraz dodatkowo do utraty walorów funkcjonalno-estetycznych pomieszczeń zlokalizowanych w kondygnacjach podziemnych budynków.

Analizę przeprowadzono na przykładzie budynku zlokalizowanego w miasteczku Wilanów, czyli na rejonie o skomplikowanych warunkach gruntowych, ze względu na wysoki poziom wód gruntowych oraz bezpośrednie sąsiedztwo Potoku Służewieckiego. Oprócz analizy rozwiązań hydroizolacyjnych, zastosowanych w obrębie ścian i posadzek ww. obiektu, za problem wymagający dodatkowej oceny uznano odprowadzenie wody z posadzek garażu podziemnego, nanoszonej na kołach pojazdów i pochodzącej z topniejącego śniegu, wwożonego na dachach samochodów oraz zabezpieczenie wjazdu do garażu przed zalewaniem wodami opadowymi.

Omawiany obiekt jest wielorodzinnym budynkiem mieszkalnym o 4 kondygnacjach nadziemnych i jednej podziemnej, wykorzystywanej na garaż z wielostanowiskowymi

miejscami postojowymi dla samochodów osobowych, do którego prowadzi dwukierunkowa rampa. Budynek w rzucie ma kształt prostokąta, z wewnętrznym patio zagospodarowanym na potrzeby rekreacji mieszkańców (teren zielony i ciąg pieszy). Wejścia do budynku wykonano w podcieniach od strony ulic oraz dodatkowo od strony wewnętrznego dziedzińca. W każdej klatce znajdują się dźwigi osobowe, łączące poziom garażu z kondygnacjami nadziemnymi. Szyby windowe wykonano w konstrukcji żelbetowej monolitycznej bez oddylatowania od konstrukcji budynku. Ściany fundamentowe zaprojektowano jako żelbetowe, wylewane z betonu C30/37. Posadzkę garażu stanowi płyta betonowa ze zbrojeniem rozproszonym, utwardzona powierzchniowo, wylewana ze spadkiem w kierunku koryta odwodnieniowego typu „aco". Zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynku (w obrębie ścian i posadzek) wykonano z grubowarstwowej masy asfaltowo-polimerowej [4]. Zgodnie z projektem, zastosowano następujący układ warstw w obrębie płyty garażowej w poziomie 3,40 m p.p.t. (opisując w kolejności układania):

– chudy beton cementowy, zatarty na gładko, gr. 10 cm,
– warstwa hydroizolacyjna z grubowarstwowej masy asfaltowo-polimerowej, ułożona na podłożu zagruntowanym bitumicznym preparatem gruntującym, o łącznej grubości 5 mm,
– warstwa poślizgowa – 2× folia polietylenowa,
– gładź cementowa, gr. 5 cm,
– płyta betonowa ze zbrojeniem rozproszonym o grubości min. 18 cm, pokryta powłoką malarską wyprowadzoną na ściany do wysokości 30 cm powyżej poziomu posadzki.

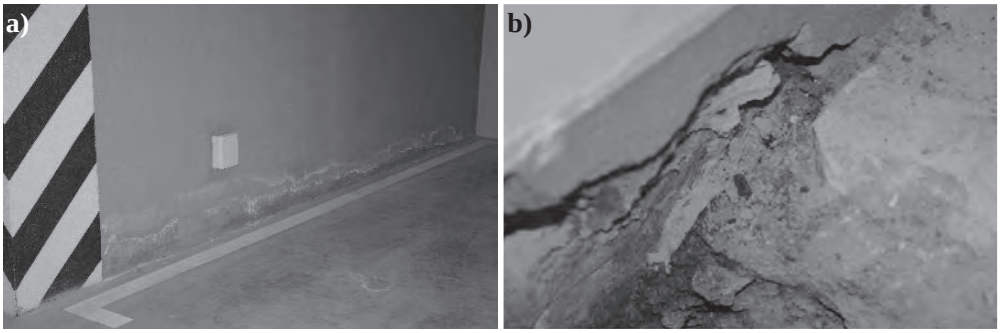
W przekroju warstw posadzkowych klatek schodowych w poziomie „-1", na powierzchni płyty z chudego betonu przewidziano dodatkową warstwę termoizolacyjną ze styropianu, o grubości 2 cm, zaś warstwę nawierzchniową wykonano z płytek ceramicznych.

Podczas budowy powłokowe izolacje pionowe ścian zastąpiono matami bentonitowymi, w strefie przemarzania przechodzącymi w systemowe taśmy z tworzywa sztucznego, pokryte jednostronnie samoprzylepną masą bitumiczną.

W dylatacjach pionowych części podziemnych ścian, przewiedziano osadzenie taśm dylatacyjnych z PVC, zaś uszczelnienie przerwy roboczej pomiędzy ścianami i płytą fundamentową wykonano za pomocą taśm bentonitowych.

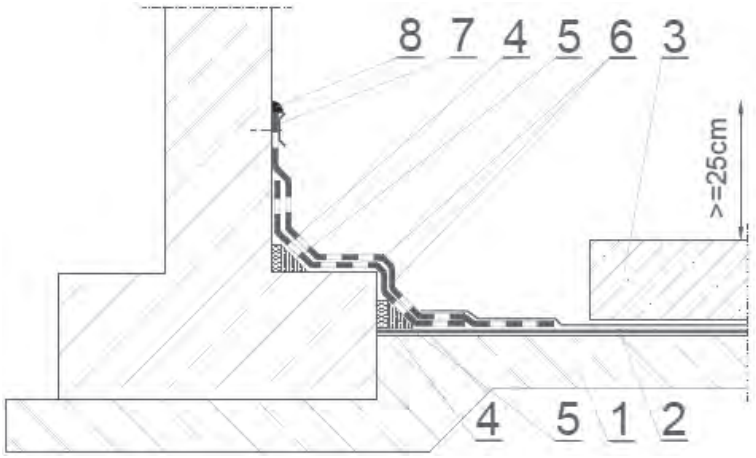
W rejonie posadowienia budynku zalegają piaski rzeczne występujące do głębokości poniżej 6,0 m. Piaski przykrywa nasyp, gleba i mada, występujące do głębokości 0,5–1,3 m p.p.t.. Podczas projektowania i budowy obiektu, poziom swobodnego zwierciadła wody gruntowej określono na głębokości 1,80–2,90 m.p.p.t., czyli w najkorzystniejszych rejonach – na poziomie ław fundamentowych, a w mniej korzystnych warunkach poziom wody sięga do połowy wysokości ścian fundamentowych. Ze względu na specyfikę warunków gruntowo-wodnych występujących w rejonie posadowienia obiektu, tzn. w bliskiej odległości od koryta Wisły, doliny Potoku Służewieckiego i w obszarze starorzeczy Wisły, w dokumentacji geotechnicznej zwrócono uwagę na możliwość szybkiego okresowego podwyższenia poziomu wód gruntowych o około 1,0 m w stosunku do wielkości pomierzonych podczas prowadzonych badań.

W rozwiązaniach przyjętych w projekcie budynku, miejscem newralgicznym okazała się przerwa robocza pomiędzy ścianami i płytą fundamentową. Napór wód gruntowych, szczególnie w okresach podwyższania się ich poziomu w otaczającym terenie, przyczynił się do sukcesywnego wypłukiwania taśm bentonitowych i przenikania wody do wnętrza pomieszczeń garażowych. Spowodowało to zawilgocenie ścian garażowych dochodzące do 92% wagowych, oraz styropianu ułożonego w warstwach posadzkowych, aż do wartości 270% wagowych. Efekty tego zjawiska pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Destrukcyjne działanie wody na konstrukcję części podziemnej budynku: ślady po zawilgoceniach na powierzchni dolnych części ścian garażowych, b) uszkodzenie warstw posadzkowych powstałe w efekcie zawilgocenia konstrukcji.

Aby zapobiec dalszej destrukcji ścian i warstw posadzkowych, zaproponowano rozwiązanie naprawcze, ograniczające wnikanie wody na styku ścian i posadzki przedstawione na rys. 4.

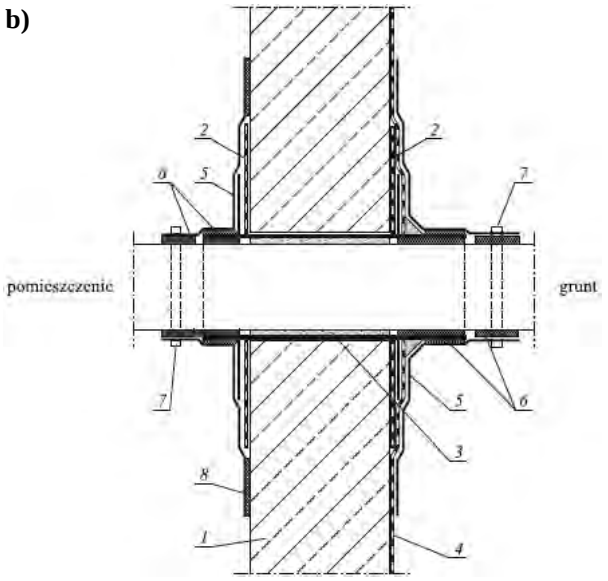


Rys. 4. Sposób uszczelnienia styku warstwy podposadzkowej i ław fundamentowych: 1 – chudy beton cementowy, 2 – istniejąca powłoka hydroizolacyjna, 3 – istniejące warstwy nawierzchniowe, 4 – materiał ściśliwy, 5 – odbój trójkątny, 6 – termozgrzewalna papa asfaltowo-polimerowa na osnowie z włókniny poliestrowej, 7 – listwa dociskowa, 8 – kit trwale plastyczny.

Niemniej ważnym problemem technicznym okazało się uszczelnienie miejsc przejść instalacyjnych przez ściany budynku (rys. 5a). Tutaj również widoczne były sączenia wody przesiąkającej z gruntu, wokół przewodów instalacyjnych. By rozwiązać ten problem zaproponowano dwa warianty naprawcze, do wyboru przez inwestora, w zależności od możliwości realizacyjnych. W przypadku gdy możliwe będzie miejscowe odkopanie ścian części podziemnych, uznano za zasadne zastosowanie rozwiązania przedstawionego na rys. 5b. Gdy jednak odsłonięcie zawilgoconych ścian stworzy problemy realizacyjne, uznano, że rozwiązaniem zastępczym może być osadzenie tzw. przejść szczelnych, czyli łańcuchów uszczelniających. Zastosowanie wariantu drugiego niestety również ma swoje ograniczenia, związane zarówno z koniecznością zapewnienia odpowiedniej gładkości otworów wokół uszczelnianych przewodów, co może być trudne do wykonania w warunkach remontu, przy ograniczonym dostępie do szczelin, oraz minimalnej średnicy przewodu umożliwiającej osadzenie łańcucha, tzn. powyżej 40 mm.

a) **b)**





Rys. 5. Problem z uszczelnieniem przejść instalacyjnych przez ściany zewnętrzne:a)Widok przecieków w rejonie przejść instalacyjnych, b) Sposób uszczelnienia: 1 – ściana betonowa, 2 – podkładka pod kołnierz tulejki, 3 – tulejka do przeprowadzania rur, np. z blachy stalowej z kołnierzem blaszanym (kołnierz od strony gruntu przyspawany przed montażem, od strony wnętrza pomieszczenia przyspawany po osadzeniu tulejki), 4 – istniejąca warstwa hydroizolacyjna na powierzchni ściany, 5 – tulejka z tworzywa do przeprowadzenia rur, np. z EPDM, z elastycznym kołnierzem przyklejonym na całej powierzchni do podłoża, w rejonie rury osadzona na kicie trwale plastycznym, 6 – kit trwale plastyczny, 7 – opaska zaciskowa, 8 – dodatkowe doklejenie kołnierza tulejki [5].

Kolejnym problemem, który wymagał pilnego rozwiązania, było zapewnienie prawidłowego odprowadzenia wód opadowych przez korytko odwodnienia liniowego zamontowane przed bramą wjazdową do garażu podziemnego, w okresach ulewnych opadów deszczu (rys. 6).



Rys. 6. Widok bramy garażowej z fragmentem pochylni zjazdowej.

Wpust o średnicy 125 mm osadzony w korytku nie był w stanie, w sposób skuteczny odbierać całej ilości sprowadzanej wody deszczowej. Po otwarciu bramy garażowej, woda

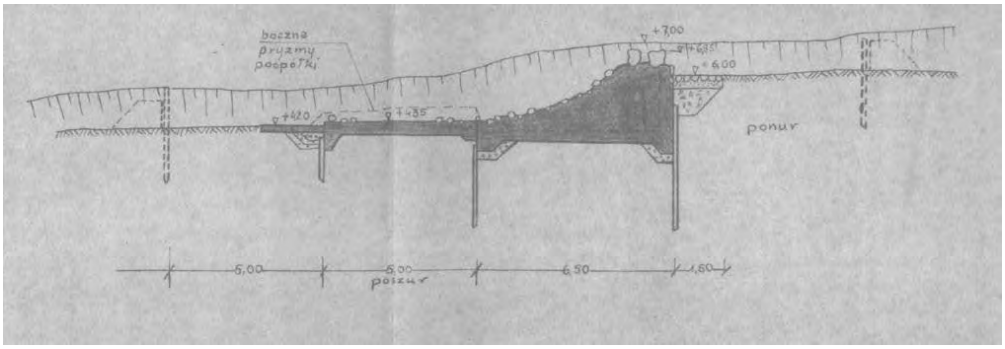
zgromadzona w zastoisku wodnym utworzonym przed bramą, wpływała na posadzkę garażu, wnikając w głąb warstw nawierzchniowych w obszarze pęknięć posadzki i innych nieciągłości, przemieszczając się dalej po warstwie folii ślizgowej, ułożonej na powierzchni warstwy hydroizolacyjnej, zawilgacając dolne części ścian wewnętrznych. Efekty takiego zjawiska są szczególnie nasilone na ścianach znajdujących się w bezpośredniej bliskości bramy garażowej. W przedmiotowym przypadku, zaproponowano montaż drugiego wpustu na drugim końcu korytka odwodnienia liniowego, oczywiście z doprowadzeniem fragmentu rury odpływowej, odbierającej wodę z nowego wpustu. Wymagało to również demontażu istniejącego korytka i zamontowania nowego, z wyprofilowaniem spadków min. 1,5%, z przełamaniem kierunku odpływu w połowie jego długości.

4. Wpływ zmian warunków hydrologicznych i oddziaływań środowiskowych na awarie budowli hydrotechnicznych

Potok Służewiecki w swoim dolnym biegu przepływa pomiędzy terenami Parku Muzeum Pałacu Króla Jana III w Wilanowie. Na odcinku od ul. Przyczółkowej a ujściem do Jeziora Wilanowskiego Potok przepływa pod trzema zabytkowymi mostkami. Tuż przed ujściem usytuowana jest kaskada, wybudowana w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku (rys. 7 i 8). Na odcinku od ulicy Wiertniczej, koryto Potoku jest uregulowane, brzegi umocnione faszyną i palikami drewnianymi. Dno jest muliste i grząskie. Poniżej mostku dla pieszych, koryto cieku rozdziela się na dwa ramiona, po czym łączy się tuż przed kamiennym progiem i kaskadą. Kamienny próg, przegradzający w poprzek koryto cieku, zapewnia utrzymanie określonego biologicznego napełnienia koryta, nawet przy minimalnych przepływach, ale również powoduje zmniejszenie przepustowości koryta w okresie wezbrań, sprzyjając zalewaniu doliny [6]. Przedmiotem analiz w niniejszym punkcie jest wspomniana wyżej kaskada.



Rys. 7. Kaskada kamienno-betonowa na Potoku Służewieckim.



Rys. 8. Przekrój przez kaskadę (dokumentacja archiwalna) [6].

W rejonie posadowienia ww. kaskady pod niewielką warstwą namułu, do głębokości około 1,0 m zalegają piaski grube próchnicze, poniżej występują przewarstwienia piasków pylastych i pyłów o łącznej miąższości 10–30 cm. W głębszych warstwach podłoża występują piaski o coraz większym uziarnieniu przechodzące stopniowo w piaski średnie i grube. Na głębokości 2,40 m, pod cienką warstwą humusu, stwierdzono występowanie gruntów nasypowo-piaszczystych z dodatkiem gruzu budowlanego, a poniżej piaski średnie, z przewarstwieniami piasków drobnych i pylastych. Badania wykazały zróżnicowany stopień zagęszczenia piasków, w poziomie posadowienia budowli określony jako stan luźny i/lub średnio zagęszczony, co wskazywało na występowanie niekorzystnych zjawisk filtracyjnych w postaci ciśnienia (siły wyporu) w stropie budowli, stanowiąc zagrożenie dla stateczności kaskady. Poziom zwierciadła wody gruntowej stwierdzono na głębokości 20 cm p.p.t.. Badania próbek wód gruntowych nie wykazały ich agresywności w stosunku do betonu.

Rozwiązania przyjęte w koncepcji, zakładały wykonanie kaskady w konstrukcji betonowej metodą fundamentowania bezpośredniego, przy założeniu nie przekroczenia naprężenia dopuszczalnego na grunt. Kształt budowli w układzie pionowym stanowił pochylnię w postaci bryły żelbetowej o wymiarach w rzucie 6,50×7,00 m oraz wysokości od spodu fundamentów do góry konstrukcji od 2,50 do 4,91 m, na powierzchni której ułożono kamienie polne różnej wielkości. Warunkiem zapewnienia założonej trwałości konstrukcji było całkowite pokrycie betonu podkładowego kamieniami oraz zapewnienie czystości materiałowej podczas realizacji robót. Jako zabezpieczenie przed rozmyciem fundamentów zastosowano narzut kamienny na dnie Potoku oraz drewnianą ściankę szczelną zabitą na niewielkiej głębokości wokół fundamentu, która w połączeniu z filtrem odwrotnym miała zapewnić bezpieczną filtrację w podłożu i stateczność budowli. W obliczeniach statycznych nie uwzględniono współpracy ścianek szczelnych i poszuru, a także parcia czynnego gruntu od strony górnej wody, równoważonego przez parcie gruntu od dolnej wody przez obsypanie kaskady. Przyjęto, że takie założenie zapewni zwiększenie zapasu bezpieczeństwa na wystąpienie ewentualnych przemieszczeń i osiągnięcie zakładanej stateczności budowli. W celu awaryjnego odprowadzenia wód podczas wezbrań zaprojektowano wykonanie kanału obiegowego na lewym brzegu Potoku Służewieckiego, w postaci rurociągu o średnicy 400 lub 500 mm, na długości 14,0 m – w konstrukcji kamionkowej i na długości 5,20 m – w konstrukcji żeliwnej.

Na przestrzeni kilkudziesięciu lat od wybudowania obiektu, warunki hydrologiczne w zlewni Potoku Służewieckiego uległy znacznym zmianom. Wzrosła powierzchnia terenów uszczelnionych w zlewni, z których wody opadowe są odprowadzane systemem kanalizacyjnym do kanałów otwartych, takich jak Potok Służewiecki. Obszar kiedyś użytkowany przede wszystkim na cele rolnicze został przekształcony w zlewnię miejską o intensywnej zabudowie i przeważającej szczelnej powierzchni terenów skanalizowanych. W wyniku

znaczącego wzrostu objętości jednostkowych zrzutów wody, następuje gwałtowne zwiększenie przepływów w cieku i podniesienie się poziomu wody, których w okresach intensywnych opadów Potok nie jest w stanie pomieścić w korycie, powodując podtopienia i powodzie miejskie (rys. 9). Niebagatelnym problemem zwiększającym oddziaływanie ww. zjawisk było również zamulenie dna Potoku, powstałe podczas budowy miasteczka Wilanów.



Rys. 9. Widok zabytkowego mostku na Potoku Służewieckim podczas wezbrania poziomu wody.

Wyniki monitoringu wód powierzchniowych z okresu 17.02.2013–26.11.2021 wskazują na znaczną zmienność napełnienia koryta Potoku, w stosunku do pozostałych punktów na sieci obserwacyjnej, co świadczy o dużym stopniu urbanizacji zlewni i przyspieszonym spływie wód powierzchniowych powodujących wezbrania. Ustalona w badaniach wielkość natężenia przepływu w 2021 roku wynosiła 1,5 m^3/s. Na rys. 10 pokazano przekrój poprzeczny przez koryto z oznaczeniem najwyższego poziomu wody od początku prowadzenia monitoringu.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny przez Potok Służewiecki na działce przy Pałacu Wilanowskim [6].

Aktualna powierzchnia zlewni w przekroju kaskady wynosi około 25 km^2, podczas gdy na etapie jej budowy Potok Służewiecki odprowadzał wody do Jeziora Wilanowskiego ze zlewni o powierzchni 50,5 km^2.

Ocenę stanu technicznego Kaskady przeprowadzono wg metodyki zaproponowanej przez Zawadzkiego, powszechnie stosowanej dla małych budowli piętrzących [7]. Stan techniczny budowli określono w odniesieniu do każdego elementu konstrukcyjnego, na podstawie

wizualnej oceny stanu elementów stałych oraz urządzeń kontrolno-pomiarowych. Sprawdzono występowanie pęknięć, ubytków, odsłonięć zbrojenia, nacieków i przesiąków, przebarwień, porostów na elementach stałych, takich jak: korpus, przyczółki, czy ubezpieczenia. Kaskada na Potoku Służewieckim uzyskała niezadowalającą ocenę stanu technicznego, na poziomie 2,375, przy skali ocen od 1 do 5. Stan techniczny umocnień na odcinku powyżej i poniżej budowli również oceniono jako niezadowalający (w zakresie 2,25–2,75, również w skali ocen od 1 do 5). Uszkodzeniom uległy: połączenia dolnego stanowiska i płyty betonowej wypadu, przyczółki z licznymi ubytkami odsłaniającymi beton, oraz pęknięciami i zarysowaniami. Na powierzchni przyczółków stwierdzono nacieki, przebarwienia oraz zarastanie wilgotnych miejsc porostami i mchami. Uszkodzenia te powstały na skutek naturalnych procesów oddziaływania środowiska na budowle. Dodatkowo stwierdzono występowanie niekorzystnych zjawisk filtracyjnych pod korpusem budowli, tzn. występowanie gruntu w stanie luźnym i średnio zagęszczonym, co stanowi bezpośrednie zagrożenie dla bezpieczeństwa budowli. Również analiza hydrauliczna koryta wykazała, że obiekt jest narażony na systematyczne przelewanie się wody przez koronę budowli, w efekcie których następują podtopienia terenów przyległych ze względu na niedostateczną przepustowość koryta. Oszacowana maksymalna przepustowość koryta wynosi 4 m^3/s, podczas gdy przepływ 0,50% wynosi około 7,8 m^3/s. Biorąc pod uwagę powyższe analizy, można jednoznacznie podsumować, że obiekt wymaga pilnej naprawy i modernizacji.

5. Podsumowanie i wnioski

W opracowaniu przeanalizowano mechanizmy prowadzące do awarii obiektów budowlanych w efekcie bezpośredniego działania wód gruntowych i powierzchniowych. Na przykładzie wielorodzinnego budynku mieszkalnego i budowli hydrotechnicznej, położonych w obrębie jednej zlewni, tzn. zlewni Potoku Służewieckiego wykazano, że zmiana sposobu zagospodarowania zlewni, prowadząca do zaburzenia naturalnego procesu odbioru wód gruntowych i opadowych, może skutkować obniżeniem trwałości obiektów budowlanych znajdujących się w obrębie takich oddziaływań, stwarzając zagrożenie awarią, zarówno w odniesieniu do konstrukcji części podziemnej budynku [8, 9], jak też do konstrukcji budowli hydrotechnicznej. Różne są czynniki towarzyszące stanom awaryjnym. I tak, skutki awarii w obrębie konstrukcji części podziemnych budynków polegają na wnikaniu wody do podziemnych elementów konstrukcji budynku oraz jej przeciekaniu do wnętrza pomieszczeń zlokalizowanych w tym poziomie i są nierozerwalnie związane z:

– zastosowaniem na obiekcie nieodpowiednich materiałów hydroizolacyjnych, które były przewidziane dla innych oddziaływań zewnętrznych i nie są w stanie przenieść wzrastających obciążeń użytkowych, np. nieprzewidzianego podwyższenia poziomu wód gruntowych,
– nieprawidłowym uszczelnieniem miejsc newralgicznych w obrębie konstrukcji części podziemnej. W ramach analiz wskazano takie obszary, tzn. miejsca przejść instalacyjnych, uszczelnienia przerw roboczych na styku ścian i płyt dennych,
– wprowadzaniu wód opadowych do wnętrza garaży podziemnych przez rampy zjazdowe, nieprawidłowo zabezpieczone przed wlewaniem wody do wnętrza garażu.

Omówione nieprawidłowości niestety często są powielane w wielu aktualnie budowanych obiektach, dlatego zdaniem autorów bardzo istotne jest zwrócenie uwagi środowiska budowlanego na skutki takich błędów.

W przypadku budowli hydrotechnicznych, zwiększenie wielkości przepływów w cieku wodnym w stosunku do wartości założonych podczas jego projektowania i budowy, ma bezpośrednie przełożenie na trwałość konstrukcji/budowli. Zagrożeniem może być zarówno niebezpieczeństwo związane z utratą stateczności całej budowli, co przeanalizowano na

przykładzie Kaskady wodnej na Potoku Służewieckim, jak również uszkodzenie poszczególnych jej elementów. W obu przypadkach może prowadzić to do awarii budowlanej, tzn. niekorzystnych zjawisk filtracyjnych i uszkodzenia konstrukcji nośnej, powodując zaburzenie w eksploatacji budowli.

Literatura

1. Grzelewski E.: Dokumentacja geologiczno-inżynierska „Dla projektów budowlano-wykonawczych sieci wodociągowej, cieplnej, kanalizacji, otwartych zbiorników wodnych i zbiornika retencyjno-sedymentacyjnego wód deszczowych w Warszawie – Gmina Wilanów, Polservice Sp. z o.o., Warszawa, 2002.
2. Szkudlarek Ł.: Analiza powierzchniowa zlewni. Charakterystyka i ocena układu hydrograficznego, ze szczególnym uwzględnieniem systemów melioracyjnych na obszarze m.st Warszawy, wraz z zaleceniami do Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego m.st Warszawy i planów miejscowych, Zeszyt 3, Wrocław, 2015.
3. https://pl.m.wikipedia.org/wiki/Plik:Potok_S%C5%82u%C5%BCewiecki_mapa_2.png przeglądany 20.01.2024.
4. Francke B., Wichowska M.: Influence of Groundwater pH on Water Absorption and Waterproofness of Polymer Modified Bituminous Thick Coatings Materials, 2021.
5. Francke B.: Nowoczesne hydroizolacje budynków. Zeszyt 1 – Zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynków. PWN, 2021.
6. Iwiński J., Kondzielski A., Krupa–Marchlewska J.: Opracowanie problematyki hydrotechnicznej Potoku Służewieckiego na odcinku znajdującym się na terenie Parku Muzeum Pałac w Wilanowie, Warszawa, 2002.
7. Fierląg M., Latoszek B., Mruk I.: Ekspertyza stanu technicznego kaskady wodnej funcjonującej w korycie Potoku Służewieckiego na działce 19, obręb 1-05-53, Dzielnica Wilanów, Warszawa, 2022.
8. Koda E., Matusiewicz W., Osiński P.: Niesprawność systemów odwadniających w obiektach budowlanych. 28 Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”. Międzyzdroje. 411–422, 2017.
9. Godlewski T., Koda E., Mitew-Czajewska M., Łukasik S., Rabarijoely S.: Essential georisk factors in the assessment of the influence of underground structures on neighboring facilities. Archives of Civil Engineering, 2023.

Influence of soil and water conditions on the risk of failures in building structures – case study

Key words: durability of building structures, soil and water conditions in the area of building foundations, waterproofing of underground parts of buildings, hydraulic structures

Grunty ekspansywne jako praprzyczyna awarii zabytkowego podziemnego zbiornika wody pitnej

TOMASZ GODLEWSKI[1*], RADOSŁAW MIESZKOWSKI[2]
[1] Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa
[2] Uniwersytet Warszawski, Wydział Geologii

Streszczenie: Praca opisuje przyczyny uszkodzeń zabytkowego podziemnego żelbetowego zbiornika wody pitnej, składającego się z dwóch komór, posadowionych na podłożu zróżnicowanym pod względem wieku i genezy (fałd zaburzonych glacitektonicznie iłów septariowych i glin polodowcowych). Udokumentowane uszkodzenia wynikają z deformacji podłoża wywołanego zmianami objętościowymi gruntu (skurcz, pęcznienie), w sytuacji różnych czynników zewnętrznych warunkujących intensywnośc tego zjawiska na przestrzenii ponad 100 lat użytkowania obiektu. Przeanalizowany przykład przedstawia problemy wynikające z posadowienia obiektu na gruntach ekspansywnych, wskazuje na zagrożenia wynikające z zaniedbań w kształtowaniu architektury krajobrazu oraz podkreśla rolę rozpoznania podłoża gruntowego. Poprzez kompleksowe badania geotechniczne i pomiary geofizyczne w obrębie konstrukcji i podłoża oraz inwentaryzację i ocenę charakteru uszkodzeń, wskazano potencjalne czynniki niekorzystnie oddziaływające na stan techniczny obiektu. Wnioski potwierdzają wykonane symulacje numeryczne obejmujące m.in. wpływ pęcznienia oraz obciążeń cyklicznych wynikających z funkcji obiektu i jego otoczenia.

Słowa kluczowe: grunty ekspansywne, badania podłoża, metody geofizyczne, diagnostyka konstrukcji, obiekt zabytkowy

1. Wprowadzenie

Z praktyki geotechnicznej znane są liczne przykłady obiektów, na których obserwuje się rysy, spękania oraz inne uszkodzenia konstrukcji, prowadzące nawet do awarii, wynikające z posadowienia na gruntach ekspansywnych [3, 10–12]. Wymienione przykłady dotyczą różnych sytuacji, w której występowanie podłoży ekspansywnych (np. iłów neogeńskich) w poziomie posadowienia obiektów budowlanych wynika z następstwa wartw i naturalnych procesów erozyjnych lub uwarunkowane jest obecną sytuacją morfologiczną (np. skarpy i zbocza), czy też związane jest z lokalnymi wypiętrzeniami. Te ostatnie to efekt zaburzeń glacotektonicznych, gdzie osady „starsze" zostają odkłute, przemieszczone i „wciśnięte" w osady „młodsze" (polodowcowe utwory plejstoceńskie) [9]. Płytkie występowanie gruntów ekspansywnych, wrażliwych na zmiany wilgotności warunkujące zmiany objętościowe, często bezpośrednio w poziomie posadowienia, stanowi poważny problem geotechniczny. Wrażliwościach tych gruntów na zaburzenia równowagi termo-wiolgotnościowej jest też ściśle powiązana ze zmianą stanu naprężeń wywołanych takimi zjawiskami jak: odprężenie, ciśnienie pęcznienia, skurcz.

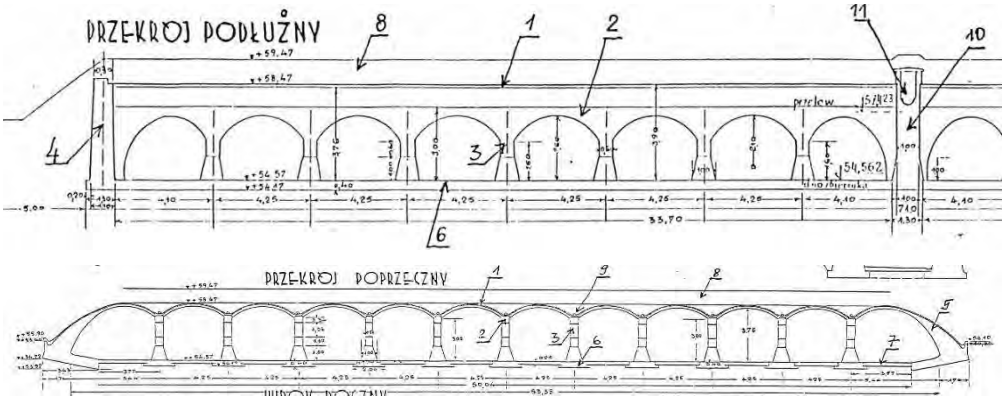
*Autor do korespondencji: *t.godlewski@itb.pl*

Pojęcie ekspansywności opisywane w literaturze [1, 6, 7] na obszarze Polski dotyczy głównie kompleksów neogeńskich (trzeciorzędowych) ilastych utworów zastoiskowych i morskich [9]. Wrażliwość ta w iłach „trzeciorzędowych" wynika ze składu mineralogicznego i ich genezy [6]. Na skutek oddziaływania czynników naturalnych i antropogenicznych takich jak: klimat, roślinność (drzewa), drenaż, infrastruktura podziemna, roboty ziemne (wykopy) następuje uruchamianie właściwości ekspansywnych. Prowadzi to do obszarowych zmian objętościowych podłoża, które w konsekwencji wywołując przemieszczenia pionowe podłoża, a poprzez fundament mogą wywołać uszkodzenia obiektu, skutkujące stanem awaryjnym, do katastrofy włącznie.

Przedstawiony przykład dotyczy sytuacji, w której praprzyczyną uszkodzeń konstrukcji zabytkowego obiektu podziemnego (zbiornika) jest występowanie w poziomem posadowienia wypiętrzonch iłów oligoceńskich (septariowych), w których na skutek różnych czynników zewnętrznych uruchomiony został potencjał ekspansywności podłoża.

2. Charakterystyka obiektu

Analizowany obiekt to podziemny zbiornik, podzielony na dwie niezależne komory (komora I – wsch. część zbiornika i komora II – zach. część zbiornika), o poj. 5000 m^3 każda (rys. 1 i rzut na rys. 4). Zbiornik wybudowano na początku XIX w. (brak pierwotnej dokumentacji projektowej) w konstrukcji żelbetowej. Nad obecnym wejściem do zbiornika stanowiącego pierwotnie obudowę kanału doprowadzającego wodę widnieje data: 1927 r.



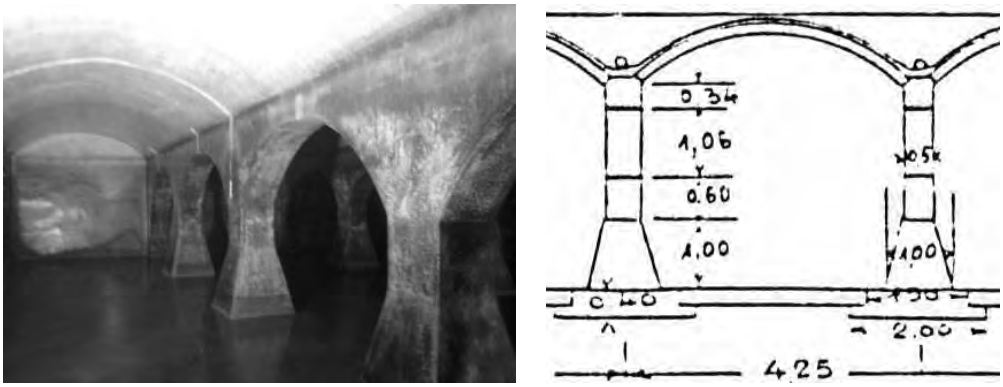
Rys. 1. Przekroje przez konstrukcję zbiornika: u góry przekrój podłużny w osi podciągów (widoczna komora I, u dołu przekrój poprzeczny wg rysunku z 1949 za [4], gdzie objaśniono wskazane elementy konstrukcyjne: 1 – sklepienie łukowe; 2 – podciąg łukowy; 3 – słup; 4 – ściana zewnętrzna; 5 – ściana zewnętrzna łukowa (wezgłowie łuku sklepienia); 6 – ława fundamentowa; 7 – płyta denna; 8 – warstwa nadkładu (nasyp) nad zbiornikiem; 9 – drenaż (rury kamionkowe) w pachwinach sklepienia; 10 – ściana środkowa; 11 – nieczynny kanał doprowadzający wodę do komór zbiornika.

Zbiornik wykonano w wykopie otwartym, następnie obsypano gruntem z wykopu (nasyp gliniasty). Nad kluczem sklepienia nadkład wynosi ok. 1 m. Wzdłuż pachwin u wezgłowi sklepień, a następnie wzdłuż zewnętrznych ścian bocznych (w osiach I), ułożone są dreny (rury kamionkowe) o śr. 15 cm, mające za zadanie odprowadzanie wód opadowych.

Obecnie teren nad zbiornikiem jest uporządkowany, obsiany trawą. Na powierzchni widoczne jest jedynie wejście oraz otwory wentylacyjne. W części południowej zbiornika, teren łagodnie opada w kierunku południowym, południowo-zachodnim. Skarpy wokół zbiornika nie wykazują widocznych oznak naruszenia ich stateczności, czy innych ruchów masowych (np. spełzywanie). Od strony zachodniej w granicy działki biegnie mur oporowy

wykonany w 2011/2012 r. w związku z rozbudową przylegającej ulicy. Na terenie wokół zbiornika, (co istotne z punktu widzenia opisywanych zjawisk) bezpośrednio przy skarpie rosną drzewa (owocowe).

Według pomiarów z 1960 r. wymiary zewnętrzne zbiornika w rzucie wynoszą: 71,0×56,9 m. Poziom posadowienia płyty dennej zbiornika jest na rzędnej 54,3 m, a pod ławami 54,2 m n.p.m. Poziom stropu konstrukcji w najwyższych punktach sklepień to ok. 58,5 m n.p.m. Główne elementy zbiornika to: sklepienia cylindryczne, podciągi, słupy i ściany zewnętrzne oraz płyta denna. Ustrój nośny ukształtowany został w ten sposób, że żelbetowe sklepienia cylindryczne, o grubości ścianki 24 cm i rozpiętości w osi słupów 4,25 m (przy ścianach odpowiednio 4,10 i 3,77 m w przekroju podłużnym i poprzecznym) oraz wysokości max. 3,76 m, oparte są na żelbetowych łukowych podciągach (podpory pośrednie) i na ścianach skrajnych uformowanych jako masywne wezgłowie skrajnego sklepienia. Podciągi o rozpiętości w osiach 4,25 m opierają się na żelbetowych słupach i łukowych pilastrach w ścianach (fot. 1). Słupy w formie stromej głowicy są posadowione na żelbetowej ławie ciągłej, o gr. 40 cm i szer. 2 m (w przekroju poprzecznym). Szerokość charakterystyczna słupa to 50 cm, a u podstawy 100 cm, wysokość do sklepienia 3 m, wysokość w świetle podciągu 2,66 m (rys. 2).



Fot. 1. / Rys. 2. Z lewej przykładowy widok ogólny na podstawowe elementy konstrukcyjne zbiornika (fot. T. Godlewski), z prawej zwymiarowany schemat w osi podciągu wg rysunku z 1949 za [4].

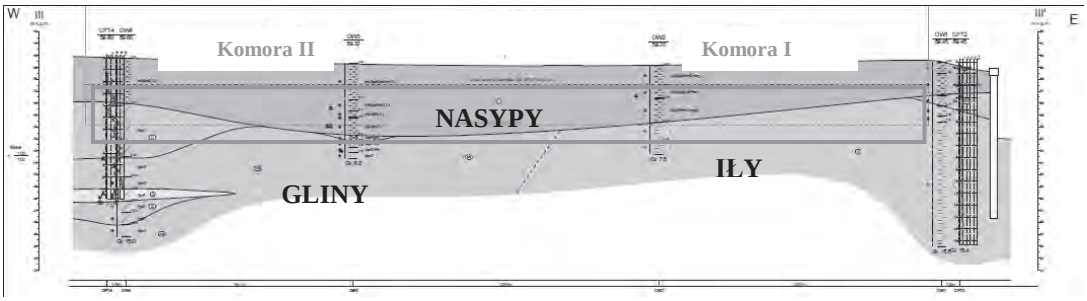
Zewnętrzne ściany żelbetowe w osi 1 i 13 (podłużnie do komory) ukształtowane w formie łukowych wezgłowi sklepień, pełnią funkcję ścian oporowych z uwagi na parcie wody i gruntu. Ściany zewnętrzne, żelbetowe w osiach I (poprzeczne) są uformowane jako masywne ściany żelbetowe, przejmując parcie gruntu poprzez podparcie górą (gr, ściany 0,3 m) na sklepieniach, a dołem (g. ściany 1,3 m) na płycie dennej – rys. 1. Zbiornik rozdziela ściana środkowa (oś A) o gr. 1 m, z nieczynnym kanałem do napełniania w górnej części (rys. 4). Dno zbiornika stanowi żelbetowa płyta denna, o grubości 25 cm, ułożona bezpośrednio na podłożu. W kierunku osi 1–13 płyta opiera się na ławach biegnących pod słupami. Zbiornik od wewnątrz ma wykończenie mineralne w postaci wodoszczelnych wypraw cementowych (wypalanych i zatartych na ostro).

Ten wydawało by się dość finezyjny sposób ukształtowania całej konstrukcji jak i jego poszczególnych elementów nie wynikał jedynie z wysokiego poczucia estetyki budowniczych, ale miał wymiar bardziej praktyczny. Okres budowy zbiegł się z ogólnoświatowym kryzysem finansowym, czego jednym z efektów była ograniczona dostępność i wysokie ceny stali. Wykorzystanie łuków i sklepień miało być rozwiązaniem tego problemu, ponieważ dzięki uzyskanym zmiennym przekrojom, maksymalnie wykorzystano możliwości betonu, uzyskując wymierne oszczędności na zbrojeniu.

3. Warunki gruntowo-wodne

Zbiornik zlokalizowany jest na obszarze rzeźby młodoglacjalnej, w rejonie krawędzi morenowej i udokumentowanych wypiętrzeń glacitektonicznych. To warunkuje ogólną budowę podłoża – wzgórze morenowe zbudowane z plejstoceńskich osadów lodowcowych (gliny i piaski), w obrębie których występują fałdy, porwaki i kry oligoceńskich iłów septariowych (efekty zaburzeń glacitektonicznych). Pierwotnie zaplanowane ilości i lokalizacje badań (wierceń i sondowań CPTU), zostały rozszerzone o dodatkowe wiercenia w celu ustalenia dokładnego przebiegu zaburzonych glacitektonicznie iłów septariowych oraz uzupełnione o badania dylatometrem płaskim (DMT) w terenie i oznaczenia ciśnienia pęcznienia w laboratorium, z uwagi na konieczność ustalenia charakterystyki tych gruntów w zakresie odkształceniowym (grunty potencjalnie ekspansywne). W celu oceny zawilgocenia gruntów nasypowych wokół ścian i na stropie zbiornika wykonane dodatkowo liczne płytkie (1 m) wiercenia i szurfy.

Na podstawie wykonanych badań geotechnicznych stwierdzono, że bezpośrednie podłoże fundamentowe analizowanego zbiornika podziemnego stanowią drobnoziarniste (spoiste) grunty zastoiskowe reprezentowane przez twardoplastyczne oligoceńskie iły oraz grunty polodowcowe wykształcone w postaci twardoplastycznych glin piaszczystych i półzwartych piasków gliniastych. Grunty polodowcowe zalegają w zachodniej części obiektu, podłoże wschodniej części zbiornika tworzą oligoceńskie iły septariowe (rys. 3). W obrębie nasypów stwierdzone zostały miejsca silnego zawilgocenia u podnóża skarp zbiornika.



Rys. 3. Charakterystyczny przekrój geotechniczny przez zbiornik, kierunek W-E [4].

W podłożu zbiornika, w zakresie rozpoznania (do gł. 15,5 m p.p.t.) nie nawiercono ciągłego zwierciadła wód gruntowych. Wodę gruntową stwierdzono jedynie w postaci sączeń w nasypach i przewarstwień piaszczystych w obrębie glin i piasków gliniastych. Wykonane pomiary w piezometrze P1 (w iłach) oraz ustalony skład chemiczny wskazuje, że jest to woda z przesiąkania wód opadowych i/lub z przesiąkania ze zbiornika przez warstwy nasypowe. Średni poziom wody w piezometrze P1 oscyluje blisko rzędnej odpowiadającej poziomowi wody w zbiorniku, co mogło wskazywać na kontakt hydrauliczny. Pomiary przeprowadzone w piezometrze P2 (w glinach) wskazują na stabilizację poziomu wody, która zgodnie z profilem gruntowym pochodzi z sączeń śródglinowych i przesiąkania opadów atmosferycznych. Brak tu wyraźnego powiązania z poziomem wody w piezometrze P1 i z poziomem wody w napełnionym zbiorniku. Badania chemiczne wykazały, że jest to woda odpowiadającą składem typowej wodzie gruntowej z terenów zurbanizowanych.

Udokumentowane grunty pod zbiornikiem można ocenić generalnie jako podłoże nośne dla tej konstrukcji, jednak z uwagi na odmienne właściwości, w tym zróżnicowaną charakterrystykę odkształceniową i zróżnicowany potencjał ekspansywności, w kontekście uwarunkowań geomorfologicznych i geologicznych (zaburzenia glacitektoniczne) oraz możliwych procesów geodynamicznych (teren zagrożony ruchami masowymi), warunki gruntowe w podłożu

zbiornika należy uznać jako skomplikowane. Według literatury tematu [9] i wyników badań własnych [4], iły septariowe posiadają niski kąt tarcia wewnętrznego, a w przypadku zawilgotnienia lub kontaktu z wodą grunty te łatwo przechodzą w stan uplastycznienia (na skutek absorpcji wody). W takiej sytuacji z uwagi na bardzo wysoką potencjalną ekspansywność (PE), bardzo wysoki stopień ekspansji (DE) i potencjał pęcznienia (>25%) oraz ciśnieniem pęcznienia (30–300 kPa wg literatury [6], i 25–50 kPa wg punktowych badań własnych), w gruntach tych może wystąpić kilkukrotny wzrost ich objętości na skutek pęcznienia. Wykonane badania polowe i laboratoryjne pozwoliły na wskazanie parametrów geotechnicznych do dalszych analiz w zakresie geotechnicznych warunków posadowienia zbiornika.

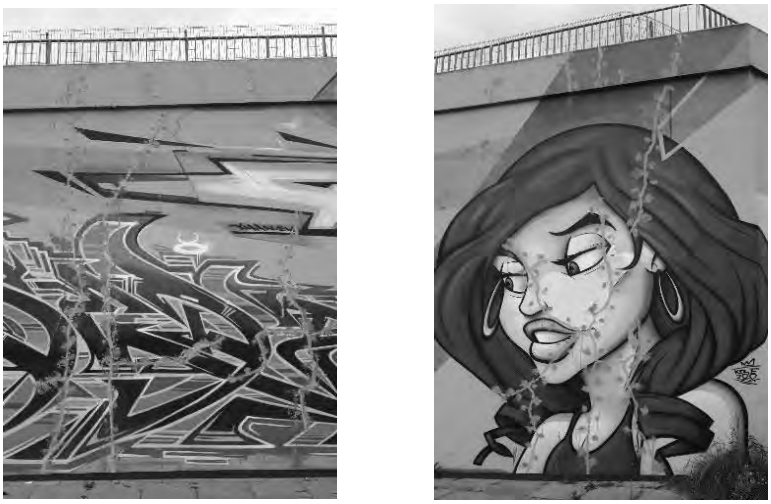
Problematyka uszkodzeń budynków w kontekście ich posadawiania na iłach septariowych jest znana i udokumentowana [1, 12]. Nierównomierne odkształcanie się pęczniejących lub kurczących iłów, prowadzi do deformacji i uszkodzeń konstrukcji budowlanych. Jak podaje Tarnawski [11] powszechnie stosowane wyrównywanie i dociążanie zboczy nasypami o przepuszczalności wielokrotnie wyższej od iłów prowadzi do gromadzenia się w spągu takich nasypów wód gruntowych oraz uplastycznienia stropu iłów, wzdłuż którego następują ww. zjawiska prowadzące nawet do zsuwów. Analizowany obszar jest predysponowany dla zjawisk związanych z zagrożeniem ruchami masowymi. Wynika to ze współistnienia kilku czynników biernych i czynnych, w których budowa geologiczna (obecność iłów) i nachylenie powierzchni terenu oraz zjawiska meteorologiczne odgrywają najistotniejszą, ale nie jedyną rolę. Intensywność i tempo tych zjawisk (spełzywanie, osuwiska) będzie implikowana czynnikami atmosferycznymi, pokryciem terenu szatą roślinną, tempem infiltracji wód opadowych oraz zagospodarowaniem terenu, wynikającym z działalności człowieka. Przyczyną uaktywnienia się ruchów masowych na terenach zagrożonych, poza czynnikami naturalnymi, mogą być również czynniki antropogeniczne np. źle wykonywane prace inżynieryjne, takie jak: odwodnienia, podcinanie zboczy, profilowanie skarp, niewłaściwie prowadzone prace budowlane (np. prace wodociągowo-kanalizacyjne), dociążanie zboczy infrastrukturą budowlaną, czy pozbawianie dużych powierzchni terenu trwałej szaty roślinnej [11].

W tym kontekście w zakresie geotechnicznych warunków posadowienia poza skomplikowanym układem warstw w podłożu, przy ocenie możliwych przyczyn uszkodzeń analizowanego obiektu, należało wziąć pod uwagę aktualne procesy geodynamiczne i okresowo i cyklicznie aktywne zjawiska związane z ekspansywnością podłoża np. na skutek odsłonięcia skarpy lub suszy hydrologicznej przy obecności roślinności (korzenie drzew).

4. Pomiary i obserwacje na zewnątrz obiektu

W ramach obserwacji na zewnątrz wykonano pomiary na założonych wcześniej kolumnach inklinometrycznych wokół zbiornika. Analiza zebranych danych wykazała, że obiekt i jego bezpośrednie otoczenie ulega przemieszczeniu. W ciągu dwóch lat zaobserwowano istotny przyrost tj. ok. 2–3 cm. Wypadkowa przemieszczeń poziomych skierowana jest w stronę południową i południowo-zachodnią – zgodnie z nachyleniem naturalnego stoku skarpy. Na potrzeby zrealizowanej ekspertyzy [4] udostępnione zostały też pomiary geodezyjne przemieszczeń zbiornika (osiadania) oraz muru oporowego. Pomiary przemieszczeń poziomych i pionowych w obrębie zbiornika wykazują zmiany: przesunięcia liniowe na poziomie 0,1–0,9 cm i osiadania na poziomie 1–3 mm. Należy zauważyć, że pomiary dotyczyły konstrukcji na powierzchni oraz powierzchniowych reperów gruntowych (na stropie zbiornika), niemniej wypadkowa przemieszczeń co do kierunku i wartości jest zgodna z pomiarami z inklinometrów, dla tego samego okresu pomiarowego. Kierunek i rejestrowane kolejne wartości udostępnionych pomiarów przemieszczeń reperów dla muru oporowego są zgodne z oczekiwaniami dla tego rodzaju konstrukcji (wychylenie wspornika). Przesunięcia liniowe dla reperów zlokalizowanych

na murze oporowym wykazują zmiany na poziomie 0,1–0,6 cm, przy osiadaniach dochodzących do 6 mm. Analiza zebranych danych była obarczona pewnym dysonansem poznawczym, ponieważ były to pomiary względne – brakowało możliwości odniesienia do pomiarów z etapu budowy muru oporowego, tym samym brakowało informacji odnośnie jego całkowitego wychylenia i przyjętych wartości dopuszczalnych. Niemniej widoczne aktualnie ślady po naprawach muru oporowego (fot. 2) świadczą dobitnie o występowaniu nadmiernych odkształceń tej konstrukcji (przekraczających wartości dopuszczalne).



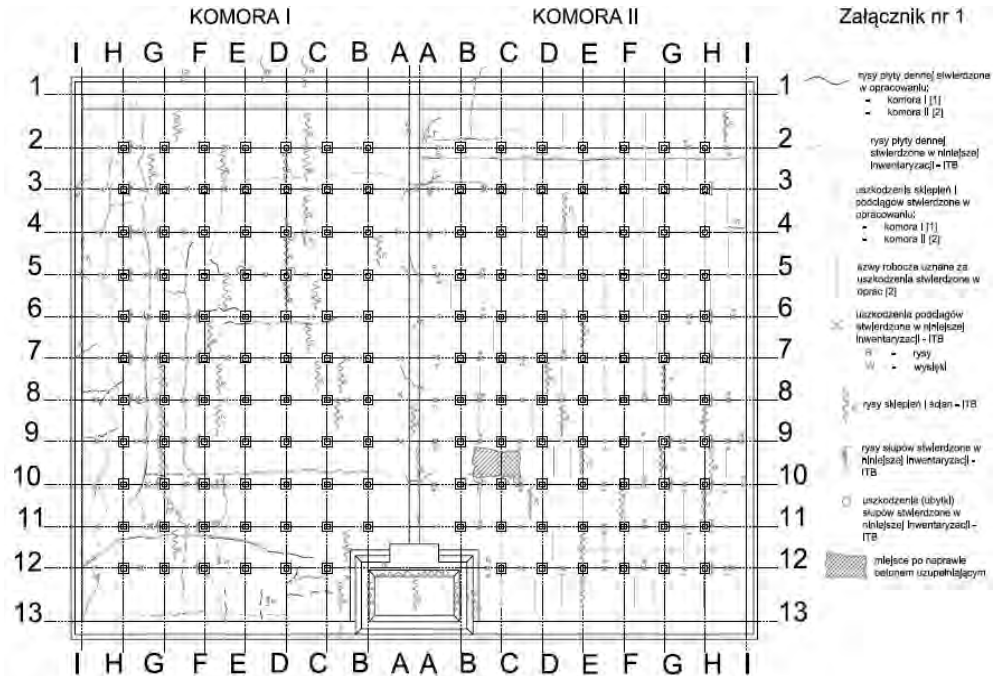
Fot. 2. Ślady po naprawach uszkodzeń (spękania pionowe) muru oporowego (wysokość ok. 5–6 m) zlokalizowanego wzdłuż wschodniej części zbiornika (fot. T. Godlewski).

4. Pomiary i obserwacje wewnątrz obiektu

Celem prac wykonanych wewnątrz poszczególnych komór zbiornika była inwentaryzacja uszkodzeń oraz weryfikacja ustaleń dotycząca stanu konstrukcji zbiornika. Na potrzeby zrealizowanej ekspertyzy [4] udostępnione zostały również pomiary geodezyjne w zakresie pomiaru rozwarcia szczelin w konstrukcji zbiornika (płyta denna, sklepienia i nadproża łukowe) na założonych reperach (bolce po obu stronach szczeliny – fot. 5a). Na podstawie przeprowadzonych pomiarów (4 sesje z okresu 4 lat) trudno było zająć jednoznaczne stanowisko odnośnie samej wielkości mierzonych zmian z uwagi brak informacji o dokładności pomiarowej. Niemniej wszystkie repery wykazywały zmiany wskazujące na zaciskanie i rozwieranie się rys w zakresie: -0,30 – +0,31 mm dla płyty dennej i max. -0,24 – +0,61 mm dla sklepień i nadproży.

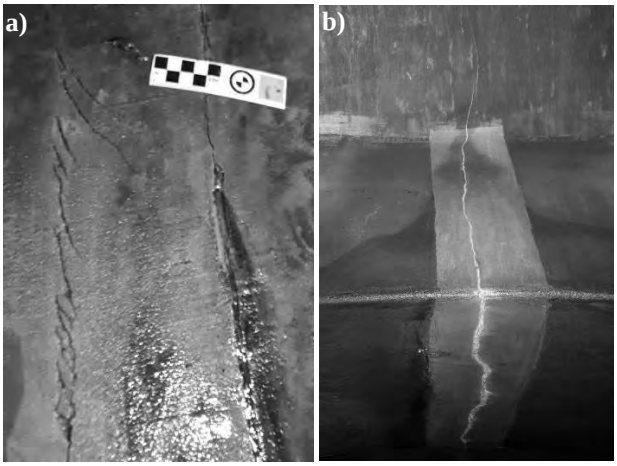
Przed przystąpieniem do pomiarów geofizycznych przeprowadzono szczegółową inwentaryzację uszkodzeń poszczególnych komór, które były udostępnione czasowo (po wypompowaniu wody). Wykonano szkice, pomiary rozwarć oraz pełną dokumentację fotograficzną [4]. Ustalono na tej podstawie, że stan techniczny zbiornika jest zróżnicowany. Odnosząc przeprowadzone wyniki inwentaryzacji do ustaleń z 2004 r. (dla komory I) i 2016 r. (dla komory II) widoczna jest generalnie postępująca degradacja konstrukcji zbiornika, aczkolwiek o różnej genezie i intensywności – rys. 4. W komorze I stwierdzono zarówno nowe spękania (nie opisane wcześniej) jak i rysy w miejscu wykonanych napraw. W płycie dennej rysy w części wschodniej kontynuują się przez całą długość zbiornika (w osiach I, H, G do F) oraz poprzecznie w osi 1013 i pomiędzy osiami 2–3. Charakterystyczne szerokości rozwarcia

rys dochodzą do 1,5–2 mm (lokalnie do kilku mm), często są wypełnione pokruszonym materiałem z towarzyszącymi licznymi drobnymi rozgałęzieniami (fot. 3a).



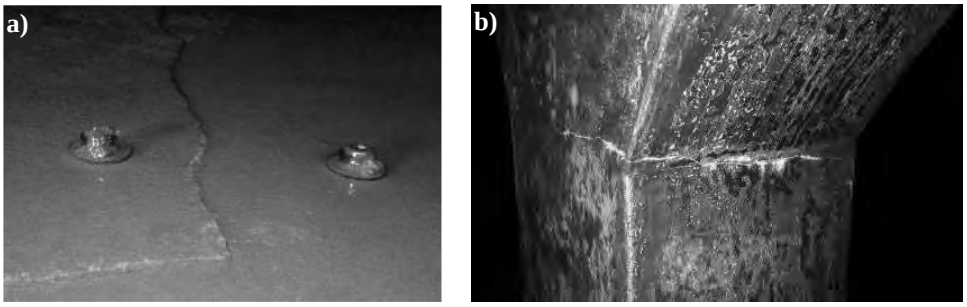
Rys. 4. Inwentaryzacja uszkodzeń zbiornika [4].

W komorze I charakterystyczne są rysy na podciągach przechodzące ku górze na sklepienia, najczęściej w miejscach po naprawach, często z silnymi wykwitami wapiennymi, o rozwartości do 1,4 mm (np. fot. 3b).



Fot. 3. a) widok płyty dennej w komorze I, rysy skośne, miejscami z pokruszonym materiałem i rozgałęzieniami, o szer. rozwarcia ~0,9 mm; b) podciąg w osi H–G/8 w komorze I – rysa pozioma w miejscu po naprawie, z wykwitami, o rozwartości < 0,3 mm, przechodząca pionowo w kierunku sklepienia (fot. T. Godlewski).

W niektórych miejscach widoczne było przemieszczenie pionowe względem siebie krawędzi rysy (uskok) – fot. 4a. W obrębie słupów można było zaobserwować charakterrystyczne zaciśnięte rysy, w miejscu poszerzenia głowicy słupa, nie przekraczające połowy szerokości słupa (fot. 4b). Uszkodzenia te były obserwowane parami, na dwóch sąsiednich słupach na kierunku osi numerycznych i dotyczą prawie wszystkich słupów w osiach H i G oraz F – rys. 4. Uszkodzenia sklepień występują na całym rzucie komory I, najliczniej w części centralnej, są to głównie rysy włosowate, z wykwitami wapiennymi i w miejscach po naprawach.



Fot. 4. a) płyta denna w osi G–F/9–10 w komorze I – szczelina w miejscu naprawy, objęta monitoringiem, o szer. rozwarcia > 2 mm, widoczne przesunięcie w płaszczyźnie pionowej (uskok), b) słup w osi H/2 (widok od strony osi 3)w komorze I – rysa pozioma, o charakterze rysy zaciśniętej, w miejscu poszerzenia słupa, nieprzekraczająca zasięgiem połowy szerokości słupa (< 25 cm), rysa o rozwartości ~ 0,4 mm z wykwitami (fot. T. Godlewski).

Zaobserwowano też rysy na ścianach zewnętrznych przy krawędziach sklepień lub pilastrów. Znaczny udział rys w płycie dennej, widoczne oznaki ścinania i ruchów pionowych tych rys, w powiązaniu z wynikami pomiarów na założonych reperach oraz charakter uszkodzeń w słupach (ściskanie?), wskazują na intensywną pracę konstrukcji tej części zbiornika w warunkach naprężeń o zmiennym wektorze oddziaływań.

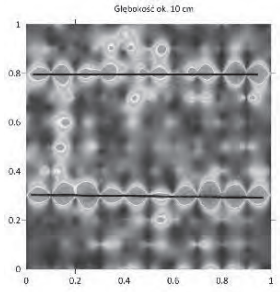
W komorze II stwierdzono nowe spękania w stosunku do inwentaryzacji z 2016 r., ale ich skala jest niewielka. Potwierdzone uszkodzenia wynikają raczej z charakteru i wieku konstrukcji. Część uszkodzeń jest prawdopodobnie powiązana z sytuacją obserwowaną w komorze I z uwagi na ciągłość konstrukcji (np. wspólne rysy na ścianie wewnętrznej, czy nowe uszkodzenia w słupach). W obrębie sklepień cylindrycznych stwierdzono występowanie włosowatych rys przebiegających w poprzek do osi sklepień, najczęściej jako kontynuacja rys z podciągów, często z silnymi wykwitami i widocznymi zawilgoceniami, uszkodzenia te były zlokalizowane najczęściej w miejscach przerw technologicznych (szwy robocze).

Z uwagi na konieczność zachowania funkcjonalności obiektu zdecydowano się na nieinwazyjne pomiary w zakresie geometrii, wytrzymałości materiałowej oraz pomiary geofizyczne na wybranych elementach konstrukcji zbiornika. Potwierdziły one wcześniejsze ustalenia w zakresie istnienia i charakteru uszkodzeń, geometrii elementów konstrukcyjnych oraz ich niskiej wytrzymałości. Badania sklerometrem (zbiór ok. 700 pomiarów) wykazały niedostateczną jednorodność badanego betonu (wsp. zmienności >20%). Najwyższą oszacowaną wytrzymałością cechują się podciągi i sklepienia (śr. ok. 34 MPa), natomiast ściany i słupy na poziomie ok. 20–24 MPa. Najniższą wytrzymałość wykazuje posadzka i płyta denna (ok. 14 MPa). Podane wartości średnie dla płyty dennej są zbliżone do wytrzymałości ustalonej na podstawie badań niszczących wykonanych w ramach wcześniejszej ekspertyzy (ok. 11 MPa).

Badania metodą georadarową (GPR) wykonano w celu weryfikacji stopnia zbrojenia poszczególnych elementów konstrukcji, a w przypadku płyty dennej i podłoża – pod kątem zidentyfikowania stref niejednorodności i nadmiernego zawilgocenia. Dokładna idea metody

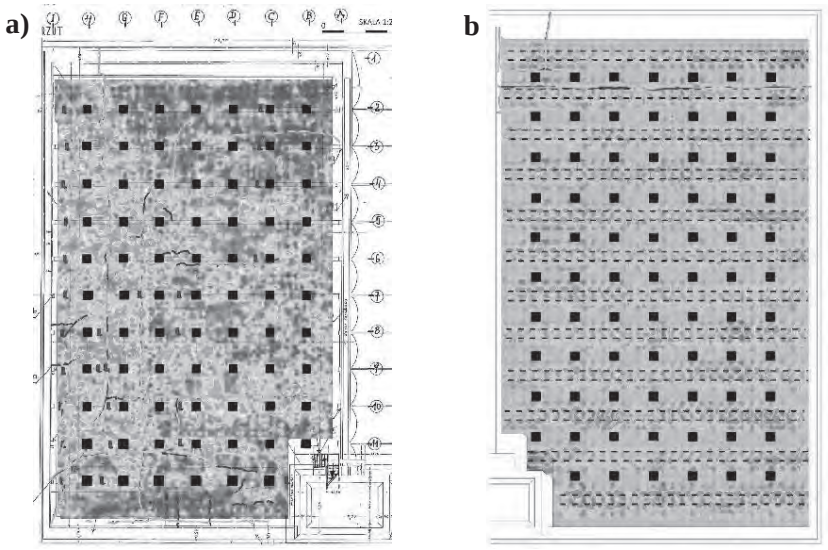
GPR jest opisana np. w pracach: [2, 5, 8]. Sygnaturami anomalii georadarowych w podłożu są tu: horyzonty refleksyjne, hiperbole dyfrakcyjne, obszary wzmocnienia sygnału rejestrowanych fal. Pomiary GDR wykonano antenami 1.6 GHz i 750 MHz, na całej powierzchni płyty dennej oraz w wybranych miejscach stropu (sklepień), słupów, ścian i podciągów łukowych. Łącznie w zbiorniku wykonano 700 profili georadarowych, w tym 300 w układzie krzyżowym, rozstaw co 0,5 m, zasięg prospekcji ok. 1,2–1,4 m (pomiary liniowe) oraz 400 w układzie krzyżowym, rozstaw co 0,1 m, zasięg prospekcji do 0,5 m (pomiary punktowe) – fot. 5 i rys. 5.





Fot. 5. / Rys. 5. z lewej widok w trakcie badania GPR (antena 1,6 GHz) sklepienia w układzie krzyżowym, rozstaw co 0,1 m, zasięg prospekcji do 0,5 m (pomiary punktowe) (fot. T. Godlewski); z prawej przykładowy wynik obrazowania w formie mapy anomalii, regularne anomalie (strefy wzmocnienia sygnału fal el. mag. to elementy zbrojeniowe [4].

W obrębie płyty dennej zbiornika w komorze I stwierdzono liczne, powierzchniowe strefy wzmocnienia sygnału fal el-mag, co świadczy o niejednorodności płyty oraz o jej spękaniu. Potwierdzają to obserwacje, przy czym strefa anomalii georadarowych jest znacznie szersza, niż wykartowane spękania. – rys. 6a.

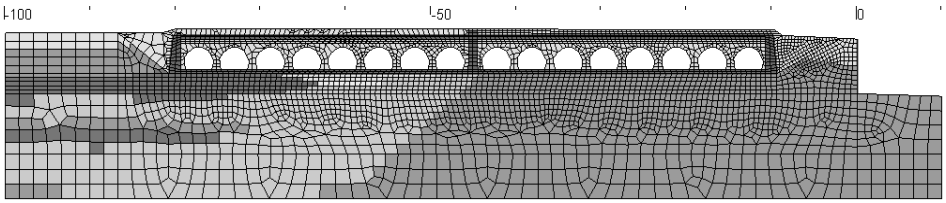


Rys. 6. Rzut płyty dennej zbiornika – mapa anomalii georadarowych antena 750MHz na tle zinwentaryzowanych rys na powierzchni: a) obraz w komorze I na gł. 0,25 m – widoczne nieregularne anomalie wzmocnienia fal el.-mag. (na czerwono), efekt spękania i/lub niejednorodności materiału, b) obraz w komorze II na gł. 0,87 m – widoczne regularne anomalie wzmocnienia fal el.-mag. (na czerwono), efekt istnienia systemu drenażu podpłytowego [4].

Może to świadczyć o znacznie dalej posuniętym zawilgoceniu płyty oraz zjawisku deterioracji materiału (korozji betonu), niż to wynika z obserwacji widocznych szczelin. Strefa podwyższonej wilgotności w obrębie płyty dennej pokrywa się z usytuowaniem głównych rys zinwentaryzowanych w konstrukcji zbiornika. W obrazie georadarowym wydzielono też liniowe, regularne anomalie pochodzące od zbrojenia. Interpretacja echogramów wykazuje, iż rozkład odległości między prętami zbrojenia nie jest stała. Konstrukcja jest zbrojona, ale w stopniu minimalnym. Pomiary georadarowe wskazały na położenie i układ zbrojenia, niestety nie można na tej podstawie ustalić średnicy zbrojenia – wymaga to badań inwazyjnych (przewiert w miejscu anomalii). Kwestią nierozstrzygniętą (bo nie potwierdzoną w sposób bezpośredni) jest pochodzenie regularnych anomalii georadarowych (tj. hiperbol dyfrakcyjnych) zidentyfikowanych poniżej płyty dennej (anteną 750 MHz). Mając na uwadze udokumentowany system drenów na i wokół konstrukcji można z dużym prawdopodobieństwem wskazać na kanały drenażowe zbudowane z elementów ceramicznych lub betonowych pod konstrukcją płyty dennej. Niestety w metodzie GPR nie jest możliwe określenie rozmiarów tych elementów, ale można założyć, że są one tożsame z elementami potwierdzonymi w odkrywkach z lat 60-tych – rys. 6b.

6. Analiza numeryczna

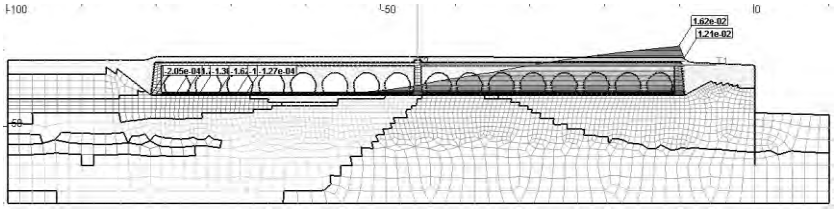
Ocena współpracy konstrukcji z podłożem w zmiennych warunkach obciążenia oraz z uwzględnieniem interakcji z sąsiednią palisadą (mur oporowy) wymagała przeprowadzenia wieloetapowych obliczeń numerycznych. W tym celu wykorzystano program ZSoil 2018 oparty na metodzie elementów skończonych (MES). Analiza obejmowała uwzględnienie wszystkich istotnych faz i możliwych wariantów obciążenia zbiornika. Dodatkowo, w ramach analizy oceniono ewentualny wpływ pęcznienia iłów pod zbiornikiem i zasięg oddziaływanie tego zjawiska – model na rys. 7. Parametry geotechniczne ustalono na podstawie wyników badań in situ oraz przebiegu badań „trójosiowych", wykorzystano nieliniowo-sprężysty model Hardening Soil with small strain stiffness (HSs). Konstrukcję zbiornika zamodelowano, jako betonową, przyjmując uproszczony warunek Hoeka-Browna, jako kryterium zniszczenia. Parametry materiałowe przyjęto przy założeniu wytrzymałości na ściskanie betonu równej 10 MPa, a wytrzymałości na rozciąganie 1 MPa. Dla elementów (np. słupów) występujących w ustalonych rozstawach w planie, przyjęto zredukowane wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych, uwzględniając wpływ ich rozstawu na globalne zachowanie modelu konstrukcji. Palisadę przy drodze zmodelowano stosując elementy belkowe, dla których przyjęto parametry odpowiadające palom betonowym o średnicy 60 cm zrealizowanym w rozstawie osiowym co 1,06 m [4].



Rys. 7. Obliczeniowy model geotechniczny współpracy konstrukcji zbiornika z podłożem.

Głównym obciążeniem występującym w rozpatrywanym przekroju jest obciążenie wodą wewnątrz komór zbiornika. Przyjęto je, jako obciążenie hydrostatyczne działające na ściany i dno zbiornika o wartości wynikającej z poziomu retencjonowanej wody. Za minimalny poziom uznano poziom dna zbiornika (wariant zbiornika pustego), a za maksymalny, poziom,

do którego zbiornik jest maksymalnie wypełniony w trakcie normalnego użytkowania (wariant zbiornika pełnego). Uwzględniono też możliwość występowania sytuacji napełnienia tylko jednej z komór zbiornika. W celu oceny wpływu pęcznienia iłów znajdujących się w podłożu bezpośrednio poniżej poziomu posadowienia założono ustalone wartości ciśnienia pęcznienia. Maksymalne przewidywane przemieszczenie (wypiętrzenie gruntu) przy pełnej mobilizacji zadanego ciśnienia pęcznienia może wynosić do +16 mm, nawet przy pełnym napełnieniu wodą – rys. 8.



Rys. 8. Rozkład i wartości przemieszczeń – widoczny wpływ pęcznienia iłów (ciśnienie pęcznienia 50 kPa) na przemieszczenia zbiornika i gruntu w jego sąsiedztwie – wypiętrzenie gruntu (max. 16 mm).

Na podstawie przeprowadzonej analizy numerycznej stwierdzono, że sama zmiana poziomu wody w zbiorniku związana z reżimem funkcjonowania (konieczność okresowego opróżniania komór ze względów sanitarnych i konserwacyjnych) ma ograniczony wpływ na jego przemieszczenia (max. ± 5 mm). Jednakże, nawet tak niewielkie przemieszczenia występujące przy okazjonalnym opróżnianiu i napełnianiu zbiornika w okresie jego użytkowania, w przypadku wrażliwej, słabo zbrojonej i już w znacznym stopniu nadwyrężonej upływem czasu konstrukcji, może prowadzić do powstawania nowych mikrouszkodzeń lub wpływać na postępująca degradację uszkodzeń już istniejących, z czasem naruszających szczelność zbiornika. W konsekwencji na skutek umożliwienia migracji wody do podłoża, mogło i może dojść do uaktywnienia procesów pęcznienia.

Jak wykazano obliczeniowo realizacja głębokiego wykopu zabezpieczonego konstrukcją oporową zagłębioną w gruncie mogła skutkować na etapie budowy (przy zachowaniu wymaganych reżimów technologicznych) przemieszczeniami dochodzącymi do ok. 6 mm (dla ściany zbiornika sąsiadującej z palisadą). Ocena bezpośrednich przyczyn tego zjawiska na obecnym etapie (brak danych z okresu budowy odnośnie wychyleń muru oraz późniejszego monitoringu w trybie ciągłym) jest trudna. Prawdopodobnie jest to suma czynników związanych z: przyjętą technologią (konstrukcja wsporcza, palisada bez zakotwienia), warunkami w podłożu (pale wiercone w podłożu ekspansywnym, obecność skarpy), warunki otoczenia (potencjalne oddziaływania statyczne od zbiornika i oddziaływania dynamiczne od ruchu drogowego). Co nie zmienia ustaleń wykazanych w symulacjach numerycznych o wzajemnym oddziaływaniu konstrukcji muru oporowego (głównie na etapie realizacji wykopu) i zbiornika (na skutek możliwych wpływów odnośnie zawilgocenia podłoża). W sytuacji gruntów ekspansywnych zjawisko odprężenia podłoża może powodować zwiększenie strefy aktywnej (otwarcie mikrospękań), co zwiększa objętość podłoża, w której może dochodzić do zmian wilgotności i tym samym intensyfikacje zjawisk związanych z pęcznieniem i skurczem w iłach.

6. Podsumowanie

Przeprowadzone analizy w kontekście przeprowadzonych badań i obserwacji, wskazują wprost na uwarunkowania i przyczyny stwierdzonych obecnie uszkodzeń zbiornika. Jest to suma czynników wynikająca z:

– sytuacji geomorfologicznej i skomplikowanych warunków geologicznych – obszar na terenie zagrożonym ruchami masowymi, obecność gruntów ekspansywnych;
– wieku i jakości użytych materiałów konstrukcyjnych – wyczerpanie trwałości konstrukcji (ponad 100 lat), niski stopień zbrojenia o charakterze nieregularnym, niska wytrzymałość betonu;
– obecna sytuacja i sposób zagospodarowania i użytkowania terenu w rejonie zbiornika – spływ wód opadowych, obecność drzew.

Wykazane obliczeniowo i zaobserwowane przemieszczenia w obrębie zbiornika i jego otoczenia są względnie niewielkie i dla obiektów spełniających obecne wymagania (norm i przepisów) nie powinny prowadzić do poważnych uszkodzeń. Jednak w sytuacji obiektu zabytkowego, o wrażliwej i słabo zbrojonej konstrukcją, usytuowanego na „podciętej" skarpie wykazującej aktywność w zakresie ruchów masowych, to częściowe posadowienie na podłożu ekspansywnym można wskazać jako praprzyczynę stwierdzonych uszkodzeń.

Literatura

1. Chen F.H.: Foundations on expansive soil, Developments in geotechnical Eng, vol.12, Elsevier 1975.
2. Conyers L.B. 2015. Analysis and interpretation of GPR datasets for integrated archaeological mapping: Multiple GPR datasets for integrated archaeological mapping. Journal of Near-surface Geophysics, 31, 1, 2241–2262.
3. Godlewski T.: Porwak iłów jako przyczyna zniszczenia konstrukcji budynku – XXII Konferencja Nauk.-Techn. „Awarie budowlane"; Szczecin-Międzyzdroje, 17-20.V.2005 Zapobieganie. Diagnostyka. Naprawy. Rekonstrukcje. s. 537–544
4. Godlewski T., Bogusz W., Łukasik S., Jaśkiewicz K., Wszędyrówny-Nast M., Witowski M., Wesołowska O.: Ekspertyza techniczna w zakresie geotechnicznych warunków posadowienia dwukomorowego zbiornika wody pitnej… w kontekście możliwości dalszego użytkowania, ITB Warszawa, etap II, luty 2022.
5. Godlewski T., Mieszkowski R., Maślakowski M., From legend to discovery – historical and geotechnical conditions related to the discovery of tunnels under The Castle Hill in Szczecin, Archive of Civil Engineering, Vol. 69 (1), 2023, 453–467, DOI: 10.24425/ace.2023.144183
6. Grabowska-Olszewska B.: Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych, PWN, Warszawa 1998.
7. Jeż J.: Biogeotechnika, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008.
8. Kaczmarek Ł., Mieszkowski R., Kołpaczyński M., Pacanowski G.: Application of electrical resistivity tomography (ERT) In the investigation of Quaternary landslide zone, based on the selected regions of Płock slope, Studia Quaternaria, vol. 31, no. 2/2014.
9. Kaczyński R.: Warunki geologiczno-inżynierskie na obszarze Polski, PIG PIB, Warszawa, 2017.
10. Kumor M.: Wybrane problemy identyfikacji przemieszczeń fundamentów na podłożu ekspansywnym, ITB, Warszawa 2004.
11. Tarnawski M.: Awarie budowli posadawianych na iłach. XXVI Konferencja Nauk.-Techn. „Awarie budowlane" Zapobieganie. Diagnostyka. Naprawy. Rekonstrukcje; Szczecin-Międzyzdroje, mat. konferencyjne, 441–450, Szczecin, 2013
12. Wysokiński L.: Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych, Instrukcja ITB nr 296, Warszawa 1990.

Expansive soils as the root cause of failure of a historic underground drinking water reservoir

Key words: expansive soils, subsoil testing, geophysical methods, structural diagnostics, historic building

Awaria konstrukcji ściany oporowej umocnienia skarpy na skutek błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na sąsiedniej działce

KAROL SADŁOWSKI*, DAMIAN URBANOWICZ*, MACIEJ WARZOCHA
KMD Diagnostyka Budowli Sp. z o.o.

Streszczenie: W pracy przedstawiono przykład awarii konstrukcji ściany oporowej zabezpieczającej skarpę na granicy dwóch działek inwestycyjnych z zabudową przemysłową. Diagnostyka budowli wykazała przemieszczenie mas gruntu w kierunku konstrukcji oporowej, skutkujące wychyleniem ściany oporowej, deformacją nawierzchni drogowej oraz pęknięciem warstwy gruntu stabilizowanego cementem, wchodzącej w skład warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Przeprowadzone oględziny, badania diagnostyczne budowli oraz analizy wykazały, że awaria była wynikiem błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na działce sąsiedniej. Główną przyczyną awarii budowlanej konstrukcji oporowej skarpy była utrata stateczności skarpy wynikająca z obniżenia rzędnej terenu u spodu ściany oporowej oraz czasowe całkowite lub częściowe odsłonięcie fundamentu ściany oporowej bez wykonania jakichkolwiek prac zabezpieczających. Dodatkowym niekorzystnym czynnikiem wpływającym na utratę stateczności skarpy było osłabienie gruntu wywołane pracami przygotowania podłoża pod docelowe warstwy nawierzchniowe prowadzone w bezpośrednim obszarze konstrukcji umocnienia skarpy.

Słowa kluczowe: konstrukcja oporowa, umocnienie skarpy, nasyp, badania gruntu, osłabienie gruntu, awaria konstrukcji oporowej

1. Wstęp

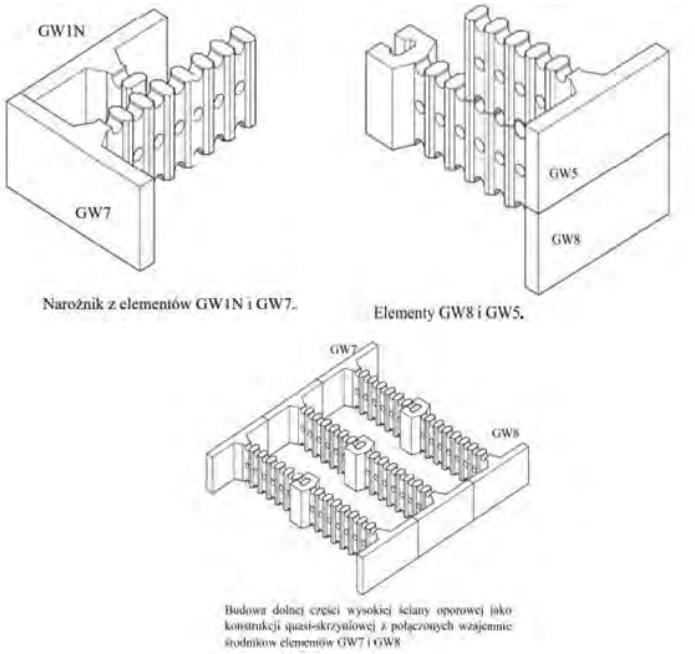
Wraz z postępem realizacyjnym budynków przemysłowych, produkcyjnych i magazynowych pojawiła się konieczność stosowania wszelkiego rodzaju wzmocnień gruntu, na którym posadawiane są obiekty. Konstrukcje wzmocnienia skarp oraz nasypów znajdują bardzo często zastosowanie na granicy działek inwestycyjnych, zapewniając możliwość pełniejszego wykorzystania powierzchni działki. Systemowe rozwiązania konstrukcji ścian oporowych wspomagają projektowanie infrastruktury wokół budynków eliminując problemy zmiennych rzędnych wysokości terenu. Ściany oporowe zabezpieczają zbocza, nasypy oraz strome skarpy zapewniając stateczność i bezpieczeństwo. Ważnym elementem podczas projektowania ściany oporowej są badania gruntu, na którym ma ona być posadowiona. Dzięki odpowiednio zebranym informacjom technicznym na temat parametrów gruntu oraz przeznaczenia terenu, wykonywany jest projekt konstrukcji ściany oporowej, zapewniający bezpieczeństwo eksploatacji. Każde istotne odstępstwo od wytycznych projektu wzmocnienia skarpy lub warunków późniejszej formy użytkowania terenu przy skarpie ma zasadnicze

*Autor do korespondencji: *karol@kmddb.pl; damian@kmddb.pl*

znaczenie dla bezpieczeństwa eksploatacji konstrukcji wzmocnienia gruntu. W niniejszym opracowaniu podjęto tematykę dotyczącą awarii ściany oporowej umocnienia skarpy wywołanej błędami wykonawczymi popełnionymi w trakcie budowy oraz prac budowlanych prowadzonych na działce zlokalizowanej bezpośrednio w sąsiedztwie skarpy.

2. Opis obiektu

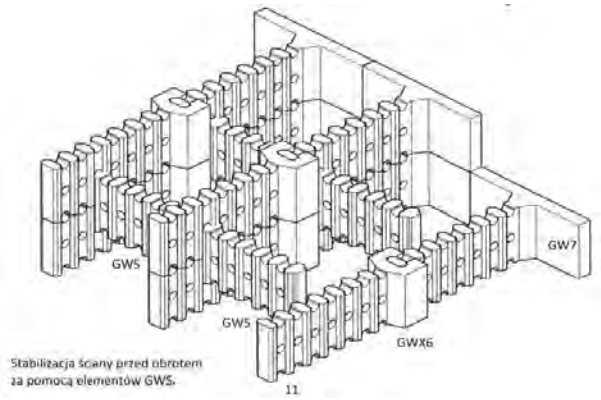
Przedmiotowa konstrukcja ściany oporowej umacniającej skarpę została wykonana na granicy dwóch działek inwestycyjnych z zabudową przemysłową. Zgodnie z dokumentacją techniczną umocnienie skarpy oraz hala przemysłowa na górze skarpy zostały wykonane w 2012 roku. Wykonanie ściany oporowej miało na celu stabilizowanie skarpy powstałego nasypu. Budowa obiektu przemysłowego u podnóża skarpy została rozpoczęta w 2021 roku i obejmowała między innymi wykonanie palowania, wyrównanie terenu i wykonanie nawierzchni z kostki brukowej. Przed rozpoczęciem wykonania konstrukcji umocnienia skarpy teren był niezagospodarowany. Z dokumentacji geotechnicznej wynika, że na terenie działki występowały średnio i mało korzystne warunki geotechniczne. Podłoże gruntowe w bliskiej lokalizacji ściany oporowej stanowią grunty rodzime w postaci piasków gliniastych i glin pylastych w stanie twardoplastycznym oraz piaski pylaste i piaski drobne w stanie luźnym i średnio zagęszczonym. Z archiwalnej dokumentacji projektu budowy hali wynika, że konstrukcja oporowa stanowiąca umocnienie skarpy została wykonana w technologii prefabrykowanej (rys. 1, 2).



Rys. 1. Elementy systemu ścian oporowych.

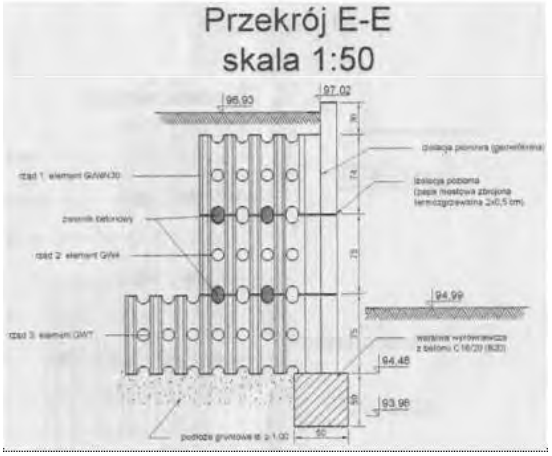
Konstrukcja oporowa zastosowanego systemu opiera się na zbrojeniu gruntu przy pomocy zestawionych na sucho prefabrykowanych, modułowych elementów żelbetowych. Płaszczyznę czołową stanowiła płyta prostokątna o wymiarach 1,49×0,74 m i grubości 0,15 m, natomiast część kotwiącą tworzyła żebrowana ścianka pionowa (środnik) o długości

dobieranej względem obciążeń. Długość całkowita elementów kształtowała się w zakresie od 0,58 do 2,465 m. Masa największego elementu wynosiła 1183 kg.



Rys. 2. Układ prefabrykatów stabilizujących ścianę przed obrotem.

Warstwa wyrównawcza stanowiąca podbudowę w obszarze krawędziowym od strony płyt eksponujących czoło konstrukcji oporowej została wykonana w formie ławy o zróżnicowanych wymiarach, w zależności od lokalizacji i typu sekcji, z betonu C16/20. Pozostały pas obszaru posadowienia konstrukcji oporowej stanowić miało podłoże gruntowe o wskaźniku zagęszczenia $I_S \geq 1{,}0$. Pierwotny projekt przewidywał, że prefabrykaty wewnętrznie miały być izolowane pionowo geowłókniną oraz poziomo papą termozgrzewalną. Pomiędzy poszczególnymi rzędami prefabrykatów przewidziano montaż zworników betonowych. Wzdłuż umocnienia na szczycie skarpy wykonana była droga pożarowa o nawierzchni z kostki brukowej.



Rys. 3. Przykładowy przekrój muru oporowego w sekcji E–E.

3. Informacje z oględzin oraz badań diagnostycznych

W trakcie prowadzenia prac budowlanych u podnóża skarpy stwierdzono uszkodzenia nawierzchni placu oraz drogi na górze skarpy. Oględziny oraz inwentaryzacja uszkodzeń górnej części skarpy wykazały uszkodzenia drogi pożarowej oraz fragmentu placu

manewrowego. Deformacji uległa nawierzchnia drogi z kostki brukowej, gdzie w ciągu drogi powstał uskok o zrzucie do około 0,12 m oraz spękania i przełamania kostki brukowej przebiegające równolegle do konstrukcji ściany oporowej. W obszarze placu manewrowego deformacja nawierzchni była nieregularna. (rys. 4).



Rys. 4. Widok uszkodzeń drogi pożarowej oraz placu manewrowego (górna część skarpy).

Od strony wykopu (realizowanej budowy) w obszarze konstrukcji oporowej stwierdzono zalegające gliny miękkoplastyczne oraz liczne zastoiska wody. Miejscowa odkrywka ławy w sekcji nr 10 wykazała, że poziom odsadzki odpowiada poziomowi utwardzenia terenu w obszarze konstrukcji oporowej. W odległości ok. 1 m od konstrukcji umocnienia skarpy teren był utwardzony kruszywem o uziarnieniu ciągłym 0–31,5 mm o grubości ok. 0,25 m, pod którym z kolej stwierdzono grunt stabilizowany cementem. Ława w jednej z sekcji ściany oporowej (nr 3) miejscowo była odkryta. Wykonana analiza wykazała, że przemieszczenie mas gruntu w kierunku konstrukcji oporowej umocnienia skarpy spowodowało pęknięcie warstwy gruntu stabilizowanego cementem. Przesunięcie mas gruntu wytworzyło lokalnie szczelinę w gruncie w formie podłużnego klina o głębokości około 0,58 m i szerokości mierzonej od góry około 0,12 m. Dodatkowo powstały szczeliny pomiędzy kostką brukową,

a krawężnikami drogi pożarowej sięgające lokalnie do około 55 mm oraz przemieszczania pionowe krawężników między sobą.

Pomiary rzędnych terenu w dolnej części skarpy wykazały różnice względem rzędnych określonych w dokumentacji powykonawczej. Roboty budowlane (rys. 5) nowo powstającej inwestycji spowodowały obniżenie poziomu gruntu przylegającego do ściany oporowej do około 0,91 m. Prace związane ze stabilizacją podłoża były wykonywane, co najmniej 0,50 m poniżej pomierzonych rzędnych terenu, czyli poniżej poziomu posadowienia konstrukcji oporowej. Pomiary pionowości konstrukcji oporowej wykazały brak zachowania pionu oraz pochylenie górnej części konstrukcji ściany oporowej w kierunku realizowanej budowy. Odchylenia muru mierzone w środku jego wysokości wynosiły od 0,21 mm (sekcja nr 4) do 0,91 mm (sekcja 11). Na podstawie wykonanych badań geologicznych stwierdzono, że grunty stanowiące zasypkę i umocnienie konstrukcji oporowej są zróżnicowane. W zależności od lokalizacji otworu stwierdzono występowanie nasypu budowlanego, nasypu nie kontrolowanego oraz gliny piaszczystej. Od strony nowobudowanej nawierzchni na głębokości od ok 1,5 m stwierdzono występowanie torfu oraz namułu. Zwierciadło swobodne wody stwierdzono na głębokości ok.1 m od poziomu terenu.



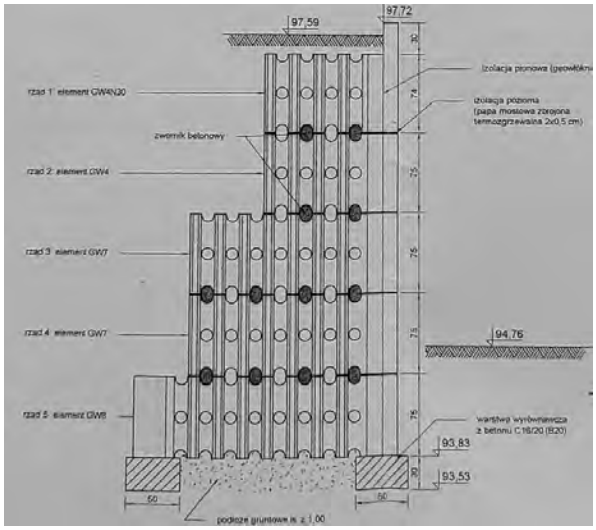
Rys. 5. Widok konstrukcji oporowej od strony realizowanej budowy (dolna część skarpy).

Analiza obliczeniowa

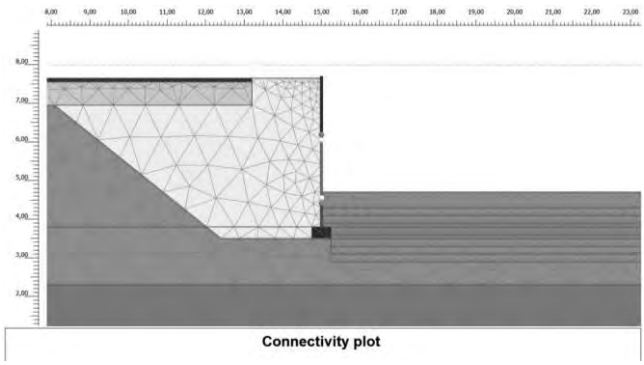
Na potrzeby opracowania ekspertyzy technicznej, przeprowadzono analizę obliczeniową trzech sekcji konstrukcji oporowej (nr 6, 8, 11), w obrębie których wykonano badania weryfikacyjne. Dla każdej z nich wykonano analizę na modelach, uwzględniających odpowiednio:

– weryfikację stateczności pierwotnej geometrii konstrukcji oporowej zgodnie z projektem wykonawczym muru oporowego,
– iteracyjną weryfikację stateczności (poprzez stopniowe obniżanie poziomu terenu od strony prowadzonej budowy) do momentu uzyskania poziomu granicznego ($S_f = 1$) – w wariancie z i bez uwzględnienia obciążenia drogi pożarowej w koronie,
– symulację możliwych przemieszczeń konstrukcji przy dalszym obniżeniu terenu od strony prowadzonej budowy (geometria zbliżona do dokumentacji zdjęciowej [9]) – w wariancie z i bez uwzględnienia obciążenia drogi pożarowej w koronie.

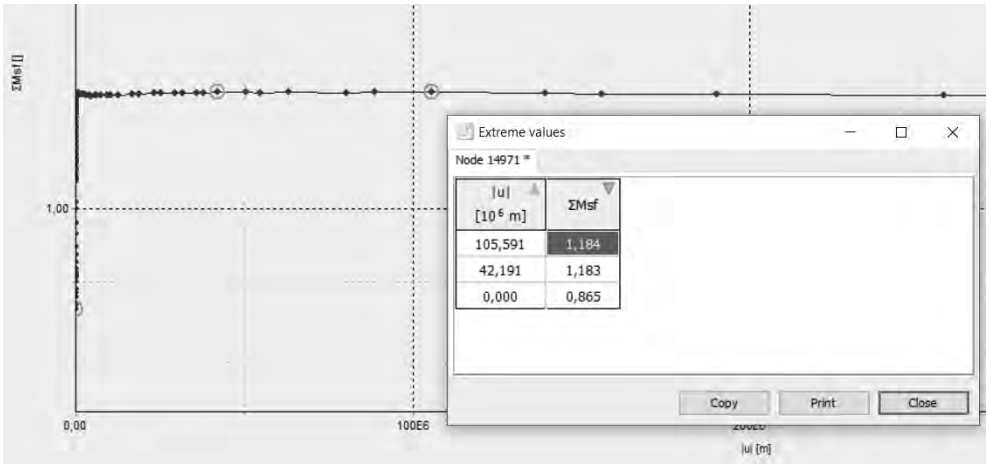
Analiza konstrukcji oporowej na przykładzie sekcji 11:
1. Weryfikacja stateczności pierwotnej geometrii konstrukcji oporowej.



Rys. 6. Sekcja 11 – pierwotna geometria konstrukcji oporowej stanowiąca podstawę analizy obliczeniowej.



Rys. 7. Sekcja 11 – pierwotna geometria konstrukcji oporowej – model obliczeniowy MES.

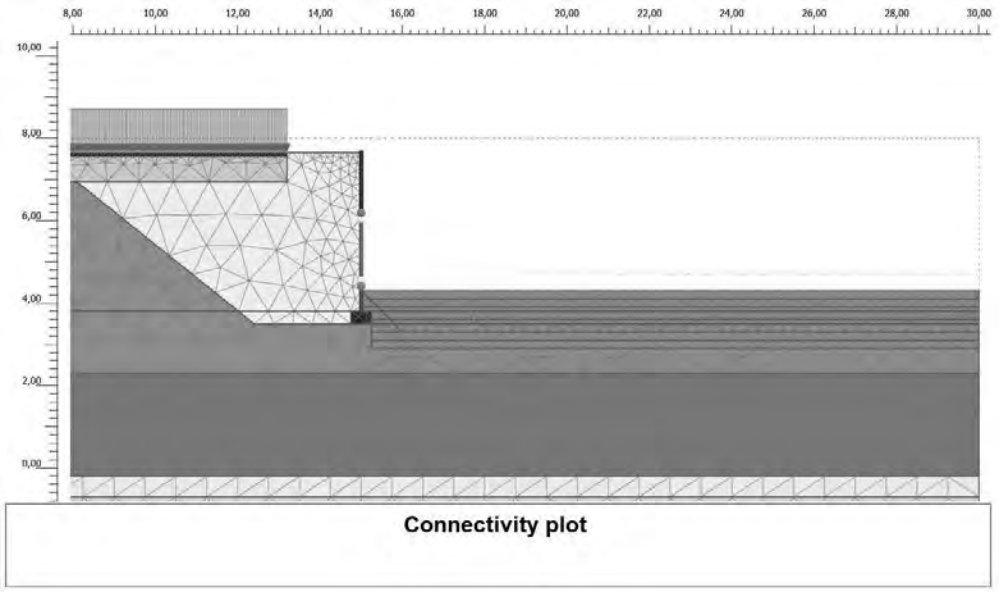


Rys. 8. Sekcja 11 – pierwotna geometria konstrukcji oporowej – krzywa stateczności.

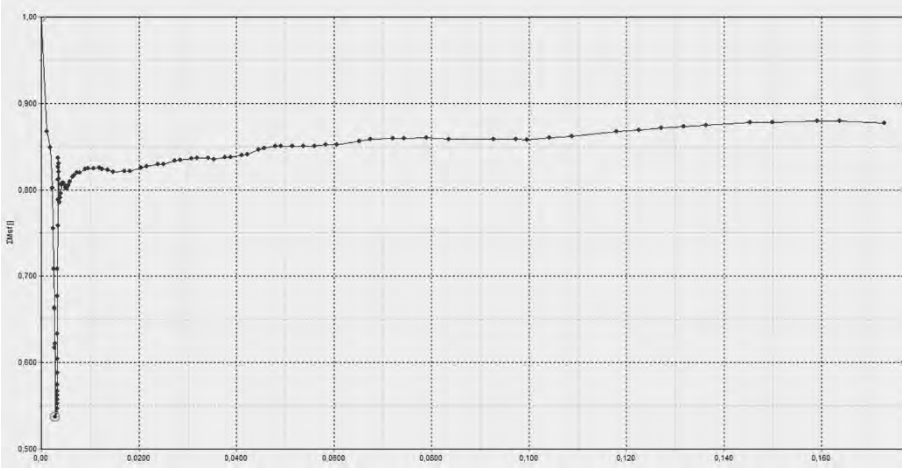
Uzyskany współczynnik stateczności pierwotnej geometrii $S_f = 1{,}18 > 1$ – konstrukcja stateczna.

2. Iteracyjna weryfikacja stateczności obniżonego poziomu terenu od strony prowadzonej budowy.

Stopniowe obniżanie poziomu terenu (ostatecznie o 0,5 m do poziomu 94.30 m n.p.m.) umożliwiło oszacowanie granicy stateczności konstrukcji oporowej.



Rys. 9. Sekcja 11 – model obliczeniowy MES – obniżenie terenu o 0,5 m

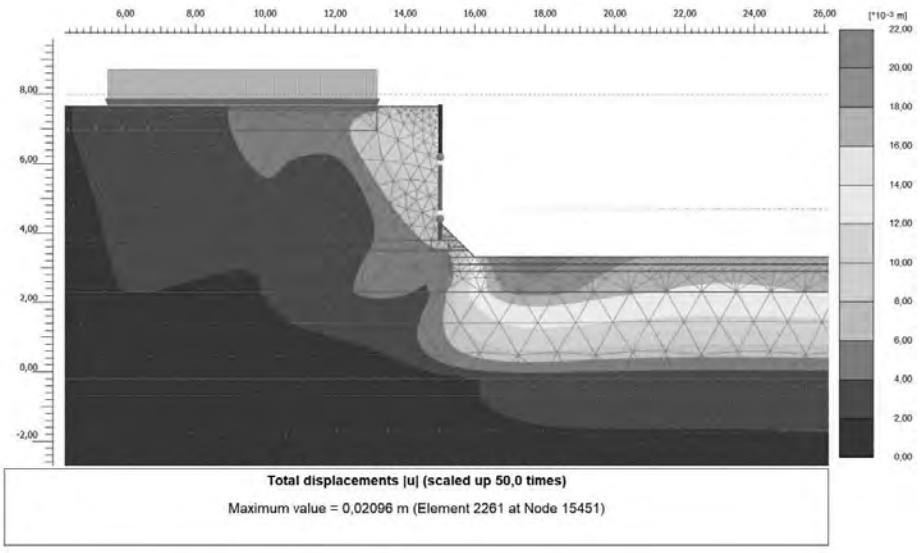


Rys. 10. Sekcja 11 – krzywa stateczności – obniżenie terenu o 0,5 m z uwzględnieniem obciążenia naziomu.

Uzyskany współczynnik stateczności po obniżeniu terenu o 0,5 m $S_f \approx 0,9 < 1$ – konstrukcja niestateczna.

3. Symulacja możliwych przemieszczeń konstrukcji przy dalszym obniżeniu terenu od strony prowadzonej budowy.

W ramach analizy dokonywano w modelu obliczeniowym stopniowego obniżania rzędnej poziomu terenu w strefie dociążającej skarpę (ostatecznie o 1,5 m do poziomu 93.30 m n.p.m. z przyporą w obrębie ławy, czyli 0,2 m poniżej poziomu ławy), co umożliwiło określenie zakresu deformacji ośrodka gruntowego za konstrukcją oporową i określenie możliwego klina odłamu.



Rys. 11. Sekcja 11 – mapa przemieszczeń całkowitych – obniżenie terenu o 1,5 m z uwzględnieniem obciążenia naziomu.

Na podstawie analizy oszacowano możliwy kształt klina odłamu, który obejmuje zakres około 5 m naziomu konstrukcji oporowej. Całościowa analiza obliczeniowa wykazała, że pierwotnie zaprojektowana konstrukcja oporowa była stateczna z odpowiednim marginesem bezpieczeństwa. Najmniejszy współczynnik bezpieczeństwa S_f oszacowano dla najwyższej konstrukcji (sekcja 11), na poziomie 18,5%. Głównym czynnikiem determinującym stateczność konstrukcji oporowej jest poziom terenu względem poziomu posadowienia konstrukcji oporowej od strony prowadzonej budowy. Oszacowano, że obniżenie terenu o ok. 0,4–0,5 m dla sekcji nr 8 i 11 stanowiło osiągnięcie poziomu granicznego dla zachowania stateczności. Obliczeniowo skarpa ze ścianą oporową jest niestateczna nawet w przypadku braku obciążenia na górze skarpy. Podczas budowy nawierzchni wokół nowo realizowanej inwestycji wykonano obniżenia terenu większego niż wartość krytyczna, co doprowadziło do nadmiernych przemieszczeń i spowodowało częściowy zsuw skarpy wraz ze ścianą oporową.

Podsumowanie i wnioski

Wykonane w ramach ekspertyzy oględziny, badania oraz analizy wykazały, że przyczyną awarii budowlanej konstrukcji oporowej zabezpieczającej skarpę była utrata stateczności skarpy wynikająca z obniżenia rzędnej terenu u spodu ściany oporowej oraz czasowe całkowite lub częściowe odsłonięcie fundamentu ściany oporowej bez wykonania jakichkolwiek prac zabezpieczających. Analiza dokumentacji projektowej nowo wznoszonej hali wraz z terenem przyległym wykazała brak jakichkolwiek zaleceń odnośnie prowadzenia prac budowlanych przy konstruowaniu nawierzchni wokół hali, ograniczonej konstrukcją umacniającą skarpę. Przy wykonywaniu prac kierownictwo budowy bezkrytycznie pozwoliło na odsłonięcie fundamentu ściany oporowej przy profilowaniu terenu. Dodatkowym niekorzystnym czynnikiem wpływającym na utratę stateczności skarpy było osłabieniegruntu wywołane korytowaniem i przygotowywaniem podłoża pod docelowe warstwy nawierzchniowe, utwardzenia terenu prowadzone w bezpośrednim obszarze konstrukcji umocnienia skarpy. Na skutek braku skutecznego odwodnienia terenu podczas prowadzenia prac budowlanych i stosunkowo płytkiego poziomu swobodnego zwierciadła wód gruntowych przy korytowaniu terenu pod nawierzchnię, woda w wykopie spowodowała uplastycznienie glin w poziomie posadowienia fundamentu ściany oporowej. Należy mieć również na uwadze, że przy wykonywaniu warstw podbudowy nawierzchni, prace budowlane prowadzone były z udziałem ciężkiego sprzętu oraz zagęszczarek inicjujących drgania na gruncie z glin, gdzie obecność wody mogła powodować dodatkowe ich uplastycznienie, pogarszając parametry geotechniczne i utratę stateczności skarpy. Woda w tego typu gruntach nawodnionych poprzez wibracje przemieszcza się ku górze i wpływa niekorzystnie na strukturę oraz nośność gruntu. Pośredni wpływ na utratę stateczności skarpy miało również zastosowanie gruntów niekontrolowanych do zagęszczania zasypek przy montażu elementów prefabrykowanych konstrukcji oporowej.

Przedstawiony problem powstałej awarii ściany oporowej wraz z utratą stateczności skarpy wskazuje, że nie można bezkrytycznie prowadzić prac budowlanych nawet wykonując je całkowicie zgodnie z dostarczonym na budowę projektem. Obowiązkiem kierownika budowy jest kierowanie pracami budowlanymi w sposób nie zagrażający istniejącym konstrukcjom, jak i mieniu w strefie oddziaływania budowy. Analiza dokumentacji wskazuje również na błąd w zakresie projektowym, ponieważ projektant nie rozpoznał właściwie strefy oddziaływania budowy, w rzeczywistości wykraczającej poza obszar działki realizowanej inwestycji. Powyższe wskazuje na brak szerszego spojrzenia projektantów w zakresie projektowania i formowania zakresu robót budowlanych, nieuwzględniających wpływu wznoszonych konstrukcji na istniejące budowle.

Literatura

1. Sadłowski K, Urbanowicz D, Warzocha M, Kontowicz D., Ekspertyza techniczna w zakresie oceny stanu technicznego konstrukcji oporowej umocnienia skarpy przy ul. (…) w miejscowości (…), KMD Diagnostyka Budowli, Gdańsk 2022.
2. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady Ogólne.
3. PN-EN 1997-1:2008/Ap2: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne;
4. PN-EN 1997-2: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
5. Kotlicki W, Wysokiński L, „Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów", Seria: Instrukcje, wytyczne, poradniki nr 376/2002., Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2002.

Failure of the retaining structure of the slope protection as a result of execution errors of the construction work carried out on the neighboring plot

Keywords: retaining structure, slope protection, embankment, soil testing, soil softening, retaining stucturefailure

Zagrożenie katastrofą budowlaną w wyniku braku analizy stateczności skarpy

KAMIL SOBCZYK[1*], ADAM BARYŁKA[1], JACEK SANKOWSKI[2]
[1]Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji
[2]Ministerstwo Obrony Narodowej, Warszawa, Departament Infrastruktury,

Streszczenie: W opracowaniu podjęto problematykę braku właściwego rozpoznania podłoża gruntowego względem wymaganej dokumentacji geotechnicznej w oparciu o ustaloną fizycznie w terenie sytuację wodno – gruntową. Na przykładzie skarpy zlokalizowanej w miejscowości Wojnarowa wskazano niezasadne rozpoczęcie robót budowlanych tylko na podstawie opinii geotechnicznej na terenach zagrożonych osuwiskiem. W trakcie wizji lokalnej potwierdzono oznaki terenu osuwiskowego. Wymagane zatem było przyjęcie 3. kategorii geotechnicznej, a w konsekwencji konieczne było opracowanie dokumentacji badań podłoża, projektu geotechnicznego oraz dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Brak kompletu opracowań geotechnicznych, a w szczególności kluczowej analizy stateczności skarpy, prowadzić mógł do zaistnienia katastrofy budowlanej. Roboty zostały przerwane, by sprawdzić stateczność skarpy w oprogramowaniu GEO5 – określono krytyczną powierzchnię poślizgu oraz wyznaczono współczynnik stateczności skarpy. Analizy wykonano w oparciu o trzy metody obliczeniowe: uproszczona Bishopa, Spencera i Morgersterna-Price'a. Zbocze utraciłoby równowagę (współczynnik stateczności $FS < 1{,}0$), gdyby zostały zrealizowane roboty budowlane oraz dodatkowo pojawiły się obciążenia użytkowe, stałe i zmienne. Dodatkowo określono, że samo uszkodzenie istniejącego systemu drenażowego również mogłoby naruszyć stateczność skarpy. W wypadku wykonania robót budowlanych niezależnie czy istniejący system drenażowy pozostałby sprawny ($FS = 0{,}74$) czy uległby uszkodzeniu ($FS = 0{,}60$) analizowana skarpa uległaby awarii.

Słowa kluczowe: stateczność skarpy, roboty ziemne, osuwisko, analiza GEO5

1. Wprowadzenie

Tematyka posadowienia obiektów budowlanych na zboczach stanowi istotne wyzwanie inżynierskie, zarówno na etapie projektowania jak i późniejszego wykonawstwa. Pochodzenie zboczy można generalnie podzielić na dwa rodzaje – naturalne oraz jako efekt działalności człowieka [1]. Ze względu na różne przyczyny powstania, charakterystykę przebiegu oraz potencjalne skutki wyróżnia się pięć rodzajów ruchów mas gruntów: spełzywanie, spływy, obrywy, zsuwy oraz osuwiska [2]. Awarie konstrukcji nasypów, skarp i wykopów stanowią jedno z kluczowych zagrożeń uszkodzeń obiektów budowlanych i infrastruktury drogowo-kolejowej [3]. Poza wskazanymi stratami ekonomiczno-materialnymi podczas przemieszczenia mas ziemnych istnieje duże zagrożenia utraty zdrowia lub wystąpienia ofiar śmiertelnych [4].

*Autor do korespondencji: *kamil.sobczyk@wat.edu.pl*

Osuwisko definiowane jest jako przemieszczenie mas gruntowych w dół zbocza wzdłuż powierzchni poślizgu w wyniku przekroczenia wytrzymałości gruntu na ścinanie i w konsekwencji utratą stateczności [5]. Do zasadniczych czynników inicjujących zjawisko osuwiska można zaliczyć: trzęsienia ziemi, prowadzenie robót ziemnych, obciążenie dodatkowymi obiektami budowlanymi i ruchem ciężkich pojazdów, naturalne procesy erozji gruntu oraz długotrwałe i intensywne opady deszczu lub obfite roztopy śniegu [6, 7]. Katastrofy osuwiskowe występują na całym świecie, w szczególności na obszarach górskich. Istnieje obszerna literatura przedmiotu omawiająca przyczyny oraz skutki osuwisk gruntu w różnych państwach z uwzględnieniem wodnych i geologicznych warunków lokalnych, m.in. w Gorkha w Nepalu w 2015 roku [8] oraz Rangamati w Bangladeszu w 2017 roku [9, 10]. Również w Polsce analizowano stateczność skarpy ziemnej w różnych warunkach wodno-gruntowych oraz obciążenia od ruchu pojazdami i obiektów budowlanych. Przykładami takich prac naukowych są analizy dotyczące nasypu odcinka drogowego obwodnicy Ostródy [11], skarpy przy drodze powiatowej w Winnicy [12], kompleksu budynków w południowej części Warszawy w sąsiedztwie krawędzi Skarpy Warszawskiej [13] oraz zbocza w rejonie kościoła św. Katarzyny w Warszawie [14].

Kluczowym etapem w procesie projektowania bezpiecznego wykorzystania skarpy ziemnej na potrzeby posadowienia obiektu budowlanego, obciążenia ruchem ludzi lub ruchem pojazdami jest właściwie przeprowadzone rozpoznanie podłoża gruntowego. Niedostateczne wykonanie identyfikacji warunków wodno-gruntowych w czasie realizacji inwestycji budowlanej może mieć istotnie niekorzystne skutki ekonomiczne i terminowe związanych z koniecznością zapewnienia dodatkowych badań polowych i laboratoryjnych [15]. Wytyczne na potrzeby rozpoznania warunków gruntowych, które uwzględniają wymagania, zasady i zalecenia dla oceny stateczności skarp nasypów i wykopów przedstawiono w pracy zbiorowej wykonanej przez AGH [16]. W Polsce do oceny stateczności skarp i zboczy oraz wyboru zabezpieczeń została opracowana instrukcja ITB nr 424/2011 [17]. Właściwa realizacja rozpoznania podłoża gruntowego powinna być zgodna z wytycznymi powszechnych aktów prawnych, w szczególności z zapisami rozporządzenia w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych [18].

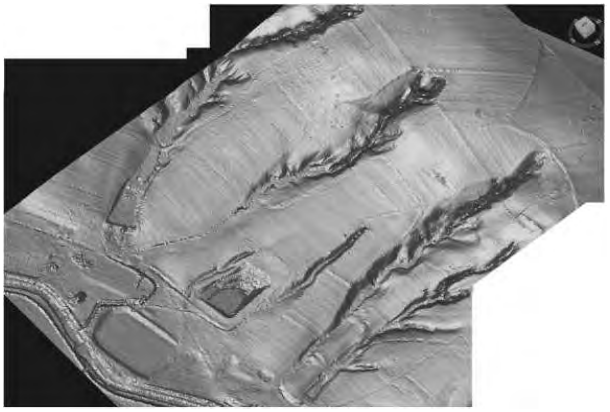
Celem niniejszej pracy jest analiza zagrożenia katastrofą budowlaną, jako skutek niedostatecznego rozpoznania podłoża gruntowego, zgodnego z obowiązującym stanem prawnym oraz brakiem projektu geotechnicznego obejmującego obliczeniowe sprawdzenie współczynnika stateczności skarpy z uwzględnieniem projektowanego obciążenia i rzeczywistych warunków geotechnicznych.

2. Analiza warunków lokalizacyjnych

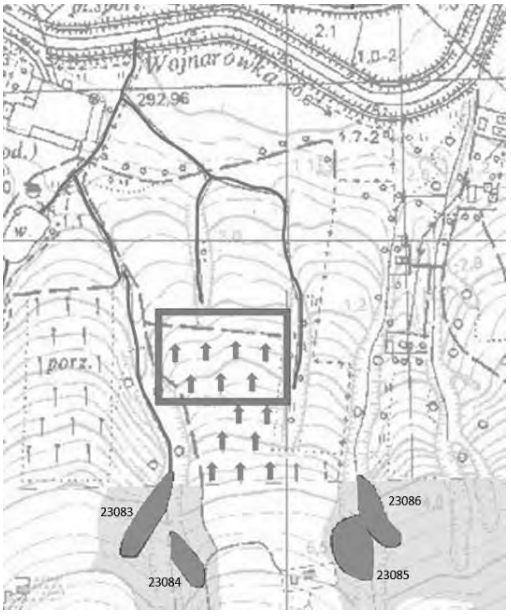
Analizowany teren zlokalizowany jest w województwie małopolskim, powiecie nowosądeckim. Pod względem fizycznogeograficznym zgodnie z [19] obszar badań znajduje się na terenie: prowincji – Karpaty Zachodnie z Podkarpaciem Zachodnim i Północnym, podprowincji – Zewnętrzne Karpaty Zachodnie, makroregionu – Pogórze Środkowobeskidzkie, mezoregionu – Pogórze Rożnowskie. Teren prac badawczych znajduje się w obrębie miejscowości Wojnarowa. Cały obszar objęty badaniami leży w zlewni Wisły, odwadniany jest przez rzekę Dunajec wraz z lokalnymi dopływami (w sąsiedztwie obszaru opracowania przepływa potok Jasienianka będący lewym dopływem Białej, która z kolei jest prawym dopływem Dunajca). Powierzchnia terenu jest znacznie nachylona w kierunku północnym, deniwelacja wynosi aż 88 m. Na rys. 1 przedstawiono rzeźbę terenu 3D w miejscu planowanej inwestycji.

Na omawianym obszarze znajdują się potencjalne zagrożenia związane z ruchami masowymi. Według wykazu bazy SOPO – System Osłony Przeciwosuwiskowej – zlokalizowano

osuwiska czynne lub okresowo czynne o numeracji: 23083, 23084, 23085 i 23086 [21]. Oznaczono je kolorem różowym na rys. 2. Widoczny jest również lokalny układ cieków wodnych (oznaczony kolorem niebieskim) w odniesieniu do obszaru zaplanowanej inwestycji (oznaczony kolorem czerwonym). Jeden ze wskazanych cieków na powierzchni terenu rozpoczyna się u podnóża krawędzi zaplanowanego placu budowlanego.

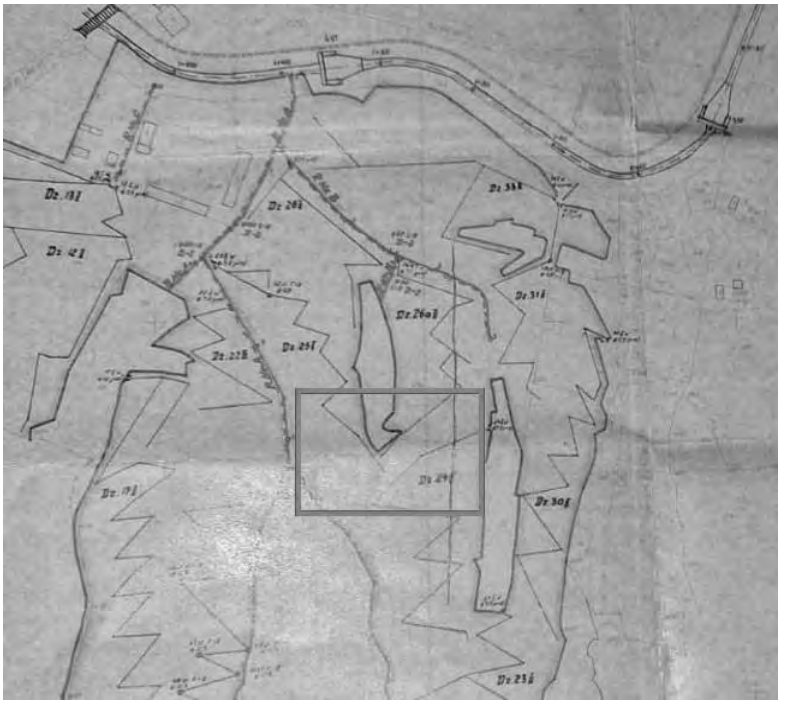


Rys. 1. Rzeźba terenu w miejscu planowanej inwestycji [20].



Rys. 2. Mapa SOPO z uwzględnieniem aktywnych osuwisk (kolor różowy), kierunku spływu wód gruntowych (kolor zielony), układem cieków wodnych (kolor niebieski) oraz planowanym miejscem inwestycji (kolor czerwony) [21].

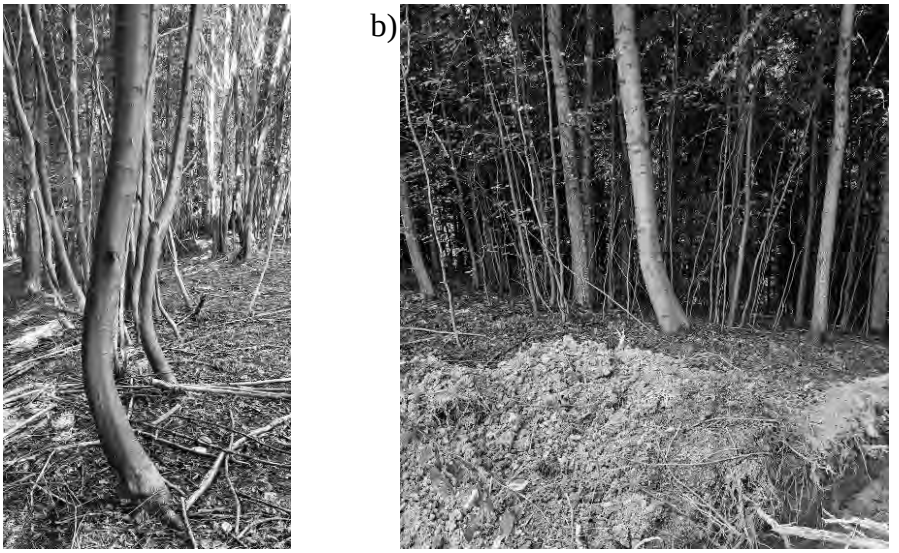
Z lat 70. XX wieku dostępna jest archiwalna dokumentacja systemu drenażowego skarpy [22]. Na rys. 3 przedstawiono ułożenie tego systemu drenarskiego, który przebiega przez planowaną lokalizację placu. Przerwanie jego ciągłości w trakcie prowadzonych robót budowlanych spowodowało brak możliwości odprowadzenia wód podziemnych. W konsekwencji pojawił się lokalny ruch osuwiskowy gruntu.



Rys. 3. Archiwalna dokumentacja systemu drenażowego skarpy (ukośne linie koloru niebieskiego) wraz z planowanym miejscem inwestycji (kolor czerwony) [22].

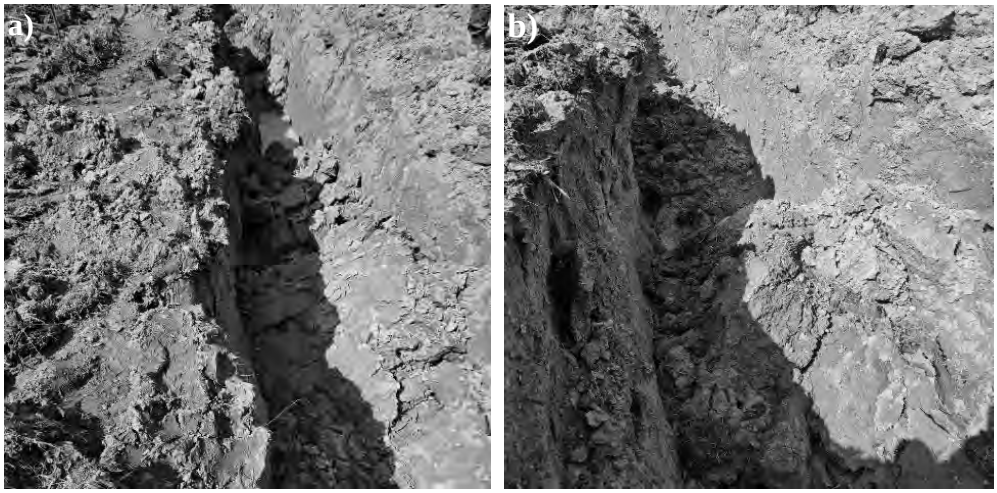
Przeprowadzona wizja lokalna ujawniła oznaki, które świadczą o występowaniu terenów osuwiskowych na przedmiotowym obszarze realizacji robót budowlanych:
– charakterystyczne wykrzywienie pni drzew w pobliskim lesie na końcu wykonanego rowu odwodnienia placu – zjawisko tzw. „pijanego lasu", przedstawiono na rys. 4a, b;

a) b)



Rys. 4a, b. Charakterystyczne wykrzywienie pni drzew – zjawisko tzw. „pijanego lasu" [źródło: własne].

– osunięcie ściany rowu odwadniającego odbierającego wody spływające ze stoku w kierunku realizowanego placu – osunięcie od strony wyższej stoku, przedstawiono na rys. 5a, b; dodatkowo wykonano badanie in situ metodą wałeczkowania gruntu z obu stron rowu – od strony górnej stoku liczba wałeczkowań gruntu była większa o 2–3.



Rys. 5a, b. Osunięcie ściany rowu odwadniającego od strony wyższej stoku [źródło: własne].

Prowadzone ziemne roboty budowlane spowodowały destabilizację lokalnych warunków wodno – gruntowych. Przerwane zostały elementy systemu drenażowego (rys. 6) oraz dodatkowo woda zalegała w rowie odwadniającym usytułowanym na górze skarpy, nad terenem przewidzianym do deniwelacji (rys. 7).



Rys. 6. Uszkodzenie systemu drenażowego [źródło: własne].



Rys. 7. Woda zalegająca w rowach odwadniających [źródło: własne].

3. Metodyka oceny stateczności skarpy

Zgodnie z wymaganiami normowymi [23] procedura analizy stateczności skarpy ziemnej powinna zawierać warunki równowagi momentów i sił przy ocenie stateczności Część popularnych metod obliczeniowych nie uwzględnia jednocześnie obu tych wymagań. W tablicy 1 przedstawiono szczegóły wybranych metod równowagi granicznej.

Tablica 1. Porównanie uwzględnienia warunków równowagi w wybranych metodach równowagi granicznej [2, 16].

Metoda graniczna	Równowaga sił	Równowaga momentów
Uproszczona Bishopa	Nie	Tak
Janbu	Tak	Tak
Spencera	Tak	Tak
Sarmy	Tak	Tak
Morgersterna-Price'a	Tak	Tak

W celu analizy stateczności skarpy metodami równowagi granicznej w oparciu o dane z tablicy 1 wybrano do wykorzystania metody obliczeniowe:
– Uproszczona Bishopa – nie spełnia warunku równowagi sił, ale ze względu na dużą popularność metody wybrano do celów porównawczych;
– Spencera – spełnia wymagania równowagi sił i momentów;
– Morgersterna-Price'a – spełnia wymagania równowagi sił i momentów.

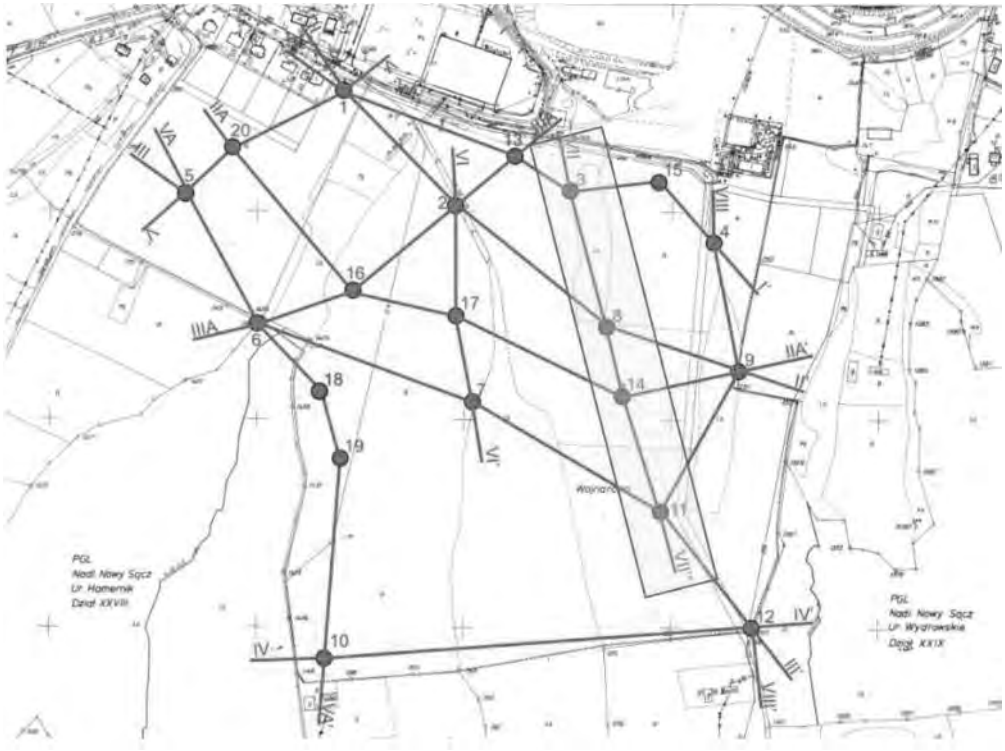
Zgodnie z poprawką do załącznika krajowego [24] zalecanym podejściem obliczeniowym do oceny stateczności skarpy w Polsce jest DA3a. W dalszych obliczeniach zastosowano rekomendowaną kombinację współczynników częściowych A2+M2+R3.

W analizie obliczeniowej uwzględniono dodatkowo czynniki wpływające na stateczność skarpy:
– obciążenie stałe (G) – pochodzące od obciążenia kontenerami biurowo-sanitarnymi, założono dwa rzędy w układzie piętrowym, przyjęto wartość $G = 15$ kN/m^2;
– obciążenie zmienne (Q) – pochodzące od obciążenia ruchem pojazdów i ludzi, przyjęto wartość $Q = 5$ kN/m^2;
– poziom zwierciadła wody gruntowej (ZWG) – niski poziom wód gruntowych w przypadku sprawnego i drożnego systemu drenażowego oraz wysoki poziom wód gruntowych (przypowierzchniowe spiętrzenie wody) w przypadku uszkodzenia lub zniszczenia ciągłości systemu drenażowego.

W oparciu o przeprowadzone badania podłoża gruntowego wraz z opracowaną opinią geotechniczną [19] wybrano przekrój geotechniczny VII–VII' przechodzący przez otwory geotechniczne nr 3–8–14–11. Wytypowany przebieg, który przedstawiono na mapie dokumentacji na rys. 8, przechodzi przez obszar planowanej inwestycji i pozwolił na sprawdzenie stateczności tego obszaru skarpy.

W oprogramowaniu GEO5 w module Stateczność zbocza zamodelowano wskazany przekrój geotechniczny VII–VII' z uwzględnieniem warunków geotechnicznych zawartych w kartach otworów geotechnicznych nr 3–8–14–11. Wyróżniono cztery warianty obliczeniowe w zależności od realizacji planowanej inwestycji i zachowania drożności istniejącego systemu drenażowego [22]:
a) stan obecny przekroju skarpy, sprawny system drenażowy – rys. 9a (model a);
b) stan obecny przekroju skarpy, uszkodzony i niesprawny system drenażowy, spiętrzenie wody – rys. 9b (model b);
c) przekrój skarpy po zrealizowanych robotach budowlanych (wykop, nasyp, posadowienie kontenerów, ruch pojazdów i ludzi), sprawny system drenażowy – rys. 9c (model c);

d) przekrój skarpy po zrealizowanych robotach budowlanych (wykop, nasyp, posadowienie kontenerów, ruch pojazdów i ludzi), uszkodzony i niesprawny system drenażowy, spiętrzenie wody – rys. 9d (model d).

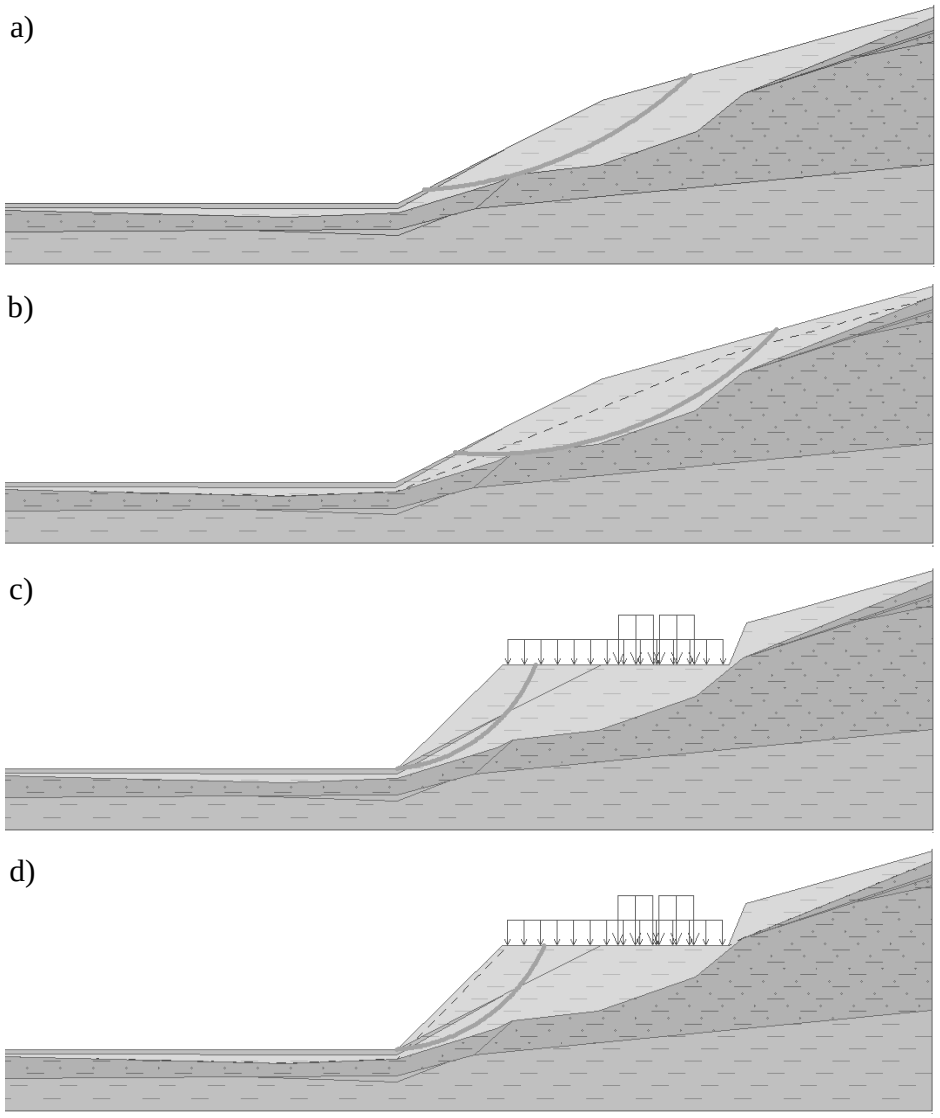


Rys. 8. Wybrany do analizy przekrój geotechniczny VII – VII' przechodzący przez otwory geotechniczne nr 3 – 8 – 14 – 11 (oznaczony kolorem żółtym) [19].

Rodzaje oraz parametry geotechniczne przyjęto zgodnie z wynikami z przeprowadzonych badań podłoża gruntowego [19] i wprowadzono do modeli obliczenowych – dane zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Zestawienie parametrów geotechniczne warstw gruntów przyjętych w modelach obliczeniowych [19].

Nazwa gruntu	**Glina pylasta**	**Glina**	**II piaszczysty**	**Piasek gliniasty**	**II**
Ciężar objętościowy [kN/m^3]	21,5	21	19,5	21	20,5
Kąt tarcia wewnątrznego [°]	16,4	14,8	11,7	18	13
Spójność [kPa]	22,1	17	54,3	30	60
Oznaczenie					



Rys. 9a–d. Warianty modeli obliczeniowych w oprogramowaniu GEO5 w zależności od realizacji planowanej inwestycji i zachowania drożności istniejącego systemu drenażowego [źródło: własne].

4. Dyskusja wyników obliczeń

Parametrem porównawczym w prowadzonych analizach obliczeniowych jest współczynnik stateczności skarpy (*factor of safety* – FS). Został on wyznaczony numerycznie w oprogramowaniu GEO5. W procesie optymalizacji wyznaczono przebieg krytycznej powierzchni poślizgu – oznaczono ją linią koloru pomarańczowego na rys. 9a–d. Dla każdego wariantu modelu obliczeniowego określono następnie minimalną wartość współczynnika stateczności skarpy FS. Uzyskane rezultaty zestawiono w tablicy 3 dla wartości charakterystyczny i w tablicy 4 dla wartości zgodnych z podejściem DA3a.

Tablica 3. Zestawienie wyznaczonych współczynników stateczności skarpy – podejście z wartościami charakterystycznymi [źródło: własne].

Wariant modelu obliczeniowego		**Model a**	**Model b**	**Model c**	**Model d**
ZWG		**Niskie**	**Wysokie**	**Niskie**	**Wysokie**
G – stałe [kN/m^2]		---	---	5	5
Q – zmienne [kN/m^2]		---	---	15	15
Metoda obliczeniowa	Uproszczona Bishopa	1,14	0,97	0,71	0,56
	Spencer	1,17	1,01	0,74	0,59
	Morgenstern -Price	1,17	1,01	0,74	0,60

Tablica 4. Zestawienie wyznaczonych współczynników stateczności skarpy – podejście normowe DA3a [źródło: własne].

Wariant modelu obliczeniowego		**Model a**	**Model b**	**Model c**	**Model d**
ZWG		**Niskie**	**Wysokie**	**Niskie**	**Wysokie**
G – stałe [kN/m^2]		---	---	5	5
Q – zmienne [kN/m^2]		---	---	15	15
Metoda obliczeniowa	Uproszczona Bishopa	0,91	0,77	0,56	0,43
	Spencer	0,93	0,81	0,59	0,48
	Morgenstern -Price	0,93	0,80	0,59	0,47

Analizę numeryczną przeprowadzono dla trzech wybranych metod obliczeniowych oraz przedstawiono rezultaty w tablicy 3 i 4 w celu ich porównania. Ze względu na aktualne stardardy, procedury obliczania stateczności skarpy przyjęto finalnie wyniki dla metody Morgensterna-Price'a (oznaczono kolorem niebieskim w tablicy 3 i kolorem pomarańczowym w tablicy 4). Uwzględnia ona warunki równowagi granicznej (równowaga sił i równowaga momentów zgodnie z tablicą 1). Natomiast w [16] wskazano kryteria oceny stateczności skarpy dla różnych wartości FS:

– utrata równowagi – $FS < 1{,}0$;
– skarpa stateczna – $FS \geq 1{,}0$;
– skarpa stateczna z zapasem bezpieczeństwa – $FS \geq 1{,}3$ i rygorystycznym zapasem bezpieczeństwa – $FS \geq 1{,}5$.

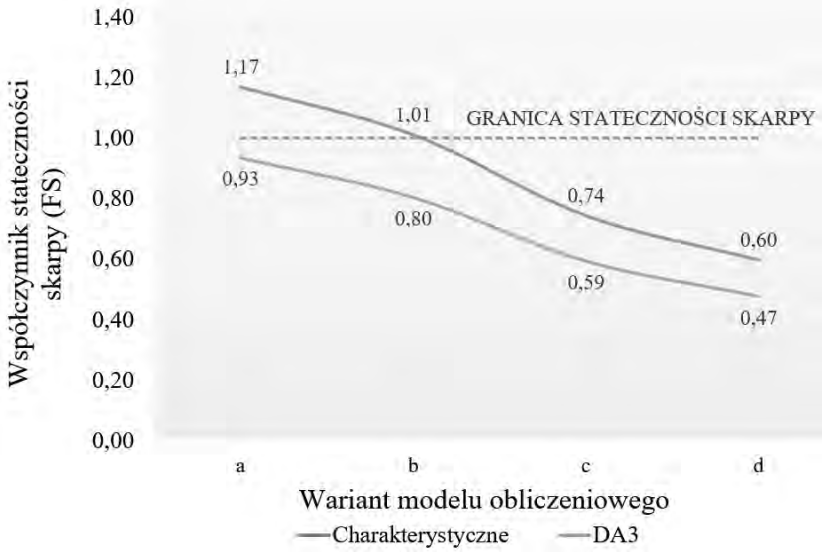
Porównując uzyskane wyniki analiz numerycznych, zarówno dla podejścia z wartościami charakterystycznymi jak i podejściem DA3a, widoczna jest wyraźna zależność wyników od dwóch czynników: drożnego i sprawnego systemu drenażowego oraz realizacji ziemnych robót budowlanych, a następnie eksploatacji użytkowej zaprojektowanego placu poprzez obciążenie kontenerami wraz z ruchem pojazdów i ludzi.

W oparciu o wartości charakterystyczne skarpa jest najbardziej stateczna w pierwotnej sytuacji (model a), gdy nie są na niej prowadzone żadne roboty i nie jest dodatkowo obciążona. Natomiast każda zmiana tego stanu powoduje pomniejszenie wartości współczynnika stateczności FS. W przypadku tylko uszkodzenia elementów systemu drenażowego (model b)

skarpa będzie na granicy równowagi. W dalszych przypadkach (model c i d), gdy założone są ziemne roboty budowlane i użytkowanie inwestycji, wartość współczynnika stateczności jest poniżej granicznej wartości 1,0 i oznacza duże prawdopodobieństwo wystąpienia osuwiska.

W wypadku sprawdzenia współczynnika stateczności skarpy zgodnie z przyjętym w Polsce podejściem obliczeniowym DA3a, przeprowadzona analiza wskazuje brak wymaganej stateczności skarpy. Dotyczy to nawet sytuacji bez żadnej ingerencji w postaci prób posadowienia na niej jakichkolwiek obiektów budowlanych. Na potrzeby realizacji zadania związanego z wykorzystaniem analizowanego terenu na cele budowlane niezbędne jest wykonanie robót, które zapewnią stateczność skarpy.

Tendencję zmian współczynnika stateczności skarpy FS w zależności od przyjętego podejścia obliczeniowego i wariantu modelu a) – d) przedstawiono na rys. 10.



Rys. 10. Tendencja zmian współczynnika stateczności skarpy FS w zależności od przyjętego podejścia obliczeniowego i wariantu modelu a) – d) [źródło: własne].

5. Podsumowanie

W pracy rozważono problematykę konsekwencji niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego do celów realizacji robót budowlanych. W ramach prowadzonej budowy, w obrębie miejscowości Wojnarowa, ustalono 2. kategorię geotechniczną, czego skutkiem było opracowanie wyłącznie opinii geotechnicznej. W opracowaniu wykazano, że rozpatrywana skarpa znajduje się na terenie aktywnym osuwiskowo. Stanowi to uzasadnienie do przyjęcia 3. kategorii geotechnicznej oraz konieczności wykonania dokumentacji badań podłoża, projektu geotechnicznego i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej.

Niekompletna dokumentacja geotechniczna względem wymagań prawnych dla istniejącego rozpoznania obszaru osuwiskowego, a w szczególności brak istotnej analizy stateczności skarpy, powoduje wystąpienie zagrożenia katastrofą budowlaną w wyniku prowadzonych ziemnych robót budowlanych. Analiza numeryczna w oprogramowaniu GEO5 wykazała utratę stateczności skarpy (współczynnik stateczności $FS < 1{,}0$) dla realizacji ziemnych robót budowlanych, a następnie ekspolatacji użytkowej zaprojektowanego placu. Uzyskano rezultaty dla sytuacji obliczeniowych obciążenia stałego kontenerami wraz

ze zmiennym ruchem pojazdów i ludzi w przypadku sprawnego systemu drenażowego (FS = 0,74) oraz w przypadku uszkodzenia i niedrożności systemu drenażowego (FS = 0,60).

W wypadku dalszego procedowania planowanej budowy niezbędne jest zapewnienie wymaganej stateczności skarpy poprzez odpowiednie jej wzmocnienie oraz właściwe odwodnienie.

Literatura

1. Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M. Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons. New York, 2002. ISBN: 9780471106227.
2. Ismail, N.N., Ahmad, B.R., Siti Noorliyana, M.P. Comparison of factor of safety using different method of analysis for slope stability. Journal of Applied Engineering Design and Simulation. 2021; 1(1), 52–58. https://doi.org/10.24191/jaeds.v1i1.28
3. Chen, C.W., Chen, H., Wei, L.W., Lin, G.W., Iida, T., Yamada, R. Evaluating the susceptibility of landslide landforms in Japan using slope stability analysis: a case study of the 2016 Kumamoto earthquake. Landslides. 2017; 14(5), 1793–801. https://doi.org/10.1007/s10346-017-0872-1
4. Nowicki Jessee, M.A., Hamburger, M.W., Ferrara, M.R., McLean, A., FitzGerald, C. A global dataset and model of earthquake-induced landslide fatalities. Landslides. 2020; 17(6), 1363–76. https://doi.org/10.1007/s10346-020-01356-z
5. Gao, Y., Zhang, Y., Ma, C., Zheng, X., Li, T., Zeng, P., Jin. J. Failure process and stability analysis of landslides in Southwest China while considering rainfall and supporting conditions. Front. Environ. Sci. 2023; 10, 1084151.
6. Budhu, M. Soil Mechanics and Foundation. 3rd Edition, John Wiley & Sons. Hoboken, 2011. ISBN: 9780470556849.
7. Ma, S., Shao, X., Xu, C., Xu, Y. Insight from a Physical-Based Model for the Triggering Mechanism of Loess Landslides Induced by the 2013 Tianshui Heavy Rainfall Event. Water. 2023; 15(3), 443. https://doi.org/10.3390/w15030443
8. Gnyawali, K.R., Adhikari, B.R. Spatial relations of earthquake induced landslides triggered by 2015 Gorkha Earthquake Mw = 7.8. in Advancing Culture of Living with Landslides. Springer International Publishing. 2017; 85–93. https://doi.org/10.1007/978-3-319-53485-5_10
9. Abedin, J., Rabby, Y.W., Hasan, I., Akter, H. An investigation of the characteristics, causes, and consequences of June 13, 2017, landslides in Rangamati District Bangladesh. Geoenviron Disasters. 2020; 7(23). https://doi.org/10.1186/s40677-020-00161-z
10. Santo, S.A., Hossain, A.S.M.F., Fariha, A.S., Haque, M.E., Ansary, M.A. Assessment of seismic slope stability of Rangamati Hill Tracts, Bangladesh. Discov Geosci. 2024; 2, 1. https://doi.org/10.1007/s44288-024-00002-8
11. Sternik, K., Kanty, P. Posadowienie nasypu drogi ekspresowej na gruntach organicznych. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. 2013; 4(4), 309–319.
12. Rabarijoely, S., Kukawska, K. Stateczność skarpy przy drodze powiatowej w Winnicy, w gminie Połaniec. Scientific Review Engineering and Environmental Sciences. 2014; 23(3), 65.
13. Koda, E., Rabarijoely, S. Numeryczna ocena stateczności i warunków posadowienia kościoła na krawędzi skarpy warszawskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. 2013; 4(1), 27–35.
14. Kaczyński, R., Bąkowska, A., Kiełbasiński, K. Analiza stateczności zbocza w rejonie kościoła św. Katarzyny w Warszawie z uwzględnieniem obciążeń dynamicznych. Acta Scientiarum Polonorum. Architectura. 2008; 7(1).
15. Sankowski, J., Chmielewski, R., Sobczyk, K. Wpływ niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego na realizację inwestycji na terenie zamkniętym. Materiały Budowlane. 2023; 2, 141926. https://doi.org/10.15199/33.2023.02.10
16. Cała, M., Stopkowicz, A., Kowalski, M., Kolano, M., Blajer, M. Wytyczne do oceny stateczności skarp nasypów i wykopów w szczególnych warunkach geologiczno-inżynierskich, a także przy wykonywaniu budowli drogowych na terenach górniczych. Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutniczej w Krakowie. Kraków, 2018.
17. Wysokiński, L. Ocena stateczności skarp i zboczy. Zasady wyboru zabezpieczeń. Instrukcja nr 424/2011. Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa, 2011.

18. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa I Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. Dz.U.2012.463 z późniejszymi zmianami.
19. Lukliński, G. Opinia geotechniczna wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego dla potrzeb wykonania opracowania pt. „Koncepcja architektoniczno-urbanistyczna zagospodarowania kompleksu wojskowego". Wrocław, 2020.
20. https://www.geoportal.gov.pl/ (dostęp: 25.01.2024 r.)
21. https://geoportal.pgi.gov.pl/portal/page/portal/SOPO/ (dostęp: 25.01.2024 r.)
22. Dokumentacja systemu drenażu skarpy w m. Wojnarowa, dokumentacja archiwalna, 1970.
23. PN-EN 1997-1 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne. PKN, 2008.
24. PN-EN 1997-1/Ap2 – Poprawka do normy, załącznik krajowy. PKN, 2010.

The risk of a construction failure as a result of a lack of slope stability analysis

Key words: slope stability, earthworks, landslide, GEO5 analysis

Analiza przyczyn awarii konstrukcji z elementów prefabrykowanych

JÓZEF SZCZOTKA, MICHAŁ GWAZDACZ, ZUZANNA KLIMUS
F.U.I Józef Szczotka, adres: 43-426 Gumna, ul. Miodowa 31

Streszczenie: W przedstawionym opracowaniu opisano awarię konstrukcji elementu prefabrykowanego, zlokalizowanego w Szczyrku, województwo śląskie. Do awarii doszło podczas robót budowlanych przy wznoszeniu budynku mieszkalnego w zabudowie szeregowej. Wykonano analizę przyczyn awarii wraz ze wskazaniem robót zabezpieczających pozwalających na realizację wzmocnienia konstrukcji prefabrykowanej elementami stalowym.

Słowa kluczowe: posadowienie konstrukcji prefabrykowanej, drenaż opaskowy, wzmocnienie konstrukcji prefabrykowanej, roboty ziemne, izolacja ścian, montaż mikropali gruntowych

1. Wprowadzenie

Wykonywanie konstrukcji prefabrykowanych zalicza się do robót specjalistycznych. Przy robotach związanych ze wznoszeniem takich obiektów wymagane jest odpowiednie doświadczenie osób kierujących takimi pracami. W czasie robót ziemnych powinien być zapewniony nadzór geologa, ponieważ nie zawsze przy pracach projektowych takie badania są wykonywane. Zgodnie z obowiązującymi przepisami na takie prace jest wymagany projekt techniczny wykonany przez uprawnionego konstruktora oraz uzyskanie pozwolenia na roboty budowlane. Pracami powinien kierować uprawniony kierownik budowy. Prace przy wykonywaniu takich konstrukcji możemy podzielić na dwa zasadnicze rodzaje:
– monolityczne wykonywane na terenie budowy,
– prefabrykowane – elementy gotowe.

Konstrukcje monolityczne – wymagają większego nakładu pracy i czasu. Takie budowle charakteryzują się dużą wytrzymałością. Konstrukcja taka jest traktowana jako jeden element, co daje mu większą sztywność i nie wymaga tak dużej dokładności przy wykonywaniu.

Konstrukcja z elementów prefabrykowanych – krótszy okres wykonywania, ale wymaga bardzo dużej dokładności i użycia ciężkiego sprzętu dźwigu lub żurawia. Często przy takich pracach, przy złym wykonaniu dochodzi do tzw. zjawiska klawiszowania poszczególnych elementów względem siebie.

Na mniejszych budowach często zdarza się, iż firma budowlana wykonuje wszystkie prace, chociaż nie dysponuje odpowiednią kadrą kierowniczą oraz dobrą znajomością specyfikacji takich robót. Brak odpowiedniego doświadczenia może prowadzić do dużych konsekwencji budowlanych oraz finansowych, nie mówiąc o narażeniu pracowników budowlanych.

W tym opracowaniu chcemy przedstawić przypadek awarii konstrukcji prefabrykowanej, jej przyczyny oraz metodę naprawy, która miała na celu zminimalizowania strat wyrządzonych tymi pracami.

2. Opis konstrukcji prefabrykowanej

Konstrukcja prefabrykowana zlokalizowana jest w Szczyrku, przy ulicy Narciarskiej w województwie śląskim została wzniesiona w 2020 r. Znajduje się w miejscu mocno nachylonych skarp. Została wykonana z elementów prefabrykowanych, które zostały ze sobą połączone za pomocą łączników wykonanych ze stalowych prętów. Posadowienie konstrukcji bezpośrednie bez izolacji pionowej, w poziomie posadowienia występują gliny zwięzłe. Podczas budowy konstrukcji nie wykonano drenażu, a konstrukcję zasypano gliną zwięzłą. Przed wystąpieniem awarii prowadzono roboty ziemne w pobliżu, gdzie miały powstać dojścia oraz dojazdy do wznoszonego budynku mieszkalnego w zabudowie szeregowej.

Wymiary jednego elementu prefabrykowanego konstrukcji:
– szerokość: 1,00 m,
– wysokość: 4,00 m,
– grubość: 0,15 m.

Długość konstrukcji prefabrykowanej:
– od strony zachodniej: 22,00 m,
– od strony południowej: 5,66 m,

3. Roboty budowlane do momentu awarii

Prowadzone były roboty ziemne pomiędzy budynkiem a ogrodzeniem działki. Prace były wykonywane przy użyciu koparki podsiębiernej bez zabezpieczeń skarp. Następnie zostały prowadzone prace montażowe prefabrykowanej konstrukcji za pomocą żurawia. Po montażu elementów prefabrykowanych cała konstrukcja od strony zewnętrznej została obsypana gruntem rodzimym. Nie wykonano żadnej izolacji przeciwwilgociowej oraz drenażu na wody opadowe.

4. Opis awarii budowlanej

Inwestor zgłosił awarię konstrukcji. Po przybyciu na miejsce zdarzenia stwierdzono znaczne przemieszczanie elementów konstrukcji względem pozostałych. Zauważono także odchyłkę w płaszczyźnie (klawiszowanie prefabrykatów „elek") elementów prefabrykowanych oraz pęknięcia i ubytki w konstrukcji.



Fot. 1. Konstrukcja po awarii – przemieszczenie elementów konstrukcji.



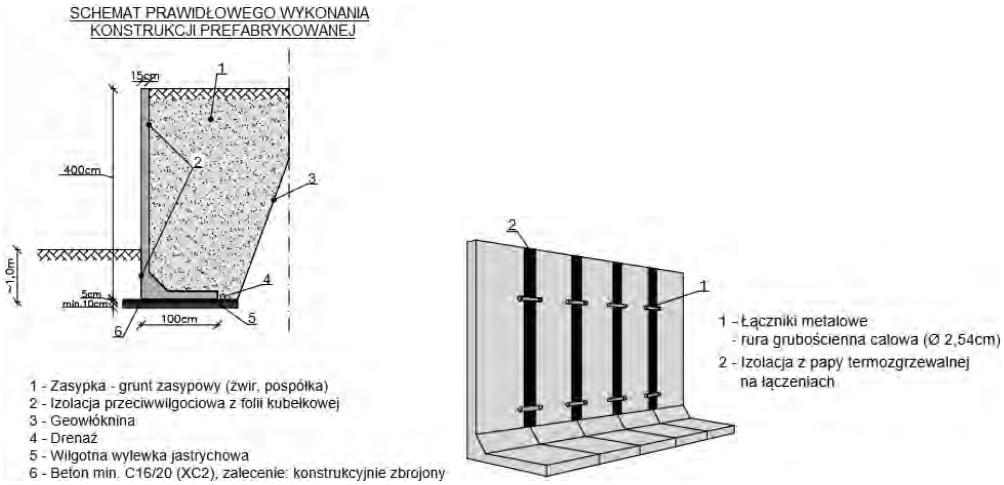
Fot. 2. Konstrukcja po awarii – przemieszczenie elementów konstrukcji, ubytki i pęknięcia.



Fot. 3. Konstrukcja po awarii - odchyłka w płaszczyźnie (klawiszowanie prefabrykatów „elek).

5. Analiza przyczyn awarii budynku

Przyczyny awarii konstrukcji w Szczyrku, były trzy główne:
– zasypanie konstrukcji materiałem zwięzłym – glina zwięzła oraz brak drenażu,
– poszczególne elementy były połączone ze sobą za pomocą stalowych prętów,
– podcięcie zbocza podczas robót ziemnych związanych z wykopami pod dojścia i dojazdy do wznoszonego budynku.



Rys. 1. Schemat prawidłowego wykonania konstrukcji prefabrykowanej.

Brak drenażu oraz zasypanie konstrukcji gruntem rodzimym – gliną zwięzłą, która jest gruntem nieprzepuszczalnym, uniemożliwiało odwodnienie konstrukcji, co doprowadziło do przesuwania się elementów konstrukcji.

6 Określenie robót zabezpieczających

Określenie robót zabezpieczających:
– wygrodzenie strefy zagrożenia związanej z wystąpieniem awarii w sposób stały, aby wyeliminować przekroczenie strefy przez osoby postronne, a także odpowiednio oznakować tablicami ostrzegawczymi,
– roboty zabezpieczające i rozbiórkowe zlecić firmie budowlanej mającej doświadczenie w tego typu robotach,
– zlecenie stałego nadzoru technicznego osobie uprawnionej z doświadczeniem w tego typu robotach,
– po wykonaniu mikropali podparto konstrukcję za pomocą sprzętu mechanicznego – koparki o znacznym zasięgu ramienia, aby wyeliminować zagrożenie.



Fot. 4. Tymczasowe podparcie konstrukcji za pomocą sprzętu mechanicznego – koparki.

– konstrukcję zabezpieczono ceownikami.



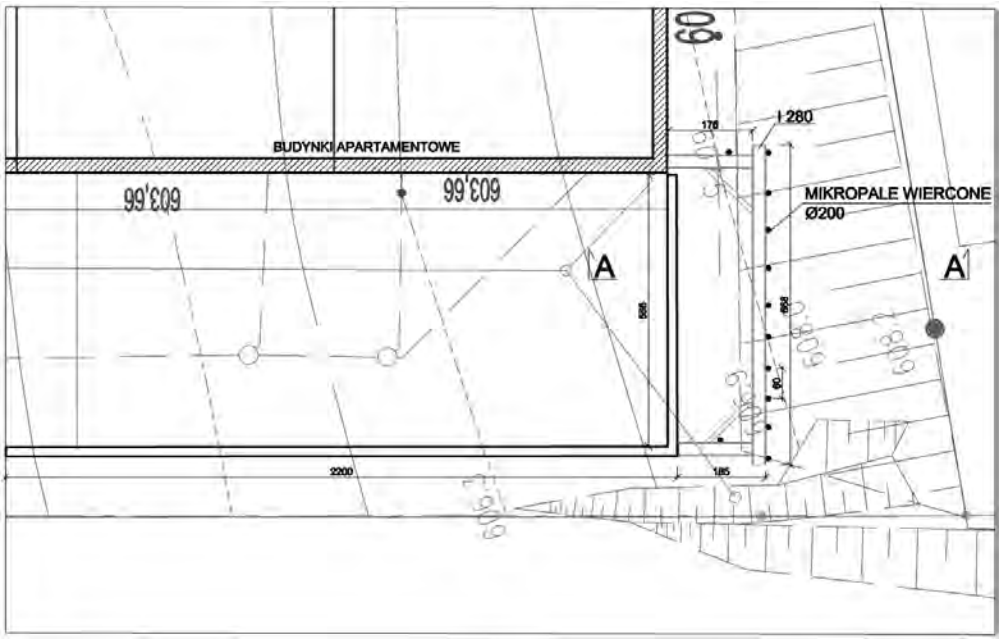
Fot. 5. Zabezpieczenie konstrukcji ceownikami.

7. Metoda naprawy

W celu wykonania naprawy konstrukcji przystąpiono do wykonania wzmocnienia gruntu za konstrukcją. Grunt został częściowo wyrównany i wywieziony w celu umożliwienia wjazdu palownicy. Podjęto decyzję o wykonaniu pali wierconych. Ze względu na blisko przebiegającą granicę działki zdecydowano o takim sposobie zabezpieczenia konstrukcji. Zmniejszenie nachylenia skarpy bądź jej wysokości nie było możliwe.

Wykonano 12 sztuk mikropali w rozstawie co około 60 cm.
– długość pojedynczego mikropala: 6 m,
– średnica wiercenia 200 mm wraz z iniekcją zaczynem cementowym na bazie CEM 32R,
– zbrojenie z rury śr. 76,3 mm gr. ścianki 6,3 mm, stal w gatunku J55.

Po związaniu zaczynu cementowego wykonano ramę poziomą z dwuteowników I280. Krótsze boki zamocowano z jednej strony do ściany budynku, natomiast drugi oparto o dłuższy bok konstrukcji. Szczegół przedstawiono na rys. 3.



Rys. 2. Schemat poziomy wykonania mikropali.

Mikropale zostały zagłębione 2 m poniżej powierzchni poślizgu skarpy. Stwierdzono, że po wykonaniu mikropali osuwisko unieruchomiło się.

Na przekroju poprzecznym A-A pokazano schemat wykonania palowania w stosunku do istniejącego nachylenia terenu.

Zaletą tej metody wzmocnienia skarpy jest to, iż nie powoduje piętrzenia się wody gruntowej jak w przypadku ścianki szczelinowej. Woda gruntowa przepływa swobodnie do drenażu u podstawy konstrukcji.

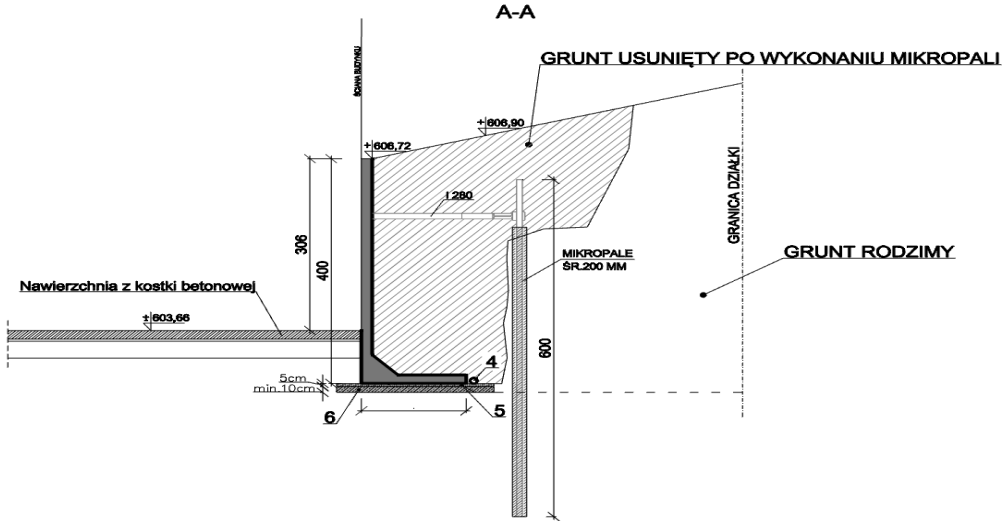
Bardzo istotne jest również odwodnienie skarpy. W poziomie posadowienia konstrukcji wykonano drenaż fi 100 z odprowadzeniem do studni zbiorczej. Aby zapobiec dopływowi wód powierzchniowych na teren działki z pobliskiego stoku narciarskiego, wzdłuż konstrukcji ułożono odwadniające korytka betonowe. Wykonano również sączki przypowierzchniowe do odprowadzenia wody deszczowej (fot.4).



Fot. 6. Widok ramy poziomej z dwuteowników I280.

Po wykonaniu ramy stalowej usunięto zalegający grunt i ułożono konstrukcję. Poszczególne odcinki ściany prefabrykowanej posadowiono na warstwie wilgotnej wylewki jastrychowej ułożonej na płycie betonowej C20/25, grubości 10 cm. Szczegóły przedstawiono na rysunku przekroju A–A (rys. 4). Tylna powierzchnia ściany została zasypana gruntem niespoistym – żwirem i piaskiem. Grunt zasypowy został nanoszony warstwami i odpowiednio zagęszczony (wysokość zrzutu gruntu około 30 cm).

Urządzenia zagęszczające poruszały się w odległości 50cm od elementów prefabrykowanych, aby nie uszkodzić muru. Rama stalowa została zakonserwowana środkami antykorozyjnymi i również została przysypana gruntem niespoistym.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny.

W celu zapewnienia równomiernej pracy elementów żelbetowych połączono je dwiema belkami z ceowników C120. Ceowniki przykręcono od wewnętrznej strony konstrukcji prefabrykowanej. (fot. 5).



Fot. 7. Widok belek łączących elementy prefabrykowane.

8. Podsumowanie i wnioski

Wykonując konstrukcje prefabrykowane należy przeprowadzić odpowiednie badania gruntu oraz przygotować odpowiednią dokumentację techniczną. Kolejno należy wybrać odpowiedniego wykonawcę, a roboty powinna nadzorować osoba do tego uprawniona. Próby oszczędzenia na materiałach czy elementach mogą prowadzić do awarii. Badania gruntu są istotnie ważne, gdyż od nośności podłoża zależy rodzaj i wytrzymałość konstrukcji. Ponadto w gruntach spoistych należy stosować drenaż, by odpowiednio odwodnić daną konstrukcję, aby nie doprowadzić do jej przemieszczania się. Należy także zwrócić uwagę na połączenie danych elementów konstrukcji, gdzie łączniki powinny być wykonane z odpowiednio sztywnych elementów, jak np. rury stalowe grubościenne. Należy zwrócić także szczególną uwagę na roboty ziemne wykonywane w pobliżu konstrukcji, aby nie doprowadzić do podcięcia zbocza lub uszkodzenia konstrukcji.

Aby zapobiec awarii konstrukcji należało:

1) Wykonać szczegółową analizę parametrów geotechnicznych gruntu w miejscu budowanej konstrukcji
2) Uwzględnić przy wyborze technologii robót charakter mocno pochylonego terenu, bliskości stoku narciarskiego oraz odległości od granic działki sąsiedniej.
3) Ograniczyć użycie do budowy skarpy gruntów już istniejących, gdyż rzadko kiedy stosowana jest analiza sitowa tych gruntów. Grunty takie są gruntami niejednorodnymi. Dla takich gruntów brak jest dokładnych metod obliczeniowych [1].

4) Stosować grunty przepuszczalne do warstw zasypowych ścian oporowych. Nie należy stosować gruntów spoistych i wysadzinowych.
5) Zastosować drenaż odwadniający u podstawy konstrukcji i odprowadzić wodę do szczelnej studni poza konstrukcją prefabrykowaną.
6) Chronić wykonaną konstrukcję przed dopływem wód opadowych z działek sąsiednich poprzez korytka odwadniające oraz sączki przypowierzchniowe, aby zapobiec wnikaniu wody w szczeliny w gruncie. Im bardziej zawilgocony grunt tym mniejsza jest wartość spójności gruntu *c* [2].
7) Dla konstrukcji naprawianych w sytuacjach awaryjnych stosować większy zapas bezpieczeństwa niż wymagany.
8) W przypadku stosowania pali należy zwrócić uwagę na rozmieszczenie ich w rzędach i zagłębienie poniżej powierzchni poślizgowej [3].

Literatura:

1.Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2007.
2.Piętkowski R.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo „Budownictwo i Architektura", Warszawa 1957.
3.Sozański J.: Stateczność wykopów, hałd i nasypów. Wydawnictwo „Śląsk", Katowice 1977.
4. Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe. Wydawnictwo „Arkady", Warszawa 1989.
5. Hulimka J., Kałuża M.: Ściana oporowa uszkodzona wskutek błędów projektowych i wykonawczych, Gliwice 2017.

Analysis of the causes of failure construction of a prefabricated element

Key words: foundation of construction of a prefabricated element, band drainage, reinforcment of prefabricated construction, ground works, wall insulation, installation of ground micropiles

Awaria posadzki betonowej w zakładzie przetwórstwa spożywczego jako skutek nieszczelności kanalizacji

DAMIAN URBANOWICZ*, MACIEJ WARZOCHA, KAROL SADŁOWSKI
KMD Diagnostyka Budowli Sp. z o.o.

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono przykład diagnostyki przyczyn powstania uszkodzeń posadzki w zakładzie przetwórstwa spożywczego. Diagnostyka posadzki rozpoczęła się od analizy możliwości wykorzystania posadzki pod ustawienie nowych cięższych maszyn przetwórczych. W trakcie wstępnego rozpoznania stwierdzono występowanie pustek i kawern pod posadzką przekraczających wysokość 100 cm. Przeprowadzone badania georadarowe wykazały występowanie poważnego problemu z występowaniem pustek w podłożu gruntowym w dominującej części hali produkcyjnej. Wykonane odwierty przez posadzkę oraz badania zagęszczenia wykazały rozluźnienie i wypłukanie gruntu. Weryfikacja układu kanalizacji wskazała, że główną przyczyną wypłukania i rozluźnienia gruntu była nieszczelność kanalizacji wywołana korozją elementów żeliwnych, która przez długoletnią eksploatację bez odpowiedniej konserwacji doprowadziła do powstania stanu przed awaryjnego posadzki.

Słowa kluczowe: posadzka przemysłowa, zapadnięcia, badania georadar, badania zagęszczenie, nieszczelność kanalizacji, awaria posadzki

1. Wstęp

Wieloletnia eksploatacja budynków stwarza konieczność wykonywania bieżących napraw i konserwacji. W zakładach przemysłowych wybudowanych ponad 50 lat temu zachodzi konieczność dostosowania linii produkcyjnych do nowych standardów, a co za tym idzie również dostosowanie konstrukcji budynków do nowych warunków eksploatacji. Oprócz typowych wzmocnień konstrukcji zachodzi również konieczność wymiany posadzek przemysłowych, czy instalacji umieszczonych pod posadzkami. Brak informacji o stanie technicznym instalacji podposadzkowych, oraz koncentrowanie się jedynie na remontach warstwy wierzchniej posadzki może być przyczyną wystąpienia awarii elementów konstrukcji budynku jak również wystąpienia katastrofy budowlanej. Jednym z przykładów jest awaria posadzki przemysłowej wywołana nieszczelnością instalacji kanalizacyjnej oraz wieloletnim wypłukiwaniem podłoża gruntowego spod posadzki.

2. Opis obiektu

Opisywana hala przemysłowa jest częścią większego zakładu przetwórstwa mleczarskiego. Zakład ten powstał w latach 80. XX wieku i był stopniowo rozbudowywany w kolejnych latach. Po przejęciu zakładu przez zagraniczny kapitał dokonano przebudowy

*Autor do korespondencji: *damian@kmddb.pl*

i modernizacji w latach 2000–2002. Główna hala produkcyjna ma wymiary około 60×150 m, a jej najstarsza część poddana diagnostyce to obszar około 60×90 m. Obecny właściciel obiektu nie dysponuje archiwalną dokumentacją projektową czy powykonawczą budynku. Na podstawie przeprowadzonych oględzin stwierdzono, że konstrukcję budynku stanowią prefabrykowane żelbetowe słupy wraz z dźwigarami sprężanymi typu SB 65. Układ konstrukcji jest trójnawowy, podłużny. Ściany zewnętrzne wykonano jako murowe, wypełniające z bloczków gazobetonowych lub elementów ceramicznych. W ramach podziału poszczególnych pomieszczeń oraz, prawdopodobnie, z uwagi na konieczność zapewnienia odpowiednich warunków sanitarnych, w hali została wykonana dodatkowa konstrukcja wsporcza pod sufit podwieszany z paneli dachowych, tzw. konstrukcja typu sandwich. Część ze ścian dzielących pomieszczenia również została wykonana we wspomnianej technologii.

3. Opis uszkodzeń

Podczas przeprowadzonych wstępnych oględzin nie zaobserwowano większych uszkodzeń i śladów wskazujących na awarię posadzki. Nie stwierdzono wyraźnych zapadnięć posadzki czy ubytków spoin płytek klinkierowych. Tematem przewodnim wykonania pierwszych oględzin i badań było określenie dopuszczalnej nośności posadzki i weryfikacja, czy posadzka jest w stanie przenieść obciążenia od planowanych do wstawienia nowych maszyn i urządzeń. Pierwszymi zaobserwowanymi symptomami występujących uszkodzeń było występowanie zastoin wody na posadzce, pomimo wykonania dużych spadków nawierzchni oraz występowanie lokalnych szczelin pod ścianami działowymi. Użytkownicy zakładu wskazywali, że muszą co jakiś czas rektyfikować ustawienie maszyn i stołów, gdyż stoją one niestabilnie i ulegają przemieszczeniom w pionie. Ogólnie posadzka wykonana została z płytek chemoodpornych układanych jako elementy wibroprasowane w warstwie wylewki poziomującej. Warstwa wierzchnia została wyprofilowana ze spadkami w kierunku do wewnątrz pomieszczeń w układzie kopertowym. Spadki wyprofilowano do wpustów podłogowych ze stali nierdzewnej, zlokalizowanych na ogół w części centralnej wydzielonych pomieszczeń.



Rys. 1. Widok ogólny jednego z pomieszczeń zakładu.

4. Miejscowe odkrywki (odwierty rdzeniowe przez posadzkę)

W ramach diagnostyki i badań rozpoznawczych układu warstw posadzkowych wykonano łącznie 22 odwierty rdzeniowe. Z odwierconych rdzeni pobrano dodatkowo próbki do badań wytrzymałości betonu na ściskanie. Zebrane dane przedstawiono w tablicy 1.

Cała konstrukcja posadzki charakteryzowała się zmienną grubością i składała się z 1 do 3 warstw betonu, na których wykonano warstwę wyrównawczą albo profilującą z podkładu cementowego. Grubość płytek z klejem wynosiła łącznie około 2 cm. Grubość podkładu cementowego wahała się w granicach 4–9 cm w zależności od miejsca. Grubość warstw konstrukcyjnych posadzki była zróżnicowana i wynosiła od 5 do 25 cm. Analizując sumaryczną grubość wszystkich warstw posadzkowych w wykonanych odwiertach można stwierdzić, że jest ona niejednorodna i, w zależności od miejsca, wynosi od 21 do 40 cm.

Tablica 1. Zestawienie grubości poszczególnych warstw [cm].

Miejsce/Układ warstw	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**
płytka z klejem	1,5	1,5	1,5	2	2	2	2	2	2	2	2
podkład cementowy	4,5	9	5,5	7	5	4	5	5	14,5	13	-
beton 1 warstwa	12	10,5	11	4	22	11	25	16	S 1	2	5
beton 2 warstwa	16	P 44	P 1	13	P 1	23	P1	P 1	9–10	11	13
beton 3 warstwa	-	G	12	P 1	7	-	8	11,5	P 3	P4,5	G
Pustka [P]	G		P 101	9	P 30	G	P 8	P12	G	G	
Grunt [G]			G	P 48	G		G	G			
				G							

Poza lokalizacją odwiertu 1 i 7 w każdym miejscu pod posadzką stwierdzono występowanie pustki o wysokości od 3 do 101 cm. Dodatkowo w wielu miejscach stwierdzono rozwarstwienie i powstanie szczelin pomiędzy poszczególnymi warstwami posadzki. Wykonane oględziny wykazały, że zasięg stwierdzonych pustek pod posadzką wynosi co najmniej 0,5 metra w każdym kierunku od otworu inspekcyjnego. Z uwagi na ograniczenie w oświetleniu nie było możliwości dokładnego określenia zasięgu pustych przestrzeni przy użyciu aparatu fotograficznego.

W miejscach 2 i 3 na gruncie pod posadzką stwierdzono zaleganie kawałków betonu. Prawdopodobnie były to fragmenty warstwy posadzki betonowej, która odpadła od dolnej części całego układu konstrukcyjnego posadzki.

Tablica 2. Zestawienie grubości poszczególnych warstw [cm].

Miejsce/Układ warstw	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
płytka z klejem	2	2	2	2	13	2	2	2	2	2
podkład cementowy	2,5	13	3	2,5	16,5	13,5	4	4	7	4
beton 1 warstwa	9	S 9	7,5	8	G	1	16	16	20	2
beton 2 warstwa	6–11	9,5	6	10		1,5	10	-	10	10
beton 3 warstwa	P 1	P 0,5	14,5	11		7	0,5	10	0,5	15
Pustka [P]	G	G	G	11		13	G	0,5	8	G
Grunt [G]				P 0,5		20		G	6	
				G		G			G	



Rys. 2. Przykładowy profil w miejscu odwiertu 2. Pustka pod posadzką o wysokości 44 cm.

5. Badania geologiczne

W miejscach wykonanych odwiertów rdzeniowych, w miarę możliwości technicznych, wykonano badania wskaźnika zagęszczenia gruntu sondą stożkową typu SD-10 oraz odwierty geologiczne sondą okienkową w celu rozpoznania rodzaju gruntu. Badania wykonano w wybranych otworach (po odwiertach rdzeniowych).

Układ warstw gruntu był jednakowy. Bezpośrednie podłoże pod posadzką stanowił piasek średni. Zmienny był natomiast stopień zagęszczenia. W tablicy 3 przedstawiono przyjęty podział na strefy w zależności od stopnia zagęszczenia. Grunt dobrze zagęszczony występował na ogół na głębokości poniżej 1,0 m względem spodu konstrukcji posadzki. W miejscach gdzie pustka miała mniejszą wysokość grunt w pod posadzkę był słabiej zagęszczony.

Tablica 3. Zestawienie stopnia i wskaźnika zagęszczenia podłoża.

Miejsce 1			**Miejsce 2**			**Miejsce 12**		
Głębokość	I_d	I_s	**Głębokość**	I_d	I_s	**Głębokość**	I_d	I_s
0,0–0,5	Konstrukcja		0,0–0,3	Konstrukcja		0,0–0,4	Konstrukcja	
0,5–1,0	0,38	0,92	0,3–1,4	Pustka		0,4–1,0	Pustka	
1,0–2,2	0,80	1,00	1,4–1,9	0,65	0,97	1,0–1,9	0,43	0,93
			1,9–2,3	0,63	0,96	1,9–2,3	0,61	0,96
			2,3–2,9	0,81	1,00	2,3–2,8	0,77	0,99

Miejsce 4			**Miejsce 5**			**Miejsce 15**		
Głębokość	I_d	I_s	**Głębokość**	I_d	I_s	**Głębokość**	I_d	I_s
0,0–0,4	Konstrukcja		0,0–0,4	Konstrukcja		0,0–0,4	Konstrukcja	
0,4–1,0	Pustka		0,4–0,8	Pustka		0,4–0,8	Pustka	
1,0–1,9	0,67	0,97	0,8–2,6	0,70	0,98	0,8–2,6	0,65	0,97
1,9–2,3	0,49	0,94						
2,3–2,8	0,71	0,98						

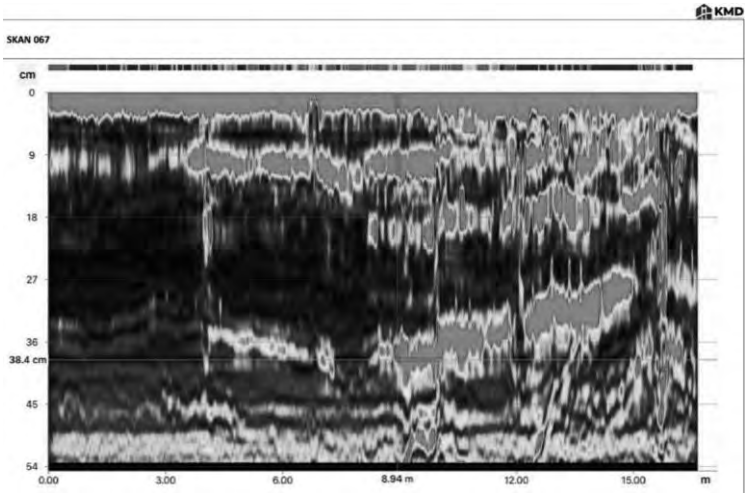
6. Badania georadarowe

Z uwagi na to, że odwierty są badaniami punktowymi, podjęto decyzję o rozszerzeniu zakresu diagnostyki. W ramach sprawdzenia jednorodności układu warstw posadzkowych, występowania delaminacji oraz rozwarstwień w konstrukcji posadzki wykonano rozpoznawcze skany georadarowe. Przyjęto wykonanie skanów liniowych wzdłuż pomieszczeń po liniach rozmieszczonych co ok 3 metry.

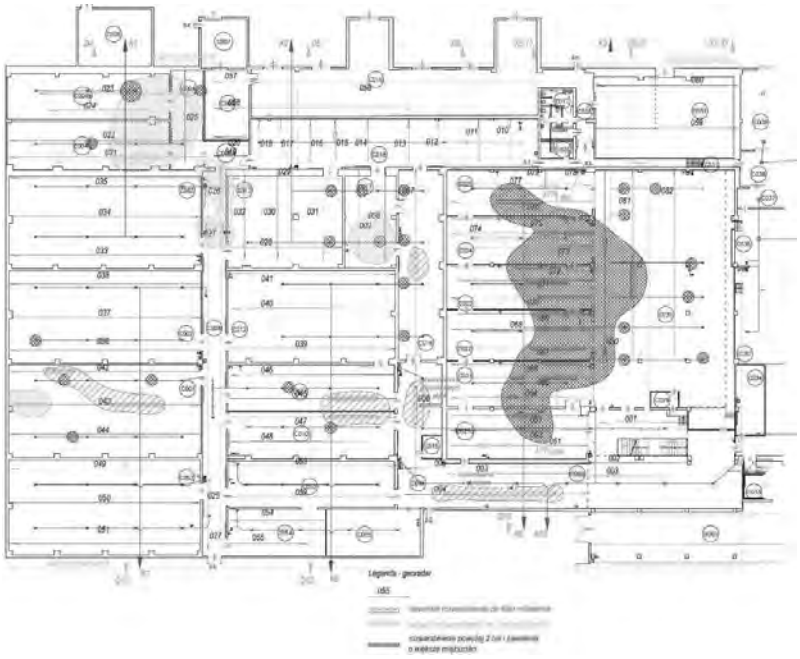
Zastosowany georadar jest urządzeniem, służącym do skanowania szerokopasmowego, pozwalając na zlokalizowanie ewentualnej nieciągłości struktury, przewarstwień lub utraty spójności. Umożliwia skanowanie w zakresie częstotliwości od 0,2 do 4,0 GHz oraz pozwala na wizualizację obiektów znajdujących się w weryfikowanej przestrzeni. Sama zasada działania urządzenia sprowadza się do rejestracji zmiany parametrów wyemitowanej fali radiowej (elektromagnetycznej) przez antenę nadawczą i jej rejestracji anteną odbiorczą.

Na podstawie poszczególnych skanów (przejazdów) w pomieszczeniach wydzielono prawdopodobne granice poziome ośrodków, czyli prawdopodobne granice warstw posadzkowych oraz miejsca występowania pustek, zmian strukturalnych czy innych zaburzeń/anomalii. Na podstawie skali zjawiska i interpretacji przebiegu fali georadarowej wytypowano miejsca, obszary oraz głębokości na których występują potencjalne wady w konstrukcji czy podbudowie posadzki. Miejsca te, oprócz samego opisu, oznaczono na rysunku inwentaryzacyjnym.

Dokonano kategoryzacji stwierdzonych nieprawidłowości na: niewielkie rozwarstwienia, większe rozwarstwienia oraz prawdopodobne występowanie zapadlisk (kawern). Kolejno na podstawie ekstrapolacji sporządzono mapę prawdopodobnych obszarów, gdzie pustki pod posadzką mają miąższość powyżej 10 cm. Obszary wyznaczone z interpretacji wyników zaznaczono na rys. 4 kolorem czerwonym. Natomiast na podstawie interpolacji kolorem zielonym zaznaczono prawdopodobny obszar występowania wspomnianych pustek (o większej miąższości) na obszarze wszystkich pomieszczeń ociekalni. Na rys. 4 przedstawiono również lokalizację poszczególnych miejsc i numerację wykonanych skanów.

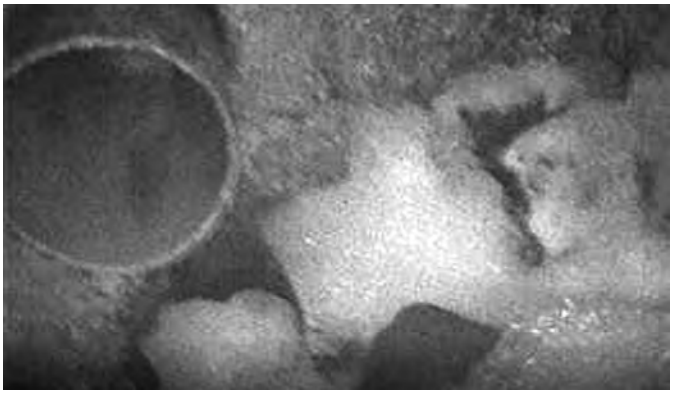


Rys. 3. Przykładowy echogram z badań georadarowych wskazujący rozwarstwienia i pustki.



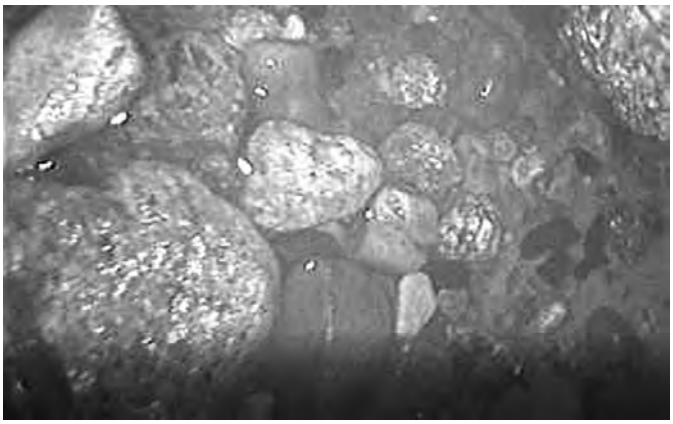
Rys. 4. Lokalizacja skanów georadarowych oraz interpretacja wyników badań.

7. Inspekcja kanalizacji



Rys. 5. Przykładowy kadr z inspekcji. Widoczne miejsce rozszczelnienia kolektora.

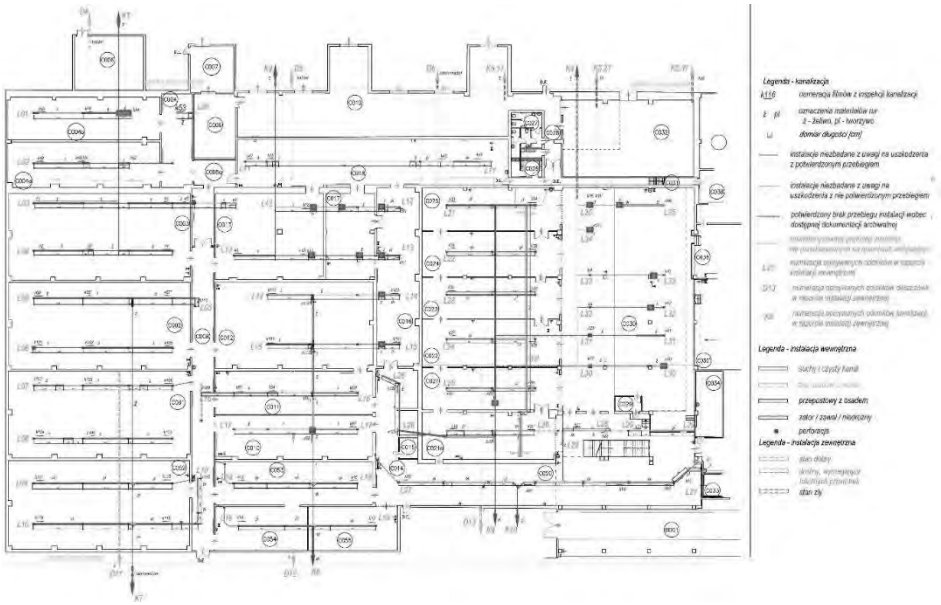
W celu oceny stanu systemu kanalizacji przeprowadzono inspekcję wizyjną przy użyciu inspekcyjnej kamery kanalizacyjnej, prowadząc oględziny z miejsc wpustów kanalizacyjnych oraz dodatkowo inspekcję kamerą na wózku jezdnym przeprowadzoną ze studni spoza budynku. W trakcie inspekcji wykryto wiele niedrożnych odcinków kanalizacji i fragmentów, w których rury żeliwne uległy zniszczeniu na skutek korozji. W miejscach tych występuje najczęściej wypływ wody i wymycie/zapadnięcie gruntu.



Rys. 6. Przykładowy kadr z inspekcji. Widoczne dno kawerny wypłukanej pod posadzką.

Wykonana inspekcja wykazała, że część kanalizacji wykonana jest z rur żeliwnych, a część z rur PVC, HDPE i stali nierdzewnej. Prawdopodobne jest, że pierwotna instalacja kanalizacyjna wykonana została z rur żeliwnych, natomiast w późniejszym okresie prowadzonych modernizacji i napraw dodano nowe elementy kanalizacji wykonane z tworzywa. Z tworzywa wykonano m.in. wszystkie podłączenia wpustów podłogowych do poziomych części układu. Zastosowanie różnego typu rur kanalizacyjnych miało dodatkowo negatywny wpływ na szczelność połączeń i właściwe spasowanie poszczególnych elementów instalacji.

Po przeprowadzonej inspekcji odcinki kanalizacji podzielono na 4 kategorie i oznaczono odpowiednimi kolorami oznaczającymi: kanał suchy, czysty; kanał czysty, z wodą zastoiskową; kanał drożny z osadem; kanał niedrożny. Analogicznie do wyników badań georadarowych wyniki inspekcji kanalizacji przedstawiono w formie graficznej.



Rys. 7. Lokalizacja skanów georadarowych oraz przeprowadzona interpretacja wyników badań.

8. Wnioski

Na podstawie zebranych informacji z przeprowadzonych oględzin, badań oraz analiz sporządzono mapę występowania zagrożenia dla konstrukcji posadzki oraz zagrożeń i uszkodzeń podbudowy pod posadzką. Skategoryzowano występujące wady i podzielono je na trzy grupy określające wielkość oraz skalę uszkodzeń: niewielkie rozwarstwienie konstrukcji, większe rozwarstwienie konstrukcji oraz prawdopodobne zapadnięcie i silne uszkodzenie podbudowy.

Ogólny stan kanalizacji podposadzkowej uznano za niedostateczny. Stan zły występował w większości rur żeliwnych. Oszacowano, że około 60% rur jest uszkodzonych, a pozostałe 40% posiada znaczące ślady korozji oraz zalegają w nich złogi i brud. Fragmenty kanalizacji wykonane z tworzywa są w stanie dobrym, choć lokalnie ich spadki uległy zaburzeniu. Wyjątek stanowi uszkodzony kolektor w obszarze największych stwierdzonych metodą georadarową pustek. Ogólnie wskazano, że cały system kanalizacji wymaga remontu. Doraźnie wskazano możliwość oczyszczenia instalacji z osadów, zwracając uwagę, aby nie uszkodzić żeliwnych fragmentów instalacji. Pozostawienie instalacji w aktualnym stanie groziło dalszą degradacją podbudowy posadzki betonowej w rejonie nieszczelności układu.

Na podstawie sporządzonej mapy można wnioskować, że główne uszkodzenia występują w obszarze dwóch pomieszczeń, którymi są ociekalnia oraz warzelnia. Lokalnie we wszystkich miejscach kolanek przy wpustach odwodnienia, stwierdzono uszkodzenia kanalizacji.

Stwierdzono, że kawerny, pustki, delaminacje warstwy konstrukcyjnej posadzki powstały na skutek wypłukania gruntu w warstwie nasypowych gruntów niespoistych. Długoletnia instensywna eksploatacja hali przemysłowej przy braku systematycznych napraw instalacji kanalizacyjnych doprowadziła do wymycia podłoża gruntowego oraz jego rozluźnienia. Uszkodzenie instalacji zostało wywołane w wyniku długotrwałej eksploatacji oraz czyszczenia instalacji środkami silnie zasadowymi na przemian ze środkami kwasowymi, które doprowadziły do korozji żeliwa. Przeprowadzona w trakcie prac adaptacyjnych

renowacja posadzki w latach współczesnych poprawiła jedynie stan techniczny wierzchniej warstwy posadzki, ale nie zmodernizowano głównych elementów kanalizacji podposadzkowej odpowiedzialnych za trwałość całego układu konstrukcji.



Rys. 8. Zapadnięta posadzka podczas wykonywania prac remontowych [zdjęcie firmy Diambet].

W zaleceniach zaproponowano, jako najbardziej efektywne, tradycyjne rozwiązanie naprawcze w postaci pełnej wymiany podłoża i odbudowy posadzki. Uciążliwością metody była konieczność wyłączenia pomieszczeń z procesu produkcyjnego, całkowita rozbiórka warstw wykończeniowych posadzki i unieruchomienie części zakładu. Jednakże największą zaletą proponowanej metody naprawy była możliwość pełnej odbudowy systemu kanalizacyjnego oraz wykonanie posadzki przemysłowej dostosowanej do większych obciążeń użytkowych. Drugim zaproponowanym wariantem naprawczym była iniekcja wzmacniająco-wypełniająca podłoże gruntowe oraz ewentualną pustą przestrzeń pod posadzką. W metodzie tej w grunt poniżej płyty betonowej wprowadzamy pompą pod ciśnieniem materiał iniekcyjny w postaci suspensji cementowej lub geopolimerów, czyli mieszanki cementów i żywic. Metoda ta sprawdziła się w miejscach gdzie instalacja kanalizacyjna była już wymieniona i użytkownikowi zależało na szybkim tempie prac naprawczych.

Ogólnym wnioskiem z wykonanej analizy jest konieczność regularnego monitorowania stanu technicznego kanalizacji, szczególnie żeliwnej, której nieszczelność może doprowadzić do uszkodzenia i, w dalszej kolejności, do awarii posadzki betonowej lub fundamentu konstrukcji budynku na skutek rozluźnienia, uplastyczniania lub wypłukania gruntu.

Literatura

1. Sadłowski K, Urbanowicz D., Ekspertyza techniczna w zakresie określenia stanu posadzek przemysłowych na terenie zakładów produkcyjnych przy ul. (…) w miejscowości (…), Warszawa, KMD Diagnostyka Budowli., 2020.
2. Czarnecki L., Uszkodzenia i naprawy posadzek przemysłowych, Materiały budowlane, nr 9, 2008.
3. Drobiec Ł, Jasiński R, Piekarczyk A., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych, Metodologia. Badania polowe. Badania laboratoryjne betonu i stali, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
4. Pająk Z; Drobiec Ł.: Uszkodzenia i naprawy betonowych podkładów posadzek przemysłowych, XXIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2008.

Failure of a concrete floor in a food processing plant due to a sewer leak

Key words: industrial floor, collapses, geo-radar surveys, compaction surveys, sewer leak, floor failure

AWARIE KONSTRUKCJI METALOWYCH

FAILURES OF METAL STRUCTURES

Awaria konstrukcji stołów na farmie fotowoltaicznej

JULIA BŁAŻ*, NORBERT OLCZYK[1*]
[1]Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Streszczenie: Praca przedstawia analizę stalowej konstrukcji stołów stanowiących konstrukcję wsporczą paneli farmy fotowoltaicznej. W wyniku silnych porywów wiatru uszkodzeniu uległo kilka modułów. Analizie wytrzymałościowej poddano nietypowe połączenie elementów konstrukcyjnych stołu. Nośność łączników zweryfikowano uwzględniając normowe oraz statystyczne oddziaływanie wiatru na konstrukcję oraz przedstawiono aspekty ekonomiczne przyjętego rozwiązania.

Słowa kluczowe: łącznik montażowy, farma fotowoltaiczna, oddziaływanie wiatrem

1. Wstęp

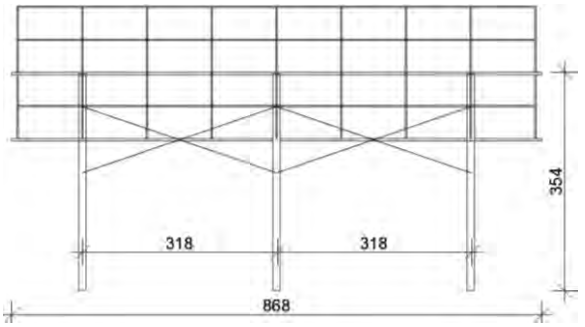
Z roku na rok wzrasta udział fotowoltaiki w wytwarzaniu energii elektrycznej w Polsce. Z danych PSE Operator odczytać można, że elektrownie fotowoltaiczne wytwarzają (w zależności od pogody) od ok. 7 do 14% całego zapotrzebowania na energię w kraju [1]. Według prognoz, udział farm fotowoltaicznych w wytwarzaniu energii elektrycznej w Polsce będzie nadal rósł. W 2030 roku może on wynieść aż 20% [2]. Przyjmuje się, że elektrownie fotowoltaiczne zajmują ok. 1,5 ha na farmę o mocy 1 MW. Największa w Polsce elektrownia fotowoltaiczna stoi na powierzchni 300 ha i składa się z niemal 400 tysięcy paneli fotowoltaicznych [3]. Dynamiczny rozwój tego sektora energetyki jest bodźcem dla producentów konstrukcji stalowych, prześcigających się w pomysłach, na sprawny i tani montaż zarówno stołów jak i paneli. W projektowaniu typowych rozwiązań konstrukcji wsporczych paneli fotowoltaicznych i sposobów ich montażu wykorzystuje się normy PN-EN 1990, PN-EN 1090-1, PN-EN 1991-1-3 oraz PN-EN 1991-1-4, PE-EN 1993. Niemniej jednak ukazują się na rynku opatentowane, nietypowe systemy montażu. Jednym z nich jest omawiany w niniejszym opracowaniu system polegający na spięciu płatwi z głowicą słupa za pomocą złącza szybkiego montażu. Szczegółowe rozwiązania systemowe opisano w dalszej części pracy.

2. Geometria stołu i opis systemu

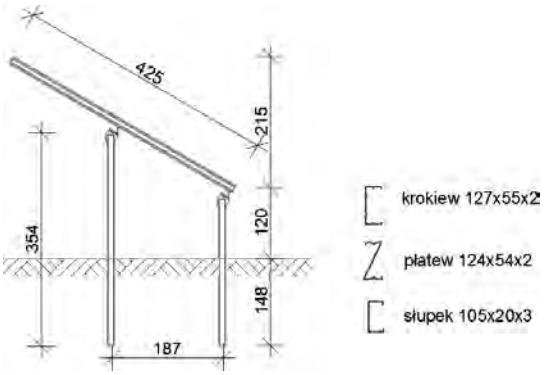
Projektowana konstrukcja wsporcza pod zestaw 16 paneli fotowoltaicznych (1 moduł) to wolnostojące dwupodporowe stoły płatwiowo – krokwiowe wbijane w grunt na głębokość ok. 1,5 m. Wymiary w planie jednego stołu to 8,66×3,60. Słupy wykonano z profili półzamkniętych ceowych o przekroju 105×50×3. Głowice połączono ze słupem przegubowo, zapewniając możliwość pochylenia stołu pod kątem 30º. Układ nośny stanowią dwie płatwie o profilu zetowym 124×54×2 w rozstawie ok 1,8 m oraz krokwie wykonane z profilu półzamkniętego

*Autor do korespondencji: *juliablaz@outlook.com, norbert.olczyk@zut.edu.pl*

127×55×2, w rozstawie ok. 1,04 m, na których układa się panele fotowoltaiczne. Stężenia zaprojektowano z liny stalowej z kauszą na śrubę rzymską M8 A2. W celu zabezpieczenia konstrukcji elementy niemające kontaktu z gruntem pokryto powłoką Magnelis ZM310, słupy zaś Magnelis ZM430. Geometrię konstrukcji przedstawiono na rys. 1 i 2.



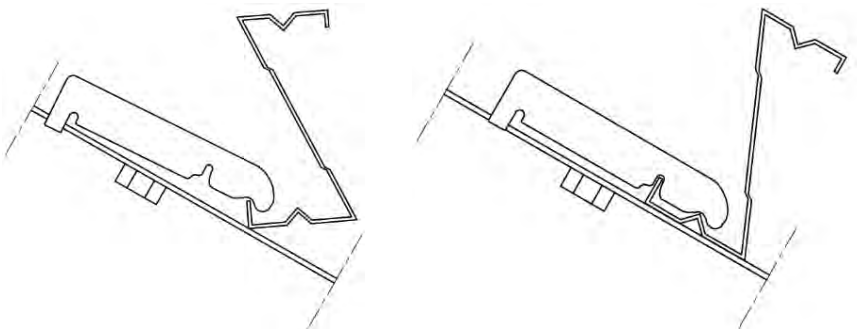
Rys. 1. Elementy konstrukcyjne stołu – widok od tyłu.



Rys. 2. Elementy konstrukcyjne stołu – widok z boku.

Płatwie montowano do głowic za pomocą śrub M12 z wykorzystaniem nierdzewnych elementów połączeniowych (klipsów) wykonanych ze stali A2, zgodnie ze schematem montażu i detalem przedstawionym na rys. 3

Na przedstawionych rysunkach zauważyć można, że montaż zniszczonych stołów nie został zakończony – brak stężeń. Tak niekompletna konstrukcja istniała przez kilka miesięcy, co również miało wpływ na zakres awarii.



Rys. 3. Schemat montażu płatwi „Z”.

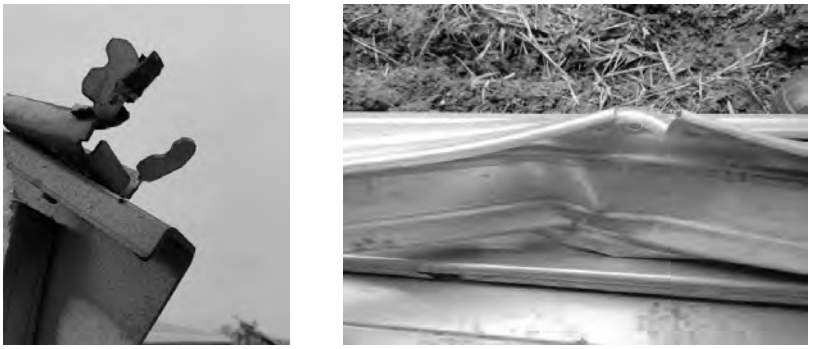
3. Opis uszkodzeń

Wszelkie informacje na temat uszkodzeń oraz sytuacji pogodowej w dniu awarii zostały zaczerpnięte z Raportu technicznego [11] wykonanego przez Inżyniera Kontraktu omawianej budowy. Prędkość wiatru wiejącego tego dnia została podana przez autora raportu na podstawie danych meteorologicznych. Przedmiotowa konstrukcja znajduje się w I strefie śniegowej wg PN-EN 1991-1-3 [4] i I strefie wiatrowej, teren kategorii I wg PN-EN 1991-1-4 [5].



Rys. 4. Widok uszkodzonego fragmentu farmy z dnia 23.12. 2023 [11].

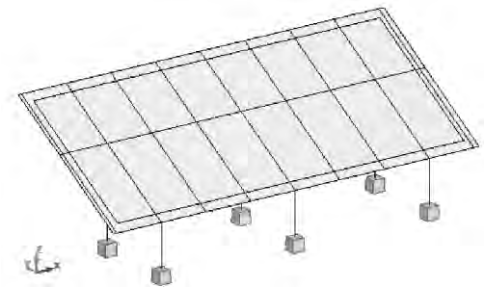
Panele ustawiono tak, aby cała ich powierzchnia, nachylona pod kątem 30^{o} była skierowana w kierunku południowym. W wyniku silnego wiatru wiejącego z południa i południowego zachodu w porywach do 23,89 m/s (86 km/h) uszkodzone zostały konstrukcje wsporcze pięciu stołów – rys. 4. Zniszczenie nastąpiło w wyniku poderwania zamocowanych paneli fotowoltaicznych. Analizując zdjęcia zniszczonych elementów można zauważyć zwichrzenie wspornika łączników montażowych na połączeniu zetowników z głowicą słupa oraz uszkodzenie płatwi – rys. 5.



Rys. 5. Uszkodzenie łącznika montażowego oraz uszkodzenia płatwi [11].

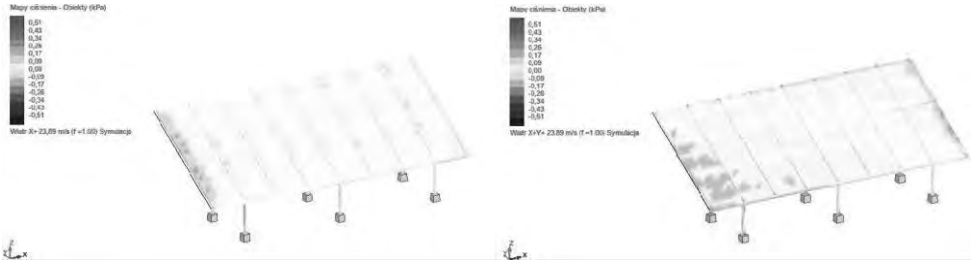
4. Przyczyny uszkodzeń i analiza obliczeniowa

Analizie poddano przewężenie wspornika utrzymującego płatew. Model numeryczny wykonano w programie Robot Structural Analysis 2024 z wykorzystaniem obowiązujących norm i przepisów [4–6]. Słupy utwierdzono w gruncie, na głowicach założono zwolnienia (rys. 6).

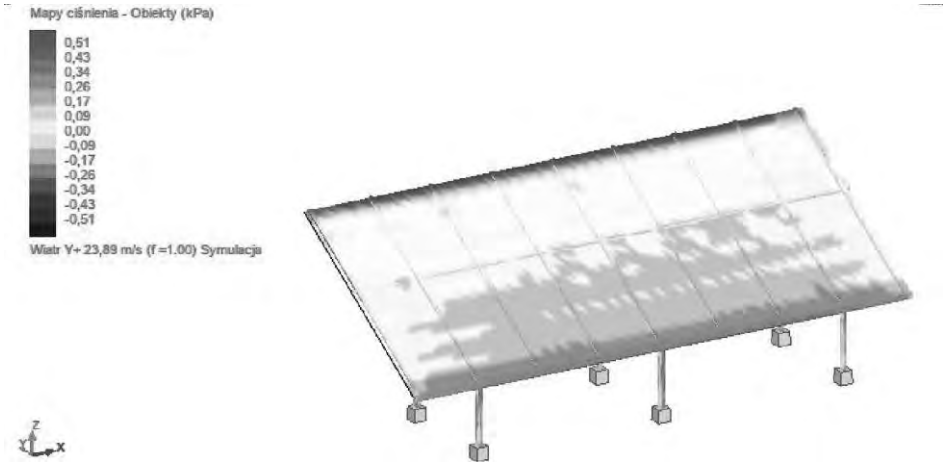


Rys. 6 Model numeryczny konstrukcji

Obciążenie konstrukcji wiatrem wygenerowano przy użyciu funkcji symulacji wiatru dla rzeczywistej, maksymalnej prędkości odnotowanej tego dnia – 23,89 m/s (rys. 7,8). Wartości obciążeń wiatru dla poszczególnych zamodelowanych przypadków prezentują się następująco:



Rys. 7. Symulacja dla wiatru rzeczywistego wiejącego z zachodu i południowego zachodu.

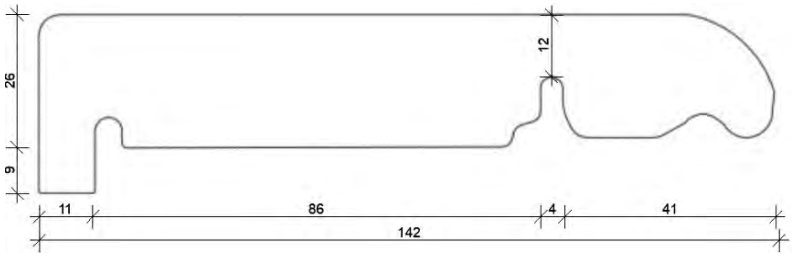


Rys. 8. Symulacja dla wiatru rzeczywistego wiejącego z południa.

Ciężar własny paneli:

$$\frac{28\ \text{kg}}{1{,}05\ \text{m} \cdot 2{,}11\ \text{m}} = 0{,}13\ kN/m^2 \tag{1}$$

Dane wspornika:
– przyjęto do obliczeń stal S355,
– grubość blachy = 2 mm,
– długość przewężenia = 12 mm.



Rys. 9. Detal łącznika.

Z uwagi na charakter zniszczenia oszacowano nośność na zwichrzenie elementów niestężonych, która określona jest wzorem:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{2}$$

$$W_y = 2 \cdot \frac{(12\ mm)^2 \cdot 2\ mm}{6} = 96\ mm^3 = 0{,}096\ cm^3 \tag{3}$$

$$f_y = 355\ MPa = 35{,}5\ kN/cm^2 \tag{4}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \tag{5}$$

$$\Phi_{LT} = 0{,}5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \tag{6}$$

α_{LT} = 0,76 – krzywa zwichrzenia dla innych kształtowników zgodnie z tablicą 6.4 [6]

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \tag{7}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L}\sqrt{E I_z G I_t} \tag{8}$$

gdzie:
E – moduł sprężystości podłużnej (E = 210 000 N/mm^2)
G – moduł sprężystości poprzecznej (G = 80 770 N/mm^2)
I_z – moment bezwładności względem osi słabszej
I_t – moment bezwładności przy skręcaniu swobodnym
L – odległość między punktami bocznego podparcia [8]

$$I_z = \frac{hb^3}{12} = 8\ mm^4 \tag{9}$$

$$I_t = \frac{h \cdot b^3}{3} = 32\ mm^4 \tag{10}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{12}\sqrt{210\,000 \cdot 8 \cdot 80\,770 \cdot 18} = 409\,152\ Nmm = 40{,}92\ kNcm$$

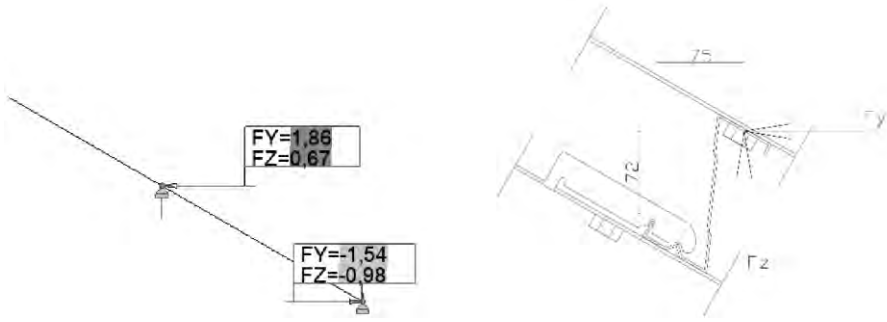
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{0{,}096 \cdot 35{,}5}{40{,}92}} = 0{,}41$$

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}76 \cdot (0{,}41 - 0{,}2) + 0{,}41^2] = 0{,}82$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0{,}82 + \sqrt{0{,}82^2 - 0{,}41^2}} = 0{,}66$$

$$M_{b,Rd} = 0{,}66 \cdot 0{,}096 \cdot \frac{35{,}5}{1{,}0} = 2{,}25\ kNcm$$

Do analizy przyjęto środkowe, najbardziej wytężone pasmo. Na osłabiony przekrój działa moment zginający, którego maksymalne siły (rys. 10) odczytano z programu na podstawie kombinacji generującej największe wytężenie.



Rys. 10. Wartości sił działających na łącznik.

Na przekrój w chwili podmuchu wiatru działa moment zginający o wartości $1{,}86\ kN \cdot 7{,}2\ cm + 0{,}67\ kN \cdot 7{,}5\ cm = 18{,}42\ kNcm$
Warunek nośności:

$$\frac{M_{ED}}{M_{b,Rd}} = \frac{18{,}42\ kNcm}{2{,}25\ kNcm} = 8{,}19$$

W wyniku porywów wiatru o prędkości równej 23,89 m/s nośność łącznika została przekroczona kilkukrotnie. Obliczeniowo, wiatr wiejący na tak zaprojektowaną konstrukcję nie powinien przekraczać ok. 3,7 m/s.

5. Analiza stanu istniejącego i proponowane rozwiązanie

Podjęto próbę logicznego uzasadnienia przyjętego rozwiązania, z uwagi na aspekty ekonomiczne, zakładając, że konstrukcja stołu została celowo zaprojektowana na nienormowe obciążenia. W tablicy 1 przedstawiono średnią prędkość wiejącego wiatru w roku 2023 na podstawie danych z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej [10] w problemowym obszarze.

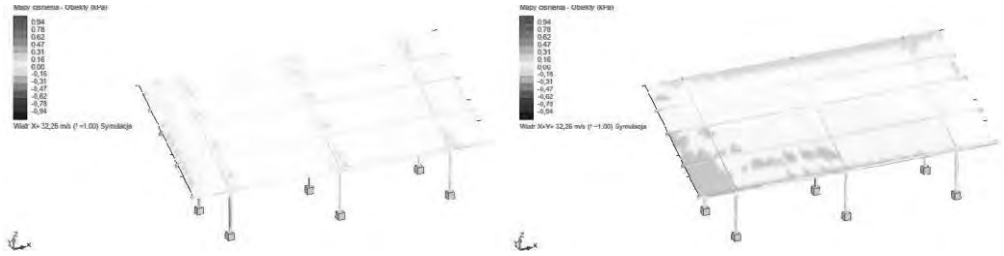
Tablica 1. Średnie dzienne prędkości wiatru w 2023 roku dla problemowego obszaru.

L.p.	Miesiąc	Średnia prędkość wiatru[m/s]	L.p.	Miesiąc	Średnia prędkość wiatru[m/s]
1.	Styczeń	3,7	7.	Lipiec	2,7
2.	Luty	3,4	8.	Sierpień	2,8
3.	Marzec	3,3	9.	Wrzesień	3,0
4.	Kwiecień	3,2	10.	Październik	3,2
5.	Maj	3,0	11.	Listopad	3,4
6.	Czerwiec	2,8	12.	Grydzień	3,6

Omawiany teren charakteryzuje się umiarkowanym i stabilnym klimatem wiatrowym oraz relatywnie wysokim nasłonecznieniem, co czyni je atrakcyjnym miejscem dla inwestycji

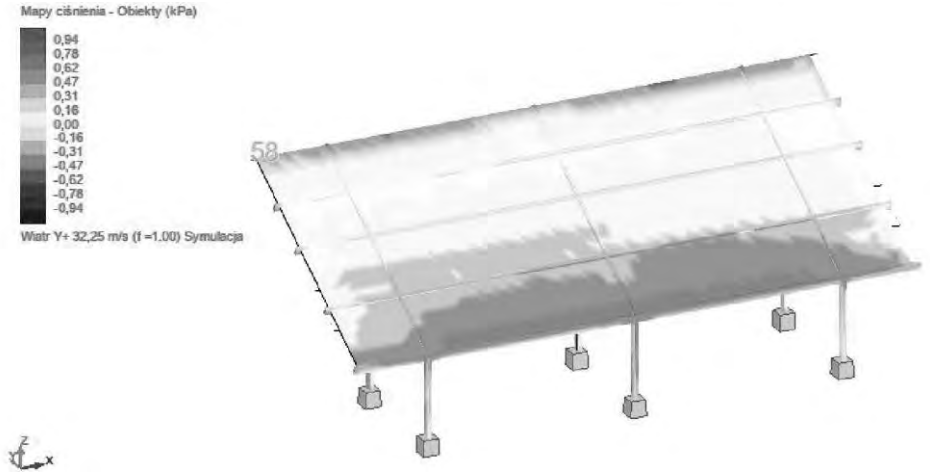
fotowoltaicznych. Na podstawie informacji uzyskanych z IMGW [10], w badanym regionie przez ostatnie 5 lat średnie prędkości wiatru oscylowały w przedziale od 2,5 do 3,8 m/s. Powyższe mogły stanowić przyczynę przyjęcia nienormowych obciążeń, aby zarówno maksymalnie zoptymalizować koszty wykonania konstrukcji poprzez redukcję przekrojów jak i podjąć ryzyko przyspieszenia procesu montażu stosując przedmiotowy łącznik. Jak można zauważyć, przedstawione wartości prędkości wiatru są zbliżone do tych, które obliczeniowo powinna przenieść konstrukcja stołu.

Celem przeprowadzenia kompleksowej analizy, konstrukcję zamodelowano w programie obliczeniowym, obciążono wiatrem normowym o wartości obliczeniowej (wsp. 1,5) oraz zwymiarowano elementy stołu (rys. 11, 12).



Rys. 11. Symulacja dla wiatru normowego wiejącego z zachodu i południowego zachodu.

Wykazane zostało 10 krotne przekroczenie nośności na płatwiach i nieznaczne na skrajnych krokwiach. Wykonano nowy model obliczeniowy wprowadzając zmianę rozwiązania konstrukcyjnego. Krokwie zamocowano do słupów, natomiast na krokwiach umieszczono 6 płatwi. Tym sposobem zredukowano siły działające na pojedynczy łącznik. Dla zachowania nośności łącznika na zginanie rekomenduje się pogrubienie blachy łącznika do 3 mm oraz wykonanie przewężenia o szerokości 14 mm co zwiększa jego nośność do 0,493 kNm.



Rys. 12. Symulacja dla wiatru wiejącego z południa.

W tablicy 2 porównano łączną masę głównych elementów konstrukcji jednego stołu w dwóch analizowanych wariantach. Masa konstrukcji elementów uszkodzonego stołu wynosi 335 kg i zajmuje powierzchnię w planie 31,18 m^2 co daje 107 440 kg/ha farmy. Masa prawidłowo zaprojektowanej konstrukcji stołu, która przenosi normowe obciążenia od wiatru wynosi: 520 kg co daje 166 770 kg/ha.

Tablica 2. Zestawienie materiału dla dwóch wariantów stołów.

Lp.	Element	Długość [m]	Awaryjna konstrukcja stołu				Wzmocniona konstrukcja stołu			
			Przekrój	Pole [m^2]	szt.	Masa [kg]	Przekrój	Pole [m^2]	szt.	Masa [kg]
1	Płatew	8,66	Z 124x54x2	0,00056	2	76,08	Z 120x50x4	0,00081	6	333,72
2	Słup przód	2,46	C 105x50x3	0,00052	3	30,03	C 105x50x3	0,00052	3	30,03
3	Słup tył	3,54	C 105x50x3	0,00052	3	43,21	C 105x50x3	0,00052	3	43,21
4	Krokiew	3,92	C 127x55x2	0,00067	9	185,62	C 120x60x4	0,001214	3	112,79
		Łączna masa 1 stołu				**334,94**				**519,75**

Masa stali zużyta na budowę konstrukcji nośnej stołu w zaproponowanym systemie jest ponad 1,5 razy większa. Ceny przyjęte do analizy uśredniono z ofert wykonawcy farm fotowoltaicznych z wykorzystaniem przedmiotowej konstrukcji wybudowanych w roku 2023. Szacunkowy koszt materiału dla zrealizowanej konstrukcji stołu to ok. 600 tysięcy złotych. Natomiast całkowita wartość materiału dla poprawnie zaprojektowanej konstrukcji stołu to koszty blisko miliona złotych. Koszt montażu można szacować na poziomie 100 tysięcy złotych. Gwarancja producenta – 10 lat.

6. Wnioski

Konstrukcja objęta analizą została zaprojektowana z uwzględnieniem długoletnich pomiarów średniej prędkości wiatru w omawianej lokalizacji. Można domniemywać, że związane to było z chęcią ograniczenia kosztów realizacji inwestycji. Przeprowadzona analiza wykazała, że optymalizacja przekrojów wynikająca z wprowadzenia do modelu numerycznego nie normowego obciążenia wiatrem była skutkiem awarii konstrukcji stołu. Takie podejście do projektowania nawet tymczasowej konstrukcji, chociaż może wydawać się zasadne ekonomicznie, jest niedopuszczalne i może doprowadzić do powstania szkody mienia, a nawet i życia.

Omawiana awaria konstrukcji farmy fotowoltaicznej stanowi ważny przypadek dla całego sektora energetyki odnawialnej. Podkreśla potrzebę zdroworozsądkowego podejścia do bezpieczeństwa i niezawodności, a nie tylko ekonomicznych aspektów realizowanych projektów.

Literatura

1. https://www.pse.pl/home; 06.03.2024 r.
2. https://www.gov.pl/web/klimat/polityka-energetyczna-polski; 24.02.2024 r.
3. https://businessinsider.com.pl/gospodarka/gigantyczna-farma-fotowoltaiczna-uruchomiona-niedaleko-kalisza/rbzw5b2; 24.02.2024 r.
4. PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3: oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem
5. PN-EN 1991-1-4 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem
6. PN-EN 1993-1-1 Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-1: reguły ogólne i reguły dla budynków
7. PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji
8. Access steel *Informacje uzupełniające: Sprężysty moment krytyczny przy zwichrzeniu SN003a-PL-EU*
9. https://chodor-projekt.net/encyclopedia/skrecanie-preta-przekroju-prostokatnym/; 03.03.2024 r.
10. https://www.imgw.pl/; 06.03.2024 r.
11. „Inspect JM" Jacek Mogiłka, Tomasz Kulik, Inżynier Kontraktu,; *Raport techniczny – dotyczy uszkodzenia konstrukcji wsporczych na farmie fotowoltaicznej;* 05.01.2024 r.

Failure of the ground-mounting structures at a photovoltaic farm

Key words: assembly connector, photovoltaic farm, wind impact

Analiza stanu awaryjnego słupa energetycznego 110 kV po podwyższeniu

JAROSŁAW BŁYSZKO*, TOMASZ WRÓBLEWSKI
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Streszczenie: Słup energetyczny linii 110 kV podwyższono o 5 m. Po pewnym czasie zauważono, że uległ on znacznemu przechyleniu. Opracowanie przedstawia nietypowy sposób pomiaru kratowej konstrukcji przestrzennej z wykorzystaniem skaningu 3D. Nowoczesne narzędzia pozwoliły na bezpieczną i nieinwazyjną ocenę stanu odkształcenia konstrukcji wielopręt owej, dla której typowe pomiary inżynierskie oraz klasyczne geodezyjne byłyby utrudnione lub wręcz niemożliwe do przeprowadzenia. Widoczne przechylenie spowodowało obawy użytkownika o bezpieczeństwo samej konstrukcji i okolicznych mieszkańców. W toku badań i analiz sprawdzających wykonano pomiary geometrii słupa, które wykazały znaczne przekroczenie warunków użytkowania oraz wskazywały na przekroczenie stanu granicznego nośności. Analiza wyników badań i przepisów normowych wyraźnie wskazała, że słup należy jak najszybciej wymienić na nowy o właściwej geometrii.

Słowa kluczowe: konstrukcja kratowa, słup energetyczny, skaning 3D, chmura punktów, analiza odkształcenia

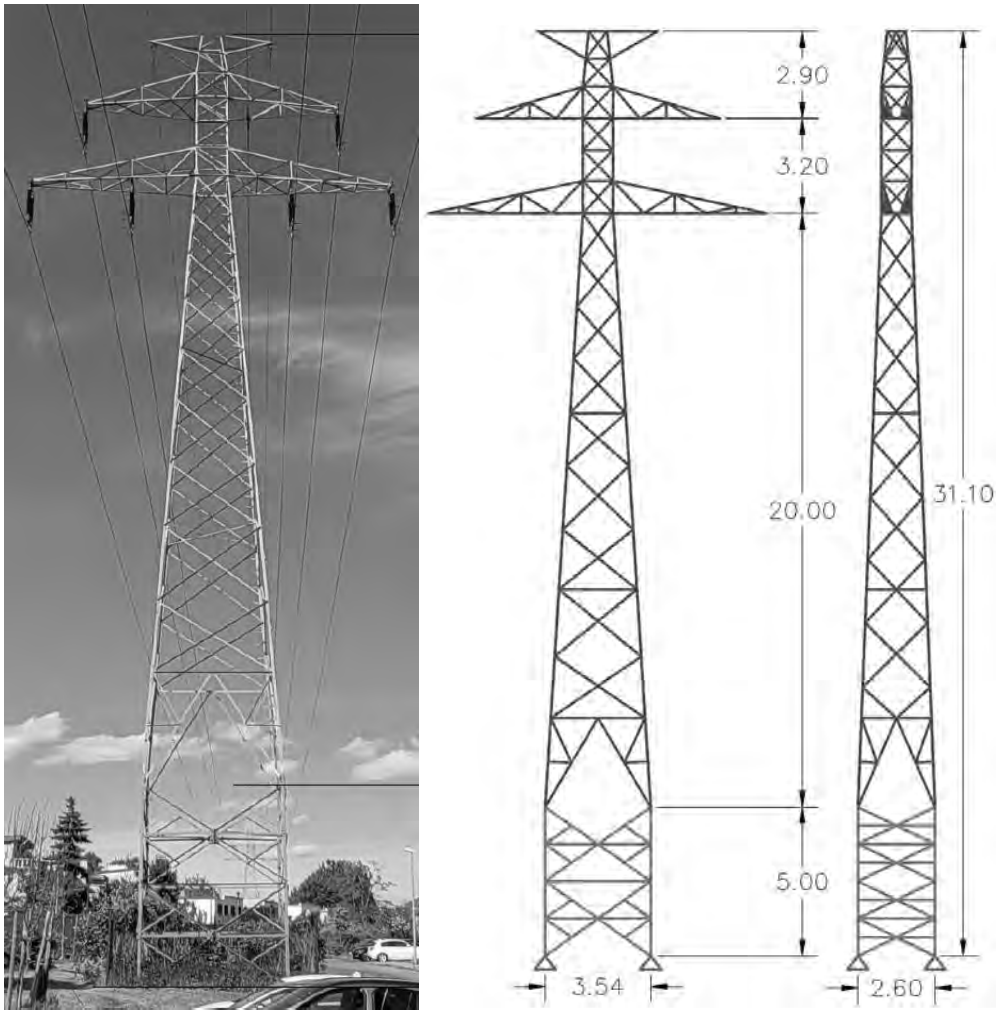
1. Wprowadzenie

Słup energetyczny linii 110 kV uległ wyraźnemu przechyleniu. Spowodowało to obawy użytkownika o bezpieczeństwo samej konstrukcji i okolicznej zabudowy – również zabudowy mieszkaniowej. W toku badań i analiz sprawdzających wykonano pomiary geometrii słupa, które wykazały znaczne przekroczenie warunków użytkowania oraz wskazywały na przekroczenie stanu granicznego nośności. Pierwotny słup – po kilkudziesięciu latach eksploatacji – podwyższono o 5 metrów za pomocą wstawki z kątowników. Analiza operacji podwyższania i schemat samej wstawki wykazały szereg nieprawidłowości w zakresie sztuki budowlanej. Ponadto w ostatnich 15 latach teren wokół słupa ulegał przekształceniu, bez zachowania należytej staranności w zakresie zachowania stabilnego posadowienia.

Wszystkie te czynniki spowdowały znaczne wychylenie słupa i w konsekwencji doprowadziły go do stanu, w którym dalsze użytkowanie uznano za niemożliwe. Opracowanie przedstawia nietypowy sposób pomiaru kratowej konstrukcji przestrzennej z wykorzystaniem skaningu 3D. Nowoczesne narzędzia pozwoliły na bezpieczną i nieinwazyjną ocenę stanu odkształcenia konstrukcji wielopręt owej, dla której typowe pomiary inżynierskie oraz klasyczne geodezyjne byłyby utrudnione lub wręcz niemożliwe do przeprowadzenia. Metoda

*Autor do korespondencji: *blyszko@zut.edu.pl*

ta jest coraz częściej stosowana i w wielu przypadkach daje najszybsze i najlepsze z inżynierskiego punktu widzenia wyniki [1, 2, 3]



Rys. 1. Widok słupa 110 kV, schemat z przodu i z boku po podwyższeniu.

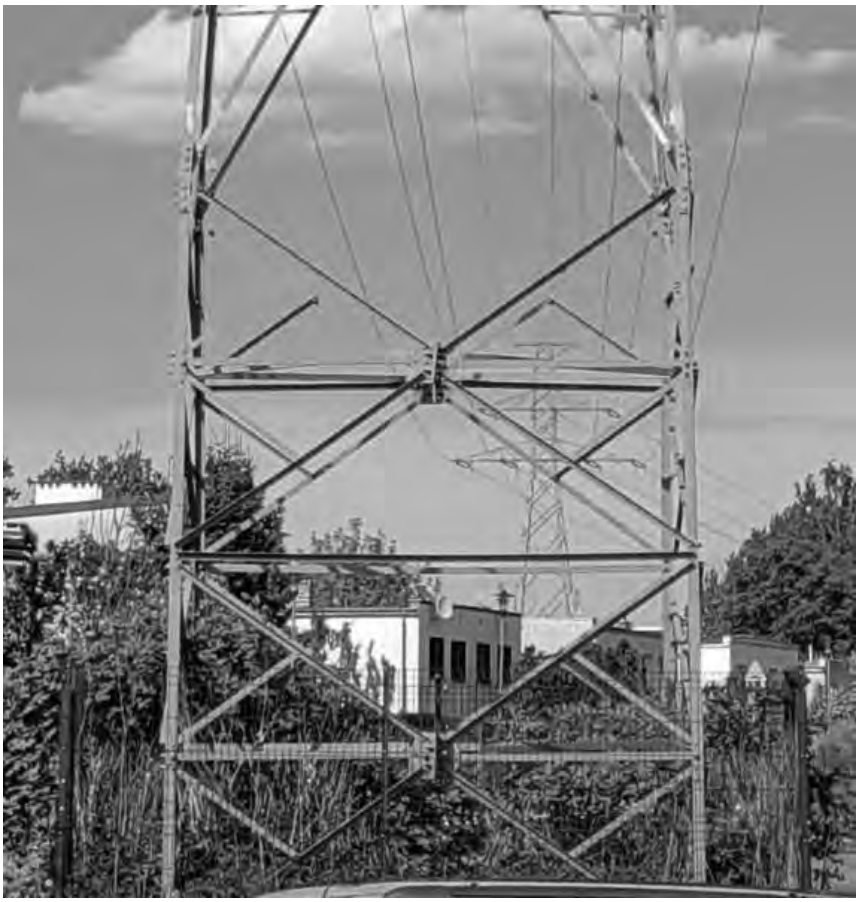
Jak widać na rys. 1 i 2 przęsło linii 110 kV rozpięte pomiędzy słupami przebiega bezpośrednio nad czterema budynkami mieszkalnymi, ponadto w sąsiedztwie słupa znajduje się budynek szkoły podstawowej wybudowany w pierwszej dekadzie XXI wieku. Przedmiotowy słup ustawiono przy granicy działki szkolnej z ogólnodostępnym chodnikiem.

Przebiegająca bezpośrednio nad zabudowaniami linia wysokiego napięcia wymusiła konieczność zwiększenia wysokości przedmiotowego słupa. Po około 50 latach od wybudowania zdecydowano się zwiększyć jego pierwotną wysokość wynoszącą 26,10 m o dodatkowe 5 metrów do wysokości 31,10 metrów – patrz rysunek 1.

Zwiększenie wysokości słupa zdecydowano się zrealizować wykorzystując zarówno konstrukcję istniejącego słupa jak również istniejące fundamenty. Niestety z operacji podwyższania nie zachowała się (sic!) żadna dokumentacja.

Operacja podwyższania słupa nie została odpowiednio udokumentowana. Nie jest dostępna dokumentacja fotograficzna, raporty czy protokoły z przeprowadzonej operacji. Na podstawie wywiadu środowiskowego przeprowadzonego wśród mieszkańców oraz pracowników sąsiadującej szkoły ustalono prawdopodobny termin prac – styczeń 2019 r. Niestety poza określeniem daty przeprowadzenia operacji nie udało się ustalić innych jej szczegółów, poza tym, że do operacji podnoszenia konstrukcji słupa wykorzystywany był dźwig o wysokości większej niż konstrukcja podnoszonego słupa.

Zwiększenie wysokości słupa zrealizowano poprzez demontaż połączenia słupa z fundamentem, uniesienie słupa, montaż wstawki podwyższającej oraz wykonanie połączeń pomiędzy wstawką podwyższającą a słupem oraz istniejącym fundamentem.



Rys. 2. Widok na konstrukcję podwyższającą słup. Widok w kierunku kolejnego słupa – w tle widoczne budynki mieszkalne, nad którymi przebiega linia 110 kV.

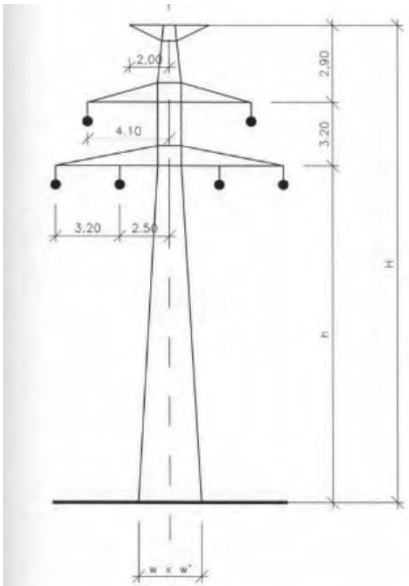
2. Rys historyczny kratowych słupów energetycznych oraz weryfikacja konstrukcji analizowanego słupa

Pierwsze serie słupów projektowano w Polsce pod koniec lat 40-tych dla potrzeb odbudowującej się po zniszczeniach wojennych krajowej sieci energetycznej. Serie słupów projektowane były przez Biuro Studiów i Projektów Energetycznych „Energoprojekt" Kraków.

W początkowym okresie powstały serie słupów dwutorowych D (D1 oraz D2). Służyły do budowy nowych oraz odbudowy istniejących linii 110 kV. Stosowane rozwiązania konstrukcyjne serii D dostosowane były do ówczesnych możliwości technologicznych. Były to konstrukcje spawane, z niewielką ilością połączeń śrubowych, umożliwiające stosunkowo prosty montaż na budowie. Dominującym materiałem konstrukcyjnym była wówczas stal St0S. Konstrukcje były zabezpieczone antykorozyjnie poprzez malowanie. Posadowienie słupów rozwiązywano za pomocą łatwo dostępnych elementów i materiałów np. stosowano fundamenty progowe składające się z ciężkich profili walcowanych i podkładów kolejowych. W późniejszych latach stosowano fundamenty prefabrykowane typowe np. FGDz.

Na przełomie lat pięćdziesiątych i sześćdziesiątych powstały serie słupów jednotorowych A, S120, R, S185 z płaskim lub trójkątnym układem przewodów o przekroju 120 i 185 mm2.

W połowie lat sześćdziesiątych wraz z pojawieniem się na rynku atestowanej stali gatunku St3S zaczęto ją stosować w projektowaniu słupów. Przeprojektowano wówczas niektóre istniejące i stosowane do budowy linii 110 kV serie. Powstały wówczas jednotorowe serie Ac, Sc120, Sc185, Sc240 oraz serie słupów dwutorowe Dc1, Dc2 oraz Dc240.



Przewody robocze	AFL-6 185 mm^2
Naprężenie przewodów roboczych	100 MPa
Przewody odgromowe	AFL-1,7 50 mm^2
Naprężenie przewodów odgromowych	160 MPa
Nominalna rozpiętość przęsła	310 m
Kąt załomu	-
Konstrukcja	skręcana
Stal	St3SY

Typ słupa	Wymiary [m]			Powierzchnia do malowania	Masa słupa
	h	H	w x w'	[m^2]	[t]
-2	15,00	21,10	2,91 x 2,21	86	1,59
±0	17,00	23,10	3,18 x 2,38	94	1,72
+3	20,00	26,10	3,54 x 2,60	107	2,01
+6	23,00	29,10	3,92 x 2,84	122	2,33
+9	26,00	32,10	4,30 x 3,08	138	2,72

Rys. 3. Dane słupa 110 kV Dc2, słup P – karta katalogowa, strzałką zaznaczono dane analizowanej konstrukcji.

Słup będący przedmiotem niniejszego opracowania jest to przelotowy (P) słup serii Dc2. Układ zawieszenia przewodów – dwutrójkątny. Podstawowe informacje na temat geometrii

oraz posadowienia słupów serii Dc2 określić można na podstawie „Katalogu słupów i fundamentów linii 110 kV. Zestawienie podstawowych rozwiązań technicznych słupów i fundamentów linii 110 kV. Tom II. Linie dwutorowe" opracowanego przez PTPiREE Polskie Towarzystwo Przesyłu i Rozdziału Energii Elektrycznej [4].

Wysokość bazowego przelotowego słupa serii Dc2 mierzona od poziomu posadowienia do najniższego poprzecznika wynosiła h równe 17,00 metrów co dawało całkowitą wysokość równą 23,10 m (typ słupa ±0). Słupy produkowane były w wersjach o wysokości zmniejszonej o 2 metry (typ -2) oraz w wersjach wyższych o odpowiednio +3, +6 lub +9 metrów.

Typ analizowanego słupa to Dc2 P +3 co oznacza, że jego wysokość h wynosiła 20 m powyżej poziomu terenu natomiast całkowita wysokość słupa wynosiła H = 26,10 metrów.

Projektowany rozstaw krawężników słupa Dc2 P +3 wynosi w = 3,54 m na kierunku prostopadłym do przebiegu linii elektroenergetycznej oraz w' = 2,60 m na kierunku równoległym do przebiegu linii.

Nominalna rozpiętość przęseł sąsiadujących ze słupem wg katalogu [4] wynosi 300 m. W przypadku przedmiotowego słupa rozpiętość przyległych przęseł nie jest taka sama i wynosi odpowiednio 141 oraz 237 metrów.

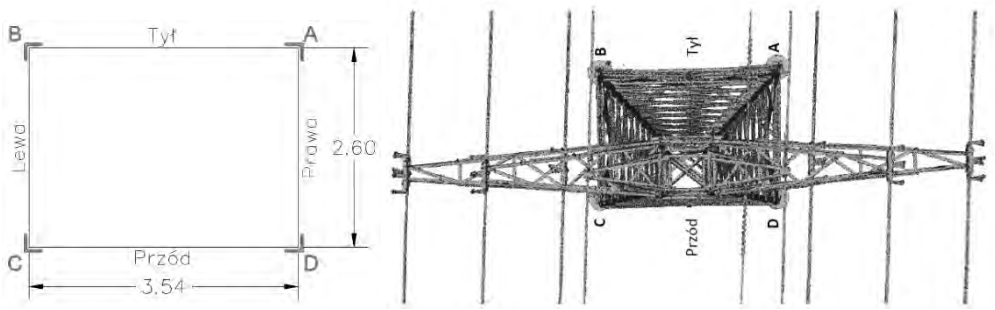
3. Przepisy normowe dot. projektowania i oceny stanu konstrukcji wsporczych

Na przestrzeni minionych dziesięcioleci w projektowaniu linii i ich konstrukcji wsporczych obowiązywały różne normy i przepisy. Jest rzeczą oczywistą, że każda seria słupów była projektowana w oparciu o aktualne wówczas normy. Okres obowiązywania norm, wg których projektowana była seria słupów Dc2 minął już dawno. Nie oznacza to oczywiście, że wszystkie słupy tej serii należy zdemontować. Mogą one być eksploatowane o ile ich stan techniczny na to pozwala, pod warunkiem, że obciążenia pochodzące od przewodów i osprzętu nie przekraczają tych, na które były wtedy zaprojektowane. W przypadku wystąpienia zwiększenia obciążeń, konstrukcje słupów starych serii wymagają sprawdzenia wytrzymałościowego na zgodność z aktualnie obowiązującymi normami.

Na początku wieku projektowanie oraz ocena stanu technicznego istniejących konstrukcji wsporczych linii wysokiego napięcia konstrukcji wsporczych odbywały się wg wytycznych polskich norm PN-E-05100-1:1998 *Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Projektowanie i budowa. Linie prądu przemiennego z przewodami roboczymi gołymi* [5] oraz PN-B-03205:1996 *Konstrukcje stalowe. Podpory linii elektroenergetycznych. Projektowanie i wykonanie* [6]. Sytuacja zmieniła się wraz z wprowadzeniem normy europejskiej EN 50341-1:2001 *Over head electrical lines exceeding AC 45 kV. Part 1: General requirements – Common specifications* [7] oraz jej polskiego tłumaczenia PN-EN 50341-1:2005 [8] wraz z załącznikiem krajowym PN-EN 50341-3-22:2010 [9]. W okresie ostatnich kilku lat dokonano jednak kolejnych zmian w zakresie rozporządzeń normowych. W Europie w roku 2012 a w Polsce w roku 2013 opublikowana została norma PN-EN 50341-1:2013-03 *Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 1: Wymagania ogólne – Specyfikacje wspólne* [10]. Trzy lata później ukazał się załącznik krajowy dla tej normy PN-EN 50341-2-22:2016 *Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 2-22: Zbiór normatywnych warunków krajowych. Normatywne warunki krajowe dla Polski* [11]. W roku 2022 załącznik ten doczekał się aktualizacji. W czerwcu roku ukazała się norma PN-EN 50341-2-22:2022-06 *Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV – Część 2-22: Krajowe Warunki Normatywne (NNA) dla Polski* [12]. Jak widać z danych przytoczonych powyżej w okresie ostatnich 25 lat wytyczne normowe służące projektowaniu i analizie konstrukcji wsporczych były już kilkukrotnie zmieniane.

4. Wykonane pomiary i analizy stanu technicznego

Wykonano szereg pomiarów inżynierskich słupa między innymi: pomiary geometrii profili części dostępnej z poziomu terenu, pomiary grubości powłok malarskich i stopnia skorodowania, pomiary geotechniczne stanu i rodzaju gruntu oraz głębokości i rodzaju posadowienia. Ponadto wykonano skaning laserowy 3D konstrukcji, co pozwoliło na wykrycie deformacji, których analiza z uwagi na wysokość i typ konstrukcji byłaby utrudniona innymi metodami. Oznaczenia mierzonego słupa wskazano na rysunku poniżej.



Rys. 4. Schemat oznaczeń słupa na potrzeby pomiarówi i wynik skaningu 3D w widoku z góry widocznie wychylenie z osi pionowej.

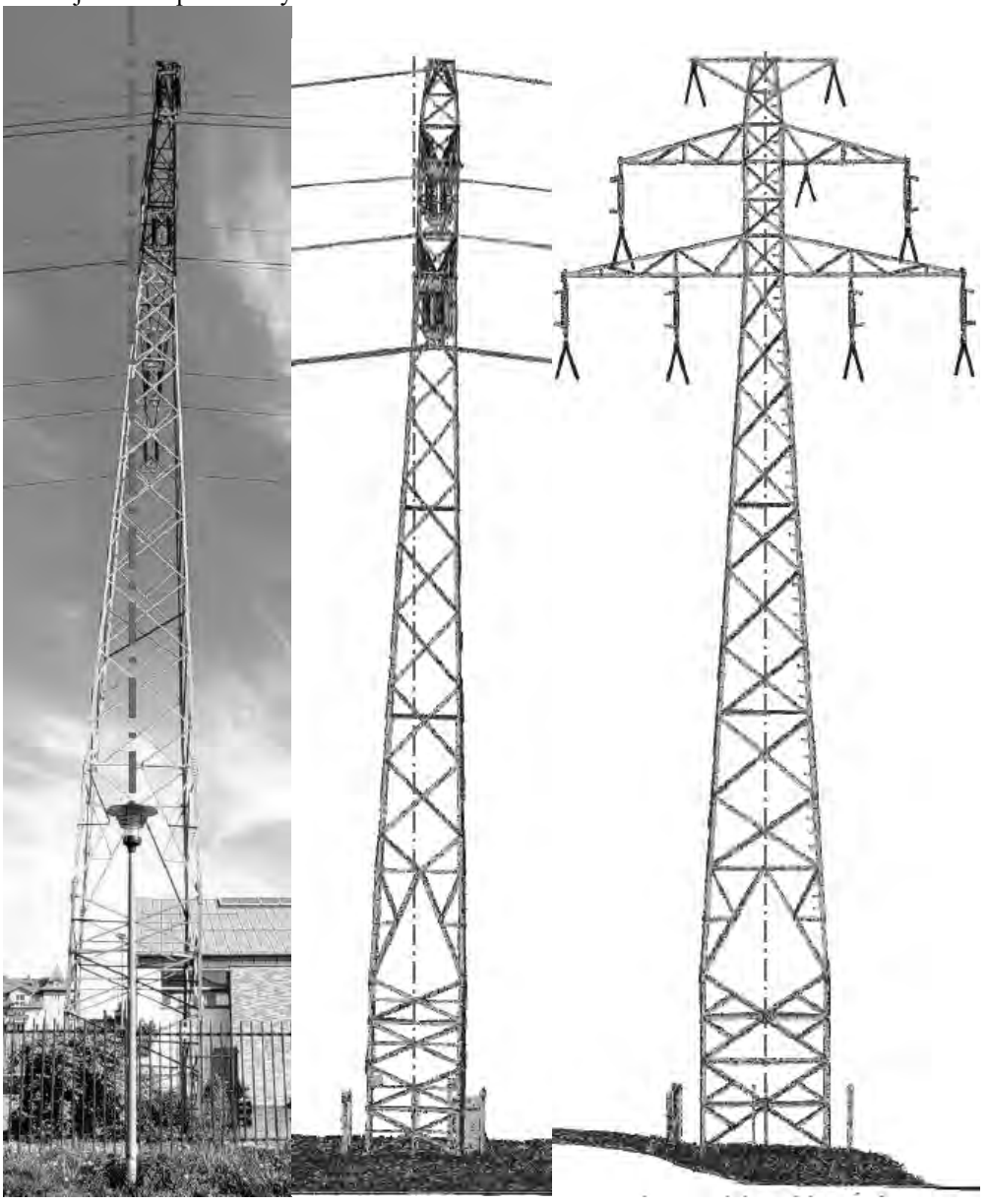
Na rys. 5a pokazano słup w trakcie budowy szkoły w latach 2009-2010. Widać, że otaczający teren jest płaski. Na rys. 5b ten sam słup z niezmienionymi fundamentami w roku 2022. W trakcie budowy szkoły poziom terenu w bezpośrednim sąsiedztwie słupa został obniżony o około 100 cm. Teren został obniżony z trzech stron. Jedynie od strony północno-zachodniej teren przy słupie pozostał na niezmienionym poziomie.



Rys. 5. Widok słupa podczas budowy w 2009-2010 roku (źródło: urbanity.pl), 5b Widok słupa w roku 2022. Widoczne wyraźne obniżenie terenu (źródło:Google Maps).

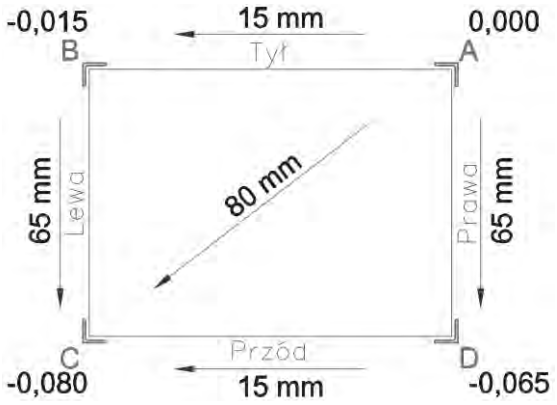
Analizując przyczyny wychylenia sprawdzono, czy wynika ono tylko z nieprawidłowego podwyższenia słupa, czy może również z osiadania fundamentów. W tym celu wykonano pomiary poziomów głowic fundamentów i otaczającego terenu. Skaning 3D okazał się wyjątkowo skutecznym narzędziem. Naocznie stwierdzono, że głowice wszystkich fundamentów znajdują się poniżej poziomu terenu. Zakładając, że pierwotnie tj. w roku 1968 fundamenty

zostały wykonane prawidłowo tj. tak aby wystawały co najmniej 100 mm ponad poziom terenu (lub co najmniej 200 mm wg [13], lub co najmniej 300 mm wg [14]), stan obecny oznaczać może, że fundamenty osiadły lub w miejsce ustawienia słupa nawieziony został nowy grunt. Niezależnie od przyczyn stan obecny, gdy głowice fundamentów znajdują się poniżej poziomu terenu jest niedopuszczalny.



Rys. 6. Widok wychylonego słupa na tle pionowej lampy ulicznej i wyniki geodezyjnego skanowania 3d do chmury punktów.

Przyjeto, że poziom 0,00 jest pod krawężnikiem oznaczonym jako A. Względem tego fundamentu wykonano pozostałe pomiary i pokazano poniżej na rysunku.



Rys. 7. Analiza osiadania poszczególnych fundamentów.

Ściana przednia osiadła względem tylnej o 65 mm. Ściana lewa osiadła względem prawej o 15 mm. Jednocześnie fundament C znajduje się 80 mm niżej niż fundament A. Mamy zatem do czynienia z nierównomiernym osiadaniem fundamentów.

Już wstępna ocena geometrii słupa wykazała, że jest on znacznie przechylony. Kierunek osiadania fundamentów jest zgodny z kierunkiem przechylenia się słupa. Biorąc pod uwagę, że ściana przednia CD osiadła względem ściany tylnej AB o 65 mm, oraz biorąc pod uwagę, że odległość między ścianami wynosi 2,6 m można wyznaczyć teoretyczne wychylenie słupa o wysokości 31,1 m.

$$uy/3110 = 6{,}5/260 \text{ -> uy} = 77{,}8 \text{ cm} \quad (1)$$

Przy założeniu osiadania wynoszącego 65 mm oraz zakładając ruch układu jak ciała sztywnego słup powinien wychylić się o 77,8 cm. W rzeczywistości słup wychylił się o 79,1 cm co wykazała szczegółowa analiza danych ze skanowania laserowego. Uznano zatem, że to nierównomierne osiadanie fundamentów jest główną przyczyną przechylenia się słupa.

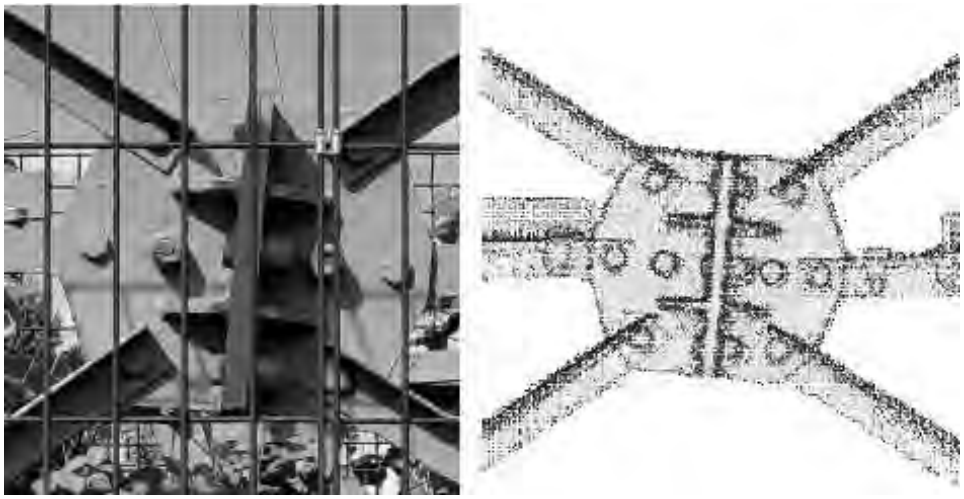
W trakcie montażu słupów linii wysokiego napięcia należy zadbać o to, aby zostały one ustawione pionowo (chyba, że projekt przewiduje inaczej). Odchylenie od pionu wierzchołka konstrukcji nieobciążonej zgodnie z wytycznymi zawartymi w rozdziale 6. Wymagania wykonawcze -> 6.1 Elementy konstrukcyjne normy PN-B-03205:1996 Konstrukcje stalowe. Podpory linii elektroenergetycznych. Projektowanie i wykonanie [6] oraz w rozdziale 7. Podpory -> 7.12. Montaż i wznoszenie normy PN-EN 50341-2-22:2022-06 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV - Część 2-22: Krajowe Warunki Normatywne (NNA) dla Polski [12] nie powinno przekraczać:

$$\Delta \leq H \text{ / } 300 = 31100 \text{ / } 300 = 104mm \quad (2)$$

Nawet przyjmując dwukrotnie mniej rygorystyczne Specyfikacje Techniczne [8, 10] warunki SGU są tu wielokrotnie przekroczone.

5. Analiza deformacji lokalnych

Skanowanie 3d wyraźnie wskazało miejsca lokalnych deformacji prętów i pozwoliło na ich ocenę jakościową i ilościową nawet w miejscach normalnie niedostępnych. Na rys 8 pokazano obrócony węzeł wstawki podwyższającej, którą „naciągano” dopasowując do geometrii konstrukcji pierwotnego slupa.



Rys. 8. Obrócony węzeł wstawki podwyższającej, w którym dopasowały się do geometrii słupa i fundamentów.

Normy [6] oraz [12] stawiają również wymagania odnośnie do prostoliniowości elementów. Od elementów, z których wykonane są konstrukcje wsporcze wymaga się, aby zachowywały one prostoliniowość szczególnie w sytuacji, kiedy mogą być poddane działaniu sił ściskających. Dopuszczalne odchyłki od prostoliniowości wg norm wynoszą 1/500 długości pręta. Szczegółowej analizie poddano elementy dwóch przepon poziomych umieszczonych na wysokości 1,30 oraz 3,80 nad poziomem posadowienia. Analizę przeprowadzono również dla krawężników w ścianie tylnej AB, w której również odnotowano znaczne odchylenia od prostoliniowości. Wygięcie poszczególnych elementów konstrukcji określono na podstawie pomiarów chmury punktów. Jak widać w tablicy poniżej, żaden z analizowanych elementów nie spełnia wymagań odnośnie do prostoliniowości.

Normy [6, 12] określają również wymagania w zakresie dopuszczalnych różnic w poziomach między głowicami sąsiednich fundamentów. Różnica ta nie powinna przekraczać 1/300 odległości pomiędzy fundamentami na żadnym z kierunków w tym także po przekątnej. Również wg tej normy dokonano weryfikacji osiadania fundamentów, gdzie jako punkt odniesienia przyjęto wzajemne osiadanie pomiędzy najwyżej położonym fundamentem A i pozostałymi fundamentami. Niezależnie od analizowanego kierunku, żaden z warunków nie jest spełniony.

Odkształcenia i przemieszczenia słupa są bezpośrednio związane z zachowaniem się jego fundamentów. Polski załącznik krajowy [11] PN-EN 50341-2-22:2016 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 2-22: Zbiór normatywnych warunków krajowych. Normatywne warunki krajowe dla Polski w rozdziale 8.2.2 zaleca kontrolę stanu granicznego użytkowalności i określił dopuszczalne wielkości graniczne dotyczące pracy fundamentów posiłkując się przy tym ogólnymi zaleceniami zdefiniowanymi w Eurokodzie 7:

− osiadanie całkowite fundamentu s_{max} = 50 mm,
− maksymalna różnica osiadań fundamentów Δs_{max} = 20 mm,
− obrót fundamentu φ_{max} = 0,002 rad,
− przechylenie konstrukcji (fundamentu) ω_{max} = 0,003 rad,
− strzałka wygięcia fundamentu Δ_{max} =10 mm,
− wskaźnik wygięcia fundamentu Δ_w = 0,003.

Tablica 1. Zestawienie deformacji wybranych prętów na tle wymagań normowych

Analizowany element		Długość	Wygięcie dopuszczalne	Wygięcie istniejące	Stosunek	Warunek
Górna przepona wstawki podwyższającej	1	2600	5	37	712%	niespełniony
	2	3540	7	71	1003%	niespełniony
Dolna przepona wstawki podwyższającej	1	2600	5	46	885%	niespełniony
	2	3540	7	65	918%	niespełniony
Krawężnik A		5000	10	38	380%	niespełniony
Krawężnik B		5000	10	39	390%	niespełniony

Ostatecznie zdecydowano się założyć, że fundament pod krawężnikiem A nie uległ osiadaniu, a osiadały tylko pozostałe fundamenty w tym fundament pod krawężnikiem C o wartość 80 mm.

$$s = 80 \text{ mm} >> s_{max} = 50 \text{ mm}$$

Maksymalna różnica osiadań fundamentów

$$\Delta s = 80 \text{ mm} >> \Delta s_{max} = 20 \text{ mm}$$

Przechylenie fundamentu w płaszczyźnie XZ

$$\omega Y = \text{arctg}(15 \text{ mm} / 3540 \text{ mm}) = 0{,}004 \text{ rad} > \omega_{max} = 0{,}003 \text{ rad}$$

Przechylenie fundamentu w płaszczyźnie YZ

$$\omega Y = \text{arctg}(65 \text{ mm} / 2600 \text{ mm}) = 0{,}025 \text{ rad} >>> \omega_{max} = 0{,}003 \text{ rad}$$

Jak widać powyżej, żaden z powyższych warunków nie został spełniony. Największe obawy budziło przechylenie fundamentu w płaszczyźnie YZ, ponad 8-krotnie większe od granicznej wartości dopuszczalnej.



Rys. 2 Silnie wyboczony element wykratowania przy wstawce podwyższającej oraz duże deformacje pasów górnych poprzecznika wykryte za pomocą skaningu 3d.

Na etapie projektowania konstrukcji wymagana jest szczegółowa weryfikacja stanu granicznego nośności konstrukcji, do przeprowadzenia której konieczne jest przeprowadzenie odpowiednich obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. W sytuacji istniejącej weryfikacja stanu wytężenia przedmiotowego słupa jest w zasadzie niemożliwa. Stwierdzono liczne pręty

wyboczone lub wygięte w trakcie operacji podwyższania. Praktycznie niemożliwe jest odtworzenie historii obciążenia, która doprowadziła do takich odkształceń. Tym samym dokładna weryfikacja stanu granicznego nośności w przedmiotowym słupie jest niemożliwa. Z uwagi na wielokrotne przekroczenie stanu granicznego użytkowania uznano ją również za bezcelową. Tak wykrzywiony i przechylony słup należy w całości wymienić.

Wykonanie oceny stanu technicznego i analizy przedmiotowego słupa było konieczne w związku z budzącym niepokój obserwatorów znacznym przechyleniem się słupa. Należy tutaj zauważyć, że już sam fakt pojawiającego się niepokoju u postronnych obserwatorów jest oznaką niespełnienia stanu granicznego użytkowalności konstrukcji.

6. Podsumowanie i wnioski

W wyniku przeprowadzonej analizy ustalono, że:
- słup wykazuje wyraźne przechylenie w kierunku południowo-zachodnim, przechylenie jest ośmiokrotnie większe niż dopuszczalne;
- fundamenty słupa wykazują znaczne i nierównomierne osiadanie, głowice fundamentów znajdują się kilkanaście centymetrów poniżej zamiast wymaganych minimum dwudziestu centymetrów powyżej poziomu terenu co sprzyja korozji przegubów i sworzni fundamentu;
- konstrukcja wstawki podwyższającej słup wykazuje liczne deformacje i odkształcenia zdecydowanie wykraczające poza zakres odkształceń dopuszczalnych;
- ukośnik ściany przedniej CD utracił stateczność, skala deformacji jest na tyle duża, że nie jest on zdolny do dalszego przenoszenia obciążeń;
- powłoki malarskie nie zabezpieczają skutecznie słupa przed korozją, wiele elementów słupa wykazuje silne uszkodzenia spowodowane korozją wżerową.

Bezpośrednią przyczyną zaobserwowanych nieprawidłowości są:
- nierównomierne osiadanie fundamentów będące prawdopodobnie skutkiem nieskoordynowanych prac budowlanych wokół słupa;
- nieuzasadniona oraz niepoprawnie zaplanowana i zrealizowana operacja podwyższenia słupa;
- brak bieżącej konserwacji słupa.

Słup ten wybudowany został w roku 1968 czyli 54 lata temu co oznacza, że jego projektowany 50-letni okres użytkowania dobiegł już końca [15, 16].

W terenie aglomeracji szczecińskiej wciąż żywa jest w pamięci sytuacja z zimy 2008 roku, kiedy to na skutek zniszczenia słupów kratowych nastąpiła wielogodzinna przerwa w zasilaniu [17, 18], zwrócono zatem uwagę użytkownikowi, że słup – „pomimo tego, że stoi" – stwarza realne zagrożenie i nie powinien być dalej użytkowany.

Zalecono natychmiastową wymianę słupa wraz z fundamentami na nowy dostosowany do lokalizacji i panujących warunków.

Literatura

1. Mitka B., Mikołajczyk Ł., Noszczyk T.: Modelowanie obiektów przemysłowych na podstawie danych z naziemnego skaningu laserowego. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, nr 2/11/2013, Polska Akademia Nauk, Kraków 2013.
2. Janicka J., Błaszczak-Bąk W., Sobieraj A.: Porównanie pomiarów z inwentaryzacji linii wysokiego napięcia za pomocą lotniczego skaningu laserowego oraz tachimetrii. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, t. XXXII, z. 62 (4/15), październik-grudzień 2015, s. 155−166.
3. Marzec P., Pasternak C.: Naziemny i lotniczy skaning laserowy jako nowa technika pomiarowa, Acta Scientifica Academiae Ostroviensis nr 34, 39−47, 2010.
4. BSiPE ENERGOPROJEKT Kraków S.A. Katalog słupów i fundamentów linii 110 kV. Zestawienie podstawowych rozwiązań technicznych słupów i fundamentów linii 110 kV. Tom II. Linie

dwutorowe. PTPiREE Polskie Towarzystwo Przesyłu i Rozdziału Energii Elektrycznej, Poznań, marzec 1998.
5. PN-E-05100-1:1998 Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Projektowanie i budowa. Linie prądu przemiennego z przewodami roboczymi gołymi, PKN, Warszawa 1998.
6. PN-B-03205:1996 Konstrukcje stalowe. Podpory linii elektroenergetycznych. Projektowanie i wykonanie.
7. EN 50341-1:2001 Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV. Part 1: General requirements − Common specifications.
8. PN-EN 50341-1:2005 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 45 kV. Część 1: wymagania ogólne – Specyfikacje wspólne, PKN, Warszawa 2005.
9. PN-EN 50341-3-22:2010 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 45 kV. Część 3: Zbiór normatywnych warunków krajowych. Polska wersja, EN 50341-3-22:2001, PKN, Warszawa, luty 2010.
10. PN-EN 50341-1:2013-03 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 1: wymagania ogólne – Specyfikacje wspólne, PKN, Warszawa 2013.
11. PN-EN 50341-2-22:2016 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 2-22: Zbiór normatywnych warunków krajowych. Normatywne warunki krajowe dla Polski, PKN, Warszawa 2016.
12. N-EN 50341-2-22:2022-06 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV − Część 2-22: Krajowe Warunki Normatywne (NNA) dla Polski, PKN, Warszawa, czerwiec 2022.
13. Elektroenergetyczne linie napowietrzne i kablowe 110 kV, Standard w sieci dystrybucyjnej ENEA Operator Sp. z o.o., wersja 10.2020
14. PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.
15. PN-EN 1990 EUROKOD. Podstawy projektowania konstrukcji, październik 2004
16. Wirth K.: O czasie życia kratowych wież stalowych. Inżynier Budownictwa, miesięcznik PIIB 5/2019, maj 2019
17. Paczkowska T., Paczkowski W.: Zniszczenie słupów elektroenergetycznych jako jedna z przyczyn blackout'u szczecińskiego 2008, Przegląd Budowlany 5/2010.
18. Paczkowska T., Paczkowski W.: Aspekty budowlane katastrofy energetycznej w rejonie szczecińskim, XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna AWARIE BUDOWLANE, maj 2009.

Analysis of the emergency state of a 110 kV power pole after raisingtang

Key words: lattice structure, power pole, 3D scanning, cloud of points, deformation analysis

Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia

RYSZARD CHMIELEWSKI[1*], ADAM BARYŁKA[1], LEOPOLD KRUSZKA[1], JACEK SANKOWSKI[2]
[1]Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji
[2]Ministerstwo Obrony Narodowej, Warszawa, Departament Infrastruktury

Streszczenie: Współcześnie poszukuje się rozwiązań, które pozwalają na szybką budowę lekkich obiektów o dużej kubaturze. Wśród takich rozwiązań można wymienić hale pneumatyczne czy też hale z blach giętych na zimno. Niestety rozwiązania te, pomimo niewątpliwej zalety jaką jest ich niski koszt, często nie sprawdzają się w warunkach klimatycznych spotykanych w naszym kraju. W opracowaniu przedstawiono własną koncepcję projektową i wykonawczą modyfikacji konstrukcji budowanych w technologii podwójnie giętych paneli cienkościennych typu MIC-240 systemu UBM, umożliwiającą budowę obiektów o dużych rozpiętościach, czy też obiektów obsypanych gruntem. Rozwiązanie to nie wymaga stosowania dodatkowych urządzeń, wykorzystując elementy wytwarzane przez standardową maszynę systemu do wytwarzania paneli MIC-240.

Słowa kluczowe: hale lekkie, profile gięte na zimno, wzmocnienia konstrukcji, obciążenia klimatyczne

1. Wstęp

Awarie i katastrofy budowlane zazwyczaj są wynikiem błędów popełnionych na poszczególnych etapach cyklu życia obiektu budowlanego, począwszy od błędnych założeń projektowych, na przykład niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego [1, 2] czy też błędnego modelowania konstrukcji nośnej, poprzez błędy wykonawcze [3], skończywszy na zużyciu naturalnemu w wyniku wieloletniego użytkowania w końcowym etapie cyklu eksploatacyjnego [4]. W trakcie eksploatacji również mogą zdarzać się stany zagrożeń bezpieczeństwa konstrukcji nośnej lub katastrofy budowalne związane z niewłaściwą przebudową obiektu [5], czy też zmiennym poziomem wód gruntowych [6].

Obecnie wzrasta dostępność szybkiej budowy tanich obiektów o znacznej kubaturze i powierzchni użytkowej – wynika to ze stosowania nowych technologii. Często technologie te są adaptowane od innych użytkowników, z różnych stron świata [7]. Nowe rozwiązania konstrukcyjne wymagają ich takiej adaptacji, aby spełniały przepisy i normy wykorzystywane w Polsce. Niestety zdarza się, że projektanci w opracowywanej dokumentacji technicznej nie uwzględniają specyfiki nowych rozwiązań materiałowych i konstrukcyjnych, co może doprowadzić to zdarzeń w postaci zagrożeń bezpieczeństwa konstrukcji nośnej czy też katastrof budowlanych [8–11].

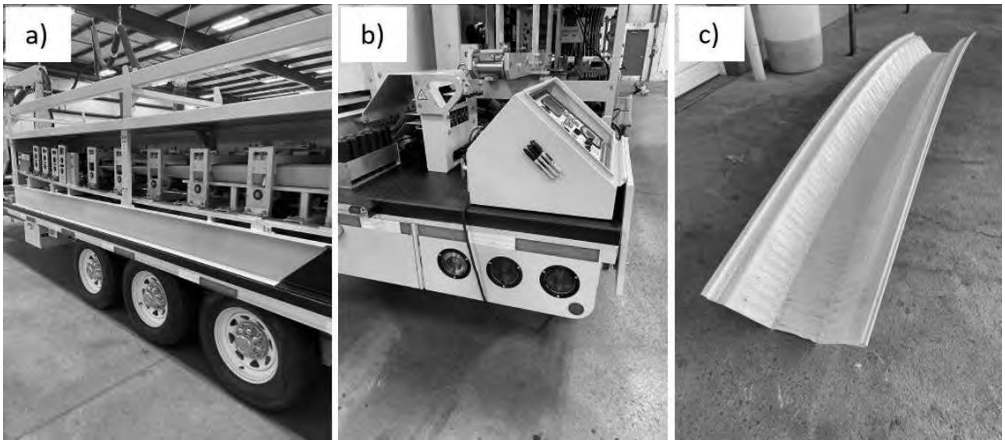
Czasami sposób prowadzenia obliczeń projektowych, z uwzględnieniem specyfiki i zagrożeń występujących dla nowych technologii, opracowywany jest po wystąpieniu

*Autor do korespondencji: *ryszard.chmielewski@wat.edu.pl*

katastrofy budowlanej [7, 8]. Wynika z tego, że sposób bezpiecznego stosowania nowych rozwiązań konstrukcyjnych obiektów budowlanych często weryfikowany jest dopiero podczas ich użytkowania [7]. Przyczyną powstania stanu zagrożenia bądź katastrofy budowlanej mogą być również oddziaływania klimatyczne o wartościach wyjątkowych, takich jak opady deszczu nawalnego, silne porywy wiatru oraz intensywne opady śniegu. Dotyczy to sytuacji, gdy oddziaływania te są większe od wartości przyjmowanych w obliczeniach projektowych konstrukcji budowlanych, zgodnie z zalecanymi aktualnie do stosowania normatywami. Stąd ważnym elementem diagnostyki obiektów budowlanych po wystąpieniu stanu zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji wskutek intensywnych obciążeń klimatycznych, powinno być jednoznaczne ustalenie czy ten obiekt budowlany był w stanie przenieść obciążenia klimatyczne, czy też obciążenia te były tylko czynnikiem inicjującym stan zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji nośnej obiektu niewłaściwie wybudowanego czy też zaprojektowanego [12].

W opracowaniu przedstawiono koncepcję projektową i wykonawczą modyfikacji lekkich konstrukcji wykonywanych z blach podwójnie giętych, które wytwarzane są za pomocą urządzenia UBM MIC-240. Panele tego typu, jak również panele MIC-120, są w naszym kraju znane i stosowane już od wielu lat. Przyjmowane modele obliczeniowe bez uwzględnienia współczynnika wyboczeniowego czy też występowania imperfekcji w przekroju poprzecznym, które w znacznym stopniu obniżają jego nośność na zginanie [7, 12, 13], zakończyły się w kilku przypadkach katastrofami budowlanymi [8].

Do wytwarzania pojedynczych paneli służy mobilne urządzenie produkcyjne (rys. 1.), które wytwarzać może panele o różnej długości i różnym kształcie. System ma ograniczenia co do przekroju poprzecznego wytwarzanych elementów (jeden przekrój), grubości blach z których są one wytwarzane oraz klasy wytrzymałościowej stali konstrukcyjnej.



Rys. 1. a), b) Maszyna systemu UBM, do wytwarzania paneli MIC-240, c) panel MIC-240.

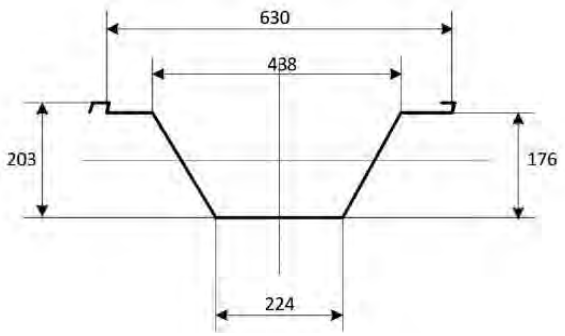
Z tego względu zastosowanie systemu UBM (dawniej ABM) do budowy obiektów o dużych rozpiętościach, czy też obiektów pod duże obciążenia (na przykład obiektów z obsypką gruntową) jest ograniczone.

2. Opis modyfikacji konstrukcji z paneli MIC-240

Zastosowanie stalowych konstrukcji powłokowych z samonośnych blach falistych, czy też trapezowych jako elementów konstrukcyjnych hangarów, osłon budowlanych i innych tego typu obiektów budowlanych jest rozwiązaniem obecnie powszechnie stosowanym. Dostępne

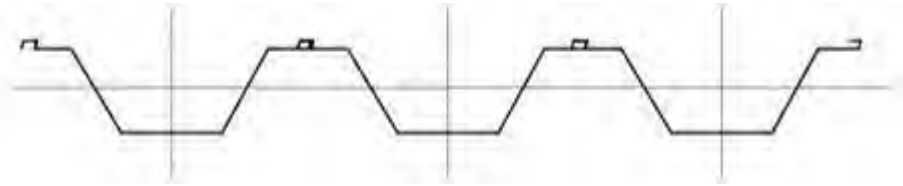
rozwiązania systemowe wykorzystują blachy gięte w łuki w zakładach produkcyjnych, co umożliwia wykonywanie obiektów o dużych rozpiętościach. Jakkolwiek wymusza to konieczność wcześniejszego zaprojektowania, zamówienie i odebrania z produkcji tych gotowych elementów, co niewątpliwie wydłuża czas realizacji tych inwestycji budowlanych oraz podnosi ich koszty.

Rozwiązaniem pozwalającym na powszechne zastosowanie płaskich blach powlekanych, dostępnych w zwojach, jest system wykorzystujący urządzenie MIC-240 UBM K-span machine, powszechnie stosowany w wielu innych krajach świata. System ten pozwala na budowę lekkich konstrukcji stalowych z blach płaskich, które w pierwszej kolejności wyginane są w panele o przekroju poprzecznym w kształcie litery V (rys. 1), a następnie panele te wyginane są w łuki o różnych (w tym zmiennych) promieniach.



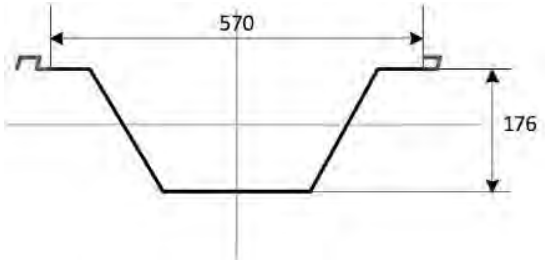
Rys. 2. Przekrój poprzeczny pojedynczego żebra z urządzenia MIC-240, wymiary w [mm].

Przed wbudowaniem w obiekt budowlany trzy pojedyncze żebra łączone są w jeden element za pomocą ukształtowanych zakończeń, który w tej postaci zamontowany jest w tym obiekcie (rys. 2).



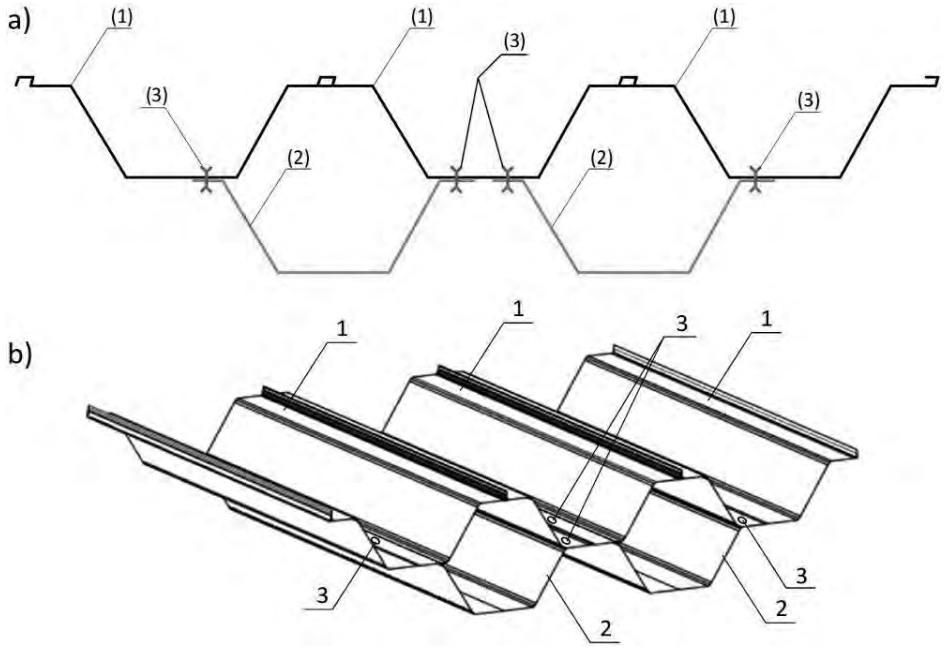
Rys. 3. Przekrój poprzeczny elementu składającego się z trzech paneli przygotowany do wbudowania w obiekt budowlany.

Konstrukcja stalowa żebra ograniczona jest tylko do jednego przekroju, stąd w celu zwiększenia jej nośności lub rozpiętości możliwe jest tylko zwiększanie grubości blachy, bądź wytrzymałości stali, przy czym tylko w ograniczonym zakresie. W związku z tym w WAT opracowane zostało rozwiązanie polegające na zwiększeniu nośności przekroju poprzecznego poprzez zastosowanie wzmocnienia w postaci dodatkowego usztywnienia. Zaletą tego rozwiązania jest wykorzystanie profili wykonywanych przez urządzenie MIC-240 ABM K-span machine z zastosowaniem dwóch modyfikacji. Pierwsza polega na zmniejszeniu promienia wygięcia łuków o wysokość żebra, tj. o 176 mm, druga natomiast na odcięciu skrajnych części żebra zgodnie z rys. 4 (usuwane fragmenty zakończeń żebra oznaczone są tutaj kolorem czerwonym).



Rys. 4. Przekrój poprzeczny panelu wzmacniającego po odcięciu skrajnych części (usuwane fragmenty zakończeń żebra oznaczono kolorem czerwonym), wymiary w [mm].

Montując za pomocą łączników mechanicznych (blachowkrętów) dodatkowe dwa panele wzmacniające uzyskujemy wzmocniony element konstrukcyjny do wmontowana w obiekt budowlany – rys. 5.

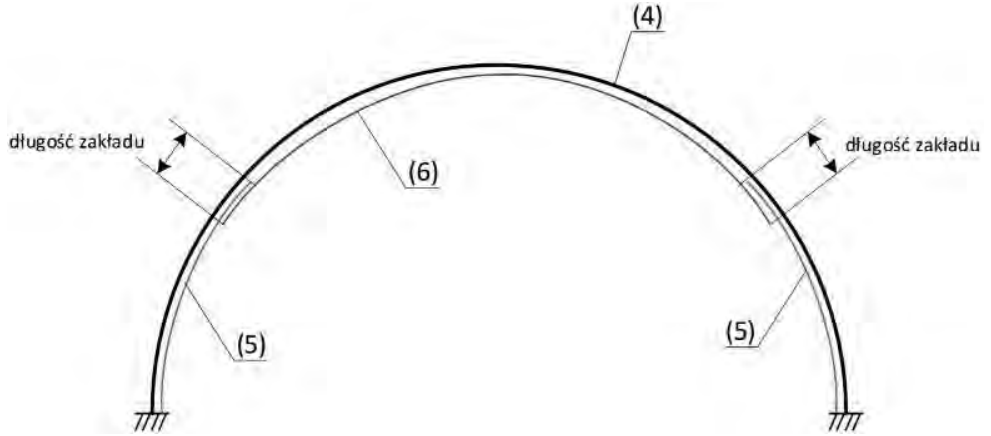


Rys. 5. Wzmocniony element konstrukcyjny, przygotowanego do wbudowania w obiekt budowlany, a) przekrój poprzeczny, b) układ przestrzenny.

Wzmocniony element konstrukcyjny oprócz przekroju wykonanego standardowo (rys. 3) (1), składającego się z trzech paneli standardowych (rys. 2), wzmocniony jest dwoma dodatkowymi panelami (2) montowanymi za pomocą łączników mechanicznych (3). Ilość (rozstaw) i średnicę łączników mechanicznych należy dobierać do sił rozwarstwiających przekrój poprzeczny, uwzględniając możliwość zniszczenia poprzez ścięcie tego łącznika oraz poprzez zniszczenie blachy przy otworze przez łącznik.

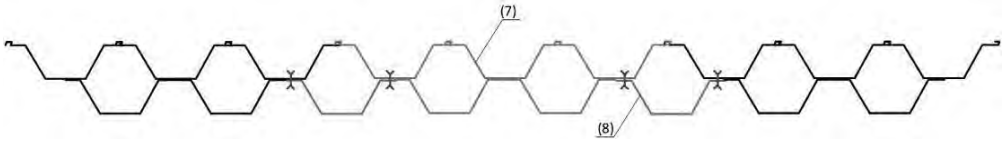
Kolejnym krokiem jest wstawienie panelu wzmacniającego do wykonanej już konstrukcji obiektu. Ze względu na fakt, że rozmiar panelu wzmacniającego ma być równy rozmiarowi całej konstrukcji, jego montaż należy realizować w dwóch etapach. Dodatkowe żebro wzmacniające należy wykonać w trzech odcinkach, których długość powinna być równa

wewnętrznemu obrysowi wzmacnianej konstrukcji plus dwie długości zakładu. W pierwszej kolejności należy zamontować dwa odcinki wzmocnienia przy posadowieniu obiektu, następnie wstawić należy część środkową wzmocnienia – rys. 6. Również te żebra powinny być wykonane przy zmniejszonym promieniu wygięcia łuków o 176 mm (w odniesieniu do konstrukcji bazowej (1) na rys. 5) oraz z usunięciem skrajnych części zgodnie z rys. 4.



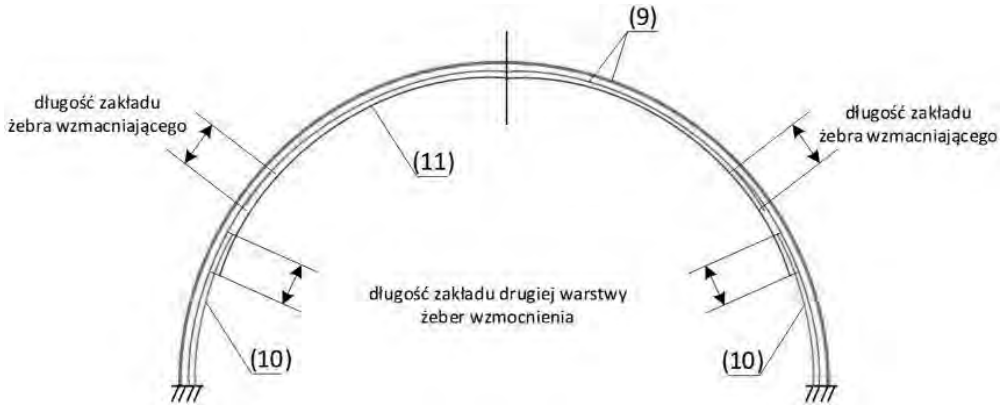
Rys. 6. Kolejność wstawiania trzech odcinków dodatkowego żebra wzmacniającego do konstrukcji wykonanej ze wzmocnionych elementów konstrukcyjnych (zgodnie z rys. 5).

Po wykonaniu konstrukcji ze wzmocnionego elementu konstrukcyjnego (4), wykonanego zgodnie z rys. 5, za pomocą łączników mechanicznych montujemy dwa dodatkowe odcinki panelu (żebra) wzmacniającego w miejscu podparcia (5). Następnie należy zamontować dodatkowy odcinek środkowy (6) żebra wzmacniającego z uwzględnieniem długości zakładu. Po zamontowaniu dodatkowego żebra wzmacniającego uzyskujemy przekrój poprzeczny konstrukcji wzmocnionej zgodnie z rys. 7.



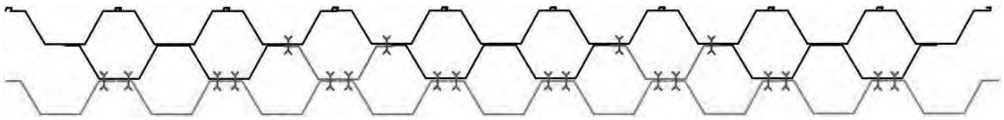
Rys. 7. Przekrój wzmocnionej konstrukcji z blach giętych, (7) wzmocniony element konstrukcji (zgodnie z rys. 5), (8) montowany wewnątrz obiektu panel wzmacniający.

Końcowym etapem wzmocnienia konstrukcji nośnej jest montaż kolejnej warstwy paneli wzmacniających. Podobnie jak w poprzednim kroku montaż tej warstwy paneli (żeber) wzmacniających należy wykonywać w dwóch etapach. Dodatkowe żebro wzmacniające należy wykonać w trzech odcinkach, których długość powinna być równa wewnętrznemu obrysowi wzmacnianej konstrukcji zwiększona o dwie długości zakładu. Żebra drugiej warstwy wzmocnienia powinny być wykonane przy zmniejszonym promieniu wygięcia łuków o 352 mm (w odniesieniu do konstrukcji bazowej (1) na rys. 5), ponownie z usunięciem skrajnych części zgodnie z rys. 4. Również w tym etapie należy zamontować dwa odcinki wzmocnienia przy posadowieniu obiektu, a następnie wstawić należy część środkową wzmocnienia, z przesunięciem odcinka długości zakładu w odniesieniu do umiejscowienia zakładu żebra wzmacniającego – rys. 8.



Rys. 8. Kolejność wstawiania drugiej warstwy żeber wzmocnienia do konstrukcji wykonanej ze wzmocnionych elementów (zgodnie z rys. 7).

Po wykonaniu konstrukcji ze wzmocnionego elementu z dodatkowym panelem (żebrem) wzmacniającym (9), wykonanego zgodnie z rys. 7, za pomocą łączników mechanicznych montujemy dwa odcinki drugiej warstwy żeber wzmocnienia w miejscu podparcia (10). Następnie należy zamontować odcinek środkowy (11) tej warstwy żeber z uwzględnieniem długości zakładu. Po zamontowaniu drugiej warstwy żeber uzyskujemy docelowy przekrój poprzeczny konstrukcji podwójnie wzmocnionej zgodnie z rys. 9.



Rys. 9. Docelowy przekrój poprzeczny podwójnie wzmocnionej konstrukcji z blach giętych.

Po wykonaniu drugiej warstwy wzmocnienia uzyskujemy w przekroju poprzecznym konstrukcji obiektu przekroje zamknięte, do których możliwe jest wprowadzenie materiału termoizolacyjnego o grubości minimum 350 mm.

3. Określenie stopnia wzmocnienia konstrukcji po modyfikacji

Zaproponowane rozwiązanie modyfikacji konstrukcji budowanych z paneli MIC-240 wiąże się z użyciem większej ilości stali. W podstawowym wzmocnieniu, które możemy wykonać przed zamontowaniem połączonych paneli w konstrukcję dodajemy dwa profile (rys. 5) – przyjęto oznaczenie takiego przekroju jako 3–2 MIC-240. Analogicznie przy wzmocnieniu dodatkowym panelem w celu uzyskania przekroju konstrukcji widocznego na rys. 7, przekrój oznaczono jako 3–3 MIC-240, natomiast po dodaniu dolnej warstwy paneli wzmacniających i uzyskaniu przekroju widocznego na rys. 9, przekrój oznaczono 3–3–3 MIC-240. Po uwzględnieniu zmniejszonego przekroju poprzecznego paneli wzmacniających, wynikającego z odcięcia skrajnych fragmentów w sposób widoczny na rys. 4, pole powierzchni poszczególnych przekrojów w odniesieniu do przekroju podstawowego 3 MIC-240 (rys. 3) zwiększa się:
– 3–2 MIC-240: 1,57-krotnie,
– 3–3 MIC-240: 1,86-krotnie,
– 3–3–3 MIC-240: 2,72-krotnie.

Wzrost wytrzymałości na ściskanie wzmocnionych przekrojów poprzecznych będzie zależny od wielkości przekroju efektywnego zgodnie z normami [14, 15]. W wypadku zmiany sztywności na zginanie posłużono się analizą poszczególnych przekrojów oraz zmianą momentu bezwładności. Wyniki tych analiz zestawiono w tablicy 1, przy czym uwzględniono przy tym również grubości dostępnych na naszym rynku blach stalowych. Jako odniesienie przyjęto przekrój podstawowy wykonany z blachy o grubości 1,0 mm. Zauważyć można znaczny wzrost nośności na zginanie, co zasadniczo wynika ze zwiększenia wysokości przekrojów poprzecznych. Realną miarą wzrostu nośności będzie rzeczywista zmiana charakterystyk geometrycznych (A_{eff} i W_{eff}) przekroju efektywnego, określonego zgodnie z obowiązującymi normami [14, 15], sprawdzonego badaniami poligonowymi.

Tablica 1. Wzrost momentu bezwładności na zginanie dla poszczególnych przekrojów poprzecznych

Grubość blachy [mm]		**1,00**	**1,10**	**1,25**	**1,50**
		wzrost momentu bezwładności przekroju brutto [-]			
Typ przekroju	3 MIC-240	1,00	1,10	1,25	1,50
	3–2 MIC-240	3,90	4,29	4,88	5,85
	3–3 MIC-240	4,55	5,01	5,69	6,83
	3–3–3 MIC-240	13,80	15,18	17,25	20,70

4. Dyskusja

Dotychczas nie ma sformalizowanych metod zarówno badania jak i obliczania nośności i stateczności konstrukcji łukowych z blach podwójnie giętych. Dostępne normy nie obejmują tego typu profili falistych, a publikacje naukowe związane z ich tematyką są nieliczne i zazwyczaj odnoszą się do wybranych zagadnień badawczych i obliczeniowych [16].

Podczas formowania elementu UBM w łuk, powstają na jego powierzchni poprzeczne fałdowania. Fałdowania te prowadzą do strat w podłużnej i giętnej sztywności, ale mogą mieć pozytywny wpływ na stateczność lokalną profilu [13]. Przy projektowaniu konstrukcji z wykorzystaniem blach podwójnie giętych niezbędne jest przeprowadzenie analizy statycznej I rzędu (bez uwzględnienia wpływu przemieszczeń na siły wewnętrzne w ustroju) z uwzględnieniem współczynnika wyboczeniowego, jak i analizę II rzędu (z uwzględnieniem wpływu przemieszczeń na siły wewnętrzne w ustroju) [8].

Analiza oparta o modele numeryczne, wykonane jako powłoki z uwzględnieniem fałdowania, również umożliwia właściwe zaprojektowanie konstrukcji. Wyniki uzyskane z tych modeli należy, jednakże traktować z ostrożnością, co wynika z braku ich kalibracji [12, 13, 16].

Zaproponowane rozwiązanie wzmocnienia w dużym stopniu ograniczy wpływ lokalnych wygięć blachy, jakie powstają przy formowaniu ich w łuk, na nośność przekroju [7]. Zwiększenie ilości paneli w przekroju zapewni pełniejszą redystrybucję sił wewnętrznych, tym samym utrudni powstawanie zniszczenia w miejscach nakładania się przetłoczeń ze środników i półki.

Zaproponowane rozwiązanie w sposób istotny zwiększa możliwość wykorzystania systemu UBM MIC-240 poprzez:

– zwiększenie sztywności (i nośności) konstrukcji poprzez dodatkowe żebra, wykonane ze standardowych profili UBM,
– uzyskanie podstawowej odporności balistycznej (i przeciwwybuchowej) przez zastosowanie obsypki gruntowej (po usztywnieniu konstrukcji).

Obecnie w WAT trwają prace związane z zaprojektowaniem prefabrykowanych żelbetowych elementów posadowienia konstrukcji z blach giętych, których zadaniem jest

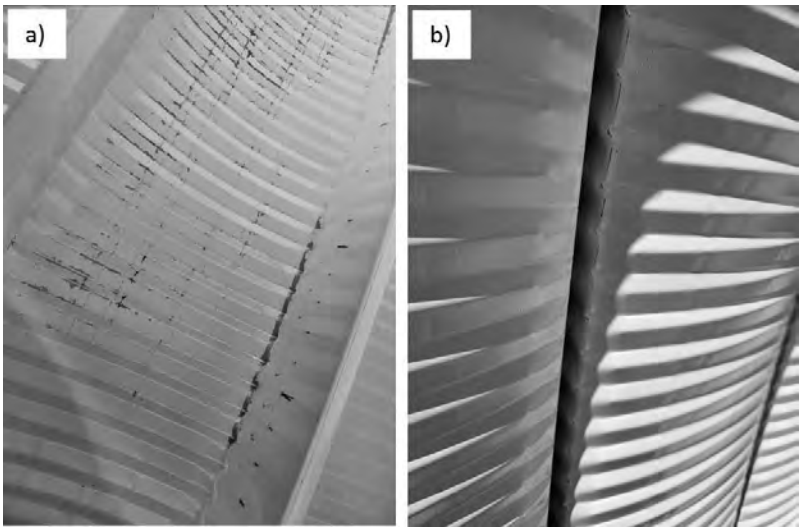
umożliwienie budowy obiektów w pełni prefabrykowanych w krótkim czasie bez konieczności oczekiwania na wiązanie betonu.

5. Wnioski końcowe

Niewątpliwie system UBM MIC-240 posiada szereg zalet, wśród których wymienić należy:
– mobilność systemu: wszystkie urządzenia do wykonania profili jak i maszyny pomocnicze umieszczone są na mobilnej platformie, umożliwiających ich łatwe przemieszczanie,
– mały ciężar własny konstrukcji obiektu po wybudowaniu,
– efektywne wykorzystanie stali konstrukcyjnej,
– krótki czas wykonania i montażu konstrukcji stalowej,
– dokładność wykonania elementów stalowych.

Wśród jego wad można wyróżnić:
– podatność konstrukcji na korozję, w trakcie wyginana paneli powstają uszkodzenia powłok malarskich na krawędziach i w miejscach wykonywania łączników,
– ograniczona rozpiętość konstrukcji w układzie podstawowym dla przyjmowanych obecnie obciążeń klimatycznych,
– konieczność zastosowania fundamentów o nośności we wszystkich kierunkach (poziomo i pionowo +/-), co wynika ze zmienności reakcji,
– podatność konstrukcji nośnej na uszkodzenia, oraz brak odporności balistycznej.

Część z tych wad w znacznym stopniu niweluje zaproponowane rozwiązanie wzmocnienia, uzyskiwane przez użycie dodatkowych paneli wzmacniających. Elementem jaki powinien również podlegać analizie jest system zabezpieczenia antykorozyjnego użytych blach stalowych. System ten powinien być na tyle elastyczny i odporny na ścieranie, aby w trakcie formowania blach płaskich w panele i dalej gięcie tych paneli w kształty konstrukcji obiektu nie powstawały uszkodzenia powierzchniowe. Poniżej przedstawiono przykłady stanu powłok malarskich konstrukcji trzy miesiące po wybudowaniu (rys. 10) oraz stanu powłok malarskich konstrukcji wybudowanej sześć lat wcześniej (rys. 11) [17].



Rys. 10. Stan powłok malarskich wykonanych na konstrukcji wybudowanej trzy miesiące od daty wykonania fotografii, a) widok od góry, b) widok od spodu.



Rys. 11. Stan powłok malarskich wykonanych na konstrukcji wybudowanej sześć lat od daty wykonania fotografii [15], a) widok od spodu i na ściankę pionową, b) widok od zewnątrz [17].

W dalszej analizie dostosowywania systemu UBM można również uwzględnić sposób wykonywania izolacji termicznych – obecnie najczęściej stosowana jest mocowana od spodu warstwa wełny mineralnej. W wypadku rozwiązania 3–3–3 MIC-240 możliwe jest zastosowanie pianek termoizolacyjnych jako wypełnienia komór w przekroju poprzecznym. Możliwe jest oczywiście stosowanie izolacji natryskowych, przy czym należałoby uwzględniać wymogi ochrony ppoż.

Przedstawione w niniejszym opracowaniu układy modyfikacji nie stanowią katalogu zamkniętego. Zaproponowane rozwiązania przekrojów poprzecznych można łączyć ze sobą, na przykład wykonać elementy montażowe w układzie 3–2 MIC-240 i traktować ten układ jako żebra usztywniające obiekt pomiędzy którymi można wstawiać elementy standardowe 3 MIC-240. Można również do przekroju 3–2 MIC-240 dodać (jeszcze przed zamontowaniem w obiekt) od dołu dodatkowy panel wzmocnienia i powstanie wówczas przekrój 3–2–1 MIC-240, który można stosować jako żebro wzmocnione.

Z powyższego wynika, że zakres modyfikacji daje szeroki wachlarz możliwości dla projektantów. Jakkolwiek zawsze powinni oni pamiętać o właściwym zakresie i sposobie analizy obliczeniowej konstrukcji z blach podwójnie giętych, z uwzględnieniem ich specyfiki [7, 8, 16].

Przedstawione w opracowaniu rozwiązania zostały zgłoszone Urzędzie Patentowym RP:
Wzmocnienie elementów służących do budowy obiektów z blach giętych, zgłoszenie oznaczono numerem:W.131807,
Panel stalowej konstrukcji powłokowej, zgłoszenie oznaczono numerem: W.131808.

Literatura

1. Chmielewski R., Sankowski J., Sobczyk K., Wpływ niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego na realizację inwestycji na terenie zamkniętym, Materiały Budowlane, https://doi.org/10.15199/33.2023.02.10, 2023.
2. Traczyński K., Błędy w rozpoznaniu podłoża gruntowego, Materiały Budowlane (2) 2020,
3. Kruszka L., Muzolf P.: Diagnostics of the structural failure of sports hall external wall layers, MATEC Web of Conferences 284, https://doi.org/10.1051/matecconf/201928402005, 2019.

4. Chmielewski R., Muzolf P., Analysis of degradation process of a railway steel bridge in the final period of its operation, Structure and Infrastructure Engineering, https://doi.org/10.1080/ 15732479.2021. 1956550, 2021.
5. Kruszka L., Chmielewski R.: Cause-and-effect study of the structural failure of the historic complex of the St. Anna's Church in Warsaw, MATEC Web of Conferences 284, https://doi.org/10.1051/ matecconf/ 201928405002, 2019
6. Popielski P., Majewski T., Bednarz B., Niedostatkiewicz M., Deformacje filtracyjne i ich oddziaływanie na osiadanie podłoża na przykładzie zabytkowego obiektu sakralnego, Materiały Budowlane, https://doi.org/10.15199/33.2022.10.08, 2022.
7. Walentyński R., Cybulski R., Kozieł K.: „Pięta Achillesa" samonośnych hal łukowych w technologii ABM, Przegląd Budowlany, 2013.
8. Biegus A., Kowal A.: Katastrofa łukowej hali o konstrukcji z blach giętych na zimno, Awarie budowlane, 2011.
9. https://www.polsatnews.pl/wiadomosc/2022-12-17/mazowieckie-pod-ciezarem-sniegu-zawalila-sie-hala-sportowa-dwie-ewakuowane-osoby/
10. https://zabrze.naszemiasto.pl/katastrofa-budowlana-w-zabrzu-z-powodu-sniegu-zawalila-sie/ar/c16-9129453
11. Mendera Z.: Analiza przyczyn katastrofy hali wystawowej w Katowicach. XXIII Konferencja Naukowo – Techniczna, Awarie Budowlane, 2007.
12. Piekarczuk A.: Test-supported numerical analysis for evaluation of the load capacity of thin-walled corrugated profiles, Bulletin of The Polish Academy of Sciences Technical Sciences, Vol. 65, No. 6, https://doi.org/10.1515/bpasts-2017-0087, 2017.
13. Walentyński R., Cybulski R., Kozieł K.: Numerical models of ABM K-span steel arch panels, Architecture Civil Engineering Environment, no. 4, 2011.
14. PN-EN-1993-1-3-2008: Projektowanie konstrukcji z kształtowników zimnogiętych
15. PN-EN-1993-1-5-2008.
16. Piekarczuk A.: Experimental and numerical studies of double corrugated steel arch panels, Thin-Walled Structures, https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.03.032, 2019.
17. Krystkowiak G., Bączek A.: Notatka służbowa z przeprowadzonego rekonesansu istniejących obiektów wykonanych w technologii UBM w m. Powidz oraz m. Żagań, 2023.

Modifications of structures made of double-bent profiles under increased loads

Key words: light weight halls, cold bent profiles, structural reinforcement, climatic loads

Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych

MARCIN GÓRECKI*, MAŁGORZATA SNELA, EWA BŁAZIK-BOROWA, ANNA HALICKA
Politechnika Lubelska

Streszczenie: Celem niniejszej pracy jest analiza stanu naprężeń w ścianach stalowego profilu zamkniętego, generowanych przez zamarzającą wodę wypełniającą wnętrze profilu. Rozważono konkretny przypadek dwóch dźwigarów, w których podczas okresowego przeglądu stwierdzono uszkodzenia pasów górnych. Postawiono tezę, że przyczyną awarii była zamarzająca woda, która dostała się do wnętrza pasów górnych dźwigarów. W analizie numerycznej wykazano, że powstające wskutek zamarzania wody naprężenia przewyższają wytrzymałość stali i są przyczyną deformacji profili pasów górnych i ich rozerwania.

Słowa kluczowe: element stalowy, profil zamknięty, zamarzanie wody, naprężenia, deformacje

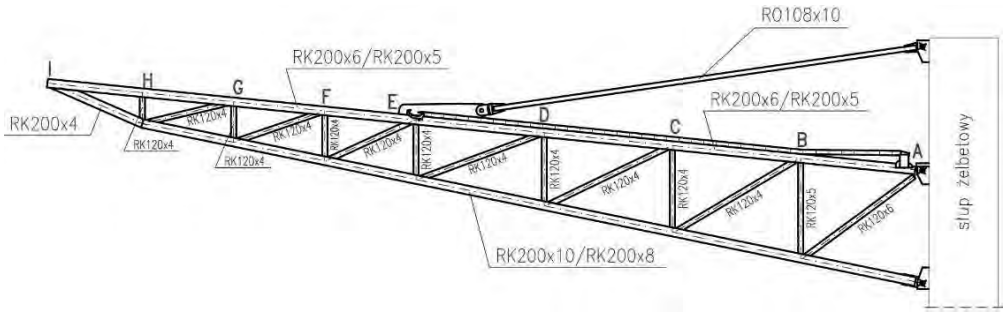
1. Wprowadzenie

Celem niniejszej pracy jest analiza stanu naprężeń w ścianach stalowego profilu zamkniętego, generowanych przez zamarzającą wodę wypełniającą wnętrze profilu. Analiza została wykonana w odniesieniu do konkretnego przypadku dwóch uszkodzonych dźwigarów, w których podczas okresowego przeglądu konstrukcji stalowej przekrycia obiektu stwierdzono nietypowe uszkodzenia pasów górnych. Szczegółowa inwentaryzacja konstrukcji wykonana przez autorów niniejszego opracowania pozwoliła postawić tezę, że przyczyną awarii była zamarzająca woda, uwięziona we wnętrzu pasów górnych dźwigarów. W analizie wykazano, że powstające naprężenia przewyższały wytrzymałość stali i były przyczyną deformacji profili pasów górnych i ich rozerwania. Podobny przypadek uszkodzenia profili rurowych został opisany w pracy [2]. Uszkodzenia wywołane zamarzającą wodą znajdującą się wewnątrz stalowej konstrukcji obserwowane są również w konstrukcjach mostowych [3].

W omawianym przypadku dźwigary wykonane zostały z zimnogiętych profili rurowych, ze stali gatunku S355J2. Pasy górne i dolne obu dźwigarów prowadzone ze spadkiem, wykonano z rur kwadratowych ze szwem o wymiarze zewnętrznym ścianek wynoszącym 200 mm. Profile zastosowane na pasy dźwigarów różnią się grubością ścianek. W przypadku pasów górnych zastosowano RK200 o grubości ścianek 6 mm lub 5 mm, zaś w przypadku pasów dolnych są to profile RK200 o grubości ścianek 4 mm oraz 8 mm lub 10 mm. Słupki oraz krzyżulce obydwu dźwigarów wykonano z profili rurowych RK120 o różnej grubości ścianek wynoszącej: 4 mm, 5 mm lub 6 mm. Dźwigary zamocowane są w sposób przegubowy do słupów żelbetowych w poziomie pasa górnego i dolnego oraz dodatkowo podwieszone do słupów za pomocą cięgien z profili rurowych okrągłych RO 108×10 (rys. 1).

*Autor do korespondencji: *m.gorecki@pollub.pl*

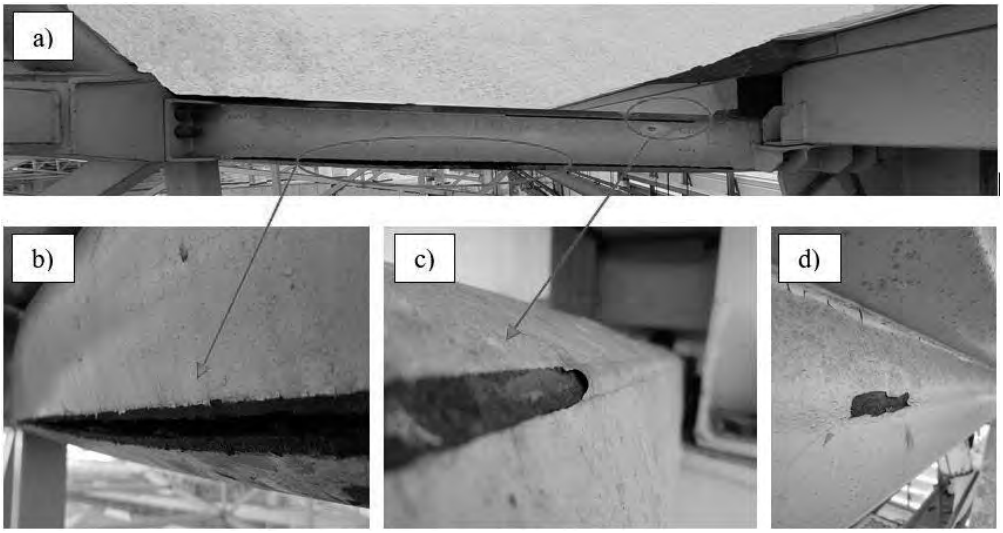
Mocowanie cięgna do pasów górnych dźwigarów przewidziano za pośrednictwem blachy węzłowej o grubości 25 mm. Zabezpieczenie antykorozyjne w postaci powłok malarskich zewnętrznych wymaga szczelnego zamykania kształtowników [4].



Rys. 1 Schemat uszkodzonego dźwigara – pas górny wykonany z rury kwadratowej RK200.

2. Uszkodzenia dźwigarów

W pierwszym z uszkodzonych dźwigarów zaobserwowano deformację kształtu poprzecznego profilu pasa górnego – „wypchnięcie" na zewnątrz wszystkich ścianek na odcinku czterech kolejnych przęseł od A do E (rys. 2). Deformacje te miały charakter odcinkowy tj. wystąpiły na długości odcinków pasa pomiędzy kolejnymi węzłami. W węzłach występuje „skrępowanie" przekroju: w płaszczyźnie dźwigara słupkami i krzyżulcami, z płaszczyzny dźwigara blachami węzłowymi stężeń.

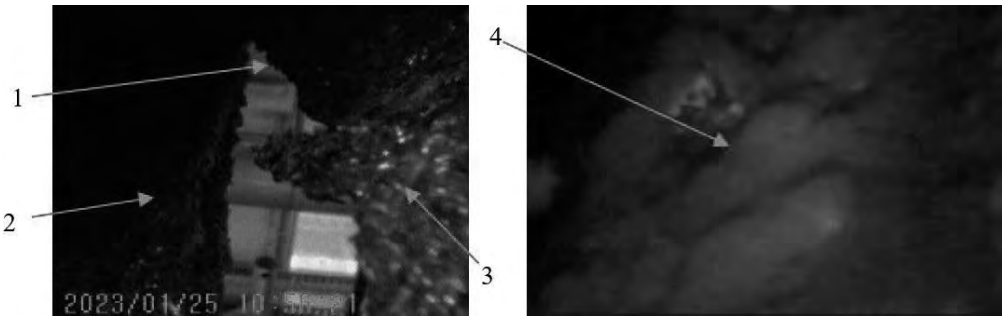


Rys. 2. Deformacja profilu rurowego pierwszego z uszkodzonych dźwigarów i uszkodzenia wywołane deformacjami: a) widok skrajnego przęsła AB pasa górnego, b) pęknięcie wzdłuż dolnej krawędzi gięcia, c) odprysk powłoki malarskiej i korozja na górnej krawędzi gięcia, d) pęknięcia powłoki malarskiej i odpryski na ściance profilu odcinka BC.

Stwierdzono również utratę ciągłości materiału profilu pasa górnego w skrajnym przęśle w postaci pęknięcia wzdłuż jego dolnej krawędzi gięcia (rys. 2b). Pęknięcie to występowało

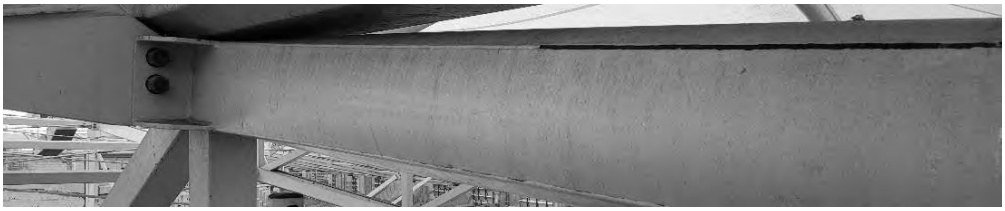
na długości około 950 mm i w najszerszym miejscu miało około 12 mm szerokości. Poprzez powstałe pęknięcie wypływała z wnętrza rury woda, można było też zaobserwować oznaki korozji powierzchni wewnętrznej rury stalowej. Na krawędzi profilu zaobserwowano spęcznienie powłoki malarskiej (rys. 2c), a na ściankach bocznych łuszczenie się malatury (rys. 2d).

Korzystając z powstałego uszkodzenia w postaci rozerwania profilu przeprowadzono wziernikowanie wnętrza profilu pasa górnego dźwigara za pomocą wideoendoskopu Mitcorp Prelude. Wziernikowanie pozwoliło na potwierdzenie obecności wody wewnątrz profilu i obecność glonów. Zwierciadło wody, w czasie wziernikowania, określono jako sięgające do poziomu niżej położonego końca odcinka pęknięcia. Stwierdzono również obecność produktów korozji na wewnętrznych powierzchniach ścianek elementu rurowego i obecność luźnych produktów korozji na dolnej powierzchni ścianki profilu, świadczących o znacznym stopniu skorodowania wszystkich ścianek profilu (rys. 3).



Rys. 3. Obraz wnętrza pasa górnego uzyskany za pomocą wideoskopu: 1 – pęknięcie, 2 – rdza, 3 – luźne produkty korozji, 4 – glony w strefie zalegania wody.

Ścianki drugiego z uszkodzonych dźwigarów także uległy deformacji na zewnątrz (rys. 4) na odcinku kilku przęseł i podobnie jak w pierwszym uszkodzonym dźwigarze miały one charakter odcinkowy tj. występowały na długości odcinków pasa pomiędzy kolejnymi węzłami. Występowały odpryski powłoki malarskiej wzdłuż krawędzi gięcia rury i wzdłuż szwu spawalniczego, a w miejscach tych widoczna była korozja.

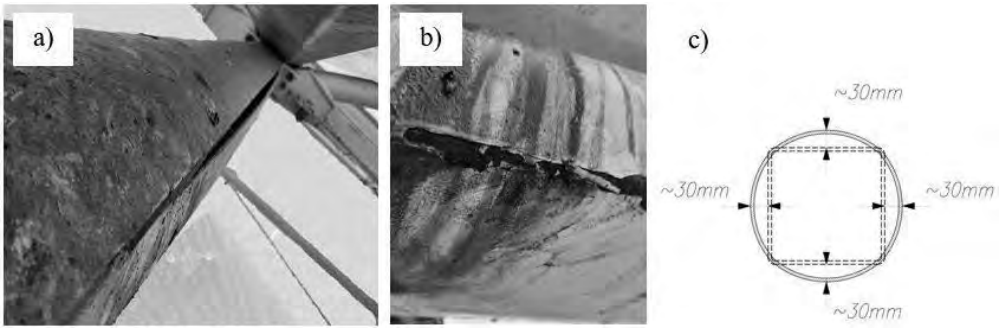


Rys. 4. Deformacja profilu rurowego drugiego z uszkodzonych dźwigarów.

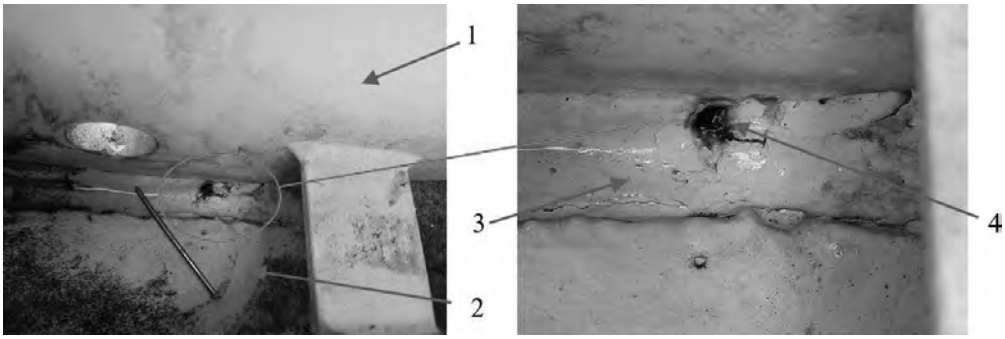
W drugim uszkodzonym dźwigarze, podobnie jak w pierwszym, stwierdzono pęknięcie profilu pasa górnego w skrajnym jego przęśle wzdłuż górnej krawędzi gięcia (rys. 5a). Poprzez pęknięcie wewnątrz profilu widoczna była woda. Wydostawała się ona na zewnątrz i ściekała po bocznej i spodniej ścianie pasa górnego (rys. 5b).

Poszukując miejsca wnikania wody do wnętrza znaleziono nieciągłość spoiny czołowej łączącej blachę węzłową służącą do mocowania ściągu z górną powierzchnią pasa górnego (rys. 6) w węźle E (rys. 1). Poprzez tę nieciągłość woda wnikała do wnętrza pasa górnego spływając po jego pochyłości do skrajnego przęsła, gdzie po wypełnieniu całego przekroju i zamarznięciu, spowodowała opisane uszkodzenia. Opisana nieciągłość spoiny to tzw.

niezgodność spawalnicza w postaci krateru w strefie końcowej blachy węzłowej. W miejscu tym blacha służąca do mocowania cięgna do dźwigara przechodzi przez ścianki pasa górnego. Powstały krater najprawdopodobniej jest skutkiem niewłaściwego zakończenia w tym miejscu spoiny podczas procesu spawania, co może być związane z nagłym wyłączeniem prądu spawania i wygaśnięciem łuku.



Rys. 5. Uszkodzenia drugiego z dźwigarów wywołane deformacjami: a) pęknięcie wzdłuż górnej krawędzi gięcia, b) odprysk powłoki malarskiej i korozja na dolnej krawędzi gięcia, c) inwentaryzacja deformacji ścianek.

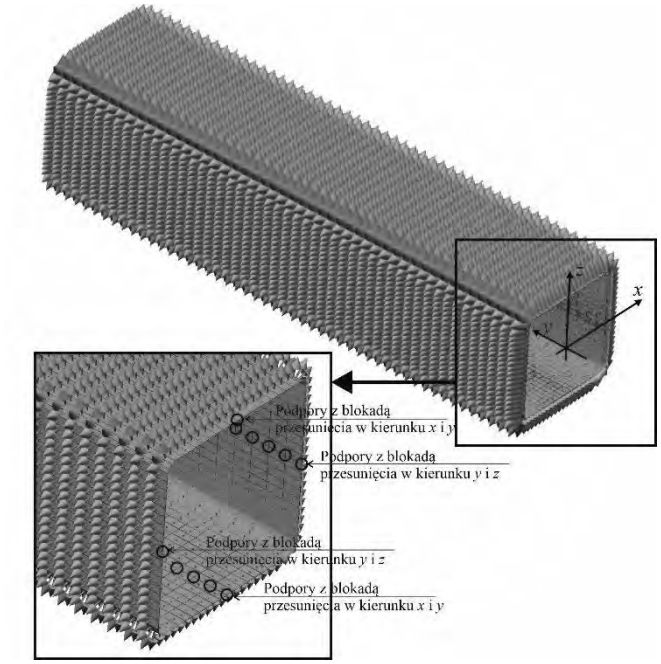


Rys. 6. Nieciągłość spoiny łączącej blachę węzłową z pasem górnym dźwigara: 1 – blacha węzłowa, 2 – powierzchnia górna pasa górnego, 3 – spoina czołowa, 4 – krater

3. Mechanizm uszkodzeń – analiza numeryczna

Uszkodzenia dźwigarów, a konkretnie ich pasa górnego, objawiły się:
– pęknięciem profilu rurowego na odcinku o długości niemal 1 metra w narożu profilu, wzdłuż krawędzi gięcia (górnej lub dolnej),
– „wypchnięciem" ścianek profilu rurowego na zewnątrz (rys. 4) w strefach, gdzie pas górny ułożony ze spadkiem w kierunku podpory ma najniższe położenie; deformacje wszystkich ścianek były jednakowe i mają one charakter plastyczny – nie ustąpiły po ustąpieniu ciśnienia.

Ciśnienie wywołane zostało przez zamarzającą wewnątrz profilu wodę. Obecność wody, sięgającej w najniższej części pasa jednego z dźwigarów niemal górnej krawędzi przekroju potwierdzona została przez wziernikowanie, wyciekająca z profilu woda widziana była także w czasie wizji lokalnej.



Rys. 7. Model numeryczny rury prostokątnej z obciążeniem ciśnieniem i podporami.

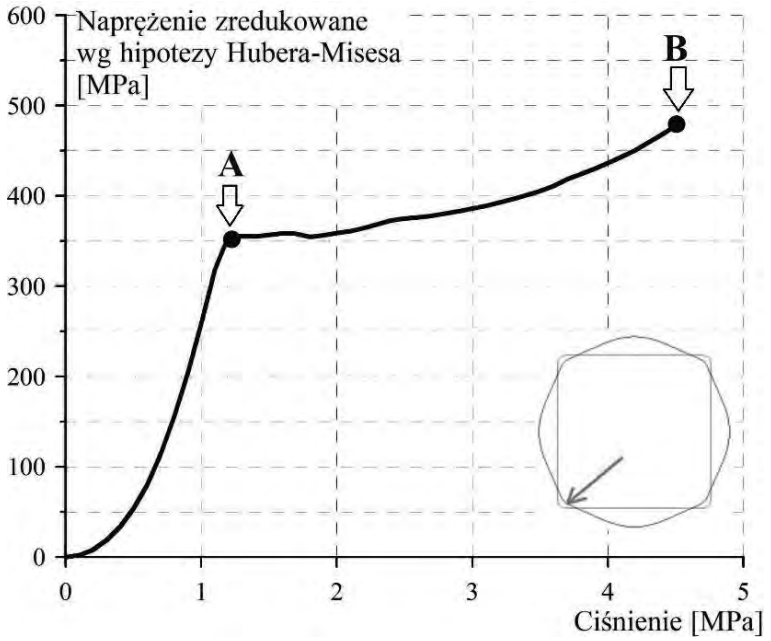
W celu oceny efektów działania ciśnienia wykonano obliczenia metodą elementów skończonych (Autodesk Algor Simulation 2011 [1]). Zamodelowano jednometrowy odcinek kwadratowej rury zimnogiętej o profilu 200×200×6, obciążając go wewnętrznym ciśnieniem o wzrastającej wartości. Model pokazano na rys. 7. Elementy powłokowe, modelujące powierzchnię rury, zostały wstawione w środku grubości ścianek. W obliczeniach zastosowano sprężysto-plastyczny model materiału dla którego granica plastyczności f_y = 355 MPa i wytrzymałość na rozciąganie f_u = 490 MPa odpowiadające stali gatunku S355 zgodnie z EC3 [5]. Opierając się na kryterium plastyczności, materiał podlegał prawu plastycznego płynięcia jak również prawu wzmocnienia kinematycznego. Ponadto przyjęto wartość modułu Young'a $E = 2{,}10 \cdot 10^8$ kPa a w artość modułu wzmocnienia $E_t = 0.01 \cdot E$ [6].

Na rys. 8 pokazano uzyskaną w wyniku obliczeń zależność naprężeń rozciągających w profilu rurowym – na jego giętej krawędzi – od ciśnienia wewnętrznego. Wynika z niego, że naprężenia rozciągające w narożu przekraczają granicę plastyczności już przy ciśnieniu około 1,2 MPa, a wytrzymałość na rozciąganie – przy ciśnieniu około 4,6 MPa. I tak też się stało w rzeczywistości – po osiągnięciu przez naprężania wytrzymałości na rozciąganie nastąpiło pęknięcie w narożu – w krawędzi gięcia.

Na rys. 9 pokazano mapy stanu naprężenia w przekroju przy obciążeniu wskazanym przez punkty A i B na rys. 8. Widoczne są tu elementy „niezamalowane" (oznaczone kolorem białym), w których naprężenia przekraczają bądź granicę plastyczności, bądź wytrzymałość. Jak widać są to naroża, gdzie w rzeczywistości nastąpiło pęknięcie.

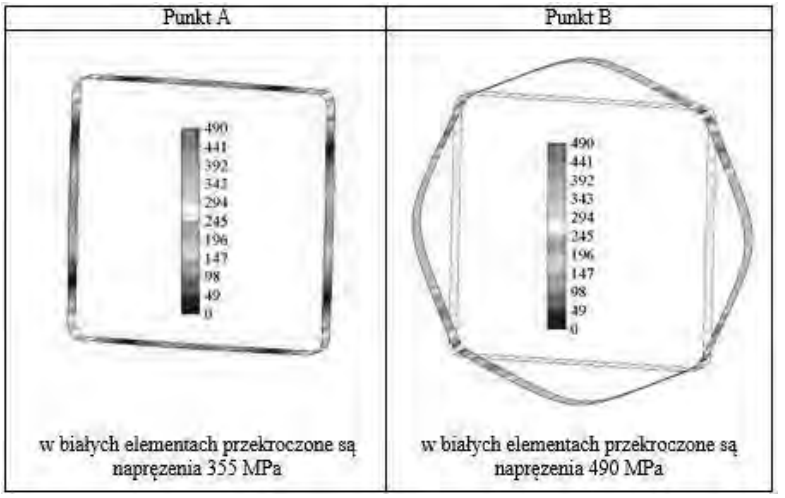
W wyniku obliczeń sporządzono zależność przemieszczenia ścianek od ciśnienia wewnętrznego pokazaną na rys. 10. Stwierdzono też, że naprężeniom równym wytrzymałości charakterystycznej stali towarzyszy przemieszczenie ścianek w centarlnej części na poziomie około 10 mm. Deformacja stwierdzona *in situ* była większa. Przypisać to można z jednej strony temu, że rzeczywista wytrzymałość naroży mogła być większa (efekt gięcia i fakt, że wytrzymałość charakterystyczna jest 95% kwantylem wyników badań), a z drugiej strony

mechanizm mógł polegać na cyklicznym zamarzaniu znajdującej się wewnątrz wody i rozmarzaniu lodu, co zmieniało warunki kolejnych deformacji. Zamarzanie wody już po rozerwaniu profilu mogło prowadzić do dalszej deformacji i rozwarcia szczeliny.



Rys. 8. Zależność naprężeń zredukowanych w krawędzi profilu od ciśnienia wewnętrznego.

Woda w wyniku zamarznięcia zwiększa swą objętość o około 9%. Wartości pomierzone w rzeczywistości wskazują na większy przyrost objętości. Pole przekroju wewnątrz analizowanej rury kwadratowej wynosił przed deformacją 353,36 cm^2, a po deformacji 429,39 cm^2, a więc nastąpił przyrost o 21%. Potwierdza to hipotezę od tym, że pomiędzy kolejnymi cyklami zamarzania ilość wody dostającej się do wnętrza rury zwiększała się.



Rys. 9. Mapy naprężeń w przekroju rurowym przy różnym obciążeniu.

4. Wnioski

Jeżeli woda ma możliwość wniknięcia do wnętrza profilu zamkniętego, może nastąpić uszkodzenie spowodowane ciśnieniem wywieranym zamarzającą wodą i zwiększającą się objętością lodu.

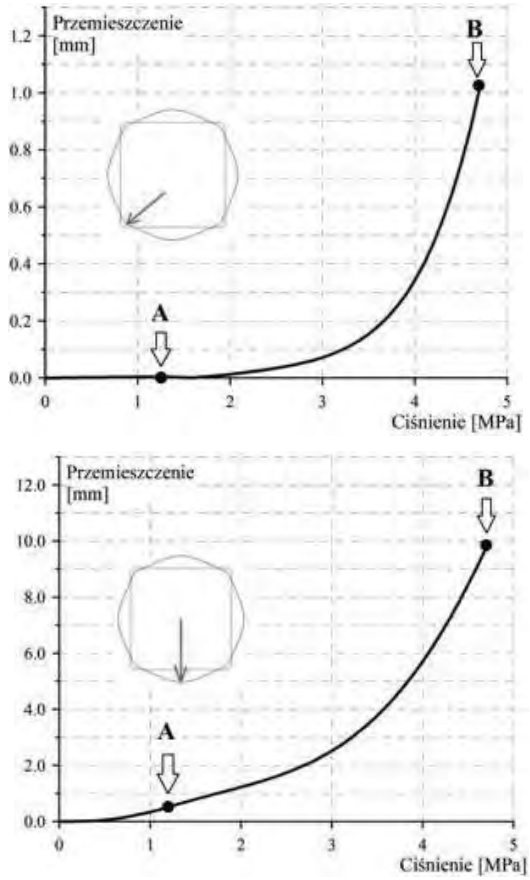
Uszkodzenie profili zamkniętych w postaci pęknięcia prowadzi do zmniejszenia grubości ścianek stalowych, przez przyspieszony proces korozyjny wywołany dostawaniem się tlenu i wody i w konsekwencji obniżeniem stateczności ścianek poddanych obciążeniom ściskającym.

Odkształcenia powstające na zewnętrznych powierzchniach ścianek przekroju, będące pochodnymi naprężeń rozciągających na powierzchni ścianki płaskiej i ściskające na krawędzi gięcia, przyczyniają się do uszkodzenia powłok malarskich (które mają małą odkształcalność) poprzez pękanie lub odspojenia, a w konsekwencji do korozji stali.

Uszkodzenie profili zamkniętych skutkuje zmianą charakterystyk geometrycznych, w szczególności otwarcie profilu skutkuje znacznym zmniejszeniem sztywności przy skręcaniu.

Uszkodzenia wynikające z rozpierania przez zamarzającą wodę należą do grupy uszkodzeń, których projektant nie jest w stanie przewidzieć.

Przedstawiony przykład wskazuje na wagę kontroli jakości spoin w konstrukcjach stalowych.



Rys. 10. Zależność przemieszczeń ścianek od ciśnienia wewnętrznego w profilu rurowym 200×200×6: a) przemieszczenie węzła, b) ugięcie punktu środkowego ścianki.

Literatura

1. Autodesk Algor Simulation 2011.
2. Kowalski D.: Korozja i zniszczenia kształtowników stalowych o przekrojach zamkniętych, Przegląd budowlany 5/2016, s. 32–34.
3. Kulpa M., Sobala D., Siwowski T.: Analiza przyczyn powstania uszkodzeń oraz ocean sposobu naprawy mostu stalowego o konstrukcji skrzynkowej, XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna "Awarie budowlane" Szczecin-Międzyzdroje, 2017.
4. Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur, Warszawa, Arkady, 2001.
5. PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, 2006.
6. PN-EN 1993-1-5. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice, PKN, 2008.

Safety issues related to the use of closed profiles in steel girders

Key words: steel element, closed profile, water freezing, stress, deformations

Awaria konstrukcji wsporczej paneli fotowoltaicznych w wyniku błędów w projektowaniu

BERNARD KOTALA, LESZEK SZOJDA*
Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej

Streszczenie: Niniejsze opracowanie przedstawia awarię konstrukcji wsporczych farmy fotowoltaicznej. Uszkodzenie zostało wywołane powstaniem gwałtownych porywów wiatru o intensywnościach zbliżonych, ale nieprzekraczających wartości obliczeniowe wynikające z lokalizacji inwestycji. W wyniku tych porywów została uszkodzona większość konstrukcji wsporczych, a obraz zniszczenia był bardzo zbliżony do siebie we wszystkich przypadkach. Sprawdzając dokumentację projektową stwierdzono dwie grupy błędów – związane z niedoszacowaniem obciążeń wiatrem oraz związane z wymiarowaniem przekrojów z elementów zimnogiętych. Efektem tych niedoszacowań było kilkukrotne przekroczenie nośności w zaprojektowanej prostej konstrukcji krokwiowej. Zaproponowano sposób naprawy i wzmocnienia konstrukcji, ale ze względu na zbyt oszczędne projektowanie zaproponowane rozwiązanie jest bardzo głęboko ingerujące i wymaga dodania wielu dodatkowych elementów konstrukcji.

Słowa kluczowe: obciążenie wiatrem, stalowa konstrukcja wsporcza, farma fotowoltaiczna, profile kształtowane na zimno, uszkodzenie postępujące

1. Wprowadzenie

Ograniczenie pozyskiwania energii elektrycznej z paliw kopalnych jednoznacznie kieruje wysiłki do wykorzystania źródeł odnawialnych, jakimi są również panele fotowoltaiczne. W przypadku próby wytwarzania energii na skalę prawie przemysłową [1] wymaga to zastosowania paneli fotowoltaicznych na pewnych obszarach, które muszą być wyposażone w odpowiednie konstrukcje wsporcze. Sam ciężar paneli jest znikomy w stosunku do samej konstrukcji wsporczej, ale sposób zamontowania ich do tej konstrukcji generuje znaczne obciążenia w wyniku działania obciążeń klimatycznych, przede wszystkim wiatru [2].

Obszary, na których znajdują się znaczne liczby paneli fotowoltaicznych nazywamy farmami fotowoltaicznymi. Wymaga to zastosowania odpowiedniej ilości konstrukcji wsporczych. Oszczędności – nawet niewielkie, w wielkości przekrojów w znaczny sposób przekładają się na zmniejszenie kosztów konstrukcji wsporczych, który jest drugim po koszcie paneli elementem składowym inwestycji. Chęć wykorzystania elementów z przekrojami kształtowanymi na zimno jest kusząca, ale wymaga posługiwania się odpowiednimi przepisami normowymi [3, 4], co nie zawsze jest respektowane.

Poniżej pokazano jak nieprzestrzeganie wymagań normowych – odnośnie obciążeń i wymiarowania przekrojów, doprowadziło do awarii wielu konstrukcji wsporczych, a ich

*Autor do korespondencji: *leszek.szojda@polsl.pl*

naprawa była trudna do realizacji bez znacznego wzmocnienia konstrukcji dodatkowymi elementami stalowymi.

2. Opis konstrukcji farmy fotowoltaicznej

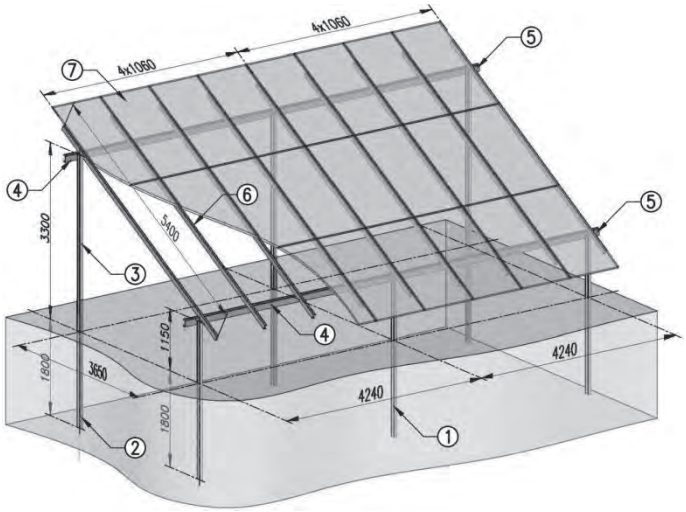
Cały obiekt składa się z szesnastu wolnostojących konstrukcji stalowych (stołów) dwupodporowych o układzie krokwiowo-płatwiowym przeznaczonych do montażu modułów fotowoltaicznych PV. Łącznie zainstalowano ponad dwa tysiące paneli fotowoltaicznych, co daje maksymalną mocy 1 MW. Konstrukcja wykonana jest ze stalowych profili zimnogiętych z blachy S350 z powłoką MAGNELIS ZM310 i ZM430 o przekroju ceowym. Ze względu na charakter konstrukcji można ją zakwalifikować jako wiatę, której jednospadową połać stanowią moduły fotowoltaiczne. W celu uzyskania najlepszej efektywności instalacji nachylenie modułów PV (stołów) skierowane jest na południe ze spadkiem 30°.
Konstrukcja wsporcza składa się z:
– dwóch rzędów słupów nośnych wbitych w grunt na głębokość 1800 mm; przedni rząd wykonany jest z profili C o wymiarach 105×50L2950×2,5 i kończy się nad powierzchnią terenu na wysokości około 1150 mm; tylny rząd słupów wykonany jest z profili C o wymiarach 105×50L3000×2,5 (część dolna) i połączona z nim część górna z profili C o wymiarach 111×56L2400×2,5; połączenie słupa wykonane jest sześcioma śrubami M12 klasy A2-70 [5] na zakład; słup tylny kończy się nad powierzchnią gruntu na wysokości około 3300 mm; rozstaw osiowy rzędów słupów wynosi 3650 mm, a rozstaw słupów w każdym z rzędów słupów 4240 mm,
– płatwi wieloprzęsłowych o niesymetrycznym przekroju C – górna półka przekroju tworzy kąt 120° z płaszczyzną środnika; przęsła skrajne płatwi wykonane są z profili C o wymiarach 115×50L4800×2, przęsła wewnętrzne z profili C o wymiarach 115×50L4240×2; uciąglenie płatwi wykonane zostało przez wsuwany do wnętrza profili łącznik o długości 400 mm z połączeniem pięcioma śrubami M12 klasy A2-70; połączenie słupa z płatwią zrealizowano przez skręcenie półki słupka ze środnikiem płatwi dwoma śrubami M12 klasy A2-70,
– krokwi jednoprzęsłowych wykonanych z profilu C o wymiarach 90×44L5400×1,5; krokwie zamocowane zostały do nachylonych półek płatwi za pomocą śrub M12 klasy A2-70, po jednej w każdym połączeniu; rozstaw podpór (płatwi) wynosi 3650 mm. Różnica wysokości płatwi pomiędzy przednim i tylnym rzędem słupów wynosi 2150 mm; rozstaw krokwi odpowiada szerokości modułu PV i wynosi 1060 mm.

Krokwie podtrzymują bezpośrednio moduły PV za pomocą łączników z płytek montażowych wykonanych z blachy płaskiej o wymiarach 120×82×3. Schematyczny układ modułu konstrukcyjnego został pokazany na rys. 1.

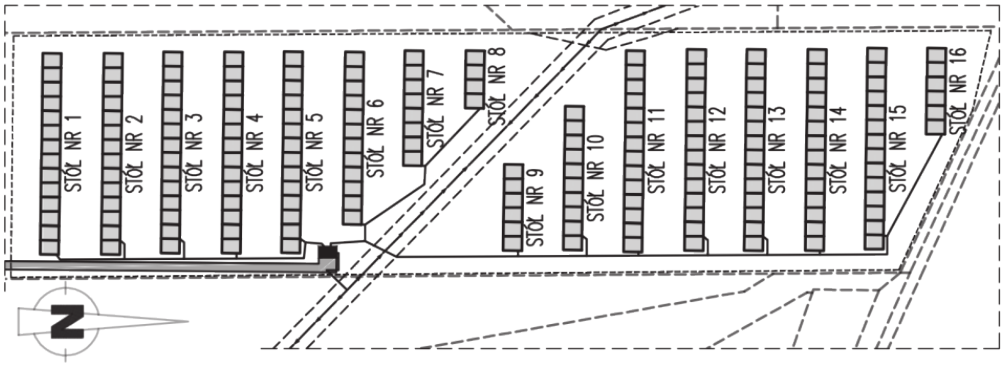
Ze względu na sytuację terenową stoły podtrzymujące panele PV mają różną liczbę przęseł i wynoszą one odpowiednio:
– 14 przęseł płatwi – stoły nr 1–5 oraz 11–15,
– 12 przęseł płatwi – stół nr 6,
– 10 przęseł płatwi – stół nr 10,
– 8 przęseł płatwi – stół nr 7,
– 6 przęseł płatwi – stoły nr 9 i 16,
– 4 przęseł płatwi – stół nr 8.

Rozmieszczenie układ stołów na nieruchomości przedstawiono na rys. 2.

Opis oznaczeń:
1) Słup przedni
   C 105×50L2950×2,5
2) Słup tylny część dolna
   C 105×50L3000×2,5
3) Słup tylny część górna
   C 111×56L2400×2,5
4) Płatew przęsła skrajnego
   C 115×50L4800×2
5) Płatew przęseł
   środkowych
   C 115×50L4240×2
6) Krokiew C
   90×44L5400×1,5
7) Dwustronne panele
   fotowoltaiczne



Rys. 1. Schemat konstrukcyjny dwuprzęsłowego modułu obliczeniowego według projektu.



Rys. 2. Sytuacja i rozmieszczenie stołów w terenie według projektu.

3. Warunki atmosferyczne w czasie awarii i obraz uszkodzeń konstrukcji

Awaria konstrukcji wsporczych nastąpiła w wyniku działania porywistego wiatru w pierwszym kwartale 2022 r. w godzinach porannych. Zgodnie z raportem pogodowym IMGW sporządzonym dla właściciela warunki pogodowe w rejonie farmy fotowoltaicznej określono na podstawie modelu synoptycznego, korzystając z zarejestrowanych odczytów w dwóch sąsiednich stacjach pomiarowych. Stwierdzono, że w tym czasie w rejonie obiektu wiatr mógł osiągnąć prędkość 25 m/s i skręcał w nocy z południowego na kierunek południowo-zachodni i zachodni nad ranem. Występowały również opady intensywnego deszczu, a temperatura utrzymywała się na poziomie +4ºC. Na panelach nie zalegał śnieg.

W wyniku tego oddziaływania stwierdzono uszkodzenie większości stołów konstrukcji wsporczej, a stół nr 16 uległ uszkodzeniu w całości. Wyjątkiem był stół nr 4, który nie uległ uszkodzeniu. Częściowe uszkodzenia polegały na zniszczeniu (złamaniu) konstrukcji wsporczej płatwi i podtrzymujących je słupów w segmentach wyznaczonych przez słupy. Uszkodzenia rozpoczynały się od strony zachodniej stołów, a więc z kierunku natarcia porywistego wiatru. Liczba zniszczonych segmentów poszczególnych stołów wynosiła:

– jeden zniszczony segment – stoły nr 1, 2, 3, 5, 6, 8 i 15,
– dwa zniszczone segmenty – stoły nr 7, 9, 10, 11, 13 i 14,
– sześć zniszczonych segmentów – stół nr 16 (zniszczone wszystkie segmenty),
– siedem zniszczonych segmentów – stół nr 12.

Rysunek 3 i 4 pokazuje przykładowy sposób zniszczenia konstrukcji wsporczej segmentów w stołach nr 2 i 7. Obraz zniszczenia w pozostałych stołach był bardzo zbliżony.



Rys. 3. Uszkodzenie zachodniej części stołu nr 2 [dokumentacja właściciela].



Rys. 4. Uszkodzenie zachodniej części stołu nr 7 [dokumentacja właściciela].

4. Analiza obliczeniowa konstrukcji wsporczej

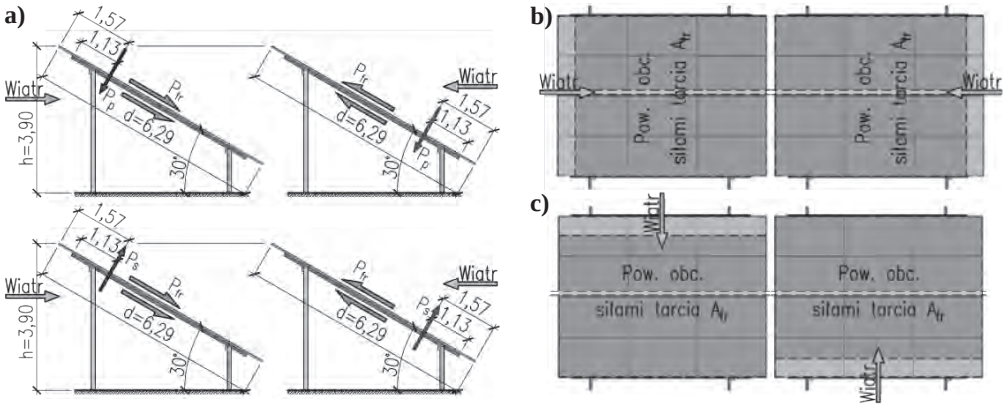
4.1. Ustalenie wartości i schematów obciążeń konstrukcji

W celu sprawdzenia poprawności projektu wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Z tego powodu zamodelowano ramową konstrukcję wsporczą o układzie płatwiowo-krokwiowym i nachyleniu krokwi wynoszącym 30°, jak w projekcie dla 3 rzędów po 8 modułów fotowoltaicznych (PV) w każdym.

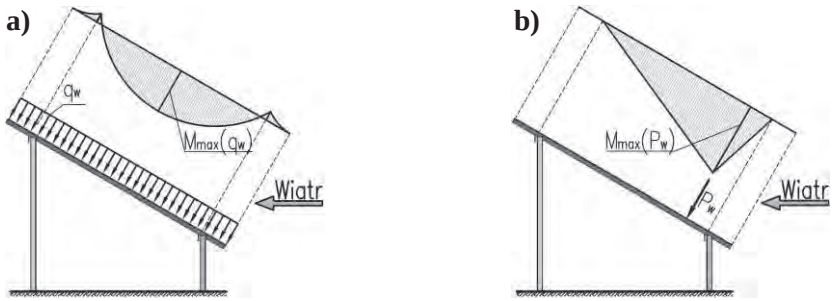
Na podstawie normy [2] ustalono klasę trwałości konstrukcji na poziomie S3, obciążenia stałe [6] oraz obciążenie śniegiem [7]. Wartości te były takie jak w projekcie konstrukcji. Obciążenie wiatrem według [8] ustalono na poziomie 0,573 kN/m^2 dla szczytowego ciśnienia prędkości, natomiast w projekcie wartość ciśnienia oszacowano na poziomie 0,3 kN/m^2 dla bazowego ciśnienia prędkości wiatru. Stanowi to o około 46% mniejsze ciśnienie niż wymagane w obliczeniach.

Konstrukcję stołów paneli PV należy zaliczyć do wiat według [8], które nie mają wypełnienia kubatury pod nimi. Zgodnie z tymi założeniami w celu uwzględnienia najniebezpieczniejszych schematów obciążeń konieczne jest przyłożenie skupionej siły wypadkowej w odległości ¼ odległości od krawędzi powierzchni obciążonej. Na rysunlu 5.a) pokazano schematy przyłożenia siły wypadkowej oddziaływania wiatru. W tych schematach (rys. 5.a) należy również uwzględnić siłę tarcia przyłożoną do powierzchni dolnej i górnej paneli PV (rys. 5.b). Natomiast wzdłuż połaci paneli PV (wiaty) zgodnie z normą [8] oddziaływanie wiatru występuje wyłącznie w postaci sił tarcia przyłożonych do dolnej i górnej powierzchni paneli PV (rys. 5.c).

Przyjęte w projekcie obciążenie równomiernie rozłożone krokwi od paneli (rys. 6.a), na które oddziałuje wiatr, powoduje powstanie o około 50% mniejszego momentu zginającego w krokwiach niż wynika to ze schematu zalecanego przez normę [8] (rys. 6.b), a także mniejszego oddziaływania na podpory krokwi (oddziaływanie na płatew) o około 42%. Wielkości oddziaływań dodatkowo ulegną zwiększeniu, jeżeli zostaną uwzględnione różnice wynikające z niedoszacowania ciśnienia wiatru.



Rys. 5. Schematy statyczne oddziaływań wiatru na konstrukcję stołu PV zgodnie z [8]: a) układ poprzeczny, b) powierzchnia obciążenia siłami tarcia dla kierunku wiatru w poprzek wiaty, c) powierzchnia obciążenia siłami tarcia dla kierunku wiatru wzdłuż wiaty.



Rys. 6. Przykładowe schematy oddziaływania wiatru na krokiew konstrukcji wsporczej paneli PV oraz wykresy momentów zginających: a) przyjęte w projekcie, b) zalecane przez normę [8].

4.2. Schemat i obliczenia statyczne konstrukcji

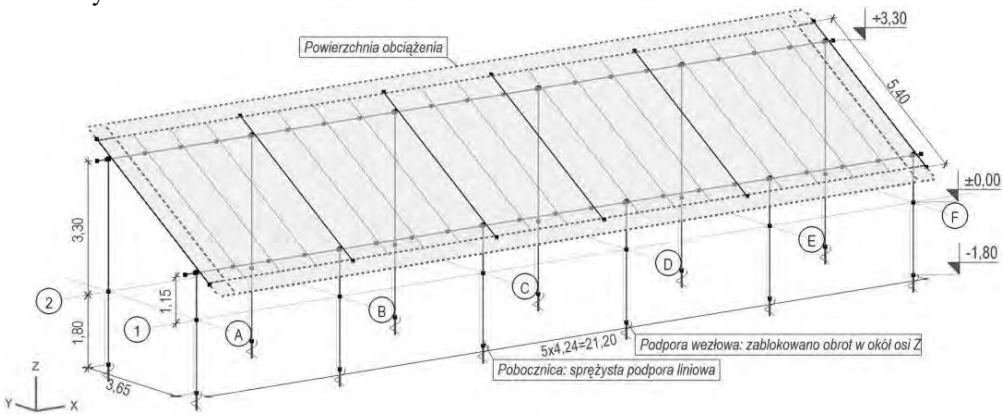
Z uwagi na wieloprzęsłowe, uciąglone sztywnym połączeniem płatwie, do obliczeń przyjęto konstrukcję składającą się z pięciu przęseł. Przyjmując zasadę redukcji belek wieloprzęsłowych do pięciu przęseł, założono, że wartości sił wewnętrznych w środkowej części konstrukcji będą takie same jak w przęśle trzecim. Schemat statyczny konstrukcji pokazano na rys. 7.

Konstrukcję zamodelowano w programie AxisVM X5 uwzględniając wszystkie kombinacje obciążeń zgodnie z regułami podanymi w normie [2]. Przypadki te zostały automatycznie wygenerowane przez program obliczeniowy.

W celu realistycznego przyjęcia podparcia konstrukcji słupy (wciskane w grunt) osadzono w podłożu z uwzględnieniem sprężystości podparcia w kierunku pionowym jak i poziomym na podstawie zawartych w dokumentacji projektowej badań geotechnicznych podłoża.

W projekcie do analizy przyjęto konstrukcję dwuprzęsłową, co z punktu widzenia doboru przekrojów nie jest błędem, ponieważ uwzględnia największe siły wewnętrzne w konstrukcji. Konstrukcja dwuprzęsłowa nie daje jednak możliwości uchwycenia zjawiska postępu awarii w przypadku wyczerpywania nośności poszczególnych elementów w przęsłach. W obliczeniach uwzględniono klasę niezawodności konstrukcji RC1 (20 lat gwarancji) przyjęto współczynnik K_{Fi} zmniejszający o 10% współczynniki obciążenia γ_f.

Należy również zwrócić uwagę, że przy projektowaniu takowych konstrukcji panele PV nie mogą być brane pod uwagę jako usztywnienie krokwi. Producent paneli nie przewiduje takowej możliwości. Pod tym względem brakuje również badań i stosownych zapisów normowych.

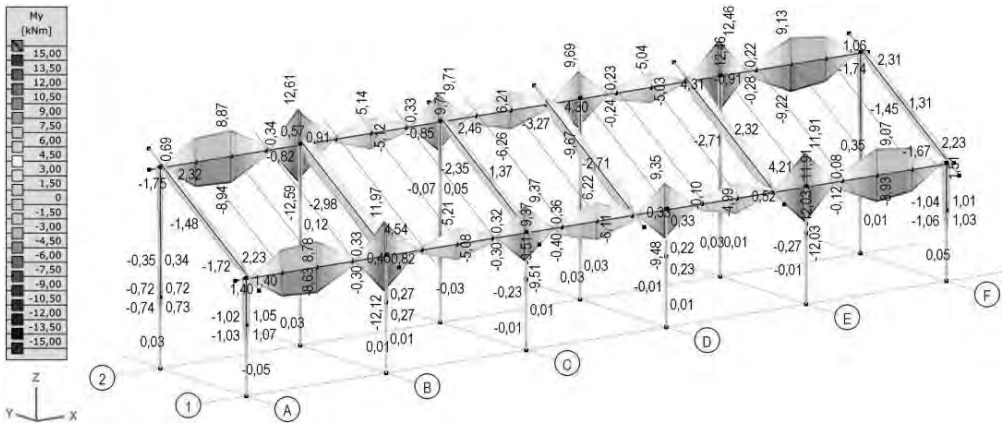


Rys. 7. Schemat statyczny pięcioprzęsłowej konstrukcji wsporczej stołu PV.

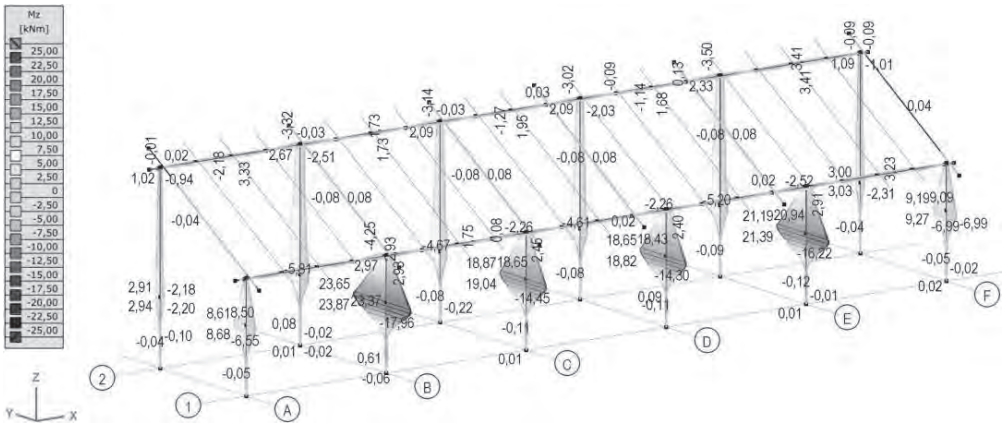
Wyniki analizy przyjętego pięcioprzęsłowego schematu statycznego obejmują przede wszystkim momenty zginające, ponieważ sama konstrukcja jest lekka, a siły osiowe generowane są jedynie od ciężaru własnego. Na rys. 8 i 9 pokazano momenty zginające względem dwu prostopadłych osi przekrojów.

Ekstremalne wartości momentów zginających i sił osiowych powstały w miejscach spodziewanych. W poszczególnych elementach miały wartości:

– krokiew – nad drugim układem słupów w górnym miejscu przyłożenia siły skupionej – 4,73 kNm,
– płatew górna – nad drugim słupem – 12,61 kNm (siła osiowa pominięta),
– płatew górna – w pierwszym przęśle, pod trzecią krokwią – 8,94 kNm (siła osiowa pominięta),
– słup niski – drugi od skraju – 23,65 kNm i 29,08 kN,
– słup wysoki – drugi od skraju – 7,58 kNm i 36,35 kN.



Rys. 8. Wykres momentów zginających M_y schematu pięcioprzęsłowego.

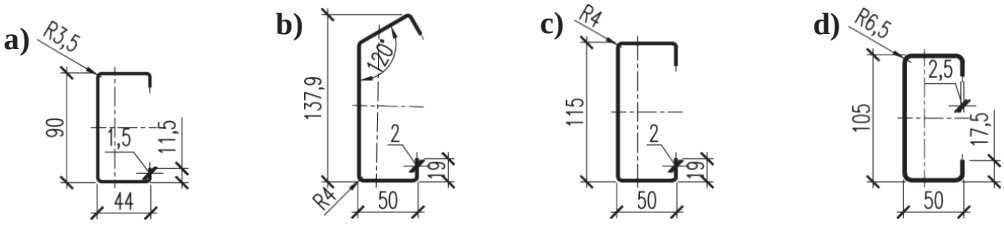


Rys. 9. Wykres momentów zginających M_z schematu pięcioprzęsłowego.

W następnej kolejności wartości te posłużyły do obliczeń wytrzymałościowych.

4.3. Geometria przekrojów elementów konstrukcyjnych i obliczenia wytrzymałościowe

Cała konstrukcja została wykonana z ceowych elementów formowanych na zimno. Do określenia nośności tych elementów wykorzystano w projekcie normę [9], jednak w przypadku profili kształtowanych na zimno o grubości ścianek przekrojów mniejszej od 3 mm należało stosować normę [3, 4]. Uwzględnienie wymiarowania przekrojów wg norm [3, 4] w znaczny sposób podnosi skomplikowanie w procesie obliczeniowym, a na dodatek nie daje możliwości wymiarowania wszystkich przekrojów. W projekcie przyjęto, że jedna półka profilu zastosowanego na płatew będzie tworzyła ze środnikiem kąt 120º, co umożliwi bezpośrednie zamocowanie krokwi i nachylenie połaci pod kątem 30º do podłoża. Normy [3, 4] zalecają, aby w przypadku stosowania przekrojów nietypowych przeprowadzić odpowiednie testy wytrzymałościowe w laboratorium. Ze względu na brak danych niesymetrycznego przekroju płatwi do obliczeń przyjęto przekrój ceowy o półkach równoległych. Taki zabieg w niewielkim stopniu obniży sztywność elementu, co będzie po stronie bezpiecznej analizowanej konstrukcji. Przekroje, dla których wykonano obliczenia pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Przekroje poprzeczne elementów konstrukcyjnych do obliczeń wytrzymałościowych: a) przekrój krokwi, b) przekrój rzeczywisty płatwi, c) przekrój obliczeniowy płatwi, d) przekrój słupa.

Obliczenia wytrzymałościowe wykonano wykorzystując „Zestaw programów kalkulacyjnych STAL" [10] w arkuszu kalkulacyjnym Excel.

4.4. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych

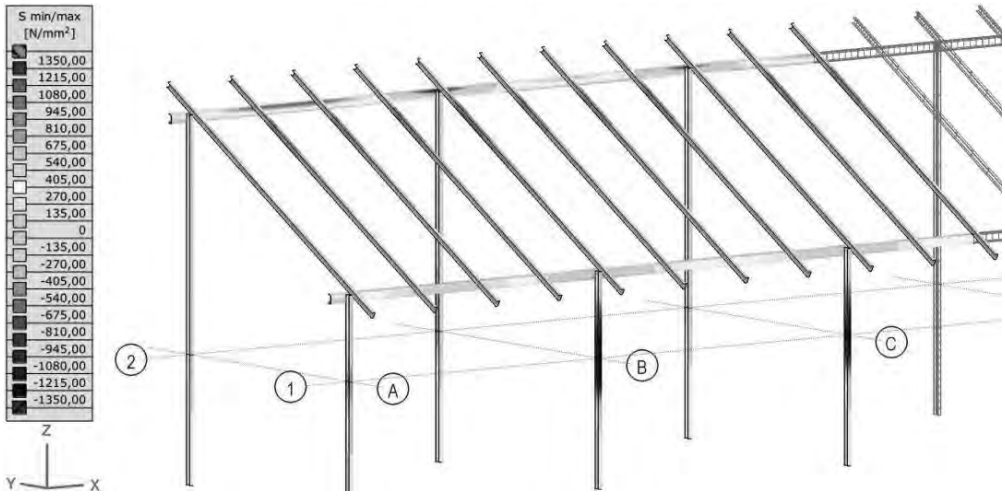
Uwzględniając wymagania wytrzymałościowe oraz geometrię przekrojów i postępując zgodnie z wymogami normy [3, 4] wyniki wytężenia przekrojów przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Zestawienie maksymalnych wartości wykorzystania przekrojów

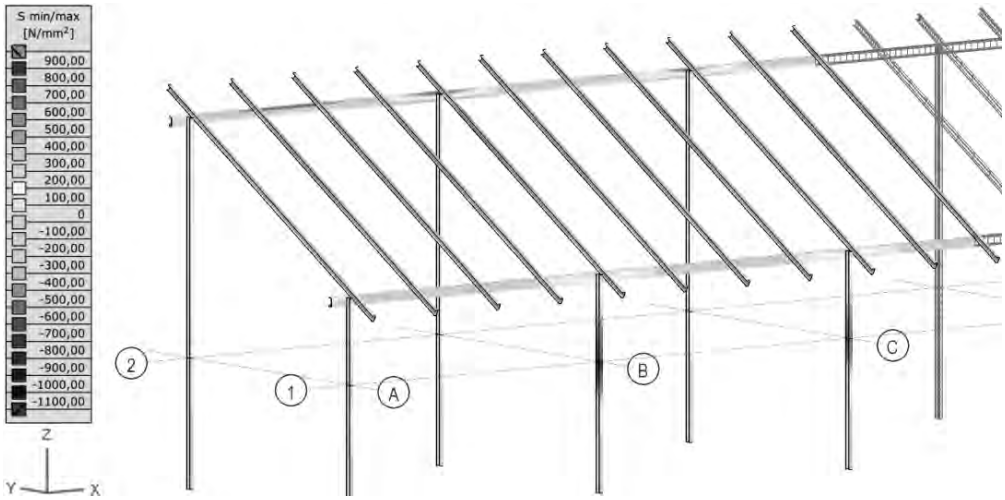
Lp.	Element (opis)	Opis przypadku wytrzymałościowego	Wykorzystanie
1.	Krokiew	nośność obliczeniowa na zginanie przy braku wyboczenia	168%
		nośność obliczeniowa na zwichrzenie	1285%
3.	Płatew przekrój podporowy (obciążenie „grawitacyjne)	nośność obliczeniowa na zginanie (bez uwzględnienia niestateczności) – ściskana półka dolna	206%
		maksymalne naprężenia normalne w pasie swobodnym (ściskanym)	570%
		nośność obliczeniowa na zginanie – rozciągana półka górna	204%
		maksymalne naprężenia normalne w pasie stężonym (rozciąganym)	204%
4.	Płatew przekrój przęsłowy (obciążenie „unoszące)	nośność obliczeniowa na zginanie (bez uwzględnienia niestateczności) – ściskana półka dolna	145%
		maksymalne naprężenia normalne w pasie swobodnym (ściskanym)	433%
		nośność obliczeniowa na zginanie – rozciągana półka górna	144%
		maksymalne naprężenia normalne w pasie stężonym (rozciąganym)	144%
5.	Słup wysoki	nośność na zginanie i ściskanie przy braku wyboczenia (sumaryczne wykorzystanie)	105%
		nośność na ściskanie z uwzględnieniem wyboczenia i zginania ze zwichrzeniem (sumaryczne wykorzystanie)	260%
6.	Słup niski	nośność na zginanie i ściskanie przy braku wyboczenia (sumaryczne wykorzystanie)	280%
		nośność na ściskanie z uwzględnieniem wyboczenia i zginania ze zwichrzeniem (sumaryczne wykorzystanie)	310%

Wszystkie analizowane przekroje wykazują przekroczenie nośności. Największe określono dla krokwi, ze względu na zwichrzenie, bo aż dwunastokrotne. W rzeczywistości krokwie nie ulegały zniszczeniu, a przekroczenie w tym przypadku spowodowane jest brakiem usztywnienia górnego pasa ściskanego w modelu obliczeniowym. Z powodu braku danych producenta, różnorodności konstrukcji paneli, braku badań oraz stosownych zapisów normowych w obliczeniach paneli nie należy uwzględniać jako usztywnienia konstrukcji.

Potwierdzenie powyższego można zaobserwować w mapach naprężeń normalnych ściskających i rozciągających przekroju dla kombinacji decydującej maksymalnej (rys. 11) i minimalnej (rys. 12).



Rys. 11. Mapy naprężeń normalnych ściskających (σ_{min}) i rozciągających (σ_{max}) przekroju dla decydującej kombinacji SGN maksymalnej (połowa schematu obliczeniowego).



Rys. 12. Mapy naprężeń normalnych ściskających (σ_{min}) i rozciągających (σ_{max}) przekroju dla decydującej kombinacji SGN minimalnej (połowa schematu obliczeniowego).

4.5. Przyczyny powstania awarii i jej rozwój w czasie

Przeprowadzając analizę sił wewnętrznych występujących w konstrukcji można przyjąć, że mechanizm zniszczenia konstrukcji był następujący:

Najbardziej obciążonymi elementami są wieloprzęsłowe poziome płatwie. Największy moment zginający występuje w płatwi nad drugą od końca podporą – słupem niskim

i wysokim. Drugim punktem płatwi co do wielkości momentu zginającego jest miejsce podparcia 3 krokwi w pierwszym przęśle.

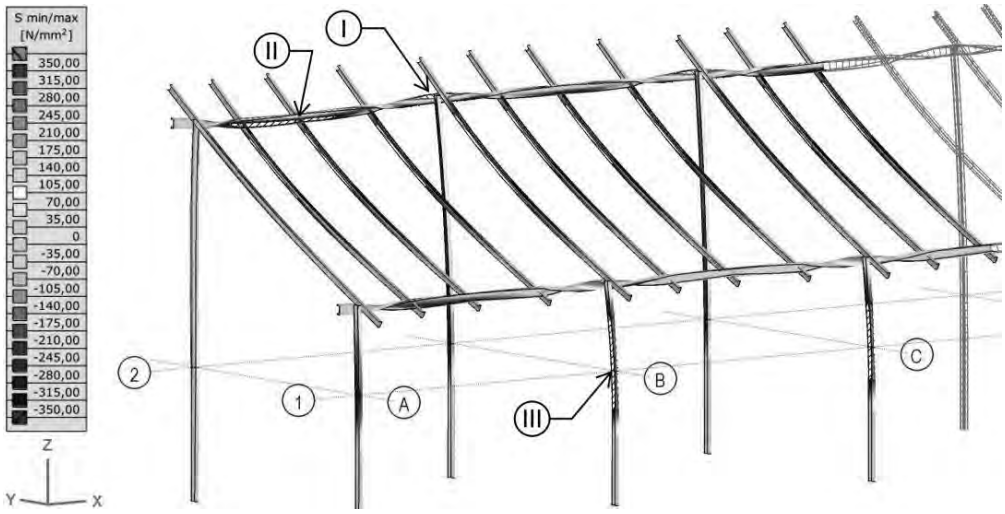
W wyniku wzrostu obciążenia momenty zginające doprowadzają do wyczerpania nośności w przekroju podporowym płatwi. W miejscu (I) oznaczonym na rys. 13 dochodzi do uplastycznienia przekroju, co ogranicza moment zginający do poziomu momentu plastycznego i umożliwia wzrost momentów w dwu sąsiadujących z tą podporą przęseł.

Wzrost momentów przęsłowych prowadzi do wyczerpania nośności przekroju w pierwszym przęśle (pierwotnie występuje tam znacznie większy moment zginający niż w drugim przęśle). W tym momencie uplastycznienie przekroju przęsłowego (II, rys. 13) zmienia część konstrukcji w mechanizm i następuje załamanie płatwi górnej i dolnej pierwszego przęsła.

Odkształcenie wypadkowe płatwi (zarówno pionowe jak i poziome) wywołuje obrót węzła podporowego pierwszego słupa niskiego (III, rys. 13), a następnie słupa wysokiego, co jest powodem złamania się tych słupów.

Gdy obciążenie działa dalej, kolejne przęsło zaczyna pracować jak pierwsze i mechanizm się powtarza do zniszczenia całej konstrukcji, jak miało to miejsce w stole nr 16 oraz siedmiu przęsłach w stole nr 12.

Zniszczenie konstrukcji rozpoczynało się od przęseł zachodnich obiektu ze względu na zmieniający się charakter oddziaływania wiatru z południowego na południowo-zachodni i zachodni zgodnie z raportem pogodowym. Najbardziej narażona była krawędź zachodnia z dodatkowym oddziaływaniem efektów tarcia i naporu na tę krawędź, które były łagodzone efektem ciśnienia aerodynamicznego na krawędzi zawietrznej (wschodniej).



Rys. 13. Kolejność powstawania przegubów na podstawie mapy naprężeń normalnych ściskających (σ_{min}) i rozciągających (σ_{max}) przekroju dla decydującej kombinacji SGN minimalnej (połowa schematu obliczeniowego) z ograniczoną skalą do 350 N/mm$^{2.}$

5. Podsumowanie i wnioski

Farmy fotowoltaiczne stają się częstym elementem krajobrazu. Przedmiotowa farma wykonana z profili stalowych formowanych na zimno uległa awarii po prawie roku eksploatacji. Przyczyną awarii było działanie porywistego wiatru na poziomie 25 m/s. Uszkodzeniu uległy niemal wszystkie stoły (z wyjątkiem stołu nr 4) od jednego segmentu do

wszystkich i rozpoczynało się ono od segmentów zachodnich. Zniszczeniu ulegały zawsze płatwie i słupki podpierające uszkodzone przęsła.

W celu stwierdzenia przyczyn awarii przeprowadzono obliczenia numeryczne konstrukcji, której model wykonano na podstawie projektu w oparciu o pomiary sprawdzające obiektu. Przystępując do obliczeń i zestawienia obciążeń stwierdzono następujące niewłaściwe wartości przyjęte w projekcie:
– przyjęto bazowe, a nie szczytowe ciśnienie prędkości wiatru, co dało niedoszacowanie tego obciążenia o około 46%,
– obciążenie ciśnieniem wiatru przykładano jako równomiernie rozłożone na krokwie, a nie wypadkowe skupione obciążenie zlokalizowane w odległości ¼ długości połaci od krawędzi nawietrznej (jak nakazuje norma [8]). Daje to kolejne niedoszacowanie momentów w krokwiach o 50% i wartości podporowych o 42%.

Wymiarowanie przekrojów konstrukcji prowadzono zgodnie z normą [9], a nie normą [3, 4], które uwzględniają wymiarowanie elementów stalowych formowanych na zimno o grubościach ścianek mniejszych niż 3 mm. Procedura wymiarowania takich przekrojów jest znacznie bardziej skomplikowana, a w niektórych przypadkach ze względu na niespełnienie warunków geometrycznych wręcz niemożliwa.

W obliczeniach w projekcie uwzględniono jedynie dwuprzęsłową konstrukcję, pomimo pełnej powtarzalności, a nie zastosowano zasady Winklera, która umożliwia wykorzystanie redukcji sił wewnętrznych w środkowych przęsłach belek ciągłych.

W analizie numerycznej, po uwzględnieniu wszystkich obciążeń, możliwych kombinacji i właściwego wymiarowania przekrojów stwierdzono, że najbardziej wykorzystane przekroje występują w krokwiach, płatwiach i słupach konstrukcji nad drugą podporą i pierwszym przęśle belki ciągłej. Przy przyjętych warunkach wykorzystanie przekrojów w analizie numerycznej kształtowało się na poziomie:
– krokiew – 1285%,
– płatew (nad drugą podporą) – 570 %,
– płatew (w pierwszym przęśle) – 433 %,
– słupek wyższy – 260 %,
– słupek niższy – 310 %.

Przekroczenie nośności przekrojów doprowadziło do powstania awarii konstrukcji, które w trakcie wzrostu obciążenia, rozpoczynało się w płatwi nad drugim słupem, a następnie w pierwszym przęśle. To powodowało powstanie mechanizmu i zniszczenie belki, a ta skręcenie i złamanie słupa niższego oraz wyższego sąsiadującego z uszkodzonym przęsłem. Przy dalszym działaniu obciążenia uszkodzeniu ulegały kolejne przęsła. W rzeczywistości krokwie nie uległy zniszczeniu jak wskazują na to obliczenia, gdyż panele PV zapracowały jako usztywnienie.

Literatura

1. Biernaciak E.: Największe farmy fotowoltaiczne w Polsce – Ranking 2023 https://enerad.pl/aktualnosci/najwieksze-farmy-fotowoltaiczne-w-polsce-ranking/ – dostęp 28.12.2023 r.
2. PN-EN 1990:2004 Eurokod 0 – Podstawy projektowania konstrukcji.
3. PN-EN 1993-1-3:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-3: Reguły ogólne – Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
4. PN-EN 1993-1-5:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice.
5. PN-EN ISO 3506-1:2020 – Części złączne – Własności mechaniczne części złącznych odpornych na korozję ze stali nierdzewnej – Część 1: Śruby i śruby dwustronne z określonym gatunkiem stali i klasą własności.
6. PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

7. PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
8. PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
9. PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
10. Alpha Leonis Leszek Rakowski: Zestaw programów kalkulacyjnych STAL http://kalkulatory inzynierskie.pl/kategoria-stal/

Failure of support structure of photovoltaic panels due to design errors

Key words: wind load, steel supporting structure, photovoltaic farm, cold-formed profiles, progressive damage

Nośność wyboczeniowa ściany stalowego silosu na zboże

JAKUB MARCINOWSKI*, VOLODYMYR SAKHAROV
Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa

Streszczenie: Ściany stalowych silosów na zboże są narażone na utratę stateczności. Przyczyną tego niepożądanego zjawiska są pionowe oddziaływania zboża składowanego w silosie na ściany najczęściej wykonywane z blachy falistej o poziomym układzie fal. Siły te wywołane tarciem materiału magazynowanego o ścianę, są tym większe im większa jest chropowatość ściany. Zewnętrzne żebra pionowe wzmacniają ścianę silosu i wraz z blachą falistą tworzą powłokową strukturę ortotropową. Procedury zawarte w obowiązujących normach umożliwiają oszacowanie nośności wyboczeniowej ściany tak skonstruowanego silosu. W pracy przedstawiono przykład analizy nośności wyboczeniowej ściany silosu stalowego o pojemności 700 m^3. Zastosowano dwie spośród metod zalecanych w obowiązujących normach. Wykonano także symulacje numeryczne, których celem było określenie krytycznego poziomu intensywności obciążenia. Przeprowadzone analizy pozwoliły wyciągnąć wnioski dotyczące nośności wyboczeniowej ściany analizowanego silosu.

Słowa kluczowe: silos stalowy, blacha falista, żebra ścienne, nośność wyboczeniowa, obliczenia analityczne, symulacje numeryczne

1. Wprowadzenie

Stalowe silosy na zboże należą do grupy konstrukcji bardzo lekkich i wiotkich. Parcie zboża składowanego w ich wnętrzu tylko pozornie stabilizuje ściany wywołując rozciąganie obwodowe. Poza składową normalną do powierzchni ściany występuje także składowa styczna wywołująca ściskanie ściany w kierunku południkowym. To te siły mogą wywołać utratę stateczności ściany prowadzącej często do całkowitego zniszczenia silosu.

Rosnący popyt rynkowy na tego typu obiekty magazynowe i konkurencyjność ofert producentów krajowych i zagranicznych skutkują rozwiązaniami konstrukcyjnymi prowadzącymi do minimalizacji ich ciężaru. Minimalizuje się zarówno grubości blach płaszcza (carg) jak i grubości blach, z których są wykonywane zimnogięte przekroje żeber wzmacniających ścianę silosu z zewnątrz. Takie postępowanie, nie poparte szczegółowymi analizami potwierdzającymi poprawność zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych może skutkować wystąpieniem stanów awaryjnych.

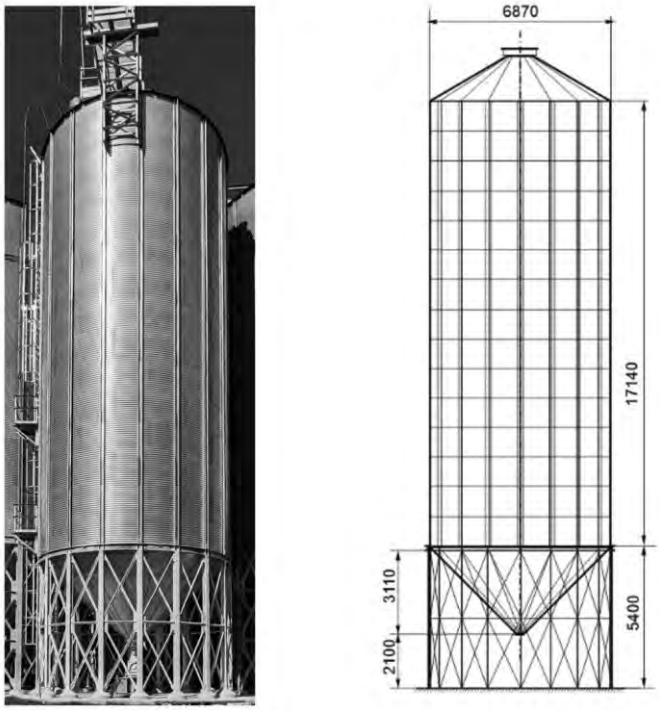
Relatywnie duża częstość awarii silosów stalowych sprawiła, że konstrukcje te stały się obiektem zainteresowania wielu autorów krajowych i zagranicznych. W wykazie publikacji przywołano prace z ostatnich 10-ciu lat. (por. [1–14]). Większość z nich powstała na kanwie zaistniałych awarii silosów.

*Autor do korespondencji: *j.marcinowski@ib.uz.zgora.pl*

W prezentowanej pracy zamieszczono analizy dotyczące nośności wyboczeniowej ściany silosu o pojemności 700 m^3 i wysokości całkowitej 24 m. Wykonano je korzystając z procedur normowych zawartych w normach [15, 16]. Wobec istotnie rozbieżnych wyników, wykonano także symulacje numeryczne, których celem było ustalenie poziomu obciążenia wywołującego utratę stateczności ściany. Wyniki symulacji numerycznych, jako najbardziej wiarygodne, były podstawą sformułowania wniosków dotyczących odporności wyboczeniowej ściany analizowanego silosu.

2. Opis przedmiotowego silosu

Widok i podstawowe wymiary analizowanego silosu pokazano na rys. 1. Część cylindryczna silosu ma wysokość 17,104 m i składa się na nią 15 carg o wysokości 1140 mm każda. Grubość blach dwóch dolnych carg wynosi 1,5 (carga tuż nad pierścieniem lejowym) i 1,2 mm (kolejna carga). Blachy pozostałych carg mają stałą grubość równą t=0,8 mm. Blachy łączono śrubami M10 klasy 8.8. Średnica otworów ϕ = 12 mm.



Rys. 1. Widok przedmiotowego silosu i jego podstawowe wymiary.

Lej wykonany z blach gładkich ma pochylenie 45 stopni, a jego pierścień opiera się na 18 słupach o długości 5,40 m wykonanych z kształtowników HEB120. Ich przedłużeniem jest 18 żeber wzmacniających część cylindryczną silosu (por. rys. 1).

Blachy ścian silosu zostały zewnętrznie wzmocnione zimnogiętymi kształtownikami (żebrami) o przekroju w kształcie wywiniętego ceownika. Rozstaw obwodowy żeber wynosi 1200 mm. Połączenie żeber z blachami falistymi ścian realizowano za pomocą śrub.

Dach silosu ma kształt ściętego stożka, a jego pochylenie wynosi 30 stopni. Blachy poszycia dachu spoczywają na ruszcie z kształtowników zimnogiętych.

3. Obliczenia wytrzymałościowe ściany silosu
3.1. Zestawienie obciążeń

Sposób obciążenia ścian silosu definiuje norma [17]. Rozważany silos ma pojemność 700 m^3. Zgodnie z klasyfikacją podaną w p. 2.5 normy [17], mamy do czynienia z silosem klasy oceny oddziaływań AAC2.

Stosunek wysokości części cylindrycznej do średnicy silosu: $h_c/d_c = 17{,}14/6{,}87 = 2{,}53 > 2$.

Przyjęto, zgodnie z klasyfikacją podaną w p. 5.1 normy PN-EN 1991-4:2006 [17], że mamy do czynienia z silosem smukłym.

Obciążenia w stanie napełnienia i w stanie opróżniania określono na podstawie zapisów pp. 5.2.1.1 i 5.2.2.1 normy [17].

Wartości parcia poziomego p_{hf}, tarcia powierzchniowego o ścianę p_{wf} i parcia pionowego p_{vf} na dowolnej głębokości z po napełnieniu lub podczas składowania określono za pomocą wzorów od (5.1) do (5.6) z normy [17].

Z tablicy E.1 z normy [17] przyjęto: $\gamma = \gamma_u = 9\ kN/m^3$ – wartość charakterystyczna ciężaru objętościowego pszenicy z tabl. E.1 (górna wartość).

Zgodnie z Tablicą 4.1 z normy [17] mamy do czynienia z przypadkiem ściany kategorii D4. Współczynnik tarcia dla takiej ściany określa się ze wzoru (D.1) z załącznika D normy [17]:

$$\mu_{eff} = (1 - a_w) \cdot tg\phi_i + a_w \mu_w, \tag{1}$$

gdzie:
ϕ_i – kąt tarcia wewnętrznego materiału składowanego,
μ_w – współczynnik tarcia o płaską blachę (przypadek ściany D2),
a_w – współczynnik określany w sposób wyjaśniony w normie.

Na podstawie danych z tabl. E1 z normy [17] przyjęto współczynnik tarcia (dolna wartość):

$$\mu_w = \mu_{wm}/a_\mu = 0{,}38/1{,}16 = 0{,}3276.$$

Dla pszenicy (tabl. E.1 z normy [17]) kąt tarcia wewnętrznego (dolna wartość):

$$\phi_i = \phi_{im}/a_\phi = 30/1{,}12 = 26{,}79°.$$

Dla blachy profilowanej sinusoidalnie można przyjąć (por. p. D.2(3) normy [17]): $a_w = 0{,}2$
Efektywny współczynnik tarcia:

$$\mu_{eff} = (1 - a_w) \cdot tg\phi_i + a_w \mu_w = (1 - 0{,}2) \cdot tg26{,}79 + 0{,}2 \cdot 0{,}3276 = 0{,}469.$$

Wartość ilorazu parcia bocznego określono na podstawie danych z tablicy E.1 normy [17] (górna wartość):

$$K = K_m \cdot a_K = 0{,}54 \cdot 1{,}11 = 0{,}599.$$

Wielkości geometryczne wykorzystane w obliczeniach:
$A = \pi \frac{{d_c}^2}{4} = \pi \frac{6{,}87^2}{4} = 37{,}07\ m^2$ – pole przekroju poprzecznego silosu,
$U = \pi d_c = \pi \cdot 6{,}87 = 21{,}583\ m$ – obwód przekroju poprzecznego silosu.

Poziom powierzchni zastępczej ustalono na podstawie kąta tarcia wewnętrznego ϕ_i oraz kąta pochylenia dachu. Powierzchnia zastępcza poziomu zboża znajduje się 44 cm powyżej górnej krawędzi części cylindrycznej silosu.

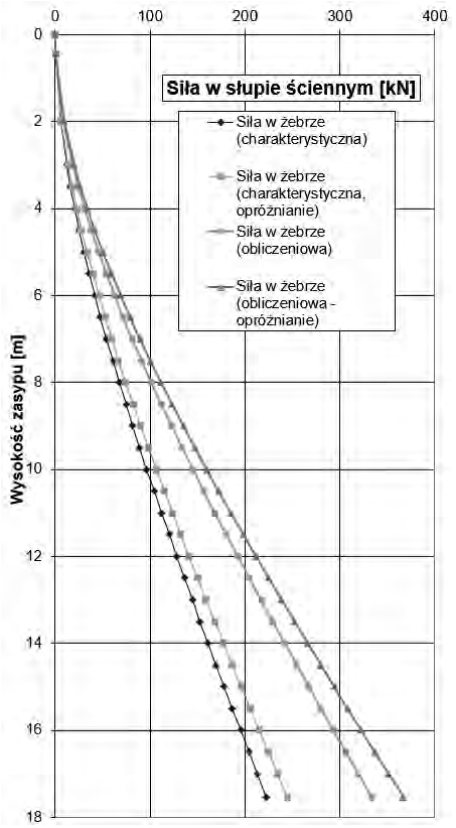
Obciążenia w stanie opróżniania otrzymano mnożąc otrzymane wartości obciążeń dla stanu napełnienia przez współczynniki zwiększające przewidziane w normie [17].

W przypadku silosów smukłych i spełniających kryteria klasy oceny oddziaływań AAC2, wartości tych współczynników wynoszą (por. p. 5.2.2.1 normy [14]):
– dla obciążeń poziomych: $C_h = 1{,}15$,
– dla obciążeń stycznych działających na ścianę: $C_w = 1{,}10$.

W tablicy 1 przedstawiono wartości sił w żebrach wzmacniających ściany silosu. W tablicy podano wartości charakterystyczne dla stanu napełnienia i stanu opróżniania. Zmienność tych sił na wysokości silosu pokazano na rys. 2. W tablicy 1 zastosowano następujące oznaczenia: p_{wf} – parcie styczne na ścianę w stanie napełnienia (wartość charakterystyczna), N_f – siła w słupie ściennym w stanie napełnienia (f – filling), N_d – siła w słupie ściennym w stanie opróżniania (d – discharging), $(\,)_{ch}$ wartość charakterystyczna.

Tablica 1. Zestawienie sił w słupach ściennych

z [m]	p_{wf} [kN/m^2]	$N_{f,ch}$ [kN]	$N_{d,ch}$ [kN]
0	0.00	0.00	0.00
0.44	1.12	0.30	0.33
2.00	4.49	5.69	6.26
3.00	6.22	12.15	13.36
4.00	7.68	20.51	22.56
5.00	8.91	30.47	33.52
6.00	9.94	41.79	45.97
7.00	10.81	54.25	59.67
8.00	11.54	67.66	74.43
9.00	12.16	81.89	90.07
10.00	12.68	96.79	106.47
11.00	13.12	112.26	123.49
12.00	13.49	128.22	141.04
13.00	13.80	144.59	159.05
14.00	14.06	161.29	177.42
14.50	14.18	169.76	186.73
15.00	14.28	178.29	196.12
15.50	14.38	186.88	205.57
16.00	14.47	195.53	215.08
16.50	14.55	204.23	224.65
17.00	14.62	212.97	234.27
17.54	14.70	222.43	244.67

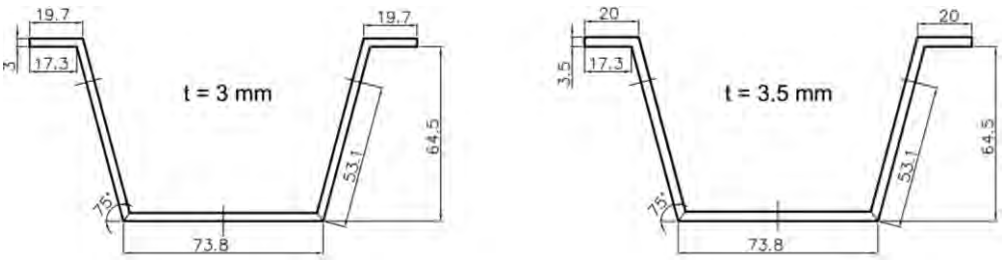


Rys. 2. Siły w żebrach ściennych

3.2. Nośność przekroju żeber wzmacniających ścianę silosu

W dolnym fragmencie cylindrycznej części silosu występuje pierwsza sekcja żebra wzmacniającego o grubości t=3,5 mm. Kolejny odcinek żebra (kolejna sekcja) ma grubość t = 3 mm (por. rys. 3). Żebra zostały wykonane z płaskownika o szerokości 237 mm w procesie gięcia na zimno. Wykorzystano stal HX500LAD, dla której f_y=500 MPa. Przekroje żeber to 8,30 cm^2 i 71,1 cm^2, a ich nośność przekroju na ściskanie jest równa 415 kN i 356 kN

odpowiednio dla t=3,5 mm i t= 3,0 mm. Siły ściskające dolne odcinki żeber N_{Ed} nie przekraczają wartości 245 kN (por. tabl. 1). Nośność przekrojów żeber na ściskanie sprawdzona także dla wyższych fragmentów ściany silosu okazała się wystarczająca.



Rys. 3. Przekroje żeber t = 3 mm i t = 3,5 mm.

3.3. Nośność wyboczeniowa żeber

Norma [15] i aneks do niej [16] przewidują dwa sposoby oszacowania nośności wyboczeniowej żeber wzmacniających walcową ścianę silosu. Pierwszy sposób polega na zastąpieniu układu ściana z blachy falistej i żebra zewnętrzne, plus ewentualnie pierścienie obwodowe, ekwiwalentną powłoką walcową o charakterystyce ortotropowej.

Styczne siły pionowe $n_{x,Ed}$ od tarcia zboża o powierzchnię ściany mogą wywołać utratę stateczności, co może doprowadzić do całkowitego zniszczenia silosu. Kryterium nośności jest sformułowane w sposób następujący (por. [15] wzór (5.63)):

$$n_{x,Ed} \leq n_{x,Rd} \tag{2}$$

gdzie: $n_{x,Ed}$ jest siłą południkową, a $n_{x,Rd}$ jest nośnością na wyboczenie powłoki ortotropowej. Wielkość ta jest definiowana wzorem (5.69) [15]

$$n_{x,Rd} = \alpha_x n_{x,Rcr}/\gamma_{M1}, \tag{3}$$

w którym: α_x = 0,8 [15], a γ_{M1} = 0,8 [15].

Sposób weryfikacji nośności wyboczeniowej ściany silosu przy ściskaniu południkowym został opisany w p. 5.3.4.3.3 normy PN EN 1993-4-1. Ścianę silosu można traktować jako powłokę ortotropową pod warunkiem, że rozstaw obwodowy żeber nie przekracza wartości

$$d_{s,max} = k_{d\theta}\left(\frac{r^2 D_y}{C_y}\right)^{0,25} \tag{4}$$

gdzie: D_y – sztywność zgięciowa na jednostkę szerokości w kierunku sfałdowania panelu (cargi) o mniejszej grubości blachy poszycia, C_y – sztywność błonowa na jednostkę szerokości w kierunku sfałdowania panelu (cargi) o mniejszej grubości blachy poszycia, r – promień powłoki walcowej. Zalecana wartość współczynnika $k_{d\theta}$= 7,4.

Przy czym $D_\theta = D_y = 0{,}13Etd^2$ zgodnie ze wzorem (4.6) z [15], oraz

$C_\theta = C_y = Et\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2}\right)$ zgodnie ze wzorem (4.5) z [15].

Występujące w tych wzorach wielkości l, t i d to parametry fali płaszcza (długość fali l = 76 mm, wysokość fali d = 14 mm) i grubość blachy t = 0,8 mm, w miejscu sprawdzania nośności wyboczeniowej.

W przypadku rozpatrywanego silosu:

$$d_{s,max} = k_{d\theta}\left(\frac{r^2 D_y}{C_y}\right)^{0,25} = 955 \text{ mm}. \quad (5)$$

Zastosowany w silosie rozstaw żeber d=1200 mm przekracza tę wartość. Pomimo niespełnienia tego warunku zastosowano procedurę z p. 5.3.4.3.3 normy [15] traktując otrzymane wyniki jako przybliżoną ocenę nośności wyboczeniowej ściany silosu.

W rozpatrywanych przekrojach silosu (wybranych cargach) określano krytyczną wartość siły południkowej $n_{x,Rcr}$ minimalizując podane niżej wyrażenie ze względu na krytyczną liczbę fal obwodowych j oraz ze względu na wysokość półfali wyboczeniowej l_i powłoki silosu. Parcie to określa się ze wzoru (5.65) z normy [15]:

$$n_{x,Rcr} = \frac{1}{j^2\omega^2}\left(A_1 + \frac{A_2}{A_3}\right) \quad (6)$$

gdzie:

$A_1 = j^4[\omega^4 C_{44} + 2\omega^2(C_{45} + C_{66}) + C_{55}] + C_{22} + 2j^2 C_{25},$

$A_2 = 2\omega^2(C_{12} + C_{33})(C_{22} + j^2 C_{25})(C_{12} + j^2\omega^2 C_{14}) - (\omega^2 C_{11} + C_{33})(C_{22} + j^2 C_{25})^2 - \omega^2(C_{22} + \omega^2 C_{33})(C_{12} + j^2\omega^2 C_{14})^2,$

$A_3 = (\omega^2 C_{11} + C_{33})(C_{22} + C_{25} + \omega^2 C_{33}) - \omega^2(C_{12} + C_{33})^2,$

$C_{11} = C_\phi + EA_s/d_s, C_{22} = C_\theta + EA_r/d_r,$

$C_{12} = \nu\sqrt{C_\phi C_\theta}, \quad C_{33} = C_{\phi\theta},$

$C_{14} = e_s EA_s/(rd_s), \quad C_{25} = e_r EA_r/(rd_r),$

$C_{44} = \left[D_\phi + EI_s/d_s + EA_s e_s^2/d_s\right]/r^2, \quad C_{55} = [D_\theta + EI_r/d_r + EA_r e_r^2/d_r]/r^2,$

$C_{45} = \nu\sqrt{D_\phi D_\theta}/r^2, \quad C_{66} = \left[D_{\phi\theta} + 0{,}5(GI_{ts}/d_s + GI_{tr}/d_r)\right]/r^2,$

$$\omega = \frac{\pi r}{j l_i},$$

gdzie:

l_i – długość półfali pionowej korespondującej z potencjalną formą wyboczenia; należy ją dobrać tak by (6) było najmniejsze,

A_S – pole powierzchni przekroju żebra pionowego,

I_S – moment bezwładności przekroju żebra pionowego względem osi własnej równoległej do obwodu,

d_S – rozstaw żeber pionowych,

I_{tS} – moment bezwładności przy swobodnym skręcaniu żebra pionowego,

e_S – mimośród żebra pionowego mierzony od powierzchni środkowej powłoki,

A_r – pole przekroju pierścienia usztywniającego,

I_r – moment bezwładności przekroju pierścienia usztywniającego względem osi pionowej (zginanie obwodowe),

d_r – odległość między pierścieniami usztywniającymi,

I_{tr} – moment bezwładności przy swobodnym skręcaniu pierścienia usztywniającego,

e_r – mimośród pierścienia usztywniającego mierzony od powierzchni środkowej powłoki,

C_ϕ – sztywność błonowa powłoki w kierunku południkowym (por. p. 4.4 w normie [14]),
C_θ – sztywność błonowa powłoki w kierunku obwodowym (por. p. 4.4 w normie [14]),
$C_{\phi\theta}$ – sztywność błonowa powłoki przy ścinaniu (por. p. 4.4 w normie [14]),
D_ϕ – sztywność zgięciowa powłoki w kierunku południkowym (por. p. 4.4 w normie [14]),
D_θ – sztywność zgięciowa powłoki w kierunku obwodowym (por. p. 4.4 w normie [14]),
$D_{\phi\theta}$ – sztywność zgięciowa powłoki przy skręcaniu (por. p. 4.4 w normie [14]),
r – promień powłoki walcowej,
j – liczba pełnych fal na obwodzie; należy ją dobrać tak by (2.5) było najmniejsze.

Wartość obliczeniową siły południkowej wywołującej wyboczenie, czyli nośność wyboczeniową, określimy ze wzoru (6):

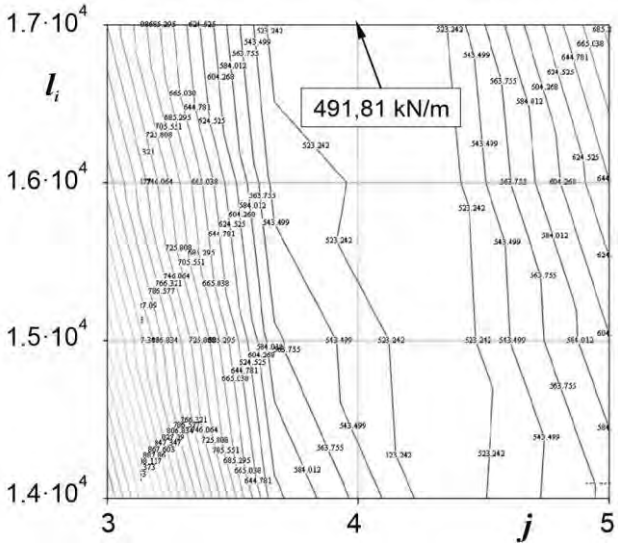
$$n_{x,Rd} = \alpha_n \frac{n_{x,Rcr}}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}8}{1{,}1} n_{x,Rcr} = 0{,}727 n_{x,Rcr} \tag{7}$$

Sprawdzenie nośności wyboczeniowej ściany silosu dokonano dla danych z obszaru trzeciej cargi od dołu. Wyniki obliczeń przedstawiono w tabl. 2 i na rys. 4.

Tablica 2. Wyniki obliczeń.

Promień części walcowej silosu: r = 3435 mm, blacha cargi: t = 0,8 mm, d =14 mm, l = 76 mm, E = 210000 MPa. żebro grubości: $t_ż$ = 3 mm, e_s = 36,83 mm, A_s = 723,5 mm^2, I_s = 45,85·10^4 mm^4, I_{ts} = 0,065·10^4 mm^4, C_ϕ = 365,714 N/mm, C_θ = 1,821·10^5 N/mm, D_ϕ = 9085 Nmm^2/mm, D_θ = 4,281·10^6 Nmm^2/mm, $C_{\phi\theta}$ = 5,962·10^4 N/mm, $D_{\phi\theta}$ = 3735 Nmm^2/mm.	Dla j = 4, l_i = 17100 mm, $n_{x,Rcr}$ = 491,81 kN/m, (por. rys. 5).

Najmniejszą wartość $n_{x,Rcr}$ otrzymano dla l_i = 17100 mm, czyli półfali wyboczeniowej równej pełnej wysokości części walcowej silosu i dla j = 4, czyli dla 4 fal na obwodzie.



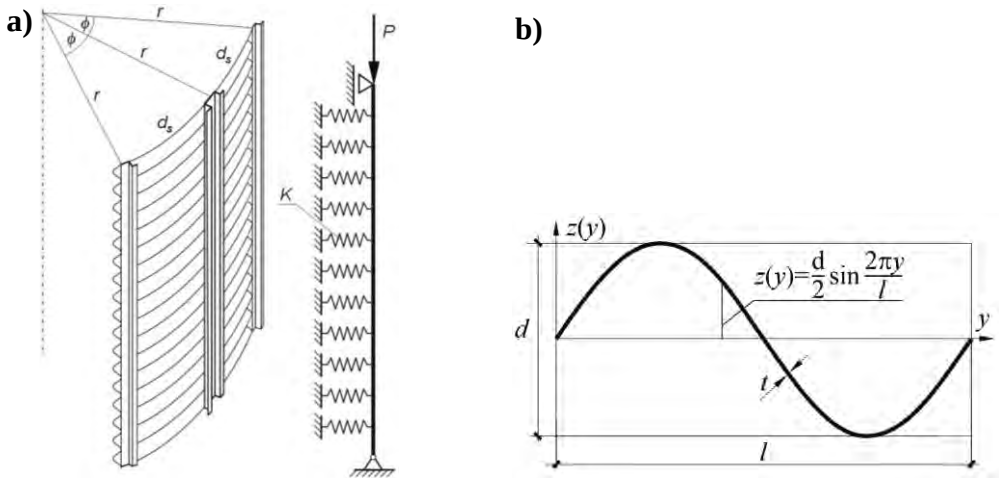
Rys. 4. Wyznaczenie minimum funkcji $n_{x,Rcr}(j, l_i)$.

Nośność ściany ortotropowej w kierunku południkowym otrzymujemy ze wzoru (7):

$$n_{x,Rd} = \ 0{,}727 n_{x,Rcr} = 0{,}727 \cdot 491{,}81 = 357{,}54 \text{ kN/m}. \tag{8}$$

Na jedno żebro przypada siła $N_{x,Rd} = 357{,}54 \cdot 1{,}2 \ = 429{,}08$ kN. Jest to wartość znacząco większa od siły ściskającej żebro w rozważanym przekroju: N_{Ed} = 205,57 kN (stan opróżniania, wartość charakterystyczna (por. tabl. 1, pozycja dla z = 15,5 m. Normowy warunek nośności wyboczeniowej w świetle tego kryterium jest spełniony.

Alternatywny sposób oszacowania nośności żebra ściennego został opisany w p. 20 aneksu [16] do normy [15]. Postępowanie to polega na rozważeniu żebra jako pręta ściskanego spoczywającego na podłożu sprężystym i podpartego przegubowo na końcach (por. rys. 5a).



Rys. 5. Żebro ścienne jako pręt na podłożu sprężystym (a) i sposób profilowania blachy (b).

Parametr sztywności K zależy od materiału i geometrii ściany silosu. Wyznacza się go zgodnie ze wzorami (5.74) do (5.76a) z [16], w których podstawowe parametry sztywnościowe blachy falistej są definiowane następująco (por. rys. 6b):

$$C_y = \frac{EA_f}{l} \cong Et\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2}\right) \tag{9}$$

$$D_y = \frac{EJ_{fy}}{l} \cong \frac{1}{8} Etd^2\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{8l^2}\right) \tag{10}$$

Wzór na parametr sztywności K ma postać (por. wz. (5.74) z [16])

$$K = \frac{1}{r}\left\{\frac{2C_y D_y - sin^2\phi}{v}\right\} \tag{11}$$

We wzorze tym:

$$\phi = \frac{d_s}{r} \tag{12}$$

$$v = fD_y + r^2 C_y \{f + \phi cos^2\phi(tan\phi + 2g)^2 - 2[2g^2 sin2\phi - 2g(cos2\phi - cos\phi) - sin\phi(cos\phi - 1)]\} \tag{13}$$

$$g = \frac{r^2 C_y [(1-cos\phi)(1+3cos\phi) - \phi sin2\phi] - D_y sin^2\phi}{D_y(2\phi + sin2\phi) + r^2 C_y [2\phi(2+cos2\phi) - 3sin2\phi]}, \tag{14}$$

$$f = \frac{1}{4}\{(4g^2 + 1)(2\phi + sin2\phi) + 4g(1 - cos2\phi) - 2sin2\phi\} \tag{15}$$

We wzorze (14) na g uwzględniono poprawki sugerowane w pracy [14].

Długość efektywną pręta ściskanego oblicza się ze wzoru (5.72) z [16]:

$$L_e = \pi \left(\frac{EI_{sy}}{K}\right)^{1/4} \tag{16}$$

i na tej podstawie określa się współczynnik redukcyjny χ nośności pręta (żebra) przy wyboczeniu giętnym stosując procedurę opisaną w p. 6.3.1.3 normy [18]. Nośność wyboczeniową $N_{b,Rd}$ otrzymaną w efekcie zastosowania tej procedury porównuje się z siłą N_{Ed} występującą w żebrze na rozpatrywanej wysokości ściany silosu.

Tablica 3. Obliczenia nośności wyboczeniowej żeber

13 carga, blacha t = 0,8 mm, żebro t_z = 3,0 mm, A_s = 7,235 cm^2, J_{sy} = 45,852 cm^4, f_y = 500 MPa, K = 0,6036 N/mm^2, L_e = 198,5 cm.	$N_{b,Rd}$ = 152,64 kN, N_{Ed} = 205,57 kN, przekroczenie 35%
14 carga, blacha t = 1,2 mm, żebro t_z = 3,5 mm, A_s = 8,431 cm^2, J_{sy} = 53,425 cm^4, f_y = 500 MPa, K = 0,9054 N/mm^2, L_e = 186,4 cm.	$N_{b,Rd}$ = 193,18 kN, N_{Ed} = 224,65 kN, przekroczenie 16%
15 carga, blacha t = 1,5 mm, żebro t_z = 3,5 mm, A_s = 8,431 cm^2, J_{sy} = 53,425 cm^4, f_y = 500 MPa, K =1,132 N/mm^2, L_e = 176,3 cm.	$N_{b,Rd}$ = 206,90 kN, N_{Ed} = 244,67 kN, przekroczenie 18%

Wyniki obliczeń dla trzech wybranych przekrojów żebra (trzy dolne cargi) przedstawiono w tablicy 3. Obliczone nośności wyboczeniowe porównywano z siłami w żebrze od obciążeń charakterystycznych (badano sytuację szczególną) w stanie opróżniania (tabl. 1 i rys. 2). Największe przekroczenie nośności (35%) wystąpiło w obrębie cargi 13 (trzecia od dołu) w obszarze, gdzie występuje redukcja grubości blachy do 0,8 mm.

4. Symulacje numeryczne

W celu oceny nośności wyboczeniowej ściany silosu przeprowadzono symulacje numeryczne stosując analizę LBA (liniowa analiza wyboczeniowa) z wykorzystaniem programu Symulia Abaqus.

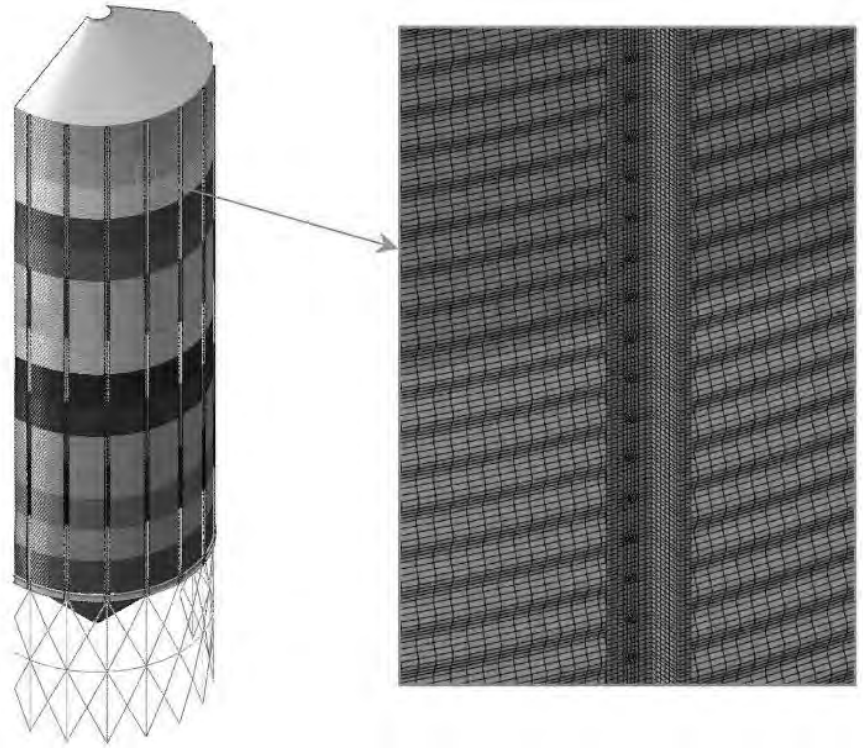
Model uwzględniał realny kształt, odpowiednie grubości oraz parametry materiałowe blach falistych, żeber, konstrukcję powłokową leja i dachu, a także dolny pierścień wraz z konstrukcją słupową, zgodnie z dokumentacją projektową. Połączenia między blachami płaszcza, a żebrami były modelowane za pomocą trzpieniowych, sztywnych tulei umieszczonych w miejscach połączeń śrubowych, zachowując przy tym odpowiedni dystans pomiędzy powierzchniami środkowymi blach carg i żeber (rys. 6).

Na potrzeby analizy wyboczeniowej nie uwzględniono w modelu szczegółów uciąglania konstrukcyjnego żeber na długości. Korzystając z symetrii całej konstrukcji zamodelowano jedynie jej połowę.

Analiza uwzględniała obciążenia charakterystyczne w stanie opróżniania, obejmujące parcie styczne i normalne przyłożone do cylindrycznej ściany silosu. Dodatkowo brano pod uwagę obciążenia leja, ciężar własny konstrukcji oraz obciążenia od podpór galerii zasypowej.

Przeprowadzona analiza wykazała, że badany silos posiada zapas nośności wyboczeniowej ściany. Najmniejszy mnożnik obciążenia dla wartości charakterystycznych przyłożonych obciążeń wyniósł 2,35. Forma wyboczenia polegała na zafalowaniu ściany silosu przeważnie w obszarze cargi nr 11, wraz z odpowiednim zafalowaniem żeber. Forma zafalowania żeber w tej strefie polegała na zwichrzeniu przekroju i została pokazana na rys. 7b. Na całym

obwodzie silosu odnotowano 18 półfal (por. rys. 7c) o długości równej odległości obwodowej między żebrami (por. rys. 7b). W kierunku pionowym wyróżniono 10 półfal w zakresie carg 9–13 (por. rys. 7d), gdzie grubość blach carg wynosiła 0,8 mm.



Rys. 6. Model dyskretny analizowanego fragmentu silosu.

Kolejne formy wyboczenia, związane z większymi mnożnikami obciążenia, przybierały podobne kształty i występowały na różnych wysokościach silosu.

5. Wnioski

Oszacowanie nośności wyboczeniowej ściany silosu za pomocą procedur normowych doprowadziło do dwóch przeciwstawnych wniosków. Pierwszy sposób zalecany normą [15] wykazał zapas nośności. Wynik ten uzyskano stosując procedurę właściwą dla ścian ortotropowych z rozstawem żeber mniejszym od $d_{s,min}$ mimo iż ten warunek nie był spełniony. Uzyskana ocena stateczności ściany silosu mogła być potraktowana jedynie jako zgrubne oszacowanie.

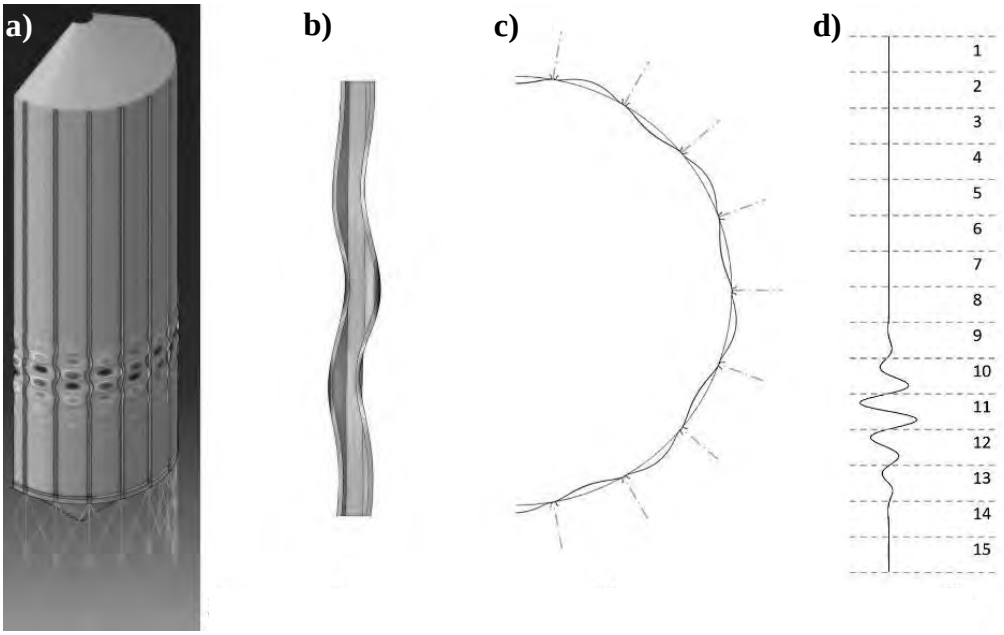
Drugi sposób zalecany w normie [16] wykazał brak dostatecznej nośności wyboczeniowej ściany na obciążenia charakterystyczne dla stanu opróżniania silosu. Maksymalne przekroczenia nośności sięgały 35%.

Wykonane symulacje numeryczne, uwzględniające obie składowe obciążenia od składowanego zboża, potwierdziły istnienie zapasu nośności wyboczeniowej ściany silosu.

Minimalny mnożnik obciążenia do wartości charakterystycznych obciążeń wyniósł 2,35, a forma wyboczenia polegała na zafalowaniu ściany silosu w obrębie cargi nr 11.

Przeprowadzone symulacje numeryczne potwierdzają wystarczający zapas nośności, co przejawia się stabilnym zachowaniem konstrukcji w warunkach składowania zboża oraz opróżniania silosu.

Prezentowane obliczenia nie wyczerpują wszystkich analiz, niezbędnych do rozstrzygnięcia czy silos będący przedmiotem rozważań zamieszczonych w tej pracy może być bezpiecznie eksploatowany. Odrębnymi grupami niezbędnych obliczeń sprawdzających są analizy połączeń śrubowych zastosowanych w tym silosie oraz obliczenia leja wysypowego i słupów, na których wspiera się cały silos. Analizy te wykraczały poza zakres prezentowanej pracy.



Rys. 7. Forma własna dla minimalnego mnożnika obciążenia λ=2,35: *a* – rozważany fragment silosu, *b* – widok formy wyboczenia żebra, *c* – zafalowanie na obwodzie, *d* – wykres zafalowania na wysokości części cylindrycznej silosu.

Literatura

1. Rejowski K., Iwicki P.: 2016, Simplified stability analysis of steel cylindrical silos with corrugated walls and vertical columns. Recent Progress in Steel and Composite Structures – Giżejowski et. al. (Eds). Taylor & Francis Group, London 2016, p. 525–532.
2. Iwicki P., Rejowski K., Tejchman J.: 2017, Simplified numerical model for global stability of corrugated silos with vertical stiffeners, J. Constr. Steel Res 138: p. 93-116.
3. Iwicki P., Rejowski K., Tejchman J.: 2019, Determination of buckling strength of silos composed of corrugated walls and thin-walled columns using simplified wall segment models. Thin-Walled Structures 135: p. 414-436.
4. Hotała E., Kuśnierek M., Kulczycki T., Wójcik T., Strefa przejściowa jako słabe miejsce płaszcza silosu z blachy falistej z fartuchem podporowym, XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie Budowlane, Szczecin–Międzyzdroje 2017, s. 659–668.
5. Hotała E., Skotny Ł., Kuśnierek M., Boniecka J.: Experimental investigations on the resistance of vertical stiffeners of steel silos shells made of corrugated sheets. Recent Progress in Steel and Composite Structures – Giżejowski et. al. (Eds). Taylor&Francis Group, London 2016, s. 186 –187.
6. Hotała E., Kuśnierek M.: Nośność południkowych żeber płaszczy silosów z blachy falistej. Materiały Budowlane, nr 5/2016, s. 93 –94.

7. Hotała E., Kuśnierek M., Skotny Ł., Boniecka J.: Wadliwe połączenia żeber przyczyną awarii stalowych silosów o płaszczach z blach falistych, XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie Budowlane, Szczecin–Międzyzdroje 2015, s. 501–508.
8. Hotała E.: Stalowe silosy na produkty rolne – rozwiązania konstrukcyjne, analizy nośności, trwałość, awarie, Budownictwo na obszarach wiejskich – monografie, redakcja Anna Halicka, Lublin 2013, s. 231–243.
9. Błażejewski P., Marcinowski J.: Nośność wyboczeniowa żeber wzmacniających ściany stalowego silosu na zboże. Budownictwo i Architektura, nr 12(2)/2013, s. 189–196.
10. Hotała E.: Stalowe silosy na produkty rolne – rozwiązania konstrukcyjne, analizy nośności, trwałość, awarie. Politechnika Lubelska, Lublin 2013, s. 231–243.
11. Hotała E., Skotny Ł., Stateczność walcowych płaszczy silosów stalowych użebrowanych nad podporami odcinkowymi, „Przegląd Budowlany", 6/2012, s. 119–122.
12. Wójcik M., Iwicki P., Tejchman J.: Analiza nośności wyboczeniowej cylindrycznego silosu z blachy falistej wzmocnionego słupami, „Inżynieria i Budownictwo", Nr 2/2011, s. 96–100.
13. Iwicki P., Wójcik M., Tejchman J.: 2011, Failure of cylindrical steel silos composed of corrugated sheets and columns and repair method using sensitivity analysis. Engineering failure Analysis, no. 18/2011, s. 2064 –2083.
14. Marcinowski J.: Flexural buckling resistance of stiffeners reinforcing wall of a steel silo, Civil and Environmental Engineering Reports, Vol. 33, iss. 3, 2023, pp. 89-98.
15. PN-EN 1993-4-1: 2009, Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 4-1: Silosy. PKN, Warszawa, 2009.
16. PN-EN 1993-4-1:2009/A1:2017-08. Amendment A1 to: Eurocode 3. Design of steel structures. Part 4-1: Silos, PKN, Warszawa, 2017.
147. PN-EN 1991-4: 2006, Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki. PKN, Warszawa, 2006.
18. PN-EN 1993-1-1: 2006, Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa, 2006.

Buckling resistance of the wall of a steel grain silo

Keywords: steel silo, corrugated steel sheet, wall stiffeners, buckling resistance, analytical calculations, numerical simulations

Wybrane aspekty awarii stalowych przekryć dachowych w warunkach pożaru rozwiniętego

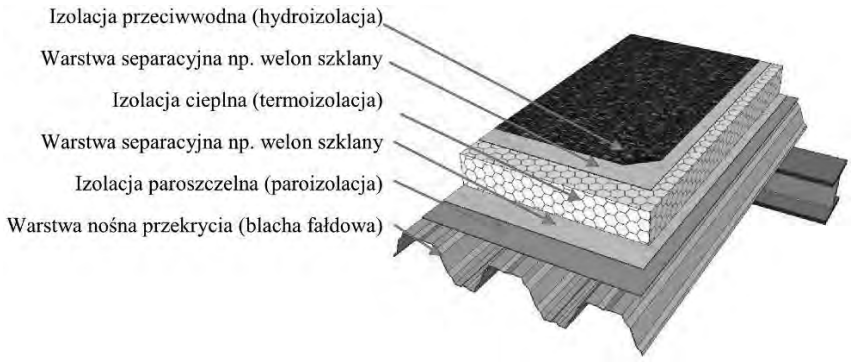
PAWEŁ ROSZKOWSKI, JADWIGA FANGRAT*
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

Streszczenie: Analizie poddano zbiór stu siedemnastu przekryć dachowych pochodzących z bazy wyników badań odporności ogniowej Zakładu Badań Ogniowych Instytutu Techniki Budowlanej. Przekrycia dachowe różniły się rodzajem blachy i izolacji cieplnej, a część z nich nie była izolowana. Elementy próbne badano metodą normową w pełnoskalowym piecu poziomym o wymiarach 3×4×3 m (szerokość×długość×wysokość). Wyniki wykazały, częste przekraczanie kryteriów odporności ogniowej, szczególnie szybkość narastania ugięcia. Czas przekroczenia nośności ogniowej i szczelności ogniowej maleje wraz ze wzrostem wskaźnika wykorzystania nośności. Wnioski wskazują na potrzebę uwzględnienia zastosowanych na przekryć dachowych wyróbów izolacyjnych w kontekście osiągania kryteriów odporności ogniowej.

Słowa kluczowe: odporność ogniowa, nośność ogniowa, izolacyjność ogniowa, szczelność ogniowa, blacha falista, przekrycie dachowe, izolacja cieplna

1. Wstęp

Od początku XX wieku blachy fałdowe są wykorzystywane do budowy przekryć dachowych (rys. 1) zyskując stałe zainteresowanie naukowe i inżynierskie [1]. Blachy fałdowe stalowe lub aluminiowe zabezpieczone przed korozją uważane są za uniwersalne i ekonomiczne elementy dachowe hal, a ich zastosowanie stale wzrasta ze względu na takie zalety jak: niska waga w porównaniu z alternatywnymi rozwiązaniami oraz stosunkowo duża nośność skutkująca dość łatwą i szybką realizacją oraz dogodnymi warunkami transportu.



Rys. 1. Schemat ocieplanego przekrycia dachowego.

*Autor do korespondencji: *j.fangrat@itb.pl*

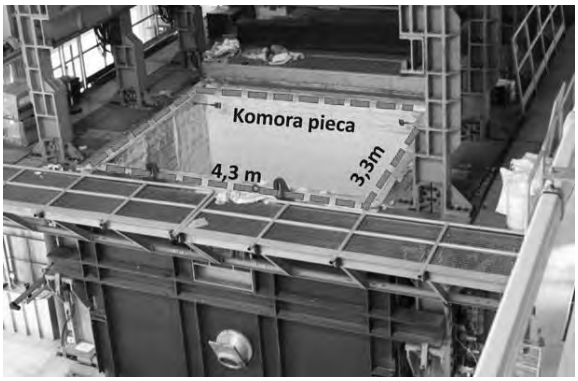
Blacha fałdowa przekryć dachowych pełni funkcję nośną [2, 3], natomiast warstwy termoizolacyjne zwiększają efektywność energetyczną budynku. Jednocześnie jednak mogą zmniejszać jego bezpieczeństwo pożarowe, gdy są wykonane z materiałów palnych, takich jak polistyren ekspandowany (EPS), poliuretan (PUR) lub poliizocyjanuran (PIR), ponieważ zwiększając grubość palnej izolacji cieplnej zwiększamy obciążenie ogniowe budynku.

2. Elementy próbne i metoda badań

Analizie poddano zbiór stu siedemnastu przekryć dachowych pochodzących z bazy badań odporności ogniowej Zakładu Badań Ogniowych Instytutu Techniki. Przekrycia dachowe różniły się rodzajem blachy i izolacji cieplnej, a część z nich nie była izolowana.

Odporność ogniowa to zdolność poszczególnych elementów konstrukcji do spełnienia określonych funkcji w precyzyjnie scharakteryzowanych warunkach pożarowych, a zdolności te mogą być określone w sposób eksperymentalny lub obliczeniowy. Warunki pożarowe odporności ogniowej określa się stosując odpowiednią funkcję temperatury, w zależności od kategorii obiektu budowlanego. W niniejszej analizie przyjęto nominalną zależność temperatura-czas o symbolu N (wzór 1) [4].

Elementy próbne badano zgodnie z PN-EN 1363-1 [5] i PN-EN 1365-2 [6] w pełnoskalowym piecu poziomym (rys. 2) o wymiarach komory ok. 3×4×3 m (szerokość×długość×wysokość). Standardową konfigurację uzupełniano częściowo o dodatkowe pomiary temperatury powierzchni blachy za pomocą termopar typu K.



Rys. 2. Stanowisko do badania odporności ogniowej w Laboratorium Badań Ogniowych ITB.

Podczas badania średnia temperatura w piecu zmieniała się zgodnie ze standardową funkcją N (rys. 3):

$$\mathrm{T} = 20 + 345\log_{10}(8\mathrm{t} + 1) \tag{1}$$

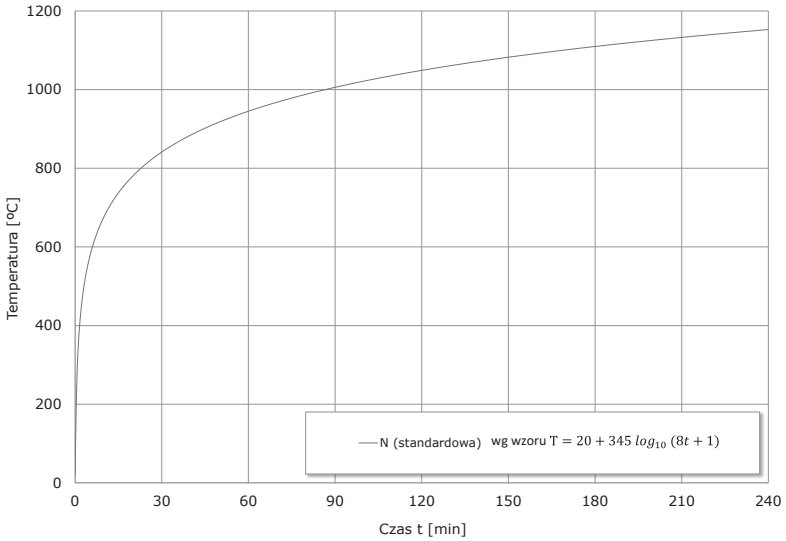
gdzie:

T – średnia temperatura wewnątrz komory pieca symulującej relatywnie małe pomieszczenie w budynku [°C]

t – czas od rozpoczęcia badania odporności ogniowej [min].

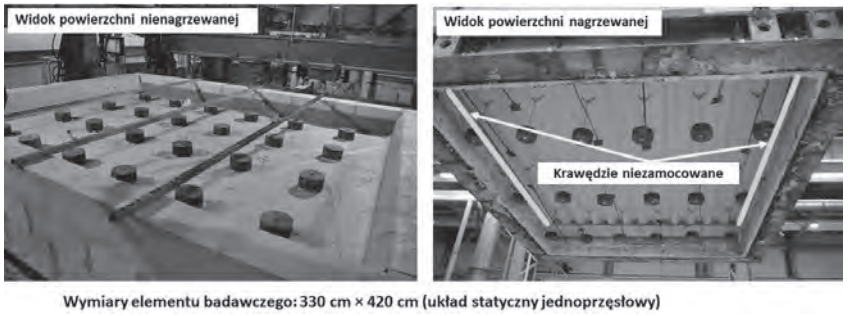
Temperaturę w piecu mierzono za pomocą termometrów płytkowych z dokładnością pomiaru ±0,25K, składających się z płytki ze stopu niklu, przymocowanego do niej termoelementu płaszczowego (typ K) oraz materiału izolującego. Różnicę ciśnienia w komorze pieca w odniesieniu do ciśnienień poza komorą mierzono za pomocą znormalizowanych

czujników pomiarowych i utrzymywano na poziomie 20 Pa, 100 mm pod dolną powierzchnią elementów do badań. Ciśnienie w piecu rejestrowano co 15 sekund.



Rys. 3. Wzrost temperatury T [°C] (funkcja N) według wzoru (1) w badaniu odporności ogniowejw piecu do badania odporności ogniowej.

W celu wywołania określonego stanu naprężeń elementy badawcze dodatkowo obciążano. Aby naprężenia oddawały rzeczywisty charakter pracy konstrukcji blachy, zadano je poprzez obciążniki podwieszone do dolnych półek blach trapezowych. W większości przypadków stosowano również obciążenie przyłożone od góry, w celu symulacji równomiernego obciążenia od śniegu (rys. 4).



Rys. 4. Elementy próbne przekrycia dachowego zamontowane w stanowisku badawczym.

Temperaturę powierzchni stalowej blachy mierzono za pomocą termoelementów typu K z dokładnością pomiaru 1%. Nieosłonięta spoina termoelementu była zgrzana do oczyszczonej górnej powierzchni stalowej blachy trapezowej a drut termoparowy o średnicy 0,5 mm zaizolowany był podwójnym włóknem szklanym. Temperaturę rejestrowano co 15 sekund.

W niektórych przypadkach badań, żadne z kryteriów odporność ogniową nie zostało przekroczone, ale badania były przerywane. Decyzja ta mogła wynikać z wysokiego ryzyka uszkodzenia sprzętu badawczego, zagrożenia dla personelu technicznego obsługującego badanie lub względów ekonomicznych ustalonych między laboratorium a zleceniodawcą.

3. Wyniki badań i dyskusja

Przyjęto, że awarią przekrycia dachowego jest przekroczenie granicznych kryteriów odporności ogniowej w badaniach elementów pełnowymiarowych w ujęciu (rys. 5):
– nośności ogniowej *R,* oceniane poprzez dwa kryteria skuteczności działania kryterium granicznego ugięcia D_{limit} oraz szybkości narastania granicznego ugięcia $(dD/dt)_{\text{limit}}$,
– szczelności ogniowej *E,* ocenianio powstałe pęknieć, utrzymujący się płomieć lub zapalenie się przykładanego do powierzchni nienagrzewanej tampunu bawełnianego,
– izolacyjności ogniowej *I*, oceniano przyrostu temperaury średniej >140 K i maksymalnej >180 K.

Wielkości D_{limit} i $(dD/dt)_{\text{limit}}$ [7] oblicza się następująco:

$$D_{\text{limit}} = \frac{L^2}{400 \cdot d} \; [mm] \tag{2}$$

oraz

$$\frac{dD}{dt}\text{limit} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \; [mm/min] \tag{3}$$

gdzie:
L – jest rozpiętością w osiach podpór, w mm,
D – jest odległością od skrajnego włókna zimnej projektowej strefy ściskanej do skrajnego włókna zimnej projektowej strefy rozciąganej przekroju konstrukcyjnego w mm.

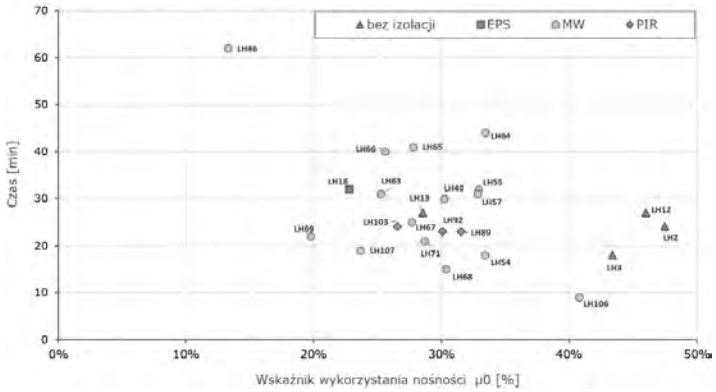


Rys. 5. Obserwacje wizualne – przekrycie dachowe z izolacją EPS i papą bitumiczną.

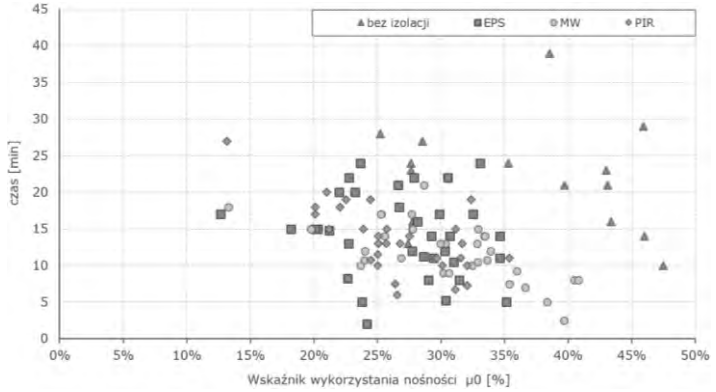
W aktualnym wydaniu normy badawczej PN-EN 1363-1 [5], ujęto jeszcze jedno kryterium, alternatywne do powyższych wymagań (2) i (3). Jest nim kryterium graniczne ugięcia *1,5·D***,** gdzie *D* jest to wartość opisana wzorem (2). Kryterium to zostało również wpisane do normy PN-EN13501-2 [7]. Dla porównania analogiczne norma amerykańska i brytyjska nie zawierają z góry określonych kryteriów dla większości elementów. Norma brytyjska określa, że w przypadku nośnych pionowych elementów budowlanych awaria badanej konstrukcji ma miejsce, gdy próbka nie wytrzyma obciążenia testowego. Podobnie amerykańska norma stwierdza, że ściany nośne, słupy, stropy, dachy i utwierdzone belki zachowują nośność, jeżeli badany element wytrzyma obciążenie przez czas badania odporności ogniowej.

Autorzy [8] zawracają uwagę, że szybkość ugięcia, zazwyczaj odzwierciedla niebezpieczeństwo niestabilności konstrukcji. Ponadto przyznają, że różne materiały zachowują się różnie w ogniu, jednak odradzają tworzenie różnych kryteriów w zależności od grupy materiału.

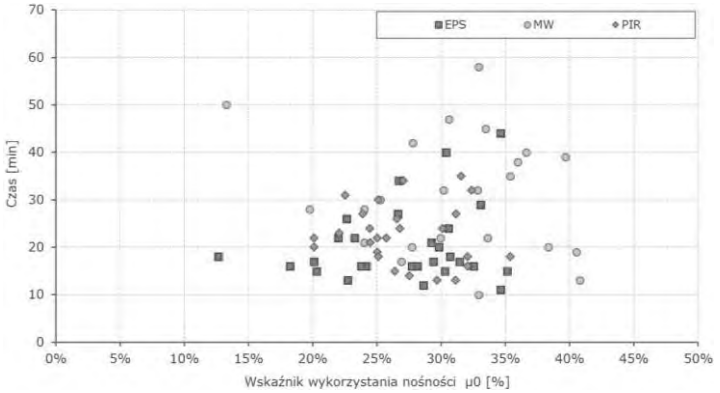
Na rysunkach od 6 do 9 przestawiono czasy osiągnięcia kryteriów odporności ogniowej odniesione do wskaźnika wykorzystania nośności blach o różnych parametrach. Wyniki badań podzielono z uwagi na zastosowaną główną izolację cieplną.



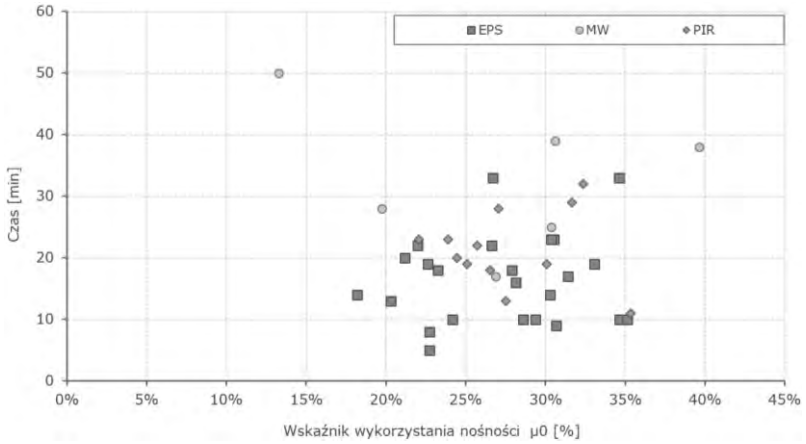
Rys. 6. Czas przekroczenia granicznego ugięcie D_{limit} przekryć dachowych w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności oraz dominującego typu termoizolacji.



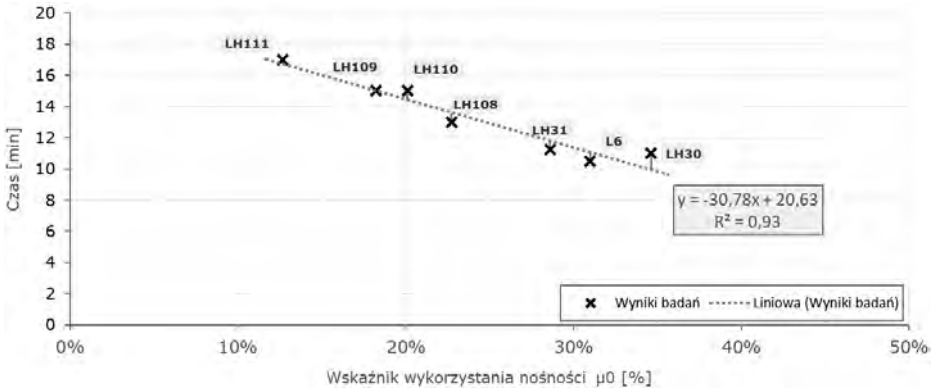
Rys. 7. Czas przekroczenia granicznego kryterium prędkości ugięcia $(dD/dt)_{limit}$ przekryć dachowych z w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności oraz dominującego typu termoizolacji



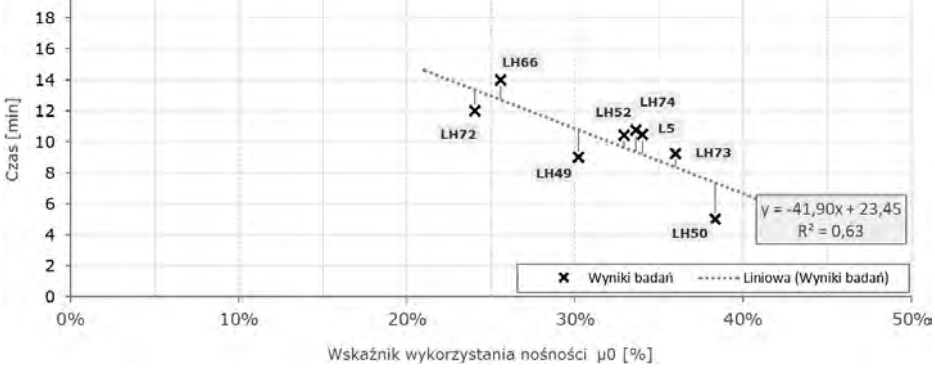
Rys. 8. Czas przekroczenia kryterium izolacyjności ogniowej E przekryć dachowych w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności oraz dominującego typu termoizolacji.



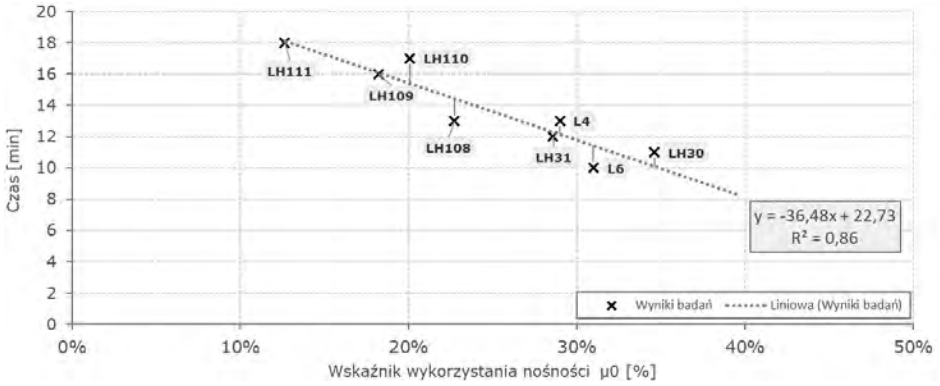
Rys. 9. Czas przekroczenia kryterium izolacyjności ogniowej I przekryć dachowych w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności oraz dominującego typu termoizolacji.



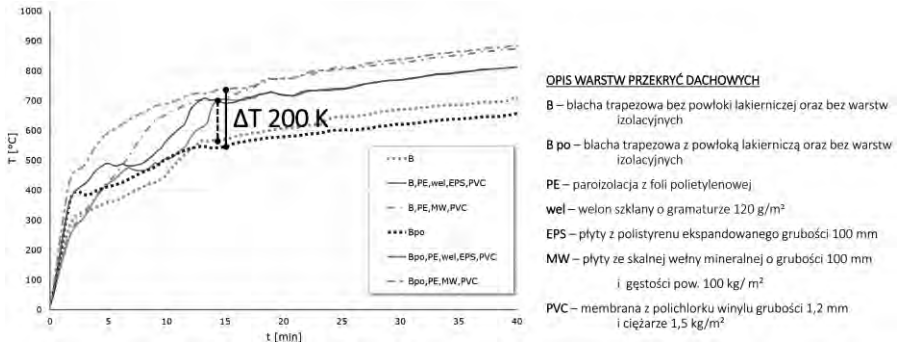
Rys. 10. Zależność wskaźnika wykorzystania nośności i czasu przekroczenia granicznej szybkości ugięcia $(dD/dt)_{\text{limit}}$ przekryć dachowych z blachami o wysokości profilu 92 mm oraz zastosowaną izolacją cieplną z EPS.



Rys. 11. Zależność wskaźnika wykorzystania nośności i czas przekroczenia kryterium prędkości ugięcia $(dD/dt)_{\text{limit}}$ przekryć dachowych z blachami o wysokości profilu 92 mm oraz izolacją cieplną z MW oraz hydroizolacją z PVC.



Rys. 12. Zależność wskaźnika wykorzystania nośności i czasu przekroczenia kryterium szczelności ogniowej E przekryć dachowych z blachami o wysokości profilu 92 mm oraz izolacją cieplną z EPS oraz hydroizolacją z PVC.



Rys. 13. Przyrot temperatury blachy fałdowej w zależności od zastosowanych warstw izolacyjnych.

W 23 przypadkach, w których osiągnięto wartość kryterialną ugięcia D_{limit} (rys. 6) ponad połowę elementów próbnych stanowiły przekrycia dachowe z izolacją cieplną z wełny mineralnej spośród których najszybciej graniczne ugięcie D_{limit} przekroczono w 9 minucie, a najpóźniej w 62 minucie. Oba te eksperymenty reprezentowały skrajne wskaźnik wykorzystania nośności μ_0 równe odpowiednio 40 i 13%. Największe wskaźnik wykorzystania nośności reprezentują blachy trapezowej w badaniach eksperymentalnych bez warstw izolacyjnych.

Graniczną szybkość narastania ugięcia $(dD/dt)_{limit}$ (wzór 3) w przeciwieństwie do kryterium D_{limit} przekroczono w większości eksperymentów tj. w 113,97% zestawionych eksperymentów (rys. 7) i najszybciej przekroczono w 2 minucie a najpóźniej w 39 minucie. Oba eksperymenty nie reprezentowały skrajnych wskaźników wykorzystania nośności obserwowanego zbioru. Po przeprowadzeniu analizy na podrupach dla różnych typów izolacji ternicznych uzyskano dwie silnie statystycznie korelacje liniowe (rys. 10, 11) dla których wykazano, że wraz ze wzrostem wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 czas przekroczenia $(dD/dt)_{limit}$ liniowo spada.

Szczelność ogniowa E została przekroczona w 84 eksperymentach (72%) (rys. 8). Silną korelację między wskaźnikiem wykorzystania nośności μ_0 a czasem osiągnięcia szczelności ogniowej E wykazano tylko w przypadku przekryć dachowych z blachą trapezową o wysokości profila 92 mm oraz termoizolacją z EPS i hydroizolacją z PVC (rys. 12). W przypadku innych typów termoizolacji lub innych typów blachy korelacja między wskaźnikiem wykorzystania nośności a czasem przekroczenia kryterium szczelności ogniowej E były słabe lub umiarkowane co przy niewielkiej liczbie danych uznano jako niewystarczające.

Izolacyjność ogniową I przekroczono w 44 eksperymentach (38% wszystkich eksperymentów) (rys. 9) z czego 26 to przekrycia dachowe z termoizolacją z EPS, 7 z termoizolacją z MW oraz 11 z termoizolacją typu PIR. Pomimo filtrowanie różnych parametrów nie wykazano żadnej istotnej korelacji między wskaźnikiem wykorzystania nośności μ_0 a czasem przekroczenia kryterium izolacyjności ogniowej I. Wykazno natomiast wpływ izolacji cieplnej na wzrost temepratury blachy (rys. 13) co może przyczyniać się do różnych czasów osiągania temeratury krytycznej stalowej blachy fałdowej [3].

4. Wnioski

Na podstawie wykonanych badań i analiz można sformułować następujące wnioski:

1. Graniczną szybkość narastania ugięcia dD/dt osiągano między 2 a 21 minutą badania. Wykazano silną zależność między wskaźnikiem wykorzystania nośności blachy a czasem przekroczenia granicznej szybkości narastania ugięcia.
2. Czas przekroczenia nośności ogniowej (D_{limit} i $(dD/dt)_{\text{limit}}$) maleje wraz ze wzrostem wartości wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 konstrukcyjnej blachy trapezowej. Spadek nośności ogniowej jest różny w przypadku przekryć dachowych z zastosowaną izolacją cieplną wykonaną z EPS lub MW.
3. Czas przekroczenia szczelności ogniowej E maleje wraz ze wzrostem wartości wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 konstrukcyjnej blachy trapezowej.
4. Warstwa izolacyjna, niezależnie od rodzaju, przyczynia się do szybszego przyrostu temperatury blachy trapezowej (nawet o 200ºC).
5. Rodzaj i charakterystyka materiału, z którego wykonano izolację cieplną wpływa na dynamikę rozwoju pożaru i charakter zniszczeń przekrycia dachowego z uwagi na gęstość obciążenia ogniowego.

Literatura

1. Deniston Jr. A.J.: The development and use of roofing nails. *Agr. Eng*., 14, 9–10, 1933.
2. Rokilan M., Mahendran M.: Elevated temperature mechanical properties of cold-rolled steel sheets and cold-formed steel sections. *J. Constr. Steel Res.*, vol. 167, p. 105851, 2020.
3. Roszkowski P., Fangrat J., Critical temperature of roof trapezoidal steel sheets based on fire resistance tests. *Fire Safety Journal*, 141, 2023.
4. PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
5. PN-EN 1363-1:2020-07 Badania odporności ogniowej. Część 1: Wymagania ogólne.
6. PN-EN 1365-2:2014-12 Badania odporności ogniowej elementów nośnych – Część 2: Stropy i dachy.
7. PN-EN 13501-2:2023-09. Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków – Część 2: Klasyfikacja na podstawie wyników badań odporności ogniowej i/lub dymoszczelności, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej.
8. Dumont F., Wellens E., Gernay T., Franssen J.-M., Loadbearing capacity criteria in fire resistance testing, *Mater. Struct.*, vol. 49, no. 11, pp. 4565–4581, 2016.

Selected aspects of failure of roofs with steel trapezoidal sheets in conditions of developed fire

Key words: fire resistance, fire load capacity, fire insulation, fire tightness, fire corrugated sheet, roof covering, heat insulation

AWARIE KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

FAILURES OF CONCRETE STRUCTURES

Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej

ADRIAN CHAJEC*, ANNA HOŁA, JERZY HOŁA, ŁUKASZ SADOWSKI
Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Streszczenie: W opracowaniu przeanalizowano przypadek nowej podłogi betonowej, uszkodzonej wskutek powstania licznych długich i stosunkowo szerokich rys, wykonanej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej. Zaprezentowano rezultaty przeprowadzonych badań podłogi i betonu z wykorzystaniem metod ultradźwiękowej, tomografii ultradźwiękowej, odrywania oraz badań próbek rdzeniowych pobranych z podłogi. Podano ustalone przyczyny powstania rys oraz zalecony do wykonania zakres koniecznych napraw i prac przywracających utracony walor estetyczny podłogi.

Słowa kluczowe: podłoga betonowa, rysy, beton, zbrojenie rozproszone, odwierty rdzeniowe, metody nieniszczące i małoniszczące

1. Wstęp

Podłogi betonowe nazywane zwykle przemysłowymi, znajdują liczne zastosowania w wielkopowierzchniowych halach o różnym przeznaczeniu, magazynach, salach sprzedaży, itp. Od podłóg tych oczekuje się gwarancji spełnienia wymagań dotyczących nośności, odporności na różnego rodzaju oddziaływania, trwałości. Oczekuje się także ich bezawaryjnego wykonania, pozwalającego na nieprzerwane użytkowanie przez założony czas, nie krótszy niż 25 lat [1, 2]. Jak dowodzi praktyka budowlana oczekiwania te nie zawsze są spełnione, ponieważ w podłogach betonowych stosunkowo często pojawiają się różnego rodzaju uszkodzenia wymagające naprawy, takie jak na przykład rysy. Problem ten sygnalizowany jest w wielu pracach, m.in. w [3, 4, 5]. Bez względu na to kiedy uszkodzenia powstały, skutkuje to czasowym brakiem możliwości użytkowania i poniesieniem kosztów związanych z naprawą. Ale skutkuje też utratą waloru estetycznego i to zarówno w odniesieniu do podłogi uszkodzonej, jak i już naprawionej. W przypadku niektórych zastosowań, do których zaliczają się m.in. reprezentacyjne sale wystawiennicze, walor ten ma bardzo duże znaczenie.

W opracowaniu przedstawiono przypadek nowej, nie użytkowanej jeszcze podłogi betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej, w której to podłodze krótko po wykonaniu powstały liczne rysy. Zaprezentowano rezultaty szeregu wykonanych badań, które pozwoliły na ustalenie przyczyn powstania rys i stanowiły podstawy do podjęcia decyzji odnośnie do dalszego losu uszkodzonej podłogi.

*Autor do korespondencji: *adrian.chajec@pwr.edu.pl*

2. Charakterystyka podłogi

Przedmiotowa podłoga betonowa została wykonana w reprezentacyjnej sali wystawienniczej o wymiarach rzutu poziomego 54×42 m, na kondygnacji -1 budynku użyteczności publicznej. Konstrukcja nośna budynku na tej kondygnacji jest szkieletowa i stanowią ją słupy żelbetowe o średnicy 0,4 m, usytuowane na siatce 6×6 m (rys. 1), oparte na żelbetowej płycie fundamentowej. Salę wydzielono z przestrzeni kondygnacji za pomocą ścian wewnętrznych samonośnych, opartych na płycie fundamentowej, wypełniających pola między słupami.

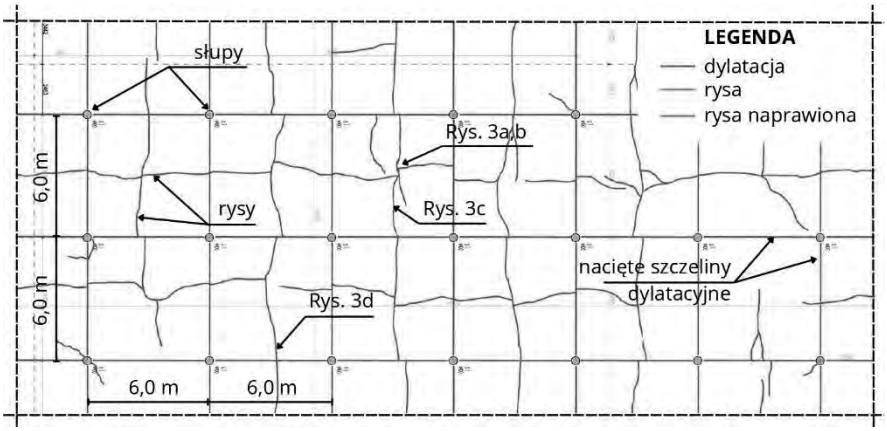


Rys. 1. Widok fragmentu niewykończonej jeszcze sali wystawienniczej.

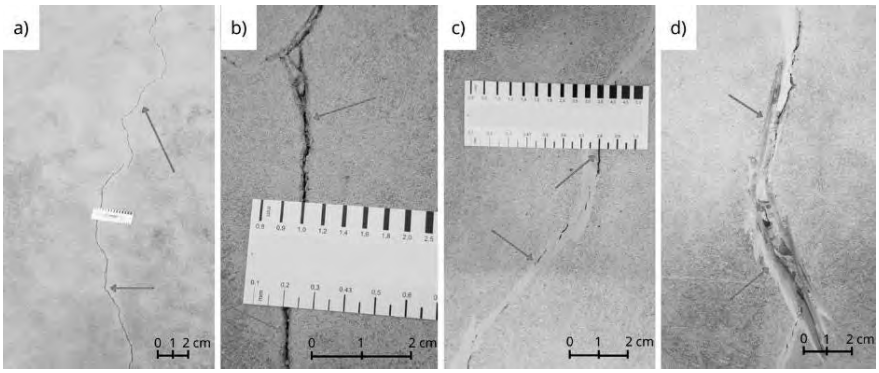
Podłogę zaprojektowano o grubości 160 mm z betonu klasy C25/30. Beton zazbrojono włóknami stalowymi (długość 50 mm, średnica 0,8 mm, gładkie, z haczykowatymi odgięciami na obu końcach), w ilości 15 kg/m^3 i siatką zbrojeniową ze stali klasy AIIIN o oczkach 150×150 mm i średnicy 8 mm. W projekcie nie podano miejsca usytuowania siatki zbrojeniowej w przekroju podłogi. Podłoże zaprojektowano ze styropianu EPS100 grubości 150 mm ułożonego na płycie fundamentowej. Styropian i beton podłogi rozdzielono folią polietylenową. W podłodze zaprojektowano szczeliny dylatacyjne nacinane, podłużne i poprzeczne, usytuowane w osiach słupów i dzielące ją na pola o powierzchni 36 m^2. Ponadto zaprojektowano szczeliny dylatacyjne obwodowe przy ścianach i słupach, na pełną grubość podłogi. Powierzchnię betonu wykończono poprzez zatarcie połączone z równoczesnym utwardzeniem.

3. Opis powstałych rys

Przeprowadzone bezpośrednie badania wizualne powierzchni podłogi wykazały obecność w betonie licznych długich i stosunkowo szerokich rys oraz naciętych szczelin dylatacyjnych, co ilustruje rysunek 2. Szczeliny dylatacyjne o szerokości 4 mm nacięte zostały co 6 m w osiach słupów żelbetowych tak, że podzieliły całą podłogę na pola o powierzchni 36 m^2. Rysy powstały w połowie odległości między naciętymi szczelinami dylatacyjnymi i utworzyły dosyć regularną siatkę dzielącą poszczególne pola podłogi na z reguły cztery albo dwa fragmenty (rys. 2). Maksymalna długość rys wynosi 6 m, natomiast ich szerokość mieści się zasadniczo w przedziale od 0,3 do 1,0 mm. Część rys została nieskutecznie naprawiona poprzez przypowierzchniowe wypełnienie ich materiałem elastycznym. Powyższe stwierdzenia ilustruje przykładowo rysunek 3. Należy ponadto dodać, że podłoga nie była eksploatowana, bo nie został dokonany jej odbiór techniczny z uwagi na ujawnione krótko po jej wykonaniu rysy, które obniżyły do nieakceptowalnego poziomu walor estetyczny nie tylko podłogi, ale i sali wystawienniczej.



Rys. 2. Widok fragmentu podłogi betonowej ze zinwentaryzowanym układem rys i naciętych szczelin dylatacyjnych.



Rys. 3. Przykładowy widok: a) długiej rysy, b) pomiaru szerokości rysy, c) nieskutecznie naprawionej rysy, d) rysy nieprawidłowo przygotowanej do naprawy

4. Ważniejsze wymagania technologiczne i techniczne

W nawiązaniu do analizowanej podłogi, w tabl. 1 zestawiono wybrane, ważniejsze wymagania technologiczne i techniczne dotyczące wykonywania podłóg betonowych wielkopowierzchniowych [1, 5].

Tablica 1. Wybrane ważniejsze wymagania technologiczne i techniczne dotyczące wykonywania betonowych podłóg wielkopowierzchniowych [1, 5].

Wymagania technologiczne i techniczne	
Grubość	Zgodna z projektem, najczęściej ok. 140–250 mm.
Warunki środowiskowe wykonania	Temperatura powietrza w przedziale od +10 °C do +25 °C, Wilgotność względna powietrza w przedziale od 65% do 95%, Zabezpieczenie przed przeciągami i wiatrem.
Wymagania odnośnie do podłoża ze styropianu	Gęstość objętościowa styropianu nie mniejsza niż 35 kg/m^3.
Wymagania odnośnie do szczelin dylatacyjnych nacinanych	Wykonanie szczelin w pierwszych 24 godzinach od ułożenia mieszanki betonowej, Maksymalna wielkość pola utworzonego przez nacięcia do 36 m^2,

c.d. Tablicy 1.

Wymagania odnośnie do szczelin dylatacyjnych nacinanych	Maksymalna długość pola 6 m, Maksymalne proporcje długości boków pola 1:1,5 Minimalna głębokość nacięć od 1/3 do 1/2 grubości podłogi, bez zbrojenia oraz 1/2 grubości podłogi dla betonu ze zbrojeniem rozproszonym, Szerokość szczelin od 3 do 5 mm.
Szczeliny dylatacyjne obwodowe	Na pełną grubość podłogi o szerokości minimum 7 mm, z wypełnieniem nienasiąkliwą, elastyczną pianką.
Właściwości wytrzymałościowe betonu	Wytrzymałości na ściskanie oraz rozciąganie przy zginaniu, zgodne z projektem, lecz nie mniejsze niż odpowiadające klasie betonu C20/25, Minimalna przypowierzchniowa wytrzymałość na rozciąganie 1,5 MPa.
Pęknięcia, rysy	Nie są dopuszczalne.
Nierówności powierzchni	Odchyłki nie przekraczające wielkości podanych w [1].

5. Przeprowadzone badania i ich rezultaty

Aby poznać szczegółowo stan zarysowanej podłogi, w tym podstawowe parametry charakteryzujące beton i ustalić przyczyny powstania rys oraz podjąć właściwą decyzję odnośnie do dalszego losu podłogi, wykonano szereg badań z wykorzystaniem metod nieniszczących i małoniszczących.

5.1. Przeprowadzone badania

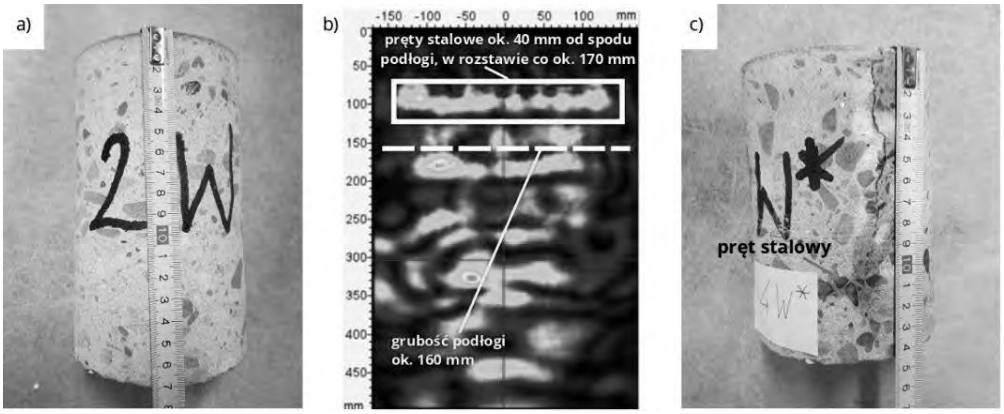
Przeprowadzone badania obejmowały:
- pobranie z podłogi 8 próbek rdzeniowych, 2 w miejscach występowania rys oraz 6 w losowo wybranych miejscach pozbawionych rys, w celu określenia:
  - grubości podłogi i głębokości rys,
  - położenia prętów stalowych w przekroju poprzecznym podłogi,
  - wytrzymałości na ściskanie betonu,
  - jednorodności rozkładu wytrzymałości na ściskanie betonie na grubości podłogi,
  - zawartości zbrojenia rozproszonego w betonie,
- wykonanie badań przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie betonu,
- wykonanie pomiaru głębokości naciętych szczelin dylatacyjnych,
- wykonanie nieniszczących badań grubości podłogi i usytuowania w jej przekroju poprzecznym prętów zbrojeniowych.

5.2. Rezultaty badań

Zestawienia rezultatów badań próbek rdzeniowych pobranych z podłogi dokonano w tabl. 2. Na podstawie tych rezultatów można twierdzić, że grubość podłogi mieści się w przedziale od 145 do 193 mm. Średnia grubość wynosi 161,6 mm i nie odbiega od grubości projektowanej, wynoszącej 160 mm. Natomiast pręty średnicy 8 mm siatki stalowej znajdują się w dolnej strefie w odległości około 40 mm od spodu podłogi. Z rezultatami tymi zbieżne są rezultaty badań uzyskane w losowo wybranych miejscach nieniszczącą metodą tomografii ultradźwiękowej, opisaną m.in. w [5]. Ponadto stwierdzono, że głębokość rys wynosi około 80 mm, co stanowi połowę grubości podłogi. Rezultaty te dokumentuje także przykładowo rys. 4.

Tablica 2. Zestawienie rezultatów badań próbek rdzeniowych.

Oznaczenie próbki	**Grubość podłogi [mm]**	**Odległość pręta zbrojeniowego ø8 od spodu podłogi [mm]**	**Głębokość rysy [mm]**	**Wytrzymałość betonu na ściskanie (f_c) [MPa]**	**Masa stalowego zbrojenia rozproszonego w próbce [g]**	**Zawartość zbrojenia rozproszonego [kg/m^3]**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
1W	165	35	-	33,33	11,6	15,1
2W	170	42	-	32,81	6,8	8,8
3W	139	27	-	39,95	6,1	7,9
4W*	145	47	83	-	-	-
5W*	157	37	78	-	-	-
6W	193	50	-	31,72	6,3	8,2
7W	164	44	-	34,30	6,0	7,8
8W	160	38	-	31,26	5,7	7,5
Wartość średnia	161,6	40,0	80,5	33,90	7,1	9,2
* – próbka rdzeniowa pobrana w miejscu rysy						

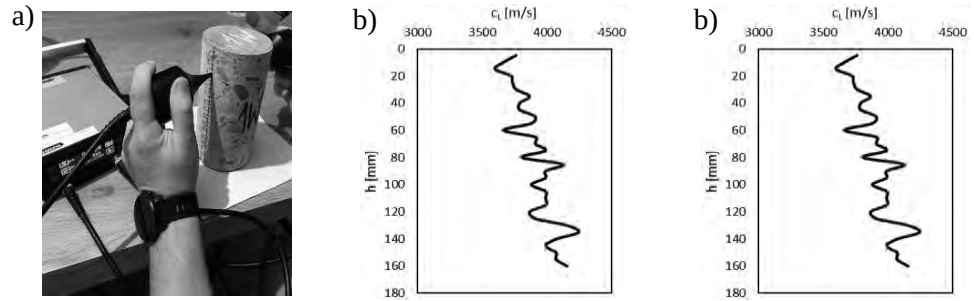


Rys. 4. Udokumentowanie przykładowych rezultatów badań: a) pomiar wysokości próbki rdzeniowej, b) zobrazowanie przekroju poprzecznego podłogi uzyskane metodą tomografii ultradźwiękowej, c) pomiar głębokości rysy.

Natomiast rysunek 5 dokumentuje rezultaty badań jednorodności betonu uzyskane co 10 mm wzdłuż wysokości próbek rdzeniowych, nieniszczącą metodą ultradźwiękową z wykorzystaniem głowic eksponencjalnych [5], o punktowym kontakcie z powierzchnią betonu (rys. 5a). Z rezultatów tych wynika, że wytrzymałość na ściskanie f_c betonu rośnie wraz z wysokością próbki rdzeniowej liczoną od jej powierzchni górnej, co jest zgodne z literaturą [5, 6]. Jednak różnice tej wytrzymałości między strefą górną i dolną próbek są bardzo niewielkie, co wskazuje na dobrą jednorodność betonu na grubości podłogi.

Komentując uzyskane rezultaty wytrzymałości na ściskanie próbek rdzeniowych zamieszczone w kolumnie 5 tabl. 2, należy zauważyć, że średnia wartość tej wytrzymałości jest wysoka i wynosi 33,9 MPa. Nie daje to podstaw do kwestionowania niedochowania klasy betonu przyjętej przez projektanta.

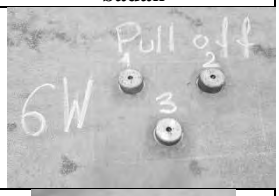
Natomiast rezultaty badań zawartości stalowego zbrojenia rozproszonego, zamieszczone w kolumnie 7 tabl. 2, świadczą o niezgodności z projektem. Zgodnie z projektem zbrojenia tego powinno być 15 kg/m^3, a jest średnio 9,2 kg/m^3, co stanowi niedobór na poziomie 40%.



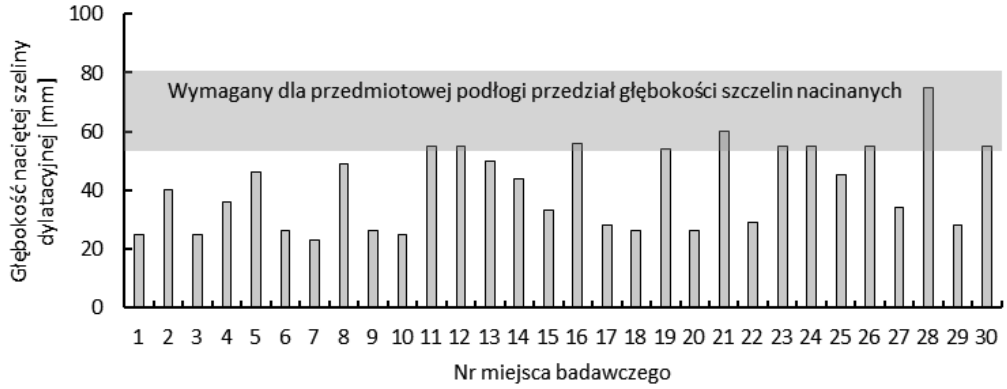
Rys. 5. Przykładowe udokumentowanie rezultatów badań uzyskanych metodą ultradźwiękową: a) widok próbki rdzeniowej 1W badanej metoda ultradźwiękową, b) prędkość fali ultradźwiękowej c_L w funkcji wysokości próbki rdzeniowej 1W, c) wytrzymałość na ściskanie betonu f_c w funkcji wysokości próbki rdzeniowej 1W (obliczona z zależności $f_c = 0{,}6308e^{0{,}001c_L}$).

Wykonano również dla podłogi badania przypowierzchniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie małoniszczącą metodą odrywania [5, 7], których rezultaty zamieszczono w tabl. 3. Uzyskana wartość tej wytrzymałości wynosząca 1,61 MPa, jako średnia z 9 pomiarów wykonanych w 3 losowo wybranych miejscach, nie budzi zastrzeżeń, bo jest wyższa od zwyczajowo wymaganej na poziomie 1,5 MPa.

Tablica 3. Wyniki badania przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie betonu

Miejsca badania	Nr pomiaru	Wartość przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie f_h [MPa]	Udokumentowanie badań
1	1	1,75	
	2	1,44	
	3	1,56	
2	4	1,68	
	5	1,57	
	6	1,42	
3	7	1,89	
	8	1,93	
	9	1,28	
Wartość średnia		1,61	

Zaprezentowane rezultaty badań uzupełniają pomiary głębokości naciętych szczelin dylatacyjnych w podłodze, dokonane w 30 losowo wybranych miejscach. Rezultaty tych pomiarów zaprezentowano na rys. 6, z którego wynika, że 70% szczelin dylatacyjnych zostało naciętych za płytko. Ponieważ beton użyty do wykonania podłogi zawierał stalowe zbrojenie rozproszone, wskazane było wykonanie nacięć głębszych niż min. 1/3 grubości podłogi. Głębokość ta powinna być zbliżona do 1/2 grubości podłogi, co stanowi około 80 mm. Z dokonanych ustaleń wynika ponadto, że szczeliny dylatacyjne nie zostały nacięte po upływie około 24 godzin od ułożenia betonu lub nawet wcześniej, tak jak jest to zalecane m.in. w [8, 9], ale dopiero po upływie 3–4 dni.



Rys. 6. Histogram głębokości nacięcia szczelin dylatacyjnych w podłodze

6. Przyczyny powstania rys

Analizując informacje i rezultaty uzyskane zarówno podczas bezpośrednich badań wizualnych, jak i rezultaty badań uzyskane z wykorzystaniem różnych metod badawczych, z pełną odpowiedzialnością można powiedzieć, że rysy w nowej podłodze powstały wskutek skurczu betonu. Przyczyniło się do tego przede wszystkim:

– nie zaprojektowanie w podłodze zbrojenia górnego w postaci siatki stalowej celem ograniczenia szerokości rys do 0,1–0,15 mm, która to szerokość w reprezentacyjnej sali wystawienniczej byłaby akceptowana,
– przyjęcie na etapie projektowym w składzie betonu za małej ilości stalowego zbrojenia rozproszonego, wynoszącej 15 kg/m^3, zamiast 20–30 kg/m^3 polecanej w literaturze [1] dla podłóg ze szczelinami dylatacyjnymi nacinanymi,
– zmniejszenie o około 40% na etapie wykonawczym ilości zaprojektowanego w składzie betonu zbrojenia rozproszonego,
– zdecydowanie za płytkie i za późne nacięcie szczelin dylatacyjnych,
– duża zmienność grubości podłogi, która mogła ograniczyć możliwość otwarcia płytko naciętych szczelin dylatacyjnych.

7. Wytyczne dotyczące naprawy podłogi

Biorąc pod uwagę brak zastrzeżeń do takich ważnych parametrów charakteryzujących analizowaną podłogę jak grubość, wytrzymałość na ściskanie betonu, przypowierzchniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu, zalecono ją poddać naprawie. Różne sposoby naprawy opisane są w literaturze, m.in. w [1, 8, 9]. W pierwszej kolejności zalecono pogłębienie za płytko naciętych szczelin dylatacyjnych do głębokości wynoszącej około 80 mm. W następnej kolejności, zalecono wykonanie pełnej iniekcji scalającej wszystkie rysy z zastosowaniem żywicy epoksydowej, aplikowanej pakerami zgodnie z [9]. Uznano, że po wykonaniu tych zaleceń i po upływie kilku miesięcy, które miną od wykonania posadzki, do jej naprawy, ryzyko powstania nowych rys skurczowych w betonie jest małe. Następnie, mając na uwadze utracony wskutek powstania licznych rys walor estetyczny podłogi wykonanej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej, zalecono również nałożenie na całą jej powierzchnię epoksydowego systemu posadzkowego grubości 1 mm, dopuszczonego do stosowania w tego rodzaju pomieszczeniach.

8. Podsumowanie

W opracowaniu przeanalizowano przypadek powstania licznych długich i stosunkowo szerokich rys w nowej i nie przekazanej jeszcze do użytkowania wielkowymiarowej podłodze betonowej wykonanej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej. Rysy te obniżyły do nieakceptowanego poziomu walor estetyczny zarówno samej podłogi, jak i sali. W celu poznania szczegółowego stanu technicznego zarysowanej podłogi, w tym podstawowych parametrów charakterryzujących beton użyty do jej wykonania, dokonano szeregu badań z wykorzystaniem metod nieniszczących i małoniszczących. Analiza uzyskanych rezultatów pozwoliła ustalić przyczyny powstania rys, zakwalifikowanych do skurczowych, mających swoje źródła w projektowaniu i w wykonawstwie. Najistotniejsze z nich to zdecydowanie za mała ilość zbrojenia rozproszonego dodanego do betonu oraz za płytko i za późno nacięte szczeliny dylatacyjne. Z uwagi na stwierdzony na podstawie badań, brak zastrzeżeń do grubości oraz wytrzymałości na ściskanie i przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie betonu, zalecono naprawę. W ramach naprawy zalecono pogłębienie za płytko naciętych szczelin dylatacyjnych i pełną iniekcję scalającą rysy. Natomiast w celu przywrócenia waloru estetycznego zaproponowano nałożenie na całą powierzchnię podłogi epoksydowego systemu posadzkowego.

Literatura

1. Hajduk P.: Projektowanie i ocena techniczna betonowych podłóg przemysłowych, Wydawnictwo PWN, Warszawa 2020.
2. Garbacz A.: Problematyka posadzek przemysłowych w działalności RILEM. Materiały Budowlane, nr 9/2004.
3. Noakowski P.: Nadmierne rysy w posadzce przemysłowej – geneza i waga zjawiska. W: Monografia Awarie Budowlane, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Szczecin 2017, s. 327–336.
4. Czopkowska-Lewandowicz M.: Przyczyny uszkodzeń nowej posadzki betonowej w hali wysokiego składowania. W: Monografia Awarie Budowlane, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, Szczecin 2017, s. 879–888.
5. Sadowski Ł., Hoła J.: Non-destructive diagnostics of concrete floors. Methods and case studies, CRS Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, London, New York, 2023.
6. Sadowski Ł., Hoła A., Hoła J.: Methodology for controlling the technological process of executing floors made of cement-based materials. Materials 13/2020, art. 948.
7. Garbacz A., Woyciechowski P., Adamczewski G., Piotrowski T.: Nieniszczące badania i oceny jakości posadzek budowlanych. W: Diagnostyka obiektów budowlanych. Część 2. Badania i oceny elementów i obiektów budowlanych, Wydawnictwo PWN, Warszawa 2021, s. 235–276.
8. Drobiec Ł.: Przyczyny uszkodzeń i sposób naprawy posadzki ze styrobetonu. Materiały Budowlane nr 10/2019, s. 4–7.
9. Hajduk P.: Ocena stanu technicznego podłóg przemysłowych – najczęstsze przyczyny i objawy uszkodzeń i wad oraz sposób napraw. W: XVII Konferencja Naukowo-Techniczna Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce-Cedynia 2022, s. 327–364.

Causes of cracks in the new concrete floor in the representative exhibition room

Key words: concrete floor, cracks, concrete, steel fibers, nondestructive and semidestructive methods

Katastrofa budowlana belki żelbetowej na skutek braku spełnienia wymagań konstrukcyjnych

ŁUKASZ DROBIEC*
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie: Opisano przypadek katastrofy belki żelbetowej o znacznej, ponad 31 metrowej rozpiętości. Belka runęła w momencie rozpierania szalunków. Przeprowadzono badania materiałowe betonu i stali, które wykluczyły wpływ parametrów wytrzymałościowych tych materiałów na powstanie uszkodzeń. Wykonana analiza wykazała, że przyczyną katastrofy były błędy projektowe i wykonawcze, w tym niezachowanie normowych wymagań konstrukcyjnych.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, katastrofa budowlana, warunki konstrukcyjne, błędy wykonawcze

1. Wprowadzenie

Przepisy normowe, oprócz zaleceń dotyczących zagadnień materiałowych oraz zasad obliczania konstrukcji, zawierają także szereg mniej lub bardziej szczegółowych zaleceń oraz wymagań konstrukcyjnych. Podane w normach zalecenia projektowe dotyczące sprawdzania stanów granicznych obowiązują jedynie, gdy konstrukcja spełnia wymagania konstrukcyjne, ponieważ przyjęte uproszczenia modelu obliczeniowego pozwalają zapewnić odpowiedni poziom bezpieczeństwa konstrukcji przy zachowaniu warunków konstrukcyjnych. Dlatego wszelkie zalecenia i wymagania konstrukcyjne, które zawierają normy projektowania należy traktować, jako równorzędne z zaleceniami dotyczącymi prowadzenia obliczeń.

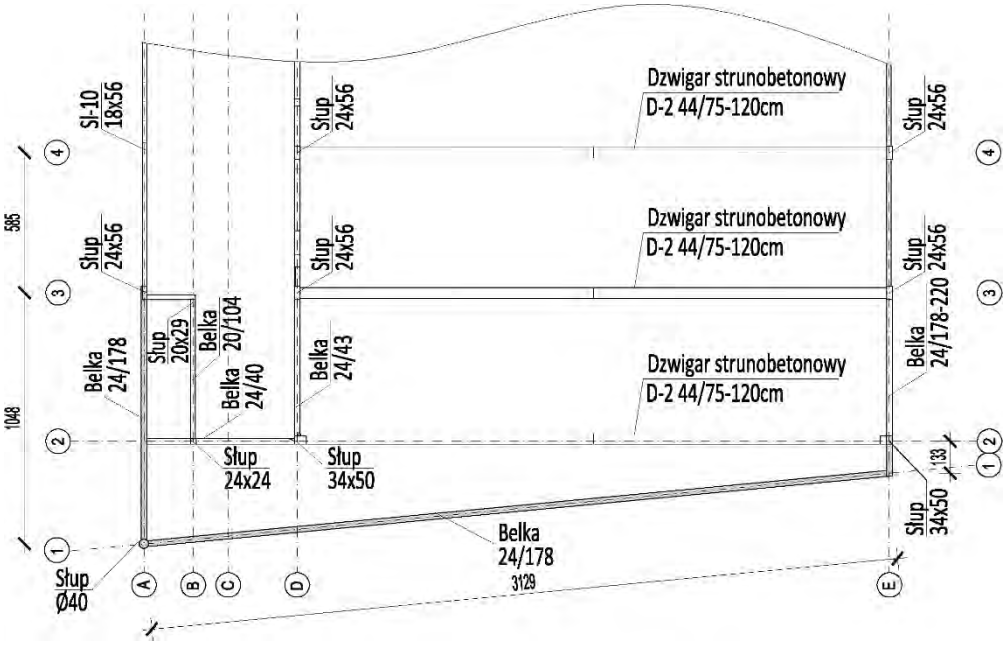
W niniejszym rozdziale omówiono katastrofę budowlaną belki żelbetowej o rozpiętości w osiach podpór równej 31,29 m, której główną przyczyną było niespełnienie wymagań konstrukcyjnych zawartych w normie Eurokod 2 [1]. Dodatkowo przeprowadzona analiza wykazała, że podczas projektowania i wykonywania popełniono błędy.

2. Opis obiektu

Belka skrajna, która ulegała awarii to frontowy element przebudowywanego pawilonu handlowego (rys. 1 – belka w osi 1). Miała ona przekrój o wymiarach 0,24×1,78 m i rozpiętość w osiach podpór 31,29 m. Belkę zazbrojono podłużnie 9 prętami średnicy 25 mm (A-IIIN) dołem i 4 prętami ϕ16 (A-IIIN) górą. Przewidziano połączenia prętów podłużnych na zakład w 4 przekrojach (po 2 z obu stron belki). Pierwsze połączenie na zakład przewidziano w odległości 8,88 m od osi A i 8,96 m od osi E, a drugie 11,33 od osi A i 11,41 m od osi E.

*Autor do korespondencji: *lukasz.drobiec@polsl.pl*

Długość połączeń na zakład wynosiła 40 cm. Dodatkowo zaprojektowano zbrojenie podłużne wzdłuż wysokości belki z prętów średnicy 12 mm (A-IIIN) i zbrojenie dolne przypowierzchniowe z prętów średnicy 6 mm. Strzemiona zaprojektowano jako czterocięte z prętów średnicy 8 mm (A-I) w rozstawie co 27 cm w strefie środkowej i co 10 cm w strefach przypodporowych.



Rys. 1. Rzut frontowej części obiektu.

Belka skrajna opiera się na wsporniku belki w osi E o osiowym wysięgu 1,33 m i przekroju takim jak belka skrajna. Belka w osi E na wsporniku zbrojona jest dołem 3 prętami ϕ12 mm (A-IIIN) i górą 5 prętami ϕ16 mm (A-IIIN). W przęśle belka w osi E ma wysokość zwiększoną o 45 cm i jest zbrojona dołem 3 prętami ϕ16 mm (A-IIIN) oraz górą 5 prętami ϕ16 mm (A-IIIN). Strzemiona dwucięte z prętów średnicy 6 mm rozłożono w przęśle co 20 cm, a na wsporniku co 14 cm. Dodatkowo, podobnie jak w belce skrajnej, zaprojektowano zbrojenie podłużne wzdłuż wysokości belki z prętów średnicy 12 mm (A-IIIN) i zbrojenie dolne przypowierzchniowe z prętów średnicy 6 mm.

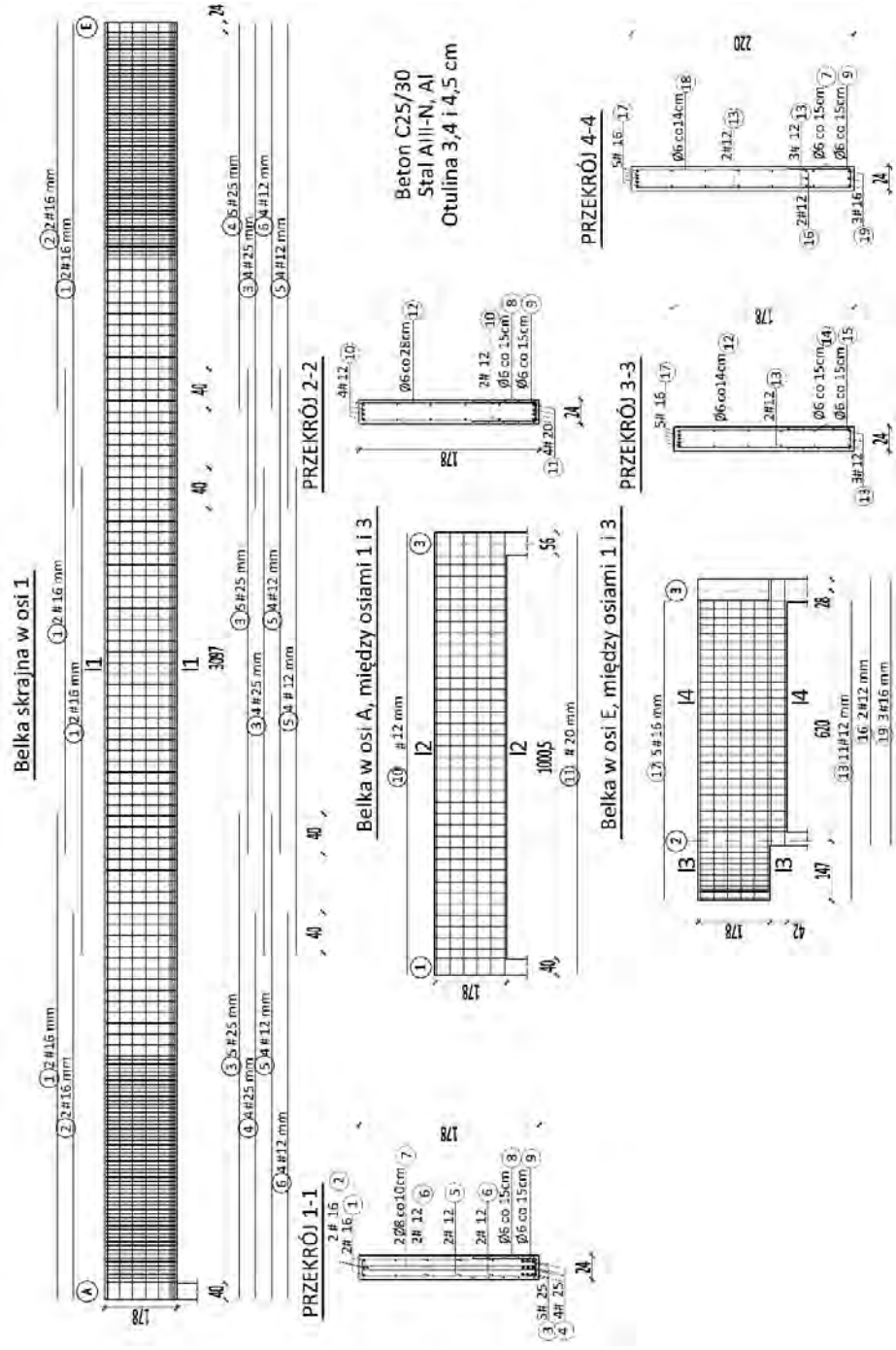
W osi A belka skrajna opiera się na słupie o przekroju okrągłym średnicy 40 cm. Słup zbrojony jest 6 prętami średnicy 16 mm (A-IIIN) i strzemionami ϕ6 mm (A-I) w rozstawie co 20 cm, zagęszczonym do połowy przy krańcach słupa.

Na słupie, w osi A, między osiami 1 i 3 opiera się również inna belka, o rozpiętości w osiach 10,48 m i przekroju 24×178 cm. Zazbrojono ją dołem 4 prętami ϕ20 mm (A-IIIN) i górą 4 prętami ϕ12 mm (A-IIIN). Strzemiona dwucięte z prętów średnicy 6 mm rozłożono co 28 cm.

Widok zbrojenia belki z projektu pokazano na rys. 2.

Pawilon handlowy, poza strefą uszkodzeń, ma konstrukcję żelbetową, z murowanym wypełnieniem z bloczków silikatowych klasy 15 o grubości 18 i 24 cm. Elementy żelbetowe (słupy i belki) zaprojektowano z betonu C25/30. Na słupach wsparto strunobetonowe dźwigary dachowe, a na nich pokrycie z blachy trapezowej z docieplenieniem i membraną. Obiekt posadowiono na gruntach nośnych w postaci glin piaszczystych przewarstwionych piaskiem drobnym, na poziomie -1,05 m ppt. Budynek posadowiono na ławach i stopach fundamentowych

na 10 cm warstwie chudego betonu C8/10. Ściany podziemne zaprojektowano z bloczków betonowych z betonu C16/20 na zaprawie cementowo-wapiennej.



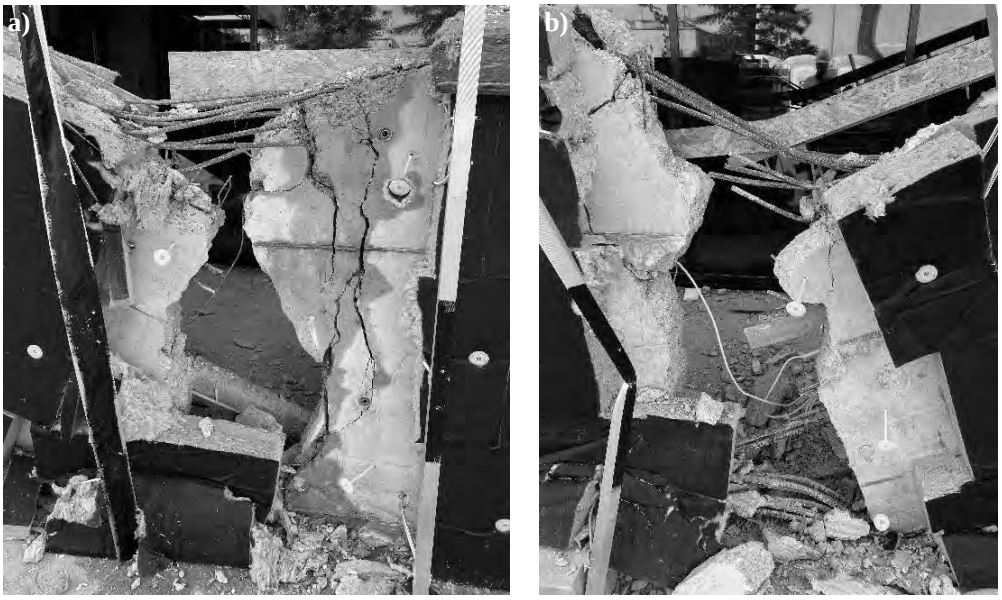
Rys. 2. Zbrojenie belek, które uległy awarii

3. Katastrofa budowlana

W lipcu 2021 r., podczas zdejmowania szalunków, runęła skrajna belka żelbetowa o rozpiętości 31,29 m. Belka podzieliła się na 3 elementy. Płaszczyzny podziału odpowiadają lokalizacji projektowanych drugich zakładów zbrojenia podłużnego (zob. rys. 2) Wraz z belką zniszczeniu uległy: słup w osiach A i 1 – złamany na wysokości terenu, stopa fundamentowa pod słupem, belka w osi A, między osiami 1–3 oraz wspornik w osi E, między osiami 1–2. Przed rozdeskowaniem na belce założono docieplenie. Widok uszkodzonych elementów pokazano na rys. 7–18.



Rys. 3. Belka skrajna po katastrofie.



Rys. 4. Strefa przełamania belki skrajnej: a) od strony osi E, b) od strony osi A.



Rys. 5. Deformacja belki ze wspornikiem w osi E.



Rys. 6. Uszkodzenie wspornika.



Rys. 7. Szczegół uszkodzenia wspornika i strefy podporowej (po demontażu ocieplenia).



Rys. 8. Deformacja belki w osi A i słupa.



Rys. 9. Szczegół uszkodzenia słupa.

4. Wykonane badania

Przeprowadzono badania betonu i stali zbrojowej na próbkach pobranych z belki skrajnej. Beton badano na 3 odwiertach rdzeniowych o średnicy 98 mm (rys. 10). W próbkach odwiercono zbrojenie w postaci prętów średnicy 8 mm. Wyniki badań skorygowano według wzoru Brunarskiego [2]:

$$f_{c,i}^{*} = f_{c,i}\,(1 + 1{,}5\,(\Sigma\phi_i\, a_i\,/dh) \tag{1}$$

gdzie:

$f_{c,i}^{*}$ – wytrzymałość próbki skorygowana o wpływ zbrojenia,
$f_{c,i}$ – wytrzymałość próbki ze zbrojeniam,
ϕ_i – średnia i-tego pręta
a_i – najmniejsza odległość osi i-tego pręta od powierzchni czołowej próbki;
d – średnica próbki,
h – wysokość próbki.



Rys. 10. Badanie próbek betonu: a) próbki przygotowane do badań, b) badanie w maszynie wytrzymałościowej.

Wyniki badań pokazano w tablicy 1.

Tablica 1. Wyniki badań betonu.

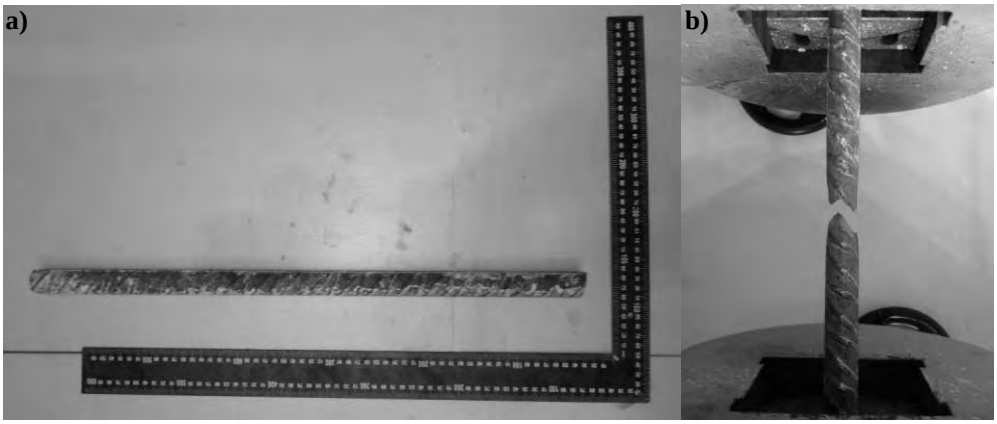
Lp.	Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,i}$, MPa	Skorygowana o wpływ zbrojenia wytrzymałość na ściskanie $f_{c,i}^{*}$, MPa	Skorygowana o wpływ zbrojenia wytrzymałość średnia, f_c^{*} MPa
1	33,93	35,33	31,33
2	24,53	26,10	
3	31,19	32,54	

Przeprowadzono kwalifikację uzyskanych wytrzymałości betonu próbek do klasy betonu zgodnie z normą PN-EN-206 [3]. Stwierdzono, że badany beton można zakwalifikować do klasy wytrzymałościowej C20/25. Oznacza to, że beton w belce skrajnej był o jedną klasę niższy niż to zakładał projekt.

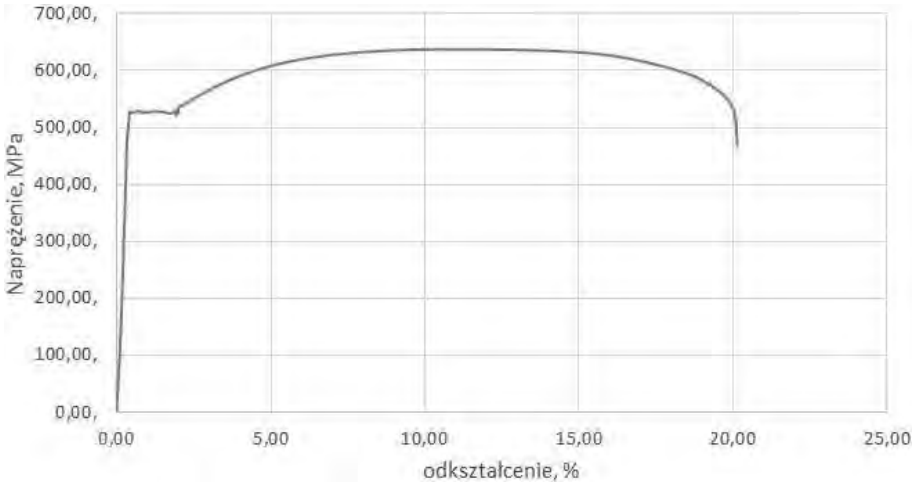
Przeanalizowano zbrojenie belki skrajnej, które widoczne było w strefach uszkodzeń po awarii. Analizowano użebrowanie zbrojenia w celu określenia klasy zastosowanej stali [4, 5]. Stwierdzono, że belka zbrojona jest prętami średnicy 25 mm, a użebrowanie wskazuje na zastosowanie stali B500SP, być może Epstal (nie stwierdzono znaku Epstal na prętach).

Ze strefy uszkodzeń belki pobrano do badań jeden pręt o średnicy 25 mm i długości 58 cm. Pręt przetransportowano do laboratorium i poddano próbie rozciągania (rys. 11). Badanie przeprowadzono zgodnie z PN-EN ISO 6892-1 [6]. Uzyskany z badań wykres naprężenie-odkształcenie pokazano na rys. 12.

Z badań pręta uzyskano średnią granicę plastyczności f_{yk} = 529,1 MPa i wytrzymałość na rozciąganie f_{tk} = 637,3 MPa. Odkształcenie przy maksymalnej sile wynosi ε_{uk} = 11,2%, a stosunek f_{tk} / f_{yk} = 1,21. Stal spełnia zatem wymagania klasy ciągliwości C według Eurokodu i jej parametry są zgodne ze stalą kasy A-IIIN, gatunku B500SP ze znakiem Epstal.



Rys. 11. Badanie próbki stali: a) pręt przygotowany do badań, b) pręt po badaniu.



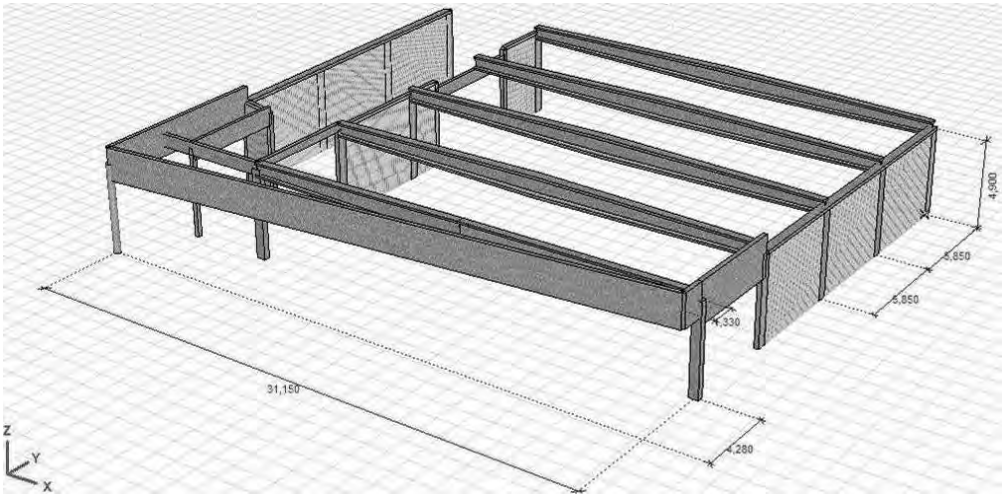
Rys. 12. Badanie próbki stali: a) pręt przygotowany do badań, b) pręt po badaniu.

5. Analiza obliczeniowa

Obliczenia wykonano w przestrzennym modelu zbudowanym w programie AxisVm X6. Belki i słupy modelowano jako elementy liniowe, ściany wypełniające jako elementy powłokowe, a wieńce jako żebra w powłoce. W obliczeniach przyjęto stal B500SP ze znakiem Epstal oraz beton klasy C20/25, zgodnie z wynikami badań (zob. Załącznik nr 1). Widok modelu pokazano na rys. 13.

Analizę prowadzono w stanie projektowym, gdzie analizowano wszystkie obciążenia (ciężar własny, obciążenia stałe elewacji i dachu, obciążenie śniegiem z zaspa śnieżną przy attyce, oraz obciążenia wiatrem z trzech kierunków jako schematy wzajemnie wykluczające się). Dodatkowo analizy wykonano w stanie awarii, gdzie uwzględniono tylko ciężar własny,

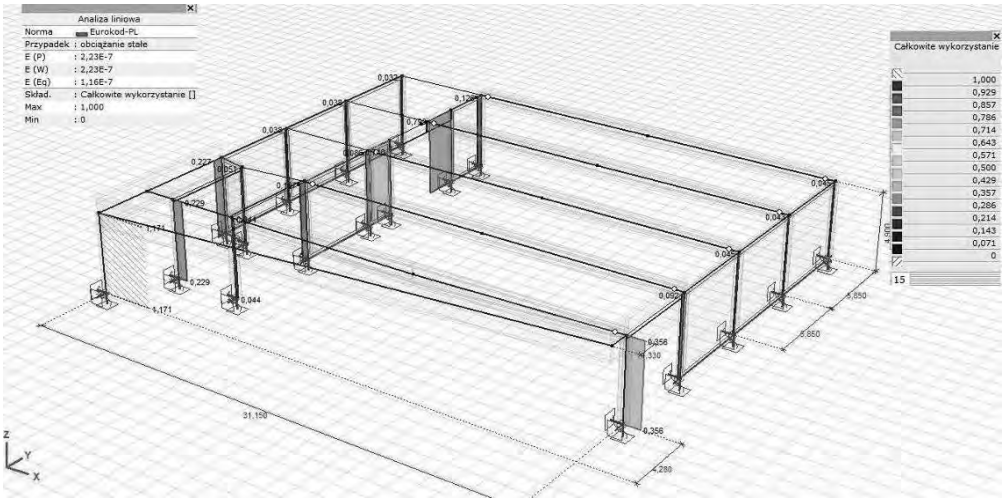
obciążenia stałe elewacji i dachu, bez współczynników bezpieczeństwa. Analizowano spełnienie stanów granicznych nośności (SGN), stanów granicznych użytkowalności (SGU), normowych wymagań dotyczące trwałości oraz normowych wymagań konstrukcyjnych.



Rys. 13. Widok modelu (model zdenerwowany z grubościami elementów i teksturą).

Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń stwierdzono, że:

– Belka skrajna była poprawnie zaprojektowana. Warunki SGN i SGU są spełnione. Wynika stąd, że przyczyną awarii nie był błąd zawiązany z zaprojektowaniem z uwagi na stany graniczne.
– W belce skrajnej nie zachowano zalecenia normy dotyczącego klasy betonu. Dla klasy ekspozycji XC3 zalecana przez normę PN-EN 1992-1-1:2008/NA2018-11 minimalna klasa betonu to C30/37. Projektant przyjął klasę niższą C25/30. Warunek nominalnej otuliny nie jest spełniony dla dolnego zbrojenia przypowierzchniowego belki z prętów ϕ6.
– Długość zakładu prętów według Eurokodu dla stanu projektowanego wynosi 1,75 m. W projekcie przyjęto zakotwienie znacznie mniejsze, równe 0,4 m. Sprawdzenie długości zakładu dla schematu obciążeń stałych (bez współczynników obciążenia), czyli dla obciążeń w chwili awarii wykazało, że długość zakładu powinna wynosić 1,22 m. Warunek konstrukcyjny zakładu prętów nie jest zatem spełniony ani dla stanu projektowanego (wszystkie obciążenia, w tym śnieg i wiatr), ani dla stanu awarii.
– W belce skrjanej nie spełniono zaleceń PN-EN 1992-1-1 [1] dotyczących stosunku rozpiętości l do wysokości użytecznej przekroju d, które wynosi l/d = 14. W przedmiotowej belce stosunek ten wynosi l/d =31,29/1,669 = 18,8.
– Belka w osi E (ze wspornikiem) w stanie projektowym nie spełnia warunków stanu granicznego nośności na zginanie, ścinanie i skręcanie. W stanie awarii warunki te również nie są spełnione (wytężenie 436%).
– Belka w osi A w stanie projektowym nie spełnia warunków stanu granicznego nośności na zginanie, ścinanie i skręcanie. W stanie awarii warunki te również nie są spełnione (wytężenie 178%).
– Słup w osiach A i 1 nie spełnia warunków SGN i SGU dla stanu projektowanego. Wytężenie słupa dla stanu projektowego wynosi 176%, a w stanie awarii 117% (rys. 14).



Rys. 14. Maksymalny stopień wykorzystania słupów (stan podczas awarii).

6. Przyczyny powstania katastrofy

Analiza uszkodzeń pozwala na stwierdzenie, że belka nie była wykonana w sposób poprawny (nieodpowiednie zagęszczenie betonu), oraz, że nie była wykonana w pełni zgodnie z projektem. Na rys. 6 widać wyraźnie, że dolna powierzchni belki była naprawiana przez szpachlowanie materiałami naprawczymi. Świadczy to o niedokładnym zabetonowaniu (zawibrowaniu betonu). Połączenia na zakład pracują poprawnie jedynie w przypadku dokładnego otulania prętów betonem. Na rys. 4 widać wyraźnie, że wszystkie pręty zbrojeniowe łączono w jednej płaszczyźnie, a projekt zakładał połączenie w dwóch płaszczyznach z każdej strony belki. Na konto Wykonawcy zaliczyć należy zastosowanie betonu o klasę niższego niż to zakładał projekt.

Analiza obliczeniowa wykazała, że belka skrajna obliczona została poprawnie i od ciężaru własnego oraz obciążeń stałych (obciążenia przy awarii) nie powinna się zawalić. Jednakże obliczenia elementów znajdujących się w bezpośredniej bliskości belki skrajnej, czyli słupa oraz belek w osiach A i E wykazują już niepełnienie stanów granicznych nośności nawet dla obciążeń występujących podczas awarii. Wpływ na taki stan, a w szczególności na obliczenia belki ze wspornikiem, miało zapewne wykonanie obliczeń jako płaskich, dla każdego elementu osobno. Nie pozwoliło to na uwzględnienie wpływu deformacji belki skrajnej o znacznej rozpiętości na wspornik belki w osi E. Deformacje belki skrjanej powodują bowiem silne ścinanie i skręcanie wspornika podporowego. Wpływ skręcania i ścinania potwierdza obraz uszkodzeń belki. Duże, choć nieco mniejsze skręcanie i ścinanie występowało też w belce zabudowanej w osi A, między osiami 1 i 3. W projekcie przyjęto długości zakotwienia trzykrotnie mniejsze niż to zakłada Eurokod, a belka złamała się w miejscach zakładu zbrojenia.

Podsumowując przyczyną awarii i zawalenia się belki skrajnej była synergia następujących czynników: nieodpowiedniego zaprojektowania belek w osiach A i E, szczególnie z uwagi na ścinanie i skręcanie, nieodpowiedniego zaprojektowania słupa w osiach A i 1, nieodpowiedniego zaprojektowania zakładów zbrojenia, wykonania zakładów zbrojenia niezgodnie z projektem i niedokładnego zabetonowania belki. Zmniejszenie klasy betonu należy tu traktować jako drugorzędne.

Do błędów projektowych zaliczyć należy:
– Przyjęcie zbyt małego przekroju belki. Zgodnie z zaleceniem PN-EN 1992-1-1 [1] (nie jest jednak sztywny warunek) i zaleceniami podanymi w [7–9] belka powinna mieć wymiary około 2,1×0,6 m. Warunek ten nie decydował jednak o wystąpieniu awarii.
– Przyjęcie zbyt niskiej klasy betonu. Zgodnie z zaleceniem PN-EN 1992-1-1 [1] (nie jest jednak sztywny warunek) klasa betonu belki skrajnej powinna wynosić C30/37. Warunek ten nie decydował o wystąpieniu awarii.
– Przyjęcie zbyt małych zakładów prętów. Warunek ten decydował o wystąpieniu awarii.
– Nieodpowiednie obliczenie belek w osiach A i E oraz słupa w osiach A i 1. Warunek ten decydował o wystąpieniu awarii.
– Z przekazanych obliczeń projektu wykonawczego i budowlanego nie wynika, czy uwzględniono możliwość wytworzenia się na dachu zaspy śnieżnej przy belce skrajnej.
– Zastosowanie dla ciężaru własnego (obciążenie dominujące) współczynnika bezpieczeństwa 1,1 zamiast 1,35 (belkę zaprojektowano na podstawie norm z pakietu eurokodów).

Do błędów wykonawczych zaliczyć należy:
– Nieodpowiednie ułożenie i zagęszczenie betonu. Błąd ten decydował o awarii.
– Wykonanie zakotwień prętów w jednej, a nie w dwóch płaszczyznach, jak to zakładał projekt. Błąd ten decydował o awarii.
– Zastosowanie betonu o klasę niższego niż to zakładał projekt. Błąd ten nie decydował o awarii.
– Mocowanie elewacji na belce przed jej rozdeskowaniem (dodatkowe obciążenie).

Trudno jednoznacznie wskazać dominująca przyczynę powstania katastrofy. Wydaje się jednak, że gdyby długości zakotwienia były poprawne to nie doszłoby do załamania i upadku belki. Oczywiście z uwagi na zbyt małą nośność na ścinanie i skręcanie w belkach w osiach A i E doszłoby do zarysowania.

7. Podsumowanie

Przedstawiony przykład katastrofy budowlanej żelbetowej belki o znacznej rozpiętości pokazuje jak ważne jest spełnienie wymagań konstrukcyjnych. Nie zaprojektowano odpowiednich zakładów zbrojenia, a na budowie dodatkowo wykonano wszystkie zakłady w jednej płaszczyźnie. Dlatego ważne jest, aby odpowiednio uważnie sprawdzać projekt, jak również sprawdzać i odbierać zbrojenie przed zabetonowaniem odpowiedzialnych konstrukcji. W analizie uszkodzonych obiektów pomocne są zwykle metody nieniszczące [10, 11].

Literatura

1. PN-EN 1992: 2008/NA:2018-11. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu: Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
2. Brunarski L.: Określanie klasy betonu na podstawie diagnostycznych badań konstrukcji. XIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Gliwice-Ustroń, 1998, s. 7–20
3. PN-EN-206:2014-04 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
4. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom I. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2014.
5. Drobiec Ł.: Określenie parametrów stali zbrojeniowej w konstrukcji. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 26–29 marca 2014 r., tom I, s. 181–256.
6. PN-EN ISO 6892-1:2016-09 Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.
7. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom 1. Wydanie XVII. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2022.
8. Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe. Tom 1. Arkady, Warszawa, 1984 r.

9. Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2. Wydanie I – 1-dodruk. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2013.
10. Drobiec Ł.: Techniki diagnostyczne i sprzęt umożliwiające badania obiektów budowlanych i situ. Materiały XVII Konferencji Naukowo-Technicznej. Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego. Kielce-Cedzyna, 19–21 października 2022, s.: 241–259.
11. Drobiec Ł.: Badania nieniszczące wykorzystywane w praktyce budowlanej. Badania nieniszczące i diagnostyka, nr 3/2018, s. 76–80.

Structural collapse of reinforced concrete beam due to a failure to fulfil structural requirements

Key words: reinforced concrete structures, structural collapse, structural conditions, engineering flaws

Stan awaryjny żelbetowej estakady spowodowany korozją materiałów konstrukcyjnych

JACEK HULIMKA*
Politechnika Śląska

Streszczenie: W opracowaniu pokazano przemysłową estakadę o konstrukcji żelbetowej, po około 60 latach eksploatacji. Stan techniczny obiektu określono jako awaryjny, na co składały się bardzo silne uszkodzenia korozyjne betonu i stali korozyjnej oraz wtórnych, stalowych wzmocnień. Wykonane badania betonu wykazały bardzo silne skażenie betonu jonami chlorkowymi, źródłem których była woda technologiczna. Jako przyczyny obserwowanego stanu uznano opisane skażenie chemiczne, wykonanie konstrukcji ze słabego betonu i z niewystarczającymi otulinami zbrojenia, narażenie na wpływy atmosferyczne oraz zbyt późno wykonane, niestaranne naprawy i nieskuteczne wzmocnienia. W przewidywaniu dłuższego okresu działania, jako konieczne uznano zastąpienie estakady nową konstrukcją, przystosowaną do trudnych warunków eksploatacji.

Słowa kluczowe: żelbet, estakada przemysłowa, stan awaryjny, korozja, skażenie chemiczne, karbonatyzacja

1. Wprowadzenie

Żelbet jest materiałem konstrukcyjnym najczęściej wykorzystywanym w konstrukcjach budowlanych, w tym przemysłowych. Tym samym część wykonanych z niego konstrukcji lub ich elementów jest stale lub okresowo narażona na działanie różnego rodzaju substancji agresywnych, a także na bezpośrednie lub pośrednie oddziaływanie warunków atmosferycznych. Wybrane czynniki oddziaływać mogą destrukcyjnie na beton, stal zbrojeniową lub obydwa te materiały jednocześnie.

W stosunkowo nowych konstrukcjach, w których odczyn pH betonu jest wyższy od 11,8, otulina betonowa wokół prętów zbrojeniowych zapewnia powierzchniową pasywację stali i jej ochronę przed korozją. Skuteczność takiej ochrony jest jednak uzależniona nie tylko od odczynu betonu w otoczeniu prętów zbrojeniowych, ale także od szczelności samej otuliny − a ta może być niewłaściwa wskutek wad struktury betonu (na przykład jego rozsegregowania) lub uszkodzeń, w tym mechanicznych. Ochrona zbrojenia warstwą pasywacyjną ma charakter zanikający w czasie wskutek zjawiska karbonatyzacji betonu wywołanej reakcją jego składników z dwutlenkiem węgla. Zjawisko to jest nieuniknione, lecz jego rozwój w czasie jest różny.

Inne substancje agresywne korozyjnie nie są już tak oczywiste jak wspomniany wyżej dwutlenek węgla, bowiem ich obecność i stężenie zależą od lokalizacji i warunków użytkowania danej konstrukcji. Najpowszechniej spotykanymi są tu chlorki (oczywiste w budowlach komunikacyjnych narażonych na działanie środków odladzających oraz w obiektach

*Autor do korespondencji: *jacek.hulimka@polsl.pl*

narażonych na oddziaływanie wody morskiej, w tym w postaci aerozolu) oraz związki siarki i azotu − powszechne w rejonach silnie uprzemysłowionych oraz, częściowo, rolniczych.

Trzeba także mieć na uwadze konstrukcje użytkowane w zakładach przemysłowych gdzie procesy technologiczne związane są ze stosowaniem nietypowych substancji chemicznych, o bardzo różnym stopniu agresji w stosunku do stali zbrojeniowej oraz betonu (lub jego składników, np. niektórych kruszyw). W takich przypadkach może dojść do bardzo szybkiego rozwoju uszkodzeń korozyjnych, nie zawsze oczywistych dla projektantów lub wykonawców tych konstrukcji.

Oczywistym zagrożeniem dla konstrukcji z żelbetu są warunki atmosferyczne, w tym woda deszczowa i niskie temperatury − a szczególnie kombinacja zawilgocenia ze zmianami temperatury wokół wartości 0°C, kiedy dochodzi do niszczenia struktury betonu przez cyklicznie zamarzającą w nim wodę. W części konstrukcji przemysłowych elementy żelbetowe są też narażone na wysokie temperatury technologiczne, a także na szybkie zmiany temperatury, np. podczas awaryjnego zrzutu gorącej wody.

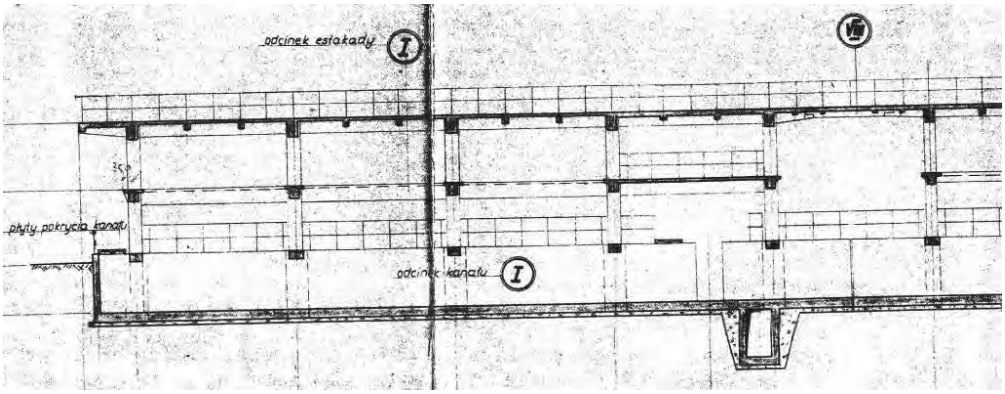
Nie sposób zestawić wszystkich możliwych kombinacji czynników chemicznych i fizycznych powodujących degradację betonu i stali zbrojeniowej, można jednak postawić tezę, że zagrożenie przyrostem uszkodzeń danej konstrukcji żelbetowej jest proporcjonalne do nagromadzenia takich czynników − zwłaszcza, że część z nich wykazuje efekty synergiczne (np. korozja stali zbrojeniowej skutkuje rozsadzaniem otuliny, a to ułatwia przenikanie czynników korozyjnych w pobliże prętów, skutkując przyspieszeniem korozji i dalszym niszczeniem betonu). Tym samym, wysoce narażone na uszkodzenie, a nawet zniszczenie, są konstrukcje przemysłowe użytkowane na zewnątrz (poddane bezpośrednim oddziaływaniom czynników atmosferycznych), narażone na szybkie zmiany temperatury (np. zrzut gorącej wody w warunkach zimowych) i bezpośrednie oddziaływanie agresywnych w stosunku do betonu i stali roztworów, aerozoli i gazów. W opracowaniu pokazano przykład takiej konstrukcji, w postaci żelbetowej estakady użytkowanej w jednym z zakładów przemysłu ciężkiego.

2. Krótki opis konstrukcji estakady

Estakada została zaprojektowana i wzniesiona w roku 1960, jako element układu wody chłodzącej. Jest to konstrukcja żelbetowa o długości nieco ponad 200 m, szerokości około 5,70 m i wysokości około 5,3 m. Została ona wykonstruowana wspólnie z dwukomorowym otwartym kanałem wody chłodzącej tak, że słupy estakady są częściowo wbudowane w zewnętrzne ściany kanału, a dno kanału jest fundamentem całej konstrukcji. Sama estakada podzielona jest na siedem segmentów, z których każdy jest ramą przestrzenną złożoną z dwukondygnacyjnych słupów połączonych belkami podłużnymi i poprzecznymi w dwóch poziomach. Belki górnego poziomu połączono żelbetową płytą, dodatkowo wspartą na drugorzędnych belkach poprzecznych. Poszczególne segmenty przestrzenne połączono w całość funkcjonalną przęsłami dylatacyjnymi wspartymi na wspornikach wyprowadzonych ze skrajnych słupów. Na rys. 1 pokazano przekrój podłużny skrajnego segmentu i przęsła dylatacyjnego, skopiowany z jednego z nielicznych zachowanych fragmentów oryginalnej dokumentacji, a na rys. 2 widok ogólny fragmentów estakady.

Zgodnie z zachowanymi fragmentami oryginalnej dokumentacji technicznej konstrukcję wykonano z betonu marki $R_w = 170$ at. i zazbrojono stalą $Q_r = 2500$ at., co odpowiada z pewnym naddatkiem obecnej klasie betonu C12/15 i klasie stali St0S.

W nieznanym momencie podłużne belki w górnym poziomie zostały obudowane blachami stalowymi (ciągły "płaszcz" obejmujący powierzchnie boczne i dolną), a słupy częściowo obetonowane i obudowane pionowymi, krawędziowymi kątownikami połączonymi płaskownikami. Widoczne są też ślady licznych napraw powierzchniowych z materiałów PCC.



Rys. 1. Fragment przekroju podłużnego estakady − skrajny segment i przęsło dylatacyjne.

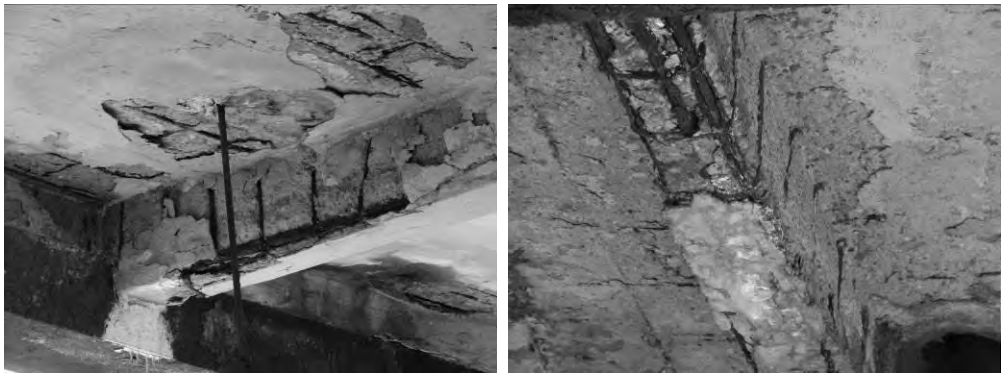


Rys. 2. Fragmenty estakady.

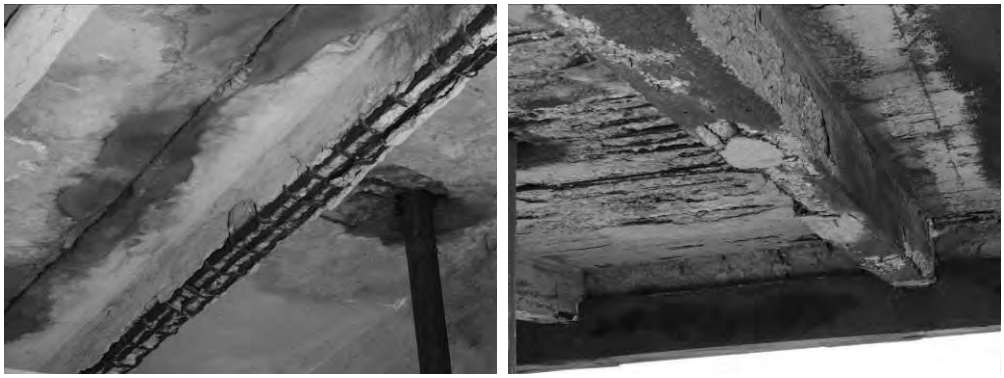
Wyposażenie technologiczne estakady stanowią dwa stalowe rurociągi ϕ800 mm oparte na poprzecznych belkach w pośrednim poziomie oraz dwa stalowe rurociągi ϕ1600 mm oparte na poprzecznych belkach w górnym poziomie, a także stalowe elementy dostępowe i BHP – pomosty, drabiny i bariery. W ciąg technologiczny zakładu włączony jest też podwójny kanał wody chłodzącej usytuowany pod estakadą.

3. Stan techniczny konstrukcji estakady i elementów wyposażenia

Stan techniczny poszczególnych elementów estakady jest zróżnicowany, jednak w znacznej części bardzo zły, a nawet awaryjny. Na powyższą ocenę składały się bardzo poważne uszkodzenia korozyjne betonu, w wielu miejscach sięgające poza linię zbrojenia i bardzo silna korozja praktycznie wszystkich prętów zbrojeniowych, obejmująca do 100% powierzchni przekroju poszczególnych prętów i powodująca w wielu miejscach zniszczenie otuliny (rys. 3, 4). Silnie uszkodzone korozyjnie są również stalowe elementy wyposażenia, w tym łożyska rurociągów i elementy technologiczne zasuw kanałów (rys. 5).



Rys. 3. Przykłady korozji betonu i stali zbrojeniowej i zniszczenia otuliny.



Rys. 4. Przykłady korozji betonu i stali zbrojeniowej i zniszczenia otuliny.



Rys. 5. Przykłady korozji stalowych elementów technologicznych.

Jak wspomniano w poprzednim rozdziale, znaczna część elementów konstrukcyjnych była już w przeszłości naprawiana lub wzmacniana. Również te elementy znajdują się w bardzo złym stanie technicznym, na co składają się: zniszczenie (rozerwanie) obetonowania słupów połączone w wielu miejscach z rozerwaniem wzmocnień stalowych (rys. 6), bardzo silna korozja stalowych wzmocnień na górnych belkach (rys. 7) oraz odspojenie i spękanie powierzchniowych napraw z PCC (rys. 8). Szczególny niepokój budzą obudowane w przeszłości blachami górne belki, bowiem fakt zastosowania w nich tego typu wzmocnień wskazuje na

znaczne uszkodzenia już wiele lat temu, a skorodowane obudowy stalowe uniemożliwiają wykonanie oględzin i badań.



Rys. 6. Przykłady korozji w słupach, w tym zerwania wzmocnień stalowych.



Rys. 7. Przykłady korozji stalowych wzmocnień górnych belek.



Rys. 8. Przykłady uszkodzeń napraw z PCC.

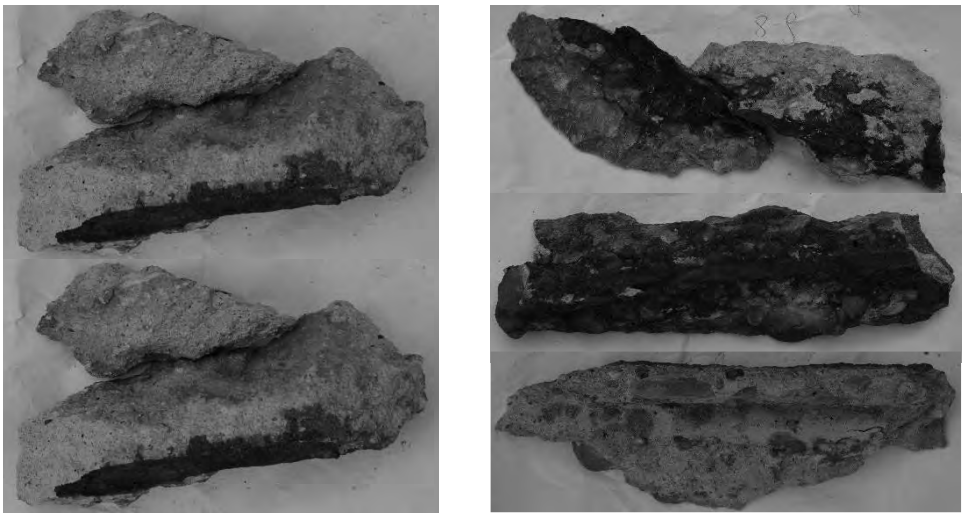
4. Wyniki badań betonu

W ramach oceny stanu konstrukcji wykonano podstawowe badania wytrzymałościowe i chemiczne betonu. Wyniki badań wytrzymałościowych na niewielkich próbkach rdzeniowych

(średnica i długość 53 mm) są bardzo zróżnicowane, przy czym najniższe pozwalają na zakwalifikowanie betonu do klasy C16/20.

Badaniom chemicznym poddano próbki betonu pobrane z otuliny jednego słupa, trzech belek pośredniego poziomu i płyty w górnym poziomie. Badania odczynu wykonano pehametrem CP-411 Elmetron. Zawartość jonów siarczanowych oznaczono metodą spektrofotometryczną z zastosowaniem testu Tintometer GmbH nr 532160 reagent Vario Sulfa F 10 ml., jonów chlorkowych metodą merkurometryczną przy użyciu testu Merck, a jonów azotanowych metodą kolorymetryczną z kartą barw, testem Merck.

Na rys. 9 pokazano próbki, a w tabl. 1 zestawiono wyniki wykonanych badań, odnosząc zawartości poszczególnych jonów do oszacowanej masy spoiwa.



Rys. 9. Próbki do badań chemicznych

Tablica 1. Wyniki badań chemicznych betonu

Lokalizacja	pH	SO_4^{2-} [%]	Cl^- [%]	NO_3^- [%]
Dolna część słupa	8,3	4,4	2,9	0,2
Belka pośrednia	11,0	0,3	7,5	-
Belka pośrednia	10,1	0,5	3,3	-
Belka pośrednia	10,4	0,1	5,7	-
Płyta górna	10,7	1,8	6,5	-

Analizując pokrótce uzyskane wyniki można sformułować przedstawione niżej wnioski:

– Odczyn pH wszystkich zbadanych próbek jest znacznie poniżej wartości granicznej 11,8, zapewniającej ochronę przed korozją zbrojenia. Szczególnie niską wartość odnotowano w dolnej części słupa, to jest w bezpośrednim sąsiedztwie otwartego kanału wody technologicznej.
– Zawartość jonów siarczanowych w górnych częściach konstrukcji (belkach i płycie) mieści się w wartościach dopuszczalnych (3% masy spoiwa), przy czym w belkach jest bardzo niska, a w płycie średnia. W dolnej części słupa zawartość jonów siarczanowych wyraźnie przekracza wielkość graniczną, co niewątpliwie skutkuje powstaniem ekspansywnych związków siarki (gipsu i etrrygnitu) powodujących destrukcję struktury betonu.
– Zawartość jonów chlorkowych jest bardzo wysoka we wszystkich zbadanych elementach, wielokrotnie przekraczając dopuszczalną w betonie zbrojonym wartość 0,4%. Tym samym to chlorki należy uznać za podstawową przyczynę obserwowanych zjawisk korozyjnych.

– Zawartość jonów azotanowych jest nieco zawyżona w dolnej części słupa (jako wartość dopuszczalną traktując 0,15%), natomiast w pozostałych elementach jest pomijalna, niższa od poziomu oznaczenia.

5. Przyczyny obserwowanych uszkodzeń konstrukcji

Oceniając przyczyny bardzo złego, a lokalnie awaryjnego stanu konstrukcji trzeba zacząć od jej wieku, wynoszącego około 60 lat. Odnosząc się do wymagań normy PN-EN 1990 "Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji" należy estakadę zaliczyć do 4 kategorii projektowanego okresu użytkowania (... inne konstrukcje zwykłe), co skutkuje orientacyjnym okresem użytkowania wynoszącym 50 lat. Można zatem uznać, że obiekt już się „zużył", co jednak nie jest wystarczającym wytłumaczeniem jego stanu, bowiem ślady licznych napraw oraz stalowe wzmocnienia zostały wykonane wiele lat temu, znacznie przed upływem 50 lat użytkowania.

W tym miejscu należy się zatem odnieść do warunków użytkowania obiektu. Po pierwsze, jest on zlokalizowany na terenie zakładu emitującego szereg zanieczyszczeń, a kanałem technologicznym stanowiącym dolną część konstrukcji transportowana jest woda zawierająca związki siarki i chloru. Efekty tego są wyraźnie widoczne w wynikach badań chemicznych, gdzie zwłaszcza zawartość silnie korozyjnych jonów chlorkowych drastycznie przekracza dopuszczalne wartości. Ponadto, cała konstrukcja narażona jest na bezpośrednie oddziaływanie warunków atmosferycznych, w tym opadów i niskich temperatur, z cyklicznym zamarzaniem i rozmarzaniem wody. Biorąc pod uwagę niską jakość betonu i cienkie otuliny zbrojenia, każdy z wymienionych wpływów z osobna byłby zdolny do spowodowania znacznych uszkodzeń korozyjnych, a ich jednoczesne działanie prowadzi do synergicznego nakładania się poszczególnych czynników, destrukcyjnych w stosunku do betonu i stali zbrojeniowej oraz stalowych, wtórnych wzmocnień.

Wykonane w przeszłości obetonowania i naprawy PCC okazały się całkowicie nieskuteczne, bowiem w silnie skażonym chemicznie betonie nie były one w stanie powstrzymać procesów korozyjnych − a nawet mogły je lokalnie przyspieszyć, utrudniając wysychanie zawilgoconych elementów konstrukcyjnych.

Jak już wspomniano, niewiadomym pozostaje stan belek żelbetowych zamkniętych w szczelnych obudowach z blachy, należy się jednak spodziewać, że jest on bardzo zły, bowiem stalowe wzmocnienia uniemożliwiają wysychanie belek, jednocześnie nie chroniąc ich przed wodą spływającą z górnej płyty.

6. Co dalej w opisanej sytuacji?

Zarówno stan techniczny widocznych elementów konstrukcyjnych, jak i przypuszczenia co do kondycji niedostępnych elementów skłaniają do konkluzji, że dalsze użytkowanie estakady w jej obecnym stanie jest niemożliwe i groźne dla otoczenia. Jednocześnie, zarówno stan elementów konstrukcyjnych, jak i bardzo silne skażenie chemiczne betonu, zwłaszcza chlorkami, stawiają pod znakiem zapytania zasadność techniczną i ekonomiczną prac remontowych mających przynieść trwałe efekty. Trzeba tu wziąć pod uwagę dodatkowe uwarunkowania, a mianowicie brak prawidłowego współdziałania dolnych kanałów wody z drugorzędnymi kanałami poprzecznymi, spowodowany całkowitym zniszczeniem korozyjnym elementów sterujących przepływem, w tym zasuw.

W opisanej sytuacji zaproponowano dwa scenariusze, zależne od przewidywanego okresu eksploatacji obiektu. Pierwszym z nich jest jego użytkowanie w obecnym kształcie i stanie (z ewentualnymi, lokalnymi wzmocnieniami w postaci dodatkowych podpór) − uwarunkowane

częstym monitoringiem stanu technicznego. Taki scenariusz dopuszczono w przypadku konieczności eksploatacji obiektu przez okres nieprzekraczający 2 lat.

W przypadku konieczności dłuższego okresu użytkowania zalecono zaprojektowanie i wykonanie nowej konstrukcji, dostosowanej parametrami (w tym trwałością) do przewidywanego okresu eksploatacji. Rozwiązanie takie jest realne, bowiem wzdłuż estakady jest wystarczająco dużo miejsca, aby zbudować bliźniaczą konstrukcję z oprzyrządowaniem (kanałem i rurociągami) i, podczas krótkiej przerwy technologicznej, włączyć je w istniejące ciągi technologiczne.

7. Podsumowanie

Zaprezentowana konstrukcja przemysłowa jest jedną z wielu eksploatowanych przez kilkadziesiąt lat w skrajnie niekorzystnych warunkach, w tym przy znacznej agresji chemicznej środowiska. Dość typowe jest wykonanie takiej budowli z betonu o niskich parametrach (standardowego w latach jej wznoszenia) i z cienkimi otulinami zbrojenia, a więc bez właściwej ochrony antykorozyjnej prętów zbrojeniowych. W konstrukcjach takich dość szybko dochodziło do pierwszych uszkodzeń korozyjnych, a zaniedbanie napraw po pojawieniu się pierwszych symptomów korozji (lub wykonanie ich w sposób pobieżny, co najczęściej dotyczyło niestarannego oczyszczenia prętów z produktów korozji) w pewnym momencie prowadziło do stanu awaryjnego, kiedy skuteczne naprawy stały się nieopłacalne, a nawet niemożliwe. Częste jest tłumaczenie takiego scenariusza trudnościami technologicznymi w prowadzeniu bieżących napraw, jednak efektem takiego podejścia jest konieczność odtworzenia konstrukcji, często wymagająca długotrwałego obniżenia możliwości produkcyjnych zakładu, a nawet czasowego wstrzymania produkcji.

Failure state of reinforced concrete estacade due to corrosion of structural materials

Key words: reinforced concrete, industrial estacade, failure, corrosion, chemical contamination, carbonisation

Diagnostyka stanu technicznego prefabrykowanej żelbetowej konstrukcji budynku z początku XX wieku

ROMAN KINASZ*, WIESŁAW BEREZA
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie im. Stanisława Staszica, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami, Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Streszczenie: Początek XX wieku to okres kiedy w rozwiązaniach technicznych na ziemiach polskich zaczęto stosować żelbet. Przykłady stosowania tego materiału możemy znaleźć w Krakowie, nie tylko w postaci monolitów, ale również w postaci prefabrykatów pozwalających zrealizować cały obiekt. Przykład takiego obiektu to magazynowa oficyna przy ul. Szewskiej 23 w Krakowie, która obecnie jest poddawana procesowi remontu i konserwacji. Pomimo wieku i niesprzyjających warunków pracy elementy te zachowały się w dostatecznym stanie technicznym co pozwala stwierdzić, że jest to trwałe i stabilne rozwiązanie techniczne, które jako przykład myśli technicznej można nazywać zabytkiem techniki.

Słowa kluczowe: zabytek, prefabrykat, strop Visintiniego, osiadanie konstrukcji, stan techniczny

1. Wstęp

W obrębie posesji przy ulicy Szewskiej 23 w Krakowie zlokalizowane są budynki: frontowy (główny), oficyny bocznej i oficyny tylnej (rys. 1). Działka jest stosunkowo głęboka, co powoduje że oficyna tylna przylega do reliktu zabytkowego muru od strony Placu Szczepańskiego. Oficyna ta jest przedmiotem przedstawionych tutaj rozważań. Należy podkreślić, iż obiekt ten pomimo swojego wieku nie jest wpisany na listę zabytków, a jedynie zlokalizowany jest w strefie ochrony konserwatorskiej jako układu historycznego „Kraków – historyczny zespół miasta" stanowiącego o niepowtarzalnym charakterze zabudowy Starego Krakowa i wpisanego na listę Światowego Dziedzictwa UNESCO.

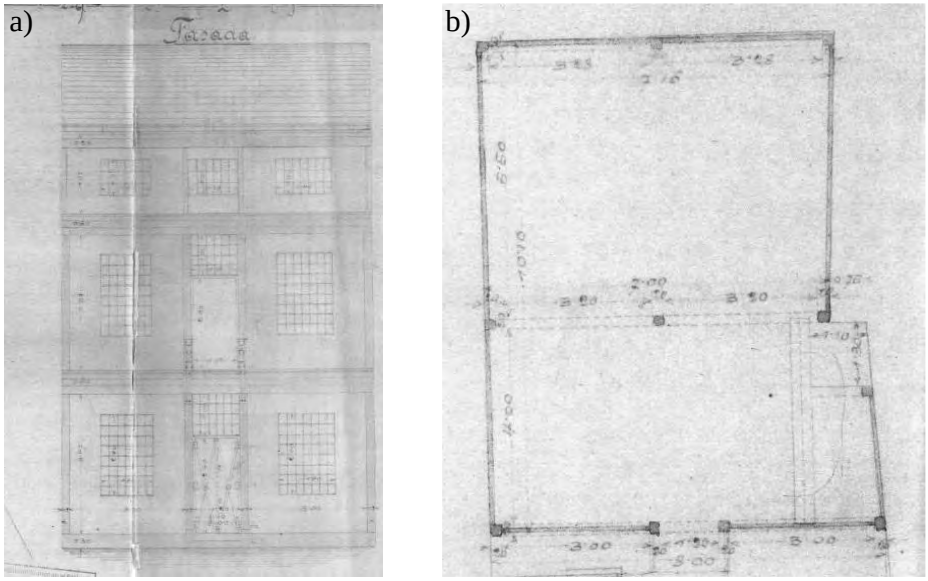
Budynek oficyny został zaprojektowany w roku 1907. Zgodnie z przeznaczeniem miał to być magazyn materiałów żelaznych. Projekt w roku 1907 uzyskał pozytywną opinię Komisji policyjno-budowlanej. Przewidywał on, że będzie to obiekt o dwóch poziomach użytkowych (bez podpiwniczenia, z nieużytkowanym poddaszem) o układzie jednoprzestrzennym na poziomie każdej z kondygnacji. Po okresie realizacji i wykonaniu zgodnie z założeniem, obiekt w późniejszych latach przechodził do kolejnych właścicieli, którzy zmieniali jego funkcję. Dobitnie świadczy o tym doprowadzona wtórnie instalacja sanitarna (od 1914 roku, później 1926 roku) oraz wtórna zmiana podziału przestrzeni.

*Autor do korespondencji: *rkinash@agh.edu.pl*



Rys. 1. Archiwalne (a) i aktualne (b) zdjęcie fasady opisywanej oficyny tylnej (fot. W. Bereza).

Z konstrukcyjnego punktu widzenia, obiekt ten jednak wyróżnia się od innych oficyn zlokalizowanych przy ulicy Szewskiej i całym Starym Mieście w Krakowie. Już w 1907 roku obiekt ten został zaprojektowany, a 1908 roku wykonany jako obiekt żelbetowy, prefabrykowany, co wskazuje na jego nietypowość, innowacyjność na tamtejszy okres (rys. 2).



Rys. 2. Zdjęcie archiwalnego projektu oficyny: elewacji frontowej (a) oraz rzut parteru (b).

2. Początki żelbetu w Krakowie.

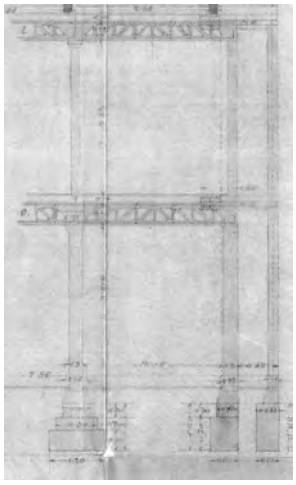
Trudno ustalić dokładnie, kiedy żelbet, początkowo zwany żelazobetonem pojawił się na ziemiach polskich [1, 2, 17]. Pierwszymi budowlami na naszych ziemiach, w których zastosowano żelbet były mosty, obiekty budownictwa inżynieryjnego. Prawdopodobnie pierwszy z nich w Krakowie wzniesiono w 1891 r. na rzece Rudawie w Krakowie [1]. Proces wprowadzania betonu zbrojonego do polskiej inżynierii mostowej w latach 1892–1918 był w dużej mierze zasługą ośrodka naukowego jakim była Politechnika Lwowskiej [5, 6, 8, 16, 20, 21]. To wówczas w Warszawie zbudowano wiadukt o konstrukcji żelbetowej długości 700 m, który stanowi do dziś dojazd do mostu im. księcia Józefa Poniatowskiego [21, 22].

Do zabudowy kubaturowej wprowadzono żelbet jednak dopiero na początku XX wieku. Według publikacji Waldemara J. Affelta [1, 2] to Tadeuszowi Stryjeńskiemu przypisuje się wprowadzenie do Krakowa żelbetu. Materiał ten miał być szczytowym osiągnięciem techniki budownictwa. Do dzisiaj można podziwiać pierwsze zastosowania belek i stropów żelbetowych w pomieszczeniach Teatru Starego w Krakowie (1903–1906), przebudowywanego na I piętrze na dużą salę koncertową i redutową oraz mniejsze pomieszczenia prób, a na parterze – na restaurację i sklepy. Drugą spektakularną realizacją w Krakowie była siedziba Izby Handlowej i Przemysłowej u zbiegu ulic Długiej i Basztowej, zwana obecnie „Domem pod Globusem". Budowę rozpoczęto w lipcu 1904 r. według projektu Tadeusza Stryjeńskiego i Franciszka Mączyńskiego. Kolejne przykłady, w tym budynek dla Muzeum Techniczno-Przemysłowego zaczęły pojawiać się dość szybko. W tym ostatnim przypadku nie obeszło się jednak bez katastrofy budowlanej, co trochę „uspokoiło" Projektantów. Tym samym, należy uznać, iż wprowadzenie w roku 1907, konstrukcji żelbetowej prefabrykowanej wymagało od Projektanta sporej wiedzy i doświadczenia. Obecne oględziny wskazują na wysoką jakość i precyzję wykonania poszczególnych części. Ich dopasowanie nawet obecnie budzi poszanowanie dla wykonanej pracy, która musiała być pewnym novum zarówno w zakresie projektowania jak i wykonawstwa.

Inwestorem tak odważnej inwestycji był krakowski kupiec Ludwik Halski, posiadający kramy w Sukiennicach. Ludzie Ci na przełomie XIX i XX wieku kształtowali swoisty mikroświat, budowali szczyt piramidy finansowej i społecznej Krakowa. Byli to ludzie posiadający wykształcenie oraz obycie w ówczesnym świecie. Na przykład Ludwik Halski zdobył wykształcenie handlowe w Wielkiej Brytanii. Później mieszkał we Lwowie, a do Krakowa sprowadził się około 1880 roku. Tutaj został radnym (1914 rok), został wybrany członkiem sekcji I (ekonomicznej) oraz zasiadał on w co najmniej trzech komisjach miejskich [9, 23].

3. Konstrukcja oficyny przy ul. Szewskiej 23 w Krakowie

Układ konstrukcyjny opisywanej inwestycji – oficyny magazynowej w Krakowie przy ulicy Szewskiej 23 – jest układem bardzo prostym w swojej idei. Jest to klasyczny układ dwuprzęsłowy z elementów jednoprzęsłowych wolnopodpartych, jaki w dzisiejszych czasach wykorzystujemy do kształtowania obiektów, które chcemy wznieść z elementów prefabrykowanych (rys. 3).



Rys. 3. Zdjęcie przekroju z dokumentacji projektowej wprowadzającej elementy prefabrykowane.

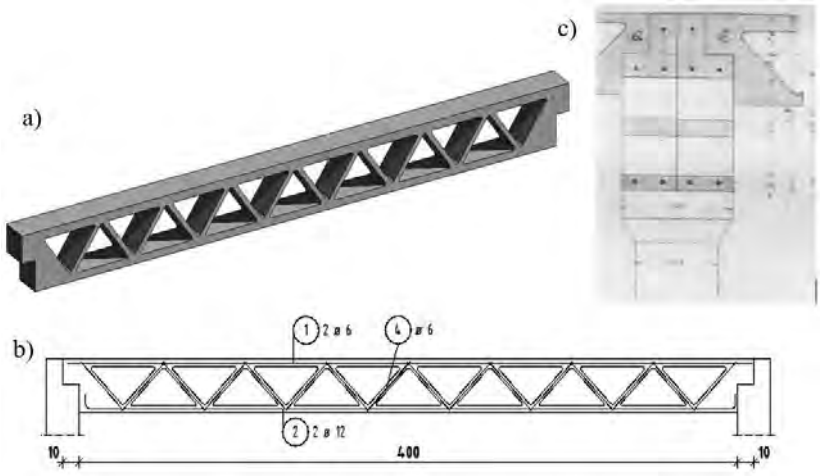
Na układzie słupów (prefabrykowanych) ustawionych w trzech osiach oparto podłużne podciągi. Zostały one wykonane jako żelbetowe kratownice z wypełnieniem skrajnych pól narażonych na ścinanie (rys. 4). Podciągi w strefie oparcia posiadają prostokątne podcięcie (tzw. dapped end beam), co było możliwe dzięki wspomnianemu wypełnieniu pól skrajnych. Podciągi w osiach skrajnych posiadały specjalnie uformowaną geometrię, pozwalającą na oparcie na nich prefabrykowanych ścian zewnętrznych. Na podciągach oparto „dyle" stropowe w postaci kratownic żelbetowych. Sposób rozwiązania technicznego jest bardzo zbliżony do podciągów. Dyle stropowe nie posiadają jednak pełnych pół skrajnych, a ich ścianki są cieńsze niż w przypadku podciągów.



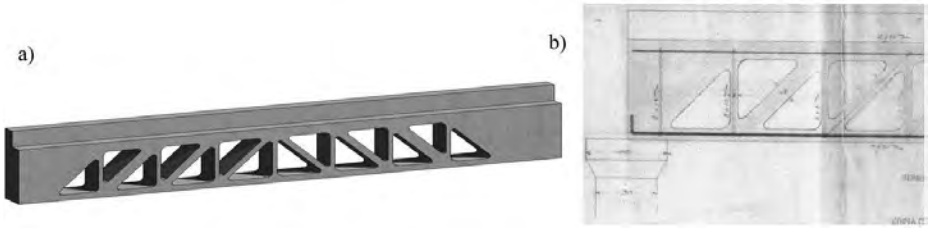
Rys. 4. Widok rzeczywistego wbudowania prefabrykatu w obiekcie (fot. W. Bereza).

Dokładna inwentaryzacja geometryczna poszczególnych elementów i ich detali oraz rozpoznanie bezinwazyjne (NDT) przy pomocy ferroskanu Profometer PM-650 firmy Proceq i georadaru StructureScan Mini XT pozwoliły dokładnie zinwentaryzować i zdiagnozować elementy konstrukcyjne budynku. Na podstawie pomiarów wykonano modele elementów do dalszej analizy (rys. 5, 6). Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono geometrię zbadanych elementów i porównano ich wykonanie w stosunku do pierwotnej dokumentacji projektowej, gdzie nie używano żadnych nazw własnych systemu. Schemat tych elementów to belki kratowe.

Układ konstrukcyjny z przedstawionych elementów prefabrykowanych powiela się w poziomie parteru i pierwszego piętra. Wykonanie głowic na słupach pozwalało opierać na nich słupy wyższych kondygnacji. Wszystkie elementy posiadają specjalnie uformowane zamki, pozwalające na dokładne dopasowanie elementów w strefie oparcia i wzajemnego przylegania. Świadczy o tym zdjęcie przestrzeni stropowej, gdzie widać, jak elementy przylegają niemalże z milimetrową dokładnością, dopuszczając jedynie tolerancję wykonawczą (rys. 7). Wypełnieniem ścian zewnętrznych są płyty żelbetowe grubości 6 cm, zmonolityzowane na etapie budowy z prefabrykowanymi słupami zgodnie z patentem Francuza François'a Hennebique. Polegał on („Béton Armé") [1] na stosowaniu szkieletowych układów konstrukcyjnych, których wszystkie elementy (belki, płyty i słupy) dzięki wzajemnemu powiązaniu stalowym zbrojeniem stawały się monolitem, ale zachowywały pierwotny schemat statyczny.



Rys. 5. Aksonometria (a) oraz model konstrukcyjny (b) prefabrykowanego „dyla" stropowego w porównaniu do detalu (c) pierwotnej dokumentacji projektowej.

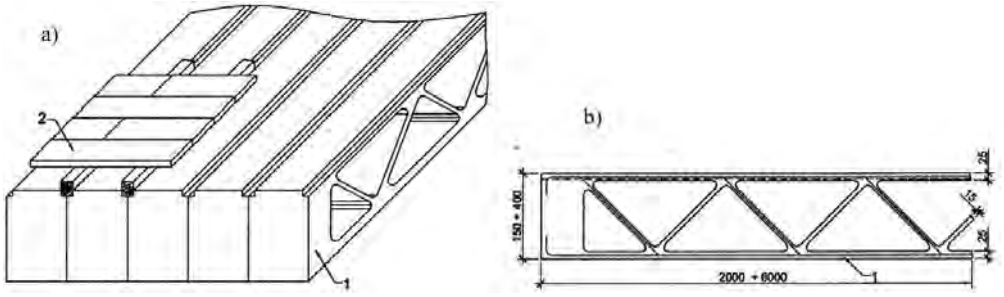


Rys. 6. Aksonometria pomierzonego elementu (a) oraz zdjęcie detalu (dokumentacji archiwalnej) podciągu skrajnego dedykowanego do oparcia ściany elewacyjnej.

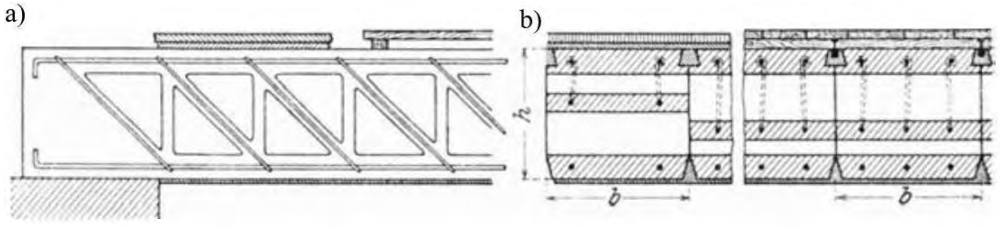


Rys. 7. Widok wzajemnego dopasowania prefabrykatów stropowych (fot. W. Bereza).

Rozpoznanie literatury [3, 4, 10, 13, 14, 25, 26] pozwoliło określić opisany powyżej system jako układ prefabrykatów wg pomysłu Visintiniego. Publikacje przedstawiające jednak takie rozwiązania pojawiły się znacznie później, niż to zastosowane w konstrukcji oficyny magazynowej przy ul. Szewskiej 23 w Krakowie. Dodatkowo rozwiązania z literatury [3, 13] przedstawiają inną grubość ścianek oraz inne zbrojenie, przyjmowane jako typowe. Według [10, 13] strop Visintiniego to konstrukcja typu belkowego stosowana od 1909 roku do końca lat trzydziestych dwudziestego wieku. Żelbetowe belki stropu o kształcie kratownicy układano na styk, a we wrębach na górnej powierzchni belek umieszczano drewniane listwy służące do umocowania podłogi (rys. 8 i 9) [13]. Belki miały szerokość równą 200 mm, wysokość od 150 do 400 mm i długość do 6,0 m. Półki górne i dolne kratownicy miały grubość 25 mm, zaś krzyżulce 15 mm. Belki Visintiniego zbrojono zazwyczaj prętami gładkimi układanymi w pasie górnym i dolnym oraz w rozciąganych krzyżulcach [3, 13, 18, 19]. Zbrojenie pasa dolnego stanowiły jeden lub dwa pręty o średnicy 14 mm, a w pasie górnym i rozciąganych krzyżulcach stosowano druty ϕ4 mm. W dwóch skrajnych przypodporowych krzyżulcach stosowano po 3 pręty ϕ4 mm, zaś w krzyżulcach kolejnych po jednym pręcie ϕ4 mm. Strop przenosił obciążenia do 2,0 kN/m^2. Podobny typ kratownic żelbetowych znany był we Francji pod nazwą systemu Neville [19]. W żadnym jednak systemie nie znaleziono elementów z charakterystycznym dla podciągów podcięciem belki w części podporowej (rys. 5). Świadczy to o nowatorskim rozwiązaniu technicznym tej konstrukcji.



Rys. 8. Strop Visintiniego wg literatury: a) widok, b) zbrojenie belki, 1 – belka Visintiniego, 2 – konstrukcja podłogi [13].



Rys. 9. Schemat belki Vistiniego: a) przekrój podłużny, b) przekrój poprzeczny [26].

Rozpoznanie wykonanej konstrukcji jako stropu Visintiniego wydaje się jak najbardziej uzasadnione poprzez porównanie detalu wykonanej rzeczywiście konstrukcji, z rozwiązaniem opisanym w literaturze. Konstrukcja ta wykonana w warsztacie, a nie bezpośrednio na budowie mogła być zrealizowana z dużą starannością i dokładnością. Tym bardziej, że jak wspomniano wcześniej, beton był wówczas materiałem wchodzącym dopiero do użycia. Większość stropów jakie w tym okresie realizowano w Krakowie, zarówno w budynkach mieszkalnych jak i w obiektach użyteczności publicznej to były drewniane stropy belkowe.

Aby określić szacunkową wytrzymałość betonu wbudowanego w postaci elementów prefabrykowanych zespół pracowników biura KB-Projekty Konstrukcyjne sp. z o. o. przeprowadził badania nieniszczące metodą sklerometryczną przy pomocy twardościomierza dynamicznego tzw. młotka Schmidt'a typu Silver Schmidt BN. Dla badania tym młotkiem posłużono się hipotetyczną krzywą regresji w postaci zależności L-R załączoną do dokumentacji urządzenia (zbieżną z Instrukcją ITB 210). Ze względu na brak dogodnego dostępu badania ograniczono jedynie do 7 odczytów w miejscu badania, mając świadomość niezgodności z normą [30]. Jest to jednak dopuszczane Instrukcją ITB 210 [32]. Wyniki badań przedstawiono w tabl. 1. Pobieranie próbek rdzeniowych do badań laboratoryjnych celem określenia wytrzymałości na ściskanie nie zostało dopuszczone przez Urząd Konserwatora, który dostrzegł w tym obiekcie wartość zabytku techniki. Argumentem Urzędu był fakt, że konstrukcja jest na tyle dobrze zachowana, że dla celów ekspertyzy nie ma sensu wykonywać dalszych badań niszczących. Ustalono, że w przypadku słupa żelbetowego wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie wynosi nawet około 42,5 MPa, co odpowiada mniej więcej klasie betonu C30/37 [11]. W opracowaniu wyników nie uwzględniono współczynnika poprawkowego zależnego od wieku betonu – winien wynosić 0,6, oraz współczynnika poprawkowego wynikającego ze stanu wilgotności betonu – winien wynosić 0,96. W przypadku próby obliczania średniej i minimalnej wytrzymałości betonu wg instrukcji ITB 210 [32], istotnie wpływa to na otrzymany wynik. Nie uwzględniono również wieku betonu, który został szacowany na około 110 lat. Wszystkie te parametry pozwalają założyć, iż rzeczywista wytrzymałość betonu jest znacznie mniejsza. Przyjęto, że po uzyskaniu zgody Urzędu Konserwatora badania wstępne zostaną skontrolowane badaniami inwazyjnymi na próbkach rdzeniowych. Elementy belkowe, ze względu na zbyt małą sztywność pomięto w badaniach.

W tablicy 1 zamieszczono szczegółowe zestawienie wyników wykonanych pomiarów.

Tablica 1. Wyniki badań nieniszczących betonu metodą sklerometryczną.

Obiekt	Szewska 23 - oficyna	Data produkcji	
		Data badania	01.07.2020
Element	Słup żelbetowy	Projektowana klasa betonu	
Zleceniodawca	**Szewska 23**	Obliczenia wg norm	PN-EN 12504-2:2002 PN-EN 13791:2008

Lp.	kąt α	odczyt Q							odczyt średni Q_{ia}	Poprawka kątowa	odczyt średni sprowadzony Q_i	$(Q_i-\underline{Q})^2$	liczba odbić
		1	2	3	4	5	6	7					
1	0	58,5	61,5	45,0	57,5	70,0	62,5	56,5	58,8	0,0	58,8	4,1	7
2	0	68,5	71,5	53,5	50,0	66,5	67,0	65,5	63,2	0,0	63,2	5,8	7
3	0	65,0	61,0	66,0	53,0	60,0	60,5	63,0	61,2	0,0	61,2	0,2	7
4	0	59,5	61,5	59,0	58,5	64,0	60,0	57,5	60,0	0,0	60,0	0,6	7

Krzywa regresji $R = 2{,}77 \times e^{(0{,}048 \times Q)}$				
R =	51,3	MPa		
S_R =	3,7	MPa		
V_R=	9,17%			
Rg =	$\underline{R}$ - 1,67 x S_R =		**45,2**	**MPa**
Beton			**C30/37**	**MPa**

Suma		243,2	10,7
Średnia [$\underline{Q}$] =			60,8
S_L =			1,9
V_L =			3,11%
Jakość		dostateczna	
Liczba stanowisk	4		

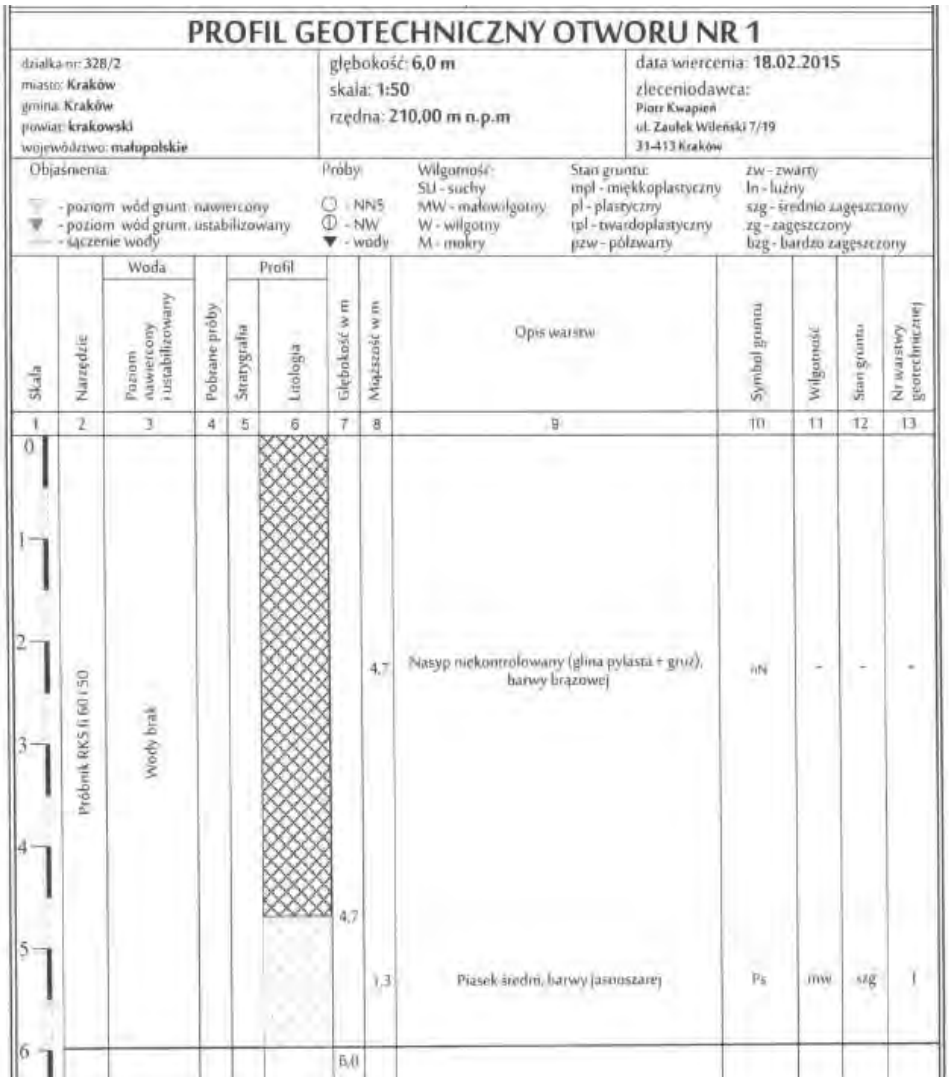
liczność

Z pewnością otrzymane wyniki zostały w znacznym stopniu zafałszowane powierzchniową karbonatyzacją betonu, polegającą na reakcji chemicznej dwutlenku węgla wraz z wodorotlenkiem wapnia na powierzchni elementu [12, 29]. Reakcja powoduje powstawanie węglanu wapnia, który jest odpowiedzialny za obniżenie odczynu pH. Potwierdza to test „rainbow" wykonany dzięki odczynnikom i skali barw. Słupy posiadają odczyn około 9,5 pH. Beton elementów prefabrykowanych jest bowiem betonem szczelnym, o małej zawartości długich kapilarnych porów w jednostce objętości. Jest to więc materiałem bardzo wolno

karbonatyzującym. Węglan wapnia z licznymi kryształami powstający na powierzchni takiego elementu jest strukturą o dużej twardości, która często zaburza rozpoznanie metodami sklerometrycznymi, tym bardziej jeśli powierzchnia nie może być dostatecznie dobrze wyczyszczona przed wykonaniem badań [11]. Stąd należy traktować, że poczynione badania sklerometryczne miały zatem jedynie charakter rozpoznania wstępnego.

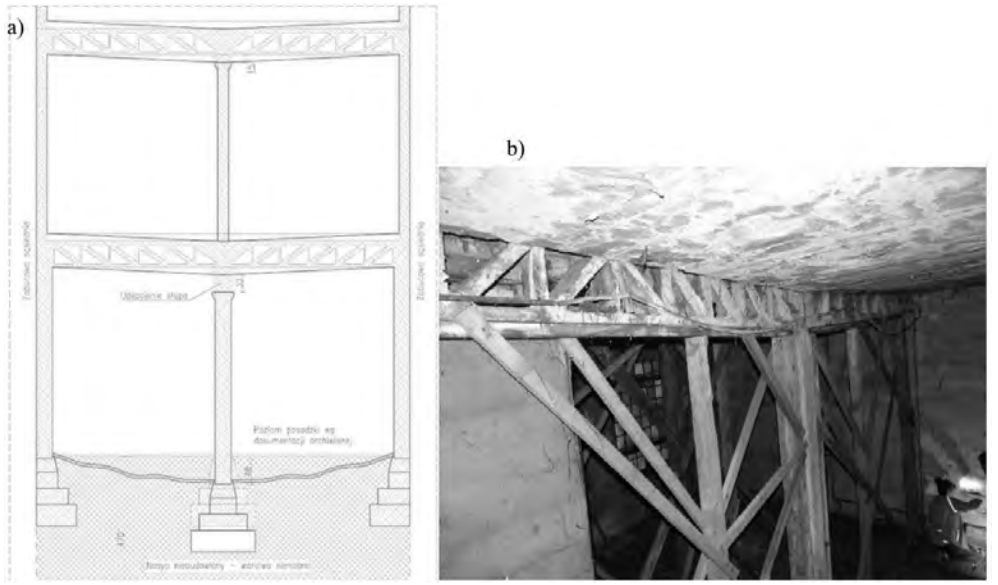
4. Przyczyny powstania stanu awaryjnego budynku

Z czasem, prawdopodobnie w latach powojennych, stan techniczny budynku oficyny magazynowej uległ znacznemu pogorszeniu. Nie był to jednak skutek zastosowanej technologii, ale niestabilnego podłoża gruntowego w tym rejonie. Miąższość nasypów niekontrolowanych (jako warstw kulturowych) wynosi w tym obszarze około 3,8–4,7 m ppt. (rys. 10).



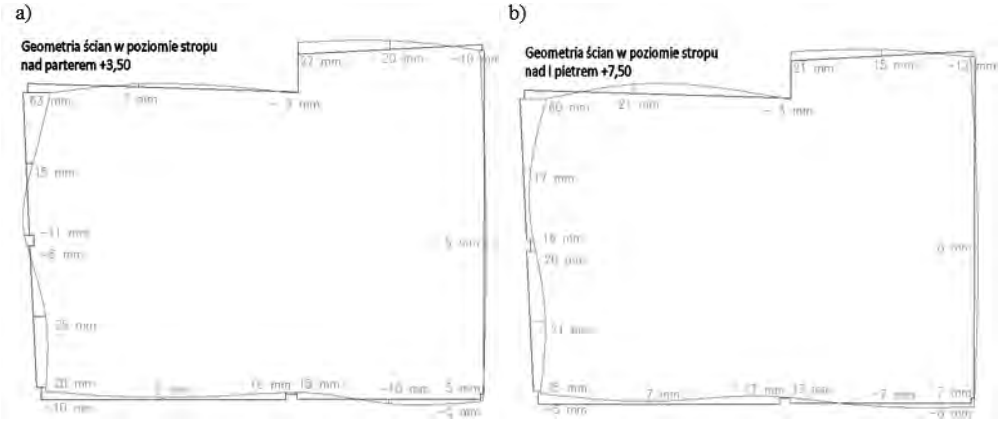
Rys. 10. Archiwalny profil geotechniczny w sąsiedztwie opisywanej oficyny.

Są to nasypy nie nadające się do bezpośredniego posadowienia obiektów budowlanych, głównie z faktu przebiegania w bliskim sąsiedztwie starego kanału kanalizacyjnego tzw. kanału blokowego. Dodatkowo w najbliższym sąsiedztwie powstały nowe obiekty kubaturowe z przestrzeniami podziemnymi, które zmieniły sposób gospodarki i przemieszczania się wody opadowej. Być może również realizacja tych obiektów spowodowała rozluźnienie gruntu i jego przemieszczanie. Prawdopodobnie to te fakty doprowadziły do sytuacji, iż lokalnie fundamenty i posadzka w opisywanym obiekcie zapadały się miejscowo nawet do ponad 40 cm (maksymalnie 48 cm). Osiadanie fundamentów spowodowało pionowe przemieszczanie słupów i obrót elementów belkowych w miejscach podporowych. Pomiary tachimetryczne przeprowadzone przez biuro KB-Projekty Konstrukcyjne sp. z o. o. pozwoliły na odwzorowanie zdeformowanej geometrii w sposób zbieżny z inicjującym to zjawisko przemieszczeniem fundamentu (rys. 11a). Inwentaryzacja deformacji stropów wykazała ich przemieszczenia pionowe rzędu f_1 = 33 cm w poziomie stropu nad parterem i f_2 = 15 cm stropu nad I piętrem. Dotyczy to przemieszczenia na skutek osiadania podpory. Samo ugięcie stropu jedynie od ciężaru własnego zostało pomierzone jako f_3 = 2,3 cm. Dodatkowo obiekt posiada znaczące deformacje poziome (rys. 12). Przemieszczenia te nie spowodowały uszkodzeń prefabrykowanych elementów żelbetowych, w tym strefy podporowej dyla podciągowego.



Rys. 11. Schemat deformacji budynku (a) oraz rzeczywisty obraz podciągu w poziomie I piętra (b).

Wykonywane w przeszłości próby naprawiania konstrukcji poprzez klinowanie i uzupełnianie przestrzeni ubytku w poziomie korony słupa pozwoliły zatrzymać degradację jedynie tymczasowo. W celu zabezpieczenia docelowego niezbędnym jest ustabilizowanie posadowienia fundamentów, niedopuszczającego do dalszych osiadań i przemieszczeń. Ze względów na istnienie zasypu kulturowego o dużej wartości archeologicznej i historycznej zaproponowano wzmocnienie posadowienie w postaci małoinwazyjnych mikropali iniekcyjnych wierconych pionowo przez stopy fundamentowe.



Rys. 12. Schemat deformacji poziomej budynku na wysokości stropu nad parterem (a) i I piętra (b).

Opisana sytuacja nie spowodowała jednak spękań elementów konstrukcyjnych opisywanej oficyny magazynowej. Elementy żelbetowe pomimo znacznego przemieszczenia nie uległy zniszczeniu a nawet zarysowaniu. Stan zachowania obiektu jest zły/przedawaryjny, nie doprowadził on jednak do sytuacji katastrofy budowlanej, która w wielu obiektach o takim przemieszczeniu mogłaby nastąpić. Jest to głównie zasługą zastosowanych schematów jednoprzęsłowych, pozwalających dostosowywać się konstrukcji do powstających deformacji. Same elementy po ustabilizowaniu fundamentów i przeprowadzeniu prac renowacyjnych znów mogą pracować w sposób prawidłowy, pomimo znacznego upływu czasu.

5. Podsumowanie

Oficyna magazynowa przy ulicy Szewskiej 23 w Krakowie to obiekt w przestrzeni zabytkowej miasta Krakowa. Został on zrealizowany na początku XX wieku jako innowacyjne rozwiązania wykorzystujące prefabrykaty żelbetowe do zbudowania całej konstrukcji budynku. Z racji wieku i prekursorstwa dla rozwoju takiego budownictwa winien on być traktowany jako pomnik myśli technicznej. Obiekt i jego konstrukcja pokazuje, iż pomimo upływu 116 lat, stan techniczny elementów jest dalej dostateczny, zaś samo rozwiązanie konstrukcyjne chroni obiekt przed katastrofą budowlaną. Pierwotna, przemysłowa elewacja jest obecnie zasłonięta folią i siatką w celach zabezpieczenia tymczasowego, gdyż to na pionowej tarczy pojawiają się największe uszkodzenia.

Obecnie budynek jest wyłączony z użytkowania. Konstrukcja została zabezpieczona za pomocą elementów drewnianych mających na celu przeciwdziałanie przed nadmiernym przemieszczaniem się elementów, jako skutek osiadania części fundamentowej. Dodatkowo służy jako stężenie przestrzenne tego układu. Opracowany projekt ustabilizowania fundamentów oraz remontu budynku jest obecnie procedowany w urzędzie Wydziału Architektury. Zamiar Inwestora przywrócenia obiektu do właściwego stanu technicznego, a nie do wyburzenia wydaje się jak najbardziej właściwy i potrzebny.

Literatura

1. Affelt W. J.: Początki budownictwa żelbetowego w Krakowie. Modernizm w Europie – modernizm w Gdyni: architektura pierwszej połowy XX wieku i jej ochrona w Gdyni i w Europie, Gdynia, Urząd Miejski, 2011.
2. Affelt W. J., Stryjeński L. T.: (1849–1943) Polski wkład w przyrodoznawstwo i technikę: słownik polskich i związanych z Polska odkrywców, wynalazców oraz pionierów nauk matematyczno-

przyrodniczych i techniki. T.4.S-Z/ red. Nauk. Bolesław Orłowski, Warszawa, Instytut Historii Nauki im. Ludwika i Aleksandra Birkenmajerów Polskiej Akademii Nauk, 2015.
3. Ahnert R., Krause K.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz: Gründungen, Wände, Decken, Dachtragwerke. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen; 1986.
4. Barmann H.: Historische Bautabellen. Normen und Konstruktionhinweise von 1870 bis 1960. Werner Verlag, Düsseldorf 2001.
5. Biliszczuk J.: Pierwsze mosty żelbetowe na ziemiach polskich 1892–1918, Inżynieria i Budownictwo, 2016, R. 72, nr 9 s. 461–467.
6. Biliszczuk J.: Mosty łukowe w Polsce. Historia, współczesność, przyszłość. Wrocławska Seria Wydawnicza Inżynierii Mostowej. Tom 8. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2015.
7. Budych L., Biliszczuk J.: O najstarszym w Polsce moście żelbetowym. "Inżynieria i Budownictwo", nr 11/1998.
8. Chmielowiec A.: Mosty pod byłym zaborem austriackim. Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie 1877–1937. Księga pamiątkowa pod red. E. Bratro, Lwów 1937.
9. commons.wikimedia.org; i.otzovik.com.
10. Cyran M., Kubalski A., Liwski E., Paduch K., Romanowski J.: Stropy w budownictwie do roku 1985: opisy, normy. WACETOB – PZITB; Warszawa: 2000.
11. Czarnecki L., Emmons P.H.: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków 2002.
12. Czarnecki L., Woyciechowski P.: Metody oceny przebiegu karbonatyzacji betonu, Materiały Budowlane 2/2008.
13. Drobiec Ł., Pająk Z.: Stropy z drobnowymiarowych elementów / Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2013.
14. Heim R., Saliger R., Kohnke R.: Handbuch fur den Eisenbetonbau, Bd.4 – Bauausführungen aus dem Hochbau und Baugesetze. Herausgeber Emperger, F. Berlin: Verlag Wilgelm Ernst & Sohn, 1909.
15. International Bridge Engineering. Edited by Wai-Fah Chen Lian duan. CRC Press Taylor & Francis Group 2014.
16. Jankowski J.: Mosty w Polsce i mostowcy polscy. Od czasów najdawniejszych do końca I wojny światowej. Wydawnictwo PAN. Zakład Narodowy im. Ossolińskich. Wrocław, Warszawa, Kraków, Gdańsk 1973.
17. Karaś S.: Mosty inżyniera Mariana Lutosławskiego w Lublinie. Wydawnictwo Naukowe PWN, 2014.
18. Kuryłło A., Thullie M.: "Inżynieria i Budownictwo" nr 11–12/1959.
19. Kuryłło A.: Żelbetnictwo: teorja i ustrój zeskładów żelbetowych. Cz. 2, Ustrój. Komisja Wydawnicza Kół Naukowych i Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Lwowskiej, Lwów: Drukarnia Zakładu Narodowego imienia Ossolińskich. 1932.
20. Kwasza W., Hnidec B., Panczynko A.: O naprawie zabytkowej kładki dla pieszych w Politechnice Lwowskiej. "Inżynieria i Budownictwo" nr 4/2005.
21. Kwasha W., Hnidets B., Salijczuk L.: Rozwój budownictwa mostów łukowych w regionie lwowskim. Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe pt. "Mosty łukowe – dzieła kultury. Projektowanie, budowa, utrzymanie". Wrocław 26–27 listopada 2015. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2015.
22. Most i wiadukt imienia Księcia Józefa Poniatowskiego przez Wisłę w Warszawie. Warszawa 1927.
23. Narodowe Archiwum Cyfrowe.
24. Orłowicz M.: Ilustrowany przewodnik po Galicyi, Bukowinie, Spiszu, Orawie i Śląsku Cieszyńskim. Wydawnictwo Karol Kwieciński. Lwów 1919.
25. Paszkowski W.: Żelbetnictwo: kurs wykładów na Politechnice Warszawskiej / Warszawa: nakł. Komisji Wydawniczej T-wa Bratniej Pomocy Słuch. Polit. Warszawskiej, 1921.
26. Probst E.: Vorlesungen über Eisenbeton. Verlag von Julius Springer Heidelberg, Berlin, 1922.
27. Ryżyński A.: 750 lat poznańskich mostów. Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej. Poznań 2002.
28. Von wirtschaftlichen Bauen. Herausgegeben von R. Stegemann. Verlag Oscar Laube Dresden. 4. Folge 1927.

29. Woliński P., Tokarski D.: Badania porównawcze wybranych metod oceny postępu karbonatyzacji betonu, Autobusy: technika, eksploatacja, systemy transportowe 12/2017.
30. PN-EN 12504-2-2002 Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badanie nieniszczące – Oznaczanie liczby odbicia.
31. PN-EN 13791:2008 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
32. Instrukcja ITB 210/1977 Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu. ITB, Warszawa 1977.

Evaluation of the technical condition of a prefabricated reinforced concrete structure of a building from the early 20th century

Keywords: monument, precast, Visintini ceiling, structural settlement, technical condition

Analiza nośności skorodowanych słupów żelbetowych wzmocnionych różnymi technikami

JACEK KORENTZ *
Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa

Streszczenie: Konstrukcje żelbetowe w czasie eksploatacji pracują w różnych warunkach środowiskowych, które mogą wywołać uszkodzenia korozyjne betonu i prętów zbrojeniowych, co prowadzi do ubytków betonu i masy prętów zbrojeniowych, a także do degradacji właściwości mechanicznych betonu i stali zbrojeniowej. W konsekwencji wpływa to na dalsze bezpieczeństwo i użyteczność konstrukcji żelbetowych. W opracowaniu przedstawiono wyniki analizy zachowania się krępych słupów żelbetowych z uszkodzeniami korozyjnymi wzmocnionych różnymi technikami z zastosowaniem różnych materiałów naprawczych. Na podstawie krzywych interakcji pomiędzy momentem zginającym a siłą osiową dokonano oceny skuteczności trzech różnych sposobów wzmocnienia słupa, który doznał określonych uszkodzeń korozyjnych polegających na ubytkach betonu otuliny i części przekroju prętów zbrojenia podłużnego. Wyniki analiz wykazały, że nośność słupów po wzmocnieniu zależy w istotny sposób od technik wzmocnienia i właściwości mechanicznych materiałów naprawczych, a także od sposobu obciążenia słupa. Dlatego dokonując wyboru metody i techniki wzmocnienia oraz materiałów naprawczych należy także zwrócić dużą uwagę na wartości sił przekrojowych, w szczególności na relację między momentem zginającym a siła osiową.

Słowa kluczowe: słup żelbetowy, korozja betonu, korozja zbrojenia, wzmacnianie, ściskanie mimośrodowe, nośność graniczna

1. Wprowadzenie

Każdy obiekt budowlany ulega zużyciu w wyniku upływu czasu i odziaływania środowiska, w którym jest eksploatowany. Uszkodzenia konstrukcji żelbetowych wynikające z warunków użytkowania są powodowane czynnikami mechanicznymi, fizycznymi i chemicznymi działającymi odrębnie lub jednocześnie. W efekcie dochodzi do uszkodzenia otulenia betonem prętów zbrojenia i w konsekwencji do korozji prętów. Postępujące procesy korozji betonu i prętów zbrojenia mogą doprowadzić do degradacji elementów obiektów budowlanych do takiego stopnia, że obiekty te nie będą w stanie spełniać podstawowych wymagań nośności i użytkowalności przed upływem projektowanego czasu eksploatacji.

Naprawy i wzmocnienia konstrukcji wykonywane są najczęściej w celu przywrócenia im pierwotnych parametrów wytrzymałościowych lub użytkowych utraconych w czasie eksploatacji. Wzmocnienia stosujemy także w celu koniecznego zwiększenia nośności konstrukcji ze względu na modernizacje istniejących obiektów budowlanych związane ze zmianą ich przeznaczenia lub ze zmianami w ich rozwiązaniach funkcjonalnych.

*Autor do korespondencji: *j.korentz@ib.uz.zgora.pl*

Przeprowadzenie naprawy konstrukcji zwykle nie wymaga wykonania szczegółowych analiz obliczeniowych. Wystarczy właściwa ocena uszkodzeń, ustalenie przyczyn ich powstania oraz znajomości oferowanych materiałów naprawczych i technologii napraw. W przypadku wzmocnienia mamy do czynienia z zagadnieniem bardziej złożonym i często niełatwym technicznie. Celem wzmocnienia konstrukcji jest przywrócenie lub zwiększenie jej pierwotnej nośności bądź sztywności. Dlatego projekt wzmocnienia musi zawierać kompleksową ocenę sytuacji: ocenę stanu technicznego konstrukcji, inwentaryzację uszkodzeń, analizę pierwotnych lub nowych założeń projektowych, obliczenia sprawdzające i przede wszystkim dobór odpowiednich technik wzmocnienia i materiałów naprawczych.

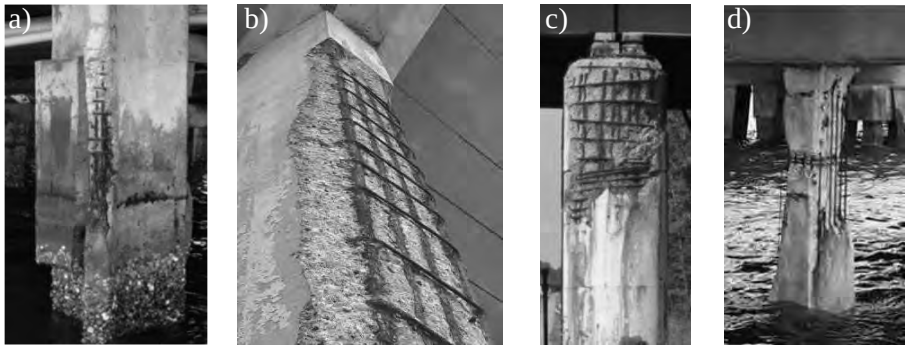
Do wzmocnienia konstrukcji z betonu stosowane są bardzo różne metody, techniki i materiały o bardzo zróżnicowanych cechach fizycznych i mechanicznych. Wzmocnienia konstrukcji żelbetowych mogą być wykonywane jako opaski przy użyciu betonu zwykłego, fibrobetonów lub betonów polimerowych i geopolimerowych zbrojonych (lub nie) prętami stalowymi lub kompozytowymi FRP. Obecnie najczęściej stosowane są naklejane lub wklejane taśmy z włókien kompozytowych FRP, naklejane lub wklejane pręty i kształtowniki stalowe lub kompozytowe oraz naklejane maty i folie z włókien kompozytowych FRP. Wymienione techniki wzmocnienia należą do grupy metod biernych, ponieważ wprowadzone elementy naprawcze zaczynają pracować z chwilą pojawienia się nowych obciążeń. Bardziej efektywne jest czynne wzmocnienie, które polega na zewnętrznym sprężeniu elementu dodatkowym zbrojeniem naklejanym bądź kotwionym. O skuteczności wzmocnienia decyduje tzw. „inżynieria napraw" [5], natomiast wpływ na efektywność wzmocnienia mają zastosowane metody i techniki oraz materiały naprawcze [12, 13].

W opracowaniu przedstawiono wyniki analizy nośności wzmocnionych różnymi technikami i materiałami krępych słupów żelbetowych, w których wystąpiły uszkodzenia korozyjne betonu i prętów zbrojeniowych. Celem przeprowadzonych analiz jest ocena efektywności i skuteczności różnych technik wzmocnienia i rodzaju materiałów naprawczych.

2. Uszkodzenia korozyjne betonu i prętów zbrojenia w słupach

Na rys. 1 [11] przedstawiono przykłady zaobserwowanych uszkodzeń korozyjnych słupów żelbetowych. Fotografie na tym rysunku ilustrują już zaawansowany stan degradacji tych słupów. Można tu wyróżnić: a) miejscowe odspojenie otuliny i korozję zbrojenia, b) odspojenie otuliny i korozję zbrojenia na jednej z powierzchni bocznych słupa, c) odspojenie otuliny i korozję zbrojenia na całym obwodzie słupa i d) ubytki betonu także wewnątrz rdzenia przekroju i korozję zbrojenia. We wszystkich przedstawionych przypadkach słupy te nie uległy awarii pomimo tak znacznych uszkodzeń.

W literaturze przedmiotu można znaleźć wiele publikacji dotyczących przyczyn i skutków korozji betonu i prętów zbrojeniowych w konstrukcjach żelbetowych [5,15]. Z praktycznego punktu widzenia w projektowaniu wzmocnień mają znaczenie miary uszkodzeń korozyjnych betonu i prętów zbrojeniowych. Jako miarę uszkodzeń korozyjnych betonu można przyjąć zmniejszenie pola powierzchni przekroju poprzecznego o ΔA_c w wyniku destrukcji otuliny, a czasem w skrajnych przypadkach nawet ubytków betonu w rdzeniu przekroju (rys. 1d). Miarą uszkodzeń korozyjnych prętów zbrojeniowych jest ubytek ich masy wyrażany współczynnikiem utraty masy γ [2] lub zredukowaną średnica pręta d [1]. Ponad to wyniki badań doświadczalnych [4,9] skorodowanego betonu i prętów zbrojeniowych wskazują na odmienne właściwości mechaniczne betonu a szczególnie stali prętów zbrojeniowych od właściwości pierwotnych. Czynniki te powinny być uwzględniane w określaniu nośności uszkodzonych elementów żelbetowych przed wzmocnieniem, a także po wzmocnieniu.



Rys. 1. Uszkodzenia korozyjne słupów żelbetowych: a) https://www.wesavestructures.info/corrosion-evaluation (31.01.2022 r.), b) https://www.fprimec.com/structural-effects-corrosion/ (22.01.2024 r.), c) https://www.theengineeringcommunity.org/types-and-causes-of-concrete-deterioration/ (22.01.2024 r.), d) https://www.techdry.com.au/how-to-avoid-salt-water-corrosion-within-reinforced-concrete/ (31.01.2022 r.).

Z kolei analizy MES [14] wskazują, że korozja zbrojenia powoduje nie tylko spadek nośności słupów, ale także ich ciągliwości – w skrajnych przypadkach spadek nośności zmienia się w granicach od 10 do 90%. W analizach numerycznych [11] słupów krępych wykazano, że ubytki otuliny betonowej połączone z ubytkami korozyjnymi masy prętów $\gamma < 0{,}36$ powodują, że ich nośność resztkowa nie jest mniejsza od 2/3 nośności pierwotnej.

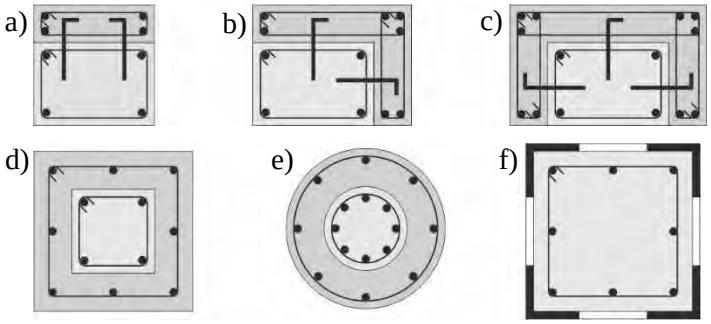
3. Techniki wzmacniania słupów żelbetowych

Techniki wzmacniania słupów zależą przede wszystkim od rodzaju konstrukcji i specyfiki oddziaływań, a także możliwego dostępu do powierzchni bocznych słupów. W przypadku konstrukcji poddawanych tylko obciążeniom statycznym niezbędne jest zwiększenie nośności na zginanie i ściskanie osiowe. W przypadku konstrukcji poddawanych dodatkowo obciążeniom dynamicznym kluczowe znaczenie ma zwiększenie wytrzymałości na zginanie i ścinanie. Poprawę nośności i ciągliwości słupów po wzmocnieniu można osiągnąć za pomocą różnych technik wzmocnienia i materiałów naprawczych.

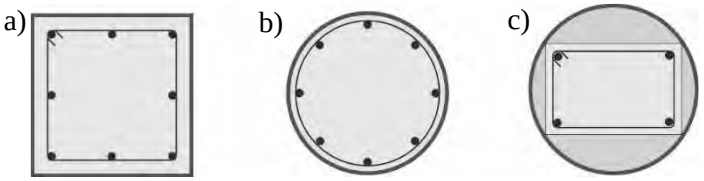
W słupach żelbetowych mogą występować niewielkie pęknięcia betonu bez uszkodzenia zbrojenia, powierzchowne uszkodzenia betonu z uszkodzeniami zbrojenia, ubytki betonu, wyboczenie prętów zbrojeniowych lub zerwanie strzemion. W zależności od stopnia i zakresu uszkodzeń betonu i prętów zbrojeniowych można zastosować różne techniki napraw np. iniekcja, reprofilacja przekroju, która może być połączona z miejscowym usunięciem i wymianą prętów zbrojenia albo ich odtworzeniem. W przypadku projektowanego zwiększenia obciążeń konieczne będzie powiększenie wymiarów przekroju słupa najczęściej połączone z wprowadzeniem dodatkowych prętów zbrojeniowych.

Dostępne są trzy główne techniki wzmacniania słupów żelbetowych przez zastosowanie: płaszcza betonowego, płaszcza stalowego lub płaszcza kompozytowego (FRP). Na rys. 2 przedstawiono różne warianty techniki wzmocnienia słupów żelbetowych polegającej na zwiększeniu ich przekroju poprzecznego. W zależności od możliwości technicznych, pracy słupów i płaszczyzny (płaszczyzn) działania momentu (momentów) zginającego może to być wzmocnienie jednostronne, dwustronne i trzystronne (rys. 2a, b, c), lub pełne na całym obwodzie (rys. 2d, e) [7], albo wzmocnienie opaskami stalowymi z odpowiednich kształtowników (rys. 2f). W wariantach tych poza dodatkowym zbrojeniem podłużnym należy wykonać odpowiednią warstwę sczepną i zastosować pręty zbrojeniowe zapewniające współpracę starego beton z betonem nowym.

Zamiast opaski betonowej z prętami zbrojenia podłużnego można zastosować uzwojenie słupa taśmami lub matami z kompozytów FRP (rys. 3a, b) [7]. Bardzo ciekawym rozwiązaniem wzmocnienia słupów o przekroju prostokątnym jest ich owalizacja do przekroju kołowego betonem uzwojonym taśmami lub matami kompozytowymi [8] (rys. 3c).



Rys. 2. Wzmocnienia słupów kompozytami FRP: a), b) uzwojenie kompozytami. c) owalizacja przekroju betonem uzwojonym kompozytem.



Rys. 3. Wzmocnienia słupów kompozytami FRP: a), b) uzwojenie kompozytami. c) owalizacja przekroju betonem uzwojonym kompozytem.

W przypadku wzmocnienia słupów przez owinięcie kompozytami (rys. 3a, b) bardzo duży wpływ na skuteczność tej techniki wzmocnienia ma kształt przekroju i mimośród siły podłużnej. Badania [6] wykazały, że kształt przekroju poprzecznego ma znaczący wpływ na skuteczność uzwojenia słupów krępych taśmami CFRP pod obciążeniem osiowym. W słupach o przekroju kołowym zanotowano najwyższy wzrost nośności, który wynosił 44%. W słupie o przekroju kwadratowym odnotowano wzrost nośności o 35%. Natomiast wzrost nośności słupów żelbetowych o przekrojach prostokątnych zależał od współczynnika kształtu przekroju. Słup o przekroju prostokątnym i współczynniku kształtu h/b = 1,25 wykazał 30% wzrost nośności, podczas gdy słup o przekroju prostokątnym i współczynniku kształtu h/b = 1,45 wykazał tylko 23% wzrost nośności. Podobnie słup o przekroju kołowym wykazywał największy przyrost ciągliwości, mierzony odkształceniem osiowym, o 450%, podczas gdy słup o przekroju prostokątnym o współczynniku kształtu 1,45 wykazywał najniższy, 350% przyrost. Uzwojenie taśmami CFRP poprawiło również nośność słupów mimośrodowo ściskanych (e/h = 0,46 i 0,60), ale w mniejszym stopniu, zanotowano wzrost nośności od 18% do 28%.

W przypadku słupów o przekroju kołowym obciążonych osiowo ograniczenie odkształceń poprzecznych betonu taśmami FRP wywołuje w nim stan trójosiowego ściskania, co powoduje znaczny wzrost nośności i ciągliwości. Uzwojenie FRP jest mniej skuteczne w przypadku słupów o przekrojach kwadratowym i prostokątnym ze względu na koncentrację naprężeń w narożnikach i brak uzwojenia na krawędziach przekroju. Aby zwiększyć skuteczność uzwojenia FRP słupów o przekrojach prostokątnych zaleca się zaokrąglenie narożników, co skutkuje poprawą nośności [9].

Miarą efektywności wykorzystania przestrzennego stanu naprężeń ściskających w betonie jest przyrost jego wytrzymałości na ściskanie, a ten jest zależny od wartości biernego ciśnienia

poprzecznego, jakie można wygenerować skrępowaniem. Odrębną kwestią jest sposób, w jaki można w konstrukcjach z betonu taki stan trójosiowego ściskania wywołać. Praktycznym sposobem realizacji trójosiowego ściskania w betonie okazały się słupy o przekroju kołowym uzwojone zbrojeniem spiralnym, a później także słupy z rur stalowych wypełnionych betonem CFST i słupy owinięte kompozytami FRP, a także słupy CFST owinięte kompozytem FRP.

Zachowanie się i nośność słupów wzmacnianych przez skrępowanie zależy od efektywności zbrojenia zewnętrznego, na którą decydujący wpływ ma wytrzymałość i odkształcalność tego zbrojenia i jego ilość. W badaniach [3] o nośności badanych słupów o przekroju kołowym decydowała ilość warstw kompozytu, a wzrost ich nośności w stosunku do słupa referencyjnego wynosił 44%, 95%, 106% i 152% dla jednej, dwóch, trzech i czterech warstw CFRP odpowiednio.

4. Analiza nośności słupów

Zdecydowana większość słupów może być obciążona wieloma kombinacjami momentu zginającego i siły osiowej albo siłami podłużnymi działającymi na mimośrodzie. Dlatego do oceny nośności słupów przed i po wzmocnieniu, a także oceny skuteczności stosowanych wzmocnień najbardziej przydatne są krzywe interakcyjne nośności granicznej [11].

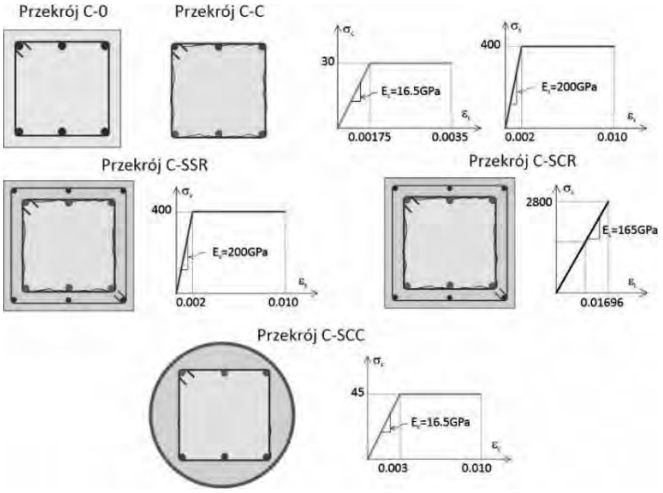
Nośność graniczna przekroju mimośrodowo ściskanego jest równa wartościom siły osiowej N i momentu zginającego M leżącymi na krzywej interakcji sił N i M zdeterminowanej przez stan granicznych odkształceń betonu i prętów zbrojenia podłużnego. W stanie granicznym nośności związki między siłą osiową a momentem zginającym otrzymuje się z warunków równowagi sił przekrojowych w poszczególnych przedziałach całkowania określonych przez wysokość strefy ściskanej wynikającą z rozpatrywanych stanów odkształceń przekroju. Otrzymane w ten sposób związki o złożonej postaci są nieliniowe. W celu uproszczenia analizy krzywą interakcji N–M można zastąpić linią łamaną, której punkty leżą na krzywej interakcji [10].

Jak wcześniej wspomniano skuteczność uzwojenia słupów zależy także od wartości mimośrodu siły podłużnej lub relacji między momentem zginającym a siłą osiową [6]. Ze wzrostem momentu zginającego skuteczność uzwojenia maleje, ponieważ pojawia się gradient odkształceń podłużnych a dodatkowo mogą pojawić się także naprężenia rozciągające. Dlatego w takim przypadku należy rozważyć różne techniki wzmocnienia, aby zastosować najbardziej efektywną.

W przeprowadzonej analizie rozpatruje się wpływ różnych technik wzmocnienia i materiałów naprawczych na nośności charakterystyczną krępych słupów żelbetowych (rys. 4). Przedmiotem analizy jest słup o przekroju C–0, wymiarach 30×30 cm, zbrojony sześcioma prętami ϕ20 mm ze stali o granicy plastyczności f_{sy} = 400 MPa, wykonany z betonu o wytrzymałości na ściskanie f_{co} = 30 MPa. Zakłada się, że w wyniku oddziaływań środowiskowych doszło do odspojenia otuliny o grubości 3 cm na całym obwodzie i korozji prętów zbrojeniowych, w których zanotowano ubytek masy o 36%, co spowodowało spadek efektywnej średnicy prętów z 20 do 16 mm (przekrój C–C).

Założeniem projektowym wykonania wzmocnienia jest przywrócenie pierwotnej nośności słupa. Przyjęto, że w tym celu należy uzupełnić ubytki korozyjne betonu i zbrojenia dodatkowym zbrojeniem umieszczonym w opasce betonowej o grubości 5 cm, wykonanej z takiego samego betonu co słup. Na obwodzie opaski betonowej zastosowano sześć prętów zbrojeniowych ϕ 16 mm wykonanych ze stali o granicy plastyczności f_{sy} = 400 MPa (przekrój C-SSR) i kompozytu węglowego CFRP o wytrzymałość f_f = 2800 MPa (przekrój C-SCR). Ponadto przyjęto dodatkowe rozwiązanie wzmocnienia słupa polegające na owalizacji jego przekroju do przekroju kołowego o średnicy 38 cm betonem uzwojonym kompozytem CFRP

o wytrzymałości na ściskanie f_{cc} = 45 MPa (przekrój C-SCC). Charakterystyki wytrzymałościowe zastosowanych materiałów są zamieszczone na rys. 4.



Rys. 4. Analizowane przekroje słupów.

W przeprowadzonych analizach przyjęto następujące założenia: a) pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie, b) odkształcenie graniczne w skrajnym włóknie ściskanym w betonie nieuzwojonym wynoszą ε_{cu} = 0,0035, c) odkształcenie graniczne w skrajnym włóknie ściskanym w betonie uzwojonym wynoszą ε_{ccu} = 0,0035, d) odkształcenia graniczne w rozciąganych prętach stalowych i kompozytowych wynoszą $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{fu}$ = 0,010, e) właściwości mechaniczne prętów stalowych i kompozytowych przy ściskaniu są takie same jak przy rozciąganiu, przy czym odkształcenia graniczne w tych prętach wynoszą $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{fu}$ = 0,003.

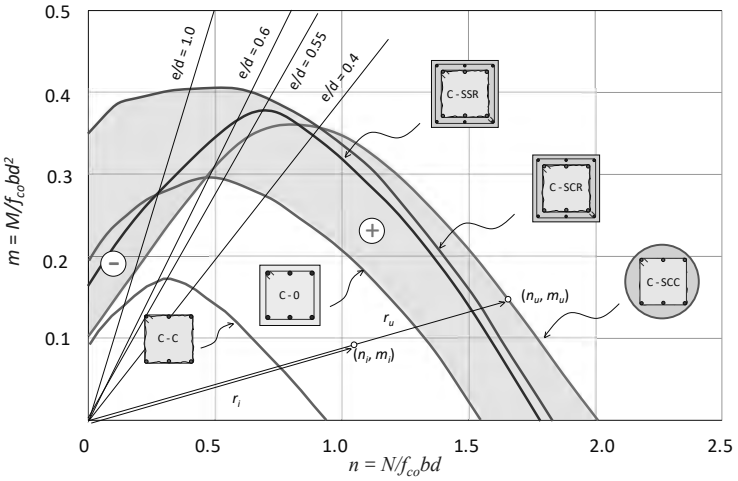
Do oceny skuteczność poszczególnych rozwiązań wzmocnień wykorzystano krzywe interakcji siła osiowa – moment zginający. Krzywe interakcji rozpatrywanych przekrojów otrzymano na podstawie wyników obliczeń MES wykonanych komercyjną aplikacją XTRACT firmy TRC [16]. Na rys. 5 zamieszczone są wykresy krzywych granicznych interakcji pomiędzy bezwymiarowym momentem zginającym $m = M/f_{cd}bd^2$ a bezwymiarową siłą osiową $n = N/f_{cd}bd$ dla analizowanych przekrojów. Jako miarę nośności przekrojów mimośrodowo ściskanych można przyjąć odległości punktów (n_u, m_u) leżących na krzywej interakcji od początku układu wyrażoną przez parametr r_u.

Porównując krzywe interakcji dla przekroju pierwotnego (C–0) i przekroju z uszkodzeniami (C–C) można zauważyć i łatwo ustalić, że ubytki korozyjne betonu i zbrojenia spowodowały spadek nośności od 40% (m = 0) do 55% (n = 0) w zależności od wartości mimośrodu względnego siły podłużnej e/d.

Wzmocnienie słupa opaską betonową z prętami kompozytowymi (C-SCR) okazuje się najbardziej efektywnym rozwiązaniem. Nośność tak wzmocnionego słupa jest większa od nośności słupa przed uszkodzeniami korozyjnymi (C–0) w całym zakresie obciążeń – od czystego zginania (n = 0) do ściskania osiowego (m = 0) odpowiednio o 82 i 18%. Wzmocnienie słupa opaską betonową z prętami stalowymi (C-SSR) jest mniej skuteczne. Nośność słupa C-SSR jest zbliżona do nośności słupa z prętami kompozytowymi C-SCR dla mimośrodu siły podłużnej e/d od 0 do 0,55, a dla $e/d > 0{,}55$ szybko maleje, a po przekroczeniu mimośrodu e/d = 1,0 nośność słupa C-SSR staje się mniejsza niż słupa C–0.

Wzmocnienie słupa przez jego owalizację betonem uzwojonym (C-SCC) powoduje wzrost nośności do 30% w porównaniu ze słupem C–0 jeżeli mimośród siły podłużnej e/d nie jest

większy niż 0,40, a po przekroczeniu mimośrodu e/d = 0,60 nośność słupa C-SCC jest mniejsza od nośności słupa C–0.



Rys. 5. Krzywe interakcji *m–n*.

Na podstawie uzyskanych wyników analiz MES można stwierdzić, że skuteczność techniki wzmocnienia polegającej na wykonaniu opaski betonowej zależy w istotny sposób od rodzaju zastosowanych prętów i sposobu obciążenia wzmacnianego słupa. Jeżeli słup będzie ściskany siłą na mimośrodzie $e/d < 1{,}0$ to nośność słupa po wzmocnieniu jest wystarczająca zarówno dla zbrojenia prętami stalowymi i prętami z kompozytu węglowego. Jeżeli siła podłużna będzie działać na większych mimośrodach $e/d > 1{,}0$ wówczas zbrojenie opaski betonowej prętami stalowymi jest nie wystarczające, nie uzyskamy odpowiedniej nośności. Bardzo efektywnym sposobem wzmocnienia okazuje się owalizacja przekroju betonem uzwojonym. Skuteczność tego sposoby wzmocnienia jest większa od wzmocnienia opaską betonową z prętami, jeżeli mimośród siły podłużnej nie jest zbyt duży $e/d < 0{,}4$.

Z powyższych względów dokonując wyboru metody, techniki wzmocnienia i materiałów naprawczych należy zwrócić dużą uwagę na wartości sił przekrojowych, w szczególności na relację między momentem zginającym a siłą osiową. W zależności od tego jak duży jest mimośród siły podłużnej o nośności przekroju może decydować beton strefy ściskanej albo zbrojenie rozciągane.

Prezentowane krzywe interakcji *n–m* mogą służyć także do analizy i projektowania wzmocnień smukłych słupów żelbetowych, w których należy uwzględnić wpływ efektów drugiego rzędu. W tym celu należy porównać siły przekrojowe od różnych kombinacji oddziaływań z powiększonym momentem zginającym od efektów drugie rzędu (n_i, m_i) z nośnością graniczną wyrażoną przez współrzędne odpowiedniego punktu leżącego na krzywej interakcji (n_u, m_u). Nośność słupa będzie wystarczająca jeżeli dla określonego mimośrodu siły podłużnej $e_i = m_i/n_i$ będzie spełniony warunek $r_i \le r_u$ (rys. 5).

5. Podsumowanie

Procesy destrukcji elementów żelbetowych spowodowane korozją betonu i prętów zbrojeniowych mogą spowodować, że konstrukcja nie będzie w stanie spełniać podstawowych wymagań dotyczących nie tylko stanów granicznych nośności i użytkowalności przed upływem projektowanego czasu eksploatacji, ale także trwałości.

W przypadku wystąpienia uszkodzeń korozyjnych konstrukcji żelbetowych konieczne jest zastosowanie odpowiednich metod i technik wzmocnienia oraz materiałów naprawczych. Dlatego należy dokonać oceny skuteczności proponowanych rozwiązań technologicznych, konstrukcyjnych i materiałowych. Do tego celu bardzo przydatne są proste narzędzia umożliwiające ocenę nośności resztkowej uszkodzonych korozją elementów żelbetowych i ocenę ich nośności po wzmocnieniu. W przypadku słupów żelbetowych są to krzywe interakcji pomiędzy momentem zginającym a siłą osiową, które pozwalają na ocenę ich zachowania się w całym zakresie możliwych obciążeń.

Sposób wzmocnienia słupów żelbetowych zależy od rodzaju konstrukcji, zakresu i wielkości uszkodzeń, a także od przewidywanych obciążeń. Projektując wzmocnienia słupów żelbetowych trzeba być świadomym konsekwencji stosowania dostępnych technik wzmocnienia, materiałów naprawczych, a także wyboru metody wykonywania wzmocnień.

Literatura

1. Apostolopoulos C.A., Papadopoulos M.P., Pantelakis S.G., 2006, Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s, Construction and Building Materials, 20, s. 782–789.
2. Apostolopoulos C.A., Michalopoulos D, 2006, Effect of corrosion on mass loss, and high and low cycle fatigue of reinforcing steel, Journal of Materials Engineering and Performance, 15(6), s. 742–749.
3. Chastre C., Silva M.A.G., 2010, Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP. Engineering Structures. 32, s. 2268–2277.
4. Chen H., Zhanf J., Yang J., Ye F., 2018, Experimental Investigation into Corrosion Effect on Mechanical Properties of High Strength Steel Bars under Dynamic Loadings, International Journal of Corrosion, 2018, Article ID 7169681, s. 1–13.
5. Czarnecki M., Emmons P.H., Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków, 2002.
6. El Maaddawy T., El Sayed M., Abdel-Magid B., 2010, The effects of cross-sectional shape and loading condition on performance of reinforced concrete members confined with Carbon Fiber-Reinforced Polymers. Materials and Design. 31, s. 2330–2341.
7. fib Bulletin, No 103, 2022, Guide for strengthening of concrete structures. Guid to good practice. Task Group 8.1.
8. Hadi M.N.S., Pham T.M., Leu X. *New method of strengthening reinforced concrete square columns by circularizing and wrapping with fiber-reinforced polymer or steel.*
9. Hassan M., Chaallal O., 2007, Fiber-reinforced polymer confined rectangular columns: assessment of models and design guidelines. ACI Structural Journal. 104(6), s. 693–702.
10. Korentz J., Czarnecki W., 2023, Prediction of ultimate capacity of concrete columns reinforced with FRP bars. Materials, 15(5), s. 1161.
11. Korentz J., Ocena uszkodzeń korozyjnych w słupach żelbetowych. Awarie budowlane. 2022, s. 655–662.
12. Korentz J., Praca wzmocnionego przekroju żelbetowego. 2012, Przegląd Budowlany, 2, s. 40–42.
13. Kotynia R., Kamińska M.E., 2003, Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami kompozytowymi CFRP, Zeszyt 13, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź.
14. Mohammed A.M.A., Ahmed A., Maekawa K., 2016, Effect of corrosion on ductility of RC Columns, APICENS 2016, 5th Asia-Pacific International Congress on Engineering & Natural Sciences, s. 95–107.
15. Ściślewski Z., 1999, Ochrona konstrukcji żelbetowych, Wydawnictwo "Arkady", Warszawa.
16. XTRACT, TRC Bridge Design Software, http://www.trcbridgedesignsoftware.com/software-XTRACT.html

Load bearing capacity analysis of corroded reinforced concrete columns strengthened by different techniques

Key words: reinforced concrete column, concrete corrosion, reinforcement corrosion, strengthening, eccentric compression, ultimate load capacity

Prevention of structural failure of plain concrete applications: statistical parameters of flexural and compressive strengths

ANDREA NOELLY KOUAME*, ANDRZEJ S. NOWAK
Auburn University, AL, USA

Abstract: Structures may fail due to inadequate safety provided in design codes. It is important to continuously update design codes to prevent any structural failures. The calibration of strength reduction factors is based on the development of statistical parameters, which are the fundamental for structural safety analyses. For plain concrete, the calibration of the American Concrete Institute (ACI) was done using compression limit states. However, concrete fails in tension rather than in compression. The objective of the study is to calculate the statistical parameters of flexural and compressive strengths of plain concrete. Concrete mixtures containing four aggregates, namely, limestone, gravel, diabase, and granite were used to determine the distributions and statistical parameters for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] and 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams, and for compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders.

Key words: compressive strength, flexural strength, cumulative distribution function, mean, standard deviation, coefficient of variation, bias factor

1. Introduction

Plain concrete is defined as concrete used for structural elements having no reinforcement or having an amount of reinforcement less than specified in the American Concrete Institute (ACI) 318 [1]. These include slabs, basement and bearing walls, footings, pedestals in residential and light commercial areas where the risk of wind, seismic activities, and differential settlement is low, and where ductility is not an important factor in the structure design [2]. The concrete industry continues to significantly grow, and many developments have been made over the years. Still, the ACI 318 design provisions for structural plain concrete has not been updated since 1989. In ACI 318 design code, the calibration of plain concrete structures and components focuses on the compression limit state. However, concrete fails primarily in flexure rather than in compression. The compressive strength of concrete is determined in accordance with the American Society for Testing and Materials (ASTM) Specifications using standard 6×12 in. [15×30 cm] cylinders. On the other hand, the flexural strength of concrete is determined using standard 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams. The design flexural strength (or the modulus of rupture, *f'r*) of plain concrete presented in the ACI building code depends on the compressive strength and is expressed as:

*Autor do korespondencji: *ank0043@auburn.edu*

$$f'r = 5\lambda\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

where: λ is the modification factor reflecting the reduced properties of lightweight concrete relative to normal weight, and *f'c* is the design compressive strength of plain concrete, in psi.

Though the design flexural strength depends on the design compressive strength, plain concrete applications fail in tension rather than in compression. According to ACI 322 [1], the surface roughness of aggregate can increase the flexural strength of concrete but does not necessarily improve its compressive strength. Thus, using the flexural strength of plain concrete instead of its compressive strength is recommended in order to establish the allowable stresses and ultimate strength for structural plain concrete.

Studies related to flexural tensile properties of concrete are found in the literature. Abrams [3] tested 750 concrete beams loaded at one-third point of a 36 in. [91 cm] span beam and 750 cylinders of 6×12 in. [15×30 cm] dimensions, to compare the flexural and compressive strengths according to various criteria, which include quantity of cement and mixing water, aggregate size and grading, curing condition, and others. Abrams found that concrete mixtures with limestone have a higher flexural and compressive strengths than those with granite aggregates, because of a low absorption of the granite, resulting in a low water-cement ratio. Results also showed that a higher aggregate size increased the flexural and compressive strengths, for the same quantity of cement and that deeper beams, yield higher values of flexural strength. From the study, Abrams concluded that the flexural and compressive strengths increased when the quantity of cement increases and decreases for a high quantity of water. Nowak and Szerszen [4] determined resistance factors for concrete and steel, that are consistent with load combinations according to ASCE 7-98 Standard. An extensive database of ordinary concrete, high-strength concrete, and lightweight concrete as well as plain concrete in flexure and shear, reinforcing steel bars, and prestressing strands was used for the study. The statistical parameters of resistance were calculated by Monte Carlo simulations using the statistical parameters for material factor (M), fabrication factor (F), and professional factor (P). The authors found that the bias factor for plain concrete ranges from 1.105 to 1.4, and the coefficient of variation ranges from 0.80 to 0.82, for both flexure and shear. Their results showed that there was an improvement in the quality of the materials and that there was a reduction in the variability of the strength. It was also noted that the bias factor of concrete strength decreases when the strength increases.

The compression-based design of plain concrete appears to be conservative as large factors of safety were used to prevent failure; it also inhibits the wider use of structural plain concrete because of an increase cost in constructability. According to ConstructConnect Insight [5], there is a predicted increase of 14% in U.S. dollars in residential construction in 2024. It is thus important to investigate the flexural performance of plain concrete, through standard testing methods such as ASTM C78/C78M Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete. The code provisions need to provide adequate safety to prevent structural failure. The basis of a structural safety analysis is the derivation of the statistical parameters.

The objective of the study is to calculate the statistical parameters of the flexural and compressive strengths of plain concrete. These include the mean, standard deviation, coefficient of variation, and bias factor. The determination of the statistical parameters is essential for the structural safety analysis and the calibration process of the strength reduction factors for resistance of plain concrete.

2. Methodology

Experimental test results for plain concrete were received for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] and 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams, and for compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders. The main purpose for using two beams' sizes for the flexural strength was to examine the feasibility of using a smaller size beam (i.e., 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams) because of the heaviness and risk of injuries when handling large size beams such as the standard ASTM beam size (i.e., 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams) [6]. Flexural strength testing was conducted at third-point loading according to the AASHTO T79 procedure. Twenty-two (22) concrete mixtures containing four aggregates including limestone (LS), gravel (GV), diabase (DB), and granite (GT) were prepared. For each mixture, 6 specimens were tested at 28 days for flexural strength and 3 specimens were tested for compressive strength. The concrete mixtures are identified such that the first numbers (57, 67, and 467) represent the aggregates size, the letters (LS, GV, DB, GT) represent the aggregates type and the last numbers (37, 42, and 47) represent the water-to-binder percentage [6]. The number of samples for flexural and compressive tests are shown based on the aggregates, in table 1.

Table 1. Number of samples used for flexural and compressive strength tests.

Aggregates	Flexure	Compression
Limestone	54	27
Gravel	36	18
Diabase	36	18
Granite	6	3

The determination of statistical parameters for plain concrete involves determining the type of distribution of the data, the mean, standard deviation, coefficient of variation, and bias factor using the cumulative distribution functions (CDFs). Normal probability paper is used to plot the CDFs for flexural and compressive strengths of plain concrete according to the aggregate used in the concrete mixtures. The data is first sorted in increasing order and the probability of occurrence associated with each observation, is calculated as

$$p = \frac{i}{N+1} \tag{2}$$

where N is the total number of observations and i is the rank of each observation.

The standard normal variable z is determined for each observation such that on normal probability paper, a value of zero (0) for the standard normal variable z corresponds to a probability of 0.5 [7]. The statistical parameters for plain concrete, specifically the coefficient of variation (COV) and the bias factor λ, are computed using the mean and standard deviation, obtained from the lower tail of the CDFs, as shown in the following equations.

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \qquad \lambda = \frac{\mu}{nominal} \tag{3}$$

where μ, σ, and *nominal* are the mean, standard deviation and nominal (design) value of the flexural strength or compressive strength.

No information related to the design flexural strength and design compressive strength was provided. Thus, assumptions were made for both nominal (design) flexural and compressive strengths, in order to compute the bias factor. The compressive strength values were assumed

to be 3,000 to 9,000 psi [20.7 to 62.1 MPa], and the design flexural strength was calculated as presented in Eq. (1).

3. Results & Discussion

The cumulative distribution functions (CDFs) for the flexural and compressive strengths of plain concrete are plotted according to the aggregates, in order to determine the associated statistical parameters.

The CDFs for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams are presented in Fig. 1, for limestone, gravel, diabase, and granite aggregates. Table 2 and Table 3 presents the mean, standard deviation, coefficient of variation, and bias factors for 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams. The CDFs and statistical parameters for flexural strength of 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams are presented in Fig. 2, Table 4, and Table 5. The CDFs for flexural strengths approximately follow a straight line; therefore, the flexural strengths of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] and 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams are normally distributed according to the aggregates. On probability paper, a standard normal variable *z-value* of zero (0) corresponds to a probability of 0.5. The means and standard deviations are determined using a straight fit line applied at the lower tail of the CDFs, which corresponds to 50% of the data. The intersection between the straight line at the lower tail of the distribution and the *x*-axis at a *z-value* of zero, is the mean flexural strength. The standard deviation is the distance between the mean flexural strength and the flexural strength occurring at the intersection of the straight fit line and the *z-value* of 1. The coefficient of variation is computed as the ratio of the standard deviation to the mean flexural strength as shown in Eq. (3).

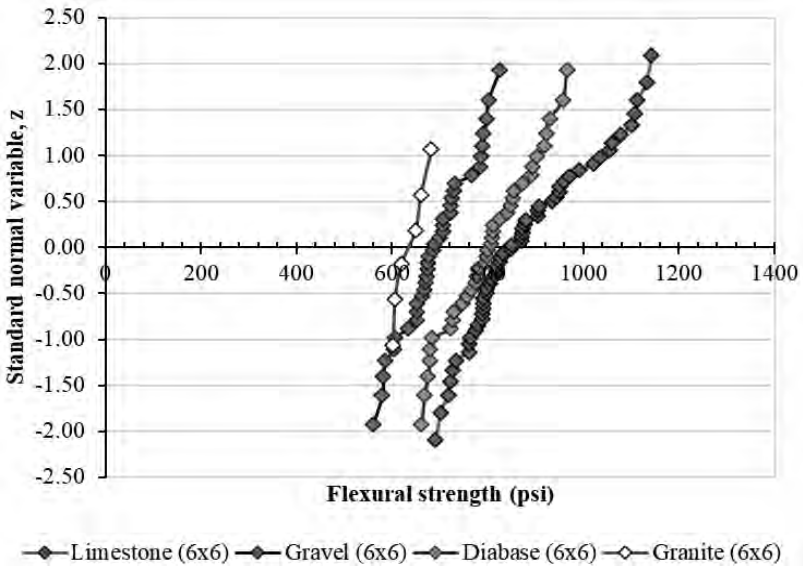


Fig. 1. CDFs for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams.

Table 6 presents the coefficients of variation for flexural strength. This table shows that the coefficients of variation of 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams are higher than those of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams, except for concrete mixtures containing diabase aggregates; therefore, 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams display, in general more variability in the flexural strength, than 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams.

The cumulative distribution function for the compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders was also plotted according to the aggregates (Fig. 3). The compressive strength follows a lognormal distribution. The associated statistical parameters were calculated and are presented in, table 7 and 8. The analyses showed that the mean values for the flexural and compressive strengths of plain concrete are higher for mixtures containing limestone and diabase aggregates. Mixtures with granite aggregates have the lowest variability (i.e., coefficient of variation). This could be associated to the low number of samples used for flexural and compressive tests of granite aggregate mixtures. Also, the results indicated that the bias factor decreases when the design flexural and compressive strengths increase.

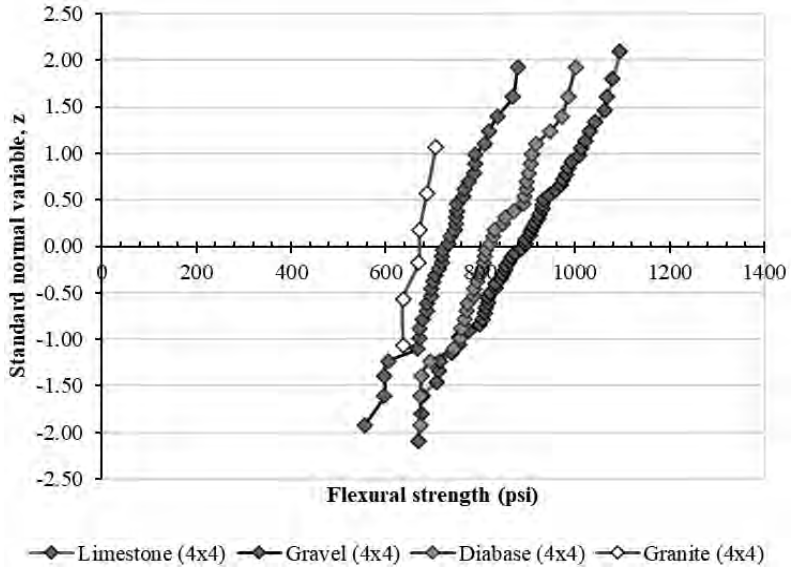


Fig. 2. CDFs for flexural strength of 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams.

Table 2. Statistical parameters for flexural strength.

	6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams		
Aggregates	**Mean, psi [MPa]**	**Standard deviation, psi [MPa]**	**COV**
Limestone	838.7 [5.8]	76.4 [0.53]	0.091
Gravel	695.9 [4.8]	77.4 [0.53]	0.111
Diabase	804.8 [5.6]	94.8 [0.65]	0.118
Granite	621.8 [4.3]	21.3 [0.15]	0.034

Table 3. Bias factors for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams.

	Design flexural strength, psi [MPa]						
	274 [1.89]	**316 [2.18]**	**354 [2.44]**	**387 [2.67]**	**418 [2.88]**	**447 [3.08]**	**474 [3.27]**
Aggregates	**Bias factor λ**						
Limestone	3.06	2.65	2.37	2.17	2.00	1.88	1.77
Gravel	2.54	2.20	1.97	1.80	1.66	1.56	1.47
Diabase	2.94	2.54	2.28	2.08	1.92	1.80	1.70
Granite	2.27	1.97	1.76	1.61	1.49	1.39	1.31

Table 4. Statistical parameters for flexural strength.

	4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams		
Aggregates	**Mean, psi [MPa]**	**Standard deviation, psi [MPa]**	**COV**
Limestone	884.3 [6.1]	120.0 [0.83]	0.136
Gravel	742.0 [5.1]	94.2 [0.65]	0.127
Diabase	830.4 [5.7]	93.0 [0.64]	0.112
Granite	677.1 [4.7]	49.7 [0.34]	0.073

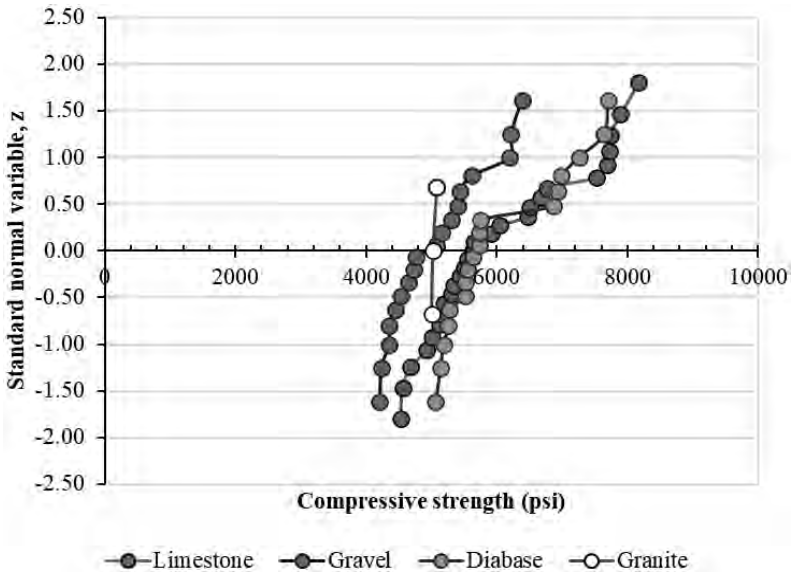


Fig. 3. CDF for compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders.

Table 5. Bias factors for flexural strength of 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams.

	Design flexural strength, psi [MPa]						
	274 [1.89]	**316 [2.18]**	**354 [2.44]**	**387 [2.67]**	**418 [2.88]**	**447 [3.08]**	**474 [3.27]**
Aggregates	**Bias factor λ**						
Limestone	3.23	2.80	2.50	2.28	2.11	1.98	1.86
Gravel	2.71	2.35	2.10	1.92	1.77	1.66	1.56
Diabase	3.03	2.63	2.35	2.14	1.98	1.86	1.75
Granite	2.47	2.14	1.92	1.75	1.62	1.51	1.43

Table 6. Comparison of coefficients of variation for flexural strength of 6×6×21 in. [15×15×53 cm] and 4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams.

	6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams	**4×4×14 in. [10×10×35 cm] beams**
Aggregates	**COV**	**COV**
Limestone	0.091	0.136
Gravel	0.111	0.127
Diabase	0.118	0.112
Granite	0.034	0.073

Table 7. Statistical parameters for compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders.

	4×8 in. [10×20 cm] cylinders		
Aggregates	**Mean, psi [MPa]**	**Standard deviation, psi [MPa]**	**COV**
Limestone	5608 [38.7]	667 [4.60]	0.12
Gravel	4768 [32.9]	417 [2.88]	0.088
Diabase	5655 [39.0]	428 [2.95]	0.076
Granite	5038 [34.7]	47 [0.32]	0.009

Table 8. Bias factors for compressive strength of 4×8 in. [10×20 cm] cylinders.

	Design compressive strength, psi [MPa]						
	3000 [20.7]	**4000 [27.6]**	**5000 [34.5]**	**6000 [41.4]**	**7000 [48.3]**	**8000 [55.2]**	**9000 [62.1]**
Aggregates	**Bias factor λ**						
Limestone	1.87	1.40	1.12	0.93	0.80	0.70	0.62
Gravel	1.59	1.19	0.95	0.79	0.68	0.60	0.53
Diabase	1.89	1.41	1.13	0.94	0.81	0.71	0.63
Granite	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56

4. Conclusion

Statistical parameters are the fundamental characteristics required for structural safety analyses. The development of statistical parameters allows to study and provide adequate safety factors in order to prevent failure of structures. In the study, the statistical parameters of flexural and compressive strengths of plain concrete were calculated and compared across aggregates. Test data for flexural and compressive strengths of plain concrete consisted of 22 mixtures containing four aggregates that include limestone, gravel, diabase, and granite. Cumulative distribution functions were plotted to determine the type of distribution, the mean, standard deviation, coefficient of variation, and bias factors for flexural and compressive strengths. It was determined that the flexural strength of plain concrete is normally distributed, while the compressive strength has a lognormal distribution. The results showed that the mean values for the flexural and compressive strengths of plain concrete are higher for mixtures containing limestone and diabase aggregates. Moreover, the flexural strength for 4×4×14 in.

[10×10×35 cm] beams exhibits, in general, a higher variability than the one for 6×6×21 in. [15×15×53 cm] beams. The analysis also showed that the bias factor decreases when the design flexural and compressive strength increase.

Acknowledgments

The authors wish to express their gratitude and sincere appreciation to Dr. Jussara Tanesi, Principal Engineer at American Engineering Testing (AET) for providing the documentation and data necessary to this research work. Many thanks are also due to Mr. Luke Pinkerton, President and Founder of Helix Steel, for his support.

References

1. ACI 322.: Structural Plain Concrete – ACI Committee 322. 1967.
2. ACI 318-19.: Building Code Requirement for Structural Concrete. American Concrete Institute. 2019.
3. Abrams, Duff A.: Flexural Strength of Plain Concrete. Lewis Institute, Chicago: Structural Materials Research Laboratory. 1922.
4. Nowak, A.S., Szerszen M.: Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance." ACI Structural Journal 100 (3). 2003.
5. ConstructConnect. Construction Starts Forecast. 2023.
6. Tanesi, J., Ahmad A. Ardani, Leavitt J.C.: Reducing the Specimen Size of the AASHTO T 97 Concrete Flexural Strength Test for Safety and Ease of Handling. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 2342 (1): 99–105. 2013.
7. Nowak, A.S., Collins K.R.: Reliability of Structures. 2nd edition. New York. 2013.

Zapobieganie awariom w elementach konstrukcyjnych ze zwykłego betonu: Parametry statystyczne wytrzymałości na zginanie i ściskanie

Słowa kluczowe: wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na zginanie, funkcja dystrybuanty, średnia, odchylenie standardowe, współczynnik zmienności, współczynnik obciążenia

O pożarze w rejonie ważnego słupa żelbetowego, który był dobrze zaprojektowany

ROBERT KOWALSKI*
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

Streszczenie: W pracy przedstawiono opis pożaru, jaki wystąpił w podziemiu sześciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego. Omówiony przypadek wyróżnia się na tle innych, podobnych m.in. tym, że stosunkowo niewielki, ale jednak w pełni rozwinięty pożar miał miejsce w rejonie słupa żelbetowego, stanowiącego rzeczywiście główną konstrukcję nośną budynku. Została ona zaprojektowana tak, iż zniszczenie jednego (rozpatrywanego) słupa prowadziłoby do zawalenia się pięciu kondygnacji mieszkalnych, a więc do katastrofy budowlanej znacznych rozmiarów. W początkowej fazie oceny stanu konstrukcji po pożarze, stwierdzone uszkodzenia słupa, spowodowane odpryskiwaniem termicznym betonu, wzbudziły znaczne zaniepokojenie autora, prowadzącego tę ocenę. Jednak po ustaleniu, w jaki sposób zostało zaprojektowane zbrojenie słupa, obawy co do zachowania nośności konstrukcji zostały rozwiane. Jej bezpieczeństwo nie było zagrożone, a naprawa była niezbyt uciążliwa. Na przykładzie omówionego przypadku wskazano, jak w prosty sposób można podwyższyć bezpieczeństwo głównych słupów żelbetowych z uwagi wypadek pożaru.

Słowa kluczowe: pożar, konstrukcje betonowe, słup, odpryskiwanie termiczne betonu, ocena po pożarze

1. Wprowadzenie

Konstrukcje żelbetowe, w odróżnieniu od innych, np. stalowych lub drewnianych, charakteryzują się dobrą, naturalną odpornością na działanie warunków pożarowych. Nawet jeżeli podczas projektowania elementów żelbetowych w ogóle nie wziąć by pod uwagę zapewnienia ich odporności ogniowej, to najprawdopodobniej i tak zaprojektowane elementy będą miały tę odporność wynoszącą przynajmniej REI60 [1, 2]. Stosując odpowiednie procedury [3], bez większych problemów można zaprojektować elementy żelbetowe spełniające wymagania REI240. W prostych przypadkach projektowania zwykłych powtarzalnych konstrukcji, np. budynków mieszkalnych lub prostych budynków użyteczności publicznej, do zapewnienia nośności ogniowej elementów żelbetowych wystarczające jest wykorzystanie tzw. *Danych tabelarycznych* [3]. W przypadkach bardziej skomplikowanych lub nietypowych, zapewnienie nośności ogniowej elementów żelbetowych można uzyskać rozpatrując pożar jako wyjątkową sytuację projektową konstrukcji [3, 4]. Obszerny opis takiego postępowania można znaleźć m.in. w [2].

Pomimo niekwestionowanej dobrej odporności konstrukcji żelbetowych na działanie temperatury pożarowej, mają one z tego punktu widzenia istotną wadę. Jest nią możliwość

*Autor do korespondencji: *robert.kowalski.wil@pw.edu.pl*

wystąpienia podczas pożaru tzw. odpryskiwania termicznego betonu. W wyniku tego zjawiska może dojść do gwałtownego zmniejszenia przekroju elementu lub nawet całkowitego odsłonięcia zbrojenia [2]. W skrajnie niekorzystnym przypadku może to prowadzić do przedwczesnego zniszczenia konstrukcji, nawet jeżeli „projektowo" spełniała ona wymagania nośności ogniowej [2].

Przyczyną odpryskiwania termicznego betonu jest powstawanie w jego porach ciśnienia pary wodnej, powstałej po jego ogrzaniu do temperatury wynoszącej 100–300°C. Jeżeli ciśnienie to jest wystarczająco duże, zewnętrzna warstwa betonu może zostać oderwana od elementu. W niekorzystnym przypadku kawałki betonu mogą być odrzucane z bardzo dużą prędkością, powodując zagrożenie bezpieczeństwa ludzi znajdujących się w pobliżu. Jest to tzw. odpryskiwanie eksplozyjne. Niekiedy może też wystąpić częste odrywanie się cienkich warstw (grubości ok. 3–5 mm) betonu na stosunkowo dużej powierzchni ścian lub płyt żelbetowych. Zjawisko to jest nazywane systematycznym odpryskiwaniem (lub niekiedy łuszczeniem się) betonu. Beton, a szczególnie otulina zbrojenia może także odpadać od konstrukcji podczas jej chłodzenia. Zjawisko to jest jednak spowodowane innymi czynnikami niż odpryskiwanie.

Odpryskiwania termicznego należy się szczególnie spodziewać [2] w betonach wilgotnych (betony znajdujące się w podziemnych częściach budynków, znajdujące się na zewnątrz lub „młode"), w betonach charakteryzujących się szczelną strukturą (betony wysokiej wytrzymałości i często betony samozagęszczalne), w przypadku gwałtownego rozwoju pożaru.

W konstrukcjach żelbetowych na wystąpienie zjawiska odpryskiwania termicznego betonu najbardziej są podatne naroża elementów, miejsca, w których w betonie występują duże naprężenia ściskające skierowane równolegle do powierzchni (słupy, strefy ściskane belek, ścian lub płyt bezbelkowych nad słupami) oraz otulina zbrojenia, szczególnie w miejscach, w których skupiona jest duża liczba prętów.

W polskim piśmiennictwie obszerny, analityczny opis odpryskiwania termicznego betonu można znaleźć w pracach D. Gawina podsumowanych m.in. w [5], a opis badań eksperymentalnych omawianego zjawiska w pracach I. Hager i K. Mróz, np. [6]. Praktyczny opis przypadku, w którym wystąpiło niebywale intensywne odpryskiwanie termiczne betonu podano w pracach [7, 8].

W tej pracy przedstawiono opis pożaru, jaki wystąpił w podziemiu sześciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego. Omówiony przypadek wyróżnia się na tle innych, podobnych m.in. tym, że stosunkowo niewielki, ale, jednak w pełni rozwinięty pożar wystąpił w rejonie słupa żelbetowego podpierającego tarczę żelbetową, na której opierały się stropy wyższych kondygnacji budynku. Słup ten był zatem elementem rzeczywiście głównej konstrukcji nośnej. Jego zniszczenie najprawdopodobniej mogłoby spowodować zawalenie się pięciu kondygnacji mieszkalnych na znacznym obszarze. Byłaby to więc katastrofa budowlana znacznych rozmiarów.

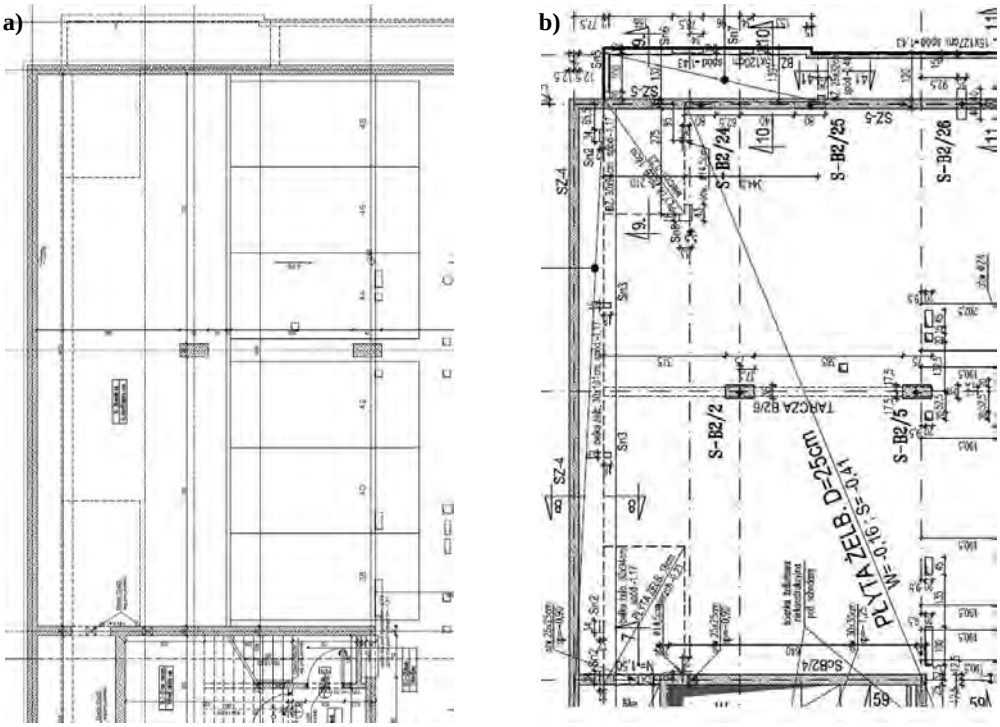
W początkowej fazie oceny stanu konstrukcji po pożarze, stwierdzone uszkodzenia omawianego słupa, spowodowane odpryskiwaniem termicznym betonu, wzbudziły znaczne zaniepokojenie autora prowadzącego tę ocenę. Jednak po ustaleniu, w jaki sposób zostało zaprojektowane zbrojenie słupa, obawy co do zachowania nośności konstrukcji szybko zostały rozwiane. Jej bezpieczeństwo nie było zagrożone, a naprawa była niezbyt uciążliwa.

Opierając się na przykładzie omówionego przypadku, w pracy wskazano proste „zabiegi" konstrukcyjne, jakie można i warto zastosować, aby ograniczyć do minimum możliwość przedwczesnego, znacznego obniżenia nośności elementów żelbetowych głównej konstrukcji nośnej obiektów budowlanych, mogącego wystąpić podczas pożaru, na skutek odpryskiwania termicznego betonu.

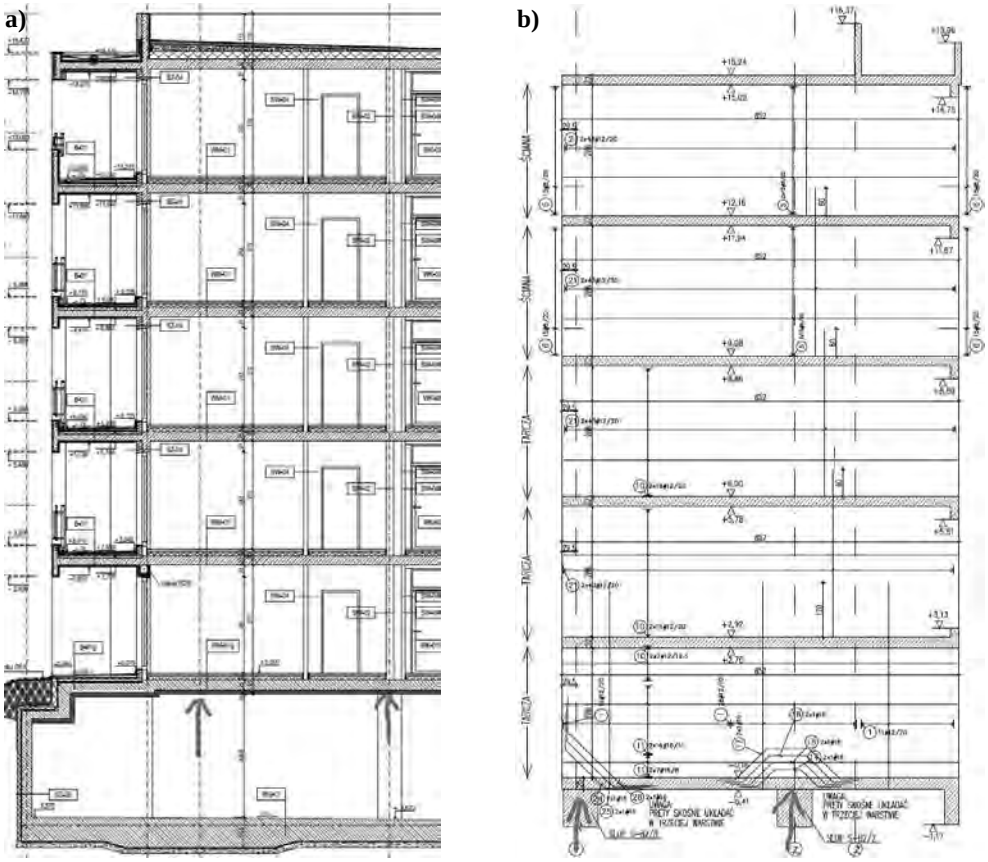
3. Opis budynku w rejonie, w którym wystąpił pożar

Rozpatrywany budynek jest jednym z kilku wchodzących w skład dużego zespołu mieszkaniowego. Z punktu widzenia celu tej pracy nie ma potrzeby przedstawiania całości rzutu budynku. Wystarczy podać, że w rejonie, w którym wystąpił pożar budynek ma pięć kondygnacji nadziemnych (mieszkalnych) i jedną podziemną, w której znajduje się parking wielostanowiskowy dla samochodów osobowych oraz komórki lokatorskie. Pożar wystąpił w pomieszczeniu, w którym znajdują się te komórki usytuowanym w pobliżu narożnika rzutu budynku.

Na rys. 1 przedstawiono fragmenty rzutu podziemnej części budynku w omawianym rejonie, zaczerpnięte z inwentaryzacji powykonawczej (rys. 1a) oraz z projektu konstrukcji (rys. 1b). Na rys. 1a, po lewej stronie, jest widoczne podłużne pomieszczenie, w którym znajdowały się komórki lokatorskie oraz rozpatrywany słup. Z prawej strony pomieszczenie to jest oddzielone od miejsc parkingowych częściowo ażurową ścianą wymurowaną z bloczków wapienno piaskowych. Z pozostałych trzech stron pomieszczenie ograniczają ściany żelbetowe. Boksy lokatorskie znajdujące się w omawianym pomieszczeniu były wydzielone lekkimi, ażurowymi ściankami, wykonanymi z zimnogiętych profili stalowych lub blaszanych. Na rys. 1a nie przedstawiono rozmieszczenia tych ścianek. Na obu rysunkach (a i b), w środkowej części są widoczne dwa słupy żelbetowe, mające przekrój 35×75 cm. Podpierają one tarczę żelbetową, „sięgającą" od stropu nad podziemiem do stropodachu budynku, podpierającą strop parteru oraz stropy czterech pięter. Słup znajdujący się po lewej stronie, był narażony na działanie pożaru. Na rys. 2 przedstawiono przekroje, na których jest widoczna powyższa tarcza. Strzałkami oznaczono usytuowanie podpierających ją słupów. Jak łatwo zauważyć, słup środkowy stanowi główną podporę tarczy (rys. 2b).



Rys. 1. Fragmenty rzutu podziemnej części budynku: a) zaczerpnięty z inwentaryzacji powykonawczej, b) zaczerpnięty z projektu konstrukcji; słup znajdujący się po lewej stronie był narażony na działanie pożaru.



Rys. 2. Przekrój budynku: a) zaczerpnięty z projektu architektonicznego, b) zaczerpnięty z projektu konstrukcji, słup (oznaczony strzałką) znajdujący się po lewej stronie był narażony na działanie pożaru.

Rozpatrywany budynek przekazano do eksploatacji ok. cztery lata przed wystąpieniem pożaru. Zaprojektowano go wg norm oznaczonych symbolem PN-B (tzn. tzw. starych polskich norm). Konstrukcję żelbetową wykonano z betonu klasy C30/37 (dawne B37), zbrojonego prętami ze stali klasy A-IIIN, gatunku BSt-500.

W materiałach udostępnionych autorowi (opracowania i oceny stanu technicznego konstrukcji budynku po pożarze) nie było informacji na temat, do jakiej klasy odporności pożarowej zakwalifikowano rozpatrywany budynek oraz jakie wymagania postawiano w związku z tym poszczególnym elementom konstrukcyjnym w zakresie odporności ogniowej. Należy się jednak spodziewać, że budynek zakwalifikowano do klasy odporności pożarowej C, a jego elementom konstrukcyjnym postawiono wymagania odporności ogniowej: główna, konstrukcja nośna – R60, stropy REI60. Z uwagi na wymagania stawiane przegrodom oddzielenia przeciwpożarowego strop nad kondygnacją podziemną powinien jednak spełniać wymagania REI120, a słupy i podciągi podpierające ten strop – R120.

3. Przebieg pożaru

Pożar rozpoczął się około godz. 11:00. Około godz. 11:07, automatycznie została o tym powiadomiona Państwowa Straż Pożarna. Pierwszy zastęp PSP przybył na miejsce zdarzenia

około godz. 11:11. Z uwagi na duże zadymienie oraz, jak można wnioskować, duże wymiary garażu w rzucie, od przybycia strażaków do rozpoczęcia rzeczywistego gaszenia pożaru upłynął jednak pewien czas. Rejon objęty działaniami ratowniczo-gaśniczymi przekazano przedstawicielom zamawiającego w dniu pożaru ok. godz. 15:20.

Na podstawie oględzin pogorzeliska można było ostrożnie wnioskować, że w pomieszczeniu, w którym znajdowały się komórki lokatorskie, a w zasadzie w jego części w pobliżu kluczowego słupa (podpierającego tarczę wyższych kondygnacji) wystąpiło pełne rozgorzenie. Pożar rozwinięty w omawianym rejonie mógł trwać przez nieco ponad 30 minut. Maksymalna temperatura środowiska pożar mogła zatem wynosić ok. 700–800ºC. W innych rejonach omawianego pomieszczenia oddziaływanie pożaru było mniej intensywne.

Pożar, przez otwory w górnej części ściany murowanej ograniczającej omawiane pomieszczenie (por. rys. 1a) „przedostał się" poza tę ścianę i oddziaływał na znajdujące się tam elementy budynku i przedmioty (głównie samochody osobowe). Poza ścianą murowaną nie było jednak rozgorzenia (nie zapalił się żaden samochód). Pożar nie rozprzestrzenił się ani do klatki schodowej, ani do wyższych kondygnacji budynku, ani poza budynek.

4. Wstępna ocena stanu technicznego konstrukcji po pożarze

Po przeprowadzeniu wstępnych oględzin rejonu ogarniętego pożarem i upewnieniu się, że nie występuje zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji autor (tej pracy i jednocześnie oceny stanu technicznego konstrukcji po pożarze) dopuścił użytkowanie wyższych kondygnacji budynku, nie dopuszczając jednak przebywania ludzi w pomieszczeniu, które było objęte pożarem, z wyjątkiem wchodzenia tam osób wykonujących czynności służbowe, np. przedstawicieli Państwowej Straży Pożarnej, Prokuratury, Policji. Dalszą, ale nadal wstępną ocenę stanu technicznego konstrukcji po pożarze przeprowadzono według zasad omówionych m.in. w pracach [7, 9, 10].



Rys. 3. Ogólny wygląd pogorzeliska (fot. autora).

Stwierdzono m.in., że w wyniku pożaru, oprócz głównego słupa żelbetowego omówionego szczegółowo w dalszej części tej pracy, rozpatrywana konstrukcja nie została istotnie

uszkodzona. Niektóre jej elementy (belki podpierające strop oraz fragmenty ścian) zostały uszkodzone nieznacznie, głównie na skutek wystąpienia niezbyt intensywnego odpryskiwania termicznego betonu. Większość elementów była jednak jedynie pokryta sadzą. Całkowicie zostały natomiast zniszczone lekkie ścianki działowe, wygradzające komórki lokatorskie. Przykładowy wygląd pogorzeliska przedstawiono na rys. 3. Widoczne tam stemple podpierające strop lub podciąg, w zasadzie nie były konieczne. Podciąg był uszkodzony nieznacznie, a dolna powierzchnia stropu była osłonięta wełną kamienną, która dobrze odizolowała płytę stropową od wpływu temperatury pożarowej.

Wstępne zaniepokojenie autora wzbudził jedynie stan słupa żelbetowego, znajdującego się w środkowej części pomieszczenia ogarniętego pożarem, w miejscu, w którym jego działanie było najintensywniejsze. Zaniepokojenie to było spowodowane świadomością, iż na omawianym słupie opierają się wyższe kondygnacje budynku, a ewentualne zniszczenie słupa mogłoby być przyczyną wystąpienia katastrofy budowlanej znacznych rozmiarów. Stan słupa, którego wygląd przedstawiono na rys. 4, wymagał zatem przeprowadzenia bardziej szczegółowej oceny.



Rys. 4. Wygląd słupa głównej konstrukcji nośnej budynku, najbardziej uszkodzonego w wyniku pożaru, zdjęcia wykonano po częściowym uprzątnięciu pogorzeliska (fot. autora).

5. Uszkodzenia i ocena stanu technicznego rozpatrywanego słupa

Od strony klatki schodowej (por. rys. 4a i 1a) praktycznie na całej bocznej powierzchni słupa brakowało otuliny zbrojenia. Z drugiej strony (rys. 4b) ubytki były mniejsze. Występowały one jedynie w górnej części słupa.

Beton pozostały w konstrukcji w rejonie odprysków był uszkodzony powierzchniowo. Po ostukaniu jego powierzchni młotkiem stalowym oszacowano, że grubość zniszczonej warstwy, która musiała zostać rozgrzana do temperatury przekraczającej 500°C, wynosiła około 5–10 mm. Należało zatem wnioskować, że po odpadnięciu otuliny beton, który pozostał w słupie był narażony na działanie temperatury pożarowej przez czas wynoszący około 15–30 minut. Oszacowano, iż w górnej części słupa wzdłuż bocznych powierzchni przekroju, po obu stronach

ubytki czynnego (nieuszkodzonego) przekroju betonowego wynoszą po około 4 cm (ok. 3 cm, które odpadły plus ok. 1 cm zniszczonego betonu, który pozostał w konstrukcji). Szerokość przekroju słupa zmniejszyła się zatem z 35. do ok. 27. cm.

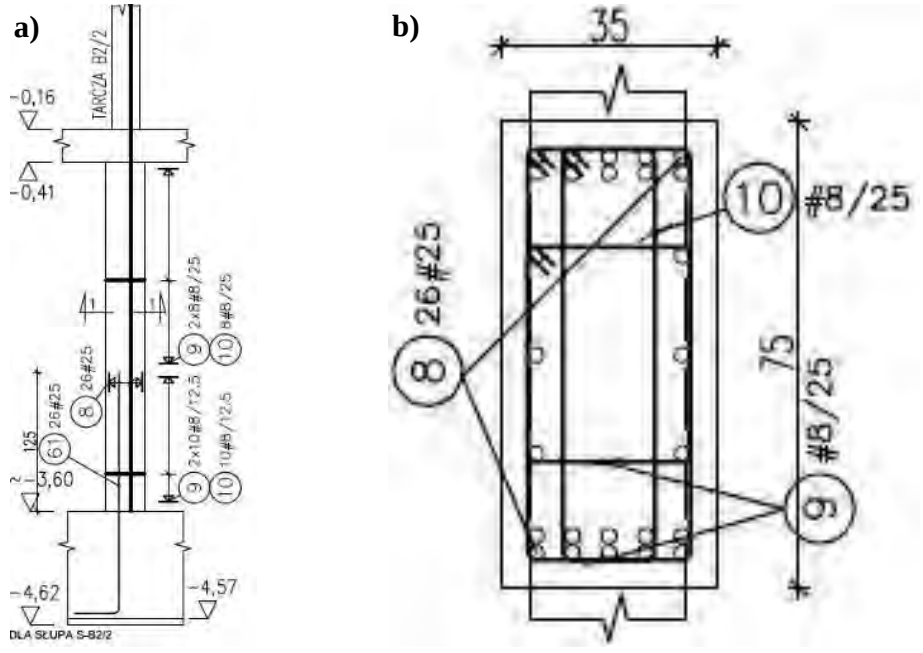
Beton na czołowych powierzchniach przekroju słupa nie odpadł, ale jego powierzchniowa warstwa była odspojona od części nieuszkodzonej. Oszacowano, że po obu stronach ubytki czynnego (nieuszkodzonego) przekroju betonowego wynoszą po około 3 cm. Długość przekroju słupa zmniejszyła się zatem z 75. do ok. 69. cm.

6. Analiza bezpieczeństwa konstrukcji

Oszacowano, iż obliczeniowa sił podłużna przekazywana na słup ze znajdującej się nad nim tarczy wynosi ok. 6100 kN. Siła obliczeniowa, odpowiadająca wyjątkowej sytuacji projektowej wynosi ok. 4200 kN. Siła rzeczywista oszacowana przez autora, była jednak nieco mniejsza, wynosząca ok. 3900 kN.

Na podstawie oszacowanego wyżej zmniejszenia czynnego (nieuszkodzonego) przekroju betonowego słupa określono, że przekrój ten zmniejszył się o ok. 30% ((27×69)/(35×75) = 0.71). Średnie naprężenia w przekroju słupa, odpowiadające wyjątkowej sytuacji projektowej, wzrosły zatem z ok. 16 MPa do ok. 21 MPa ((4,20/0,75/0,35 = 16,0; 16,0×1,30 = 20,8). Naprężenia odpowiadające sytuacji trwałej były większe.

Wzbudziło to wątpliwości autora, co do spełnienia przez rozpatrywany słup obliczeniowych warunków stanu granicznego nośności. Wątpliwości te zostały jednak rozwiane, po ustaleniu, w jaki sposób zostało zaprojektowane zbrojenie słupa. Ustalono bowiem, że z 10. szt. prętów średnicy 25 mm zaprojektowanych przy każdym z krótszych boków przekroju słupa, po 5 szt. prętów umieszczono w „drugim" rzędzie. Dzięki temu pręty te były bardzo dobrze osłonięte betonem i nie mogły zostać znacznie rozgrzane podczas pożaru. Sposób zbrojenia słupa przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Zbrojenie słupa uszkodzonego w wyniku pożaru: a) widok, b) przekrój.

Niezależnie od nabrania przez autora przekonania, że w rozpatrywanym tu konkretnie przypadku pożaru, zachowanie przez rozpatrywany słup nośności nie było zagrożone, warto zwrócić uwagę na szerszy aspekt omawianego zagadnienia.

Należy bowiem przypomnieć, iż zgodnie z obowiązującymi przepisami słup przedstawiony na rys. 5 miał mieć nośność ogniową wynoszącą R120. Słup ten powinien zatem obliczeniowo zachować nośność przez 120 minut działania pożaru standardowego, a w sumie znaczne uszkodzenia słupa, widoczne na rys. 4 zostały spowodowane działaniem pożaru (zdaniem autora o przebiegu zbliżonym do standardowego) trwającym nie więcej niż zaledwie 30 minut. Może to wzbudzić wątpliwości, co byłoby, gdyby pożar trwał przez czas zbliżony do aż 120 minut. Zdaniem autora nie musiałoby być jednak „aż tak bardzo źle".

Można się bowiem spodziewać, iż strzemiona, rozmieszczone w rozstawie wynoszącym 25 cm, dobrze „utrzymujące" pręty główne, we „współpracy" z prętami zbrojenia głównego z „pierwszego rzędu", „zadziałałyby" jak siatka przypowierzchniowa. Dzięki temu dalsze (w stosunku do przedstawionego na rys. 4) odpryskiwanie termiczne betonu zostałoby, jeżeli nie powstrzymane, to przynajmniej znacznie ograniczone.

Trzy środkowe pręty zbrojenia głównego (por. rys. 5b), mające na początku pożaru „odległość osiową" wynoszącą ok. 70–75 mm, powinny zachować swe parametry wytrzymałościowe przez długi czas działania pożaru. Przykładowo, na podstawie nomogramów podanych w [2], można oszacować, że po odpryśnięciu warstwy betonu grubości ok. 20–25 mm, temperatura prętów (mających odległość osiową 50 mm), po 120 minutach pożaru standardowego wynosiłaby (obliczeniowo) ok. 420°C. Przy takiej temperaturze obniżenie granicy plastyczności stali jest minimalne (wg [2 lub 3], współczynnik redukcji granicy plastyczności stali wynosi ok. 0,9; $f_{yk} = 0{,}95 \times 500 = 475$ MPa).

Szerszą analizę i wskazówki konstruowania zbrojenia elementów głównej konstrukcji nośnej przedstawiono 8. rozdziale tej pracy.

7. Zalecenia na temat dalszego postępowania w stosunku do rozpatrywanego słupa

Niezależnie od rozwiania wątpliwości autora, co do zachowania przez rozpatrywany słup nośności, w ramach prowadzonej oceny stanu technicznego konstrukcji po pożarze, zalecono wzmocnienie słupa. Zdecydowały o tym trzy zasadnicze czynniki.

Po pierwsze, w betonie słupa podczas pożaru mogły powstać uszkodzenia struktury spowodowane nierównomiernymi odkształceniami wywołanymi nieustalonym przepływem ciepła podczas ogrzewania lub chłodzenia. Ponadto przyczepność betonu do zbrojenia mogła zostać naruszona. Dodatkowo w wyniku zmniejszenia przekroju słupa, spowodowanego odpryskiwaniem termicznym betonu, występujące w nim naprężenia zwiększyły się. Wszystkie powyższe czynniki, mogły spowodować, że w ciągu kilkunastu lub kilkudziesięciu miesięcy po pożarze mogło wystąpić dodatkowe pełzanie betonu, które mogłoby być przyczyną wystąpienia uszkodzeń (zarysowań) elementów budowlanych znajdujących się na wyższych kondygnacjach budynku.

Po drugie, rolą projektanta konstrukcji lub eksperta oceniającego jej stan techniczny w różnych sytuacjach, nie powinno być „balansowanie" na granicy warunków stanu granicznego nośności konstrukcji, lecz bezwzględne zapewnienie jej bezpieczeństwa.

Po trzecie zalecone (opisane niżej) wzmocnienie nie pogorszyło warunków użytkowania obiektu, a koszty realizacji wzmocnienia i tak poniósł ubezpieczyciel.

W ramach prowadzonej oceny m.in. zalecono, aby po delikatnym skuciu jedynie bardzo łatwo dających się odspoić fragmentów zniszczonego betonu, nie „głębiej" niż do lica

zbrojenia głównego, wokół przekroju słupa wykonać „opaskę” z nowego betonu o wymiarach wynoszących:
– przy dłuższym boku przekroju – 2×17.5 cm; ten beton nie podpierał bezpośrednio tarczy znajdującej się nad słupem;
– przy krótszym boku przekroju 2×20 cm; ta część wzmocnienia była usytuowana bezpośrednio pod tarczą znajdującą się nad słupem.

Ostatecznie projekt wzmocnienia, wg podanych wyżej i innych nie podanych tu zaleceń autora, został wykonany przez osoby będące etatowymi pracownikami administratora budynku (jednocześnie dewelopera).

8. Wskazówki na temat bezpiecznego projektowania, z uwagi na warunki pożarowe, elementów żelbetowych głównej konstrukcji nośnej

Jak już wskazano na początku tej pracy, w wyniku odpowiedniego zaprojektowania elementów żelbetowych z uwagi na warunki pożarowe, można obliczeniowo zagwarantować, że będą one miały nośność ogniową wynoszącą nawet R240. Projektując takie elementy nigdy nie wolno jednak zapomnieć, iż rzeczywista nośność elementów narażonych na warunki pożarowe może zostać znacznie (i to jeszcze gwałtownie i bez wcześniejszej „sygnalizacji”) zmniejszona na skutek wystąpienia odpyskiwania termicznego betonu. Zjawisko to jest bardzo niebezpieczne, a ponadto jest ono bardzo trudne do adekwatnego uwzględnienia w obliczeniach.

Obliczeniowe „odrzucenie” znacznej części przekroju w celu uwzględnienia odpryskiwania betonu prowadziłoby do znacznego przewymiarowania konstrukcji. Z kolei nieuwzględnienie żadnych ubytków spowodowanych odpryskiwaniem może, szczególnie w przypadku elementów stanowiących rzeczywiście główną konstrukcję nośną obiektu, mieć bardzo niekorzystne skutki. Nigdy nie można przecież w pełni wiarygodnie zagwarantować, że odpryskiwanie termiczne betonu w ogóle nie wystąpi, szczególnie wtedy, kiedy zachodzą przesłanki wskazane w pierwszym rozdziale tej pracy.

Biorąc powyższe pod uwagę podczas projektowania elementów żelbetowych, będących częścią głównej konstrukcji nośnej można i warto:
– znaczną (wystarczająco dużą) część prętów zbrojenia głównego umieścić w „drugim rzędzie”, w pewnej odległości od „pierwszego rzędu” i jednocześnie wystarczająco daleko od bocznej krawędzi przekroju elementu; pręty te będą wtedy odpowiednio otulone betonem i w związku z tym zachowają swe właściwości wytrzymałościowe przez długi czas działania pożaru; przy takim kształtowaniu zbrojenia warto rozważyć też zastosowanie nieco większej liczby prętów „nieco” mniejszej średnicy,
– dodatkowo w celu „zatrzymania” postępowania odpryskiwania termicznego betonu na (lub w pobliżu) „licu” „pierwszego rzędu” zbrojenia, zasadne jest zagęszczenie strzemion utrzymujących pręty główne (do rozstawu wynoszącego np. ok. 15 lub 20 cm); strzemiona w połączeniu z prętami zbrojenia głównego z „pierwszego rzędu” utworzą wtedy siatkę, która powinna, jeżeli nie powstrzymać, to przynajmniej znacznie spowolnić powstawanie ubytków betonu spowodowanych jego odpryskiwaniem termicznym; tu również warto rozważyć zastosowanie strzemion „nieco” mniejszej średnicy.

Stosując wskazane wyżej zalecenia, za cenę „kilku prętów więcej” można znacznie zmniejszyć prawdopodobieństwo wystąpienia przedwczesnego, gwałtownego, niesygnalizowanego obniżenia nośności elementu, spowodowanego odpryskiwaniem termicznym betonu podczas pożaru. Ponadto można też uniknąć dodatkowego zbrojenia elementu siatką przypowierzchniową. Według doświadczeń praktycznych autora, siatki takie, z uwagi na pracochłonność ich wykonania są niechętnie „widziane” przez wykonawców konstrukcji żelbetowych.

9. Podsumowanie i uwagi końcowe

W pracy przedstawiono opis pożaru, jaki wystąpił w podziemiu sześciokondygnacyjnego budynku mieszkalnego, w wyniku którego słup żelbetowy stanowiący fragment głównej konstrukcji nośnej budynku został uszkodzony.

Na bazie omówionego przypadku, w pracy wskazano proste „zabiegi" konstrukcyjne, jakie można i warto zastosować, aby ograniczyć do minimum możliwość przedwczesnego, znacznego obniżenia nośności elementów żelbetowych głównej konstrukcji nośnej obiektów budowlanych, mogącego wystąpić podczas pożaru, na skutek odpryskiwania termicznego betonu.

W celu zabezpieczenia elementu przed skutkami odpryskiwania można i warto część prętów zbrojenia głównego umieścić w „drugim" rzędzie oraz odpowiednio zagęścić strzemiona tak, aby wraz z prętami zbrojenia głównego z „pierwszego rzędu" wytworzyły one siatkę obejmującą środkową część przekroju elementu.

Literatura

1. Kordina K.: Design of concrete buildings for fire resistance. Chapter 6 in: Structural concrete. Textbook on behaviour, design and performance. Second edition 2010, Vol. 4. fib bulletin 54.
2. Kowalski R.: Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019, s. 309.
3. PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1–2: Reguły ogólne – Projektowanie na warunki pożarowe.
4. PN-EN 1990:2004: Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
5. Gawin D.: Procesy degradacji mikrostruktury kompozytów cementowych w wysokiej temperaturze. Polska Akademia Nauk KILiW, Instytut Podstawowych Problemów Techniki. Studia z zakresu inżynierii, nr 69, Warszawa 2010, s. 232.
6. Mróz K., Hager I.: Badanie odporności betonu na jego odpryskiwanie podczas pożaru. Inżynieria i Budownictwo, nr. 7, 2021, s. 338–340.
7. Kowalski R., Głowacki M. J., Wróblewska J., Senatorska-Dobrowolska M., Smardz P.: Niespotykanie intensywne odpryskiwanie termiczne betonu podczas pożaru w garażu podziemnym budynku mieszkalnego. Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, zredagowane przez M. Kaszyńska, 2022, s. 123–129.
8. Kasperek T. Jażdrzyk Z.: Podparcie zabezpieczające i deskowania ścienne dla elementów żelbetowych garażu podziemnego zniszczonego w wyniku pożaru. Inżynieria i budownictwo 11–12/2022, s. 532–538.
9. Kowalski R., Wróblewska J.: Badania i oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarze. s. 75–90, w Diagnostyka obiektów budowlanych. Część 2. Badania i oceny elementów obiektów budowlanych. Wydawnictwo Naukowe PWN 2021, red. Runkiewicz L.
10. Kowalski R., Wróblewska J.: Ocena stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarze, w Naprawy i wzmocnienia konstrukcji. Konstrukcje żelbetowe. XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła, 28–31 marca 2023. T. 2. Red. T. 2. Ł. Drobiec. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Gliwicach, 2023, s. 331–374.

About a fire in the area of an important reinforced concrete pillar, which was well-designed

Key words: ire, concrete structures, column, thermal spalling of concrete, post-fire assessment

Awaria betonowej posadzki przemysłowej w następstwie błędów projektowych i wykonawczych

TOMASZ MAJEWSKI[1,*], MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ[2]
[1]Politechnika Gdańska, Szkoła Doktorska Wdrożeniowa
[2]Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono opis uszkodzeń betonowej posadzki przemysłowej, która z pominięciem zasad wiedzy technicznej została niepoprawnie zaprojektowana, a następnie błędnie wykonana. Bezpośrednio po zakończeniu realizacji, przedmiotowa posadzka wykazywała rozległe usterki i uszkodzenia, które praktycznie od momentu zakończenia robót uniemożliwiały rozpoczęcie eksploatacji hali magazynowej zlokalizowanej na terenie zakładu produkcyjnego. W opracowaniu przedstawiono zaproponowany sposób naprawy i zakres robót remontowych.

Słowa kluczowe: posadzka betonowa, zarysowanie, posadzka przemysłowa, pęknięcia, odwierty rdzeniowe, pomiary ultradźwiękowe, skanowanie zbrojenia

1. Wstęp

Dokumentacja projektowa obiektu budowlanego, w tym obiektu przemysłowego powinna uwzględniać wszystkie wymagania i ograniczenia technologiczne, które wystąpią lub mogą wystąpić zarówno w trakcie budowy, podczas przekazywania obiektu do użytkowania, jak również w okresie jego eksploatacji. Jakość opracowanej dokumentacji projektowej oraz zachowanie reżimu technologicznego podczas prowadzenia robót budowlanych mają decydujący wpływ na późniejsze bezpieczeństwo konstrukcji, jak również bezpieczeństwo użytkowania obiektu. Usuwanie usterek i uszkodzeń w obiektach przemysłowych, które są już użytkowane jest szczególnie trudne z uwagi na fakt, że są one najczęściej eksploatowane w trybie ciągłym, i nie mogą być wyłączone z eksploatacji na czas naprawy.

W opracowaniu opisano usterki i uszkodzenia betonowej posadzki przemysłowej, która została zaprojektowana i zrealizowana z istotnymi błędami, uniemożliwiającymi jej eksploatację. Przedstawiono również zaproponowane rozwiązanie usunięcia występujących uszkodzeń posadzki.

W dalszej części opracowania płyta podkładu podposadzkowego razem z posadzką (warstwą utwardzoną powierzchniowo) nazywana będzie posadzką przemysłową.

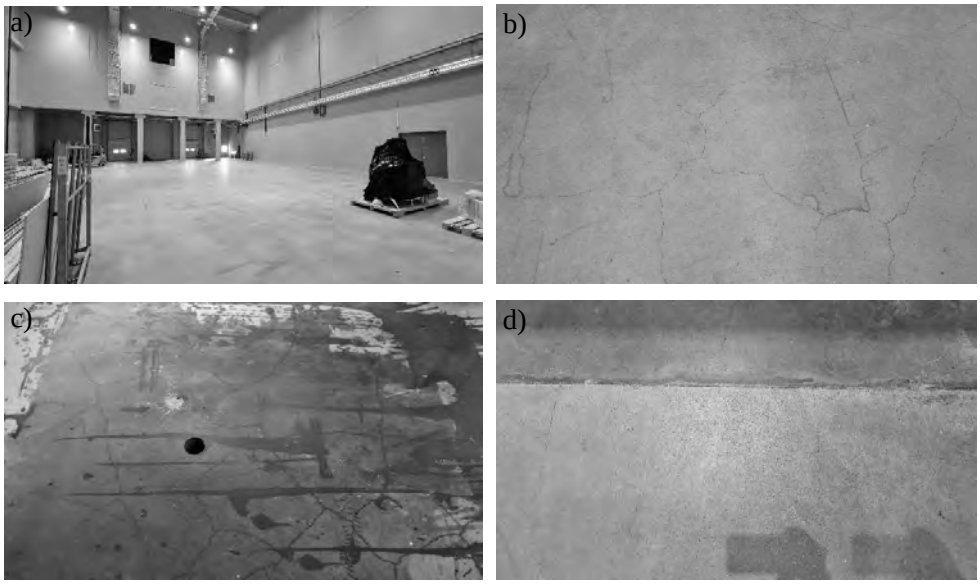
*Autor do korespondencji: *tomimaj@pg.edu.pl*

2. Dane ogólne

Na terenie zakładu przemysłu spożywczego, w ramach zwiększenia jego mocy produkcyjnych wzniesiony został budynek produkcyjno-magazynowy, w którym zaprojektowano i wykonano halę magazynową z regałami wysokiego składowania o dużej nośności. Wymiary hali magazynowej w rzucie poziomym wynosiły ~30,0×35,0 m (~1050 m^2). Między regałami przewidziano ruch ciężkich wózków transportowych na kołach pełnych (z tworzywa sztucznego). W ścianach zewnętrznych wykonano doki transportowe wykorzystywane do za- i rozładunku samochodów transportowych. Ze względów eksploatacyjnych posadzka zaprojektowana i wykonana została jako bezspoinowa. W hali magazynowej, przewidziano montaż nóg regałów wysokiego składowania, które zgodnie z projektem miały zostać punktowo zamocowane śrubami do żelbetowej płyty posadzki.

Realizacja hali była etapowana, a za każdy etap odpowiadał inny wykonawca. Pierwszy etap robót budowlanych obejmował wykonanie pali fundamentowych, belek oczepowych oraz żelbetowej płyty fundamentowej, kolejne etapy to stan surowy otwarty, stan surowy zamknięty oraz prace wykończeniowe, w tym realizacja betonowej posadzki przemysłowej.

W trakcie realizacji obiektu poszczególni wykonawcy wprowadzali zmiany, które tylko w części były akceptowane przez projektanta. W pierwotnym projekcie założono wykonanie posadzki utwardzanej powierzchniowo (*DST - Dry Shake Topping*), monolitycznie zespolonej z płytą fundamentową, której łączna grubość zgodnie z podstawową dokumentacją projektową miała wynosić 500 mm. Wykonawca w trakcie realizacji prac etapu pierwszego wykonał płytę fundamentową o grubości ~400 mm, tj. o ~100 mm mniejszej niż założona w projekcie pierwotnym, zakładając, że w trakcie robót wykończeniowych wykonana zostanie warstwa zbrojonego podkładu betonowego z właściwą warstwą utwardzoną (*DST*). Wykonawca posadzki, podczas kolejnego etapu prac, wykonał zgodnie z projektem technicznym opracowanym przez projektanta konstrukcji, zbrojoną płytę betonowego podkładu z wykończeniem jej nawierzchni utwardzoną suchą zasypką typu *DST*.



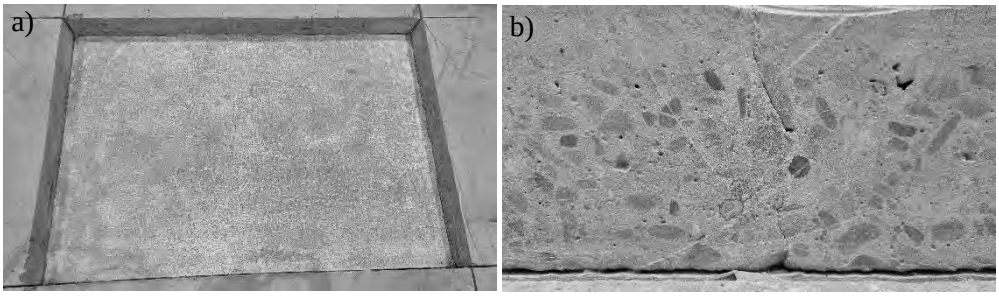
Rys. 1. Posadzka w hali magazynu wysokiego składowania: a) widok ogólny wnętrza hali, morfologia rys, b) na suchej powierzchni, c) na mokrej powierzchni (widoczne przykładowe miejsce wykonania odwiertu rdzeniowego), d) na suchej powierzchni w narożniku przy ścianie zewnętrznej.

W krótkim okresie po zakończeniu robót posadzkarskich na powierzchni posadzki pojawiły się liczne zarysowania i pęknięcia, których morfologia: zakres, ilość oraz szerokość rozwarcia rys, pogłębiały się wraz z upływem czasu (rys. 1). Po około roku od wykonania płyty fundamentowej i około pół roku po wykonaniu posadzki betonowej, a przed rozpoczęciem montażu nóg regałów wysokiego składowania stwierdzono odspojenie się żelbetowego podkładu wykonanego w ostatnim etapie od płyty fundamentowej wykonanej w trakcie prac fundamentowych.

3. Opis usterek i uszkodzeń posadzki

Zakres niniejszego opracowania ograniczono do błędów występujących w warstwie podkładu podposadzkowego i warstwy powierzchniowo utwardzonej *DST*. Podany został opis uszkodzeń oraz czynności diagnostycznych (odkrywek, badań i pomiarów przeprowadzonych „*in situ*" oraz w laboratorium), wykonanych 556 dni po wykonaniu posadzki. Opis stanu płyty fundamentowej pominięto z uwagi na jej niewielki wpływ na stwierdzone usterki i uszkodzenia samej posadzki betonowej.

Podczas przeprowadzonych oględzin na powierzchni posadzki stwierdzono liczne rysy i pęknięcia o zróżnicowanej morfologii: rysy o różnym rozstawie, długości, kształcie, szerokości i głębokości (rys. 1). Stwierdzono równoczesne występowanie wielu rys strukturalnych, kierunkowych o znacznej długości i szerokości rozwarcia (powyżej 0,4 mm) oraz wiele drobniejszych rys przebiegających w różnych kierunkach o mniejszej szerokości. Pomierzona szerokość rozwarcia rys strukturalnych wahała się od 0,4 mm do 0,9 mm, a ich głębokość od 44 mm do 156 mm. W wielu miejscach stwierdzono rysy skrośne, przebiegające na pełnej grubości betonowego podkładu pod posadzkowego. Zaobserwowano odspojenie podkładu podposadzkowego od żelbetowej płyty fundamentowej wykonanej w etapie pierwszym (delaminacja warstw wykonanych w dwóch etapach) (rys. 2).



Rys. 2. Delaminacja (rozwarstwienie) płyty podkładu podposadzkowego w wykonanej odkrywce powierzchniowej: a) widok wykonanej odkrywki, b) rozwarstwienie styku podkład podposadzkowy (na górze) - płyta fundamentowa (na dole).

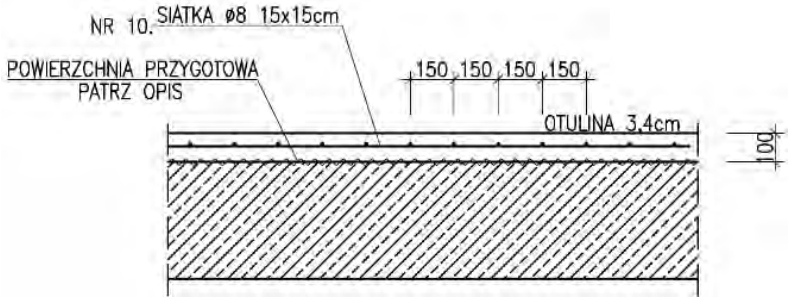
4. Analiza stanu istniejącego betonowej posadzki przemysłowej

4.1 Założenia projektowe

Na wcześniej zrealizowanej żelbetowej płycie fundamentowej wykonano betonową posadzkę przemysłową utwardzoną powierzchniowo według rozwiązań technologii *DST (Dry Shake Topping*). Dokumentacja projektowa posadzki opracowana została przy następujących założeniach:

– projektowana grubość posadzki przemysłowej: 100 mm,
– projektowana klasa wytrzymałości betonu posadzkowego: C20/25,
– zbrojenie płyty podposadzkowej: ortogonalna siatka z prętów ϕ8 o oczkach 150×150 mm, wykonana ze stali A-IIIN (B500SP) (rys. 3),
– nominalna grubość otulenia siatki prętów a_g = 34 mm.

Na rys. 3 pokazano przekrój poprzeczny płyty fundamentowej z podziałem na dwa etapy wykonania: obszar zakreskowany to przekrój poprzeczny płyty fundamentowej o grubości ~400 mm, obszar niezakreskowany ze zbrojeniem w środku grubości to podkład podposadzkowy wykonany około 8 miesięcy później, o grubości ~100 mm.



Rys. 3. Przekrój poprzeczny przez posadzkę (*wg archiwalnej dokumentacji projektowej*).

Przerwa między zakończeniem płyty fundamentowej a betonowaniem posadzki wynosiła 265 dni. Płyta fundamentowa, posadowiona na palach, zaprojektowana i wykonana została z betonu klasy C30/37.

W dokumentacji projektowej przyjęto pełną współpracę posadzki bezspoinowej z żelbetową płytą fundamentową. W celu zapewnienia pełnego zespolenia obu łączonych części Projektant zalecił wykonanie mineralnego mostka szczepnego (warstwy adhezyjnej), wykonanego w płaszczyźnie styku łączonych części. Dokumentacja projektowa wskazywała na konieczność wcześniejszego, przed betonowaniem posadzki, przygotowania górnej powierzchni płyty fundamentowej przez jej oczyszczenie i nałożenie warstw szczepnej (mostka mineralnego na bazie cementu) w formule „mokre na mokre”.

4.2 Analiza wyników badań i pomiarów

Badanie wytrzymałości na ściskanie

Z betonowej posadzki przemysłowej pobrano odwierty rdzeniowe wg zaleceń [3, 15]. Wykonano 12 odwiertów, z czego 3 przez rysy widoczne na powierzchni posadzki. W analizie wykorzystano też odkrywkę powierzchniową (rys. 2).

W wykonanych odwiertach grubość płyty posadzkowej wynosiła od 120 do 145 mm. Tak więc we wszystkich pobranych odwiertach rdzeniowych była ona większa od założonej w projekcie wartości 100 mm.

Na pobranych z konstrukcji posadzki rdzeniach wykonano badania laboratoryjne w celu oznaczenia wytrzymałości betonu na ściskanie, zgodnie z zaleceniami [3, 15].

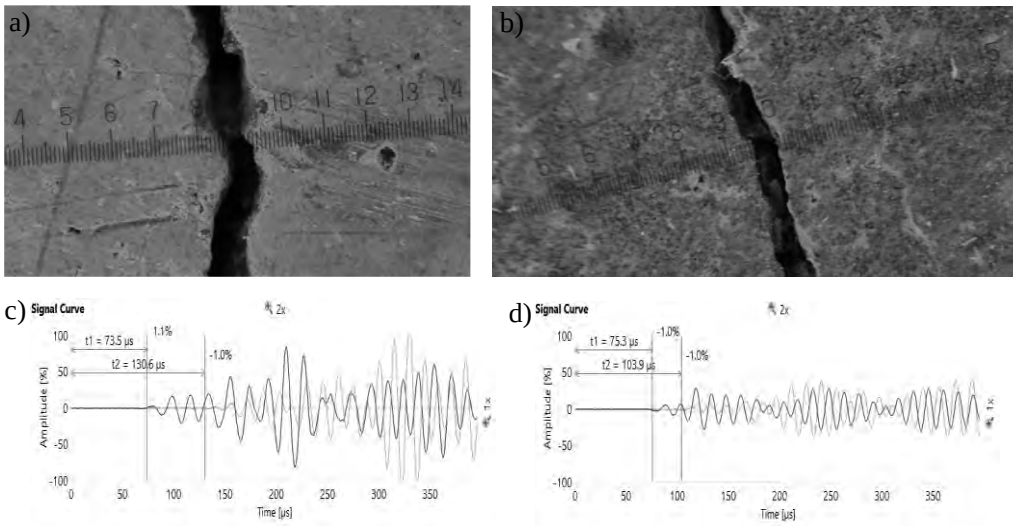
Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie $f_{ck,is}$ wbudowanego w płytę fundamentową wynosiła 30,8 MPa, co zapewniało spełnienie wymagań określonych w projekcie.

Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie $f_{ck,is}$ wbudowanego w płytę podkładu (podposadzkowego) wynosiła 22,5 MPa, co było zgodne z wymaganiami określonymi w dokumentacji projektowej.

Badanie ścieralności

W ramach badań laboratoryjnych szczegółowej ocenie poddano również wierzchnią warstwę betonowej posadzki przemysłowej (posypkę typu *DST*).

Producent zasypki w Karcie technicznej produktu deklarował wydatek materiału na 3–5 kg/m^2, co w przybliżeniu (zwyczajowo) powinno odpowiadać 1,5–2,5 mm grubości warstwy utwardzonej. Grubość warstwy utwardzonej w wykonanych odkrywkach wynosiła od 0,7 mm do 2,5 mm. W trakcie wykonanych badań ścieralności [5], na pobranych z konstrukcji posadzki próbkach zaobserwowano (lokalnie) całkowite wytarcie warstwy utwardzonej, ponadto warstwa utwardzona ścierała się nierównomiernie. W normalnym procesie wykonywania posadzek przemysłowych typu *DST*, naturalną rzeczą jest połączenie zaczynu cementowego i posypki utwardzającej, co w przypadku wysokich klasy ścieralności może w niewielkim stopniu powodować obniżenie deklarowanych w Karcie technicznej produktu parametrów wytrzymałościowych, jednak nie więcej niż jedną klasę w dół. W analizowanym przypadku spadek ścieralności wynosił ponad 3 klasy: przez A3, A6 do A9. Ułożona na obiekcie warstwa utwardzona posypki typu *DST* nie spełniała wymagań klasy A1,5 zadeklarowanej przez jej producenta.



Rys. 4. Wyniki pomiarów szerokości i głębokości rys: pomiar optyczny szerokość rozwarcia rys a) w_c = 0,3 mm, b) w_c= 0,5 mm, pomiar ultradźwiękowy głębokości rys c) d_c = 63 mm i d) d_c =152 mm.

Pomiar rys i pęknięć (z zastosowaniem betonoskopu ultradźwiękowego)

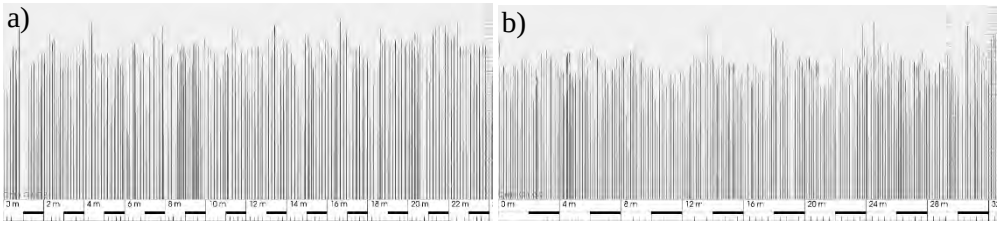
Podczas przeprowadzonych oględzin na powierzchni posadzki stwierdzono liczne rysy i pęknięcia o zróżnicowanej morfologii: różnym rozstawie, długości, kształcie, szerokości i głębokości. Stwierdzono równoczesne występowanie wielu rys strukturalnych, kierunkowych o znacznej długości i szerokości rozwarcia (powyżej 0,4 mm) oraz wiele drobniejszych rys przebiegających w różnych kierunkach, o mniejszej szerokości. Do badań, pomiarów i szczegółowej analizy wybrano reprezentatywne rysy strukturalne, dla których w wybranych miejscach wykonano pomiary szerokości rozwarcia lupką z noniuszem (o dokładności 0,1 mm) oraz głębokość za pomocą betonoskopu ultradźwiękowego [4].

Dla wytypowanych rys strukturalnych szerokość rozwarcia wahała się od 0,4 do 0,9 mm, a głębokość od 44 mm do 156 mm. W wielu miejscach stwierdzono rysy skrośne, przebiegające na pełnej grubości betonowego podkładu podposadzkowego.

Odkrywka powierzchniowa

Brak zespolenia stwierdzono również w odkrywce wielkopowierzchniowej (rys. 2). Na styku płyty fundamentowej z płytą posadzki widoczna była szczelina o grubości ~0,8 mm. Powierzchnia płyty fundamentowej miała niejednorodną barwę z jaśniejszym, szarym nalotem. Na podstawie wpisów w *Dzienniku budowy* ustalono, że przed betonowaniem płyty podsadzki wykonano mineralny mostek szczepny (na bazie cementu). Skuteczność zespolenia płyty fundamentowej z podkładem była wątpliwa i wzbudzała zastrzeżenia.

Podczas przeprowadzonych oględzin w wykonanej odkrywce stwierdzono występowanie zamkniętych porów na powierzchni (styku) płyty fundamentowej (starego betonu) oraz płyty posadzki (nowego betonu) (rys. 2a). Również w przełomach pobranych odwiertów rdzeniowych grubość warstwy mostka szczepnego na starym betonie płyty fundamentowej wynosiła od 1 do 3 mm, natomiast na dolnej powierzchni nowego betonu (podkładu pod posadzkę) była niemal zerowa. Na tej podstawie stwierdzono, że betonowanie podkładu (posadzki) zrealizowane zostało na tyle późno, prawdopodobnie o wiele później niż zalecane przez producenta 60 minut od aplikacji mostka na powierzchnię płyty, że połączenie między starym a nowym betonem było niedostateczne do przeniesienia naprężeń ścinających wywołanych skurczem betonu. W literaturze przedmiotu jest to tzw. betonowanie w technologii „mokre na suche", a nie „mokre na mokre", które to rozwiązanie zalecono zastosować w dokumentacji projektowej i karcie technicznej materiału szczepnego.



Rys. 5. Przykładowe wyniki pomiaru grubości otulenia i rozstawu prętów (skany zbrojenia), w dwóch różnych miejscach.

Skanowanie zbrojenia (z zastosowaniem detektora ferromagnetycznego)

Zgodnie z rozwiązaniami zamieszczonymi w dokumentacji projektowej w płycie posadzki należało wbudować ortogonalną siatkę prętów ϕ8 mm w rozstawie co 15 cm. Nominalna, założona w projekcie grubość otulenia prętów (mierzona od górnej powierzchni płyty) równa była 34 mm. Na podstawie pomiarów wykonanych detektorem ferromagnetycznym stwierdzono (rys. 5, tabl. 1 oraz tabl. 2):

– minimalny średni rozstaw prętów zbrojenia podłużnego: 140 mm/m (<150 mm) (+),
– maksymalny średni rozstaw prętów zbrojenia podłużnego: 186 mm/m (>150 mm) (-),
– minimalny średni rozstaw prętów zbrojenia poprzecznego: 140 mm/m (<150 mm) (+),

Tablica 1. Wyniki pomiarów rozstawu prętów zbrojenia posadzki w wytypowanych przekrojach pomiarowych.

Przekrój pomiarowy	N [szt.]	L [m]	$l_{śr}$ [mm]
zbrojenie podłużne	130	24,183	186
zbrojenie poprzeczne	203	32,523	160

„N" – liczba wykrytych prętów na długości przekroju pomiarowego [szt.]
„L" – długość przekroju pomiarowego [m],
$l_{śr}$ – średni rozstaw zidentyfikowanych prętów na długości przekroju pomiarowego [mm],

– maksymalny średni rozstaw prętów zbrojenia poprzecznego: 186 mm/m (>150 mm) (-),
– minimalna grubość otulenia prętów: 21 mm (<34 mm) (-),
– maksymalna grubość otulenia prętów: 121 mm (>>34 mm) (-) (!!!).

Maksymalna grubość otulenia prętów wbudowanych w podkład betonowy posadzki, pomierzona w wytypowanych przekrojach wynosiła 121 mm (!!!), co oznacza, że pręty zbrojenia znajdowały się na dole, bezpośrednio przy powierzchni płyty fundamentowej i nie spełniały zadań stawianych zbrojeniu przeciwskurczowemu.

Tablica 2. Wyniki pomiarów grubości otulenia prętów zbrojenia posadzki w wytypowanych przekrojach pomiarowych.

Przekrój pomiarowy	**Grubość otulenia [mm]**				
	Min.	**średnia**	**max.**	**s**	**mediana**
zbrojenie podłużne	37	67	90	10	69
zbrojenie poprzeczne	38	80	107	11	81
„s" – odchylenie standardowe					

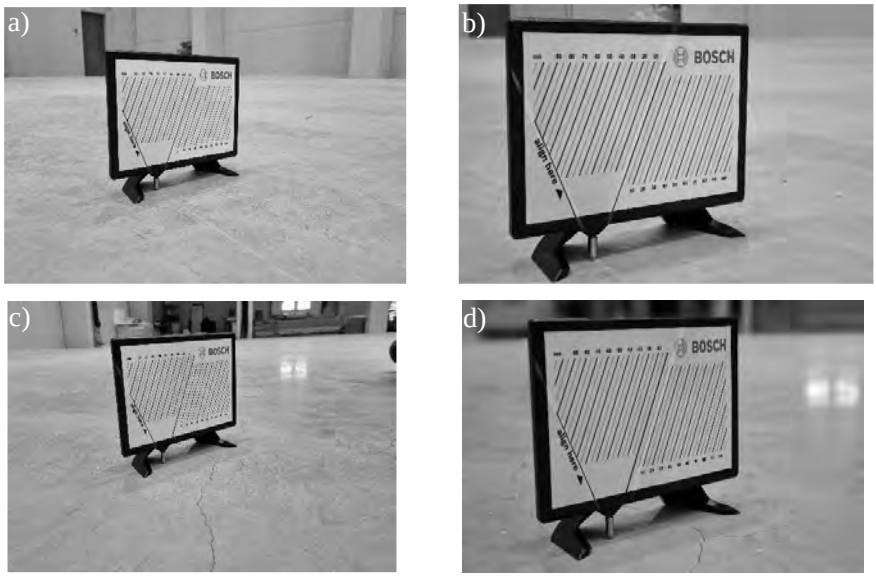
Zadaniem zbrojenia przeciwskurczowego jest przejęcie naprężeń termiczno-skurczowych w dojrzewającym i stwardniałym betonie oraz ograniczenie szerokości i rozstawu rys wywołanych działaniem tych naprężeń. Wbudowane w betonowy podkład zbrojenie zlokalizowane poniżej środka grubości płyty jest całkowicie nieefektywne. Zastosowana ilość zbrojenia (ϕ8 mm w rozstawie 150×150 mm) była niewystarczająca do przejęcia naprężeń skurczowych, a niedobór zbrojenia wynosił 47%, dla przypadku ograniczenia dopuszczalnej szerokości rys do 0,2 mm lub 31% dla rys o dopuszczalnej szerokości 0,3 mm. Sprawdzono dwa przypadki z uwagi na fakt, że w archiwalnej dokumentacji projektowej nie było określnej jawnie wartości dopuszczalnej szerokości rys. Z uwagi na przewidywany sposób użytkowania hali, jako magazyn środków spożywczych, w którym dodatkowo prowadzony miał być transport towarów na duże wysokości, jako zalecane ograniczenie szerokości rys uznano 0,2 mm.

Pomiar równości posadzki (przy użyciu świetlnego czujnika laserowego)

W ramach prac diagnostycznych przeprowadzono również pomiary równości posadzki. Na ich podstawie ustalono, że nierówności posadzki w losowo wybranych miejscach wynosiły od -3 mm do +8 mm (rys. 8). Średni rozstaw rys strukturalnych oszacowano na 4,3 m.

Pomiar głębokości frontu karbonatyzacji (z zastosowaniem płynu diagnostycznego)

Przeprowadzono również badania stopnia karbonatyzacji betonu wbudowanego w płytę fundamentową i posadzkę. Na podstawie oceny wzrokowej stopnia wybarwienia betonu w przełomach, po przeprowadzeniu badania przy pomocy tzw. *Rainbow Testu* stwierdzono, że we wszystkich próbkach przygotowanych z pobranych wcześniej odwiertów rdzeniowych, wybarwienie miało kolor fioletowo-niebieski co odpowiadało $pH > 12$ – w praktyce oznacza to, że w betonie proces karbonatyzacji był bardzo mało zaawansowany lub wręcz jeszcze nie występował z uwagi na wykonaną powłokę ochronną i ograniczony dostęp powietrza do wnętrza betonu, a w przypadku płyty fundamentowej krótki okres ekspozycji na warunki środowiskowe. Uzyskane w ramach *Rainbow Testu* wyniki były w pełni zgodne z oczekiwaniami ze względu na wiek betonu.



Rys. 6. Pomiar równości betonowej posadzki przemysłowej w dwóch przykładowych miejscach: a), b) dla powierzchnie nie zarysowanej, c), d) dla powierzchni zarysowanej.

4.3 Obliczenia sprawdzające

Na podstawie analizy stan istniejącego: morfologii rys i pęknięć posadzki, faktu jej odspojenia od płyty fundamentowej na niemal całej powierzchni hali, analizy wyników wykonanych badań i pomiarów diagnostycznych postawiono tezę, że głównym powodem rozwarstwienia podkładu od płyty fundamentowej jest zjawisko skurczu betonu. W celu potwierdzenia postawionej tezy wykonano obliczenia sprawdzające, których skrócony tok zamieszczono poniżej.

Wymiary posadzki w osiach: 35,0×29,791 m, powierzchnia 1042, 68 m^2.

Przerwa między wykonaniem płyty fundamentowej a wykonaniem posadzki betonowej wynosiła 265 dni.

Parametry betonu płyty podkładu podposadzkowego:

– klasa betonu: C20/25,
– cement: CII/B-S 42,5N Ożarów, C = 305 kg/m^3,
– woda: W = 152 kg/m^3,
– W/C = 0,50.

Wytrzymałościowe parametry obliczeniowe wg PN-EN 1992-1-1 [1]:

– moduł sprężystości: E_{cm}=31,0 GPa,
– wytrzymałość na ściskanie: $f_{ck,cube}$ = 20 MPa,
– średnia wytrzymałość na rozciąganie: f_{ctm} = 2,2 MPa.

Stal:

– klasa A-IIIN (B500SP).

Wytrzymałościowe parametry obliczeniowe wg PN-EN 1992-1-1 [1]:

– moduł sprężystości: E_s=200,0 GPa,
– wytrzymałość na rozciąganie: f_{yk} = 500 MPa.

Pole przekroju zbrojenia podkładu na szerokości 1m:

– $A_s = n \times A_s(\phi 8) = 6{,}67 \times 0{,}502 = 3{,}35$ cm^2/m,

– Pole przekroju betonowej płyty podkładu: $A_c = 0{,}1 \times 1{,}0 = 0{,}1$ m^2;
Stopień zbrojenia płyty posadzki: $\mu_o = A_s/A_c = 0{,}000335/0{,}1 = 0{,}00335 = 0{,}335$ %;
Miarodajny wymiar przekroju ho [mm]:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 100000}{1000} = 200\ mm,$$

Minimalne wymagane pole przekroju zbrojenia z uwagi na skurcz wg PN-EN 1992-1-1 [x]

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{c,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}}$$

Współczynniki:
– k_c=1,0
– k = 0,8.
Wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (C20/25) = 2,2 MPa,
Pole przekroju strefy rozciąganej: $A_{ct} = b \times h = 1{,}0 \times 0{,}1 = 0{,}1$ m^2,
Naprężenia w stali $\sigma_{s,lim}$:
– $\sigma_{s,lim}(w_c$=0,3; ϕ8) = 360 MPa,
Minimalne pole przekroju zbrojenia, przy dopuszczalnej szerokości rys w_c = 0,3 mm:

$$A_{s,min}(w_c = 0{,}3) = 1{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 2200 \cdot \frac{0{,}1}{360000} = 0{,}0004889\ m^2 = 4{,}89\ cm^2,$$

n = $A_{s,min}$ (w_c=0,3) / A_s(ϕ8) = 4,89 / 0,502 = 9,74 szt./m, co oznacza ϕ8 co 10,6 cm.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających stwierdzono, że przyjęty w projekcie rozstaw zbrojenia prętów ϕ8 mm co 150 mm był niewystarczający do przejęcia naprężeń rozciągających wywołanych skurczem. W przypadku ograniczenia szerokości rys do wartości w_c=0,3 mm, niedobór powierzchni zbrojenia wynosił 32%. Zastosowana ilość zbrojenia w płycie podkładu podposadzkowego nie spełniała wymagania minimalnego przekroju zbrojenia z uwagi na skurcz wg zaleceń normy [1].

Oszacowana wartość naprężeń ściskających wywołanych skurczem betonu w prętach wbudowanych w płytę podkładu wynosiła σ_s = 70,6 MPa, natomiast naprężeń rozciągających w betonie σ_{cs} = 11,46 MPa – były one pięciokrotnie większe od średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} = 2,2 MPa, co oznacza, że posadzka musiała ulec zarysowaniu.

Wartość odkształcenia betonu podkładu podposadzkowego z uwzględnieniem zastosowanego zbrojenia, wywołana skurczem po 556 dniach od jej wykonania oszacowano na 0,353‰.

$$\varepsilon_{cs}^{RC}(556) = \varepsilon_{cs}(1 - \alpha_3)k_3 = 0{,}000375 \cdot (1 - 0{,}021) \cdot 0{,}961 = 0{,}0003528 = 0{,}353\ ‰;$$

Średni rozstaw rys strukturalnych oszacowano na 4,13 m.

$$f_s = \frac{\Delta\varepsilon_{cd}}{h} \cdot \frac{L^2}{8} \rightarrow L = \sqrt{\frac{8 \cdot f_s \cdot h}{\Delta\varepsilon_{cs}(556)}},$$

$$L(556) = \sqrt{\frac{8 \cdot 0{,}008 \cdot 0{,}1}{0{,}000375}} = 4{,}13\ m.$$

Wykonane obliczenia potwierdziły prawdziwość postawionej tezy, że dla przyjętych założeń projektowych główną przyczyną stwierdzonych usterek i uszkodzeń posadzki jest niedoszacowanie negatywnego wpływu zjawiska skurczu betonu.

5. Zaproponowany sposób naprawy betonowej posadzki przemysłowej

Z uwagi na stwierdzony zakres usterek i uszkodzeń, wątpliwą skuteczność zamocowania nóg regałów wysokiego składowania bezpośrednio do uszkodzonej płyty posadzki oraz wymagania eksploatacyjne użytkownika (docelowe magazynowanie żywności), po analizie dostępnej literatury [2, 6–28] zalecono:
– usunięcie posadzki i warstwy podkładu podposadzkowego na całej powierzchni hali,
– oczyszczenie górnej powierzchni płyty fundamentowej, do tzw. „*gołego betonu*”,
– wykonanie oceny stanu technicznego płyty fundamentowej pod kątem bezpiecznego przeniesienia przez istniejącą płytę fundamentową o grubości 400 mm, tzn. 100 mm mniejszej niż założona w projekcie 500 mm, przewidywanych obciążeń wywołanych siłami skupionymi od regałów wysokiego składowania,
– wykonanie iniekcji konstrukcyjnej, tzw. siłowej, rys odkrytych na górnej powierzchni płyty fundamentowej, możliwych do stwierdzenia dopiero po usunięcie posadzki i warstwy podkładu podposadzkowego
– wykonanie nowej płyty posadzki utwardzonej powierzchniowo (*DST*) z równoczesnym wykonaniem przeciwskurczowych szczelin dylatacyjnych. Rozstaw i szerokość szczelin należy dobrać na podstawie przewidywanych odkształceń skurczowych oraz wymagań eksploatacyjnych użytkownika dotyczących dopuszczalnej szerokości rozwarcia rys z uwagi na względy sanitarne.

6. Wnioski

Nieprawidłowe założenia projektowe, błędy wykonawcze oraz organizacyjne polegające na podziale budowy na etapy realizowane przez różnych wykonawców, skutkowały wystąpieniem poważnej awarii betonowej posadzki przemysłowej, uniemożliwiającej bezpieczne zamocowanie do niej regałów wysokiego składowania. Zakres stwierdzonych usterek i uszkodzeń posadzki był na tyle poważny i szeroki, że zalecono usunięcie części istniejących warstw, naprawę i wzmocnienie płyty fundamentowej, a następnie wykonanie nowej posadzki ze szczelinami przeciwskurczowymi.

Bezpośrednią przyczyną rozwarstwienia płyty podkładu podposadzkowego od płyty fundamentowej było niedoszacowanie naprężeń rozciągających w betonie wywołanych skurczem betonu.

Błędne założenia projektowe w postaci przyjęcia niedostatecznej ilość zbrojenia przeciwskurczowego, niezgodnej z zaleceniami normy PN-EN 1992-1-1 [1], nieprawidłowe założenie pełnej współpracy łączonych warstw posadzki bezspoinowej: płyty fundamentowej i płyty podkładu za pośrednictwem mineralnego mostka szczepnego, zamiast zastosowania mechanicznych łączników między łączonymi warstwami oraz brak szczelin dylatacyjnych w płycie podkładu to główne błędy projektowe.

Błędy wykonawcze popełnione w trakcie realizacji posadzki to bezkrytyczna realizacja rozwiązań zamieszczonych w dokumentacji projektowej, zawierającej istotne błędy oraz zastosowanie materiałów o wątpliwej jakości, w szczególności zastosowanie suchej zasypki o niedostatecznej trwałości, niska jakość wykonanych robót budowlanych w zakresie prac posadzkarskich obejmująca niewłaściwe oczyszczenie podłoża oraz za długą przerwę między ułożeniem warstwy szczepnej a betonowaniem płyty podkładu podposadzkowego, jak również zbyt krótki lub nieprawidłowy okres pielęgnacji, w tym zbyt późna aplikacja środka ograniczającego odparowanie wody.

Poważnym błędem organizacyjnym była etapowanie wykonawcze poszczególnych prac i ich realizacja przez różnych wykonawców, bez jednoczesnego określenia funkcji i roli generalnego wykonawcy.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: reguły ogólne dla budynków.
2. PN-EN 13670 Wykonywanie konstrukcji z betonu.
3. PN-EN 12504-1:2019-08 Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbki rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.
4. PN-EN 12504-4:2021-12 Badania betonu w konstrukcjach. Część 4: Oznaczenie prędkości fali ultradźwiękowej.
5. PN-EN 13892-3 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe. Część 3: Oznaczanie odporności na ścieranie według Boehmego.
6. Bajno D., Małasiewicz A.: Rodzaje i skutki zewnętrznych oddziaływań na posadzki. Czasopismo Techniczne Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, z1-B/2007, 3–11, Kraków, 2007.
7. Błyszko J., Kiernożycki W.: Błędy projektowe i wykonawcze posadzek oraz nawierzchni betonowych. XXIX Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2019, s. 47–56, Szczecin-Międzyzdroje, 2019.
8. Chmielewska B., Czarnecki L.: Materiały i wymagania dotyczące posadzek. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2011, s. 239–280, Szczyrk, 2011.
9. Godycki-Ćwirko T.: Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok, 1992.
10. Hulimka J.: Wybrane problemy projektowania, wykonawstwa i eksploatacji betonowych podłóg na gruncie w obiektach wielkopowierzchniowych. XXIX Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2019, s. 71–90, Szczecin-Międzyzdroje, 2019.
11. Kwiecień S.: Awaria posadzki obiektu handlowego spowodowana pęcznieniem warstw podbudowy. XXIX Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2019, s. 387–390, Szczecin-Międzyzdroje, 2019.
12. Kwiecień S.: Awaria posadzki obiektu magazynowego spowodowana osiadaniem podłoża gruntowego. XXIX Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2019, s. 391–395, Szczecin-Międzyzdroje, 2019.
13. Małasiewicz A., Boukerou I.: Typowe uszkodzenia posadzek przemysłowych. Materiały konferencyjne II Konferencji Technicznej „Technologie i Materiały Budowlane XXI wieku", Gdańsk, 1999.
14. Mierzwa J: Kształtowanie i obliczanie posadzek przemysłowych na gruncie. XXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2008, Szczyrk, 2008.
15. Moczko A.: Nowa norma europejska EN 13791_2019. Blaski i cienie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach budowlanych na podstawie badania odwiertów rdzeniowych. Materiały konferencyjne Dni betonu 2023, s. 449–460, Wisła, 2023.
16. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych. XXXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK 2020, Wisła, 2020.
17. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Uwarunkowania użytkowania podłóg przemysłowych – błędy projektowe. Inżynier Budownictwa, 5, s. 46–50, Warszawa, 2020.
18. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Uwarunkowania użytkowania podłóg przemysłowych – błędy wykonawcze. Inżynier Budownictwa, 11, s. 62–65, Warszawa, 2020.
19. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych. Izolacje, 3, s. 2–7, Warszawa, 2020.
20. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Ocena techniczna podłóg przemysłowych – błędy wykonawcze i eksploatacyjne. Izolacje, 6, s. 2–6, Warszawa, 2020.
21. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Diagnostyka, naprawy i wzmacnianie elementów żelbetowych uszkodzonych w następstwie skurczu. Materiały konferencyjne w XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty

Pracy Projektanta Konstrukcji, tom III, Wydawnictwo Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, s. 45–86, Wisła, 2023.
22. Nowacki A.: Instrukcja ITB nr B8/2020: Część B: Roboty wykończeniowe, zeszyt 8: Posadzki betonowe utwardzane powierzchniowo preparatami proszkowymi. Seria: Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 2020.
23. Słonina S.: Ścieralność betonowych posadzek przemysłowych utwardzanych powierzchniowo. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, XXXIV, 64, (1/17), s. 209–217, 2017.
24. Ślusarek J.: Wybrane rozwiązania strukturalno-materiałowe betonowych nawierzchni przemysłowych. XIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2004, s. 129–154, Szczyrk, 2004.
25. Świątek-Żołyńska S.: „X-Floor® – Nowoczesne metody regeneracji i wzmacniania nawierzchni oraz betonowych posadzek przemysłowych. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2014, Szczyrk, 2014.
26. Świątek-Żołyńska S., Majewski T., Niedostatkiewicz M.: Wybrane zagadnienia projektowania, wykonawstwa oraz użytkowania betonowych posadzek przemysłowych w aspekcie ich ścieralności. Przegląd Budowlany, 6, s. 24–31, Warszawa, 2020.
27. Świątek-Żołyńska S., Niedostatkiewicz M., Ryżyński W.: Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń posadzki antyelektrostatycznej. XXX Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2022, s. 599–610, Szczecin-Międzyzdroje, 2022.
28. Technical Report Nr 34. Concrete industrial ground floors. A guide to design and constructions. Concrete Society, Third edition 2003.

Failure of an industrial concrete floor as a result of design and execution errors

Key words: concrete floor, cracking, industrial flooring, cracks, core drilling, ultrasonic measurements, reinforcement scanning

Przedawaryjny stan techniczny estakady suwnicy pomostowej o udźwigu 20 ton po wieloletnim okresie użytkowania

TOMASZ MAJEWSKI [1,*], MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ [2]
[1]Politechnika Gdańska, Szkoła Doktorska Wdrożeniowa
[2]Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

Streszczenie: W opracowaniu opisano stan przedawaryjny konstrukcji nośnej estakady suwnicy pomostowej, po 49 latach jej eksploatacji. Estakada suwnicy nie stwarzała bezpośredniego zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji oraz bezpieczeństwa użytkowania, jednak z uwagi na wieloletni okres eksploatacji, który w praktyce inżynierskiej przyjmowany jest domyślnie jako projektowany okres trwałości, konieczne było wykonanie kompleksowej i szczegółowej kontroli jej stanu technicznego suwnicy oraz szczegółowej oceny stanu technicznego wszystkich jej elementów konstrukcyjnych pod kątem dopuszczenia jej do dalszej eksploatacji. W opracowaniu opisano zaproponowane i zrealizowane rozwiązania, których celem było doprowadzenia przedmiotowej estakady do właściwego stanu technicznego, umożliwiającego dalszą bezpieczną eksploatacje suwnicy pomostowej jako urządzenia.

Słowa kluczowe: natorowa suwnica pomostowa, konstrukcja nośna estakady, żelbetowe słupy dwugałęziowe, stalowe belki podsuwnicowe, remont, diagnostyka, wzmocnienie estakady suwnicy, stan przed awaryjny estakady suwnicy

1. Wstęp

Na stan techniczny obiektu budowlanego wpływ mają zarówno jakość dokumentacji projektowej, sposób realizacji, jak również późniejsza eksploatacja. Brak prowadzenia regularnych prac remontowo-naprawczych, a często brak przeprowadzenia remontu kapitalnego może doprowadzić do istotnego pogorszenia stanu sprawności technicznej obiektu, a często może być przyczyn wystąpienia stanu przedawaryjnego, awarii budowlanej, a w skrajnych przypadkach może doprowadzić do katastrofy budowlanej.

Opracowanie zawiera opis stwierdzonych usterek i uszkodzeń stalowych belek podsuwnicowych oraz żelbetowych słupów konstrukcji nośnej estakady. Przez lata eksploatacji suwnica, jako urządzenie, poddawana była regularnej kontroli i okresowym serwisom, wynikającym z obowiązujących przepisów szczegółowych UDT (Urzędu Dozoru Technicznego). Natomiast elementy ustroju nośnego nie były regularnie remontowane, prowadzone były jedynie prace zabezpieczające, w zależności od bieżących potrzeb. W trakcie okresowej kontroli suwnicy, pracownicy UDT-u zwrócili uwagę na niepokojący stan żelbetowych słupów tężnika hamownego estakady, które były intensywnie zarysowane,

*Autor do korespondencji: *tomimaj@pg.edu.pl*

a elementy stalowych wykratowań były zdeformowane. Przedawaryjny stan żelbetowych słupów podporowych oraz belek podsuwnicowych wymagał podjęcia w trybie pilnym prac naprawczych, obejmujących konstrukcyjne wzmocnienie wskazanych żelbetowych słupów tężników hamownych oraz remont pozostałych słupów. W opracowaniu pokazano i opisano sposób wykonanego wzmocnienia oraz remontu żelbetowych słupów podporowych, jak również zakres remontu stalowych belek podsuwnicowych.

2. Dane ogólne

Estakada zlokalizowana była na terenie zakładu przemysłowego i wykorzystywana do transportu materiałów hutniczych na potrzeby produkcji. Eksploatowana była w niezmienny sposób, jako ustrój nośny dla samojezdnej, natorowej suwnicy dwuhakowej. Suwnica poruszała się po dwóch szynach zamocowanych do górnych półek dwuteowych, stalowych belek podsuwnicowych. Długość każdego z torów wynosiła 102,00 m. Stalowe belki oparte zostały na prefabrykowanych, żelbetowych słupach wspornikowo zamocowanych w żelbetowych stopach fundamentowych. Na 20 słupach ustawionych parami (po 10 szt. w dwóch równoległych osiach A i B) oparte zostało 18 wolnopodpartych, dwuteowych belek podsuwnicowych o różnej rozpiętości (rys. 1). W kierunku podłużnym rozstaw osiowy słupów wynosił: 4×12,00 + 1×6,00+ + 4×12,00 cm, łącznie 102,00 m. W kierunku poprzecznym rozstaw osiowy słupów wynosił ~19,60 m (rozstaw między osiami A i B), przybliżona wysokość estakady, mierzona od poziomu terenu do dolnej powierzchni pasa dolnego belek podsuwnicowych wynosiła ~11,30 m. Teoretyczny rozstaw osiowy szyn jezdnych wynosił 19,00 m (rys. 2).

Słupy estakady wykonane zostały jako prefabrykowane, ażurowe i dwugałęziowe elementy żelbetowe, złożone z dwóch segmentów każdy. Segmenty połączone zostały spoinami wykonanymi w stykach blach węzłowych na budowie. W estakadzie zastosowano dwa rodzaje prefabrykowanych słupów: 16 sztuk słupów bez stalowych okuć/blach (słupy typowe) oraz 4 sztuki słupów z okuciami umożliwiającymi montaż elementów tężników pionowych (słupy tężników).

W rzucie poziomym obrys przekroju poprzecznego słupa dwugałęziowego wynosił ~42×~20 cm. Dokumentacja projektowa przewidywała zastosowanie betonu marki $R_w = 250$ atm. i stali gatunku 18G2 dla prętów głównych oraz gatunku StOS do wykonania strzemion. Elementy marek oraz stężeń pionowych przewidziano do wykonania ze stali St3SX.

W osi każdego z torów estakady w osiach A i B między osiami 4–5, wykonstruowane zostały pionowe tężniki hamowne, złożone z prefabrykowanych, żelbetowych słupów połączonych prętowym wykratowaniem, wykonanym z kątowników 2L 75×75×8 mm połączonych w węzłach śrubami do blach węzłowych, a na długości poszczególnych gałęzi przeplatane przewiązkami z blach.

W dokumentacji projektowej przyjęto zastosowanie 2 rodzajów belek podsuwnicowych różniących się rozpiętością i wymiarami poprzecznymi. Ustalono, na podstawie analizy archiwalnej dokumentacji, że na estakadzie powinny zostać wbudowane prefabrykowane belki stalowe z katalogu BISTYP, typu: a) 6GS-6 z chodnikiem (dla rozstawu osiowego pomiędzy słupami 600 cm) oraz b) 12GS-6 z chodnikiem (dla rozstawu osiowego pomiędzy słupami 1200 cm). Nominalne, katalogowe wymiary belek 6GS-6 w przekroju porzecznym wynosiły: wysokość 1024 mm, grubość środnika 8 mm, szerokość pasów dolnego i górnego 250 mm, grubość obu pasów 12 mm, rozstaw żeber 1000 mm, grubość żeber 10 mm. Katalogowe wymiary w przekroju porzecznym belek 12GS-6 wynosiły: wysokość 1140 mm, grubość środnika 10 mm, szerokość pasów dolnego i górnego 250 mm, grubość obu pasów 20 mm, rozstaw żeber 1000 mm, grubość żeber 10 mm. W trakcie oględzin stwierdzono różnice

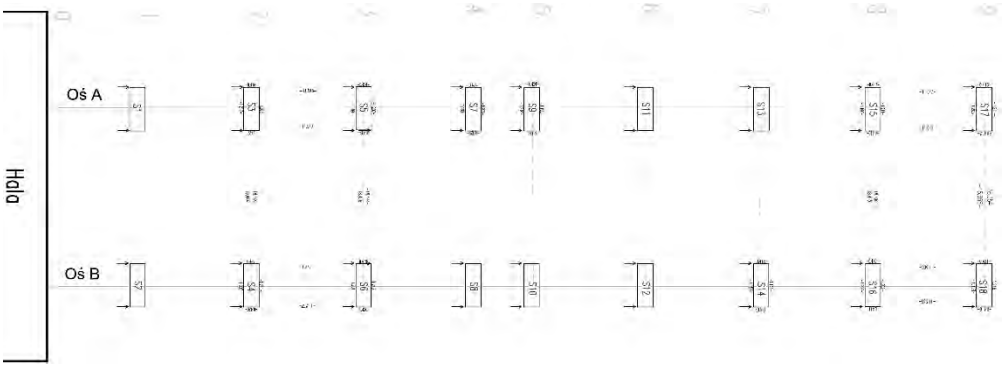
między wymiarami nominalnymi i rzeczywistymi poszczególnych belek, np. rzeczywista szerokość pasów belek wynosiła 240 mm i była o 10 mm mniejsza od nominalnej. Na odcinku tężnika hamownego, między słupami w osiach nr 4 i 5 belki podsuwnicowe (typu 6GS-6) miały mniejszą wysokość od belek (12GS-6).

Chodniki wzdłuż galerii komunikacyjnych wykonano z blachy ryflowanej o grubości 5 mm ze stali St3SX.

Dokumentacja projektowa przewidywała montaż suwnicy pomostowej, dwudźwigarowej, 2-hakowej ogólnego przeznaczenia do pracy na zewnątrz. Suwnica ta, zgodnie z kartą katalogową, sterowana była z kabiny i charakteryzuje się udźwigiem Q = 20/5 ton. Katalogowa przeznaczona jest do eksploatacji według II grupy natężenia pracy. W rzeczywistości eksploatowana suwnica nie miała kabiny sterowniczej, a sterowanie w trakcie pracy możliwe było przez operatora z poziomu terenu.



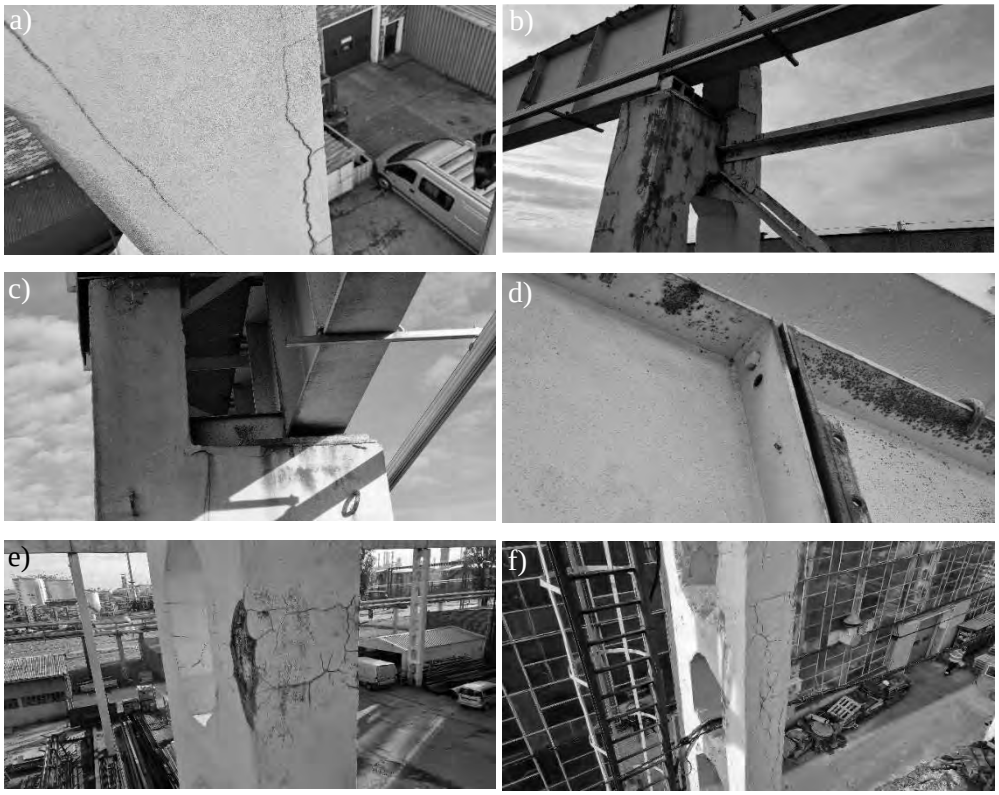
Rys. 1. Estakada suwnicy pomostowej: a), b), c), d) widok w różnych ujęciach.



Rys. 2. Oznaczenia osi estakady suwnicy (opracowanie własne, na podstawie archiwalnej dokumentacji projektowej).

3. Opis usterek i uszkodzeń konstrukcji nośnej estakady

Część żelbetowych słupów estakady wykazywała liczne i rozległe uszkodzenia mechaniczne, do których zaliczono: rysy i pęknięcia betonu, lokalne ubytki betonowej otuliny prętów na powierzchni słupów, korozję odsłoniętych prętów zbrojenia jak również korozję prętów osłoniętych betonem (w miejscach szerokich rys i pęknięć betonu), korozję metalowych okuć i blach węzłowych. Na powierzchni betonu widoczne były rozległe brunatno-rdzawe wykwity (rys. 3, 4) świadczące o zaawansowanej korozji elementów stalowych. Najbardziej intensywne usterki i uszkodzenia, co do zakresu i ilości, występowały w słupach tężników hamownych (z okuciami).



Rys. 3. Usterki i uszkodzenia estakady na przecięciu osi: a), b) A–1, c), d) A–2, e), f) A–3.

Niemal we wszystkich słupach w stykach łączonych segmentów widoczne były skokowe zmiany wymiarów poprzecznych łączonych gałęzi, były to mimośrody montażowe objawiające się widocznymi na powierzchni złączy zgrubieniami. Na powierzchni betonowej otuliny blach stwierdzono ubytki oraz rysy i pęknięcia betonu, i na powierzchni widoczne były brunatno-rdzawe przebarwienia. Słupy w dolnej części (strefie przypowierzchniowej) posiadały ślady uszkodzeń wywołanych mechanicznymi uderzeniami. Uszkodzenia te zostały prawdopodobnie spowodowane uderzeniami poruszających się pojazdów transportowych (samochodów, wózków elektrycznych, sztaplarek widłowych) lub transportowanych elementów stalowych.

Zakres usterek i uszkodzeń żelbetowych słupów stanowiących elementy tężników hamownych S7, S8, S9 i S10, położonych na skrzyżowaniu osi A–4, A–5, B–4 i B–5 (rys. 2)

był wyraźnie większy w stosunku do pozostałych słupów. Na powierzchni metalowych elementów wykratowania (2L 75×75×8 mm), widoczne były ślady rozwoju korozji powierzchniowej jak również lokalne uszkodzenia łączników (braki pojedynczych śrub i korozja pozostałych śrub). Beton w sąsiedztwie stalowych okuć był intensywnie zarysowany.



Rys. 4. Usterki i uszkodzenia estakady na przecięciu osi: a), b) B–1, c), d) B–2, e), f) B–3.

Stalowe belki podsuwnicowe wykazywały ślady rozwoju korozji powierzchniowej na powierzchniach pionowych oraz korozji płytkowej na powierzchniach poziomych. Belki nie miały śrub łączących w otworach zlokalizowanych w poprzecznych żebrach czołowych, w miejscu łączenia sąsiednich belek (sąsiednich blachownic). Belki oparte były na słupach za pośrednictwem blach stopowych zatopionych w betonie i ustawionych na nich metalowych podkładkach tzw. kęsach (wykonstruowano oparcie przegubowe belek na słupach). Lokalnie, na kilku podporach stwierdzono obecność śrub kotwiących wyprowadzonych z blach stopowych iprzechodzących przez dolne pasy belek, których zadaniem była stabilizacja belek na siły poziome prostopadłe do osi podłużnej. Śruby były skorodowane, a w otworach stwierdzono brak wolnych przestrzeni umożliwiających kompensację odkształceń termicznych.

Do górnych pasów belek zamocowane były pomosty komunikacyjne pełniące funkcję tężnika poziomego. Pomosty wykonano z arkuszy blachy ryflowanej, ułożonej na wykratowaniu tężnika. Blachy były uszkodzone korozją powierzchniową i lokalnie wżerową. Lokalnie stwierdzono wady spoin łączących blachy z konstrukcją belek podsuwnicowych (przepalenia i nieprawidłową grań). Tężnik poziomy wzmocniony został w roku 2019 r., a wzmocnienie obejmowało wykonanie dodatkowych elementów wykratowania poziomego

oraz dodatkowych, ukośnych zastrzałów podtrzymujących pasy wykratowania tężnika oraz blachy pomostu.

Kozły odbojowe nie wykazywały uszkodzeń mechanicznych, spękań łączników śrubowych oraz spoin, na powierzchni elementów widoczne były ślady korozji powierzchniowej.

Łączniki śrubowe mocujące szyny do pasów belek były stabilne, nie wykazywały istotnych uszkodzeń mechanicznych. Na powierzchni śrub i nakrętek widoczna była rozległa korozja powierzchniowa.

Ilościowy zakres uszkodzeń elementów estakady położonych wzdłuż osi A był większy w odniesieniu do elementów położonych w osi B. Prawdopodobnie wynikało to z faktu, że od strony zachodniej, przy torze estakady w osi A znajduje się budynek stanowiący naturalną osłonę słupów estakady przed bezpośrednim działaniem porywów wiatru oraz ich nasłonecznieniem.

4. Analiza stanu istniejącego konstrukcji nośnej estakady

4.1 Badania laboratoryjne

Jednorodność betonu wbudowanego w konstrukcję słupów, określona na podstawie badań sklerometrycznych, wykonanych przy wykorzystaniu młotka Schmidta typu N wg [8] oceniona została jako niedostateczna w słupach zarysowanych i spękanych oraz dobra w słupach nieuszkodzonych.

Oszacowana na podstawie badań wytrzymałościowych [7], sklerometrycznych [8] i ultradźwiękowych [9] szacunkowa klasa *wytrzymałości betonu na ściskanie* wynosiła B20 (obecnie C16/20).

Nasiąkliwość masowa betonu oznaczona wg [11] wbudowanego w słupy wahała się od 4,2% do 6.3%. Największą nasiąkliwość wykazywał beton wbudowany w słup S6 (rys. 2). Wartości te były wartościami zbliżonymi do przyjmowanych powszechniej jako graniczne dla elementów betonowych narażonych na działanie zewnętrznych czynników atmosferycznych (woda, wiatr, zmiany temperatury otoczenia).

Wyniki badań głębokości frontu karbonatyzacji betonu [12], przeprowadzone zostały przy zastosowaniu preparatu tzw. *Rainbow Testu*. Wyniki badań pozwoliły na stwierdzenie, że w front karbonatyzacji betonu osiągnął powierzchnię zbrojenia, tzn. beton na całej grubości otulenia prętów zbrojeniowych ma pH < 11,8 (jest skarbonatyzowany). Przy $pH < 11{,}8$ beton traci naturalną zdolność do ochrony zbrojenia przed korozją, zanika na powierzchni stali warstewka pasywacyjna i rozpoczynają się procesy korozyjne prętów.

Wyniki badań potwierdziły przyczynę zaawansowanej korozji prętów w wykonanych odkrywkach. Po usunięciu betonowej otuliny na powierzchni prętów stwierdzono zawansowaną korozję powierzchniową, lokalnie przechodzacą w korozje pęczniejącą. Pęczniejące produkty korozji powodują pękanie betonu i odpadanie otuliny.

4.2 Analiza obliczeniowa

Obliczenia, sprawdzające wytężenie głównych elementów konstrukcyjnych wykonano dla dwóch wariantów: 1) przy założeniu nominalnych wymiarów elementów w analizowanych przekrojach (przyjęto wymiary wg archiwalnej dokumentacji projektowej), 2) jak również dla przekrojów osłabionych korozją (przyjęto wymiary zredukowane).

Projekt suwnicy opracowany został w roku 1972, na podstawie ówcześnie obowiązujących norm bazujących na założeniach metody Naprężeń Dopuszczalnych (ND). Ocenę bezpieczeństwa konstrukcji estakady, w tym obliczenia sprawdzające, wykonano według

norm PN-B [1–6], opartych na metodzie Stanów Granicznych (Stanu Granicznego Nośności (SGN) oraz Stanu Granicznego Użytkowania (SGU)). Elementy estakady nie spełniały wymagań obowiązujących obecnie norm serii PN-EN (Eurokodów), spełniały natomiast większość wymagań wycofanych norm PN-B. Estakada przeszła tzw. „pozytywną weryfikację w czasie", jednak ze względu na zaawansowany wiek (~50 lat) konieczne było sprawdzenie czy może być bezpiecznie eksploatowana przez okres najbliższych 12 miesięcy, do czasu zaplanowania i wykonania jej kompleksowego remontu.

Żelbetowe, prefabrykowane, ażurowe słupy podporowe

Obliczenia wykonane zostały dla następujących założeń:

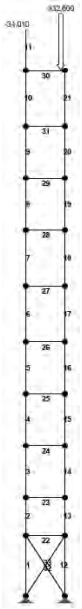
– słupy wykonane zostały z betonu klasy B20, zbrojenie główne wykonane zostało ze stali rodzaju 18G2, natomiast strzemiona ze stali St0,
– obliczenia wykonano dla 2 przekrojów poprzecznych słupa na wysokości,
– w obliczeniach uwzględniono różny stopień zbrojenia analizowanych wariantów:
  – nominalny (słup nie uszkodzony korozyjnie) – przyjęto, na podstawie archiwalnych rysunków konstrukcyjnych, stan początkowy po wybudowaniu estakady,
  – wariant A (słup uszkodzony korozyjnie) – przyjęto ubytek grubości betonu otuliny 25 mm na całym obwodzie przekroju, ubytek korozyjny prętów zbrojenia przyjęto 1 mm na całym obwodzie (2 mm na średnicy) pręta – stan odpowiadający rzeczywistemu,
– uwzględniono wpływ aktualnej geometrii słupów (brak pionowości i prostoliniowości trzonów) na ich wytężenie – tylko w przypadku wariantu A,
– w obliczeniach nie uwzględniono działania wiatru na pomost dźwignicy (suwnicy jako urządzenia) oraz podnoszony i przenoszony ładunek – z uwagi na brak danych dotyczących powierzchni suwnicy oraz innych informacji standardowo zawartych w dokumentacji techniczno-ruchowych producenta, tzw. Kartach DTR,
– ciężar suwnicy oraz dane przyjęte zostały na podstawie informacji zamieszczonych w archiwalnej dokumentacji techniczo-ruchowej, tzw. Kartach DTR.

Obok tablicy 1 pokazano schemat statyczny wraz z numeracją elementów dla słupa podporowego estakady. Wyniki obliczeń wybranych elementów słupa zamieszczone zostały w tablicy. Wartość sprawdzanego warunku $\geq$1,00 oznacza pełne wykorzystanie znormalizowanej nośności słupa wyznaczonej wg zaleceń normy [6].

Sprawdzenie warunków *SGN* i *SGU* elementów pionowego tężnika hamownego, wykonano dla nominalnych przekrojów stalowych elementów składowych (słupków i krzyżulców). Stalowe elementy tężników hamownych (słupków i krzyżulców pionowej kratownicy między słupami S7–S9 i S8–S10) spełniały wymagania *SGN* i *SGU* określone w [5] w przekrojach nieosłabionych otworami. W miejscach osłabionych otworami (styki) elementy nie spełniały warunków *SGN* i *SGU* z uwagi na wytężenie łączników.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń pokazały, że w stanie istniejącym w słupach występowało lokalne (w jednej gałęzi) przekroczenie warunków normowych dla przypadku słupa uszkodzonego korozją (wariant A) – element nr 30, rygiel poziomy w miejscu oparcia belki podsuwnicowej na słupie. W trakcie wizji lokalnych na obiekcie stwierdzono obecności rys i pęknięć betonu w miejscach oparcia belek na słupach (pod blachami czołowymi).

Występujące w stykach roboczych zgrubienia, w miejscach połączenia prefabrykowanych segmentów wynikały z niskiej jakości prefabrykatów i prac montażowych. Deformacje te nie były oznaką przeciążenia łączonych elementów.



Tablica 1. Sprawdzenie warunków *SGN* i *SGU* w słupie podporowym estakady.

L.p.	Warunek wg PN-B03264:2002	Słup nie uszkodzony (stan nominalny)			Słup uszkodzony (wariant A)		
		Zginanie ze ściskaniem (M_{Sd}/M_{Rd})	Ścinanie (V_{Sd}/V_{Rd1})	Uwagi	Zginanie ze ściskaniem (M_{Sd}/M_{Rd})	Ścinanie (V_{Sd}/V_{Rd1})	Uwagi
1	Element nr 2	0,290	0,179	(+)	0,350	0,242	(+)
2	Element nr 10	0,062	0,243	(+)	0,076	0,294	(+)
3	Element nr 11	0,113	0,622	(+)	0,150	0,829	(+)
4	Element nr 13	0,142	0,359	(+)	0,221	0,477	(+)
5	Element nr 21	0,116	0,240	(+)	0,144	0,300	(+)
6	Element nr 23	0,444	0,624	(+)	0,495	0,862	(+)
7	Element nr 30	0,885	0,480*	(+)	1,229	0,608	(!!!)
8	Ugięcie (węzeł nr 12)	u=1,6 cm ≤ u_{gr}=4,8 cm		(+)	u=2,3z cm ≤ u_{gr}=4,8 cm		(+)

Uwagi:
(+) warunek spełniony
(!!!) warunek niespełniony
"*" - decyduje warunek $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$

Pomierzono geodezyjnie wychylenie z pionu wszystkich słupów. Wyniki pokazały, że maksymalne wychylenie z pionu w kierunku podłużnym miał słup S8, zlokalizowany w osi B i wynosiło ono 45 mm, natomiast maksymalne wychylenie z pionu w kierunku poprzecznym miał słup S9 i wynosiło ono 125 mm (rys. 2). Na podstawie analizy otrzymanych wyników stwierdzono, że z dużym prawdopodobieństwem wychylenia te były następstwem błędów montażu pochodzących z okresu realizacji konstrukcji estakady.

Stalowe belki podsuwnicowe

Obliczenia wykonane zostały dla następujących założeń:

– z uwagi na brak jednoznacznych danych dotyczących rodzaju (klasy wytrzymałości) materiału z jakiego wykonane zostały belki podsuwnicowe, do obliczeń sprawdzających przyjęto, że belki wykonane zostały ze stali gatunku St3SX,
– w obliczeniach uwzględniono różny stopień uszkodzeń belek:
  – nominalny (belka nieuszkodzona korozyjnie) – przyjęto, na podstawie archiwalnych rysunków konstrukcyjnych, stan początkowy po wykonaniu estakady,
  – wariant 1 (belka uszkodzona korozyjnie 1) – ubytek grubości: pasa górnego o 3 mm, środnika o 1 mm,
  – wariant 2 (belka uszkodzona korozyjnie 2) – ubytek grubości: pasa górnego o 4 mm, środnika o 1 mm,
– kierując się zapisami normy [6] nie przeprowadzono analizy wytężenia belek podsuwnicowych z uwagi na zmęczenie materiału, ponieważ suwnica należy do II grupy natężenia pracy, a przywołana norma pozwalała na takie postępowanie,
– z uwagi na brak widocznych uszkodzeń kozłów oporowych nie przeprowadzono szczegółowych obliczeń ich wytężenia,
– z wyników geodezyjnych pomiarów geometrii obu belek podsuwnicowych wynikało, że szerokość obu pasów belek podsuwnicowych wynosi 240 mm, a nie jak przyjęto do obliczeń zamieszczonych w archiwalnej dokumentacji projektowej 250 mm. Z tego względu do oszacowania aktualnego wytężenia belek przyjęto rzeczywistą szerokość pasów (240 mm).

Wyniki obliczeń, w formie tabelarycznego zestawienia sprawdzonych warunków normowych [6] zestawione zostały w tablicy 2 (dla belek 6GS–6) oraz tablicy 3 (dla belek

12GS–6). Wartość sprawdzanego warunku ≥1,00 oznacza pełne wykorzystanie znormalizowanej nośności belki.

Tablica 2. Sprawdzenie warunków *SGN* i *SGU* wg [4] w belce podsuwnicowej estakady o rozpiętości 600 cm (6GS–6).

L.p.	Warunek wg PN-B-03200:1990	Belka nie uszkodzona (stan nominalny)	Belka uszkodzona (wariant 1)	Belka uszkodzona (wariant 2)	Uwagi
1	Miejscowa stateczność ścianki (9)	0,162	0,734	0,780	(+)
2	Środnik w złożonym stanie naprężenia (24)	0,559	1,114	1,362	warunek niespełniony (!!!)
3	Osiowe rozciąganie (31) (32)	0,008	0,009	0,009	(+)
4	Stateczność elementów ściskanych (39)	0,050	0,067	0,069	(+)
5	Ścinanie (53)	0,334	0,436	0,435	(+)
6	Dwukierunkowe zginanie i rozciąganie (54)	0,455	0,710	0,781	(+)
7	Dwukierunkowe zginanie, rozciąganie, ścinanie (55)	0,441	0,689	0,759	(+)
8	Stateczność elementów ściskanych i zginanych (58)	0,463	0,718	0,789	(+)
9	Ugięcie *pionowe* u_{1_dop}=l/500	0,179	0,206	0,214	(+)

Tablica 3. Sprawdzenie warunków *SGN* i *SGU* wg [4] w belce podsuwnicowej estakady o rozpiętości 1200 cm (12GS–6).

L.p.	Warunek wg PN-B-03200:1990	Belka nieuszkodzona (stan nominalny)	Belka uszkodzona (wariant 1)	Belka uszkodzona (wariant 2)	Uwagi
1	Miejscowa stateczność ścianki (9)	0,598	0,767	0,806	(+)
2	Środnik w złożonym stanie naprężenia (24)	0,382	1,638	1,638	warunek niespełniony (!!!)
3	Osiowe rozciąganie (31) (32)	0,008	0,009	0,009	(+)
4	Stateczność elementów ściskanych (39)	0,087	0,099	0,101	(+)
5	Ścinanie (53)	0,305	0,375	0,375	(+)
6	Dwukierunkowe zginanie i rozciąganie (54)	0,619	0,792	0,831	(+)
7	Dwukierunkowe zginanie, rozciąganie, ścinanie (55)	0,619	0,792	0,830	(+)
8	Stateczność elementów ściskanych i zginanych (58)	0,687	0,870	0,910	(+)
9	Ugięcie pionowe u_{1_dop}=l/500	0,570	0,621	0,635	(+)

Wyniki przeprowadzonych obliczeń wykazały, że dla przyjętych założeń istniejące belki podsuwnicowe (w stanie osłabionym korozją, w wariantach 1 oraz 2) nie spełniały warunków *SGN* określonych w normie PN-B-02005:1986 [4] z uwagi na przeciążenie środników w złożonym stanie naprężenia dla kombinacji obliczeniowych wywołanych maksymalnym, dopuszczalnym przez producenta dźwignicy obciążeniem transportowym elementu wynoszącym 20 000 kg (20 ton). Ponieważ w trakcie oględzin suwnicy nie zaobserwowano deformacji środników, przeprowadzono rozmowy z operatorami suwnicy, którzy stwierdzili, że w okresie od roku ~1990 do chwili obecnej maksymalna masa transportowanego ładunku nie przekroczyła 10 ton, a masa elementów najczęściej transportowanych przez suwnicę

wynosiła od ~2 do ~5 ton. Dlatego dotychczas nie zaobserwowano deformacji blach środników – suwnica nie pracowała w pełnym zakresie dopuszczalnych obciążeń, tym samym belki podsuwnicowe nie były cyklicznie przeciążane.

Korozja blach krawężnikowych galerii (bortnic) oraz korozja blach pomostów galerii wywołana była niedoskonałym sposobem odprowadzenia wód opadowych z ich powierzchni. Nieprawidłowe spadki oraz deformacje poszczególnych blach skutkowały tworzeniem się zastoisk wody na powierzchni i w zakamarkach pomostów.

Pod względem konstrukcyjnym stan techniczny zamocowania szyn torów podsuwnicowych do górnych pasów belek podsuwnicowych nie wzbudzał zastrzeżeń, w zakresie nośności połączeń jak również geometrii szyn, ich spadków podłużnych, poprzecznych i odchyłek od osi podłużnej. Maksymalna wartość poziomej odchyłki szyny od osi teoretycznej wynosiła 13 mm, natomiast odchyłka pionowa wynosiła -13 mm.

Ochronne powłoki malarskie elementów stalowych wykazywały rozległe uszkodzenia, objawiające się na powierzchni elementów obecnością śladów korozji powierzchniowej, miejscami korozji wżerowej i pęczniejącej. Powłoki charakteryzowały się dużymi różnicami w grubości na powierzchni badanego elementu oraz niską jakością wykonania. Pomierzone grubości powłok malarskich wahały się od ~100 μm (w przypadku elementów pionowych) do ~400 μm (w przypadku elementów poziomych). W odkrywkach struktura powłok wskazywała ich rozwarstwioną budowę, wynikającą z faktu układania nowych powłok malarskich (w trakcie okresowych prac remontowych, remontów bieżących) na niedostatecznie oczyszczonych powierzchniach. W latach ubiegłych ochronne powłoki malarskie wykonane zostały na rozwijającej się korozji powierzchniowej elementów stalowych. Stan techniczny ochronnych powłok malarskich elementów stalowych oceniono jako niedostateczny i zakwalifikowano je do odtworzenia, po wcześniejszym przygotowaniu (oczyszczeniu) podłoża. Zalecono wykonanie nowych warstw ochronnych o całkowitej grubości od ~150 μm do ~200 μm.

5. Zakres prac remontowo – naprawczych konstrukcji nośnej estakady

Uwzględniając ówczesny stan techniczny konstrukcji nośnej estakady suwnicy pomostowej zalecono:

W zakresie estakady jako całości:

– opracowanie kompleksowego Programu kontroli technicznej obiektu, na podstawie którego, możliwe było dokonanie szczegółowej oceny stanu zużycia technicznego poszczególnych elementów konstrukcyjnych estakady i urządzenia dźwignicy. Program zawierał szczegółowy zakres badań i pomiarów oraz zakres zalecanych do realizacji robót budowlanych niezbędnych do wykonania, w celu przystosowania estakady do aktualnie obowiązujących przepisów prawa i wymagań technicznych-obowiązujących norm projektowania serii PN-EN (Eurokodów) [7–9, 13–16]. Zakres uwzględniał również obecne wymagania i przyszłe oczekiwania użytkownika dotyczące długotrwałej, bezpiecznej eksploatacji suwnicy (remont lub wymianę dźwignicy).

W zakresie żelbetowych, prefabrykowanych, ażurowych słupów podporowych:

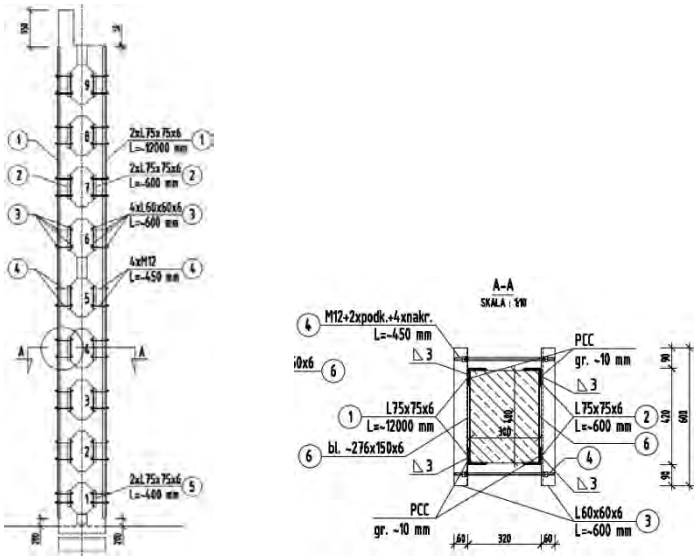
– usunięcie luźnych fragmentów betonowej otuliny oraz fragmentów spękanego betonu z powierzchni prefabrykowanych słupów,
– oczyszczenie powierzchni odkrytych prętów zbrojenia z produktów korozji, a następnie uzupełnienie ubytków betonowej otuliny i reprofilację powierzchni. W trakcie prac remontowych (wzmocnienia) słupów należało zwrócić szczególną uwagę na górne części słupów w sąsiedztwie oparcia stalowych belek podsuwnicowych – w miejscach tych

maksymalny ubytek średnicy prętów zbrojeniowych nie powinien przekraczać 0,5 mm, a na powierzchni struktury betonu nie powinno być widocznych spękań i zarysowań. W przypadku stwierdzenie ubytku korozyjnego średnicy prętów zbrojeniowych przekraczającego 0,5 mm należało zastosować wzmocnienie głowicy słupa poprzez zaprojektowania indywidualnego oczepu stalowego,
– w czterech słupach pionowych tężników hamownych (S7–S10 rys. 2), zamontowanie dodatkowych profili stalowych na wszystkich krawędziach słupów. Na krawędziach poszczególnych gałęzi zamontowano w pierwszym etapie stalowe nakładki z kątowników 75×75×8 mm (rys. 5),
– wykonanie iniekcji wzmacniającej (tzw. siłowej) istniejących rys i pęknięć betonowych słupów na całej wysokości slupów. Zalecono zastosowanie metody iniekcji ciśnieniowej do wypełnienia rys i pęknięć, stosując żywicę do wykonywania iniekcji w elementach obciążonych dynamicznie.

W zakresie stalowych belek podsuwnicowych:
– wykonanie szczegółowych badań diagnostycznych spoin w zakresie badań ultradźwiękowych we wszystkich belkach na całej ich długości – było to niezbędne do oceny stanu wytężenia belek wywołanego zjawiskiem zmęczenia,
– uzupełnienie brakujących śrub – uzupełniono tylko śruby o charakterze konstrukcyjnym, mające wpływa na stateczność belek. Niedopuszczalne było uzupełnienie śrub w górnej części żeber czołowych, gdyż mogło to doprowadzić do zmiany schematu stycznego belek podsuwnicowych. Zalecono stosowanie śrub klasy 10.9 oraz nakrętek klasy 10.9,
– wykonanie nowych ochronnych powłok malarskich na poszczególnych elementach: belkach podsuwnicowych, kozłach odbojowych, balustradach, blachach ochronnych (bortnicach) oraz stężeniach (zwiatrowaniach) podłużnych,
– brak spełniania wymagań normowych SGN [4] w elementach pionowego wykratowania pomiędzy słupami S7–S9 i S8–S10 (w osiach 4 i 5, wzdłuż osi A i B) z uwagi na nośność łączników zalecono tymczasowo uznać za niedoskonałość konstrukcji, właściwą okresowi jej realizacji. Uwzględniając intensywność eksploatacji suwnicy nie zalecono wzmocnienia łączników stalowych stężeń pionowych pomiędzy słupami podporowymi w osiach A i B. W trakcie prac remontowych (czyszczenie, malowanie) elementy stalowe stężeń pionowych zalecono zabezpieczyć ochronnymi powłokami malarskimi o układzie warstw jak w przypadku belek podsuwnicowych. Stan techniczny łączników stężeń pionowych zalecono kontrolować w odstępach co 3 miesiące.

6. Wnioski

Na podstawie wykonanych badań i pomiarów, obliczeń sprawdzających oraz analizy stanu istniejącego stwierdzono, że opisana estakada suwnicy po ~50 latach eksploatacji była w stanie pozwalającym na jej dalsze bezpieczne użytkowanie. Elementy suwnicy wykazywały szereg usterek i uszkodzeń typowych dla sposobu i okresu jej eksploatacji. Po wykonaniu prac wzmacniających i zabezpieczających dopuszczono suwnicę do eksploatacji, uzyskując czas na opracowanie dokumentacji remontowej i zakup nowej, nowoczesnej dźwignicy.



Rys. 5. Wzmocnienie słupów tężników hamownych.

Literatura

1. PN-B-02012:1964 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia suwnicami mostowymi.
2. PN-B-02000:1982 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
3. PN-B-02001:1982 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
4. PN-B-02005:1986 Obciążenia budowli. Obciążenia suwnicami pomostowymi, wciągarkami i wciągnikami.
5. PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
7. PN-EN 12504-1:2019-08 Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbki rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.
8. PN-EN 12504-2:2013-03 Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Badanie nieniszczące. Oznaczanie liczby odbicia
9. PN-EN 12504-4:2021-12 Badania betonu w konstrukcjach. Część 4: Oznaczenie prędkości fali ultradźwiękowej.
10. PN-EN 206:2014-04 Beton. Wymagania, właściwości, produkcji i zgodność.
11. PN-88/B-06250 Beton zwykły.
12. Materiały producenta preparatu „Rainbow Test" firmy Germann Instruments A/S.
13. PN-EN 13670 Wykonywanie konstrukcji z betonu.
14. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
15. PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
16. PN-EN 1993-6:2009 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 6. Konstrukcje wsporcze dźwignic.

Pre-failure technical condition of a bridge crane estacade with a lifting capacity of 20 tons after many years of use

Key words: top-running bridge crane, supporting structure of the trestle, double-branch reinforced concrete columns, steel crane beams, repair, diagnostics, strengthening of the crane trestle, pre-failure condition of the crane trestle

Błędy projektowe i wykonawcze płyty fundamentowej garażu podziemnego

MACIEJ NIEDOSTATKIEWICZ[1*], TOMASZ MAJEWSKI[2]
[1]Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
[2]Politechnika Gdańska, Szkoła Doktorska Wdrożeniowa

Streszczenie: W opracowaniu przedstawiono opis uszkodzeń płyty fundamentowej garażu podziemnego, która została błędnie zaprojektowana, a następnie wykonana w sposób niezgodny z zasadami wiedzy technicznej. Bezpośrednio po zakończeniu realizacji płyty fundamentowej na jej powierzchni wystąpiły intensywne zarysowania, które miały charakter nieustabilizowany i ulegały rozwojowi w czasie. Wykonana w ramach prac wykończeniowych posadzka również uległa zarysowaniu. W pracy przedstawiono propozycje zakresu prac naprawczych zarówno samej płyty fundamentowej, jak i uszkodzonej posadzki tj. górnej powierzchni wykończonej zasypką utwardzoną powierzchniowo.

Słowa kluczowe: płyta fundamentowa, zarysowania, posadzka przemysłowa, pęknięcia, odwierty rdzeniowe, pomiary ultradźwiękowe, skanowanie zbrojenia, ścieralność, mieszanka betonowa, erozja

1. Wstęp

Jakość dokumentacji projektowej oraz zachowanie reżimu technologicznego podczas realizacji robót budowlanych mają decydujący wpływ na późniejsze bezpieczeństwo konstrukcji, jak również bezpieczeństwo użytkowania obiektu budowlanego. Likwidacja usterek i uszkodzeń w obiektach użyteczności publicznej, które są już użytkowane jest szczególnie trudne z uwagi na fakt, że są one najczęściej eksploatowane w trybie ciągłym ibardzo często nie mogą być wyłączone z eksploatacji na czas naprawy. W opracowaniu opisano usterki i uszkodzenia płyty fundamentowej wykończonej posadzką utwardzaną powierzchniowo w technologii *Dry Shake Topping* (*DST*), która została nieprawidłowo zaprojektowana oraz zrealizowana z istotnymi błędami wykonawczymi. W opracowaniu przedstawiono również zaproponowane rozwiązanie usunięcia występujących uszkodzeń.

2. Dane ogólne

Hala garażu podziemnego w rzucie poziomym miała kształt prostokąta o wymiarach ~46,60×~87,20 m. Była to jednokondygnacyjna hala w całości zagłębiona w gruncie, z dwoma prostymi w rzucie rampami: wjazdową oraz wyjazdową (rys. 1). Hala zaprojektowana została jako trójtraktowa, oparta na słupach okrągłych o średnicy 300 mm, rozmieszczonych na ortogonalnej siatce osi. Rozstaw słupów w kierunku podłużnym wynosił 8,10 m (pasma

*Autor do korespondencji: *mniedost@pg.edu.pl*

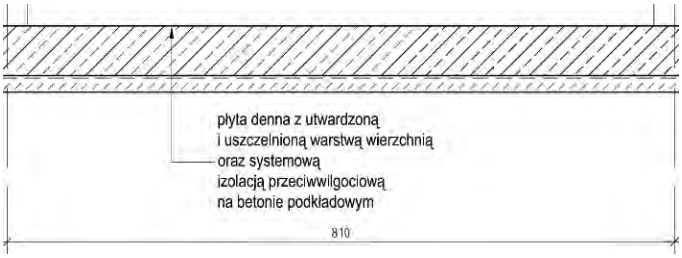
wewnętrzne) oraz 8,40 m (pasma skrajne), w kierunku poprzecznym 7,00 m w traktach komunikacyjnych oraz 8,20 m w obszarze wewnętrznych miejsc postojowych i 4,40 m dla miejsc zewnętrznych. Strop nad garażem zaprojektowano jako żelbetowy monolityczny w układzie konstrukcyjnym płytowo-słupowym, z kwadratowymi głowicami opuszczonymi do wnętrza hali garażowej. Grubość płyty stropowej w paśmie międzysłupowym wynosiła 450 mm, a w strefie głowic 800 mm. Ściany zewnętrzne wykonano jako szczelinowe żelbetowe.

Płyta fundamentowa garażu podziemnego zaprojektowana została jako element o zmiennej grubości: 800 mm w paśmie słupowym lub 600 mm w paśmie międzysłupowym (rys. 2). Górna powierzchnia płyty wykończona została zasypką utwardzaną powierzchniowo w technologii *Dry Shake Topping* (posadzka *DST*), wykonaną razem z płytą fundamentową, w tym samym etapie technologicznym.

Jeszcze w trakcie budowy garażu, na powierzchni posadzki zaobserwowano pierwsze rysy, których morfologia, co do ilości, zakresu i charakteru, zmieniała się wraz z upływem czasu. Bezpośrednio po przekazaniu garażu do użytkowania w istniejących rysach i pęknięciach betonu zgromadził się brud i wilgoć nawiezione przez koła poruszających się pojazdów, co skutkowało ich wyeksponowaniem i wzbudziło niepokój co do stanu technicznego płyty fundamentowej oraz posadzki, w szczególności w zakresie ich trwałości.



Rys. 1. Hala garażu podziemnego: a) rampa zjazdowa, b), c), d) widok wnętrza.

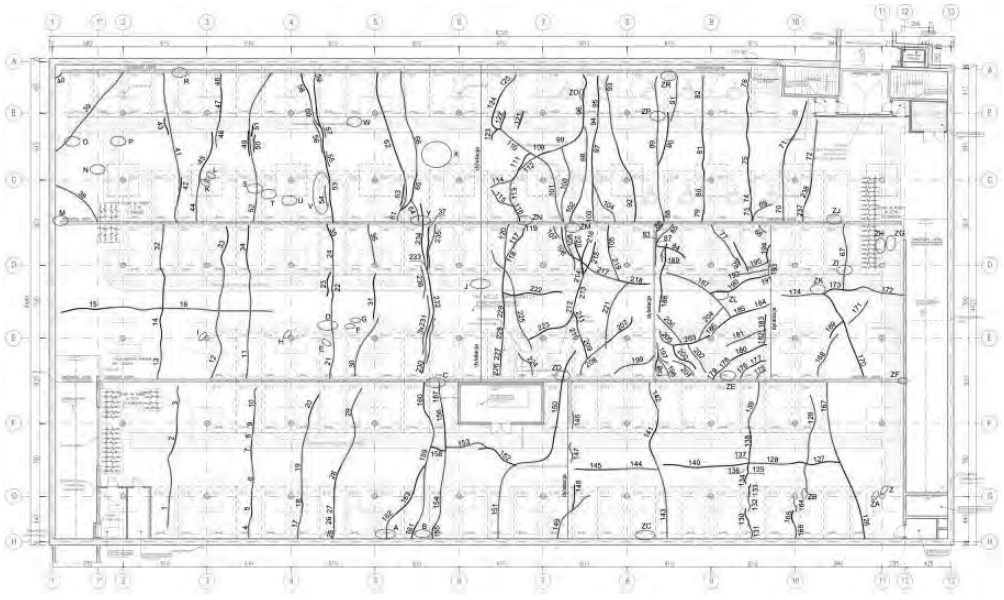


Rys. 2. Przekrój poprzeczny przez płytę fundamentową garażu podziemnego (na podstawie archiwalnej dokumentacji projektowej).

3. Opis usterek i uszkodzeń płyty fundamentowej

Na posadzce hali garażu podziemnego widoczne były rozległe uszkodzenia, w postaci rys i pęknięć płyty fundamentowej, które występowały na całej jej powierzchni. Zarysowania i pęknięcia widoczne były zarówno w obszarze traktów komunikacyjnych, jak również w obszarach miejsc postojowych (rys. 1b, c, d). Morfologia zarysowania (rys. 3) wskazywała, że rysy i pęknięcia miały tendencję do ukierunkowywania się prostopadle do koryt odwadniających, wbudowanych równolegle do ścian podłużnych hali garażowej i prostopadle do zbrojenia rozdzielczego. Część rys była sucha, a część była mokra. W płycie fundamentowej osadzone były koryta odwadniające, zlokalizowane równolegle do osi literowych. Koryta zlokalizowane były w obszarze pomiędzy osiami C i D oraz E i F (rys. 6). W obszarze koryt zbrojenie górne zostało przerwane, pod dnem oraz przy krawędziach pionowych koryt ułożono dodatkowe pręty. W przyjętym rozwiązaniu koryta były naturalnymi przeszkodami, karbami konstrukcyjnymi, przy których zaobserwowano zarysowania posadzki i płyt fundamentowej (rys. 3). W przypadku koryta odwadniającego wykonanego przy ścianie zewnętrznej, odsuniętego od osi A, rysy propagujące w kierunku do środka hali również zanikały przed korytem. W części zachodniej hali, w przybliżeniu w obszarze pomiędzy osiami 1 i 6, rysy miały większy rozstaw i były bardziej regularne (równoległe do osi poprzecznych), natomiast w części wschodniej, w przybliżeniu w obszarze pomiędzy osiami 6 i 10, morfologia rys była bardziej zaburzona, szczególnie w obszarze pomiędzy korytami odwadniającymi a obszarem ograniczonym osiami poprzecznymi 7 i przestrzenią pomiędzy osiami 9 i 10.

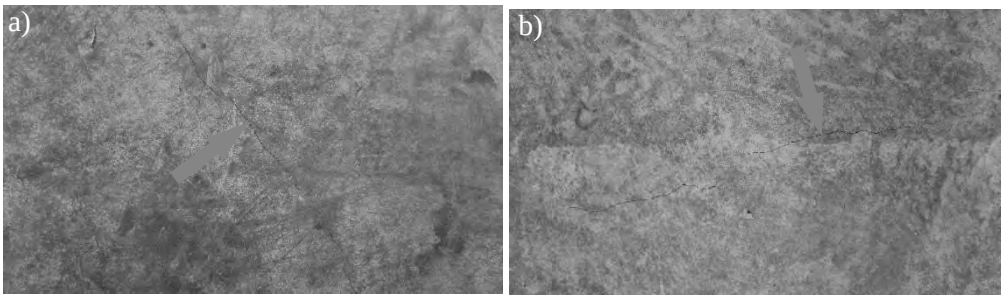
Szerokość rozwarcia rys w obszarze całej hali garażu podziemnego wynosiła od 0,1 mm do 0,5 mm (rys. 4).



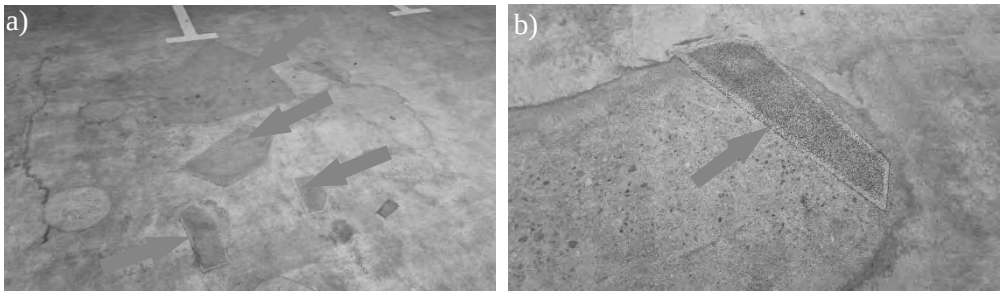
Rys. 3. Morfologia rys na górnej powierzchni płyty fundamentowej (posadzce *DST*) – pokazano zarysowania o szerokości rozwarcia od 0,1 mm do 0,5 mm (linie) i obszary (owale) gdzie wcześniej naprawiono już wadliwie wykonaną warstwę posadzki *DST*.

Posadzka płyty fundamentowej (warstwa utwardzona) charakteryzowała się niską jakością wykonania. Na powierzchni posadzki widoczne były liczne rysy i pęknięcia włoskowate, tzw.

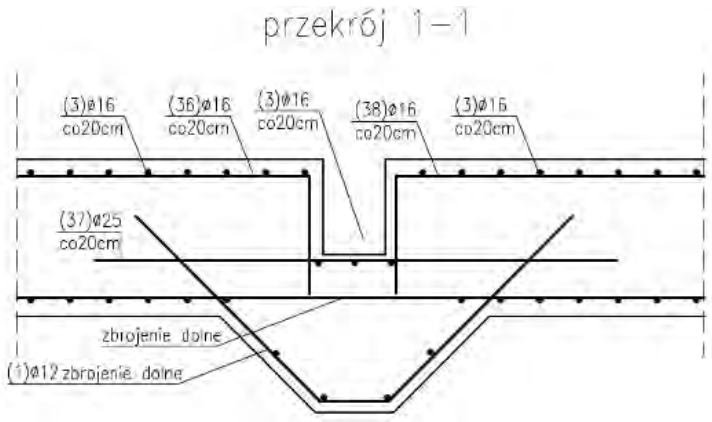
„*skóra krokodyla*”, przebarwienia i nierówności, niejednorodne przetarcie oraz wytarcia do tzw. „*gołego betonu*” (rys. 5b), w wielu miejscach widoczne były ślady wykonanych napraw w postaci lokalnych wstawek i wykonanych wcześniej raparatur (rys. 5a).



Rys. 4. Rysy na powierzchnia posadzki *DST*, o szerokości rozwarcia rys: a) > 0,3 mm, b) ≤ 0,3 mm.



Rys. 5. Uszkodzenia warstwy posadzki *DST*: a) lokalne naprawy warstwy utwardzonej, b) przetarcie warstwy utwardzonej spowodowane szlifowaniem.



Rys. 6. Zbrojenie płyty fundamentowej w obrębie koryta odwodnienia liniowego.

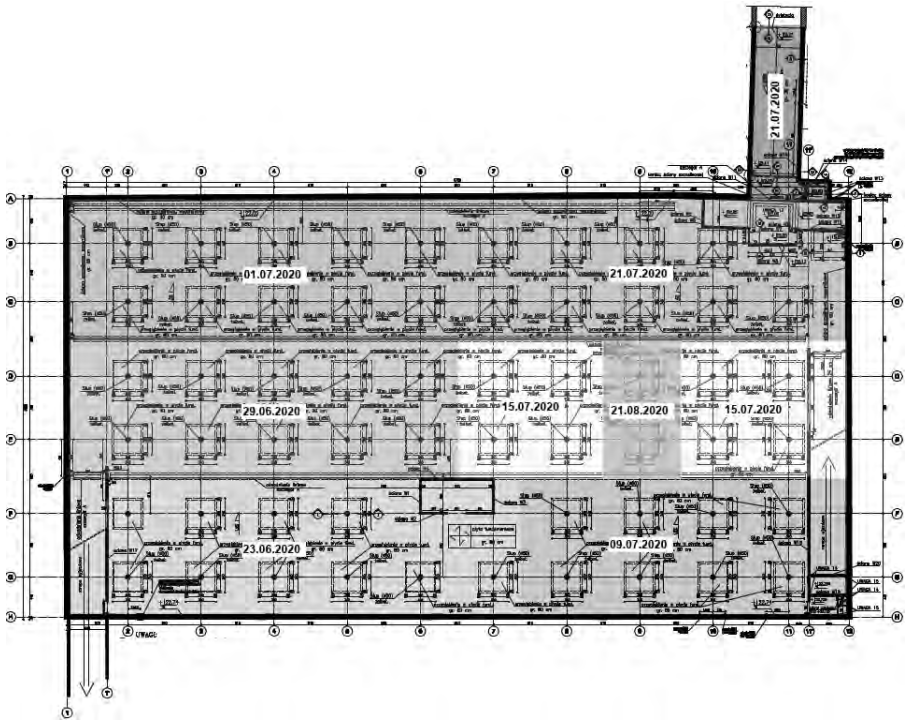
4. Analiza stanu istniejącego płyty fundamentowej

4.1 Założenia projektowe

Betonowanie płyty fundamentowej wykonane zostało w 7 etapach (rys. 7). Ostatni etap betonowania obejmował zamknięcie płyty w polu ograniczonym osiami 8–10–C–F

(oznaczony kolorem pomarańczowym na rys. 7), który zabetonowany został w miejscu rozebranego dźwigu.

Konstrukcyjnie płyta podzielona była szczeliną dylatacyjną załamaną w rzucie, która między poziomymi osiami A–F przebiegała w polu ograniczonym pionowymi osiami 6–7, a między osiami E–H w polu ograniczonym pionowymi osiami 7–8.



Rys. 7. Podział płyty fundamentowej na etapy betonowania (działki robocze).

W trakcie betonowania płyty betonowej na jej powierzchni wykonana została posadzka typu DST z suchej zasypki aplikowanej i zacieranej w początkowym okresie twardnienia młodego betonu. Dokumentacja projektowa posadzki opracowana została przy następujących założeniach:

– projektowana grubość płyty fundamentowej: 800 mmm (pasma słupowe) i 600 mm (pasma międzysłupowe),
– projektowana klasa wytrzymałości betonu płyty fundamentowej: C30/37,
– zbrojenie płyty fundamentowej: zasadniczo ortogonalna siatka prętów ϕ16 o oczkach 200×200 mm, z lokalnym dozbrojeniem. Klasa stali A-IIIN (B500SP).

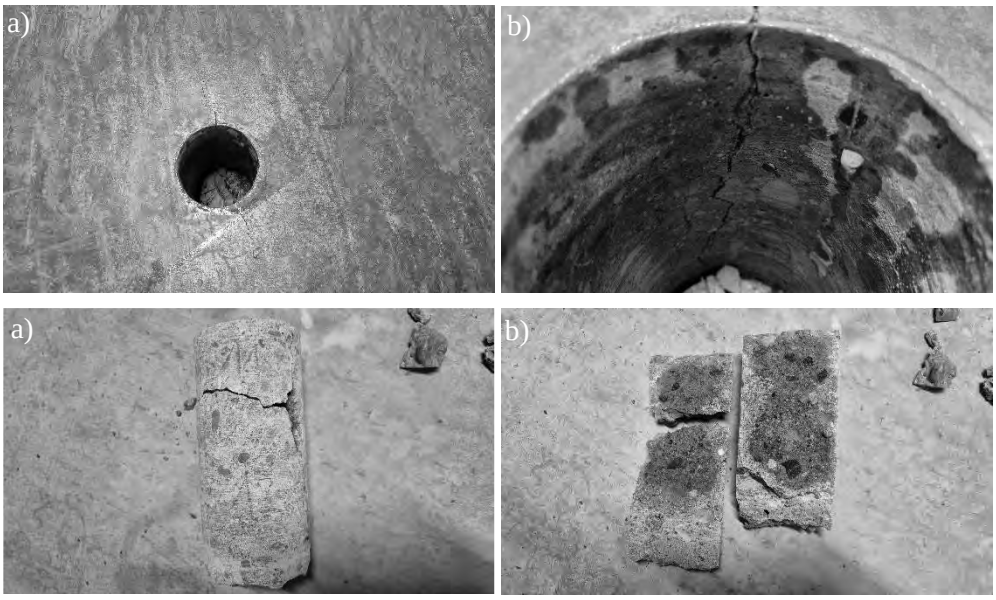
4.2 Badania laboratoryjne

Z płyty fundamentowej pobrano odwierty rdzeniowe w celu przeprowadzenia badań laboratoryjnych. Pobrano 12 odwiertów rdzeniowych z całej płyty. Na uwagę zasługuje fakt, że w części pobranych rdzeni pęknięcia przechodziły przez całą grubość płyty fundamentowej (rys. 8).

Oznaczona na próbkach walcowych, o stosunku H/D = 1:1, wg [3] i zaleceń [4] wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie $f_{ck,is}$ wbudowanego w płytę fundamen-

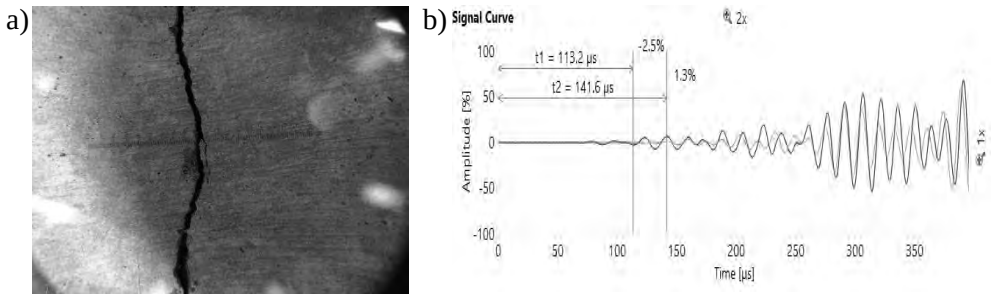
towa wynosiła – $f_{ck,is}$ =25,4 MPa i była niższa od założonej w projekcie f_{ck} = 30 MPa. Stwierdzono niezgodność stanu zrealizowanego ze stanem projektowanym w zakresie założonej wytrzymałości betonu na ściskanie. Zgodnie z dokumentacją projektową płyta fundamentowa podziemnej hali garażowej powinna zostać wykonana z betonu klasy C30/37.

Jednorodność betonu oznaczona na pobranych walcach oceniona została jako niedostateczna. Gęstość betonu w pobranych rdzeniach wynosiła od 2,18 g/cm^3 do 2,41 g/cm^3, średnia 2,34 g/cm^3.

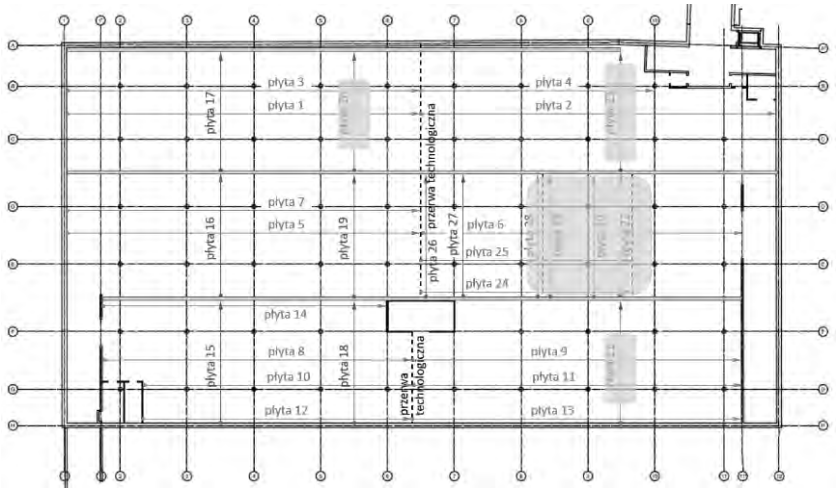


Rys. 8. Odwierty rdzeniowe – posadzka betonowa + płyta fundamentowa: a) odwiert w miejscu nieuszkodzonym, b) odwiert przez rysę.

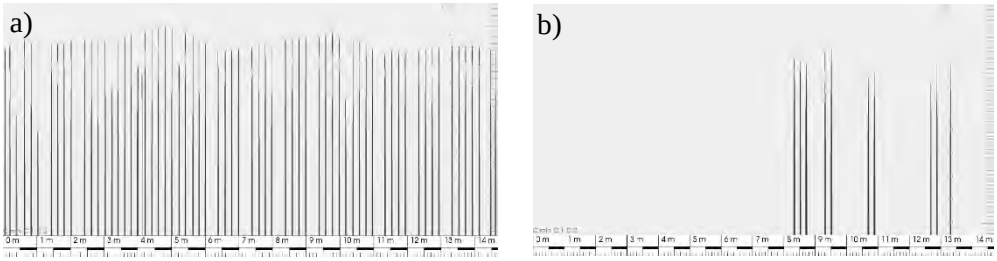
Uzyskana na podstawie badań *klasa ścieralności* posadzki wynosiła A9 [5]. Dokumentacja projektowa nie stawiała wymagań dotyczących minimalnej klasy ścieralności, wskazywała jedynie na konieczność zastosowania posadzki *DST* do zabezpieczenia górnej powierzchni płyty fundamentowej. Na pobranych rdzeniach wykonano pomiary grubości warstwy utwardzonej, której grubość wynosiła od 0 mm (brak warstwy utwardzonej) do 3,1 mm. Brak warstwy utwardzonej lub jej rażąco niska grubość powodowały, że występowała niezgodność stanu zrealizowanego ze stanem projektowanym w zakresie obecności warstwy utwardzonej (posadzki) na górnej powierzchni płyty fundamentowej.



Rys. 9. Warstwa wierzchnia płyty fundamentowej – przykład: a) pomiar optyczny – szerokość rozwarcia rys w_c = 0,8 mm, b) pomiar ultradźwiękowy – głębokość zarysowania d_c = 208 mm.



Rys. 10. Plan skanowania wierzchu płyty fundamentowej: szare pola-lokalizacja miejsc z powiększoną grubością otulenia prętów zbrojenia górnego płyty ($a_g \geq 100$ mm).



Rys. 11. Betonowa posadzka przemysłowa – wybrane przykłady skanów: pomiar rozstawu prętów zbrojeniowych oraz grubości ich otulenia: a) otulenie prętów zbrojeniowych zgodne z dokumentacją projektową, b) zwieszone otulenie prętów zbrojeniowych ($a_g \geq 100$ mm).

4.3 Badania nieniszczące

Pomiar rys i pęknięć (z zastosowaniem betonoskopu ultradźwiękowego)

Podczas przeprowadzonych oględzin na górnej powierzchni płyty fundamentowej stwierdzono liczne rysy, głownie prostopadle do kierunku ułożenia koryt odwadniających (rys. 3). Do badań, pomiarów i szczegółowej analizy wybrano 17 rys strukturalnych, dla których w wybranych miejscach wykonano optyczny pomiar szerokości rozwarcia lupką z noniuszem (o dokładności pomiaru 0,1 mm) oraz ultradźwiękowy pomiar głębokości za pomocą betonoskopu (rys. 9).

Dla wytypowanych rys szerokość rozwarcia wahała się od 0,2 do 0,9 mm, a głębokość od 40 mm do 208 mm. W kilku przypadkach stwierdzono występowanie rys skrośnych, przebiegających na całej grubości płyty fundamentowej.

Skanowanie zbrojenia (z zastosowaniem detektora ferromagnetycznego)

W ramach prac diagnostycznych dokonano sprawdzenia rozstawu, średnicy oraz grubości otulenia prętów zbrojeniowych przy górnej powierzchni płyty fundamentowej (rys. 10, 11).

Na skanach (rys. 11) grubość otulenia mierzona jest od górnej krawędzi skanu, a słupki/piki oznaczają poszczególne pręty zbrojenia. Z każdego skany odczytać można grubość otulenia prętów oraz ich rozstaw. Dokumentacja projektowa przewidywała wykonanie zbrojenia płyty prętami różnych średnic: od ϕ8 do 25 mm w zmiennym rozstawie. Podstawowa siatka prętów zbrojenia dolnego, zgodnie z dokumentacją projektową to ϕ12 mm w rozstawie co 200 mm, pod słupami w przegłębieniach ϕ25 mm w rozstawie co 100 mm, natomiast podstawowa siatka prętów zbrojenia górnego to ϕ16 mm w rozstawie co 200 mm, lokalnie występują dozbrojenia z prętów innych średnic.

Na podstawie odkrywek i pomiarów wykonanych z zastosowaniem detektora ferromagnetycznego stwierdzono, że w płycie fundamentowej wbudowano pręty ϕ12, 16, oraz 25 mm, co stanowiło zgodność w zakresie średnic wbudowanych prętów zbrojenia ze stanem projektowanym.

Na części rzutu płyty fundamentowej, w szczególności w strefie przy korytach stwierdzono zwiększone otulenie prętów zbrojeniowych. Prawdopodobnie było to następstwem nieprawidłowego wykonawstwem lub błędami technologicznymi popełnionymi w trakcie realizacji prac betoniarskich, np. za dużym rozstawem zbrojenia dystansowego lub jego nieprawidłowym montażem, co poskutkowało przemieszczeniem w dół górnego zbrojenia płyty w trakcie robót betoniarskich.

Ponadnormatywna, niezgodna z projektem grubość otulenia prętów zbrojenia górnego w niektórych strefach płyty była dodatkowym, negatywnym czynnikiem wpływającym na dalszy, postępujący w czasie eksploatacji rozwój jej zarysowania.

4.4 Obliczenia sprawdzające

Na podstawie morfologii rys, analizy udostępnionej dokumentacji oraz wyników pomiarów i badań próbek, sformułowana została teza, że prawdopodobną przyczyną występujących rys i pęknięć były naprężenia termiczno-skurczowe, wywołane ciepłem hydratacji dojrzewającego betonu oraz zjawiskiem skurczu betonu. Analizowana płyta fundamentowa była elementem masywnym, w którym naprężenia własne wywołane ciepłem hydratacji mogły mieć istotny wpływ na jej zarysowanie i w przyszłości na jej trwałość. W celu sprawdzenia postawionej tezy wykonano obliczenia sprawdzające wytężenie płyty w początkowym okresie twardnienia młodego betonu oraz w okresie późniejszym (dla skurczu).

Szczegółowa analiza płyty fundamentowej została przeprowadzona przy założeniach, przyjętych na podstawie danych projektowych, wyników badań laboratoryjnych oraz polowych, jak również przy uwzględnieniu informacji zamieszczonych z dokumentacji procesu inwestycyjnego, w tym na podstawie zapisów z Dziennika Budowy. Poniżej przytoczono jedynie wyniki obliczeń dla płyty o grubości 600 mm:

Wymiary przekroju:

B = 1,0 m; L= 1,0 m; h_1 = 0,6 m (pasma środkowe płyty między słupami); c_1 = 50 mm; $a_1 = c_1+d/2 =$ = 56 mm; $a_{11} = a_1+d$ = 68 mm; c_2 = 40 mm; $a_2 = c_2+d/2$ = 48 mm; $a_{22} = a_2+d$ = 64 mm.

Pola powierzchni i objętość analizowanego przekroju płyty:

$$A_{c1} = 1{,}0 \times 0{,}6 = 0{,}6\ m^2$$

$$V_{c1} = 1{,}0 \times 1{,}0 \times 0{,}6 = 0{,}6\ m^2$$

Pole powierzchni, przez które następuję wysychanie [m^2] – A_{out}

$$A_{out1} = A_{out2} = 1{,}0 \times 1{,}0 = 1{,}0\ m^2$$

Miarodajny wymiar przekroju [mm]:

$$h_{01} = \frac{2 \cdot V_{c1}}{A_{out1}} = \frac{2 \cdot 0{,}6}{1{,}0} = 1{,}2 \text{ m} = 1200 \text{ mm}$$

Moduł powierzchniowy elementu [m-1]

$$\mathrm{m}_1 = \frac{A_{out}}{V_{c1}} = \frac{1{,}0}{0{,}6} = 1{,}67 < 2{,}0$$

Dane materiałowe przyjęto na podstawie normy PN-EN 1991-1-1 [1].
Beton C30/37
f_{ck} = 30 MPa; f_{cm} = 38 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33 GPa; a_t = 0,000012
e_{gr} – odkształcenie graniczne, przy którym nastąpi zarysowanie [-]:

$$\varepsilon_{gr} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{2{,}9}{33000} = 0{,}0000879$$

Stal BSt500S
f_{yk} =500 MPa; E_s = 200 GPa.

Warunki środowiskowe
XC4, XD2, XS1, XF4, XA2
w_k = 0,3 mm; f_s = 12 mm, 16 mm, 25 mm; $s_{s,lim}(w_k=0{,}3;f_s=12)$ = 280 MPa; $s_{s,lim}(w_k = 0{,}3; f_s = 16)$ = 240 MPa; $s_{s,lim}(w_k = 0{,}3; f_s = 25)$ = 200 MPa.

Parametry i skład mieszanki
CEM I 42.5 N SR4/NA;
Q_7 = 325 kJ/kg, c_b = 1,0 kJ/(kg·K), l_b = 3,4 W/(m·K), a_p (0 m/s) = 6,0 W/(m^2·K)
C = 360 kg/m^3,
W = 155 kg,
r = 2331 kg/m^3.

Średnie temperatury powietrza, mieszanki betonowej oraz wilgotność powietrza w wybranych dniach betonowania poszczególnych sekcji płyty fundamentowej ustalone na podstawie dostępnych danych meteorologicznych, podano w tabl. 1. Z uwagi na brak szczegółowych informacji jako temperaturę wbudowanej mieszanki przyjęto temperaturę powietrza.
Naprężenia termiczne
Przyrost temperatury płyty wywołany hydratacją cementu:

$$\Delta T_{red}^{adiabat} = \chi \frac{C \cdot Q_7}{c_b \cdot \rho_b} = 0{,}65 \frac{360 \cdot 325}{1{,}0 \cdot 2331} = 32{,}6\ K$$

Największa wartość gradientu temperatury $\Delta T = (T_{int}\text{-}T_p)$ w dniach:

$$\Delta T(h_1 = 600 \text{ mm}) = 31{,}4\ ^{\circ}\text{C}$$

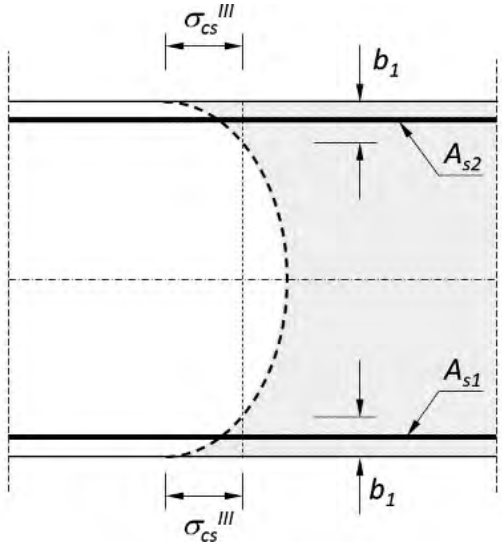
Tablica 1. Temperatura powietrza, mieszanki betonowej oraz wilgotność w trakcie betonowania poszczególnych sekcji (działek roboczych) płyty fundamentowej o grubości 600 mm.

L.p.	Data	Temperatura [°C]					Wilgotność
		powietrza	mieszanki	w punktach charakterystycznych płyty fundamentowej			powietrza
		T_i	T_{boi}	T_{int}	T_p	T_m	RH [%]
1	22/06	18,0	18,0	50,6	19,2	40,1	70
2	29/06	17,5	17,5	50,1	18,7	39,6	88
3	01/07	19,0	19,0	51,6	20,2	41,1	75
4	09/07	17,0	17,0	49,6	18,2	39,1	66
5	15/07	21,0	21,0	53,6	22,2	43,1	60
6	21/07	17,5	17,5	50,1	18,7	39,6	65
7	21/08	25,0	25,0	57,6	26,2	47,1	62

T_{int} – temperatura betonu w środku grubości płyty, T_p – temp. betonu na powierzchni płyty fundamentowej, T_m – temperatura średnia płyty fundamentowej.

Naprężenia w płycie wywołane gradientem temperatury:

$$\Delta\sigma_{c_1} = \alpha_t \cdot E_{cm} \cdot \Delta T(h_1) = 0{,}000012 \cdot 33000 \cdot 31{,}4 = 12{,}43 \text{ MPa}$$



Rys. 12. Rozkład naprężeń wywołanych skurczem w przekroju płyty fundamentowej.

Naprężenia własne, rozciągające przy krawędzi płyty:

$$\sigma_{cs}^{III} = 0{,}67 \cdot \Delta\sigma_{c_1} = 0{,}67 \cdot 12{,}43 = 8{,}33\ MPa \gg 0{,}5 f_{ctm} = 1{,}45\ MPa$$

Wartość końcowa skurczu swobodnego: ecs = 0,288 o/oo.

Naprężenia własne przy krawędziach płyty σ_{cs}^{III}, wywołane odpływem ciepła z powierzchni elementu są wielokrotnie większe od wytrzymałości młodego betonu na rozciąganie. W strefie przypowierzchniowej o grubości b_1 należy zastosować zbrojenie przeciwskurczowe (rys. 12), którego zadaniem będzie ograniczenie szerokości rozwarcia rys. Do wyznaczenia wymaganego pole zbrojenia wykorzystano zalecenia normy PN-EN 1992-1-1 [1], wg której minimalne pole przekroju zbrojenia z uwagi na skurcz [m^2] wyznaczamy ze wzoru:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}}$$

Tablica 2. Zbrojenie: z uwagi na skurcz betonu.

Kierunek	Średnica prętów		Otulenie/promień				d_d	d_g	$f_{ct,eff}$	k	k_c	σ_{slim} (w_k=0,3 mm)			Wymagane pole zbrojenia	
	ϕ_d	ϕ_g	c_1	c_2	a_1	a_2						ϕ(12)	ϕ(16)	ϕ(25)	A_{smin_d}	A_{smin_g}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm^2]	[cm^2]
główny	12	16	50	40	56	48	544	552	2,9	1	1	280	240	200	14,50	14,50
rozdzielcze	12	16	62	56	68	64	532	536	2,9	1	1	280	240	200	17,61	19,33

Tablica 3. Zbrojenie: z uwagi na samoocieplenie betonu wywołane ciepłem hydratacji.

Kierunek	Średnica prętów		Otulenie/promień				d_d	d_g	$f_{ct,eff}$	k	k_c	σ_{slim} (w_k=0,3 mm)			Wymagane pole zbrojenia	
	ϕ_d	ϕ_g	c_1	c_2	a_1	a_2						ϕ(12)	ϕ(16)	ϕ(25)	A_{smin_d}	A_{smin_g}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm^2]	[cm^2]
główny	12	16	50	40	56	48	544	552	1,45	1	1	280	240	200	7,25	7,25
rozdzielcze	12	16	62	56	68	64	532	536	1,45	1	1	280	240	200	8,80	9,67

Po analizie otrzymanych wyników stwierdzono, że wbudowana ilość zbrojenia górnego (ϕ16 co 200 mm, A_{sg}= 10,0531 cm^2), była niewystarczająca do przeniesienia naprężeń rozciągających w strefie przypowierzchniowej płyty fundamentowej (posadzki) wywołanych skurczem betonu (tabl. 2).

Wbudowana ilość zbrojenia górnego była jednak wystarczająca do przeniesienia naprężeń rozciągających w strefie przypowierzchniowej płyty fundamentowej (posadzki) wywołanych ciepłem hydratacji cementu (zjawiskiem samo ocieplenia betonu w procesie jego twardnienia) betonu (tabl. 3).

Na podstawie analizy zapisów z Dziennika Budowy ustalono również, że w okresie po zabetonowaniu pielęgnacja płyty fundamentowej polegała na polewaniu jej wodą wodociągową. Sposób ten opisany jest również w normie [2]. Jednak w okresie letnim okresowe polewanie powierzchni ciepłego, twardniejącego betonu zimną wodą wodociągową poskutkowało powstaniem dodatkowych, oprócz powstałych w wyniku wydzielania się ciepła hydratacji cementu, naprężeń termiczno-skurczowych, co w konsekwencji doprowadziło do intensywnego zarysowaniem betonu w wyniku tzw. szoku termicznego. Szacuje się, że maksymalna różnica temperatur mogła przekroczyć nawet 50^{o}C (temperatura betonu: 59^{o}C, temperatura wody w wodociągu miejskim: 8^{o}C).

5. Naprawa płyty fundamentowej

Z uwagi na zakres występujących usterek i uszkodzeń wykorzystując dostępne w literaturze [5–11] analizy wcześniejszych awarii, zaproponowano:

– występujące zarysowania posadzki uznać za wadę trwałą,
– rysy oczyścić, wybruzdować (powierzchniowo poszerzyć), odpylić (odkurzyć) a następnie zamknąć przy pomocy szybkowiążącej (szybkosprawnej), pęczniejącej zaprawy, stosowanej do uszczelniania punktowych przecieków wody przez przegrody,
– po związaniu wypełnienia zarysowania zainiektować metodą iniekcji ciśnieniowej przy zastosowaniu niskolepkiej żywicy duramerowej na bazie epoksydu np. żywicy iniekcyjnej scalającej siłowo i uszczelniającej. Zastosowana żywica powinna posiadać dodatkowe właściwości mostkowania rys – w pewnym niewielkim zakresie,

– do prac naprawczych należy przystąpić w okresie wiosennym, niezwłocznie po zakończeniu sezonu zimowego.

6. Wnioski

Zarysowanie górnej powierzchni płyty fundamentowej, której warstwę wierzchnią stanowiła utwardzana powierzchniowo posadzka typu *DST* wystąpiło w krótkim czasie od jej zabetonowania. Przyczyną zarysowania były błędy projektowe jak również wykonawcze.

Do błędów projektowych zaliczono niedostateczną ilość zbrojenia górnego, a do błędów wykonawczych nieprawidłową (za dużą) grubość otulenia prętów zbrojenia górnego.

Wbudowane zbrojenie, z uwagi na jego za małą ilość oraz nieprawidłową lokalizację (dużą grubość otulenia) było niewystarczające do przeniesienia naprężeń rozciągających wywołanych skurczem betonu od wysychania.

Płyta fundamentowa wymagała naprawy, gdyż brak rozpoczęcia prac naprawczych posadzki mógł doprowadzić do pogorszenia jej stanu technicznego poprzez istotne obniżenie jej trwałości.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: reguły ogólne dla budynków.
2. PN-EN 13670 Wykonywanie konstrukcji z betonu.
3. PN-EN 12504-1:2019-08 Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbki rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badania wytrzymałości na ściskanie.
4. Moczko A.: Nowa norma europejska EN 13791-2019. Blaski i cienie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach budowlanych na podstawie badania odwiertów rdzeniowych. Materiały konferencyjne Dni betonu 2023, s. 449–460, Wisła 2023.
5. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych. XXXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK-2020, Wisła, 2020.
6. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Uwarunkowania użytkowania podłóg przemysłowych błędy projektowe. Inżynier Budownictwa, 5, s. 46–50, Warszawa, 2020.
7. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Uwarunkowania użytkowania podłóg przemysłowych błędy wykonawcze. Inżynier Budownictwa, 11, s. 62-65, Warszawa, 2020.
8. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Wpływ błędów projektowych, wykonawczych oraz sposobu eksploatacji na trwałość podłóg przemysłowych. Izolacje, 3, s. 2–7, Warszawa, 2020.
9. Niedostatkiewicz M., Majewski T.: Ocena techniczna podłóg przemysłowych błędy wykonawcze i eksploatacyjne. Izolacje, 6, s. 2–6, Warszawa, 2020.
10. Świątek-Żołyńska S., Majewski T., Niedostatkiewicz M.: Wybrane zagadnienia projektowania, wykonawstwa oraz użytkowania betonowych posadzek przemysłowych w aspekcie ich ścieralności. Przegląd Budowlany, 6, s. 24–31, Warszawa, 2020.
11. Technical Report Nr 34. Concrete industrial ground floors. A guide to design and constructions. Concrete Society, Fourth edition 2018.

Design and construction errors of the foundation slab of an underground garage

Key words: foundation slab, cracking, industrial flooring, cracks, core drilling, ultrasonic measurements, reinforcement scanning, abrasion, concrete mix, erosion

Stary 180 m komin przemysłowy jak nowy – przedłużenie życia nowatorskimi metodami wzmacniania

PIOTR NOAKOWSKI[1*], KATARZYNA LEMAŃSKA[2]
[1]Dortmund University, Constructure GmbH
[2]Constructure GmbH Düsseldorf

Streszczenie: Komin służy dużej rafinerii w południowych Niemczech do odprowadzania spalin powstających przy spalaniu ropy naftowej. Ponieważ „wrodzone" niedoskonałości techniczne i 50-letnia eksploatacja doprowadziły do szeregu osłabień konstrukcji, operator zdecydował wybudować nowy komin, a jednocześnie zlecił biurze eksperckiemu Constructure GmbH ustalić, jak długo można jeszcze użytkować obecny. Zatrudnieni przy tym autorzy opracowania stwierdzili, że chodzi o uszkodzenia, które da się naprawić i zalecili wzmocnienie istniejącej konstrukcji. Po dłuższych naradach z udziałowcami kierownictwo rafinerii postanowiło podążyć za radą autorów i wzmocnić komin zgodnie z ich projektem. Praca opisuje powstałe w tym celu metody wzmocnienia.

Słowa kluczowe: żelbetowe kominy przemysłowe, błędy projektowe, ocena stanu konstrukcji, wzmacnianie i przedłużanie eksploatacji konstrukcji przemysłowych

1. Opis sytuacji

Wrodzone niedoskonałości techniczne komina i jego 50-letnia eksploatacja doprowadziły do szeregu osłabień dotyczących trwałości i szczelności konstrukcji. W związku z tym rafineria zdecydowała zbudować nowy komin, ale jednocześnie zbadać, jak długo da się jeszcze użytkować obecny. Zatrudnieni przy tym zadaniu autorzy ekspertyzy stwierdzili, że chodzi o uszkodzenia, które da się naprawić i zalecili rezygnację z budowy nowego komina na rzecz wzmocnienia istniejącego. Po dłuższych analizach i naradach z udziałowcami kierownictwo rafinerii postanowiło podążyć za tą radą i wzmocnić komin zgodnie z ich nowatorskim projektem.

Niniejsza praca opiera się na 15 [4–18] ekspertyzach sporządzonych przez autorów i dotyczących oceny stanu technicznego, bezpieczeństwa i metod wzmocnienia komina. Dwie z opracowanych przy tym metod naprawczych opisano tu szerzej.

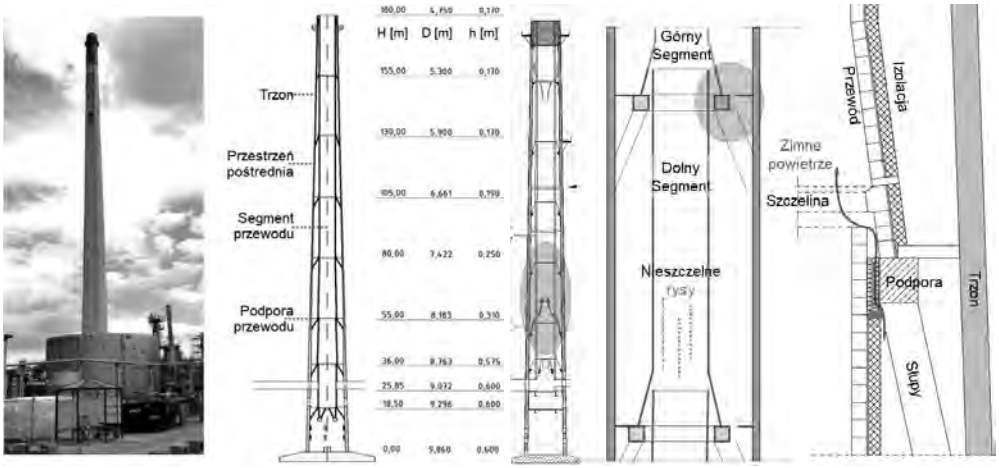
– zamknięcie rys termicznych przez sprężenie przewodu „bandażami" zaopatrzonymi w sprężyny,
– uszczelnienie szczelin dylatacyjnych między segmentami przewodu kompensatorami

*Autor do korespondencji: *p.noakowski@constructure.de*

2. Konstrukcja komina

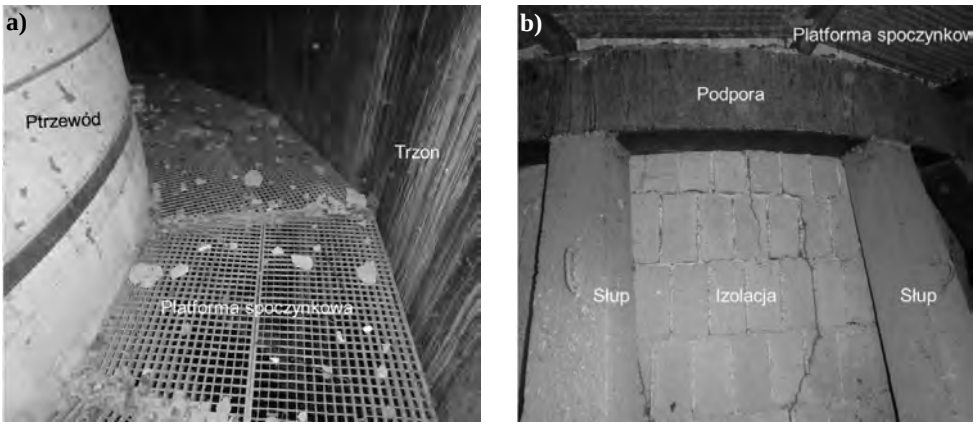
Części składowe przedstawiono na rysunkach 1a i 1b [1–7]. Komin składa się z następujących części:
– płyta fundamentowa: żelbet, średnica 22.80, grubość 4.00 m,
– trzon: żelbet, wysokość 180 m, średnica od 9.85 do 4.75 m, grubość od 60 do 17 cm,
– podpory przewodu: żelbet, dźwigary pierścieniowe, podpory w formie litery V, wsporniki wystające z trzonu,
– przewód murowany: mur z cegły kwasoodpornej z piórem i wkładką, 7 segmentów o wysokości 17.5 do 25.0 m, średnica wewnętrzna 3.5 m, grubość 10 cm, izolacja cieplna z cegieł Moller.

Złącza segmentów przewodu w obszarze podpór wykazują następujące cechy:
– segment górny – koniczne poszerzenie stopy dla głowicy dolnego segmentu,
– segment dolny – zazębienie głowicy ze stopą górnego segmentu,
– dylatacja w złączu – szczelina pomiędzy segmentami wpuszczająca zimne powietrze do przewodu.



Rys. 1. Konstrukcja komina; a) trzon i przewód; b) podpora i złącze przewodu.

Szczegóły konstrukcji przedstawiają rysunki 2a i 2b [1–7].



Rys. 2. konstrukcja komina – szczegóły a) obszar podpór, b) przestrzeń między przewodem a trzonem.

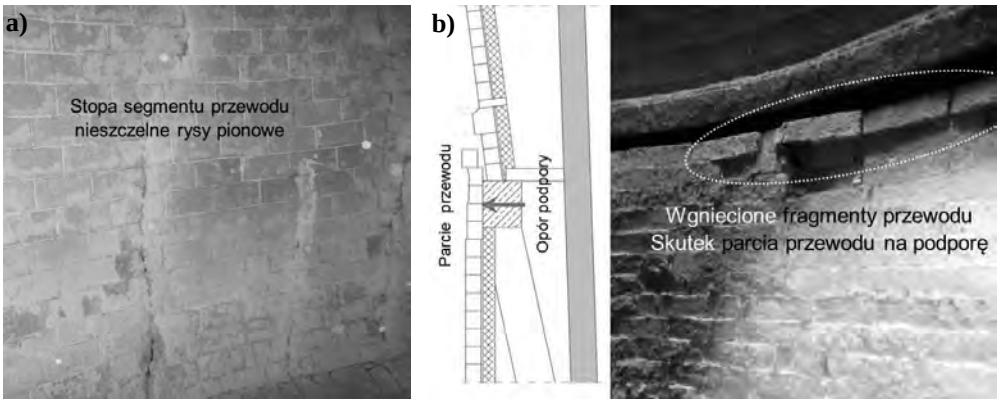
Podpory segmentów przewodu jak i ich złącza wyglądają od dołu następująco:
– platforma spoczynkowa z siatki stalowej,
– pierścieniowy dźwigar z żelbetu,
– podpory w formie liter V,
– ściana zewnętrzna przewodu pokryta izolacją cieplną Moller wykazująca liczne rysy.

Podpory segmentów przewodu jak i ich złącza wyglądają od góry następująco:
– ściana zewnętrzna przewodu pokryta izolacją cieplną Moller, – platforma spoczynkowa z siatki stalowej pokryta odpryskami izolacji z górnych regionów segmentu,
– ściana wewnętrzna trzonu żelbetowego pokryta powłoką ochronną.

2. Sprężenie przewodu „bandażami”

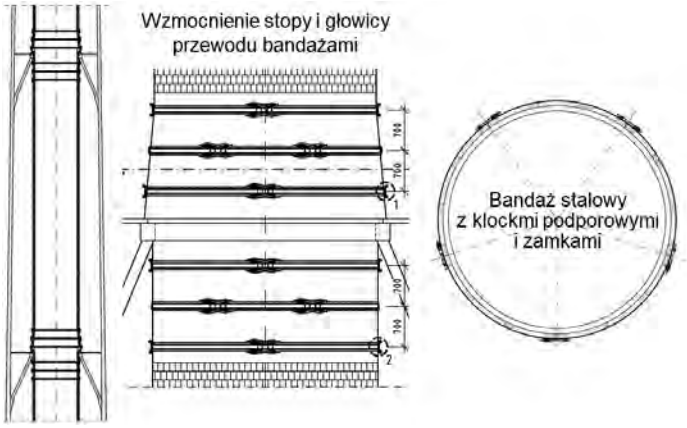
Przewód spalin jest osłabiony na dwa sposoby:
– stopy segmentów z nieszczelnymi rysami spowodowanymi różnicą temperatur,
– głowice segmentów z wgnieceniami spowodowanymi parciem przewodu na podporę.

Uszkodzenia komina przedstawiają rysunki 3a i 3b [4–18].



Rys. 3. Sprężenie przewodu bandażami – uszkodzenia a) liczne rysy pionowe b) rozczłonkowana góra przewodu.

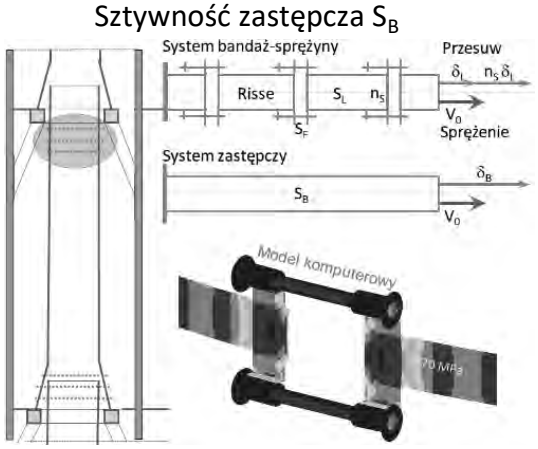
Zasady wzmocnienia pokazuje rysunek 4 [4–18].



Rys. 4. Bandaże stalowe ze sprężynami.

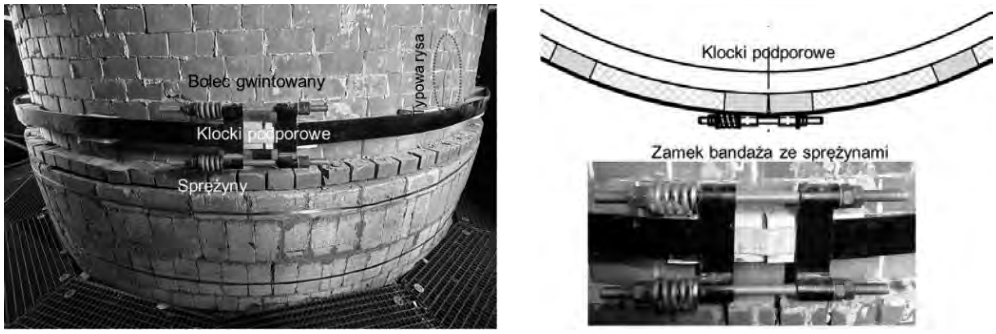
Działania podjęte w celu uszczelnienia przewodów są następujące:
– stopy i głowice segmentów przewodu zostały sprężone 3 stalowymi bandażami
– wywołane w ten sposób obwodowe ściskanie zapewniło znaczącą redukcje szerokości rys
– sprężyny w 5 zamkach przewodu zapewniły niezależność sprężenia od zamykania rys i temperatury

Ideę wymiarowania schematycznie przedstawia rysunek 5 [4–18].



Rys. 5. Obciążenie „bandaży”, wymiarowanie.

Szczegóły wzmocnienia przedstawia rysunek 6 [4–18].



Rys. 6. Sprężanie przewodu komina „bandażami”, konstrukcja: zamków bandaży.

Z kompatybilności systemów realnego i zastępczego wynika sztywność zastępcza:

$$\delta_B = \delta_L + n_S\ \delta_F \rightarrow V_0/S_B = V_0/S_L + n_S\, V_0/S_F \rightarrow S_B = S_F\, S_L/(S_F + n_S\, S_L)$$

Poniższa ewaluacja dowodzi, że dzięki właściwie dobranym sprężynom sztywność wzmocnienia została zredukowana do 7%, co czyni sprężenie niewrażliwe na wahania temperatury i stopień zamykania rys:
– sztywność bandaża S_L = EA/l = 210000 0.008 0.08/(p 4.00) = 10.70 MN/m (100%),
– sztywność sprężyn S_F = 2 x c_F = 2×2.00 = 4.00 MN/m (2 sprężyny w każdym zamku),
– liczba zamków n_s = 5 (5 zamków na obwodzie),
– sztywność systemu S_B = 4.0 10.7/(4.0 + 5 10.7) = 0.74 MN/m (7%),

Konstrukcja „bandaży” odznacza się następującymi cechami:
– klocki pod „bandażem” przyklejone do ściany w celu przejmowania ich radialnego parcia

– paski izolacyjne pod bandażem chroniące przed temperaturą i ułatwiające poślizg przy sprężaniu
– zamki bandaży z sprężynami zmniejszającymi ich zależność od temperatury
– ograniczone odstępy bandaży w celu uniknięcia zginania bolców prowadzących sprężyny.

4. Uszczelnienie przewodu kompensatorami

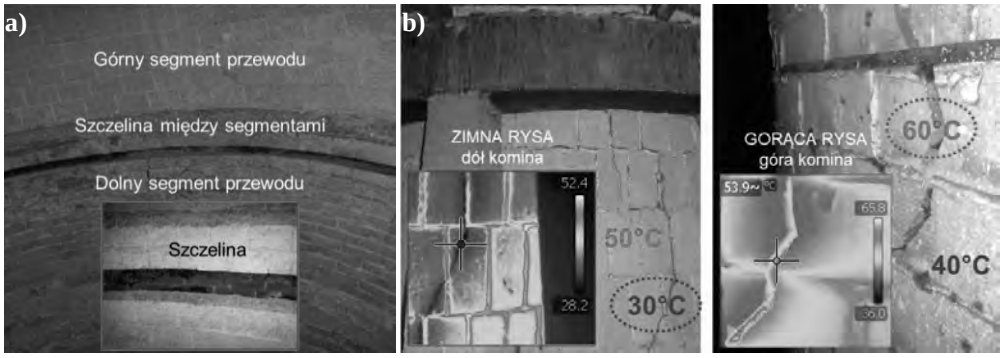
Przewód spalin jest nieszczelny w dwóch obszarach:
– szerokie rysy przepuszczające powietrze do przewodów wskutek podciśnienia spalin,
– duże szczeliny pomiędzy segmentami otwarte dla zasysania zimnego powietrza do przewodów.

Obydwa zjawiska z dużą przewagą drugiego zakłócają znacznie eksploatację komina.

Na dole przewodu spalin rysy są zimniejsze od regularnych obszarów, co świadczy o zasysaniu zimnego powietrza do wewnętrza przewodu. Widoczna jest dużą różnica temperatur pomiędzy rysami i przyległymi częściami.

Z kolei na górze przewodu rysy są cieplejsze od regularnych obszarów, co świadczy o wypychaniu gorących spalin na zewnątrz przewodu.

Uszkodzenia pokazują rysunki 7a i 7b [4–18].

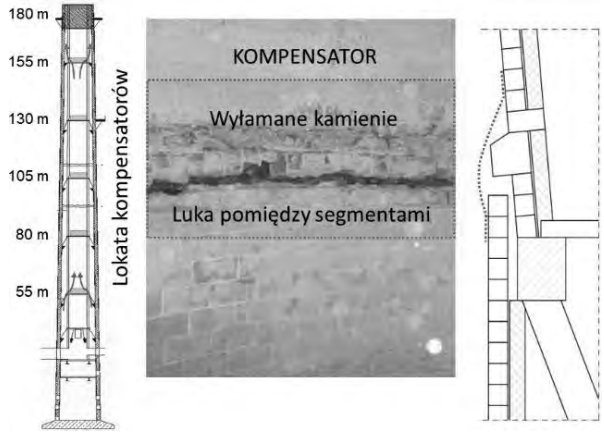


Rys. 7. Uszczelnienie przewodu kompensatorami. Uszkodzenia a) wgniecenia głowicy przewodu, b) zimne i gorące rysy.

Przewód został uszczelniony w następujący sposób:
– rysy w murze zostały zmniejszone o 50% przez opisane powyżej sprężenie „bandażami”,
– szczeliny pomiędzy segmentami zostały przykryte kompensatorami.

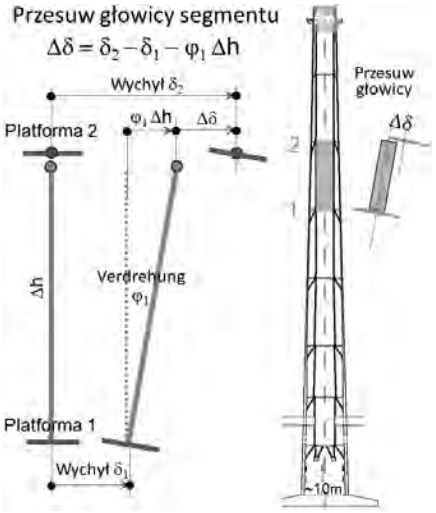
Kompensatory zamontowano według następujących zasad:
– wycięcie uszkodzonych kamieni wystający nad szczeliną,
– zastąpienie luźnych części muru prefabrykowanymi elementami z ognio- i kwasoodpornego betonu,
– przymocowanie dolnej krawędzi kompensatora do elementów betonowych,
– przymocowanie górnej krawędzi kompensatora do konusa górnego segmentu przewodu.

Zasady uszczelnień przedstawia rysunek 8 [4–18].



Rys. 8. Uszczelnienie przewodu kompensatorami. Podstawa naprawa – zamknięcie szczeliny.

Wymiarowanie przedstawiono na rysunku 9 [4–18].



Rys. 9. Uszczelnienie przewodu kompensatorami. Wytężenie kompensatora.

Wytężenie kompensatora wynika z przesuwu jego zamocowań do sąsiadujących z sobą segmentów przewodu. Wynikające z tego wymiarowanie przebiega według poniższego schematu: Przesuw wynika z następującego wzoru:

$$\Delta\delta = \delta_2 - \delta_1 - \varphi_1 \Delta h$$

gdzie:
– Δh – wysokość segmentu przewodu 25 m,
– δ_2 – przemieszczenie podpory 2 wskutek wychyłu trzonu pod wpływem wiatru,
– δ_1 – przemieszczenie podpory 1 wskutek wychyłu trzonu pod wpływem wiatru,
– φ_1 – obrót podpory 1 wskutek obrotu trzonu.

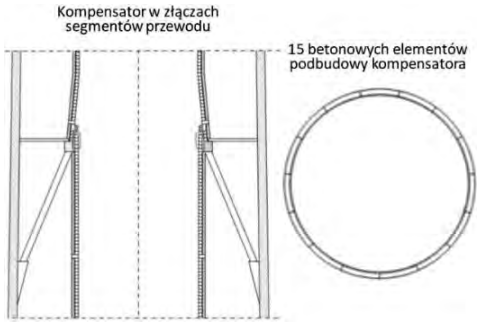
Wartości odkształcenia trzonu δ_1, δ_2 i φ_1 dostarcza jego osobna analiza.

Maksymalny przesuw krawędzi kompensatora wynosi $\Delta\delta = 27$ mm. Wytężenie kompensatora na złączach pod wpływem tego przesuwu można obliczyć metodą FEM.

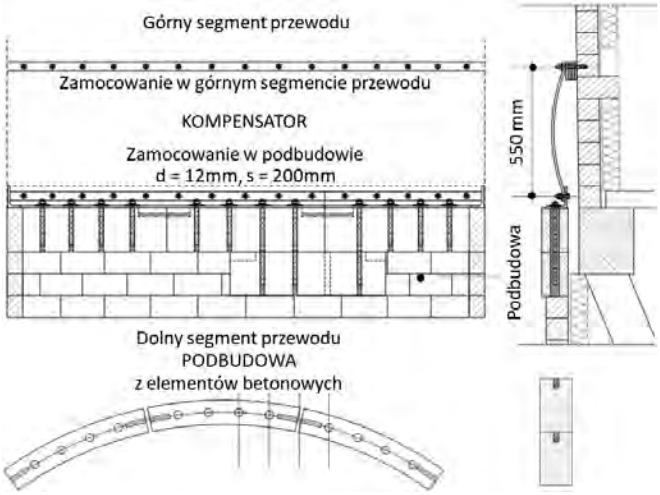
Tą drogą ustalono następujące własności kompensatora:
– grubość 8 mm,
– szerokość 550 mm,
– wypukłość 50 mm,
– opór na złączach 18 kN/m

Konstrukcja kompensatora składa się z następujących części:
– podbudowa z 15 elementów prefabrykowanych połączonych trzpieniami stalowymi,
– kątownik stalowy zakotwiony w elementach prefabrykowanych,
– złącze dolne kompensatora z kątownikiem za pomocą stalowych listew i śrub,
– złącze górne kompensatora z konusem przewodu za pomocą stalowych listew i śrub.

Szczegóły uszczelnienia pokazują rysunki10 i 11 [4–18].



Rys. 10. Uszczelnienie przewodu kompensatorami. Części składowe konstrukcji.



Rys. 11. Uszczelnienie przewodu kompensatorami. Części składowe konstrukcji – szczegóły.

5. Podsumowanie

Praca zawiera ocenę stanu technicznego 50-letniego, 180-metrowego komina rafineryjnego, który autorzy uznali za godny naprawy. Jego jedyną problematyczną częścią był w dwójnasób nieszczelny przewód spalin: z powodu licznych pionowych rys termicznych, jak i wskutek szczeliny dylatacyjnej w złączach jego poszczególnych segmentów. Opracowane w tym celu metody naprawcze są następujące:

a) zmniejszenie szerokości rys przez sprężenie przewodu stalowymi bandażami ze sprężynami w zamkach. Zabieg ten uniezależnił wysokość sprężenia od temperatury przewodu i zamykania się rys,
b) zamknięcie szczeliny w złączach gumowym kompensatorem utwierdzonym na krawędziach sąsiadujących segmentów. Zabieg ten uszczelnił złącza przy zachowaniu ich własności dylatacyjnych.

Właściciele rafinerii zaakceptowali nowatorskie pomysły uszczelnienia konstrukcji, zrezygnowali z budowy nowego komina, a przebudowa jest aktualnie w trakcie realizacji. Akcja uświadamia, że w dobie obaw o klimat stare, ale nieodzowne konstrukcje przemysłowe warto odpowiednio przebudować, zamiast wznosić na ich miejsce nowe, wymagające dużych nakładów materiałowych i energetycznych. Warto też wspomnieć dużą korzyść finansową dla rafinerii: podczas gdy nowy komin kosztowałby koło 20 milionów euro, to naprawa starego wyniesie poniżej 4 milionów.

Literatura

1. Übersichtsplan 7248/25, 08.06.1967.
2. Bewehrungspläne, 08.06.1967.
3. Inspektionsergebnisse Dominion, 2018, 15 Textseiten, 135 Bilder.
4. Positionspapier, Bericht 23.06.2019, 8 Textseiten, 19 Bilder.
5. Drohnen-Befliegung, Bericht 24.04.2020, 2 Textseiten, 33 Bilder.
6. Weiteres Vorgehen, Mail v. 03.06.2020, von Miro erwünschte Anregungen in 7 Schritten.
7. Schornsteinzustand, Zwischenbericht 28.07.2020, 3 Textseiten, 64 Bilder.
8. Schornsteinzustand, Abschlussbericht 21.11.2020, 16 Textseiten, 63 Bilder.
9. Schornsteingefährdung durch Futtereinsturz, Bericht 15.12.21, 21 Seiten, 37 Bilder.
10. Schutzeinrichtungen gegen Absturz, Bericht 08.06.2022, 9 Textseiten, 35 Bilder.
11. Arbeitssicherheit Zwischenraum, Bericht 17.09.2022, 7 Textseiten, 18 Bilder.
12. Entwicklung von Verstärkungen, Vorläufiger Bericht 14.10.2022, 13 Textseiten, 28 Bilder.
13. Entwicklung der Futterverstärkungen, Abschlussbericht 13.02.2023, 18 Textseiten, 33 Bilder.
14. Follow-Up-Points for Shareholder Review 15.03.2023, 8 Textseiten, 13 Bilder.
15. Machbarkeit und Wirksamkeit der Futterbandagen 09.10.2023, 17 Textseiten, 53 Bilder.
16. Stahlbandagen Futter-Außenseite, 03.02.2024, 7 Textseiten, 18 Bilder.
17. Kompensatoren Futter-Innenseite, 03.03.2024, 5 Textseiten, 15 Bilder.
18. Stahlkorsett-Schaftkopf, 23.03.2024, 8 Textseiten, 17 Bilder.
19. Noakowski, P., Schäfer, H.G.: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau. Buch, Ernst & Sohn, 2003.
20. Noakowski, P., Harling, A., Rost, M.: Turmartige Industriebauwerke, Bemessungsgrundlagen der CICIND, EN 13 084 mit Beispielen und Anwendungen. BetonKalender 2006, Buch, Ernst & Sohn.
21. Noakowski, P., Harling, A.: Strengthening of the TV-Tower Düsseldorf by a near-surface reinforcement of FRP, 1st CECOM, Lodz University of Technology, Krakow 2012.
22. Noakowski, P.: Proper design of the r/c structures in terms of use of the realistic moments CCC 2013, Central European Congress on Concrete Engineering, Wroclaw, September 2013.
22. Noakowski, P.: Safe and economic design of r/c structures by use of proper bending moments. Politechnika Krakowska, Conference "Practical applications of innovative solutions", Krakow 2015.
23. Noakowski, P., Moncarz, P., Harling, A.: The crack width prediction in EN 13084, application for LNG aci, The Concrete Convention, Denver October 2015.

Old industrial chimney 180 m like new – prolongation of the operation by modern strengthening methods

Key words: reinforced concrete industrial chimneys, design errors, structural condition assessment, strengthening and extending the operation of industrial structures

Przyczyny uszkodzeń budynku poczekalni

ZBIGNIEW PAJĄK*
Rzeczoznawstwo i Projektowanie w Budownictwie. Zbigniew Pająk

Streszczenie: W dwukondygnacyjnym budynku poczekalni o żelbetowej monolitycznej konstrukcji szkieletowej, po 10 latach eksploatacji, wystąpiły uszkodzenia posadzki i szklanej ściany osłonowej. Na podstawie wniosków z opracowanej ekspertyzy budynek wyłączono z eksploatacji do czasu naprawy uszkodzeń i proponowanego wzmocnienia konstrukcji. Ze względu na wątpliwości właściciela co do potrzeby wzmacniania budynku zlecono powtórną ekspertyzę. W opracowaniu na podstawie przeprowadzonych badań i wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych ustalono przyczyny uszkodzeń, oceniono stan bezpieczeństwa konstrukcji i opisano sposób naprawy.

Słowa kluczowe: uszkodzenia, konstrukcje żelbetowe, odkształcenia, ugięcia, szklana ściana osłonowa, posadzka, bezpieczeństwo konstrukcji

1. Wstęp

Rzetelne ustalenie przyczyn uszkodzeń w przypadku wystąpienia awarii obiektów budowlanych to podstawa do podejmowania następnie właściwych działań w celu przywrócenia obiektu do odpowiedniego stanu technicznego, zgodnego z wymaganiami przedmiotowych norm budowlanych i przepisów prawa. Błędna ocena stanu konstrukcji prowadzi niekiedy do wystąpienia nowych uszkodzeń bądź nieuzasadnionego, często kosztownego, wzmacniania obiektów. Taka sytuacja wystąpiła w opisanym w opracowaniu przypadku budynku poczekalni.

2. Opis konstrukcji

Budynek pełniący funkcję poczekalni to dwukondygnacyjny pawilon (przyziemie i piętro) o prostokątnym rzucie poziomym o wymiarach w osiach konstrukcyjnych 6,5×(6,25 + 6,25 + + 3,50 m), składający się z części zajmującej klatkę schodową oraz z poczekalni nad wolną przestrzenią w przyziemiu. Budynek połączony jest niezależnym łącznikiem z sąsiednim budynkiem biurowym. Widoki budynku przedstawiono na rys. 1 i 2.

Konstrukcja budynku jest żelbetowa szkieletowa monolityczna (rys. 3), złożona z:

– żelbetowych słupów o przekroju okrągłym o średnicy 250 mm z poszerzeniem nad fundamentami do 400 mm. Słupy są sztywno zamocowane w stopach fundamentowych, spiętych żelbetowymi ściągami,
– murów fundamentowych o wysokości 1,0 m z bloczków betonowych grubości 250 mm, zwieńczonych żelbetowym wieńcem 250×200 mm w poziomie terenu,

*Autor do korespondencji: *pajakz@poczta.onet.pl*

– żelbetowych rygli poprzecznych (250×500 mm) w poziomie stropu nad przyziemiem i żelbetowych podłużnych belek (250×500 m), spinających słupy pod łukowym dachem,
– żelbetowego jednokierunkowo zbrojonego stropu o rozpiętościach przęseł 2×6,25 i 3,50 m, o grubości 180 mm – rys. 4,
– żelbetowych schodów płytowych z przyziemia na piętro,
– stalowej konstrukcji dachu z blach profilowanych w łuk kołowy ze stalowymi ściągami.

Żelbetowe fundamenty, słupy i strop projektowano z betonu C25/30 i stali RB500W.

Wypełnienie szkieletu stanowią szklane ściany osłonowe o konstrukcji szkieletowej systemu „YAWAL fasada 50", oraz murowane ściany z cegły pełnej w klatce schodowej.

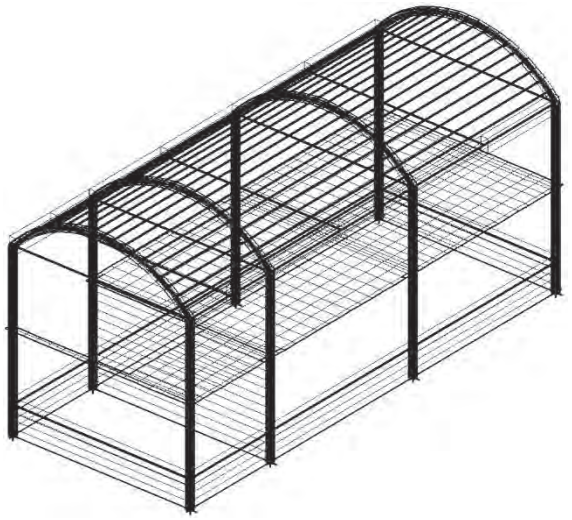
Budynek posadowiono bezpośrednio na żelbetowych stopach fundamentowych na głębokości 1,30 m poniżej przyległego terenu. Podłoże gruntowe pod stopami stanowią gliny pylaste w stanie twardoplastycznym i półzwartym.



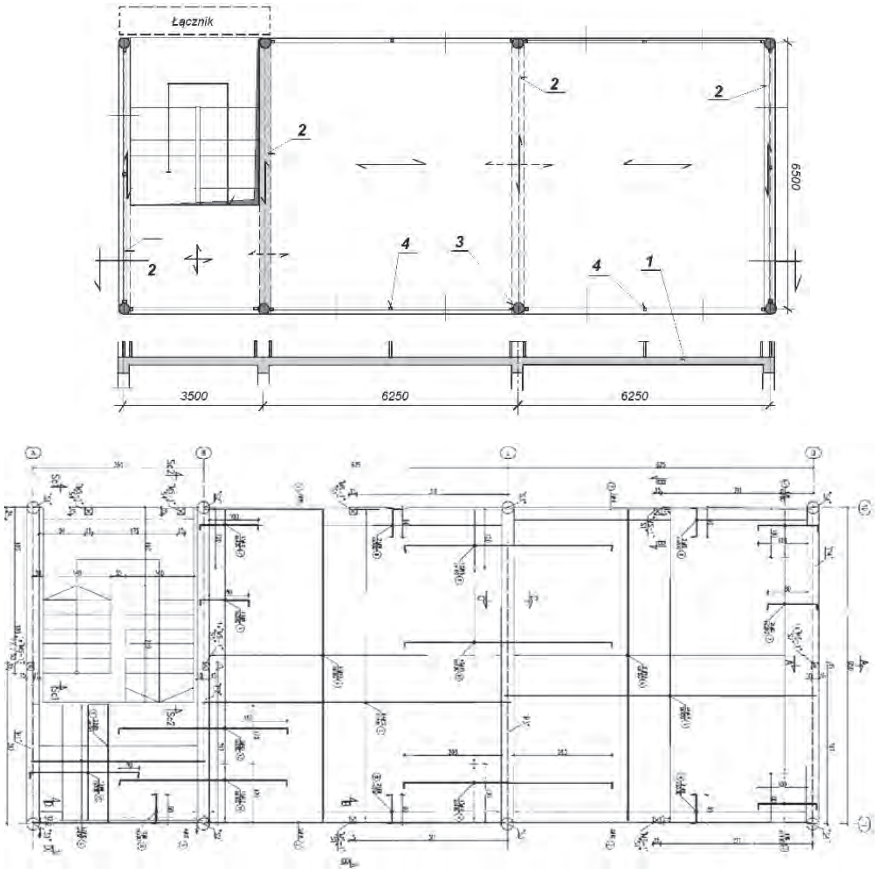
Rys. 1. Widok budynku poczekalni.



Rys. 2. Widok piętra poczekalni.



Rys. 3. Model konstrukcji budynku.



Rys. 4. Schemat i zbrojenie stropu: 1 – płyta 180 mm, 2 – belki 250×500 mm, 3 – słupy ϕ 250 mm, 4 – aluminiowe słupki szklanej ścany.

3. Uszkodzenia

W marcu 2020 r., po 10 latach eksploatacji budynku, na fragmencie (około 2,0 m^2) podłogi piętra nad przyziemiem wybrzuszeniu i odspojeniu od podłoża uległy posadzkowe płytki gresowe. Zauważono wówczas także szczeliny przebiegające pomiędzy żelbetowymi belkami wieńczącymi łukowy dach a górnymi ryglami szklanej ściany osłonowej (rys. 5). Rozwartość szczelin wynosiła około 15 mm pod aluminiowymi słupkami pośrednimi, usytuowanymi w środku rozpiętości stropu (rys. 6). Szczeliny zanikały przy słupkach skrajnych, położonych przy żelbetowych słupach budynku.

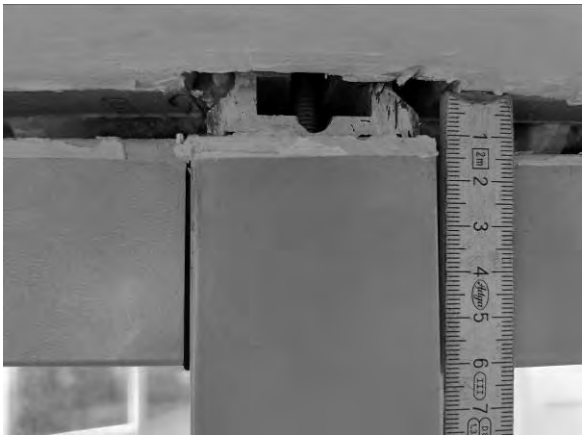
Na okoliczność wystąpienia uszkodzeń zlecono opracownie ekspertyzy. Autorzy ekspertyzy, bez rzetelnej analizy, arbitralnie stwierdzili, że przyczyną uszkodzeń są znaczne odkształcenia konstrukcji. Opracowali też projekt wzmocnienia budynku stalowymi ramami, wbudowanymi pomiędzy żelbetowe słupy i stropy nad przyziemiem.

Ze względu na nieodpowiedni stan poczekalni Nadzór budowlany wyłączył obiekt z eksploatacji.

W związku z wątpliwościami właściciela, co do zasadności kosztownego wzmacniania budynku, zlecono opracowanie kolejnej ekspertyzy technicznego stanu konstrukcji, przyczyn uszkodzeń i sposobu ich naprawy [1].



Rys. 5. Szczelina pomiędzy belką wieńczącą a górnym ryglem szklanej ściany osłonowej.



Rys. 6. Szczelina przy słupku pośrednim szklanej ściany osłonowej.

4. Opis badań i przyczyny uszkodzeń

W celu ustalenia przyczyn uszkodzeń wykonano odkrywki konstrukcji, sontażowe badania wytrzymałości betonu, oraz sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

W odkrywce podłogi, w miejscu odspojenia płytek, ustalono następujący układ warstw (rys. 7): płytki gresowe – 7 mm, klej – 10 mm, jastrych anhydrytowy – 85 mm, siatka metalowa – 3 mm, styropian – 30 mm, stropowa płyta żelbetowa – 180 mm, styropian – 150 mm, tynk akrylowy na siatce – 2 mm.



Rys. 7. Odkrywka podłogi.

Z badań młotkiem Schmidta ustalono, że wytrzymałość betonu w konstrukcji odpowiada klasie przyjętej w projekcie C25/30.

Zgodność z projektem, zastosowanego w stropie zbrojenia, ustalono na podstawie skanowania w dostępnych miejscach, archiwalnych fotografii z czasu budowy (rys. 8), dokumentacji inwestycji oraz lokalnych odkrywek.

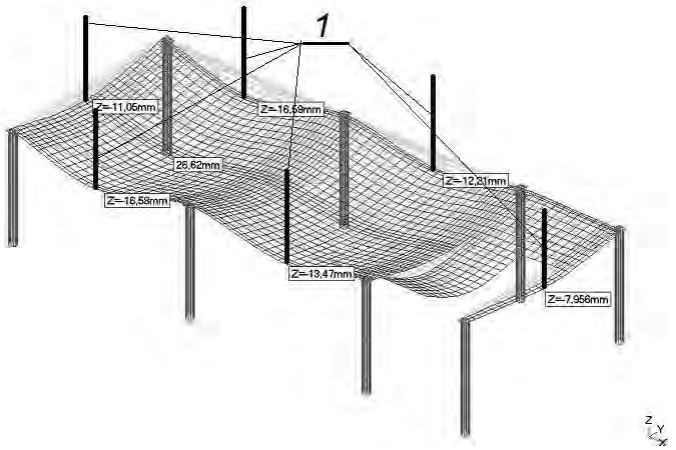


Rys. 8. Widok zbrojenia stropu z czasu budowy.

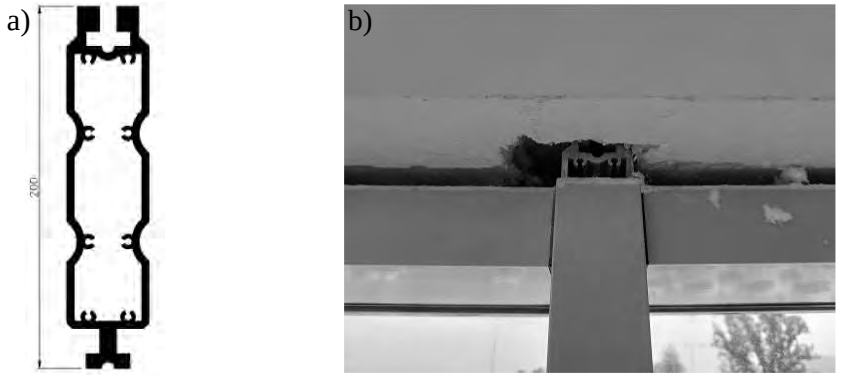
Na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych sprawdzono, że dla zbrojenia zastosowanego w konstrukcji, stany graniczne nośności i zarysowania stropu i pozostałych

żelbetowych elementów są zachowane. Przekroczona jest natomiast obliczeniowa strzałka ugięcia stropu od obciążeń quasi-stałych, wynosząca 26,62 mm w środku rozpiętości, przy dopuszczalnej normowej wartości 1/250 rozpiętości – 6250/250 = 25 mm [2]. W projekcie niestety nie uwzględniono potrzeby ograniczenia ugięcia stropu ze względu na możliwość niepożądanych przemieszczeń opartej na nim szklanej ściany. Obliczeniowe strzałki ugięcia przy krawędziach stropu, pod pośrednimi słupkami szklanej ściany, wynoszą od 8 do 11 mm w ścianach szczytowych i od 12 do 17 mm w ścianach podłużnych – rysunek 9. Obliczone strzałki ugięcia odpowiadają wartościom pomierzonym na obiekcie (por. rys. 6).

Na skutek ugięcia stropu doszło do częściowego wysunięcia się uchwytów mocujących, z ruchomego górnego zamknięcia aluminiowych słupków ściany osłonowej – rysunek 10. Maksymalna wartość pomierzonego wysunięcia uchwytu mocującego wynosiła około 15 mm. Długość systemowego uchwytu wynosi 200 mm (rys. 10a). Nie było więc zagrożenia przed całkowitym wysunięciem się uchwytu ze słupka. Zamknięcie dolne uchwytów słupków ma charakter stały, co zapewnia bezpieczeństwo ściany, pomimo występujących przemieszczeń.



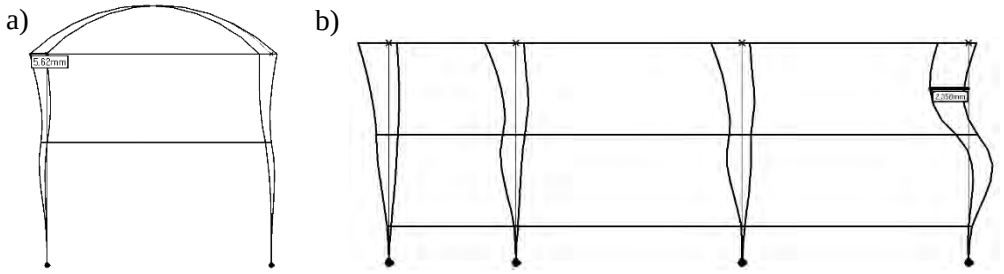
Rys. 9. Ugięcia płyty stropowej; 1 – pośrednie słupki szklanej ściany osłonowej.



Rys. 10. Widok górnego uchwytu mocującego (a) wysuniętego ze słupka ściany (b).

Analizowano również przestrzenną sztywność szkieletowej konstrukcji budynku. Obliczono przemieszczenia ram poprzecznych i ram podłużnych (rys. 11) oraz sprawdzono nośność słupów i belek. Wykazano w obliczeniach, że maksymalne wychylenia poziome od

obciążeń wiatrem wynoszą w kierunku podłużnym 2,4 mm, a w kierunku poprzecznym 5,7 mm, co stanowi odpowiednio 1/1850 i 1/1070 wysokości budynku. Przy takich wartościach wychyleń, przemieszczenia poziome konstrukcji nie miały wpływu na szklane ściany osłonowe. Podczas oględzin nie stwierdzono ponadto żadnych objawów mogących wskazywać na niekorzystny wpływ obciążeń poziomych na konstrukcję a zwłaszcza rys w połączeniach słupów z belkami i wzdłuż styków murowanych ścian ze słupami i stropem.



Rys. 11. Przemieszczenia ramy poprzecznej (a) i ramy podłużnej (b) od normowego obciążenia wiatrem.

Główną przyczyną odspojenia się płytek gresowych na piętrze były wady wykonania posadzki. Zaprawa klejowa pod płytkami była niestarannie rozprowadzona – głębokie bruzdy i nierówności zaprawy klejowej. Występowały ubytki i spękania spoin. Zgodnie z informacją użytkownika obiektu posadzka w poczekalni była często przemywana, także przy użyciu agregatów parowych. Woda z detergentami mogła więc penetrować pod płytki przez nieszczelności spoin, nawilżać podłoże i powodować jego pęcznienie. Zawilgocenie podłoża i spoin było najprawdopodobniej bezpośrednią przyczyną nagłego wybrzuszenia się płytek. Uznano, że wpływ ugięcia stropu na uszkodzenie posadzki był mało prawdopodobny. W chwili wystąpienia uszkodzenia, po 10 latach eksploatacji obiektu, ugięcia stropu od obciążeń stałych (ciężar własny konstrukcji, ciężar podłogi i ocieplenia) były już ustabilizowane.

5. Sposób naprawy

W celu przywrócenia budynku poczekalni do użytkowania, zgodnie z jego przeznaczeniem, zalecono naprawę posadzki poprzez usunięcie płytek gresowych wraz z warstwą kleju, wyrównanie powierzchni zaprawą do reprofilacji jastrychu, staranne ułożenie nowych płytek gresowych na zagruntowanej powierzchni i wypełnienie spoin elastyczną fugą.

Odnośnie szklanej obudowy zalecono oczyszczenie i uszczelnienie szczelin pianką poliuretanową oraz wykończenie styku elastyczną masą poliuretanową. Zrezygnowano natomiast z potrzeby niwelacji ram szklanej ściany, choć było to oczywiście technicznie możliwe, lecz stosunkowo uciążliwe.

6. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań, obliczeń i analiz wykazano, że żelbetowa szkieletowa konstrukcja budynku pawilonu spełnia normowe stany graniczne nośności. Występujące uszkodzenia nie mają istotnego wpływu na bezpieczeństwo obiektu. Przyczyną powstałych odkształceń szklanej ściany osłonowej były ugięcia żelbetowego stropu, których wartość nie została w wystarczający sposób ograniczona. Natomiast przyczyną uszkodzeń

posadzki były wady wykonawcze i eksploatacyjne. Wykazano, że proponowane w pierwotnym opracowaniu kosztowne wzmocnienia konstrukcji stalowymi ramami są zbędne.

Literatura

1. Pająk Z.: Ekspertyza budowlana dotycząca przyczyn uszkodzeń i sposobu naprawy budynku poczekalni. 2023 r.
2. PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2008 r.

Causes of damage to the waiting hall

Key words: damage, reinforced concrete structures, deformations, deflections, glass curtain wall, floor, structural safety

Evaluation of residual load-bearing capacity of beams reinforced with innovative hybrid HFRP bars after structural failures under fire conditions

KOSTIANTYN PROTCHENKO*, ELŻBIETA SZMIGIERA, MAREK URBAŃSKI
Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology

Abstract: The application of Fibre-Reinforced Polymer (FRP) composites into construction signifies a paradigm shift towards materials that blend structural integrity, durability and environmental sustainability. Despite their numerous advantages, limitations in fire resistance have curtailed their broader adoption. This study investigates the residual fire resistance of FRP-reinforced concrete (RC) beams, with a focus on various types of reinforcements, beam dimensions and exposure durations. Results indicate that Basalt-FRP (BFRP) reinforced beams cannot withstand 120 minutes of fire exposure conditions (in accordance with ISO-834), unlike Hybrid-FRP (HFRP) reinforced beams, which show substantial resilience. Further analysis shows that beams reinforced with HFRP bars (comprising carbon and basalt fibres in an epoxy matrix) experience nearly half the deflections of those with BFRP reinforcement during heating and cooling phases. This underscores the innovative potential of HFRP bars in load-bearing structures susceptible to high temperatures.

Key words: FRP bars, Basalt (BFRP) bars, Hybrid HFRP bars, FRP-RC beams, Fire resistance of FRP-RC beams, Residual Fire Resistance

1. Introduction

For years, there has been growing interest in implementation of Fibre-Reinforced Polymer (FRP) reinforcement in concrete structures as an alternative to traditional steel reinforcement. The economic potential of FRP reinforcement is recognized not only in bridges and road structures but also in multi-storey buildings, garages and industrial construction. Composite materials with fibres can serve as the primary reinforcement in newly designed structural elements or as strengthening for existing ones [1– 4].

FRP bars significantly enhance the strength of Reinforced Concrete (RC) structures while simplifying construction processes due to their lightweight and ease of handling. Moreover, their non-conductive nature and minimal interference with electromagnetic signals provide advantages in projects requiring electromagnetic compatibility, enabling lighter and more efficient construction methods, as well as innovative architectural designs [5– 10].

Advancements in FRP technology has led to the development of specific Hybrid FRP (HFRP) bars at the Faculty of Civil Engineering of WUT, which, due to the synergy of the

*Autor do korespondencji: *kostiantyn.protchenko@pw.edu.pl*

basalt and carbon fibres used, combine sustainable development with aspects of economic profitability. This progress allows for more flexible material selection, meeting various criteria such as stiffness, strength, dimensional stability, energy absorption, failure strain and corrosion, 12resistance while ensuring cost-effectiveness [11, 12].

An extensive research project at Warsaw University of Technology aimed to evaluate the structural performance of HFRP bars in RC structures, seeking an FRP bar type that optimally balances safety and cost. The idea of HFRP bars was to replace a specific part of basalt with carbon fibres to improve the physical and mechanical properties such as stiffness, strength and resistance to fire conditions. Initial study phases involved numerical and analytical evaluations of different configurations, followed by extensive mechanical testing to assess tensile, compressive, and shear strengths, alkali resistance, and structural integrity under varied temperature conditions, simulating extreme environmental stress [13–16].

Despite their advantages, a significant challenge in adopting FRP bars is their relatively unexplored fire resistance, which is crucial for compliance with strict building codes. The potential for wider use of non-metallic bars in load-bearing structural elements necessitates recognition and evaluation of their behavior under fire conditions. Building regulations [17] prioritize fire safety as a fundamental requirement for structures, following load-bearing capacity and stability.

However, issues regarding the fire resistance of concrete elements reinforced with FRP bars remain insufficiently understood. This lack of understanding is compounded by the diverse technological solutions and the use of various types of fibres, including carbon, glass, basalt, and aramid fibres, each with distinct properties and responses to high temperatures. The vulnerability of the polymer matrix to high temperatures underscores the need to assess the fire exposure response of FRP bars, thereby limiting their applicability in fire-critical scenarios [18, 19]. Existing standards provide limited guidance on FRPs and FRP-RC members at high temperatures. The ACI 440.1R-15 guideline [20] and Canadian standard CAN/CSA S806-12, with Annex R for slabs [21], outline material characteristics requirements and design methodologies for fire scenarios.

The purpose of this study is to experimentally evaluate the fire resistance time of FRP-RC flexural members and to determine residual load capacity immediately after exposure to standard fire conditions. It focuses on analyzing the flexural performance of beams reinforced with BFRP and HFRP bars. Unlike typical (standard) assessments, these beams were not under load during the heating phase. The beams were exposed to specific controlled fire conditions, with the mid-span subjected to direct heat from below and the sides for a predetermined duration. Following a 24-hour cooling period, their flexural strength was assessed through a four-point bending test. The reinforcement configuration, dimensions of the beams, time of heating phase were variavle parameters and discussed in more details in the next sections.

2. An Overview of the Experimental Programme on Residual Fire Resistance

The experimental program was designed to assess the residual fire resistance of concrete beams. The program was methodically divided into two distinct phases: Initial Phase and Main Phase testing.

The Initial Phase involved a preliminary examination of one sample per type (based on the reinforcement used in the tensile zone) and considered beams of smaller height and reduced concrete cover. These samples underwent a heating phase for a duration of approximately one hour, followed by a cooling phase (24 hours). Subsequently, the beams were subjected to a four-point bending test to evaluate their residual flexural capacity. This phase included:

– One beam reinforced with BFRP bars.

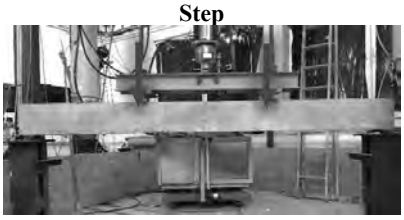
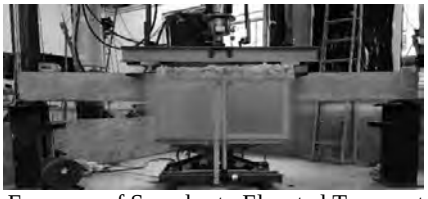
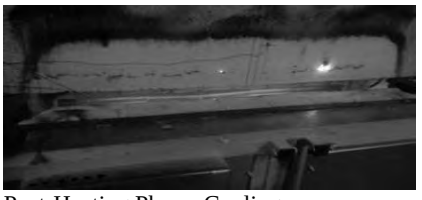
– One beam reinforced with HFRP bars.
– Two reference beams (tested at ambient temperature) for comparative analysis.

The Main Phase expanded on the initial tests by incorporating three samples per type, with an increased concrete cover and a prolonged heating duration of two hours. This comprehensive phase included:
– Three beams reinforced with BFRP bars.
– Three beams reinforced with HFRP bars.
– Six reference beams for comparative analysis.

In total, the experimental program analyzed 16 beams to investigate their performance under fire exposure and subsequent residual structural performance. Reference beams served as a benchmark for assessing the flexural capacity and deflection behaviour of the tested beams under a four-point flexural test. By comparing the outcomes of beams exposed to elevated temperatures against those maintained at ambient conditions, the study aimed to derive meaningful differences of the impact of fire on the structural integrity and performance of FRP-reinforced concrete beams.

The methodology adopted to assess the residual fire resistance of FRP-RC members is systematically outlined in Table 1 and Figures 1–4.

Table 1. The methodology adopted to assess the residual fire resistance of FRP-RC members.

Step	Description
 Fig. 1. Pre-Testing Loading and Unloading Procedure.	In order to simulate the impact of sustained loading on the structures, the beams underwent a series of static load and unload cycles. These cycles were designed to reach 50% of the beam's calculated ultimate moment capacity (defined on the reference beams).
 Fig. 2. Exposure of Samples to Elevated Temperatures.	The samples were subjected to heating without the influence of external loads, aside from their own self-weight. The duration of the heating phase was planned, lasting approximately 60 minutes for the Initial Phase and extending to 120 minutes for the Main Phase.
 Fig. 3. Post-Heating Phase: Cooling.	Upon removal from the furnace, the beams were allowed to undergo a cooling phase for approximately 24 hours.
 Fig. 4. Flexural Testing.	Following cooling period, the samples were then subjected to a 4-point flexural test to assess their bending performance.

3. Material Specifications and Structural Details of the Specimens

3.1. Specimen Dimensions and Reinforcement Configuration

For all beams, the reinforcement in the compression zone (top reinforcement) and the shear reinforcement (stirrups) were of the same type. The longitudinal top reinforcement comprised two BFRP bars each with a diameter of 8 mm. Shear reinforcement was provided by BFRP stirrups with a diameter of 6 mm, spaced at 100 mm intervals. To facilitate a clear bending zone, the mid-section of the beam was devoid of stirrups. The bottom reinforcement in the tension zone varied according to the type of reinforcement, as detailed in Figure 5.

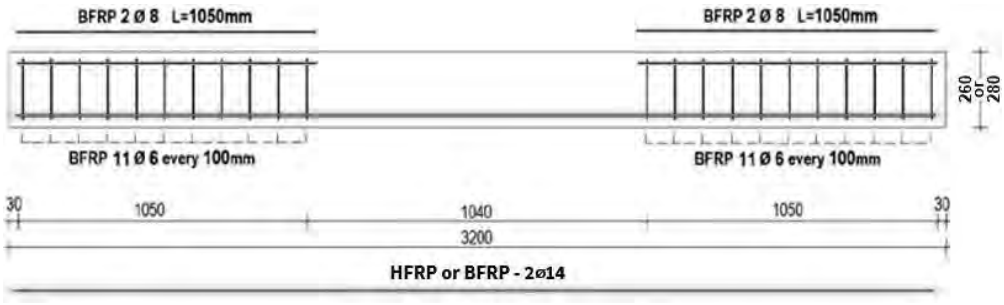


Fig. 5. Schematic details of beam specimens.

The dimensions of all specimens were consistent, featuring a rectangular cross-section measuring 140 mm in width and 3200 mm in length, with variable heights of 260 mm for the Initial Phase and 280 mm for the Main Phase. The nominal clear cover, c_{nom}, was maintained at 30 mm on all sides for the Initial Phase specimens and increased to 60 mm on the bottom side for the Main Phase specimens. Table 2 provides a more detailed description of the specimens tested.

Table 2. Description of specimens.

Phase	Set name	Number of items	Beam dimensions b×h×L mm	Concrete cover c_{nom} mm	Reinforcement type (tension zone)		
					Type	Items	Ø
INITIAL	1-prev	1	140×260×3200	30 mm from all sides	BFRP	2	14
	2-prev	1			HFRP	2	14
	1-prev-ref	1			BFRP	2	14
	2-prev-ref	1			HFRP	2	14
MAIN	1.1.	3	140×280×3200	60mm from bottom; 40mm from the remaining sides	BFRP	2	14
	1.2.	3			HFRP	2	14
	2.1. ref	3			BFRP	2	14
	2.2. ref	3			HFRP	2	14

3.2. Materials Specifications

The beams underwent a comprehensive 28-day curing process in the laboratory setting before being transitioned to the testing machine. The concrete mix formulation was consistent across all beams for both the Initial and Main Phases, employing a standard C40/45 concrete mix. The mix incorporated Ordinary Portland cement CEM III/A, fly ash, and silica aggregate, with a nominal maximum aggregate size of 16 mm.

The quality of the concrete class was assured by the concrete supplier, complemented by additional verification through own laboratory testing. The tensile strength of the concrete was evaluated using the splitting test method, in line with the standards set out in [22]. This testing involved five cubic specimens with a dimension of 150 mm on each side, conducted for both the Initial and Main Phases of the study to assess strength uniformly.

For the modulus of elasticity, the evaluation was based on the secant modulus approach. The determination of the concrete's modulus of elasticity followed the guidelines of [23]. Table 3 summarizes the test results for the concrete properties.

Table 3. Mechanical characteristics of concrete utilized for the specimens.

Phase	**Period**	**Compessive strenght, f_c**	**Tensile strength, f_{ct}**	**Modulus of elasticity, E_{cm}**
		MPa	**MPa**	**GPa**
INITIAL	After 28 days	48,75	4,23	37,83
MAIN	After 28 days	49,85	4,50	38,91

In both the Initial and Main Phases of the study, the tension zones of the beams were reinforced with two types of bars: BFRP and HFRP. The investigation explored varying volume fractions of carbon and basalt fibres for HFRP bars, alongside their distribution and placement, to assess their impact on the mechanical behaviour. Finally, the volume ratio of basalt to carbon fibres C:B was selected as 1:4, with the carbon fibres located in the core region of the bar`s section. Comprehensive details on the bars' specifications and configurations can be found in these accompanying papers [12–16].

The outcomes of the tensile testing for BFRP and HFRP bars across various diameters are concisely presented in Table 4. This table shows mean values for mechanical parameters such as the maximum tensile force, F_{tu}, ultimate tensile stress, f_{tu}, longitudinal modulus of elasticity, E_L, and ultimate strain ε_{tu}. These values were obtained from testing five specimens for each bar type, ensuring the data's reliability across both the Initial and Main Phases.

Table 4. Mechanical characteristics FRP bars utilized for the specimens.

Type / Diameter	**Max. tensile force, F_{tu}**	**Tensile strenght, f_{tu}**	**Tensile strain at rupture, ε_{tu}**	**Modulus of elasticity, E_L**
mm	**kN**	**MPa**	**%**	**GPa**
BFRP Ø6	37,07	1148,81	2,48	46,47
BFRP Ø8	60,03	1103,30	2,52	43,87
BFRP Ø14	179,26	1101,94	2,39	46,02
HFRP Ø14	206,57	1160,06	1,61	72,12

4. Test Setup

In the conducted studies, the thermal exposure of the specimens was governed by the standardized temperature-time curve as defined in ISO-834 [24]. This normative reference establishes a method for simulating fire conditions in a controlled laboratory setting. The temperature increase was initiated based on the equation 1:

$$\boldsymbol{T_{iso}}=\boldsymbol{T_0}+345\times(\boldsymbol{8t}+\boldsymbol{1}) \tag{1}$$

where: $\boldsymbol{T_{ISO}}$ - temperature of the fuels in the fire zone or the temperature of the gas near the element under consideration (°C), $\boldsymbol{T_0}$ - ambient temperature (assumed to be 20°C), $\boldsymbol{t}$ the time since the fire started in minutes (min).

To accurately monitor and record the thermal conditions for each specimen during the testing, type K thermocouples were installed in different sections. These type of thermocouples is characterized by their wide measurement range up to 1200°C. Thermocouples were placed at predetermined element depths to capture heat distribution. Specifically, seven thermocouples were embedded within the concrete at varying depths, and an additional thermocouple was affixed directly on the surface of a reinforcing bar. The central region of each beam was further equipped with three dial gauges arrayed along the top surface, designed to measure the vertical deflections incurred during the thermal exposure. This instrumentation setup is elaborated in Figure 6.

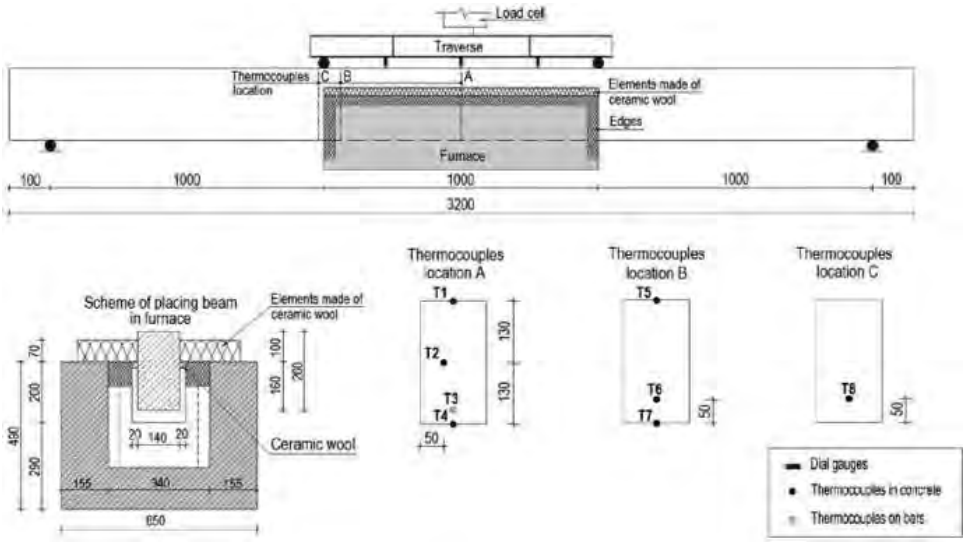


Fig. 6. Test setup description.

Following the cooling phase, during which the beams experienced heating without the imposition of any mechanical load, they underwent a cooling period. Subsequently, their residual flexural capacity was assessed using a four-point bending test. This testing configuration utilized a static arrangement in which the beam was freely supported and exposed to two concentrated forces, located at one-third and two-thirds of the beam's span, respectively.

5. Results and Discussion

Not every beam withstood the entirety of the designated heating duration. In the Initial Phase, both tested beams (with BFRP and HFRP reinforcement) endured approximately 60 minutes of fire exposure before undergoing flexural testing. However, at the Main Phase, the BFRP-RC beams were destructed during the heating phase due to reinforcement failures leading to their destruction at 108, 110, and 92 minutes, respectively. Conversely, all beams reinforced with HFRP bars endured the full 120-minute heating period.

It is important to note that the beams subjected to elevated temperatures experienced structural failure primarily due to the degradation of the reinforcement, whereas all reference beams failed due to crushing of the concrete in the compression zone. This distinction underscores the impact that high temperatures can exert on the structural integrity of RC

elements, as well as the influence of the type of reinforcement used. Notably, beams reinforced with HFRP bars, characterized by the incorporation of carbon fibres, demonstrated enhanced resilience, withstanding the full duration of the heating period.

For all tested beams, a consistent observation was the degradation of both BFRP and HFRP bars upon the removal of the concrete cover. Specifically, in the central section of the bars, there was noticeable visual evidence of matrix decomposition and volatilization, as illustrated in the before-and-after comparisons in Figures 7a and 7b. Epoxy resin, the matrix material for these bars, is known for its low thermal stability, with a thermal resistance ranging between 230°C and 370°C. Despite the high temperature exposure leading to matrix degradation, a significant proportion of the reinforcing fibres remained intact and continued to bear the load.

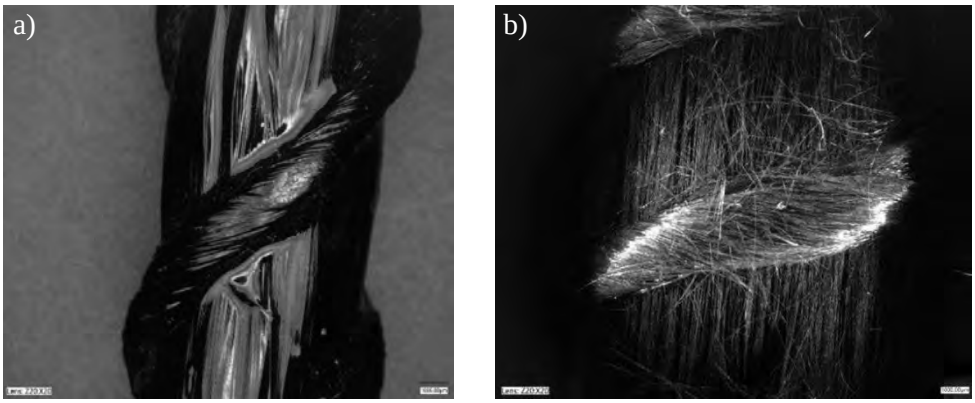


Fig.7. Magnified images of HFRP bars (20×20): a) before testing, b) after testing (photos made by authors, ©Keyence digital Microscope).

Nonetheless, the high thermal conditions induced a loss of bond strength between the reinforcement bars and the surrounding concrete. This resulted in a complete detachment of the bars, allowing for the bars to be easily extracted from the concrete. This debonding phenomenon was observed across all tested samples, indicating a thermal vulnerability in the bond strength within the middle part of the beam which was subjected to thermal heating.

5.1. Initial Phase Results

In the Initial Phase, the flexural capacity of both beams showed a significant reduction following exposure to elevated temperatures. Specifically, beams reinforced with BFRP and HFRP bars experienced reductions in overall flexural strength capacity of approximately 43% and 40%, respectively. Notably, beams incorporating HFRP reinforcement demonstrated better strength retention, with a flexural strength reduction of about 40%, equivalent to 51kN. The load-deflection behaviour differed between BFRP and HFRP reinforced beams, as depicted in Figures 8a and 8b. BFRP-RC beams showed a consistent increase in deflections. However, HFRP-RC beams exhibited atypical behaviour during the heating phase; deflections began to decrease beyond a specific temperature threshold. This threshold corresponded to an approximate temperature of 550°C measured on the reinforcing bars, while the bottom edge of the beams reached around 700°C.

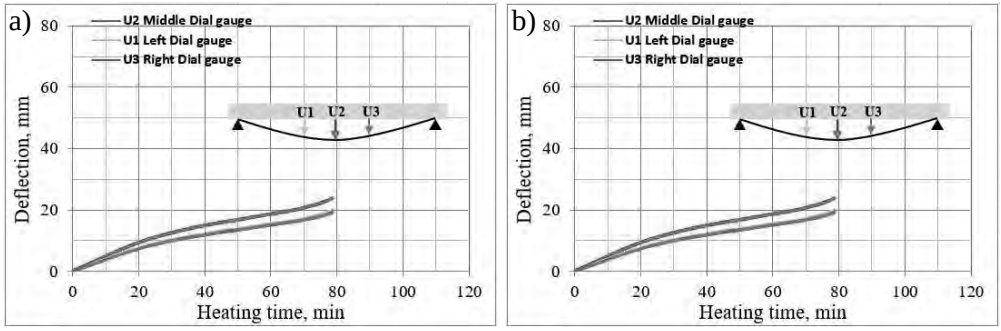


Fig.8. Initial phase: mid-span deflections during the heating: a) B2Ø14 b) H2Ø14.

The cooling phase behaviour further differentiated the performance of BFRP and HFRP reinforced beams. Beams reinforced with BFRP bars reverted to their peak deflection value of 25mm. In contrast, the deflections of HFRP-RC beams remained at around 30% of their maximum value, approximately 4mm, as illustrated in Figures 9a and 9b.

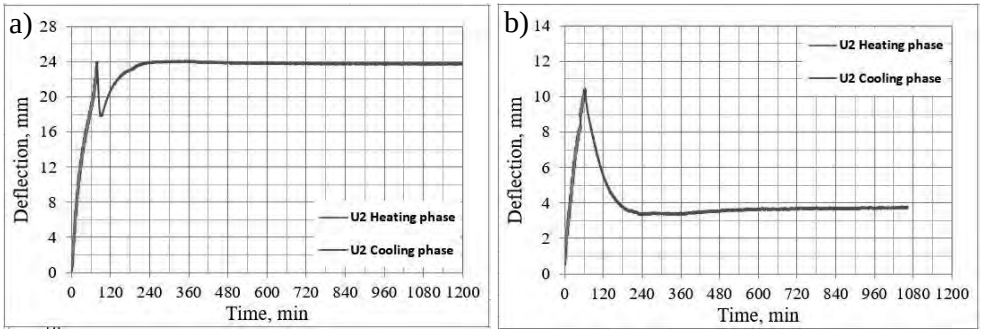


Fig.9. Initial phase: mid-span deflections during the heating and cooling: a) B2Ø14 b) H2Ø14.

5.2. Main Phase Results

The Main Phase results showed a clear dependence of thermal resilience on reinforcement type. HFRP-reinforced beams (set 1.2) endured the entire 120-minute heating period, whereas BFRP-RC beams (set 1.1) failed during this phase, raising concerns about their ability to maintain structural integrity under prolonged high temperatures. Even increasing the concrete cover to 60mm did not significantly improve BFRP-RC beams' thermal endurance, however, it is important to not that they could withstand temperatures above 90 minutes. In contrast, HFRP-RC beams exhibited superior fire resistance, withstanding 120 minutes of heating phase without failing. After the cooling phase the beams were tested in four-point bending flexural test, the results were also compared with the HFRP-RC beam from Initial Phase (Set 1-prev) and are presented in Figure 10.

In the initial phase, beams reinforced with HFRP bars showed a 40% reduction in strength capacity when subjected to elevated temperatures for approximately 60 minutes. However, in the Main Phase, three H2Ø14 beams subjected to fire conditions for 120 minutes exhibited reductions in strength capacity of 61, 68 and 80%, respectively.

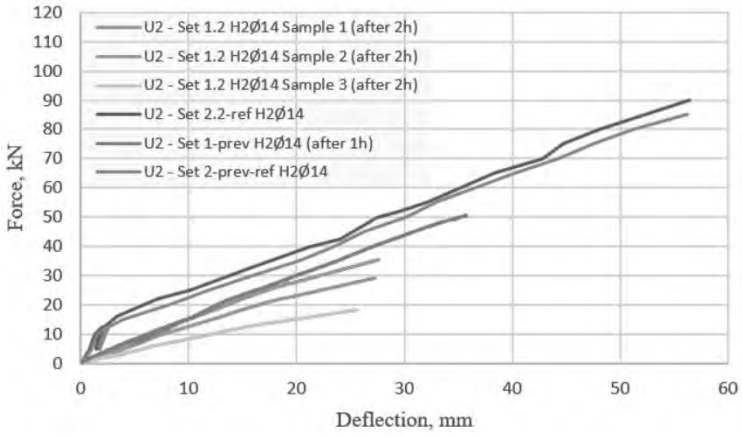


Fig. 10. Comparison of ultimate strength capacity of tested HFRP-RC beams (Set 1.2) with reference beams (Set 2.2) and with results from the Initial Phase (set 1-prev, set 2-prev-ref).

Similarly, the deflections of beams reinforced with HFRP bars were approximately half as large as those of beams reinforced with BFRP bars. With the increase in surface temperature of HFRP bars (measured to be in the range 550-570°C), a reduction in beam deflections was observed, similar to the results obtained during the Initial Phase, as depicted in Figures 11a and 11b.

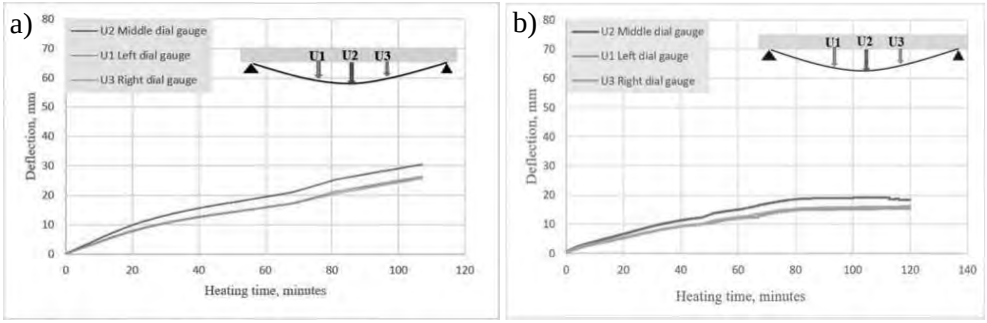


Fig.11. Main phase: mid-span deflections during the heating: a) B2Ø14 b) H2Ø14.

A similar trend was observed in the deflections of HFRP-reinforced beams during the cooling phase, as depicted in Figure 12. For beams reinforced with BFRP, measured during the heating period, deflections consistently increased until the beams' failure, reaching a maximum value of 32 mm in the Main Phase. In contrast, during the cooling phase, the deflections of beams reinforced with HFRP bars gradually decreased and stabilized at approximately 30% of their maximum value, around 6 mm.

This atypical behaviour in deflections during heating and cooling phase can be attributed to the thermal properties of the carbon fibres in HFRP bars, which differ significantly from those of concrete and BFRP. Carbon fibres exhibit a negative Coefficient of Thermal Expansion (CTE) longitudinally, leading to material shrinkage upon heating due to the unique arrangement of carbon atoms. This characteristic results in a “pre-stressing” effect.

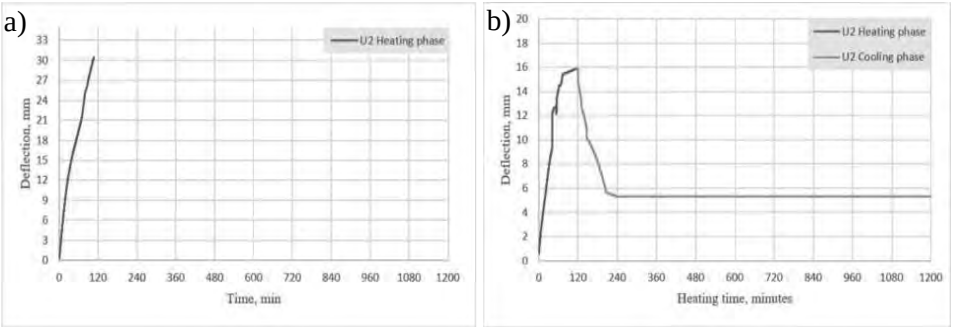


Fig.12. Main phase: mid-span deflections during the heating and cooling (a) B2Ø14 (b) H2Ø14

6. Conclusions

The fire resistance of RC elements is associated with both the properties of the concrete itself and the type of reinforcement used. This experimental study leads to several remarks:
HFRP-RC beams demonstrated the ability to endure 120 minutes of elevated temperature exposure, whereas BFRP-reinforced beams could not withstand the same duration.
A notable reduction in strength capacity was recorded for HFRP-reinforced beams, with a 40% decrease after 60 minutes of exposure in the Initial Phase, escalating to reductions between 61% and 80% after 120 minutes in the Main Phase.
HFRP-RC beams displayed approximately half the deflection of BFRP-RC beams during both heating and cooling phases, indicating superior structural integrity.
An unusual behavior in deflections was noted for HFRP-RC beams; deflections decreased at certain temperature ranges during heating and cooling periods.

HFRP bars maintain structural integrity within concrete despite the matrix degradation occurring at the glass transition temperature of the epoxy resin (T_g = 95–175ºC). Beyond this temperature, there is a gradual decrease in bond stresses between the epoxy matrix and fibres, leading to reduced tensile strength. Basalt and carbon fibres rupture at temperatures exceeding 1100ºC and 1600ºC, respectively. To prevent failures in flexural members, HFRP bar anchorage should be positioned outside the high-temperature zone to retain anchorage.

Unlike reinforced concrete flexural elements, HFRP-reinforced beams do not experience sudden load redistribution due to yielding, which can lead to strength loss and bar rupture. Typically, steel reinforcement yields at of 2.5‰ strains, whereas HFRP reinforcement experiences rupture at strains seven times greater. Another factor contributing to the increased fire resistance of HFRP-reinforced beams is the reduction in beam deflection as temperature rises during a fire. Diminished beam deflection positively affects internal force redistribution, resulting in increased fire resistance time. The negative coefficient of thermal expansion of carbon fibres reduces HFRP reinforcement strains, slowing the growth of tensile reinforcement deformations and significantly delaying failures in fire conditions.

Fire resistance of concrete elements can be increased by increasing of the cover. Similarly to steel bars, this results in a slower increase in reinforcement temperature, thereby enhancing fire resistance. Research indicates that to achieve the required fire resistance (often R90), the cover thickness should be 60 mm. While increasing the thickness of the concrete cover can enhance the fire resistance of concrete elements, it partially offsets the corrosion resistance benefit of FRP bars, which generally allow for the use of thinner covers.

References

1. Balendran R.V., Rana T.M., Maqsood T., Tang W.C.: Application of FRP bars as reinforcement in civil engineering structures. Structural Survey, Vol. 20 (2)/2002.
2. Ogrodowska K., Łuszcz K., Garbacz A.: Nanomodification, Hybridization and Temperature Impact on Shear Strength of Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars, Polymers 13/2021. https://doi.org/10.3390/polym13162585
3. Woyciechowski P., Łukowski P., Szmigiera E., Adamczewski G., Chilmon K, Spodzieja Sz.: Concrete corrosion in a wastewater treatment plant – A comprehensive case study, Construction and Building Materials, 303/2021
4. Krassowska J., Kosior-Kazberuk M.: The Effect of Steel and Basalt Fibers on the Shear Behavior of Double-Span Fiber Reinforced Concrete Beams. Materials, 14/2021. https://doi.org/10.3390/ma14206090
5. Kashwani G., Al-Tamimi A.K.: Evaluation of FRP bars performance under high temperature. Physics Procedia, 55/2014.
6. Yehia S., Kashwani G.: Performance of Structures Exposed to Extreme High Temperature—An Overview. Open Journal of Civil Engineering, 3/2013.
7. Kotynia R.: FRP composites for flexural strengthening of concrete structures theory, testing, design. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź 2019.
8. Hollaway L.C.: Polymer Composites for Civil and Structural Engineering. Blackie Academic and Professional, Glasgow, UK, 1993.
9. Protchenko K., Włodarczyk M., Szmigiera E.: Investigation of Behavior of Reinforced Concrete Elements Strengthened with FRP. Procedia Engineering 111/2015. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.07.132
10. Krassowska J, Wolka P, Protchenko K, Vidales-Barriguete A.: Testing the Influence of Metakaolinite and Zeolite on the Adhesion of BFRP and GFRP Bars to Concrete. Materials. 16(23)/ 2023. https://doi.org/10.3390/ma16237435
11. Lau D.: Hybrid fiber-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, 2013. https://doi.org/10.1533/9780857098955.2.205
12. Szmigiera E., Protchenko K., Urbański M., Garbacz, A: Mechanical Properties of Hybrid FRP Bars and Nano-Hybrid FRP Bars. Archives of Civil Engineering, 65/2019. https://doi.org/10.2478/ace-2019-0007
13. Szmigiera E., Protchenko K., Urbański M., Garbacz, A: Mechanical Properties of Hybrid FRP Bars and Nano-Hybrid FRP Bars. Archives of Civil Engineering, 65/2019. https://doi.org/10.2478/ace-2019-0007
14. Protchenko K., Zayoud F., Urbański M., Szmigiera E.: Tensile and Shear Testing of Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) and Hybrid Basalt/Carbon Fiber Reinforced Polymer (HFRP) Bars. Materials, 13/2020. https://doi.org/10.3390/ma13245839
15. Urbański M., Protchenko K.: Compression behaviour of BFRP bars. Archives of Civil Engineering, 68/2022. https://doi.org/10.24425/ace.2022.141884
16. Protchenko K., Zayoud F., Urbański M.: Shear strength testing of basalt-,hybrid-, and nano-hybrid fibre-reinforced polymer bars. Archives of Civil Engineering, 67/2021. https://doi.org/10.24425/ace.2021.137171
17. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane z późniejszymi zmianami (Aktualna wersja Dz.U.2023.682 od: 1 stycznia 2024 r. do: 31 grudnia 2025 r).
18. Kowalski R., Głowacki, M.: On the experimental analysis of temperature influence on stiffness of reinforced concrete beams. Journal of Structural Fire Engineering, 6/2015. https://doi.org/10.1260/2040-2317.6.1.49
19. Protchenko K., Szmigiera E.: Post-Fire Characteristics of Concrete Beams Reinforced with Hybrid FRP Bars. Materials, 13/2020. https://doi.org/10.3390/ma13051248
20. ACI. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars; ACI 440.1R-15; American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2015.
21. CSA. Design and Construction of Building Structures with Fibre-Reinforced Polymers; CAN/CSA S806-12; Canadian Standards Association: Mississauga, ON, Canada, 2012.

22. PN-EN 12390-6: 2001 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
23. PN-EN 12390-13-2014-02 Badania betonu. Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu.
24. ISO 834-1. Fire Resistance Tests—Elements of Buildings Construction, Part-1 General Requirements; International Organization for Standardization: Geneva, 1999.

Ocena nośności resztkowej belek wzmacnianych innowacyjnymi hybrydowymi prętami HFRP po awariach konstrukcyjnych w warunkach pożaru

Key words: pręty FRP, pręty z bazaltu (BFRP), pręty hybrydowe HFRP, belki żelbetowe FRP, odporność ogniowa belek żelbetowych FRP, resztkowa odporność ogniowa

Analiza ugięcia jako możliwość szacowania parametru korozyjnego zbrojenia w żelbecie

FAUSTYN RECHA*
Akademia Śląska, Wydział Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych

Streszczenie: W opracowaniu podjęto problematykę związaną z diagnostyką konstrukcji żelbetowych. Przedstawiono możliwość oszacowania podstawowego parametru opisującego stan korozji zbrojenia elementów żelbetowych, jako czynnika powodującego powstanie stanów awaryjnych konstrukcji budowlanych. W ramach opracowania przedstawiono możliwość określenia wielkości i przebiegu zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego w oparciu o analizę ugięcia wybranego elementu. Zaproponowane podejście stanowi zagadnienie pomocnicze w diagnostyce korozyjnej obiektów żelbetowych. W opracowaniu przedstawiono teoretyczny model bazujący na analizie zagadnień odwrotnych, który następnie wykorzystano dla rozwiązania przykładowego problemu na podstawie ugięcia teoretycznie przyjętej konstrukcji płyty wspornikowej. Całość zamknięto podsumowaniem ze wskazaniem kierunków dalszego rozwoju proponowanej metodyki.

Słowa kluczowe: ugięcia, stal zbrojeniowa, korozja żelbetu, natężenie prądu korozyjnego, trwałość konstrukcji

1. Wprowadzenie

Każdy element konstrukcyjny podlega wpływom agresji środowiska zewnętrznego. Dla elementów żelbetowych szczególnie niebezpieczne jest oddziaływanie jonów chlorkowych, które dyfundując przez otulinę betonową [1–5], stają się inicjatorem powstania ogniw korozyjnych na powierzchni zbrojenia [6–9]. Skutkiem rozwoju i postępującego w czasie procesu korozyjnego są zjawiska, które można podzielić na trzy grupy obejmujące: ubytek masy zbrojenia, w tym zarysowanie otuliny betonu spowodowane przyrostem produktów korozji m.in. wg prac [10–21], zmiany sił przyczepności na styku połączenia stal-beton i spadku nośności [22–25] oraz zmiany obejmujące podstawowe parametry mechaniczne zbrojenia [26–34]. Zjawiska te powodują uszkodzenia konstrukcji [35, 36] oraz są przyczyną powstawania deformacji, które w efekcie generują uciążliwości w trakcie eksploatacji obiektu [37–39]. Skutki korozji powodują ponadto dodatkowe koszty utrzymania obiektu [8, 40, 41] oraz niosą za sobą prawdopodobieństwo osiągnięcia stanów awaryjnych konstrukcji budowlanych. W efekcie końcowym rozwój procesów korozyjnych silnie wpływa na aspekt nośności konstrukcji oraz bezpieczeństwo ludzi i mienia w ich otoczeniu. Z tego względu istotne jest wczesne szacowanie możliwości wystąpienia stanów korozyjnych na powierzchni zbrojenia. Poza powszechnie stosowanymi metodami diagnostyki konstrukcji [42–46] widocznymi oznakami rozwoju tych procesów są m.in. rdzawe wykwity powstające wskutek wynoszenia produktów korozji przez propagującą się wzdłuż osi

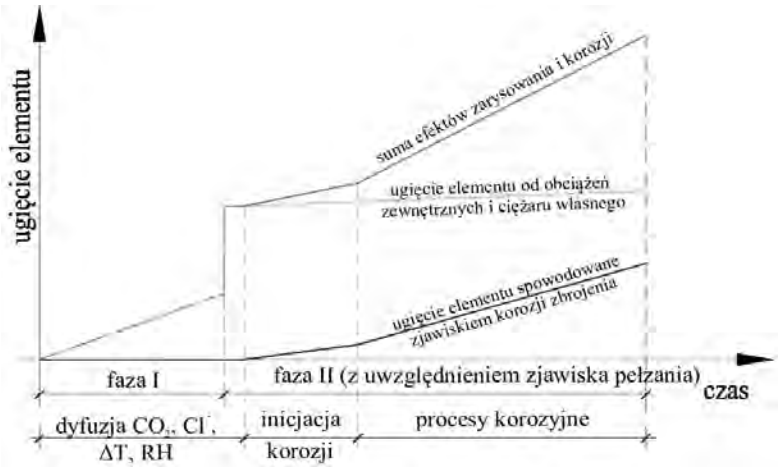
*Autor do korespondencji: *faustyn.recha@wst.pl*

zbrojenia rysę [12, 47] oraz postępujące deformacje konstrukcji, w tym ugięcia przęseł [37–39] lub części wspornikowych.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono algorytm obliczeniowy bazujący na wykorzystaniu zjawiska ugięcia elementu do oceny poziomu gęstości natężenia prądu korozyjnego, jako podstawowego parametru opisującego stan korozji. W drugiej części opracowania zaproponowane rozwiązanie przedstawiono na teoretycznym przykładzie, który rozwiązano w sposób analityczny. Postępujące procesy korozyjne zbrojenia w żelbecie stanowią problematykę, która powoduje znaczące uszkodzenia konstrukcji oraz w efekcie końcowym może być przyczyną zagrożenia życia i zdrowia ludzi. Zasadna jest zatem próba opracowania modelu bazującego na analizie deformacji elementu, tak aby możliwe było szacowanie wielkości i przebiegu zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego. Ponadto metoda ta opiera się wyłącznie na pomiarach ugięć, przez co jest metodą całkowicie bezinwazyjną. Przedstawione rozwiązanie z założenia ma być pomocne przy zastosowaniu specjalistycznych metod diagnostycznych, nie stanowi elementu zastępczego, ani nie eliminuje dotychczas znanych metod diagnostyki z zakresu korozji zbrojenia w żelbecie.

2. Przebieg zmian ugięcia w czasie

Zmiany w ugięciach spowodowane są głównie stopniowym zmniejszaniem się pola przekroju zbrojenia [28, 29, 35, 42] oraz spadkiem modułu Younga [30, 33] w wyniku postępujących procesów korozyjnych. Istotne jest rozróżnienie dwóch faz pracy konstrukcji. Pierwsza obejmuje zakres pracy elementu przed zarysowaniem, natomiast faza druga jest reprezentowana od chwili zarysowania betonu. Ponadto na efekty mechaniczne od obciążeń zewnętrznych nakładają się oddziaływania agresji środowiska zewnętrznego. Jednocześnie zatem rozpoczyna się mechaniczna praca konstrukcji oraz procesy dyfuzji w głąb otuliny betonowej czynników powodujących inicjację procesu korozyjnego. Sprzężone zagadnienia transportu związków agresywnych, ciepła i wilgoci szczegółowo przedstawiono w innych pracach badawczych (m. in. [1–9]) i nie jest to przedmiotem analizy ujętej w tym opracowaniu. W założeniach modelu przyjęto, że do zarysowania elementu dochodzi najczęściej w krótkim czasie po jego obciążeniu, a więc w czasie przed rozpoczęciem inicjacji procesów korozyjnych. Modelowy schemat zmian ugięcia w czasie z uwzględnieniem faz pracy konstrukcji i jednoczesnego oddziaływania środowiska zewnętrznego zarówno w stali i w betonie przedstawiono graficznie na wykresie (rys. 1).



Rys. 1 Schemat przebiegu zmian ugięcia elementu żelbetowego w czasie.

Na wykresie linią niebieską oznaczono ugięcia elementu spowodowane wyłącznie zjawiskiem korozji zbrojenia z uwagi na ubytek masy prętów oraz zmiany modułu Younga. Linią zieloną oznaczony został przebieg zmian ugięcia od oddziaływań mechanicznych (obciążenia zewnętrzne i ciężar własny) wraz z uwzględnieniem zjawiska pełzania. Korzystając z zasady superpozycji [48, 49] linią czerwoną oznaczono sumaryczne ugięcie elementu obejmujące ugięcia od oddziaływań mechanicznych oraz zjawisk korozyjnych. Do momentu, w którym rozpoczyna się inicjacja procesu korozyjnego całkowita ewolucja zmian ugięcia pokrywa się z przebiegiem ugięcia powstającym wyłącznie z uwagi na obciążenia mechaniczne. Tak przyjęte założenia teoretyczne były podstawą do wyprowadzenia wzorów opisujących podejście analityczne szacowania gęstości natężenia prądu korozyjnego.

3. Podejście analityczne

Analiza ugięć elementów żelbetowych podlegających wpływom korozji zbrojenia pozwala na wyprowadzenie tezy o wzajemnej zależności pomiędzy postępującym procesem elektrochemicznym na powierzchni zbrojenia, a postępującym w czasie ugięciem elementu. Punktem wyjścia do analizy jest przebieg zmian ugięcia w czasie w oparciu o cykliczne wykonywane bardzo dokładne pomiary ugięć. Na tej postawie możliwe jest wyznaczenie faktycznej sztywności elementu jako iloczynu momentu bezwładności $I_{corr}(t)$ oraz modułu Younga $E_{corr}(t)$, które zakłada się, że są parametrami zmiennymi w czasie t. Zależność pomiędzy krzywizną elementu K, a jego sztywnością wyraża się wzorem:

$$K = \frac{1}{r} = \frac{M_{Ek}}{I_{corr}(t) \cdot E_{corr}(t)} \tag{1}$$

gdzie M_{Ek} oznacza stałą i niezmienną w czasie charakterystyczną wielkość momentu zginającego, natomiast r jest promieniem ugięcia elementu. Uogólniona postać zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego $i_{corr}(t)$ w czasie wyznaczona w oparciu o analizę krzywizny i wyprowadzona z uwzględnieniem prawa Faradaya przyjmuje postać [37]:

$$i_{corr}(t) = \Delta t \left(\frac{M_{Ek}}{\Delta k_u E_{c,eff} y^2} + \frac{M_{Ek}}{\Delta k_r E_{c,eff} y^2} \right) \frac{\rho_{Fe} l_{eff}}{k_{eff} A_b} \tag{2}$$

W powyższym równaniu (2) Δt jest przyrostem czasu, w którym dokonywane są cykliczne pomiary ugięcia elementu, Δk_u, Δk_r są wielkościami krzywizn odpowiednio dla I i II fazy pracy konstrukcji, y jest odległością od środka ciężkości do skrajnych włókien rozciąganych przekroju, ρ_{Fe} – gęstością stali zbrojeniowej, l_{eff} – efektywną rozpiętością elementu [50], k_{eff} – efektywną wielkością elektrochemicznego równoważnika stali zbrojeniowej [12], natomiast A_b oznacza pole powierzchni pobocznicy zbrojenia, na której dochodzi do rozwoju procesów elektrochemicznych. W równaniu (2) efektywna wielkość modułu Younga $E_{c,eff}$ zgodnie z pracą [37] uwzględniała wyłącznie zmiany modułu Younga betonu spowodowane wpływem czasu i wilgotności (pełzanie betonu). Na potrzeby niniejszej pracy badawczej przyjęto dodatkowo, że występuje obniżenie modułu Younga stali zbrojeniowej $E_s(t)$ z uwagi na postępujący proces stali zbrojeniowej. Uwzględniając założenia modelu teoretycznego opisującego ewolucję ugięć elementu, w którym inicjacja procesu korozyjnego występuje po zarysowaniu konstrukcji (w drugiej fazie pracy) równanie (2) przyjmuje uproszczoną postać:

$$i_{corr}(t) = \Delta t \left(\frac{M_{Ek}}{\Delta k_r E_{c,eff}(t) y^2} \right) \frac{\rho_{Fe} l_{eff}}{k_{eff} A_b} \tag{3}$$

Przy czym przyrost krzywizny po zarysowaniu Δk_r adekwatnie do fazy pracy konstrukcji, będzie obejmował całkowity moment bezwładności przekroju w stanie zarysowanym ΔI_{cr}. Powiązanie modułu bezwładności ΔI_{cr} ze zmieniającym się wskutek ubytku masy zbrojenia polem przekroju stali zbrojeniowej ΔA_s jest możliwe na postawie wykorzystania prawa Faradaya, które przyjmuje ogólną postać:

$$\Delta m = \rho_{Fe} \Delta V_s = \int_0^t k_{eff} i_{corr} A_b dt, \qquad \Delta V_s = \Delta A_s l_{eff} \tag{4}$$

gdzie: ΔV_s określa przyrost zmian objętości zbrojenia w momencie zmian pola powierzchni poprzecznego zbrojenia ΔA_s podlegającego procesom korozyjnym. Sprowadzone pole powierzchni elementu żelbetowego A_{corr} w trakcie postępu korozji określić można jako sumę pola powierzchni betonu A_c oraz zmieniającego się pola powierzchni zbrojenia ΔA_s:

$$\Delta A_{corr} = A_c + \alpha_e \Delta A_s, \quad \alpha_e = \frac{E_s(t)}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{[1+\varphi(t)]} \tag{5}$$

gdzie: $\varphi(t)$ jest współczynnikiem pełzania betonu. Korzystając z ogólnej zależności (1) oraz wykorzystując moduł bezwładności zdefiniowany jako iloczyn pola przekroju ΔA_{corr} i kwadratu odległości od środka ciężkości do skrajnych włókien rozciąganych y^2:

$$\Delta I_{corr} = \Delta A_{corr}\, y^2 \tag{6}$$

po przekształceniu sprowadzone pole przekroju A_{corr} można określić na podstawie krzywizny elementu, które zwiększa się wraz z postępującym procesem korozyjnym:

$$\Delta A_{corr} = \frac{M_{Ek}}{\Delta k_r E_{c,eff} y^2} \tag{7}$$

Po podstawieniu równania (7) do równania (5) i przekształceniu uzyskuje się wielkość zmian pola przekroju zbrojenia ΔA_s w funkcji krzywizny elementu:

$$\Delta A_s = \left(\frac{M_{Ek}}{\Delta k_r E_{c,eff} y^2} - A_c \right) \frac{1}{\alpha_e} \tag{8}$$

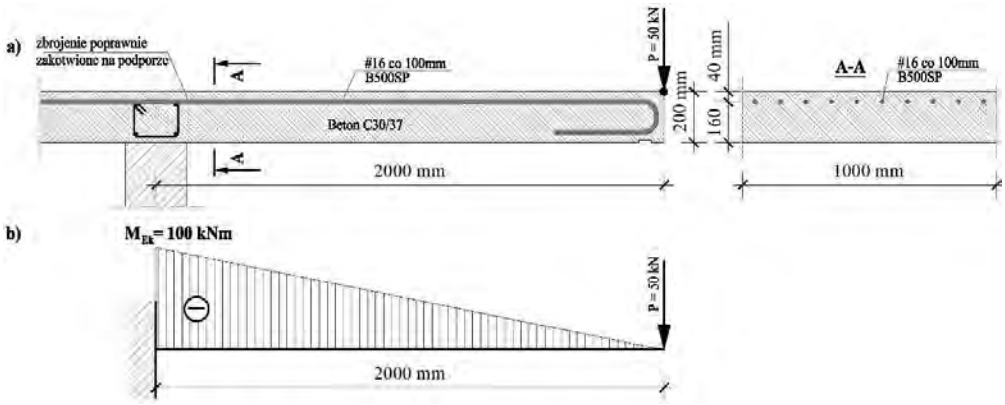
Tak określone pole przekroju stali zbrojeniowej po podstawieniu do równania (4) i wyprowadzeniu wielkości gęstości natężenia prądu korozyjnego w funkcji czasu $i_{corr}(t)$ przyjmuje ostateczną postać, w oparciu o którą możliwe jest wyznaczenie przebiegu zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego w oparciu o analizę krzywizny ugięcia elementu:

$$i_{corr}(t) = \frac{\rho_{Fe} \left[\left(\frac{M_{Ek}}{\Delta k_r E_{c,eff} y^2} - A_c \right) \frac{1}{\alpha_e} \right] l_{eff}}{k_{eff} A_b \Delta t} \tag{9}$$

4. Analiza obliczeniowa

W nawiązaniu do przedstawionego podejścia analitycznego wykonano przykładową analizę obliczeniową wyznaczenia gęstości natężenia prądu korozyjnego w oparciu o zmiany ugięcia. Jako element testowy przyjęto pasmo wspornikowej płyty o grubości 200 mm, szerokości 1000 mm i wysięgu 2000 mm (rys. 2). Założono, że płyta obciążona wyłącznie na krawędzi swobodnej siłą skupioną równą 50 kN. Zbrojenie płyty przyjęto jednakowe na całej szerokości wykonane z prętów $\phi = 16mm$ w rozstawie 100 mm, co daje sumaryczną wyjściową ilość zbrojenia równą $A_{s0} = 2063\ mm^2$. Przyjęto, że środek ciężkości zbrojenia znajduje się w odległości równej $a_1 = 40\ mm$ licząc od skrajnych włókien rozciąganych elementu, co daje wysokość użyteczną przekroju równą $d = 160\ mm$. Na potrzeby obliczeń

założono, że zbrojenie w miejscu występowania największego momentu zginającego jest poprawnie zakotwione oraz jednocześnie pominięto występowanie zbrojenia konstrukcyjnego ze względu na uproszczenie i klarowność przykładu obliczeniowego.



Rys. 2 Model przyjęty do analizy: a) widok i przekrój elementu wspornikowego, b) schemat statyczny.

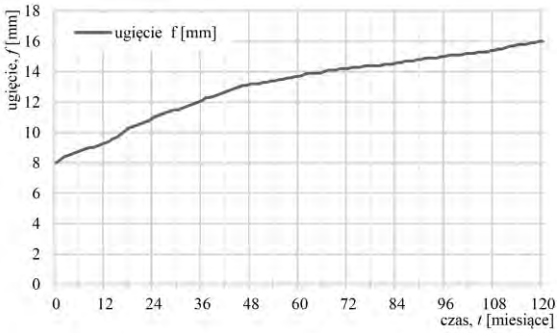
Przyjęto, że element jest wykonany z betonu klasy C30/37 o średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie równej $f_{ctm} = 2{,}9\ MPa$, średniej siecznej wielkości modułu Younga równego $E_{cm} = 32\ GPa$ oraz stali zbrojeniowej klasy C gatunku B500SP o charakterystycznej granicy plastyczności stali równej $f_{yk} = 500\ MPa$. Na potrzeby wykonanej analizy obliczeniowej założono, że zmniejszenie modułu Younga stali zbrojeniowej w trakcie całego okresu czasu równego $\mathrm{t} = 10\ lat$ wynosi 15%, co jest zbliżone do dotychczasowych wyników badań [30, 33]. Wielkością wyjściową modułu Younga stali zbrojeniowej zgodnie z normą EC2 [50] jest wielkość $\mathrm{E}_{s(0)} = 200\ GPa$. Po upływie założonego czasu $\mathrm{t} = 10\ lat$ przyjęto wielkość równą $\mathrm{E}_{s(t)} = 160{,}33\ GPa$. Na potrzeby obliczeń założono, że współczynnik pełzania betonu wynosi $\varphi(t) = 2{,}5$, a w ślad za tym moduł Younga betonu z uwzględnieniem zjawiska reologii zgodnie z równaniem (5) jest równy $E_{c,eff} = 9{,}14\ GPa$. Na potrzeby obliczeń przyjęto, że wielkość ta jest stała, która nie ulega ewolucji w czasie t. Przyjęty układ obciążeń (por. rys. 2) pozwolił na wygenerowanie charakterystycznego momentu zginającego o wielkości równej $M_{Ek} = 100\ kNm$, który porównano z momentem krytycznym M_{cr} decydującym o fazie pracy konstrukcji:

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{ctm} \tag{10}$$

gdzie W_c jest wskaźnikiem wytrzymałości przekroju betonowego na zginanie. Wyznaczona na podstawie równania (10) wielkość moment krytycznego $M_{cr} = 19{,}3\ kNm$ pozwoliła na stwierdzenie, że cały przekrój pracuje w fazie II (po zarysowaniu), a więc do dalszą analizę prowadzono zgodnie z równaniem (3). Analizę ugięcia przeprowadzono w teoretycznie przyjętym czasie $\mathrm{t} = 10\ lat$, przy czym pomiary ugięcia elementu założono, że są wykonywane cyklicznie co 30 dni. Początkowe ugięcie przyjęto, że jest równe $u_0 = 8\ mm$, natomiast końcowy, ostatni pomiar wyniósł $u_t = 16\ mm$. Początkowe ugięcie założono, że jest wynikiem obciążeń zewnętrznych i ciężaru własnego, które w czasie nie ulegają zmianie, stąd jest różne od zera. Całkowity przyrost ugięcia w czasie t wynosi $\Delta u = 8\ mm$. Przebieg zmian ugięcia elementu funkcji czasu przedstawiono na wykresie (rys. 3).

Z uwagi na przyjętą do analizy konstrukcję elementu wspornikowego zmieniający się w czasie moment bezwładności wyznaczono ze wzoru:

$$\Delta f = \frac{Pl_{eff}{}^3}{3E\Delta I_{corr}} \rightarrow \Delta I_{corr} = \frac{Pl_{eff}{}^3}{3E\Delta f} \tag{11}$$



Rys. 3 Przebieg zmian ugięcia elementu w czasie przyjęty do analizy.

Kwestią istotną jest rozbicie wielkości zmiany momentu bezwładności ΔI_{corr} całego przekroju na część reprezentowaną przez przekrój betonowy A_c oraz zmieniający się w czasie przekrój stali zbrojeniowej ΔA_s. Na tym etapie istotne jest bowiem sprowadzenie przekroju stali zbrojeniowej ΔA_s do wielkości reprezentatywnej z wykorzystaniem stosunku α_e modułów Younga stali zbrojeniowej ΔE_s i betonu $E_{c,eff}$ zgodnie z równaniem (5). Punktem wyjścia jest zdefiniowanie zmiany momentu bezwładności ΔI_{corr} w funkcji zmian pola przekroju zbrojenia ΔA_s w oparciu o uogólnioną wielkość modułu bezwładności prostokątnego przekroju żelbetowego [51]:

$$\Delta I_{corr} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - \Delta x_c\right)^2 + \alpha_e\,\Delta A_s(d - \Delta x_c)^2 \tag{12}$$

W równaniu (12) b, h są wymiarami odpowiednio szerokości i wysokości analizowanego przekroju, d jest wysokością użyteczną przekroju, natomiast Δx_c oznacza zmianę wysokości strefy ściskanej definiowanej jako:

$$\Delta x_c = \frac{S_c}{\Delta A_{corr}}, \qquad S_c = \frac{bh^2}{2} + \alpha_e\,\Delta A_s d \tag{13}$$

gdzie S_c jest momentem statycznym przekroju żelbetowego.

Wykorzystując zależności ujęte w równaniu (5) po podstawieniu do równania (13) ewolucja zmian strefy ściskanej Δx_c przekroju żelbetowego przyjmuje postać:

$$\Delta x_c = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_e\,\Delta A_s d}{\Delta A_c + \alpha_e \Delta A_s} \tag{14}$$

Finalnie po podstawieniu wielkości Δx_c określonej równaniem (14) do równania (12) wielkość zmian modułu bezwładności ΔI_{corr} określa zależność:

$$\Delta I_{corr} = \frac{bh^3}{12} + bh\left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_e\,\Delta A_s d}{A_c + \alpha_e \Delta A_s}\right)\right]^2 + \alpha_e\,\Delta A_s\left[d - \left(\frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_e\,\Delta A_s d}{A_c + \alpha_e \Delta A_s}\right)\right]^2 \tag{15}$$

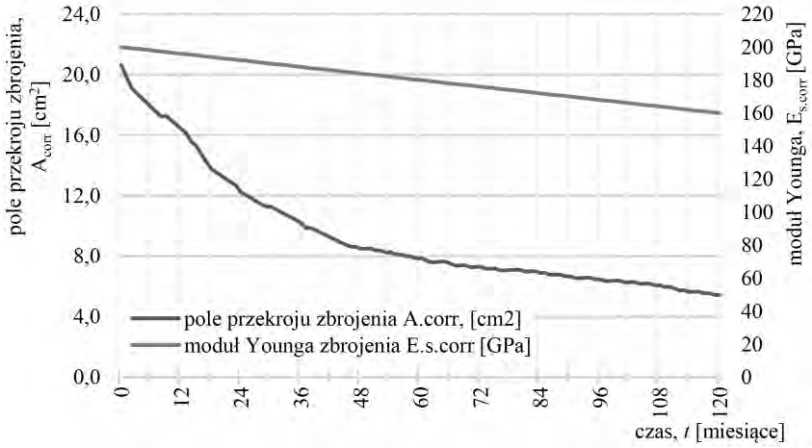
Po wyprowadzeniu zmiennej ΔA_s i uproszczeniu wyrazów podobnych równanie (15) określa wyrażenie:

$$\Delta A_s = \frac{(C1 - C2 - C3)bh}{\alpha_e d^2} \tag{16}$$

gdzie $C1, C2, C3$ są współczynnikami stanowiącymi uproszczenie zapisu, wyprowadzone i zdefiniowane zostały po przekształceniach i skróceniu wyrazów podobnych do postaci:

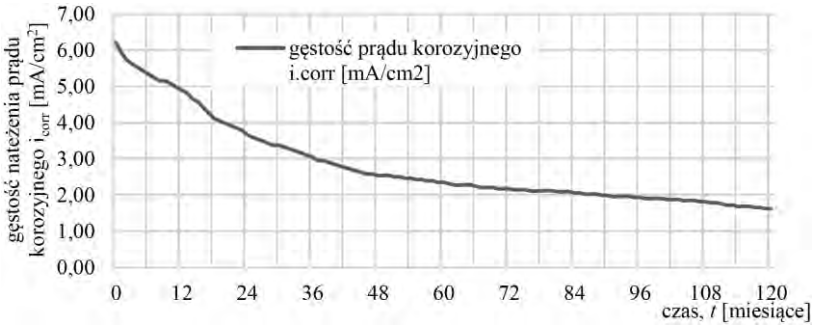
$$C1 = \frac{\Delta I_{corr} - \frac{bh^3}{12}}{bh}, \quad C2 = \frac{h^2}{4} - \frac{\frac{b^2h^4}{4} + d^2}{{A_c}^2}, \quad C3 = \frac{\frac{b^2h^4}{4} + d^2}{{A_c}^2 bh} \tag{17}$$

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń wg zależności (11–17) zmiana przekroju zbrojenia ΔA_s w analizowanym przypadku przyjęła postać zgodną z wykresem (rys. 4). Na wykresie przedstawiono również zmianę modułu Younga stali zbrojeniowej ΔE_s jako drugiej wielkości zmiennej będącej zjawiskiem powodującym zwiększenie krzywizny elementu. Obydwie przedstawione zmienne ujęto na przestrzeni czasu $t = 10\ lat$.



Rys. 4 Przebieg zmian pola przekroju zbrojenia A_{corr} oraz modułu Younga stali zbrojeniowej $E_{s.corr}$.

Ostateczne wyznaczenie zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego Δi_{corr} wykonano w oparciu o uwzględnienie równań (8) i (9). W równaniu (9) przebieg zmian pola przekroju zbrojenia ΔA_s określono zgodnie z wyprowadzonym równaniem (16). Finalnie przebieg zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego Δi_{corr} przyjął postać zobrazowaną na wykresie (rys. 5).



Rys. 5 Wyznaczony szacunkowy przebieg zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego i_{corr}.

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Przeprowadzona teoretyczna analiza pozwoliła na uzyskanie wyniku w postaci przebiegu zmian gęstości natężenia prądu korozyjnego w funkcji czasu $\Delta i_{corr}(t)$, jako podstawowego

parametru określającego stan korozji zbrojenia żelbetowych elementów konstrukcji budowlanych. W przedstawionym przykładzie obliczenia wykonano w oparciu o obserwację ugięcia, mierząc cyklicznie przemieszczenie swobodnej krawędzi wspornika. Przyjęto, że wraz z upływem czasu i postępującym procesem korozyjnym na powierzchni zbrojenia zmianom ulega wielkość modułu Younga stali zbrojeniowej, natomiast współczynnik pełzania jest stały. Założono, że zmiany modułu Younga są jednostajne liniowo i osiągają po czasie $t = 10\ lat$ wielkość 85% wielkości początkowej. Na potrzeby obliczeń zastosowano teorię zagadnień odwrotnych, które bazują na analizie występujących skutków i dojścia do przyczyny ich powstania. Uzyskane wyniki przebiegu zmian $\Delta i_{corr}(t)$ są adekwatne do założonego ugięcia i geometrii analizowanego elementu. Przedstawiona analiza jasno wykazuje, że istnieje możliwość szacowania parametru korozyjnego na podstawie obserwacji ugięcia elementu. Zjawiska korozyjne są procesami bardzo wrażliwymi na czynniki zewnętrzne, przez co stają się złożoną problematyką z punktu widzenia trwałości i bezpiecznej pracy konstrukcji. Przedstawiona metoda z pewnością nie wyczerpuje tematyki związanej z określeniem wielkości gęstości prądu korozyjnego. Ze względu na złożoność zagadnień korozyjnych i mechanikę zarysowania konstrukcji, które powodują obniżenie sztywności elementu, zastosowanie metody może występować wyłącznie na podstawie precyzyjnych pomiarów ugięcia. Wymóg ten może dyskwalifikować metodę w przypadku pomiarów przemieszczeń wybranych punktów konstrukcji w sposób niewystarczająco dokładny. Pomocne w tej sytuacji mogą okazać się metody optycznego pomiaru i analizy obrazu. Ponadto metoda ta może być rozbudowana o analizę uzyskanych obrazów i automatyczne określenie przebiegu stopnia skorodowania zbrojenia z pomocą aplikacji mobilnych. Możliwość szacowania gęstości prądu korozyjnego na podstawie ugięcia elementu przyjęto poprzez analogię do analiz szacowania wieku konstrukcji na postawie stopnia i zasięgu karbonatyzacji betonu [52, 53]. Dokładne określenie parametrów korozyjnych należy wyznaczać z wykorzystaniem specjalistycznych metod diagnostycznych znanych z literatury przedmiotu. Przedstawiona metoda może jednak służyć do szacowania wspominanego parametru jako podstawy do podjęcia dalszych, zaawansowanych kroków, a w tym również badań inwazyjnych, które ingerują w strukturę konstrukcji. Przedstawione zagadnienie obejmujące założenie dotyczące ewolucji modułu Younga wymaga weryfikacji eksperymentalnej dla różnych środowisk korozyjnych, która obecnie jest w trakcie opracowania i wraz z uwzględnieniem zmian współczynnika pełzania będzie stanowić kolejny element rozwoju zaproponowanego modelu. Adaptacja i wykorzystanie zaproponowanej metody są bardzo istotne z punktu widzenia szacowania możliwości osiągnięcia stanów awaryjnych konstrukcji budowlanych, a w ślad za tym wystąpienia zagrożenia dla ludzi i mienia.

Literatura

1. Černý R., Rovnaníková P.: Transport processes in concrete. London; New York: CRC Press; 2002.
2. Ožbolt J., Balabanić G., Periškić G., Kušter M.: Modelling the effect of damage on transport processes in concrete. Construction and Building Materials. 24(9), s. 1638–1648, 2010.
3. Saetta A., Scotta R., Vitaliani R.: Mechanical behavior of concrete under physical-chemical attacks. Journal of Engineering Mechanics. 124(10), 1998.
4. Xi Y., Bazant Z.P.: Modeling Chloride Penetration in Saturated Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering. 11(1), s. 58–65, 1999.
5. Koniorczyk M., Gawin D.: Numerical modelling of coupled heat, moisture and salt transport in porous materials. Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences. 13(1), s. 565–574, 2006.
6. Arredondo-Rea S.P., Corral-Higuera R., Gómez-Soberón J.M., Gámez-García D.C., Bernal-Camacho J.M., Rosas-Casarez C.A.: Durability parameters of reinforced recycled aggregate concrete: Case study. Applied Sciences (Switzerland). 9(4) 2019.
7. Bazant Z.P.: Physical Model for Steel Corrosion in Concrete Sea Structures – Theory. Journal of the Structural Division. 105(6) 1979.

8. Martín-Pérez B.: Service Life Modelling of R.C. Highway Structures Exposed to Chlorides. PhD Thesis. University of Toronto, Canada, 1999.
9. Liao H.J.: Ground anchors corrosion. MATEC Web of Conferences. 195(3), s. 1–15, 2018.
10. Krykowski T., Zybura A.: FEM modeling of concrete cover degradation caused by rebars corrosion in reinforced concrete. Architecture Civil Engineering Enviroment, 4, s. 71–80, 2009.
11. Michel A., Pease B.J., Peterová A., Geiker M.R., Stang H., Thybo A.E.A.: Penetration of corrosion products and corrosion-induced cracking in reinforced cementitious materials: Experimental investigations and numerical simulations. Cement and Concrete Composites. 47, s. 75–86, 2014.
12. Krykowski T., Jaśniok T., Recha F., Karolak M.: Cracking Model of the Covers of Reinforced Concrete Elements Including the Accumulation of Corrosion Products in the ITZ Layer, Computational and Experimental Verification. Materials. 13(23), s. 1–17, 2020.
13. Altoubat S., Maalej M., Shaikh F.U.A.: Laboratory Simulation of Corrosion Damage in Reinforced Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials. 10(3), s. 383–391, 2016.
14. Recha F., Jaśniok T., Krykowski T.: The simulation of corrosion degradation of concrete specimen in stationary heat and moisture conditions. ACEE, 10(4), s. 107–113, 2017.
15. Du Y.G., Chan A.H.C., Clark L.A.: Finite element analysis of the effects of radial expansion of corroded reinforcement. 84(13–14), s. 917–929, 2006.
16. Sanz B., Planas J., Sancho J.M.: Study of the influence of the oxide and concrete parameters on the results of accelerated corrosion tests. Procedia Structural Integrity. 2, s. 2849–2856, 2016.
17. Vidmantas Jakubaitis A.J.: Modelling formation and development of longitudinal cracks in concrete crossing. Journal of Civil Engineering and Management. 8(3), s. 159–163, 2002.
18. Šavija B., Luković M., Pacheco J., Schlangen E.: Cracking of the concrete cover due to reinforcement corrosion: A two-dimensional lattice model study. Construction and Building Materials. 44(7), 2013.
19. Lu C., Jin W., Liu R.: Reinforcement corrosion-induced cover cracking and its time prediction for reinforced concrete structures. Corrosion Science. 53(4), s. 1337–1347, 2011.
20. Jamshidi F., Dehestani M.: Time to cracking in concrete cover length due to reinforcement corrosion via a simplified fracture mechanics approach. Construction and Building Materials. 258, 2020.
21. Chen J., Zhang W., Tang Z., Huang Q.: Experimental and numerical investigation of chloride-induced reinforcement corrosion and mortar cover cracking. Cement and Concrete Composites. 111, 2020.
22. Capozucca R.: Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion. Construction and Building Materials. 9(5), s. 295–303, 1995.
23. Fischer C.: Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton. Stuttgart, 2012.
24. Alami E. El, Fekak F. ezzahra, Garibaldi L., Moustabchir H., Elkhalfi A., Scutaru M.L.: Numerical Study of the Bond Strength Evolution of Corroded Reinforcement in Concrete in Pull-Out Tests. Applied Sciences 12(654), 2022.
25. Lee H.S., Noguchi T., Tomosawa F.: Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. Cement and Concrete Research. 32(8), 2002.
26. Balafas I., Burgoyne C.J.: Environmental effects on cover cracking due to corrosion. Cement and Concrete Research. 40(9), s. 1429–1440, 2010.
27. Apostolopoulos C.A., Papadopoulos M.P., Pantelakis S.G.: Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s. Construction and Building Materials. 20(9), 2006.
28. Almusallam A.A.: Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. Construction and Building Materials. 15(8), 2001.
29. Zhou B., Sun X., Zou D., Wang H.: Evaluation of corrosion morphology on mechanical properties of reinforcing steel bars using numerical simulation and simplified analytical model. Journal of Building Engineering. 52(2), 2022.
30. Moreno E., Cobo A., Palomo G., González M.N.: Mathematical models to predict the mechanical behavior of reinforcements depending on their degree of corrosion and the diameter of the rebars. Construction and Building Materials. 61, s. 156–163, 2014.
31. Fiertak M., Kańka S.: Właściwości mechaniczne skorodowanej stali zbrojeniowej w betonie trzonu komina przemysłowego. Przegląd budowlany, 2012.

32. Ye H., Fu C., Jin N., Jin X.: Performance of reinforced concrete beams corroded under sustained service loads: A comparative study of two accelerated corrosion techniques. Construction and Building Materials. 162, s. 286–297, 2018.
33. Lee H.S., Cho Y.S.: Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion. International Journal of Fracture. 157(1–2), s. 81–88, 2009.
34. Benjamin I., Kennedy C., Wurah I.F.: Effects of Corrosion on Mechanical Properties of Reinforcing Steel Residual Flexural Strength. Abbreviated Key Title: Sch Int J Chem Mater Sci. 4(6), 158–73, 2021.
35. Negrutiu C., Sosa I.P., Constantinescu H., Heghes B.: Crack Analysis of Reinforced High Strength Concrete Elements in Simulated Aggressive Environments. Procedia Technology. 12(4), 2016.
36. Shen J., Gao X., Li B., Du K., Jin R., Chen W., et al.: Damage evolution of RC beams under simultaneous reinforcement corrosion and sustained load. Materials. 12(4), s. 1–16, 2019.
37. Recha F.: Estimation method of corrosion current density of RC elements. Open Engineering. 13(1) 2023.
38. Grandić D., Bjegović D., Grandić I.Š.: Deflection of reinforced concrete beams simultaneously subjected to sustained load and reinforcement corrosion. Structural Engineers World Congress 2011.
39. Jin X., Tong J., Tian Y., Jin N.: Time-varying relative displacement field on the surface of concrete cover caused by reinforcement corrosion based on DIC measurement. Construction and Building Materials. 159, s. 695–703, 2018.
40. De Sitter: Durability of Concrete Structures. CEB-Bulletin. Kopenhaga; 1983.
41. Li L., Mahmoodian M., Khaloo A., Sun Z.: Risk-Cost Optimized Maintenance Strategy for Steel Bridge Subjected to Deterioration. Sustainability. 14(436), 2022.
42. Van Steen C., Verstrynge E.: Degradation monitoring in reinforced concrete with 3D localization of rebar corrosion and related concrete cracking. Applied Sciences (Switzerland). 11(15), 2021.
43. Raczkiewicz W., Wójcicki A.: Temperature impact on the assessment of reinforcement corrosion risk in concrete by galvanostatic pulse method. Applied Sciences. 10(3), 2020.
44. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, t.2. Warszawa: PWN; 2011.
45. Jaśniok, T. Jaśniok M.: Zmienność szybkości korozji zbrojenia w betonie przy stałych warunkach termiczno-wilgotnościowych, 2012.
46. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Ocena zagrożenia korozją zbrojenia konstrukcji żelbetowych. Przegląd Budowlany. (11), s. 29–35, 2012.
47. Recha F.: Modeling the degradation of reinforced concrete elements as a result of reinforcement corrosion. PD Thesis. Gliwice, 2021.
48. Ledziński J.: Mechanika budowli: Statyka prętowych układów statycznie wyznaczalnych. Rzeszów, 1999.
49. Wyrwał J.: Mechanika materiałów dla studentów budownictwa. Warszawa, PWN, 2020.
50. Polski Komitet Normalizacyjny: Norma PN-EN 1992-1-1: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa; 2008.
51. Gąćkowski R.: Tablice i algorytmy do wymiarowania konstrukcji żelbetowych. Warszawa, 2014.
52. Woyciechowski P., Czarnecki L.: Ocena trwałości konstrukcji z betonu w warunkach zagrożenia karbonatyzacją i korozją chlorkową. XIII Konferencja Naukowo–Techniczna Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego. Kielce, 2014.
53. Woyciechowski P. Adamczewski G.: Szacowanie wieku betonu na podstawie pomiaru głębokości karbonatyzacji. XXIX Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje, 2022.

Analysis of deflection as a possibility to estimate the corrosion parameter of reinforcement in reinforced concrete

Key words: deflections, steel reinforcement, corrosion of reinforced concrete, corrosion current density, structural durability

Analiza przyczyn uszkodzenia złączy w wielkopłytowym budynku W-70

JAROSŁAW SZULC*, MICHAŁ TEODORCZYK, JAN SIECZKOWSKI
Instytut Techniki Budowlanej

Streszczenie: W rozdziale przedstawiono przypadek uszkodzeń złączy w wielkopłytowym budynku wzniesionym w systemie W-70. Działania diagnostyczne podczas eksploatacji obiektu wskazały na niedostateczną jakość wykonania złączy. Wykonano lokalne ich wzmocnienie i monitoring stanu technicznego, ale działania te okazały się nieskuteczne – zarysowania złączy ponownie się ujawniły. Uzupełniające badania geotechniczne pozwoliły na identyfikacje soczewki gruntów słabonośnych pod budynkiem. Analizy numeryczne układu budynek-podłoże potwierdziły związek przyczynowo-skutkowy występujących uszkodzeń. Wykonane wzmocnienie posadowienia za pomocą iniekcji strumieniowej okazało się rozwiązaniem skutecznym.

Słowa kluczowe: budynek wielkopłytowy, system W-70, diagnostyka konstrukcji, zarysowania złączy, badania geotechniczne, nierównomierne osiadania

1. Opis techniczny budynku

Przedmiotem analiz był budynek mieszkalny wielorodzinny, wzniesiony w latach 1983–1984 r., w technologii budownictwa wielkopłytowego, w systemie W-70 – rys. 1. Budynek jest całkowicie podpiwniczony, z pięcioma kondygnacjami nadziemnymi. Składa się on z czterech typowych segmentów katalogowych, oznaczonych jako SSL3.3/V+ SW3.3/V + + SS3.3/V + SSP3.3/V [1, 2].

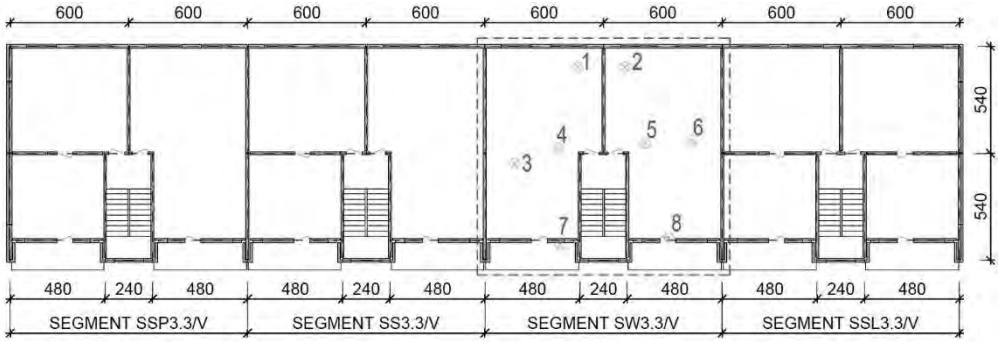
Konstrukcję budynku stanowi układ pionowych tarcz ściennych posadowionych na monolitycznych ławach fundamentowych i połączonych na każdej kondygnacji poziomymi tarczami stropowymi. Sztywność obiektu zapewniają wewnętrze ściany podłużne, z przerwaną ciągłością w trzech segmentach – rys. 2.

Połączenia poziome i pionowe elementów konstrukcyjnych zostały zrealizowane zgodnie z rozwiązaniami katalogowymi systemu W-70 [2]. Rozpatrywany budynek cechuje mała sztywność na skręcanie co pozwala na potencjalny obrót poszczególnych ścian poprzecznych względem siebie.

*Autor do korespondencji: *j.szulc@itb.pl*



Rys. 1. Widok analizowanego budynku i jego otoczenia.



Rys. 2. Rzut poziomy budynku z oznaczeniem strefy występowania uszkodzeń i lokalizacji otworów wiertniczych.

2. Inwentaryzacja uszkodzeń i prace naprawcze/wzmacniające

Podczas użytkowania obiektu stwierdzono (w segmencie środkowym SW3.3/V – rys. 2) występowanie nieprawidłowości w postaci lokalnych zarysowań złączy konstrukcyjnych o zróżnicowanej szerokości rozwarcia na poszczególnych kondygnacjach – w skrajnych przypadkach dochodzącej do 15 mm. Dodatkowo ściana w obszarze klatki schodowej odspoiła się od elementów biegów schodowych. Występujące uszkodzenia zakwalifikowano jako umiarkowane, zalecając wstępnie ich naprawę bez konieczności wzmacniania elementów konstrukcyjnych.

W ramach dotychczas przeprowadzonych czynności diagnostycznych, określono warunki gruntowo-wodne w posadowieniu budynku. Badania geotechniczne wykonano w ograniczonym zakresie – w otworach wiertniczych poza obrysem budynku (sondowanie CPT do głębokości 8,0 m p.p.t) oraz zaledwie dwóch otworów wewnątrz budynku (wiercenia mechaniczne i sondowanie DPL do głębokości 4,0 m p.p.t.).

W wyniku badań geotechnicznych stwierdzono występowanie w podłożu osadów czwartorzędowych, wykształconych jako holoceńskie utwory bagienne i rzeczne oraz plejstoceńskie utwory wodnolodowcowe i zwałowe. Grunty bagienne reprezentowane są przez namuły gliniaste i utwory rzeczne, wykształcone jako dwie odmienne litologicznie serie – grunty niespoiste

(piaski pylaste i drobne) i grunty spoiste (gliny piaszczyste). Grunty wodnolodowcowe, wykształcone są jako piaski pylaste i drobne, natomiast grunty zwałowe jako gliny piaszczyste.

Stwierdzono, że warunki gruntowe w podłożu budynku są korzystne. Poniżej warstw konstrukcyjnych posadzki występują wyłącznie grunty nośne. W rejonie sondowań, ale poza obrysem budynku w południowej i południowo-wschodniej części działki, rozpoznano słabonośne grunty bagienne. W wykonanych otworach wiertniczych nie stwierdzono natomiast występowania zwierciadła wody gruntowej [4].

Pomiary geodezyjne pionowości ścian budynku wykazały na całej ich wysokości ponadnormatywne odchylenia powierzchni od pionu, wynoszące ok. 22 mm (wewnętrzne ściany nośne klatki schodowej) i ok. 51 mm (zewnętrzne ściany osłonowe). Przykładowe zarysowania złączy i deformacje ścian budynku zamieszczono na rys. 3.



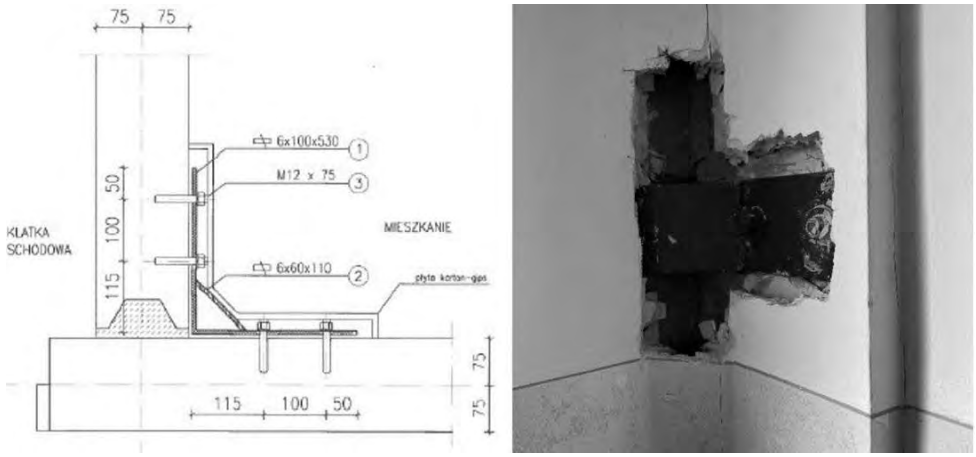
Rys. 3. Typowe uszkodzenia występujące w budynku.

Zarządca obiektu początkowo zlecił naprawy metodami tradycyjnymi, jednak po upływie około dwóch lat od przeprowadzonego remontu zarysowania ujawniły się ponownie.

Biorąc pod uwagę lokalizację oraz przebieg uszkodzeń występujących w budynku, założono, że przyczyną są błędy wykonawcze węzłów konstrukcyjnych. Hipoteza ta nie znalazła jakiegokolwiek potwierdzenia w wynikach wcześniej przeprowadzonej diagnostyce

budynku. Podjęto jednak decyzję o zwiększeniu sztywności budynku i wzmocnieniu uszkodzonych (zarysowanych) złączy pionowych (rys. 4) w sposób punktowy, tj. po cztery elementy na wysokości kondygnacji. Wzmocnienia obejmowały połączenia wewnętrznych ścian nośnych i usztywniających oraz ścian osłonowych.

Pomimo podjętych działań, w kolejnych latach zarysowania w budynku znów się odnowiły, choć szerokość rozwartości występujących rys wyraźnie się zmniejszyła w porównaniu do stanu pierwotnego. W celach profilaktycznych zalecono dodatkowo zamontowanie wskaźników rozwartości rys i ciągły monitoring propagacji tych uszkodzeń.



Rys. 4. Przykładowe rozwiązanie wzmocnienia złączy pionowych w budynku.

3. Uzupełniające badania geotechniczne

Z uwagi jednak na wciąż występujące wątpliwości dotyczące poziomu bezpieczeństwa, Zarządca budynku zwrócił się do Instytutu Techniki Budowlanej ITB z zapytaniem o określenie przyczyn występujących zarysowań złączy i ich nieustabilizowanego charakteru, pomimo zrealizowania już szeregu prac naprawczych i wzmacniających.

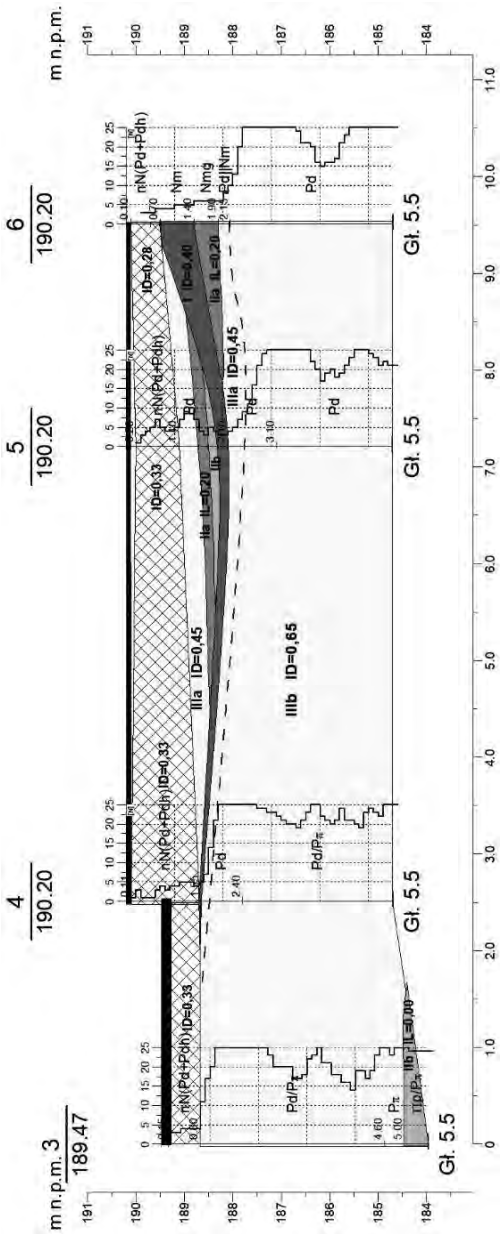
Po szczegółowej analizie przypadku podjęto decyzję o przeprowadzeniu uzupełniających badań podłoża pod obiektem, w strefie występujących uszkodzeń złączy, lokalizację dodatkowych otworów wiertniczych zaznaczono na rys. 2.

Przewiercone grunty opisano na podstawie badań makroskopowych, dodatkowo grunty spoiste badano penetrometrem tłoczkowym i ścinarką obrotową. Stan zagęszczenia gruntów piaszczystych określono w wyniku sondowania DPL do głębokości 5,5 m p.p.t. we wszystkich wykonanych otworach.

Podczas badań stwierdzono, że piwnice budynku są utwardzone posadzką o grubości 0,1–0,15 m, a jej rzędne są zróżnicowane od 189,47 m n.p.m. (punkty badawcze 1, 3 i 7 – rys. 2) do 190,20 m n.p.m. (punkty badawcze 2, 4, 5, 6 i 8 – rys. 2). Posadzka ułożona jest na warstwie gruntów nasypowych o składzie piasków drobnych i piasków drobnych humusowych z domieszką gruzu ceglanego o zróżnicowanej miąższości od 0,35 do 1,40 m (największą miąższość stwierdzono w rejonie punktów 2, 4 i 6). Grunty nasypowe stanowiące podłoże posadzki są w stanie bardzo luźnym lub luźnym o stopniu zagęszczenia 0,07–0,33. W rejonie otworu 5 stwierdzono dodatkowo 10 cm pustkę powietrzną.

Głębsze naturalne podłoże w rejonie otworów 4–8 do głębokości 1,10–2,50 m p.p.t. są zbudowane z osadów wodno-zastoiskowych wykształconych jako namuły, namuły

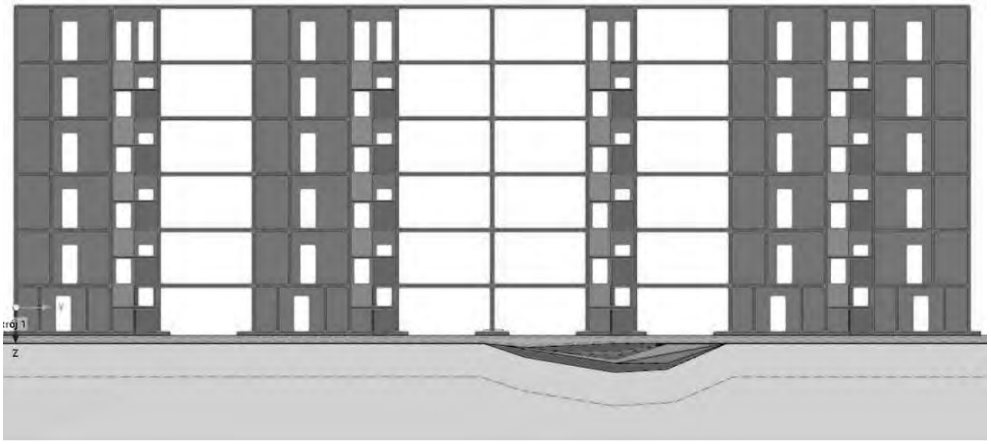
organiczne, namuły gliniaste oraz pyły piaszczyste i piaski pylaste na granicy pyłów piaszczystych, a także piaski drobne. Poniżej tych warstw oraz poniżej głębokości 0,5–1,5 m w rejonie otworów 1–3 zalegają grunty piaszczyste genezy wodnolodowcowej o uziarnieniu odpowiadającym piaskom drobnym lub pylastym w stanie średnio zagęszczonym zbliżonym do zagęszczonego. Przykładowy przekrój geotechniczny (w linii otworów wiertniczych 3–6) z oznaczeniem stopnia zagęszczenia i plastyczności warstw przedstawiono na rys. 5. Do badanej głębokości 5,5 m nie stwierdzono występowania zwierciadła wód gruntowych.



Rys. 5. Wybrany przekrój geotechniczny z oznaczeniem warstw gruntu podłoża pod budynkiem.

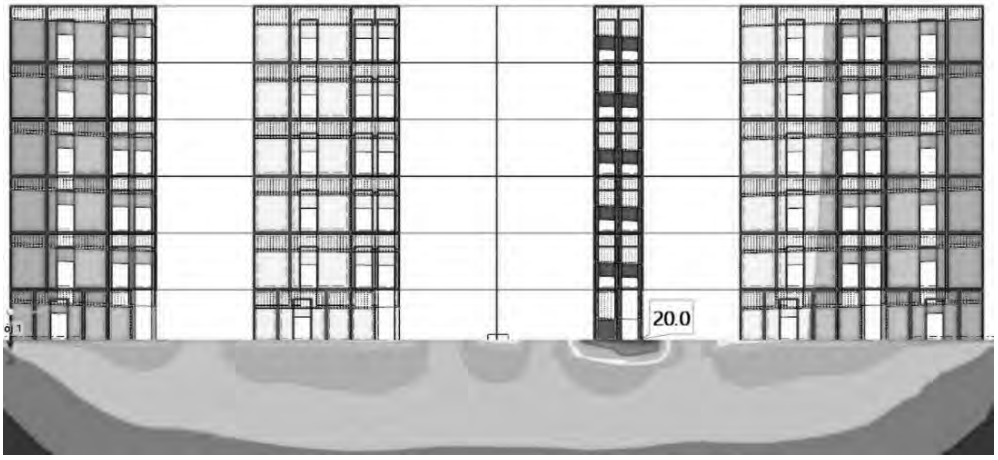
4. Analizy numeryczne

W celu potwierdzenia związku przyczynowo-skutkowego występujących w budynku uszkodzeń złączy przeprowadzono serie analiz numerycznych z wykorzystaniem programu RFEM Dlubal. W przestrzennym modelu obiektu odwzorowano specyficzne właściwości połączeń prefabrykatów, rzeczywiste parametry geometryczne i materiałowe oraz warstwy geotechniczne zdefiniowane na podstawie szczegółowych wyników badań podłoża (rozdział 3) tj. z uwzględnieniem zidentyfikowanej soczewki gruntu słabonośnego (rys. 6). W modelu numerycznym budynku przyjęto, poza ciężarem własnym konstrukcji, uzupełniające obciążenia stropów np. warstwy wykończeniowe 1,0 kN/m^2, obciążenie użytkowe 2,75 kN/m^2 oraz obciążenie śniegiem dachu 0,72 kN/m^2.



Rys. 6. Fragment modelu numerycznego układu budynek-podłoże (widoczna soczewka gruntów słabonośnych).

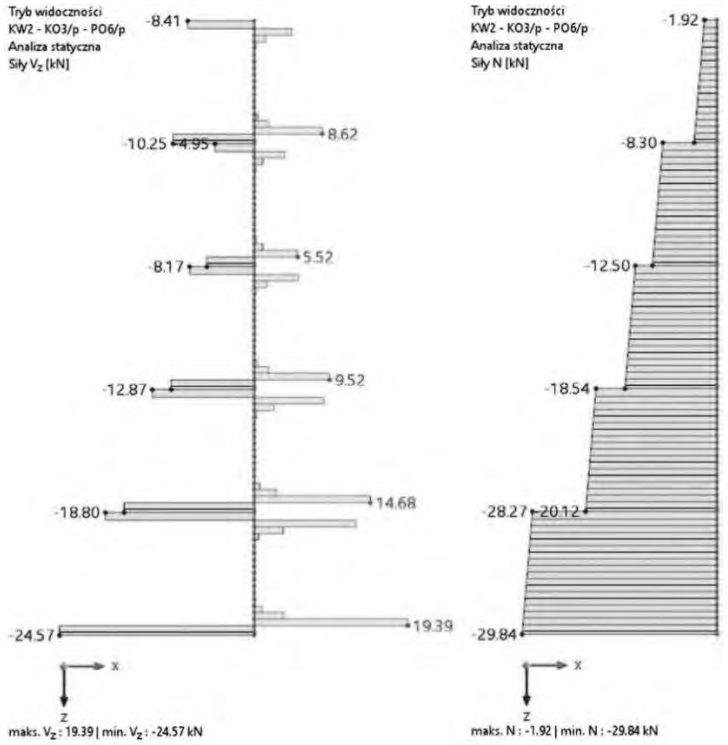
W wyniku przeprowadzonych analiz numerycznych stwierdzono maksymalną wartość osiadania budynku równą 20 mm (rys. 7). Wystąpiła ona w obszarze soczewki gruntów słabonośnych pod segmentem środkowym SW3.3/V (rys. 2), w którym właśnie zostały zlokalizowane uszkodzenia złączy między elementami prefabrykowanymi.



Rys. 7. Mapa przemieszczeń pionowych podłoża i wewnętrznej ściany usztywniającej [mm].

Efektem wykazanych w analizach numerycznych deformacji pionowych układu budynek-podłoże są m. in. generowane w złączach pionowych siły rozciągające, które stanowią bezpośrednią przyczynę zarysowań połączeń. Przykładowe wykresy sił w złączu na wysokości budynku, między zewnętrzną ścianą osłonową i poprzeczną ścianą klatki schodowej pokazano na rys. 8.

Uzyskane wyniki potwierdzają związek przyczynowo-skutkowy uszkodzeń złączy występujących w segmencie SW3.3/V (rys. 2) i nierównomiernych osiadań budynku w strefie zidentyfikowanej (w wyniku badań geotechnicznych) soczewki gruntów słabonośnych.



Rys. 8. Wykresy sił wewnętrznych w elemencie złącza między zewnętrzną ścianą osłonową i poprzeczną ścianą klatki schodowej w segmencie środkowym SW3.3/V (kolorem czerwonym oznaczono siły rozciągające).

5. Podsumowanie i wnioski

Przeprowadzone w okresie eksploatacji budynku pomiary, badania i analizy pozwoliły na stwierdzenie, że stan techniczny obiektu jest dostateczny. Wstępnie przyjęto tezę, że występujące nieprawidłowości i uszkodzenia nie wskazują na możliwość utraty nośności i stateczności budynku, zarysowania złączy stwarzają natomiast znaczny dyskomfort i obniżenie walorów funkcjonalno-użytkowych obiektu.

Przeprowadzone okresowo remonty ograniczały się jedynie do wypełnienia rys metodami tradycyjnymi i lokalnych wzmocnień uszkodzonych złączy konstrukcyjnych. Wszystkie prace prowadzone były w ograniczonym zakresie tj. wyłącznie w częściach wspólnych budynku. Z uwagi na brak jednoznacznego rozpoznania przyczyn występujących nieprawidłowości [4], wszystkie działania podejmowane przez służby techniczne budynku okazały się nieskuteczne.

Po szczegółowej analizie przypadku, ITB podjął decyzję o przeprowadzeniu uzupełniających badań podłoża pod obiektem, w strefie występujących uszkodzeń złączy. W ich wyniku stwierdzono posadowienie budynku na niebudowlanych gruntach nasypowych i lokalne występowanie pustek powietrznych pod posadzką [3]. Głębiej zidentyfikowano soczewkę z osadów wodno-zastoiskowych wykształconych jako namuły, namuły organiczne, namuły gliniaste oraz pyły piaszczyste i piaski pylaste na granicy pyłów piaszczystych.

Występujące w posadowieniu grunty pochodzenia organicznego są określane jako słabonośne i niestabilne. Na skutek odziaływania czynników naturalnych i antropogenicznych (wilgotność) grunty te mogą ulegać istotnym zmianom odkształceń, co w konsekwencji prowadzić może do nierównomiernych osiadań fundamentów i uszkodzenia elementów budynku [5, 6].

Przeprowadzone analizy numeryczne układu budynek-podłoże potwierdziły związek przyczynowo-skutkowy uszkodzeń złączy i nierównomiernych osiadań budynku w strefie zidentyfikowanej soczewki gruntów słabonośnych.

Z uwagi na powyższe, zalecono wzmocnienie systemu posadowienia budynku za pomocą iniekcji strumieniowej materiałami geopolimerowymi (konsolidacja powierzchniowa i wgłębna). Rekomendowana metoda polegała na wywierceniu szeregu otworów o średnicy 16–50 mm, wprowadzeniu w nie rur iniekcyjnych i wstrzyknięciu materiału geopolimerowego, który początkowo podlegał pęcznieniu, przechodząc w końcowej fazie w stały stan skupienia. Zastosowanie iniekcji przewidywało wypełnienie pustych przestrzeni pod posadzką (stwierdzonych podczas badań geotechnicznych) oraz zwiększenie zagęszczenia gruntu (w strefie występowania soczewki słabonośnej).

Rekomendowana metoda, po uprzednim opracowaniu projektu technicznego, według uzyskanych informacji od zarządcy budynku – okazała się rozwiązaniem skutecznym. Zarysowania złączy po ich naprawach i po kilkuletniej eksploatacji budynku już się nie ujawniły.

Literatura

1. Systemy budownictwa mieszkaniowego i ogólnego, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1974.
2. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019.
3. Konieczny K.: Wpływ ujawnienia się pustek w podłożu gruntowym na konstrukcję budynku. Inżynier Budownictwa, nr 12/2022.
4. Szulc J., Runkiewicz L., Sieczkowski J.: Diagnostyka, naprawy i wzmocnienia budynków żelbetowych wznoszonych metodami uprzemysłowionymi. Konferencja Naukowo-Techniczna pt.: XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Materiały Konferencyjne t. 1, Wisła 2023.
5. Godlewski T., Bogusz W., Kaczyński Ł.: Change in groundwater conditions as a cause of structural failure – selected case studies. W: MATEC Web of Conferences, 2019, Vol. 284, Article number 03001, p. 1-10 DOI: 10.1051/matecconf/201928403001 2019.
6. Godlewski T., Bogusz W., Kaczyński Ł.: Zmiany uwarunkowań gruntowo-wodnych w okresie użytkowania obiektów jako przyczyna awarii budowlanych – studium przypadków. Monografia Awarie Budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin 2019.

Analysis of causes of joints damage in W-70 large-panel building

Key words: large-panel building, W-70 system, structure diagnostics, joints cracking, geotechnical investigation, non-uniform settlement

Nietrafiony projekt żelbetowego stropu kasetonowego dużej rozpiętości i sposób przywrócenia jego właściwości użytkowych

RAFAŁ SZYDŁOWSKI[1,2*], BARBARA ŁABUZEK[2]
[1]Politechnika Krakowska
[2]TCE Structural Design & Consulting

Streszczenie: W pracy przedstawiono przykład błędnie zaprojektowanego i wykonanego żelbetowego stropu kasetonowego o rzucie kołowym. Średnica stropu wynosi 14,00 m a wysokość zaledwie 0,38 m. Na stropie zlokalizowano widownię sali koncertowej klubu studenckiego Uniwersytetu Jagiellońskiego w Krakowie. Ze względu na charakter obciążenia strop nadmiernie drgał, w wyniku czego został podparty wewnątrz rzutu dwoma dodatkowymi słupami stalowymi. Przygotowywany w 2023 roku nowy program funkcjonalno-użytkowy budynku był przyczynkiem do przeprowadzenia analizy stropu i zaprojektowania wzmocnienia przywracającego dobre właściwości użytkowe stropu bez wstawionych niegdyś słupów. Zaproponowano nadlanie stropu warstwą nadbetonu o grubości 90 mm oraz jego sprężenie 16 cięgnami bez przyczepności. Wzrost ciężaru stropu i sztywności przekroju pozwolił podwyższyć częstość drgań własnych a sprężenie zmniejszyło ugięcia i zwiększyło nośność stropu.

Słowa kluczowe: Cięgna zewnętrzne, drgania, sprężenie zewnętrzne, strop kasetonowy, strop żelbetowy

1. Cięgien bez przyczepności w sprężaniu konstrukcji

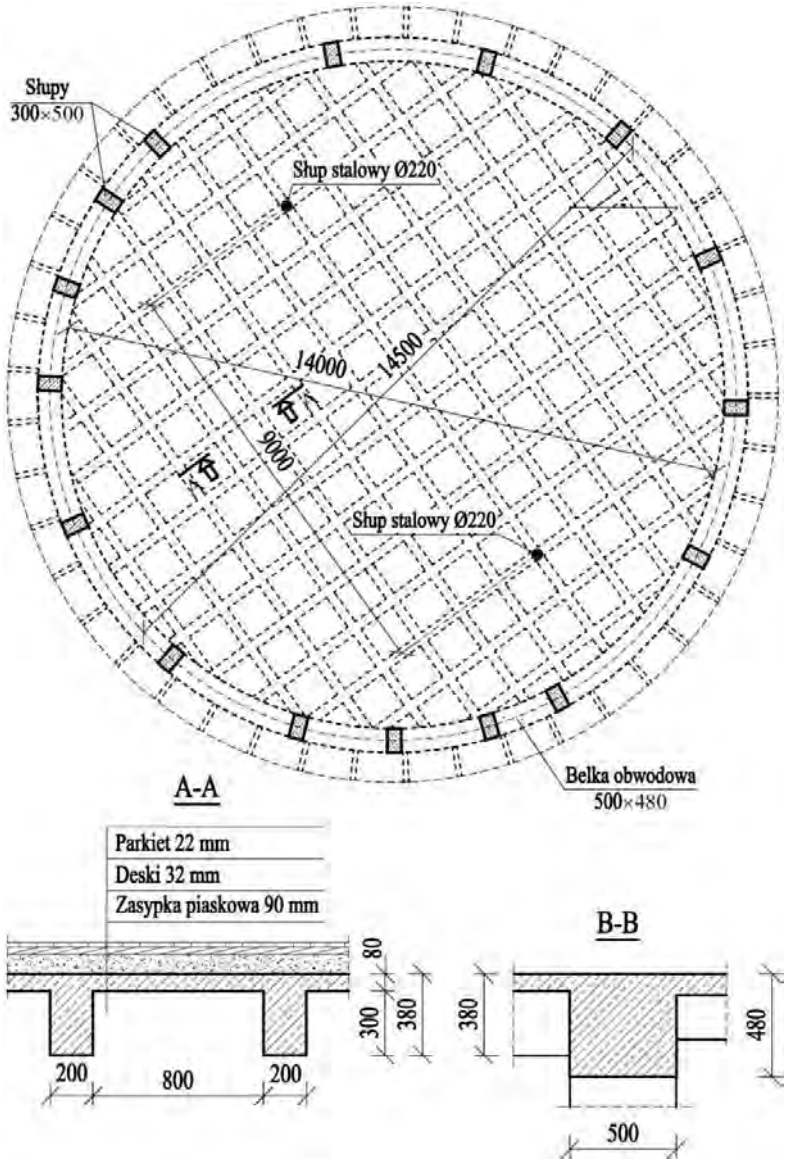
Cięgna sprężajace bez przyczepności, ze względu na ich lekkość, niewielką średnicę, niski współczynnik tarcia oraz łatwość w montażu, stosowane są głównie do sprężania płyt stropowych, płyt fundamentowych, posadzek na gruncie czy też jako cięgna zewnętrzne do wzmacniania konstrukcji kołowo-symetrycznych. Wielkorotnie w naszym kraju były również używane jako cięgna zewnętrzne do wzmacniania kablobetonowych dźwigarów dachowych, dźwigarów żelbetowych [1] czy też do zwiększania rozpiętości płyt stropowych [2]. Zostały również wykorzystane przy opracowaniu projektu wzmocnienia stropu kasetonowego opisanego w tej pracy.

2. Konstrukcja stropu

Budynek klubu studenckiego Uniwersytetu Jagiellońskiego w Krakowie wchodzi w skład kompleksu domu studenckiego, który wzniesiono w latach 20. ubiegłego wieku, a potem

*Autor do korespondencji: *rszydlowski@pk.edu.pl*

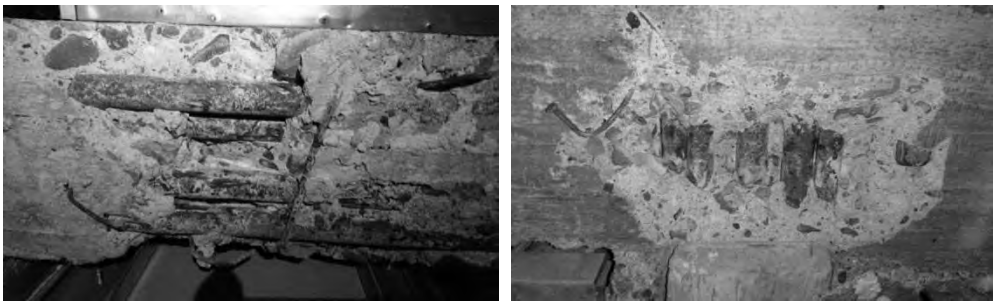
kilkukrotnie rozbudowywano i przebudowywano. Budynek klubu objęty jest ochroną konserwatorską. Nad parterem centralnej części budynku wykonano żelbetowy strop kasetonowy stanowiący zarazem podłogę sali konertowej. Konstrukcję stropu pokazano na rys. 1. Strop ma kształt koła o średnicy 14,00 m, oparty jest na obwodowej belce o przekroju 500×480 mm, którą podparto na 16 żelbetowych słupach o przekroju 300×500 mm. Rozstaw słupów wzdłuż obwodu jest nieregularny, został zaburzony licznymi otworami wejściowymi.



Rys. 1. Konstrukcja stropu w stanie istniejącym.

Strop zbudowano z prostopadłych żeber o przekroju 200×380 mm, romieszczonych co 1,00 m oraz płyty grubości 80 mm. Wnęka kasetonowa ma wymiary 800×800×300 mm. Wysokość stropu wynosi 380 mm, co przy rozpiętości 14,00 m stanowi 1/37 rozpiętości. Jest to

zdecydowanie za niska wartość nawet dla stropów kasetonowych, w tym również projektowanych jako sprężone. Dolne zbrojenie żeber stanowią pręty gładkie. W jednej odkrywce zidentyfikowano 4 pręty o średnicy ϕ25 mm natomiast w drugiej 3 pręty o średnicy ϕ25 mm i 2 o średnicy ϕ20 mm (rys. 2). W obu odkrywkach zinwentaryzowano bardzo mocne zbrojenie belki a pręty ułożone są prawie na styk.



Rys. 2. Widoczne odsłonięte zbrojenie żebra w dwóch odkrywkach.



Rys. 3. Widok słupa stalowego podpierającego strop kasetonowy.

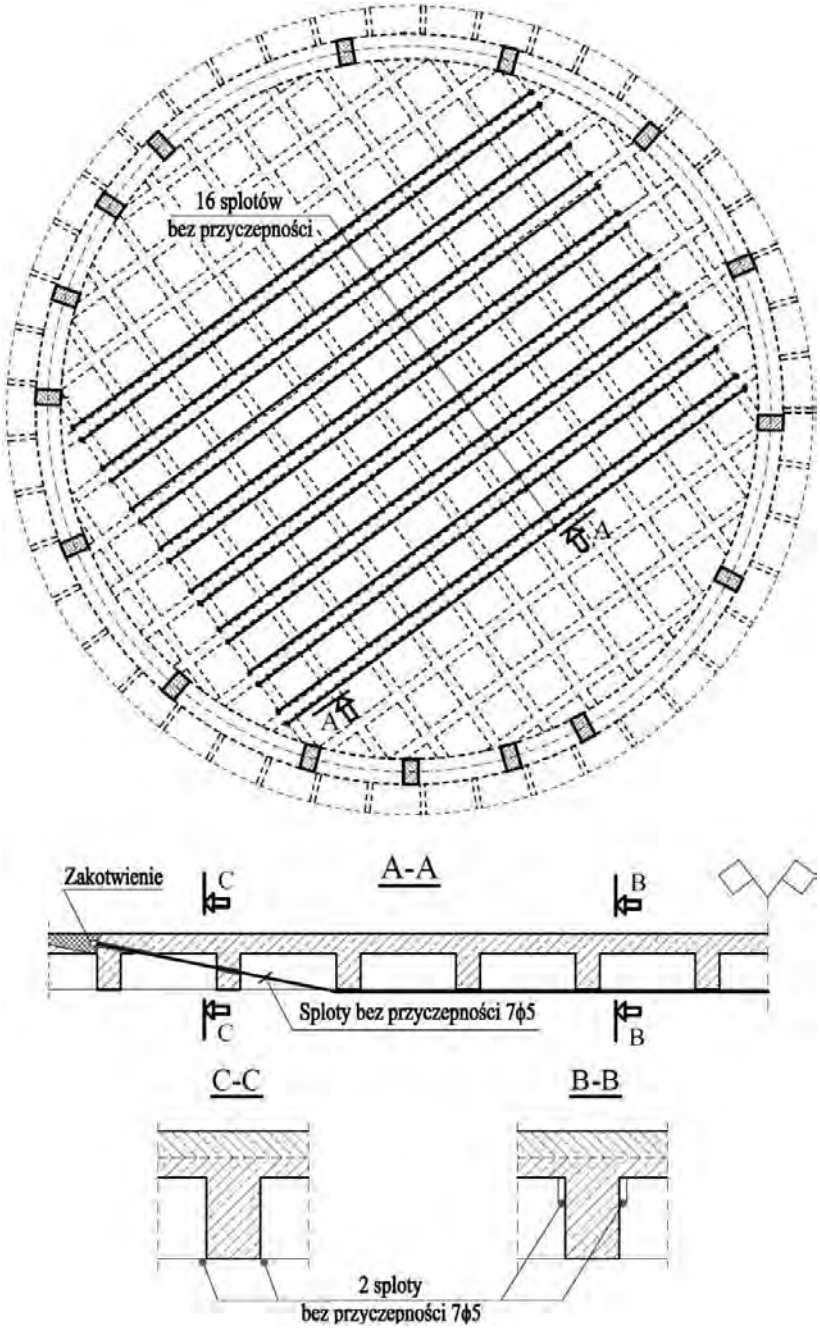
Prawdopodobnie z uwagi na nadmierne drgania, podczas któregoś z remontów, strop został podparty dwoma stalowymi słupami o średnicy ϕ220 mm. Słupy umieszczono wewnątrz rzutu stropu w odległości 9,00 m (rys. 1), co pozwoliło zredukować drgania i ugięcia stropu. Widok stropu oraz stalowych słupów pokazano na rys. 3.

W trakcie wykonywania prac inwentaryzacyjnych na stropie zidentyfikowano zasypkę piaskowo grubości 90 mm (rys., 1, przekrój A-A), na której ułożono deski grubości 32 mm, a na nich parkiet drewniany.

3. Wymagania dotyczące drgań stropów w budynkach

Trudno szukać w zaleceniach krajowych wymaganych częstości drgań własnych poziomych przegród w budynkach. W publikacji [3] zaleca się, aby unikać sytuacji, w której częstotliwość wzbudzana jest wyższa niż pierwsza częstotliwość drgań własnych. W pracy tej przytoczono zalecenia dotyczące najmniejszych częstotliwości drgań trybun i widowni. W przypadku wydarzeń, w których sporadycznie występują elementy muzyki nie występuje

stymulacja skakania. W większości przypadków tego typu muzyka nie powoduje dyskomfortu widzów. Jednak na obiektach o stosunkowo niskich częstotliwościach drgań własnych obserwowano dyskomfort widzów siedzących. Dla tej grupy zalecaną minimalną częstotliwością drgań własnych jest 5 Hz.



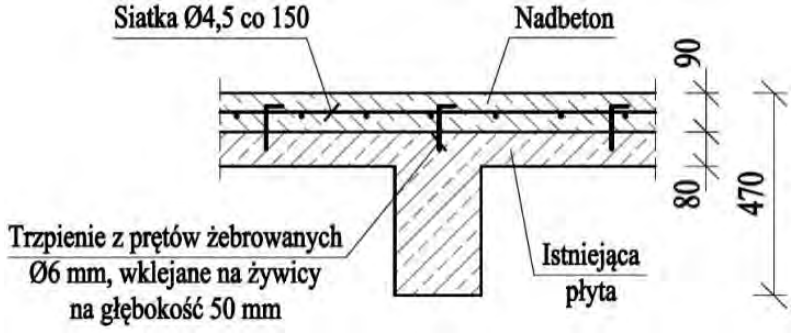
Rys. 4. Koncepcja sprężenia stropu.

W przypadku koncertów, gdzie dochodzić może do wysokiej synchronizacji skoków i tańców, uznaje się, że jeżeli najniższa wertykalna częstotliwość drgań własnych jest większa niż 6 Hz dla pustego obiektu, wówczas wystąpienie rezonansu jest praktycznie niemożliwe.

4. Koncepcja przebudowy stropu

Przygotowany program funkcjonalno-użytkowy budynku wymagał wykonania licznych zmian konstrukcyjnych w budynku. Od pomieszczenia znajdującego się pod stropem wymagano usunięcia wstawionych niegdyś słupów stalowych. Z uwagi na ochronę konserwatorską wymagane było utrzymanie obecnej geometrii stropu. Szukano rozwiązania, które pozwoli przywrócić prawidłowe właściwości użytkowe stropu po usunięciu słupów, zachowując niezmienione gabaryty stropu. Zaproponowano, w miejsce istniejącej zasypki piaskowej, pogrubienie stropu przez jej nadlanie wartswą o grubości 90 mm, zazbrojoną i zespoloną z istniejąca płytą stropową (rys. 5). Przewdziano zbrojenie siatką z prętów ϕ4,5 mm, 150×150 mm. Zespolenie będą stanowiły kotwy z prętów żebrowanych ϕ6 mm w rozstawie 300 mm. Nadlanie stropu zwiększy jego wysokość do 470 mm i zmniejszy stosunek rozpiętości do wysokości z 37 do 30.

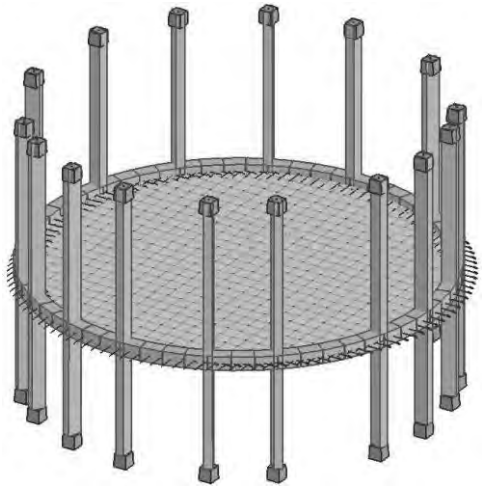
W celu zmniejszenia ugięć stropu zastosowano 16 ciegien sprężających bez przyczepności, biegnących w jednym kierunku, przy powierzchniach 8 środkowych żeber (rys. 4). Cięgna są załamane w dwóch punktach, przebiegają poziomo pod stropem na odcinku 7 m (7 wnęk kasetonowych), załamują się na żebrze poprzecznym i biegną skośnie w górę przechodząc przez płytę na odcinku 2 m (2 wnęki kasetonowe). W miejscu przejścia przez płytę żelbetową przewidziano kotwienie cięgien w blachach oporowych osadzonych w wykutych wnękach kotwiących. Rozwiązanie takie było już stosowane przez autorów i z sukcesem wykonane w innej realizacji polegającej na zwiększeniu rozpiętości stropu dzięki zastosowaniu sprężenia zewnętrznego [2].



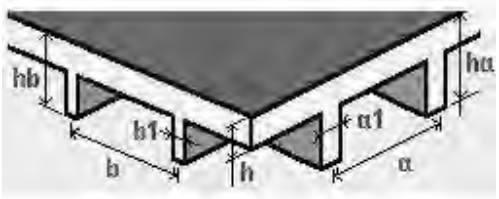
Rys. 5. Przekrój stropu z nadlaną płytą.

5. Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropu

Wykonano model stropu w systemie MES w programie Robot Structural Analysis. Model stropu wraz z podporami pokazano na rys. 6. Odworowano słupy pod i nad stropem o przekroju 0,30×0,50 m, belkę obwodową o przekroju 0,50×0,48 m oraz płytę użebrowaną w dwóch kierunkach (rys. 7). Przyjęto 4-węzłowe, powierzchniowe elementy skończone o boku 0,50 m. Zastosowano podporę liniową wzdłuż obwodowego wieńca blokującą możliwości przemieszczenia w płaszczyźnie stropu.



Rys. 6. Model stropu.



Rys. 7 Przekrój płyty stropowej.

Analizę przeprowadzono w dwóch stadiach pracy konstrukcji: w stanie istniejącym bez dodatkowych słupów stalowych oraz po wykonaniu proponowanego wzmocnienia. Wymiary płyty użebrowanej w stanie istniejącym przyjęto zgodnie z rysunkiem 1. W analizie przyjęto następujące założenia:

– beton C20/25: E_{cm} = 30 GPa, f_{ctm} = 2,2 MPa,

– zbrojenie: 4ϕ25, pręty gładkie, A_{s1} = 1963 mm^2,

– wpływ pełzania: ϕ = 2,0; $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi} = \frac{30}{1+2} = 10;\ \alpha_{et} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10} = 20,$

– charakterystyki przekroju betonowego: I = 0,0173 m^4

– charakterystyki przekroju w fazie I (niezarysowanego): I_I = 0,00314 m^4,

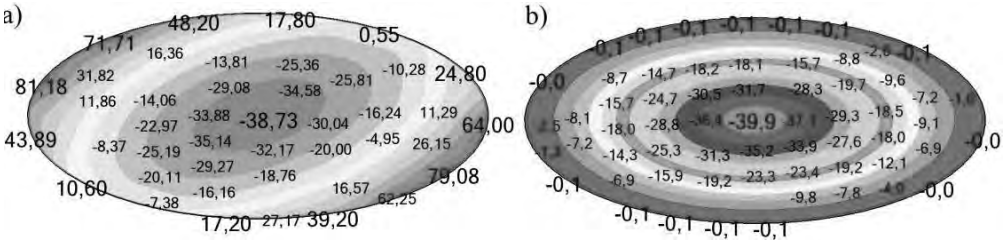
– charakterystyki przekroju w fazie II: ξ_{II} = 0,116; I_{II} = 0,00201 m^4,

– sztywność przekroju niezarysowanego przy obciążeniu krótkotrwałym: B_0 = 94,2 MNm^2,

– sztywność przekroju zarysowanego przy obciążeniu długotrwłym (wg wzoru E.3 normy [5]): B_∞ = 20,2 MNm^2,

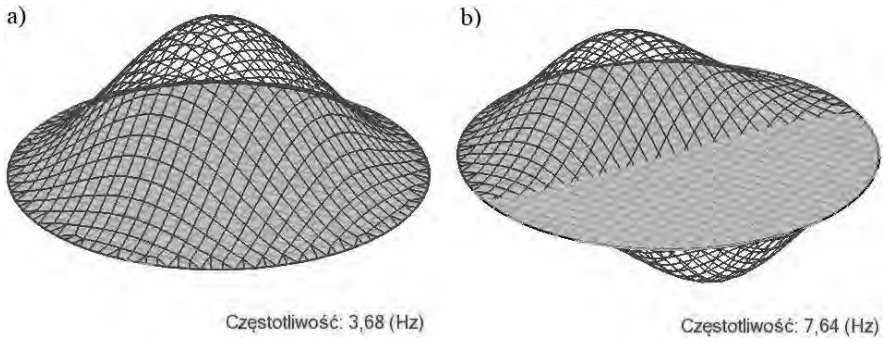
– obciążenia: ciężar własny, zasypka piaskowa 90 mm (1,62 kN/m^2), deski 32 mm (0,19 kN/m^2), parkiet 22 mm (0,13 kN/m^2), obudowa kasetonów (0,10 kN/m^2), część długotrwała obciążenia użytkowego (2,0 kN/m^2).

Na rys. 8a pokazano mapę momentów zginających (w kNm) w płycie a na rys. 8b ugięcia trwałe (w milimetrach). W analizie przyjęto sztywność przekroju B_∞. Otrzymano wartość ugięcia 39,9 mm, co stanowi 1/363 rozpiętości.



Rys. 8. Momenty zginające (a) w kNm, ugięcia (b) w mm przy quasi-stałej kombinacji obciążeń.

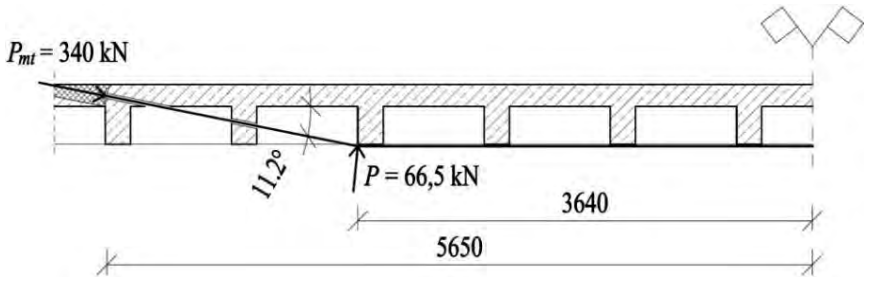
Na rys. 9 pokazano wyznaczone dwie pierwsze postacie drgań własnych oraz odpowiadające im częstotliwości drgań. Pierwsza częstostliwość wynosi 3,68 Hz a druga 7,64 Hz. Przedstawione wyniki pokazują, że nie występowały w stropie problemy z ugięciem, wartość ugięcia 1/368 rozpiętości nie powinna znacząco pogorszyć odczuć wizulanych. Przyczyną wstawienia stalowych słupów były zapewne nadmierne drgania stropu. Potwierdzone zostało to niską wartoscią pierwszej częstostliwości drgań wynoszącą 3,68 Hz. Jest to wartość powodująca łatwość wzbudzanie stropu i dyskomfort przebywających na nim ludzi.



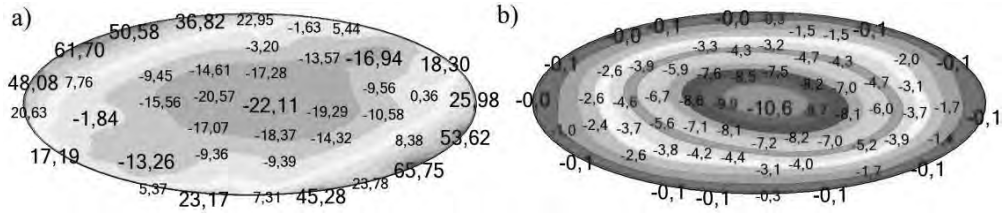
Rys. 9. Pierwsza i druga postać drgań oraz odpowiadające częstotliwości drgań własnych.

W sytuacji po wzmocnieniu przyjęto przekrój o geometrii pokazanej na rys. 5 (płyta grubości 170 mm) oraz sprężenie cięgnami stalowymi L15,7 o początkowej sile naciągu P_0 = 200 kN. Założono straty doraźne równe 0,10P_0 oraz straty opóźnione 0,05P_0. Efektywna siła po stratach wynosi P_{mt} = 0,85P_0 = 170 kN. Przyjęto ponadto:
– obciążenie zastępcze od sprężenia zgodnie z rysunkiem 10,
– charakterystyki przekroju betonowego: I = 0,0331 m^4
– charakterystyki przekroju w fazie I (niezarysowanego): I_I = 0,00589 m^4,
– charakterystyki przekroju w fazie II: ξ_{II} = 0,091; I_{II} = 0,00331 m^4,
– sztywność przekroju niezarysowanego przy obciążeniu krótkotrwałym: B_0 = 176,7 MNm^2,
– sztywność przekroju zarysowanego przy obciążeniu długotrwałym: B_∞ = 33,1 MNm^2,
– obciążenia: ciężar własny, podłoga (0,50 kN/m^2), obudowa kasetonów (0,30 kN/m^2), obciążenie użytkowe (5,0 kN/m^2), część długotrwała obciążenia użytkowego (2,0 kN/m^2).

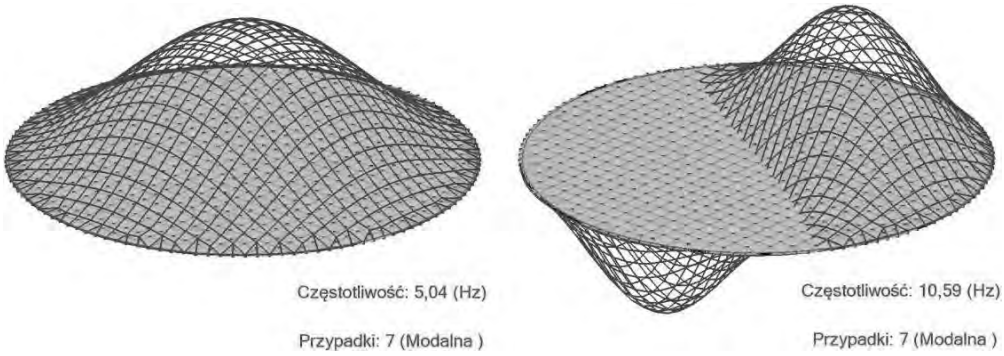
Na rys. 10 pokazano momenty zginające i ugięcie trwałe po wykonaniu wzmocnienia. W wyniku nadlania stropu momenty zginające spadły z 38,7 do 22,1 kNm, a ugięcie trwałe z 39,9 do 10,6 mm. Istotniejsze dla prawidłowej pracy stropu i doznań przebywających na nim ludzi są jednak właściwości dynamiczne. Pierwsza częstotliwość drgań własnych została podniesiona z 3,68 do 5,04 Hz (rys. 11) co powinno poprawić komfort i doznania widzów w sali koncertowej.



Rys. 9. Obciążenie efektywne (po stratach) od pary cięgien sprężających.



Rys. 10. Momenty zginające (a) w kNm, ugięcia (b) w mm przy quasi-stałej kombinacji obciążeń, po wzmocnieniu.



Rys. 11. Pierwsza i druga postać drgań oraz odpowiadające częstotliwości drgań własnych stropu po wzmocnieniu.

6. Wybrane detale konstrukcyjne i technologia wykonania

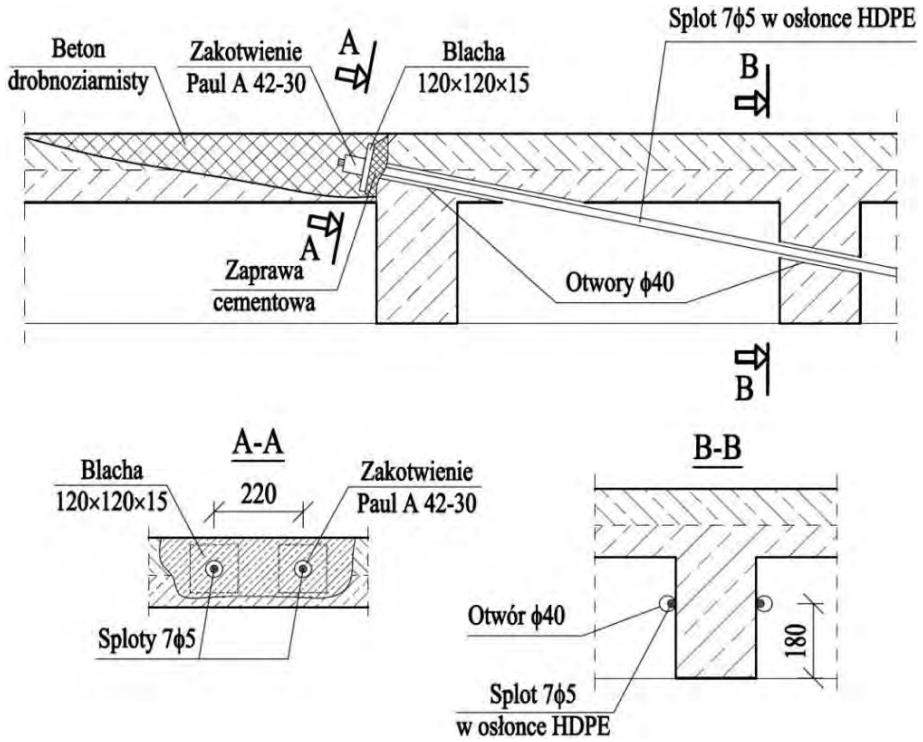
Na rys. 12 pokazano szczegół kotwienia cięgien oraz ich przejście przez żebra poprzeczne. Przewidziano prowadzenie cięgien po powierzchniach bocznych żeber, gdyż mają one zostać ukryte w tynku akustycznym grubości 40 mm. W celu wykonania wzmocnienia niezbędne będzie wykucie od góry w istniejącej płycie bruzd kotwiących i osadzenie w nich na zaprawie cementowej blach czołowych (po wykonaniu nadlewki płyty). W celu przeprowadzenia cięgien przez żebra i płytę konieczne jest przewiercenie skośnych otworów ϕ40 mm w belkach i płycie. Do zakotwienia cięgien przewidziano blachy stalowe o wymiarach 120×120×15 mm oraz zakotwienia firmy Paul typ 42-30. Są to niewielkich rozmiarów zakotwienia do pojedynczych splotów L15,2-L15,7, bez zabezpieczenia antykorozyjnego, stosowane przez autorów do wzmacniania konstrukcji przez sprężenie zewnętrzne, przy ich późniejszym zabetonowaniu. Średnica zakotwienia wynosi 42 mm, a długość 49 mm.

W miejscach załamania cięgien na narożach żeber przewidziano skucie narożnika otuliny betonowej oraz osadzenie na zaprawie cementowej stalowych, zaokrąglonych prowadnic cięgna. Pozwoli to uniknąć miażdżenia naroży żeber pod cięgnem oraz uszkodzenia osłonki kablowej w miejscu załamaniu cięgna.

Przewidziano następującą kolejność prac:
– zdjęcie wszystkich istniejących warstw na stropie,
– wykucie bruzd kotwiących i przewiercenie otworów przez żebra i płytę,
– tymczasowe, punktowe podparcie stropu,
– wykonanie zbrojonej nadlewki betonowej po uprzednim wyszalowaniu miejsc pod bruzdy kotwiące styropianem,

– montaż cięgien sprężających,
– osadzenie blach kotwiących na zaprawie cementowej,
– naciąg i kotwienie cięgien, obcięcie splotów przy zakotwieniach,
– zabetonowanie bruzd kotwiących,
– demontaż podpór tymczasowych oraz istniejących stalowych słupów.

Warto zaznaczyć, że proponowane rozwiązanie jest nietypową i niewykonywaną na co dzień realizacją budowlaną. Trudności może sprawić zwłaszcza wykonywanie skośnych otworów w belkach (bezpośrednio przy żebrach prostopadłych) oraz otworów pod ostrym kątem w płycie. Zabieg ten będzie wymagał opracowania technologii wiercenia otworów, być może otwory w płycie łatwiej będzie wiercić od góry. Nieco większa srednica otworu (40 mm) w porównaniu ze średnicą cięgna (20 mm) pozwoli na rektyfikację ewentualnych niedokładności trasy otworów.



Rys. 12 Szczegóły konstrukcjyjne strefy zakotwień i przejścia kabli przez żebra.

7. Wnioski

W pracy pokazano przykład wykonanego w latach 20. ubiegłego stulecia stropu kasetonowego o okrągłym rzucie i średnicy 14,00 m. Sformułowanie „nietrafiony projekt" oparto na fakcie wstawienia w późniejszym okresie dwóch dodatkowych słupów stalowych wewnątrz rzutu w rozstawie 9,00 m. Przeprowadzone obliczenia potwierdziły, że przyczyną wstawienia dodatkowych słupów były problemy z drganiami stropu. Zbyt niska częstotliwość drgań własnych (3,68 Hz) mogła prowadzić do wzbudzania drgań stropu i dyskomfortu przebywających na nim ludzi jak również do powstawania ugięć doraźnych przy obciążeniu tłumem. Na stropie zlokalizowana jest widownia sali koncertowej. Stosunek rozpiętości do

wysokości stropu wynosi 37, co jest wartością zdecydowanie za wysoką dla stropów kasetonowych, nawet w wersji kablobetonowej.

W przygotowywanym projekcie przebudowy stropu zastosowano jego pogrubienie nadbetonem o grubości 90 mm oraz zespolenie ze stropem istniejącym, a w celu ograniczenia ugięć zastosowanie sprężenia zewnętrznego. Zastosowane zabiegi zmniejszyły stosunek rozpiętości do wysokości do wartości 30 oraz zwiększyły częstotliwość drgań do wartości 5,04 Hz. Pozwala to przypuszczać, że po usunięciu wstawionych niegdyś dodatkowych słupów właściwości użytkowe stropu ulegną poprawie.

Literatura

1. Seruga A., Derkowski W., Faustman D., Kaźmierczak Sz., Szydłowski R., Zych M.: Wzmocnienie żelbetowej konstrukcji przekrycia hali produkcyjnej. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2009.
2. Szydłowski R., Łabuzek B.: Wzmocnienie i zwiększenie rozpiętości żelbetowego stropu żebrowego zewnętrznymi cięgnami sprężającymi. Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2019.
3. The institution of Structural Engineers. Dynamic performance requirements for permanent grandstands subject to crowd action. Interim guidance on assessment and design. Published by The Institution of Structural Engineers, November 2001.
4. Drzazga M.: Uwzględnienie oddziaływań dynamicznych na konstrukcje trybun. Przegląd Budowlany, nr 12/2013.
5. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. PN-EN 1992-1-1: 2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne I reguły dla budynków.

A failed design of a large span reinforced concrete coffered slab and a method of repair

Key words: external prestressing, reinforced concrete slab, vibration, coffered slab

Diagnostyka żelbetowej konstrukcji tunelu w zakładzie przemysłowym

PAWEŁ TWORZEWSKI*, WIOLETTA RACZKIEWICZ
Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

Streszczenie: W pracy opisano badania żelbetowej konstrukcji tunelu przenośnika taśmowego w działającym zakładzie produkcyjnym. Wykonane zostały badania in situ oceny stopnia skarbonatyzowania betonu spodniej części stropu tunelu, lokalizacji zbrojenia i prognozowania tempa korozji zbrojenia płyty, wykonano laboratoryjne badania wytrzymałości betonu na rdzeniach pobranych z elementów konstrukcji. Wykonane badania wskazują na potrzebę szybkiej naprawy wybranych elementów tunelu.

Słowa kluczowe: diagnostyka konstrukcji żelbetowej, badania semi-niszczące, badania nieniszczące, karbonatyzacja betonu, korozja zbrojenia

1. Wstęp – opis konstrukcji

Diagnostyce poddana została żelbetowa konstrukcja tunelu przenośnika taśmowego zlokalizowanego pod halą obróbki kamienia na terenie działającego zakładu produkcyjnego (rys. 1). Badania przeprowadzono w celu przygotowania ekspertyzy służącej ocenie stanu technicznego konstrukcji oraz możliwości wykonania przebudowy – likwidacji istniejącego, niewykorzystywanego w tunelu zsypu.

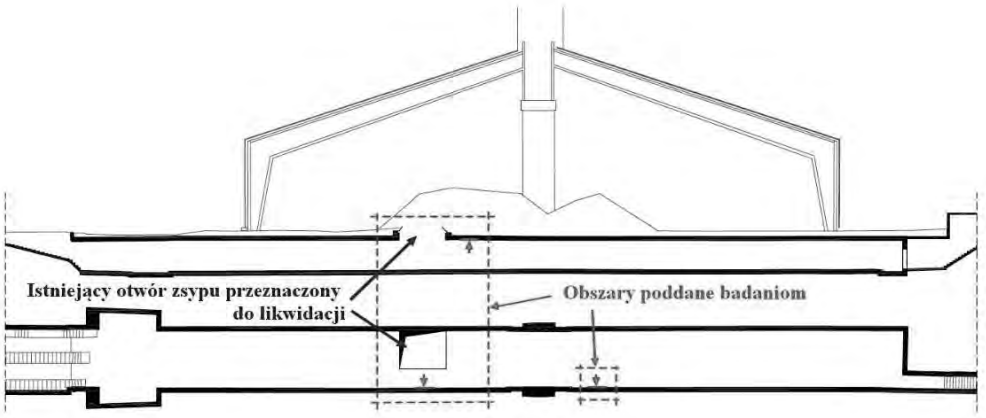


Rys. 1. Zdjęcie hali obróbki kamienia na terenie działającego zakładu produkcyjnego.

Tunel przenośnika taśmowego znajduje się pod halą na całej jej długości. Zakończony jest dwoma wyjściami zlokalizowanymi na obu końcach. Tunel jest wykonany w konstrukcji żelbetowej monolitycznej o przekroju skrzynkowym, dylatowany po długości. Wymiary

*Autor do korespondencji: *ptworzewski@tu.kielce.pl*

tunelu to: szerokość 5,37 m, średnia wysokość 3,0 m (od 2,75–3,05). W obszarze przewidzianym do przebudowy, gdzie wykonano opisane badania, występuje lokalne zwiększenie wysokości do 3,55 m. Przekrój opisanego tunelu przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Przekrój podłużny i rzut tunelu przenośnika taśmowego pod halą obróbki kamienia.

2. Planowane prace badawcze

Diagnostyka konstrukcji tunelu obejmowała:
– określenie stopnia skarbonatyzowania betonu w otulinie zbrojenia,
– ocenę stanu zagrożenia korozyjnego zbrojenia,
– określenie średnicy i układu prętów zbrojeniowych konstrukcji nośnej tunelu,
– określenie wytrzymałości betonu konstrukcji nośnej tunelu.

Obszary które poddane zostały diagnostyce zaznaczono na rzucie i przekroju tunelu na rys. 2.

Oceny stopnia skarbonatyzowania betonu w otulinie zbrojenia dokonano na podstawie oznaczenia pH betonu za pomocą testu tęczowego (test Rainbow). Badanie wykonano na spodniej stronie płyty stropowej w dwóch obszarach wytypowanych na podstawie wstępnych oględzin jako najbardziej narażone na niekorzystny wpływ warunków zewnętrznych (bliskość dylatacji, widoczne zacieki, odspojenia betonu, odsłonięte fragmenty prętów zbrojenia z widocznymi produktami korozji).

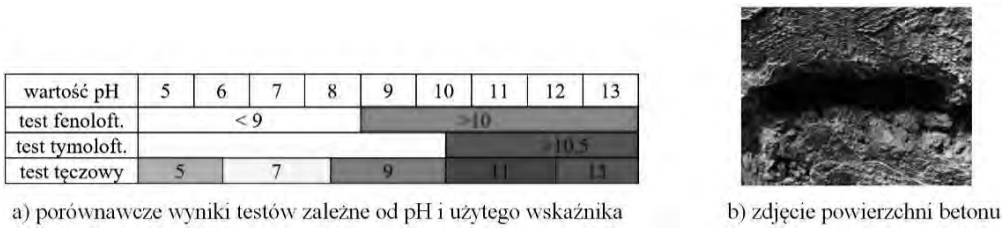
Oceny stanu zagrożenia korozyjnego zbrojenia dokonano semi-niszczącą, elektrochemiczną, polaryzacyjną metodą impulsu galwanostatycznego. Do badania wybrano pręty zbrojenia zlokalizowane w obszarach wytypowanych zgodnie z wcześniejszym opisem. W obszarze I wytypowano 6 prętów, w obszarze II wytypowano jeden pręt. Dla każdego pręta przyjęto 10 punktów pomiarowych rozmieszczonych na powierzchni otuliny betonowej równomiernie co 15 cm wzdłuż linii przebiegu pręta. Ocenę przeprowadzono przy użyciu zestawu GP – 5000 GalvaPulse^{TM} [1, 2, 3].

Lokalizację prętów zbrojeniowych w betonie oraz określenie grubości otuliny betonowej wykonano przy wykorzystaniu skanera PS200s firmy Hilti. Urządzenie działa na zasadzie indukcji elektromagnetycznej i prądów wirowych [4, 5]. Kontrola średnicy prętów zbrojeniowych wykonana została w miejscach ubytków otuliny betonowej oraz na podstawie inwentaryzacji próbek rdzeniowych pobranych z odwiertów.

Klasę betonu elementów konstrukcji nośnej tunelu wykonano na podstawie badań próbek betonowych pobranych z odwiertów.

3. Wyniki pomiarów i analiza

Po przeprowadzeniu oznaczenia pH betonu na spodniej stronie badanej płyty tunelu w dwóch wytypowanych obszarach, w wyniku powstałego zabarwienia po użyciu testu tęczowego (test Rainbow) uzyskano odcienie pomarańczowe, zielone oraz lekko malinowe, co pozwoliło oznaczyć wartość pH betonu ok. 5, 9 lub 11, co świadczy o różnym stopniu zobojętnienia betonu otuliny, ale w każdym przypadku wartość ta była mniejsza niż 11,8, czyli poniżej bezpiecznej granicy stanowiącej o istnieniu warstwy pasywnej na prętach zbrojenia chroniącej przed korozją. Na rys. 3a zamieszczono skalę oznaczenia pH wg różnych wskaźników (najniżej – test tęczowy) a na rys. 3b zdjęcia zabarwionego betonu.



a) porównawcze wyniki testów zależne od pH i użytego wskaźnika

b) zdjęcie powierzchni betonu

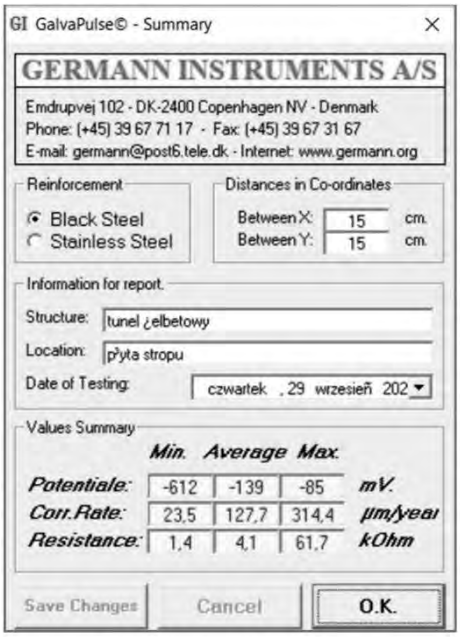
Rys. 3. Ocena karbonatyzacji betonu spodniej strony badanej płyty tunelu.

Wyniki pomiarów wykonanych za pomocą urządzenia pomiarowego GP-5000 GalvaPulse^{TM} na zbrojeniu badanym od spodniej strony płyty stropowej w wyselekcjonowanych dwóch obszarach (obszar I: rys. 4a i obszar II: rys. 4b) zestawione zostały w tablicach wygenerowanych w programie GalvaPulse oraz przedstawione w formie graficznych map rozkładów wartości mierzonych parametrów (rys. 5 dla obszaru I oraz rys. 6 dla obszaru II).

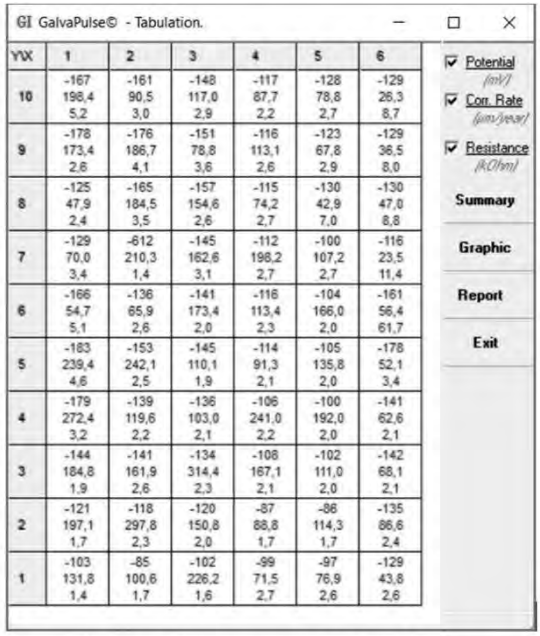


Rys. 4. Fragment spodniej strony płyty stropu tunelu podlegający badaniu: a) obszar I, b) obszar II.

W tablicach, dla każdego punktu pomiarowego o określonych współrzędnych (X,Y), podane zostały trzy wartości: potencjał stacjonarny zbrojenia, E_{st} [mV] (wartość górna), tempo korozji, [$\mu m \cdot rok^{-1}$] (wartość środkowa; przeliczona automatycznie ze zmierzonej i również zarejestrowanej w programie gęstości prądu korozyjnego) oraz rezystywność otuliny betonowej, Θ [$k\Omega \cdot cm$] (wartość dolna). Powyższe wartości analizowane w oparciu o kryteria podane w tablicy 1 pozwoliły na określenie prawdopodobieństwa występowania korozji zbrojenia na badanych obszarach oraz na ocenę stopnia aktywności korozyjnej i szacowanie tempa korozji poszczególnych badanych prętów. Analizę wyników ułatwiają graficzne mapy rozkładu wartości poszczególnych parametrów, przy czym dla obszaru II wygenerowanie to nie było możliwe ze względu na badanie tylko jednego pręta i liniowy układ wartości.

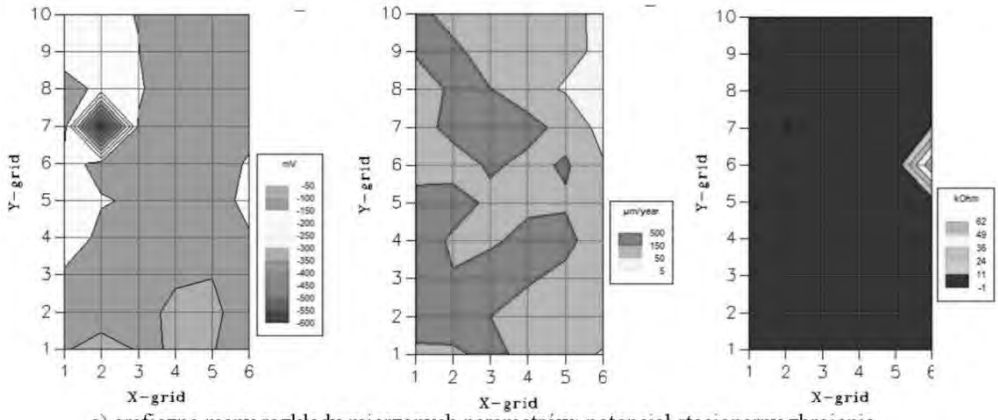


a) tabela wartości średnich



YX	1	2	3	4	5	6
10	-167 198,4 5,2	-161 90,5 3,0	-148 117,0 2,9	-117 87,7 2,2	-128 78,8 2,7	-129 26,3 8,7
9	-178 173,4 2,6	-176 186,7 4,1	-151 78,8 3,6	-116 113,1 2,6	-123 67,8 2,9	-129 36,5 8,0
8	-125 47,9 2,4	-165 184,5 3,5	-157 154,6 2,6	-115 74,2 2,7	-130 42,9 7,0	-130 47,0 8,8
7	-129 70,0 3,4	-612 210,3 1,4	-145 162,6 3,1	-112 198,2 2,7	-100 107,2 2,7	-116 23,5 11,4
6	-166 54,7 5,1	-136 65,9 2,6	-141 173,4 2,0	-116 113,4 2,3	-104 166,0 2,0	-161 56,4 61,7
5	-183 239,4 4,6	-153 242,1 2,5	-145 110,1 1,9	-114 91,3 2,1	-105 135,8 2,0	-178 52,1 3,4
4	-179 272,4 3,2	-139 119,6 2,2	-136 103,0 2,1	-106 241,0 2,2	-100 192,0 2,0	-141 62,6 2,1
3	-144 184,8 1,9	-141 161,9 2,6	-134 314,4 2,3	-108 167,1 2,1	-102 111,0 2,0	-142 68,1 2,1
2	-121 197,1 1,7	-118 297,8 2,3	-120 150,8 2,0	-87 88,8 1,7	-86 114,3 1,7	-135 86,6 2,4
1	-103 131,8 1,4	-85 100,6 1,7	-102 226,2 1,6	-99 71,5 2,7	-97 76,9 2,6	-129 43,8 2,6

b) wartości w poszczególnych punktach



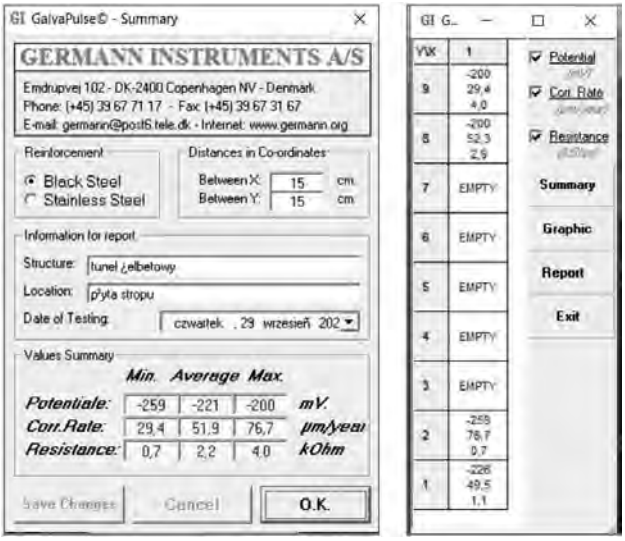
c) graficzne mapy rozkładu mierzonych parametrów: potencjał stacjonarny zbrojenia, gęstość prądu korozyjnego, rezystywność otuliny betonowej

Rys. 5. Wynik badań metodą GalvaPulse dla obszaru I.

W obszarze I na podstawie analizy wyników pomiarów wykonanych w sumie w 60 punktach żelbetowej płyty stropowej: dla 6 prętów po 10 punktów pomiarowych wzdłuż każdego pręta (rys. 5) ustalono, że potencjał stacjonarny zbrojenia mieścił się w zakresie E_{st} = -85– -612 mV, co wskazywało na prawdopodobieństwo korozji od 5 do 95%. Gęstość prądu korozyjnego w 6 punktach osiągała wartość i_{kor} = 2,03 –23,5 µA·cm^{-2}, co pozwalało wnioskować o aktywności korozyjnej zbrojenia od nieistotnej po wysoką, przy czym na podstawie mapy rozkładu tempa korozji widać, że na zdecydowane większej części obszaru I aktywność korozyjna jest na poziomie umiarkowanej i wysokiej. Świadczy to o wysokim tempie korozji w czasie, sięgającym maksymalnie 0,314 mm·rok^{-1}, o ile warunki otoczenia

pozostaną niezmienione. Rezystywność otuliny betonowej, poza dwoma punktami pomiarowymi, miała wartość poniżej Θ < 10 kΩ·cm, co oznacza duże prawdopodobieństwo korozji (potwierdzone jednocześnie w obrazie widocznym gołym okiem).

W obszarze II, w którym badaniom poddany był jeden pręt, ze względu na utrudniony dostęp do badanej powierzchni pomiary uzyskano tylko z 4 punktów pomiarowych (rys. 6). Wartości potencjału stacjonarnego zbrojenia mieściły się w zakresie E_{st} = -200 –-259 mV, co wskazywało na 50% prawdopodobieństwo korozji. Gęstość prądu korozyjnego wynosiła i_{kor} = 2,5–6,6 μA·cm^{-2}, co wskazywało na niską aktywność korozyjną zbrojenia i tempo przyrostu korozji na poziomie 0,029 –0,077 mm·rok^{-1}, o ile warunki otoczenia nie ulegną zmianie. Rezystywność otuliny betonowej wynosiła Θ = 0,7 –4,0 kΩ·cm, co oznacza duże prawdopodobieństwo korozji.



Rys. 6. Wynik badań metodą GalvaPulse dla obszaru II.

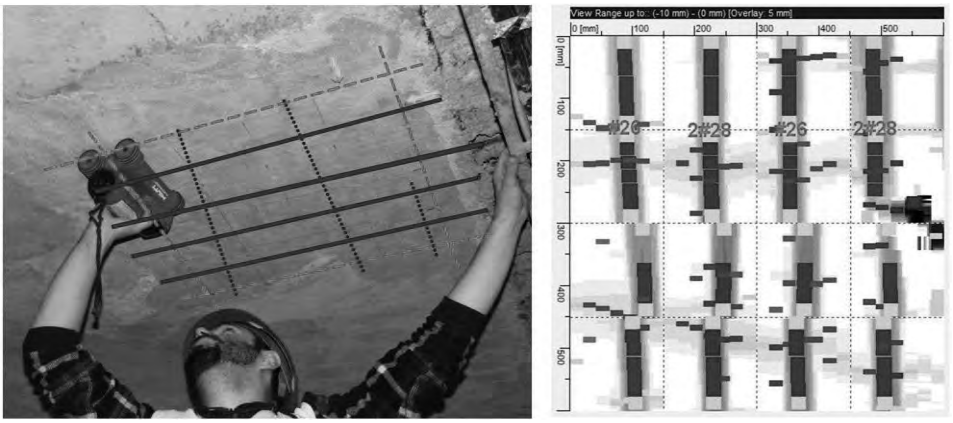
Tablica 1. Kryteria do oceny stopnia zagrożenia korozyjnego zbrojenia.

Kryteria do oceny stopnia zagrożenia korozyjnego zbrojenia metodą GP			
Gęstość prądu korozyjnego $i_{kor,}$ [μA·cm^{-2}]	**Aktywność korozyjna zbrojenia**		**Tempo korozji;[mm·rok^{-1}]**
	< 0,5	nieprognozowana	< 0,006
	0,5– 2,0	nieistotna	0,006–0,023
	2,0–5,0	niska	0,023–0,058
	5,0–15,0	umiarkowana	0,058–0,174
	> 15,0	wysoka	>0,174
Potencjał stacjonarny zbrojenia E_{st}, [mV]	< -350	95% prawdopodobieństwo korozji	
	-350–-200	50% prawdopodobieństwo korozji	
	> -200	5% prawdopodobieństwo korozji	
Rezystywności otuliny betonu Θ, [kΩ·cm]	≤ 10	duże prawdopodobieństwo korozji	
	10–20	średnie prawdopodobieństwo korozji	
	≥ 20	małe prawdopodobieństwo korozji	

Wyniki skanowania z wykorzystaniem ferroscan-u PS 200s Hilti przedstawiono dla trzech obszarów: strop nad tunelem przenośnika taśmowego (obszar ten pokrywał się z obszarem I przeznaczonym do ceny stanu zagrożenia korozyjnego zbrojenia – rys. 4a), ściana tunelu

przenośnika taśmowego obszar I i II. Przed przystąpieniem do badania na powierzchnię betonu naniesiono siatkę 4×4 lub 4×8 w zależności od badanego obszaru o wymiarach oczka 0,15×0,15 m. W oparciu o nią wykonano przejazdy za pomocą ferroscan-u (funkcja „Imagescan"), czyli skanowanie wzdłuż wierszy i kolumn siatki.

Podczas skanowania stropu (powierzchnia skanowania 60×60 cm) wykryto 4 rzędy prętów na jednym kierunku (zbrojenie główne) i dwa pręty prostopadłe o średnicy 10 mm (rys. 7). Szczegółowe wyniki pomiarów przedstawiono w tablicy 2. Na podstawie pomiarów przeprowadzonych z wykorzystaniem suwmiarki w miejscu brakującej otuliny betonowej określono dokładną średnicę prętów zbrojenia głównego: naprzemiennie para 2#28 i pojedynczy pręt #26.

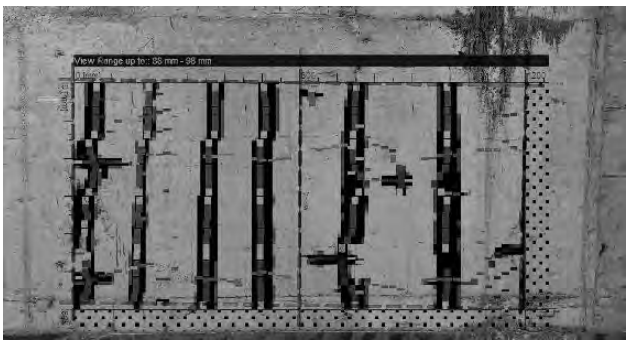


Rys. 7. Wynik skanowania stopu nad tunelem przenośnika taśmowego.

Tablica 2. Wynik analizy skanu stopu nad tunelem przenośnika taśmowego.

Kierunek/średnica zbrojenia	**Wyniki pomiarów [mm]**				
Pionowe/ #26/28 mm	Pomierzone rozstawy prętów:		137	132	128
	Średni rozstaw =				132
	Otulina:	23	19	18	21
	Średnia grubość otuliny prętów pionowych =				20
Poziome/#10 mm	Pomierzone rozstawy prętów:				232

Podczas skanowania ściany tunelu w obszarze I (powierzchnia skanowania 60×120 cm) wykryto 6 prętów pionowych o średnicy 20 mm i dwa pręty poziome o średnicy 10 mm. Szczegółowe wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 8 i w tablicy 3.

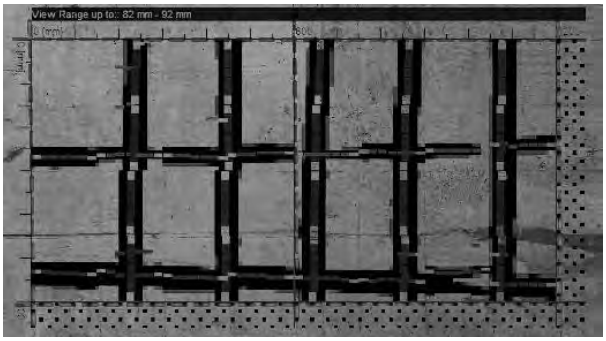


Rys. 8. Wynik skanowania ściany przenośnika taśmowego – obszar I.

Tablica 3. Wynik analizy skanu ściany tunelu przenośnika taśmowego – prawa strona – obszar I.

Kierunek/średnica zbrojenia	**Wyniki pomiarów [mm]**						
Zbrojenie pionowe/20 mm	Pomierzone rozstawy prętów:	137	178	134		239	245
	Średni rozstaw =						187
	Otulina:	75	85	79	75	70	66
	Średnia grubość otuliny prętów pionowych =						75
Zbrojenie poziome/10 mm	Pomierzone rozstawy prętów:	294					

Podczas skanowania ściany tunelu w obszarze II (powierzchnia skanowania 60×120 cm) wykryto 5 prętów pionowych o średnicy 20 mm i dwa pręty poziome o średnicy 10 mm. Szczegółowe wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 9 i w tablicy 4.



Rys. 9. Wynik skanowania ściany tunelem przenośnika taśmowego – obszar II.

W celu określenia wytrzymałości betonu w konstrukcji tunelu pobrano łącznie 13 próbek rdzeniowych ze ścian oraz posadzki. W pracy prezentowane są wyniki ograniczone do 4 próbek rdzeniowych pobranych ze ściany tunelu przenośnika taśmowego w pobliżu obszaru skanowania nr I (rys. 10 i 11). Pobrane próbki poddano inwentaryzacji czyli pomiarom wymiarów geometrycznych, określeniu lokalizacji i średnicy widocznego w pobranych rdzeniach zbrojenia (rys. 12). Następnie pocięto je na 8 próbek do badania wytrzymałości na ściskanie. Do tego celu wykorzystano jedynie 3 próbki ponieważ pierwsza próbka rdzeniowa uległa rozwarstwieniu w miejscu łączenia różnych warstw betonu.



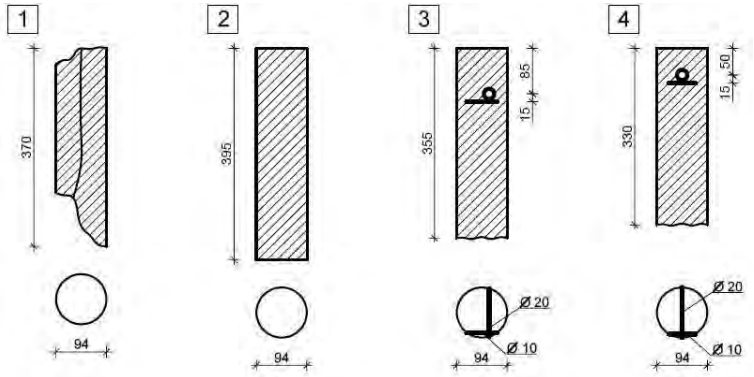
Rys. 10. Moment wiercenia w miejscu pobierania próbki rdzeniowej nr 3 wraz z widocznym obszarem skanowania zbrojenia za pomocą skanera PS200s firmy Hilti.

Tablica 4. Wynik analizy skanu ściany tunelu przenośnika taśmowego – prawa strona – obszar II.

Kierunek/średnica zbrojenia	Wyniki pomiarów [mm]					
Zbrojenie pionowe/20 mm	Rozstawy prętów:		210	211	201	215
	Średni rozstaw =					209
	Otulina:	30	43	38	44	42
	Średnia grubość otuliny prętów pionowych =					39
Zbrojenie poziome/10 mm	Rozstawy prętów:	280				



Rys. 11. Próbki rdzeniowe pobrane z odwiertów.



Rys. 12. Inwentaryzacja pobranych próbek rdzeniowych.

Tablica 4. Opis próbek przeznaczonych do badania wytrzymałości na ściskanie wraz z wynikami.

Próbki	Walcowe			Data pobrania/badania:	28.09.2022/ 17.10.2022	
Nr	Wysokość/ średnica [mm]	$f_{c,core}$ [MPa]	$f_{c,is}$ [MPa]	Wyniki		
1	-	-	-			
2A	93/94,5	25,18	20,65	Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie =	25,59	[MPa]
2B	93,5/94,5	30,10	24,68	Odchylenie standardowe =	4,21	[MPa]
2C	94/94	28,56	23,42	Minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie =	20,65	[MPa]
2D	94,5/94	26,48	21,71	Współczynnik zmienności =	16	%
3A	93/94	30,85	25,30			
3B	93/94	30,75	25,22			
4A	94/94	38,52	31,59			
4B	94,5/94	39,22	32,16			

Wytrzymałość betonu określano w hydraulicznej maszynie wytrzymałościowej. Na podstawie oględzin przeprowadzonych po badaniach wytrzymałościowych stwierdzono, że wszystkie uległy prawidłowemu zniszczeniu. Uzyskane wyniki przedstawiono w tablicy 4.

Wytrzymałość betonu określono zgodnie z aktualnie obowiązującymi normami [6, 7, 8, 10]. W tablicy 4 wartości wytrzymałości otrzymanych dla odwiertów o proporcji wymiarów 1:1 przeliczono na wytrzymałość słupową za pomocą współczynnika 0.82. Współczynnik n przyjęto równy 2 ze względu na przebadanie 8 próbek betonowych, natomiast współczynnik M przyjęto równy 4, ze względu na uzyskaną wartość minimalnej wytrzymałość powyżej 20 MPa– wzór (1).

$$f_{ck} = min\begin{cases} f_{c,m(n)is} - k_n s = 25.59 - 2 \cdot 4.21 = 17.16 MPa \\ f_{c,is,lowest} + M = 20.65 + 4 = 24.65 MPa \end{cases} \quad (1)$$

Na podstawie otrzymanych wyników wartość wytrzymałości charakterystycznej badanego betonu wynosi 17.16 MPa.

4. Podsumowanie i wnioski

Pomiary wykonane metodą impulsu galwanostatycznego za pomocą zestawu GP-5000GalvaPulse^{TM} na spodniej stronie stropu tunelu w dwóch wyselekcjonowanych obszarach wskazują na wysoki stan aktywności korozyjnej badanego zbrojenia i tym samym szybkie tempo przyrostu korozji, o ile warunki otoczenia pozostaną niezmienione. Badana otulina betonowa – oznaczenie pH betonu za pomocą testu tęczowego wykazała zobojętnienie betonu i tym samym brak walorów ochronnych w stosunku do prętów zbrojenia.

Właściwe diagnozowanie stanu konstrukcji utrudniły wykonane świeżo zaprawki betonowe, które miały na celu zabetonowanie powstałych rys i ubytków, ale o ile nie nastąpiło gruntowne wcześniejsze zabezpieczenie zbrojenia, zaprawki te mogą zdecydowanie zaszkodzić, ponieważ pod warstwą betonu będzie dochodziło do procesu korozji na zbrojeniu, a powstające produkty korozji będą rozsadzać od środka otulinę betonową. Należy dodać, że mimo wykonanych zaprawek, w licznych miejscach na stropie otulina nie zakrywała zbrojenia, a widoczne pręty były mocno skorodowane z wyraźnymi złuszczeniami w postaci produktów korozji – rdzy.

Na podstawie przedstawionych wyników badań konstrukcji tunelu określono następujące wnioski i zalecenia:

– konstrukcja tunelu przenośnika taśmowego pod istniejącą halą obróbki kamienia jest w średnim stanie technicznym,
– wymagane są prace konserwacyjne, naprawcze w celu zabezpieczenia przed postępującą korozją.

Literatura

1. Information on http://www.germann.org/TestSystems/GalvaPulse/GalvaPulse.pdf, 2009.
2. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, PWN, Warszawa 2011.
3. Raczkiewicz W., Wójcicki A.: Wybrane aspekty prognozowania poziomu korozji stali zbrojeniowej w betonie metodą elektrochemiczną. Przegl. Spaw., 11/2017, s. 28–33.
4. Urbanowicz D., Warzocha M.: Wykorzystanie urządzeń ferromagnetycznych w diagnostyce konstrukcji budowlanych, Przegl. Bud., 5/2015, s. 32–35.
5. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali, Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: PWN, Warszawa 2010.

6. PN-EN 12390-4:2020 Badanie betonu – Część 4: Wytrzymałość na ściskanie. Wymagania dotyczące maszyn wytrzymałościowych.
7. PN-EN 12390-3:2019 Badanie betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
8. PN-EN 13791:2019 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
9. Moczko A.: Nowa norma europejska EN 13791:2019. Blaski i cienie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach budowlanych na podstawie badania odwiertów rdzeniowych, Dni Betonu 2023, s. 449–460.

Diagnostics of reinforced concrete tunnel structure in an industrial plant

Key words: diagnostics of reinforced concrete structures, semi-destructive testing, non-destructive testing, carbonation of concrete, corrosion of reinforcement

Ocena nośności i wzmacnianie słupów żelbetowych w historycznym budynku produkcyjnym

TADEUSZ URBAN, MICHAŁ GOŁDYN*, ŁUKASZ KRAWCZYK
Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Streszczenie: W pracy zaprezentowano sposób oceny nośności słupów żelbetowych z wykorzystaniem metody globalnych współczynników bezpieczeństwa według normy PN-56/B-03260. W tym celu przeprowadzono analizę dostępnej dokumentacji, wykryto zbrojenie w słupie, wykonano odkrywki i zmierzono średnice prętów skorodowanych jak i nieuszkodzonych, z podciągów pobrano próbki betonu do badań niszczących. Korzystając ze zgromadzonych informacji przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową i ustalono zakres współczynników bezpieczeństwa dla poszczególnych słupów w zależności od stopnia uszkodzenia przekroju i wytrzymałości betonu. Biorąc pod uwagę otrzymane rezultaty podjęto decyzję o wzmocnieniu słupów. Jako najlepszą metodę wybrano wykonanie żelbetowych gorsetów.

Słowa kluczowe: budynek szkieletowy, słup żelbetowy, analiza konstrukcji, wzmacnianie, żelbetowy gorset

1. Wprowadzenie

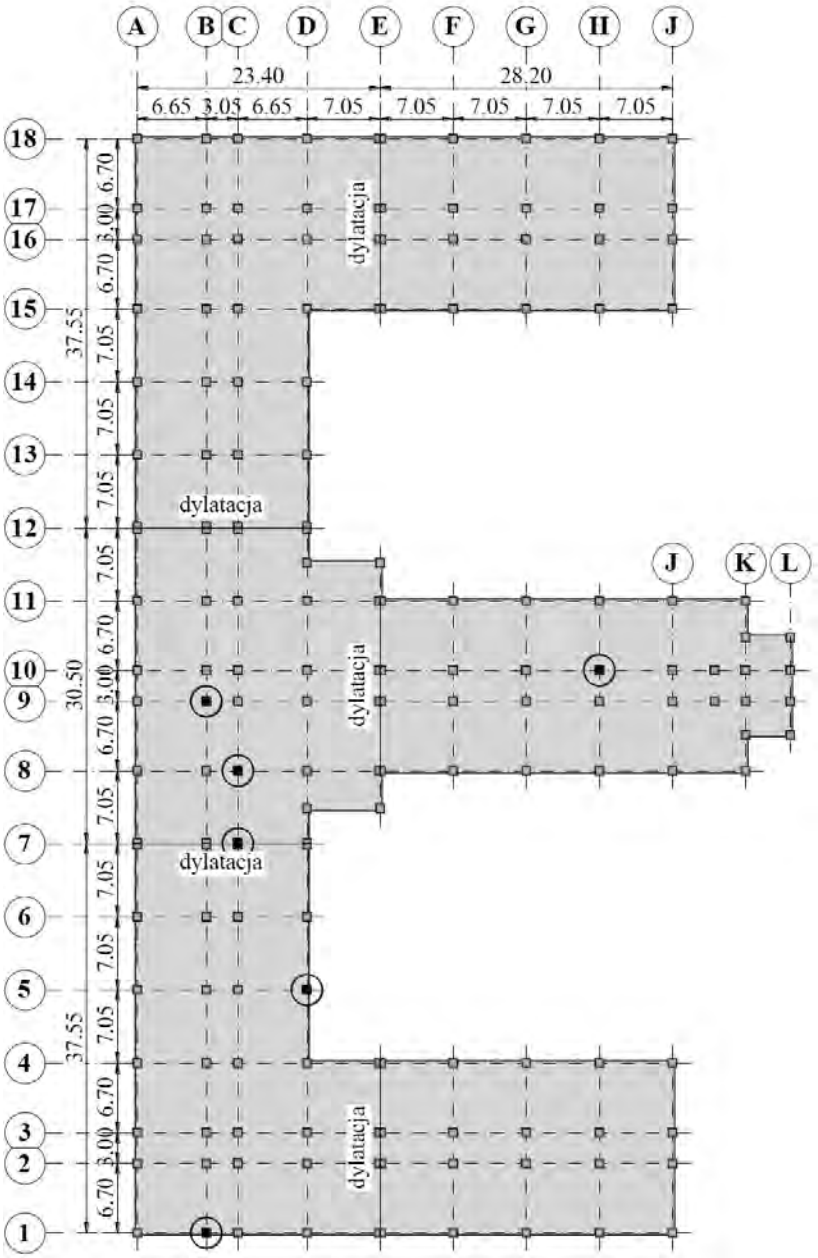
Przedmiotem rozważań przedstawionych w rozdziale są słupy żelbetowe stanowiące elementy głównej konstrukcji nośnej pięciokondygnacyjnego budynku przemysłowego, którego budowa zakończyła się w 1931 r. Od chwili powstania budynek nie zmienił swojego przeznaczenia. W trakcie eksploatacji zarządca budynku zauważył spękania warstw wykończeniowych jednego ze słupów w poziomie parteru. Po odspojeniu luźnych fragmentów tynku i otuliny stwierdzono silnie skorodowane zbrojenie główne. Uszkodzenia te wzbudziły zaniepokojenie odnośnie możliwości dalszej, bezpiecznej eksploatacji budynku. Autorzy opracowania zostali poproszeni o przygotowanie ekspertyzy w zakresie nośności słupa a następnie projektu jego wzmocnienia. Późniejsza, sukcesywna inspekcja kolejnych słupów przyziemia wykazała, że przypadek ten nie był odosobniony i w ramach dotychczasowych prac przeprowadzono analizy i wykonano projekty dotyczące łącznie 6 słupów w poziomie parteru (słupy te oznaczono kolorem czarnym na rys. 1).

2. Ogólny opis konstrukcji

Obiekt ma w rzucie kształt litery „E” i jest podzielony dylatacjami na sześć niezależnych segmentów – patrz rys. 1. Budynek liczący pięć kondygnacji ma wysokość około 18,0 m i wymiary w rzucie około 51,6×105,6 m. Główną konstrukcję nośną stanowią żelbetowe

*Autor do korespondencji: *michal.goldyn@p.lodz.pl*

monolityczne ramy trójnawowe w rozstawie co około 6,70–7,05 m. Rozpiętości naw zewnętrznych są równe około 6,65–6,70 m a naw wewnętrznych 3,00–3,05 m. Na ryglach ram o przekroju 0,5×0,7 m opierają się żebra o wymiarach 0,25×0,5 m w rozstawie co około 2,15 m, na których wykonano płytę żelbetową grubości 0,12 m. W strefach oparcia przekrój żeber został zwiększony poprzez wprowadzenie charakterystycznych skosów (patrz rys. 5), których celem było ograniczenie naprężeń stycznych w przekrojach podporowych.



Rys. 1. Rzut budynku

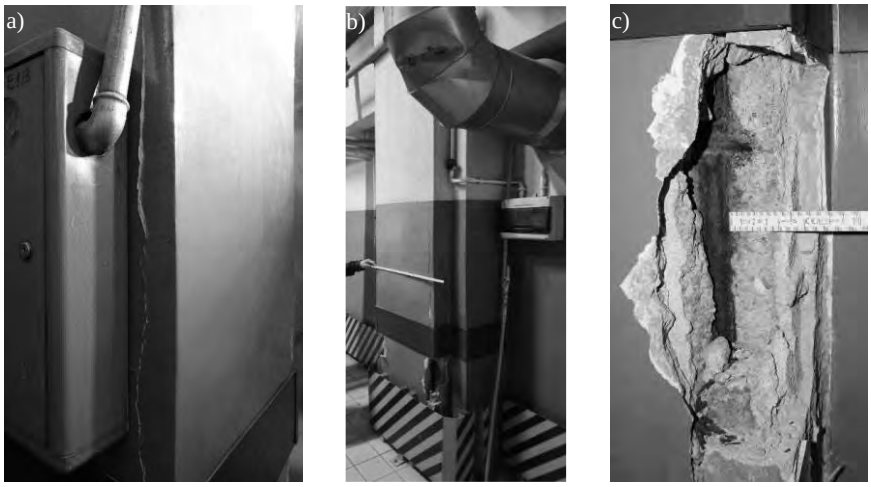
Przekroje słupów nie są stałe i ulegają zmniejszeniu wraz z wysokością. W poziomie przyziemia występują słupy o zróżnicowanym przekroju: 0,9×0,9 m, 0,9×0,6 m, 0,5×1,0 m. W miejscach dylatacji słupy zostały podzielone i składają się z dwóch przekrojów o zbliżonym kształcie. Wysokość brutto kondygnacji powtarzalnej wynosi 4,0 m.

Sztywność przestrzenną zapewniono poprzez sztywne węzły ram, wypełniające ściany murowane z cegły pełnej połączone ze słupami za pomocą charakterystycznych wrębów, a także klatki schodowe obudowane ścianami murowanymi

Od chwili wybudowania w 1931 r. w budynku prowadzona jest działalność produkcyjna. Obecnie na cele produkcyjno-magazynowe wykorzystywane są powierzchnie stropów wszystkich kondygnacji z wyjątkiem poddasza. Ze względu na brak dokumentacji projektowej a także liczne zmiany w zakresie umiejscowienia i ciężaru maszyn sytuowanych na stropach, konstrukcja budynku była przedmiotem licznych ekspertyz i opinii, jakie przygotowano na przestrzeni lat. Na ich podstawie określono dopuszczalne obciążenia powierzchniowe jak również wykonano lokalne wzmocnienia konstrukcji stropów, najczęściej w formie stalowych wymianów kotwionych do ram żelbetowych. W jednym z nowszych opracowań ograniczono dopuszczalne obciążenia użytkowe stropów do wartości 3,5 oraz 5,0 kN/m^2, odpowiednio w traktach wewnętrznych i skrajnych.

3. Charakterystyka stwierdzonych uszkodzeń

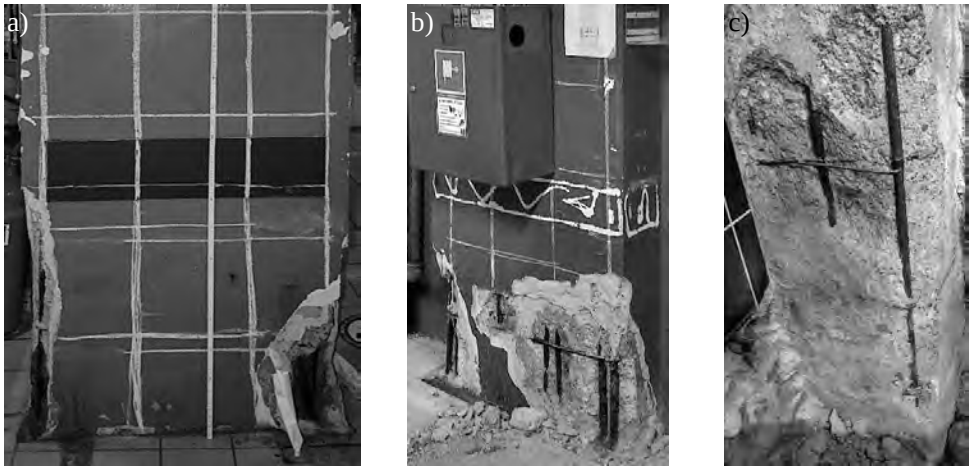
W trakcie użytkowania obiektu jego właściciel zauważył podłużne spękania tynku w sąsiedztwie naroży jednego ze słupów w poziomie parteru. Po odspojeniu wierzchniej warstwy wykończeniowej okazało się, że zasięg uszkodzeń jest znacznie większy i sięga zbrojenia głównego słupa, które dodatkowo nosiło ślady zaawansowanej korozji – patrz rys. 2.



Rys. 2. Widok uszkodzonego słupa w osiach D/5.

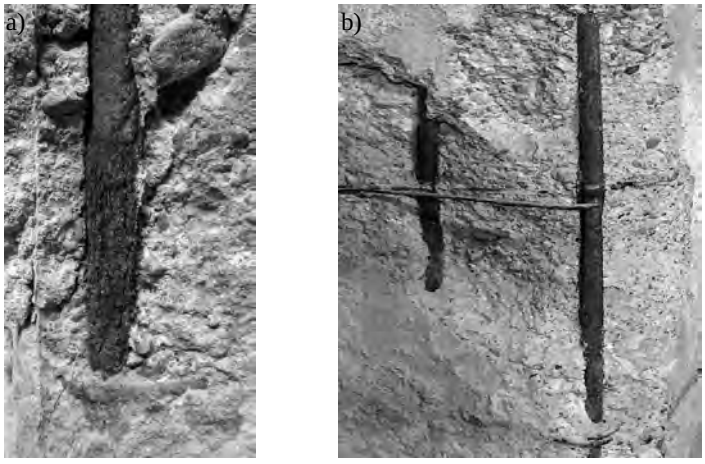
Ze względu na obawy dotyczące możliwości dalszego bezpiecznego użytkowania budynku jego właściciel zwrócił się do autorów opracowania z prośbą o przygotowanie ekspertyzy. Jej głównym celem miała być ocena nośności uszkodzonego słupa a następnie przygotowanie zaleceń dotyczących tymczasowego zabezpieczenia i późniejszej naprawy elementu konstrukcyjnego. Jak pokazał dalszy bieg wydarzeń, przypadek ten nie był odosobniony i późniejsza inwentaryzacja słupów przeprowadzona przez właściciela obiektu wykazała uszkodzenia elementów także w innych częściach budynku.

We wszystkich miejscach, w których stwierdzono zarysowanie słupów, odsłonięto odspojoną otulinę i warstwy wykończeniowe, uwidaczniając skorodowane zbrojenie podłużne i poprzeczne. We wszystkich przypadkach zasięg największych uszkodzeń ograniczał się głównie do strefy sięgającej około 1,0 m od powierzchni posadzki – patrz rys. 3. Wobec całkowitego skarbonatyzowania otuliny beton stracił właściwości ochronne względem zbrojenia, jednak procesy korozyjne wymagały dostępu wody. Co zrozumiałe, najbardziej zawilgocone były sekcje słupów mające kontakt z podłożem.



Rys. 3. Przykłady uszkodzeń dolnej sekcji słupów wewnętrznych w osiach: a) H/10, b) J/9, c) C/7.

Odspojenie otuliny było efektem zaawansowanych procesów korozyjnych, w wyniku których powstały ekspansywne produkty reakcji jonów żelaza i wodorotlenowych. Wskutek korozji przekrój prętów podłużnych uległ lokalnemu zmniejszeniu nawet o około 25–40%. Nie była to jedyna stwierdzona forma degradacji zbrojenia bowiem w niektórych miejscach zauważono również uszkodzenie struktury przejawiające się podłużnymi spękaniami świadczącymi o osłabieniu więzi pomiędzy atomami żelaza (rys. 4a). Taka forma uszkodzeń świadczy o częściowej utracie właściwości wytrzymałościowych zbrojenia, na co zwraca się uwagę w pracy [8].



Rys. 4. Przykłady uszkodzeń korozyjnych zbrojenia: a) słup w osiach D/5 – uszkodzenie struktury stali, b) słup w osiach C/7 – ubytek przekroju strzemienia sięgający 70%.

4. Charakterystyka materiałów w konstrukcji

4.1 Beton

Ze względu na wiek betonu (ponad 90 lat), należało oczekiwać przyrostu wytrzymałości na ściskanie, który mógł kompensować stosunkowo niską wytrzymałość początkową. Z drugiej strony możliwe osłabienie wynikające na przykład z niedostatecznego zagęszczenia mieszanki czy też rozfrakcjonowania kruszywa mogły istotnie obniżyć wytrzymałość betonu. We wszystkich wcześniejszych, dostępnych autorom ekspertyzy, opracowaniach posiłkowano się oceną wytrzymałości betonu w konstrukcji na podstawie badań nieniszczących, prowadzonych przy użyciu sklerometru Schmidta. Na tej podstawie klasę wytrzymałości betonu na ściskanie szacowano na B12,5 – B20 (R_b^G = 12,2–19,5 MPa) lub C12/15.

Ze względu na orientacyjny charakter badań nieniszczących nieskorelowanych z badaniami niszczącymi, autorzy opracowania stwierdzili konieczność określenia wytrzymałości betonu w konstrukcji w sposób bezpośredni. Z uwagi na poważne wątpliwości dotyczące stanu technicznego słupów odstąpiono od pobierania rdzeni z tych elementów, aby nie powodować dodatkowego ich osłabienia. Zdecydowano się na wykonanie odwiertów w dochodzących ryglach w osi 5 (w poziomie stropu nad parterem) i w osi 14 (w poziomie stropu nad pierwszym piętrem). Założono, że wszystkie elementy żelbetowe zostały wykonane z betonu o zbliżonym składzie i cechach.

W każdym z podciągów wykonano dwa odwierty średnicy ϕ100 mm i długości około 250 mm, z których następnie przygotowano próbki do badania wytrzymałości betonu na ściskanie o współczynniku kształtu 1:1. W celu ograniczenia ingerencji w istniejącą konstrukcję, odwierty wykonano w połowie wysokości podciągu, na odcinkach wewnętrznych pomiędzy żebrami, gdzie występowała najmniejsza siła poprzeczna – patrz rys. 5

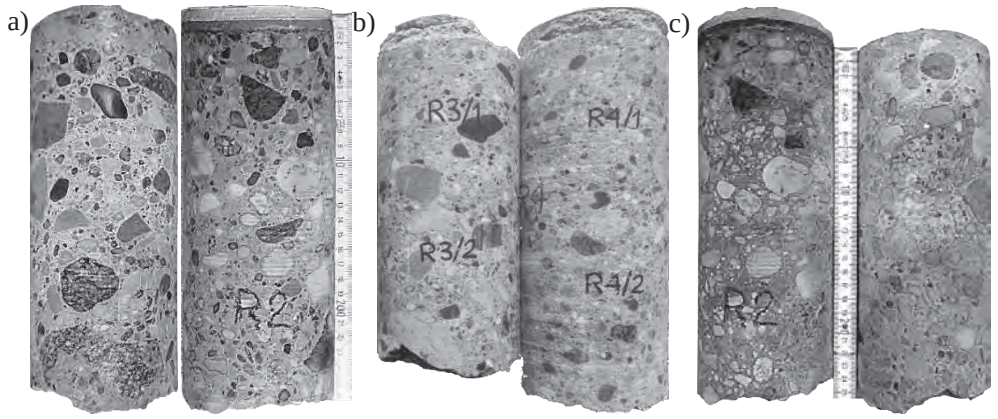


Rys. 5. Wykonywanie odwiertu w podciągu w osi 5.

Rdzenie pobrane z konstrukcji pokazano na rys. 6. Na podstawie przeprowadzonych oględzin stwierdzono, że beton przygotowano z wykorzystaniem kruszywa naturalnego otoczakowego o zróżnicowanym uziarnieniu i maksymalnej wielkości ziaren dochodzącej do kilku centymetrów. Można zauważyć dobre zagęszczenie betonu, bowiem w jego strukturze nie stwierdzono występowania kawern. Nie stwierdzono również uszkodzeń w formie spękań.

Na rys. 6c pokazano rezultat próby wykonanej przy użyciu roztworu fenoloftaleiny. W środowisku alkalicznym przy pH powyżej ~8,5–9,5 roztwór ten zabarwia powierzchnię

świeżego przełomu próbki na kolor amarantowy, co pozwala określić zasięg frontu karbonatyzacji. W przypadku badanych podciągów głębokość warstwy skarbonatyzowanej można było szacować na około 40–50 mm.



Rys. 6. Widok rdzeni pobranych z podciągów: a) w osi 5, b) w osi 14, c) rdzenie zabarwione roztworem fenoloftaleiny.

Na podstawie prób wykonanych bezpośrednio na powierzchni elementów konstrukcyjnych preparatem wskaźnikowym „Rainbow Indicator" stwierdzono, że odczyn pH betonu w sąsiedztwie zbrojenia zawiera się w przedziale 6–8, co świadczy o zaniku właściwości ochronnych betonu.

Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [3]. Średnia wytrzymałość na ściskanie oznaczona na rdzeniach średnicy ϕ100 mm wynosiła $f_{cm,core\ \phi100} = 21{,}1$ MPa. W celu określenia miarodajności wyników oznaczeń skorzystano z zasad normy PN-EN 13791:2019 [4], stosując test *Grubbsa*. Skrajne wyniki badań można uznać za miarodajne jeżeli:
w odniesieniu do minimalnego uzyskanego wyniku

$$\frac{f_{c,m(n),is} - f_{c,is,lowest}}{s} \le G_p \tag{1}$$

w odniesieniu do maksymalnego uzyskanego wyniku

$$\frac{f_{c,is,highest} - f_{c,m(n),is}}{s} \le G_p \tag{2}$$

gdzie:
$f_{c,is,lowest}$ – minimalna wytrzymałość na ściskanie uzyskana w badaniach,
$f_{c,is,highest}$ – maksymalna wytrzymałość na ściskanie uzyskana w badaniach,
$f_{c,m(n),is}$ – średnia wytrzymałość na ściskanie,
s – odchylenie standardowe charakteryzujące populację wyników oznaczeń,
G_p – współczynnik *Grubbsa* zależny od liczebności populacji wyników oznaczeń; przy $n = 8$ przyjmuje się parametr krytyczny testu *Grubbsa* $G_p = 2{,}274$.

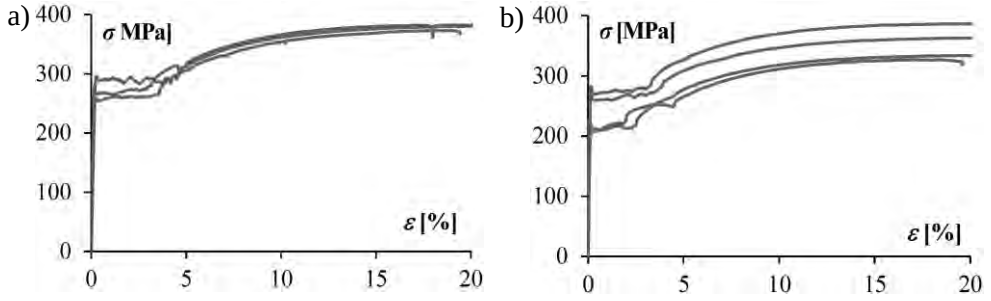
W rozważanym przypadku wszystkie wyniki oznaczeń można było uznać jako miarodajne. Uwzględniając kształt próbek, obliczono tzw. wytrzymałość słupową, stosując współczynnik kształtu CLF = 0,82 (ang. *core length factor*), zgodnie z normą [4]. Otrzymano średnią wytrzymałość odpowiadającą próbkom walcowym $f_{cm,is} = 17{,}3$ MPa.

4.2 Stal zbrojeniowa

W większości przypadków pobranie do badania próbek zbrojenia nie jest możliwe i przy ocenie parametrów wytrzymałościowych bazuje się na wizualnej ocenie prętów, przyjmując parametry wytrzymałościowe na podstawie kształtu i użebrowania prętów [1, 7]. Ze względu na prowadzoną przebudowę jednej z klatek schodowych i wiążącą się z tym częściową rozbiórkę biegów, autorzy ekspertyzy mieli możliwość pobrania usuniętego zbrojenia i wykonania badań niszczących. Na tej podstawie określono cechy mechaniczno-wytrzymałościowe stali wykorzystanej do zbrojenia konstrukcji. Można przypuszczać, że w pozostałych elementach konstrukcyjnych zastosowano wyroby o podobnych właściwościach.

Badania stali zbrojeniowej zrealizowano zgodnie z normą PN-EN ISO 6892-1 [5] na próbkach prętów gładkich o średnicy około ϕ24 i 12 mm. Zastosowana stal charakteryzowała się wyraźną granicą plastyczności i bardzo wysoką ciągliwością – wydłużalnością dochodzącą nawet do ponad 40% – patrz rys. 7.

Ustalono, że zbrojenie charakteryzuje się średnią granicą plastyczności f_{ym} = 273,2 MPa i f_{ym} = 253,7 MPa, odpowiednio w przypadku prętów ϕ12 i 24. Na tej podstawie można było stwierdzić, że zastosowana stal zbrojeniowa odpowiada w przybliżeniu klasie stali A-0 według PN-56/B-03260 [2].



Rys. 7. Zależności naprężenie-odkształcenie charakteryzujące badaną stal zbrojeniową: a) pręty ϕ12, b) pręty ϕ24.

5. Analiza obliczeniowa

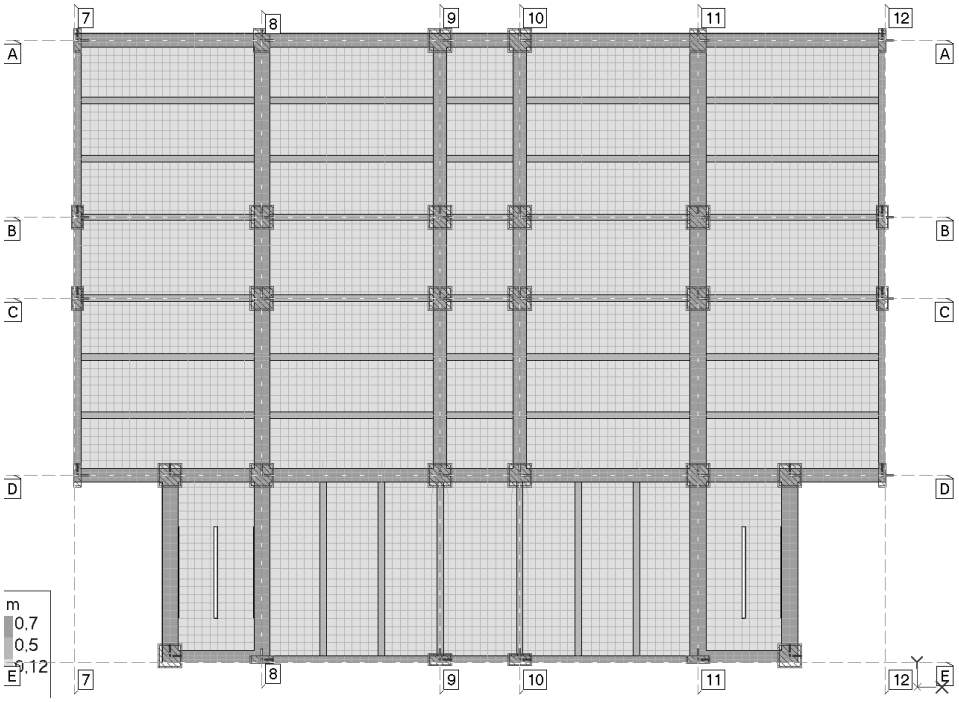
Ze względu na stwierdzone uszkodzenia słupów przeprowadzono analizę obliczeniową, która miała wykazać, czy możliwe jest bezpieczne użytkowanie obiektu. W tym celu przygotowano modele obliczeniowe, dzieląc strop na segmenty rozdzielone dylatacjami. Obliczenia wykonano w programie ABC Płyta autorstwa dr inż. Krzysztofa Grajka. Siły wewnętrzne określone w modelu płaskim posłużyły do późniejszej analizy wydzielonych ram, w których znajdowały się poszczególne słupy. Na rys. 8 pokazano widok modelu obliczeniowego jednego z segmentów stropu, z pokazanym układem elementów konstrukcyjnych.

W obliczeniach, poza ciężarem własnym konstrukcji, uwzględniono obciążenia stałe (wynikające z ciężaru warstw podłogowych, wykończenia i instalacji podwieszonych do stropu) o wartości 1,21 kN/m^2 a także obciążenia zmienne użytkowe o nominalnej wartości 3,5 i 5,0 kN/m^2, które zostały ustalone w ekspertyzach udostępnionych przez właściciela obiektu.

W analizie słupów rozważono dwa scenariusze obliczeniowe:

– sytuacja 1 – występują wszystkie możliwe obciążenia (obciążenia maksymalne),
– sytuacja 2 – występują wyłącznie obciążenia stałe i 30% obciążeń użytkowych (obciążenia ograniczone, odpowiadające realizacji przewidywanego wzmocnienia konstrukcji).

Podstawowy problem, jaki najczęściej napotyka się w trakcie oceny konstrukcji istniejących jest dobór procedur, które zostaną uwzględnione w obliczeniach konstrukcji. Stosowanie obowiązujących norm projektowych, uwzględniające metodę stanów granicznych, wskazuje z reguły na niedostateczną nośność konstrukcji historycznych, co wiąże się m.in. z istotną zmianą częściowych współczynników bezpieczeństwa odnoszących się do obciążeń. W specyfikacji technicznej PKN-CEN/TS 17440:2021-04 [9] zauważa się, że „konstrukcje, które nie spełniają wymogów norm projektowych, nie muszą być niebezpieczne". W szczególnych przypadkach dopuszcza się weryfikacji konstrukcji, polegającej na ocenie jej zachowania w trakcie dotychczasowego, wieloletniego użytkowania. Podejście takie wymaga starannej inspekcji (szczególnie w miejscach krytycznych dla nośności), która wykaże, że elementy konstrukcyjne nie noszą śladów uszkodzeń a dalsza eksploatacja nie będzie powodowała pogorszenia ich stanu.



Rys. 8. Model obliczeniowy jednego z rozważanych segmentów stropu.

Biorąc pod uwagę okres, w którym została zrealizowana konstrukcja, jej projekt uwzględniał pierwsze polskie przepisy dotyczące konstrukcji żelbetowych (dość oszczędne). Uwzględniając zapisy [9] autorzy opracowania zdecydowali się wykonać zgodnie z normą PN-56 B-03260 [2], która dotyczyła konstrukcji żelbetowych wykonanych z materiałów o cechach wytrzymałościowych podobnych jak w przypadku przedmiotowej konstrukcji. W dokumencie tym stosowana jest koncepcja globalnego współczynnika bezpieczeństwa, zgodnie z którą konstrukcję można uznać za bezpieczną, jeżeli nośność R jest nie mniejsza od wartości odpowiedniego efektu oddziaływania E (siły wewnętrznej), zwiększonego za pomocą współczynnika pewności s.

$$R \geq s \cdot E \tag{3}$$

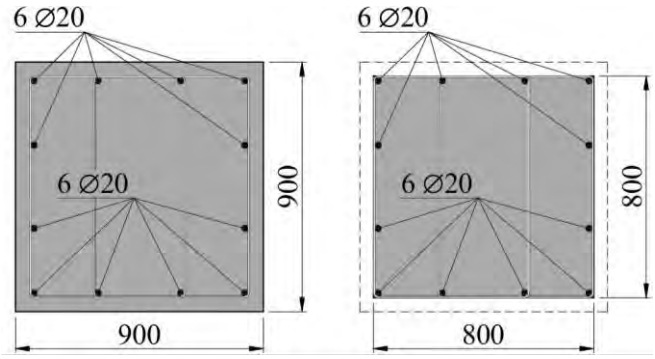
Współczynniki bezpieczeństwa przyjmuje się zależnie od możliwej przyczyny zniszczenia i relacji obciążeń zmiennych Q do stałych G zgodnie z Tablicą 1. W rozważanym przypadku współczynnik pewności nie powinien być mniejszy niż 1,8.

Ze względu na stwierdzone uszkodzenia słupów, obejmujące zarówno beton otuliny jak i zbrojenie podłużne, przeprowadzono analizę parametryczną, w której uwzględniono możliwe osłabienie przekroju słupa wynikające z degradacji przypowierzchniowej warstwy betonu. Ze względu na stwierdzone ubytki korozyjne zbrojenia głównego w obliczeniach zakładano każdorazowo minimalną średnicę zmierzoną w odkrywce. Liczbę prętów w słupach ustalono na podstawie badań pośrednich metodą elektromagnetyczną, weryfikowanych lokalnymi odkrywkami. W obliczeniach założono konserwatywnie cechy wytrzymałościowe zbrojenia odpowiadające stali klasy A-0 (granica plastyczności R_a = 190 MPa według [2]). Przykład przekroju jednego z analizowanych w ten sposób słupów pokazano na rys. 9.

Tablica 1. Współczynniki pewności *s* według PN-56 B-03260 [2].

Przyczyna zniszczenia		**Współczynnik pewności**	
		$Q/G \leq 2$	$Q/G > 2$
Osiągnięcie przez beton granicy wytrzymałości na ściskanie lub granicy plastyczności przez zbrojenie	w elementach ściskanych osiowo i mimośrodowo	1,8	2,0
	w pozostałych elementach konstrukcyjnych	1,6	1,8
Osiągnięcie przez beton granicy wytrzymałości na rozciąganie (naprężenia główne)		2,0	2,2

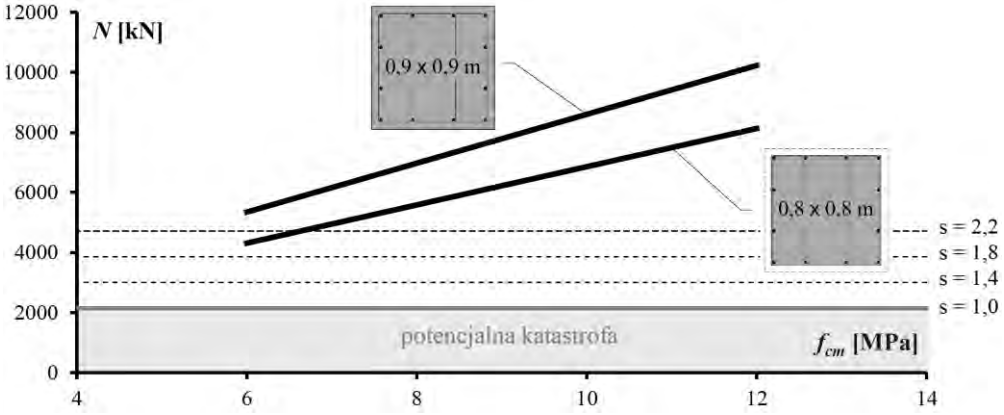
Ze względu na brak wyników bezpośredniego oznaczenia wytrzymałości betonu wewnątrz słupów a także wątpliwości odnośnie struktury wewnętrznej materiału, zdecydowano się uwzględnić możliwą różnicę w wytrzymałości betonu na ściskanie względem wartości ustalonych na podstawie badań niszczących betonu pochodzącego z podciągu. W tym celu przeanalizowano zmienność nośności i globalnego współczynnika bezpieczeństwa w funkcji wytrzymałości na ściskanie betonu słupa w zakresie 6–12 MPa, co stanowiło około 1/3–2/3 średniej wytrzymałości słupowej betonu określonej na podstawie badań rdzeni pobranych z konstrukcji. Przykładowe wyniki analizy przeprowadzonej w odniesieniu do jednego ze słupów pokazano na rys. 10 i 11.



Rys. 9. Przekroje obliczeniowe słupa w osi H : a) nominalny (0,90×0,90 m), b) zredukowany z uwagi na możliwe uszkodzenia (0,80×0,80 m).

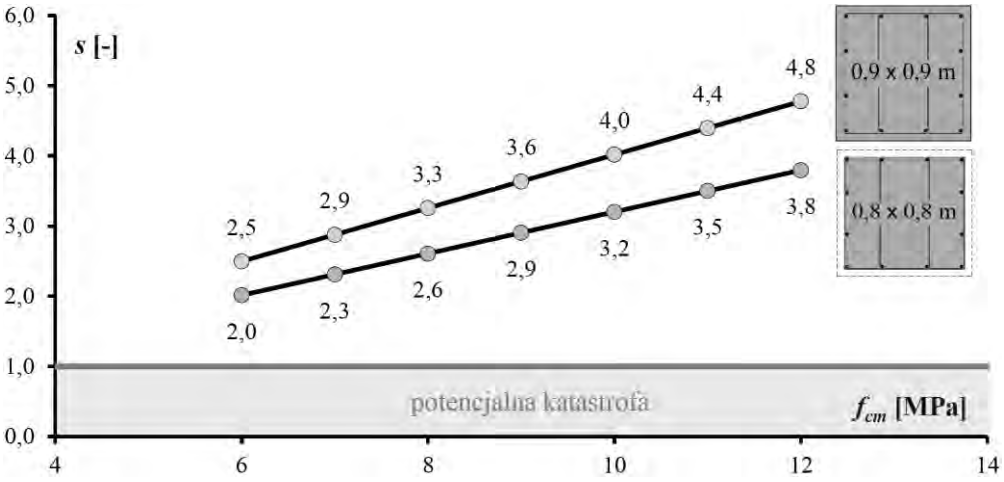
W przedstawionym przypadku nośność słupa można było uznać za zachowaną w świetle wymagań normy PN-56 B-03260 [2] (globalny współczynnik pewności $s \geq 1{,}8$) w całym zakresie rozważanej wytrzymałości betonu na ściskanie – również w przypadku, gdy w obliczeniach przyjmie się zmniejszony przekrój słupa. Wyniki obliczeń wskazywałyby zatem na możliwość dalszego, bezpiecznego użytkowania elementu konstrukcyjnego. Ze względu na konieczność zatrzymania procesów korozyjnych i zabezpieczenia elementu przed dostępem czynników zewnętrznych podjęto jednak decyzję o wzmocnieniu słupa za

pomocą żelbetowego gorsetu (poprzez obetonowanie). Zwiększenie zapasu nośności wskutek ograniczenia obciążeń użytkowych na etapie realizacji prac (sytuacja 2) umożliwiło w rozważanej sytuacji rezygnację z podpór tymczasowych.



Rys. 10. Nośność słupa w funkcji wytrzymałości betonu na ściskanie w zależności od założonej degradacji przekroju (sytuacja 1).

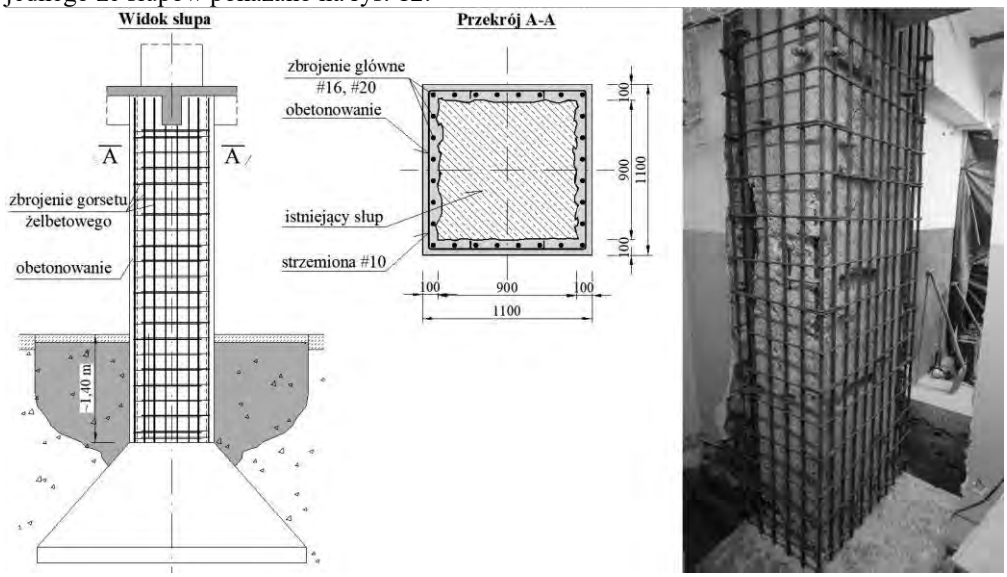
Ze względu na zróżnicowany przekrój i stopień uszkodzenia słupów zapas nośności przy obciążeniach nominalnych (reprezentowany przez globalny współczynnik bezpieczeństwa *s*) był zróżnicowany i zawierał się w przedziale 1,2–3,1 (przekrój zredukowany) oraz 1,7– 3,9 (przekrój nominalny). Na tej podstawie można było stwierdzić, że konstrukcji w obecnym stanie nie grozi awaria, jednak ze względu na znaczną degradację rozważanych słupów w poziomie parteru we wszystkich przypadkach zalecono ich wzmocnienie i zabezpieczenie za pomocą żelbetowego gorsetu, jak przedstawiono to w monografii [7].



Rys. 11. Globalny współczynnik bezpieczeństwa w funkcji wytrzymałości betonu na ściskanie w zależności od założonej degradacji przekroju słupa (sytuacja 2).

6. Realizacja wzmocnienia

Ze względu na prawdopodobieństwo osiągnięcia niższego poziomu bezpieczeństwa niż wymagany przez normę PN-56 B-03260 [2] oraz obniżone pH zewnętrznych warstw betonu zdecydowano o konieczności wzmocnienia słupów. Podjęto decyzję o wykonaniu żelbetowego gorsetu na całej wysokości elementów. Dzięki temu jednocześnie zapewniono warstwę ochronną z nowego betonu i zwiększono nośność słupa. Przykład wzmocnienia jednego ze słupów pokazano na rys. 12.



Rys. 12. Schemat wzmocnienia jednego ze słupów i zbrojenie żelbetowego gorsetu.

W trakcie realizacji prac usunięto odspojone i uszkodzone fragmenty betonu a skorodowane zbrojenie oczyszczono i zabezpieczono preparatem zawierającym inhibitory korozji. Dodatkowo, w celu poprawienia zespolenia pomiędzy „starym" i „nowym" betonem powierzchnia słupa została przygotowana mechanicznie poprzez groszkowanie i pokryta preparatem sczepnym przed betonowaniem gorsetu.

7. Podsumowanie

Przedstawiony w pracy przykład budynku produkcyjnego dowodzi trwałości pierwszych konstrukcji żelbetowych. Ze względu na znaczny czas, jaki upłynął od momentu wykonania budynku (ponad 90 lat) beton stracił jednak właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia, co było przyczyną rozwoju procesów korozyjnych, prowadzących do opisanych uszkodzeń słupów. Przeprowadzona analiza obliczeniowa bazująca na koncepcji globalnego współczynnika pewnosci pozwoliła ocenić bezpieczeństwo konstrukcji. Wykazano, że nośność słupów żelbetowych była zadowalająca i możliwe jest jej dalsze bezpieczne użytkowanie konstrukcji. W celu zatrzymania degradacji słupów podjęto decyzję o ich wzmocnieniu za pomocą żelbetowego gorsetu, wykonanego na odcinku od fundamentu do rygla stropu nad parterem.

Literatura

1. Drobiec, Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badani polowe, badania laboratoryjne betonu i stali, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
2. PN-56/B-03260 Konstrukcje żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 1956.
3. PN-EN 12390-3:2019 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2019.
4. PN-EN 13791:2019 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2019.
5. PN-EN ISO 6892-1:2020 Metale – Próba rozciągania – Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2019.
6. Ściślewski Z.: Korozja i ochrona zbrojenia, Arkady, Warszawa 1981.
7. Urban T.: Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2015.
8. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2011.

PKN-CEN/TS 17440:2021-04 Ocena i modernizacja istniejących konstrukcji (Assessment and retrofitting of existing structures), Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2021.

Assessment of load carrying capacity and strengthening of rc columns in the historic industrial facility

Key words: frame structure, RC column, structural analysis, strengthening, reinforced concrete jacket

Weryfikacja obciążeń użytkowych stropu w budynku przemysłowym

TADEUSZ URBAN*, MICHAŁ GOŁDYN, ŁUKASZ KRAWCZYK
Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Streszczenie: Opisano sposób weryfikacji nośności stropu w budynku przemysłowym wzniesionym w systemie BWP-71. Przeprowadzono analizę dostępnej dokumentacji oraz wizję lokalną, w czasie której wykonano odkrywki pozwalające ustalić średnicę i otulenie zbrojenia głównego, średnicę i rozstaw strzemion płyt wspornikowo-żebrowych, a także grubość warstwy nadbetonu znajdującą się na płytach. Z konstrukcji pobrano rdzenie betonowe w celu ustalenia klasy betonu. Wykonano obliczenia statyczne (uwzględniając obciążenie jednorodne na powierzchni a także przypadek transportu materiałów wózkiem widłowym) oraz nośności analizowanego elementu zgodnie z normą PN-84/B-03264. Analiza wykazała, że możliwa jest dalsza bezpieczna eksploatacja przy obecnie dopuszczonych obciążeniach.

Słowa kluczowe: stropy płytowo-żebrowe, budownictwo przemysłowe, system BWP-71, weryfikacja konstrukcji

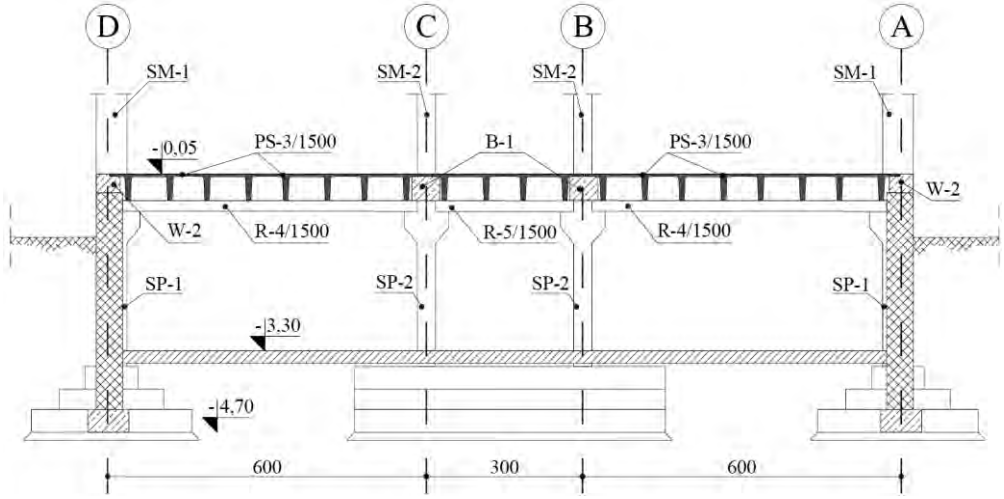
1. Wprowadzenie

Autorzy rozdziału zostali poproszeni o ustalenie nośności stropu w wielokondygnacyjnym budynku przemysłowym wybudowanym pod koniec lat 80. dwudziestego wieku w systemie BWP-71 (System Przemysłowych Budynków Wielokondygnacyjnych) [1]. Przedstawiona w tym rozdziale analiza dotyczy jednego ze stropów, który, zgodnie z projektem konstrukcji, został zaprojektowany przy założeniu obciążenia użytkowego o wartości 15 kN/m^2. Właściciel obiektu, modernizując park maszynowy, stanął przed problemem wprowadzenia do użytkowania nowego typu wózka transportowego umożliwiającego przemieszczanie urządzenia technologicznego o znacznym ciężarze. Na zlecenie właściciela obiektu zostały zlecone ekspertyzy, których celem była weryfikacja nośności stropu z uwzględnieniem oddziaływań od tego wózka transportowego. Autor pierwszej ekspertyzy zaproponował wzmocnienie stropu za pomocą kształtowników stalowych w miejscach użytkowania nowego środka transportowego. W drugim opracowaniu zamiast wzmocnienia zaproponowano ograniczenie obciążenia użytkowego do wartości 10 kN/m^2. Autorzy rozdziału po oględzinach stropu stwierdzili, że nie wykazuje on żadnych uszkodzeń, czyli rys i nadmiernych ugięć, podjęli się kolejnej ekspertyzy, której wyniki przedstawiono poniżej.

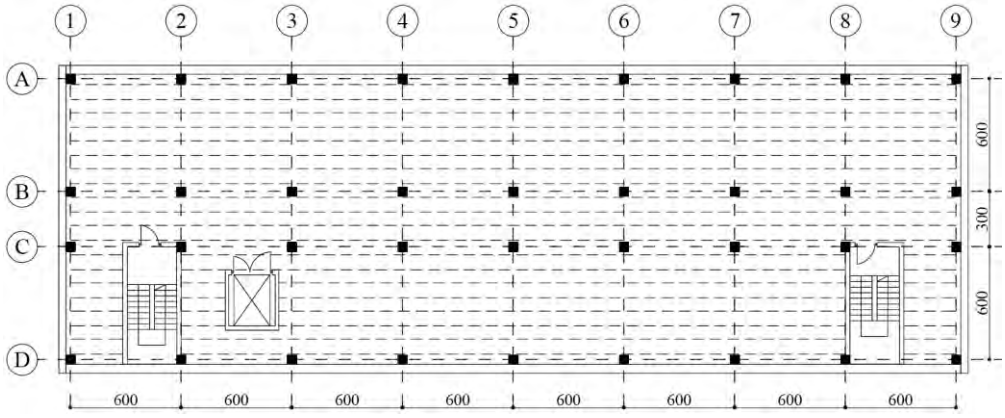
*Autor do korespondencji: *tadeusz.urban@p.lodz.pl*

2. Opis konstrukcji budynku

Przedmiot opracowania stanowił czterokondygnacyjny budynek (piwnica, parter, dwa piętra – oznaczone przez użytkownika jako kolejne kondygnacje I–IV). Na rys. 1 pokazano przekrój pionowy kondygnacji podziemnej budynku ze stropem z prefabrykowanymi płytami wspornikowo-żebrowymi o wysokości 50 cm. Na rys. 2 pokazano schematycznie rzut konstrukcji stropu.



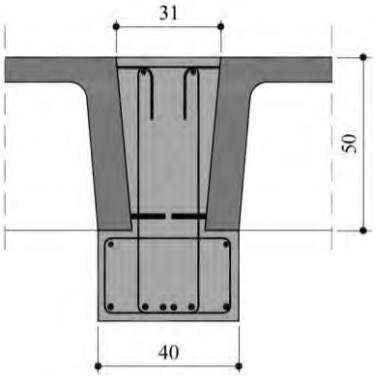
Rys. 1. Przekrój kondygnacji podziemnej budynku z analizowanym stropem na piwnicą z prefabrykowanych płyt wspornikowo-żebrowych o wysokości 50 cm.



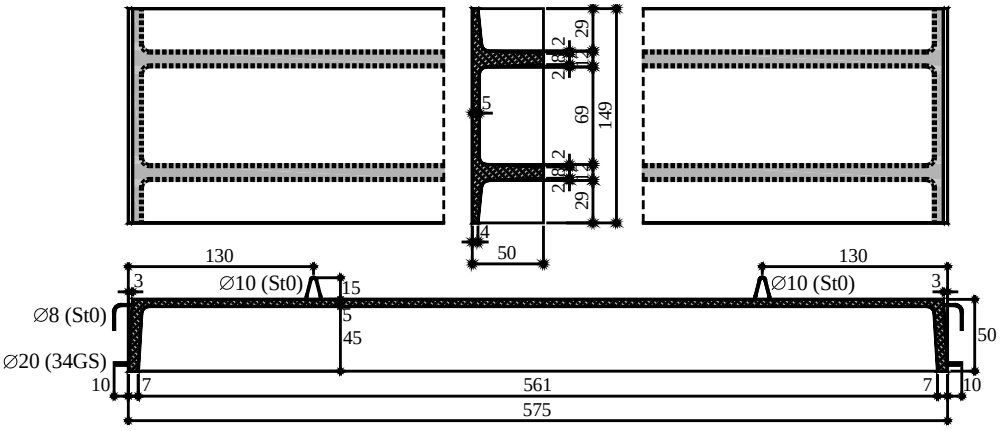
Rys. 2. Schematyczny rzut konstrukcji stropu.

Zgodnie z katalogami [1] prefabrykaty wspornikowo-żebrowe o wysokości 50 cm były produkowane dla trzech wielkości obciążeń użytkowych: 7,5, 10,0 i 15,0 kN/m^2. W analizowanym stropie przewidziano obciążenie użytkowe 15,0 kN/m^2. Poza obciążeniem użytkowym dopuszczano dodatkowe obciążenie stałe do 0,7 kN/m^2. Oznacza to, że konstrukcja powinna być przygotowana na przeniesienie obciążeń od ciężaru własnego oraz 0,7 kN/m^2 – obciążenie stałe i 15,0 kN/m^2 – obciążenie zmienne. Przewidywano klasę odporności ogniowej C (1 godz.). Płyty żebrowe opierane są na prefabrykowanych belkach. Głębokość oparcia płyt na ryglach

żelbetowych powinna wynosić co najmniej 7,5 cm. Przestrzeń pomiędzy płytami wypełniona jest betonem monolitycznym do poziomu wierzchu płyty. W ten sposób tworzy się równa powierzchnia do ułożenia nadbetonu (patrz rys. 3). Przykład płyty pokazano na rys. 4.



Rys. 3. Detal oparcia płyt na ryglu ramy.

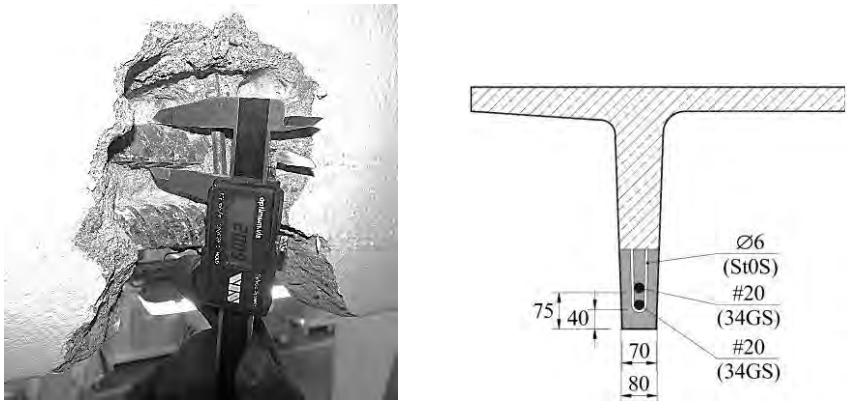


Rys. 4. Gabaryt płyty o wysokości 50 cm.

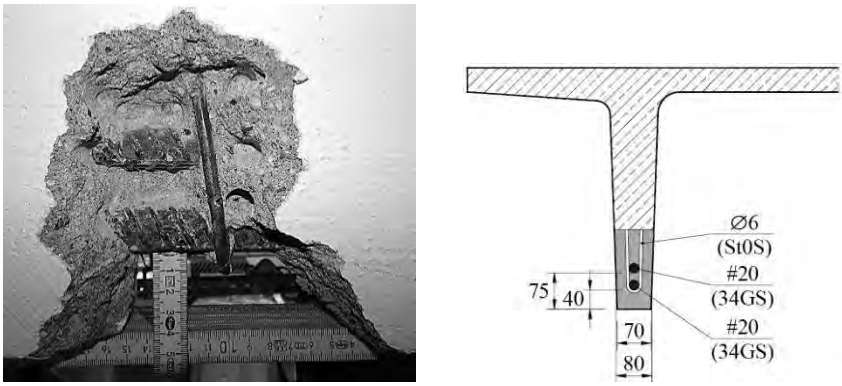
Płyty wykonywane były z betonu o wytrzymałości R_w = 20,0 MPa (przed 1980 r.), a później z betonu klasy B20. Oznacza to, że zostały zaprojektowane zgodnie z normą PN-56/B-03260 [4], a potem według późniejszych z norm PN-76/B-03264 [5] i PN-84/B-03264 [6]. Płyty były zbrojone stalą żebrowaną 34GS i gładką St0. Biorąc pod uwagę ciężar płyty normalnej 28,1 kN według [1], otrzymujemy ciężar jednostkowy płyty 28,1/5,75 = 4,89 kN/m, więc na jedno żebro przypada 2,44 kN/m.

3. Odkrywki zbrojenia głównego i detekcja zbrojenia poprzecznego

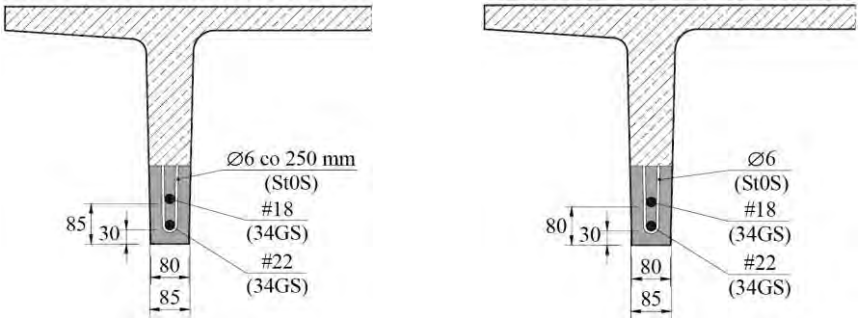
Ponieważ autorzy ekspertyzy nie mieli dostępu do projektu technicznego budynku, konieczne było wykonanie wyrywkowych badań in situ. Przede wszystkim wykonano odkrywki zbrojenia głównego w celu ustalenia średnicy prętów i otulin. Na rys. 5–7 pokazano wykonane odkrywki zbrojenia w żebrach.



Rys. 5. Odkrywka O2 i pomiar średnicy pręta górnego.



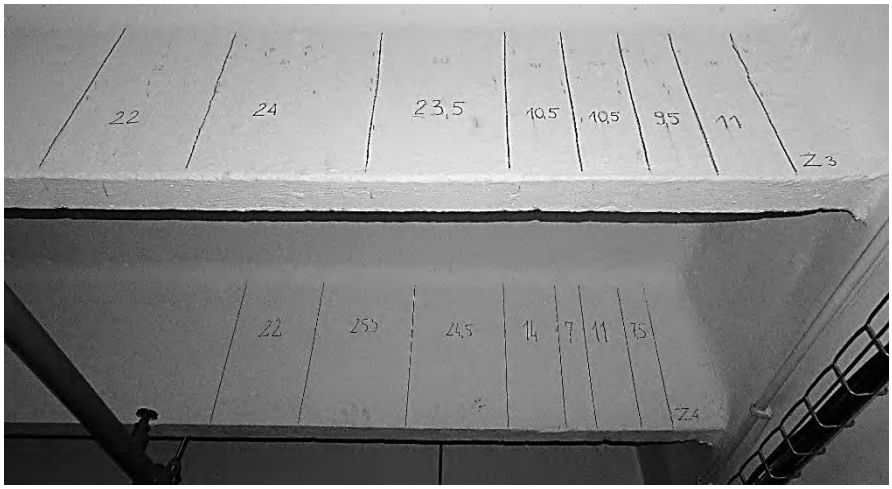
Rys. 6. Widok odkrywki O2 i pomiar otuliny.



Rys. 7. Odkrywki O3 i O4.

Jak widać z powyższych rysunków okrywki wykazały znaczne zróżnicowanie otulin zbrojenia żeber:
– pręty dolne pierwsza warstwa c_{test} = 70 , 40 , 30 , 30 mm, (średnio 42,5 mm),
– pręty dolne druga warstwa c_{test} = 75 , 85 , 80 , (średnio 78,3 mm).

Na kilku żebrach w strefach podporowych wykonano za pomocą femetru pomiary rozstawu dwuciętych strzemion z prętów gładkich o średnicy 6 mm (patrz rys. 8).



Rys. 8. Przykład pomiaru rozstawu strzemion w żebrach 3 i 4.

Na podstawie wykonanych pomiarów, można było uznać, że żebra w strefach przypodporowych są zaopatrzone w strzemiona średnio co 10 cm na odcinku 50 cm od krawędzi podpory i dalej w kierunku przęsła co około 25 cm.

4. Określenie grubości nadbetonu i warstw posadzki

Prefabrykowane płyty żebrowo-wspornikowe poza nominalnym obciążeniem użytkowym były projektowane na dodatkowe obciążenie stałe o wartości 0,7 kN/m^2, co pozwalało na wykonanie posadzki cementowej o grubości 3 cm, przy założeniu ciężaru materiału 21,0 kN/m^3. W jednej ekspertyz autorzy przyjęli grubość posadzki 10 cm, co oznaczało dodatkowe obciążenie stałe $0{,}1 \times 21{,}0 = 2{,}10$ kN/m^2, takie założenie zostało przyjęte na podstawie badań w innym budynku o podobnej konstrukcji. W tej sytuacji konieczne było sprawdzenie rzeczywistej grubości warstw na analizowanym stropie. Wykonano odwiert przelotowy w stropie, który został pokazany na rys. 9.



Rys. 9. Odwiert w stropie nad piwnicą, w którym stwierdzono: 50 mm – grubość płyty prefabrykatu, 75 mm – nadbeton, 5 mm – wierzchnia warstwa podłogi.

Wykonane zostały również odkrywki w innych miejscach, w których stwierdzono następujące grubości nadbetonu: 50, 60 i 95 mm . W odkrywkach tych stwierdzono występowanie zbrojenia z prętów żebrowanych (34GS) o średnicy 6 mm (patrz rys. 10).



Rys. 10. Odkrywka posadzki przy słupie z widocznym zbrojeniem w nadbetonie.

Ustalając obciążenie stałe od podłogi należy się liczyć, że grubość nadbetonu w poszczególnych fragmentach stropu może się zmieniać od 50 do 90 mm. Do dalszej analizy obliczeniowej przyjęto średnią grubość 70 mm. Co istotne, stwierdzono, że nabeton jest zbrojony prętami o średnicy 6 mm ze stali żebrowanej 34GS. Ta zbrojona warstwa zabezpiecza konstrukcję stopu przed efektem „klawiszowania" poszczególnych prefabrykatów płytowych.

5. Wytrzymałość betonu płyt

Zgodnie z zasadami systemu BWP-71 wytrzymałość betonu powinna odpowiadać stosowanej wówczas w prefabrykacji wytrzymałości określanej na walcach ϕ16/16 cm marce R_w = 20,0 MPa. Mając na uwadze wiek budynku (ponad 30 lat), autorzy ekspertyzy spodziewali się wzrostu wytrzymałości względem wartości projektowanych. Pobrano rdzenie z płyt prefabrykowanych. Przykład wykonanego odwiertu pokazano na rys. 11.



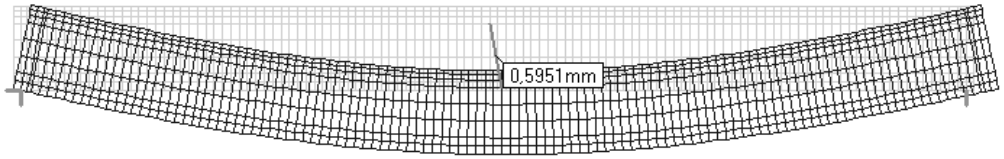
Rys. 11. Przykładowy odwiert rdzenia z czoła prefabrykatu.

Stosując zasady normy PN-EN 13791:2019 [2] określono charakterystyczną wytrzymałość betonu na ściskanie (współczynnik kształtu ~1:1) $f_{ck,core}$ = 37,14 MPa. Uwzględniając informacje zwarte w normie [2] a także publikacji [3], założono bezpiecznie, że wartość ta odpowiada wytrzymałości oznaczanej na próbkach sześciennych o boku 150 mm – $f_{ck,cube}$ = 37,1 MPa.

6. Weryfikacja nośności stropu przy założeniu obciążenia użytkowego 15 kN/m^2

Analizę przeprowadzono, wykorzystując program MES ABC-Tarcza firmy „Pro-Soft". Obliczenia wykonano w dwóch etapach. W pierwszym założono tylko ciężar własny prefabrykowanej płyty z możliwością swobodnego obrotu na podporach (belka swobodnie oparta). Obciążenia przyjęto zgodnie z zasadami obowiązującymi w latach 80. XX wieku. Ciężar płyty przypadający na jedno żebro wynosił 2,44 kN/m (γ_f = 1,1). Założono podpory z możliwością poziomego przesuwu, uzyskując następujące siły wewnętrzne:
– maksymalny moment obliczeniowy M_{Ed} = 1,1 × 9,66 = 10,63 kNm,
– maksymalna siła tnąca V_{Ed} = 1,1 × 6,87 = 7,56 kN.

Na rys. 12 pokazano widok ugiętego prefabrykatu.



Rys. 12. Ugięcie płyty prefabrykowanej na etapie montażu.

W etapie drugim następuje ułożenie nadbetonu na ryglach ram pomiędzy czołami prefabrykatów stropu (patrz rys. 3), który po stwardnieniu blokuje możliwość ich obrotu na podporach od pozostałego obciążenia, ciężaru warstw podłogi i obciążenia użytkowego. Fakt ten wpływa na korzystniejszą pracę prefabrykatów stropowych. W dalszych obliczeniach nie zostało to uwzględnione i również w tym etapie przyjęto model belki swobodnie opartej z następującymi obciążeniami:
– podłoga 0,07 × 21,0 × 0,75 = 1,10 kN/m × 1,30 ≈ 1,43 kN/m,
– użytkowe 15,0 × 0,75 = 11,25 kN/m × 1,20 = 13,50 kN/m,
– razem = 12,35 kN/m × 1,21 = 14,93 kN/m.

Uzyskano następujące siły wewnętrze:
– maksymalny moment obliczeniowy M_{Ed} = 1,21 × 48,91 = 59,18 kNm,
– maksymalna siła tnąca V_{Ed} = 1,21 × 34,77 = 42,07 kN.

Łącznie z ciężarem własnym prefabrykatu stropowego maksymalne siły w jednym żebrze wewnętrznym wynoszą: M_{Ed} = 10,63 + 59,18 = 69,81 kNm, V_{Ed} = 7,56 + 42,07 = 49,63 kN.

Analizę przeprowadzono według zasad normy PN-84/B-03264 [6] (normy obowiązującej w czasie projektowania i realizacji budynku). Uwzględniono rzeczywistą wytrzymałość betonu, zakładając wytrzymałość gwarantowaną równą 37 MPa.

$$R_{bk} = \left(0{,}77 - 0{,}001R_b^G\right)R_b^G = \left(0{,}77 + 0{,}001 \cdot 37\right)37 = 27{,}12 \text{ MPa}$$

$$R_b = \frac{27{,}12}{1{,}3} = 20{,}86 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie nośności na zginanie:
Zbrojenie znaku 34GS → R_{ak} = 410 MPa, R_a = 350 MPa.
Przyjęto zbrojenie ustalone w wykonanych odkrywkach:
2#20 F_a = 6,28 cm^2, #22 + #18 F_a = 3,80 + 2,54 = 6,34 cm^2.
Wysokość strefy ściskanej w półce o szerokości 75 cm:

$$x = \frac{F_a \cdot R_a}{b_{eff} \cdot R_b} = \frac{6{,}28 \cdot 350}{75 \cdot 20{,}86} = 1{,}40 \text{ cm}.$$

Przekrój jest pozornie teowy.
Ustalenie wysokości użytecznej:
Odkrywka O2 $c_{śr.} = (40 + 75)/2 = 57{,}5$ mm → $a' = 57{,}5 + 10 = 67{,}5$ mm,
Odkrywka O3 $c_{śr.} = (30 + 85)/2 = 57{,}5$ mm → $a' = 57{,}5 + 11 = 68{,}5$ mm,
Odkrywka O4 $c_{śr.} = (30 + 80)/2 = 55{,}0$ mm → $a' = 55{,}0 + 11 = 66{,}0$ mm.
Do obliczeń przyjęto średnią wysokość użyteczną żebra $h_0 = 500 - 68 = 432$ mm.

Obliczeniowy moment graniczny:

$$M_{Rd} = F_a \cdot R_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 6{,}28 \cdot 3500 \cdot \left(43{,}2 - \frac{1{,}40}{2} \right) \cdot 10^{-4} = 93{,}41 \text{ kNm},$$

który zapewnia nośność ze znacznym zapasem $M_{Rd} > M_{Ed} = 59{,}18$ kNm.

Sprawdzenie nośności na ścinanie:
Beton o wytrzymałości obliczeniowej $R_b = 20{,}86$ MPa,
Strzemiona dwucięte ze stali St0 $R_{ak} = 220$ MPa, $R_a = 190$ MPa.
Rozstaw strzemion $s = 100$ mm:

$$q_s = \frac{R_{as} \cdot F_s}{s} = \frac{0{,}8 \cdot 190 \cdot 56{,}5}{100} = 85{,}88 \text{ kN/m},$$

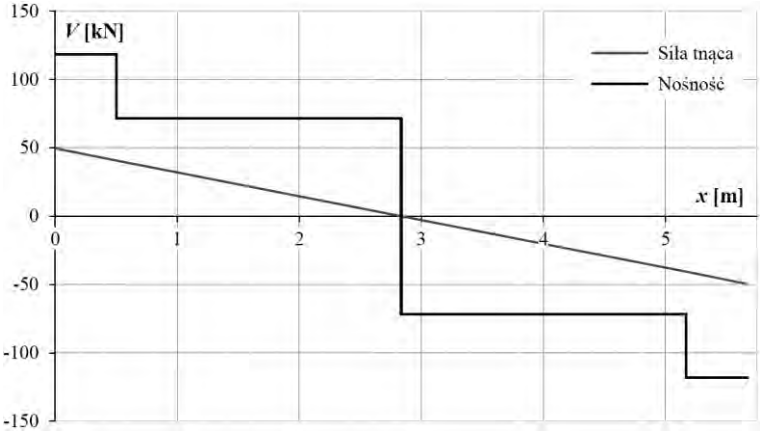
$$Q_{sb} = 2\sqrt{\beta_s R_b b h_0^2 q_s} - R_{as} F_s = 2\sqrt{0{,}15 \cdot 20{,}86 \cdot 80 \cdot 432^2 \cdot 85{,}88} - 0{,}8 \cdot 190 \cdot 56{,}5 =$$
$$= 126{,}68 - 8{,}51 = 118{,}2 \text{ kN}$$

Rozstaw strzemion $s = 250$ mm:

$$q_s = \frac{R_{as} \cdot F_s}{s} = \frac{0{,}8 \cdot 190 \cdot 56{,}5}{250} = 34{,}35 \text{ kN/m},$$

$$Q_{sb} = 2\sqrt{\beta_s R_b b h_0^2 q_s} - R_{as} F_s = 2\sqrt{0{,}15 \cdot 20{,}86 \cdot 80 \cdot 432^2 \cdot 34{,}35} - 0{,}8 \cdot 190 \cdot 56{,}5 =$$
$$= 80{,}12 - 8{,}51 = 71{,}6 \text{ kN}$$

Na rys. 13 przedstawiono nośność żebra płyty stropowej na ścinanie Q_{sb} (linia czarna) na tle wykresu sił tnących (linia szara, przerywana).



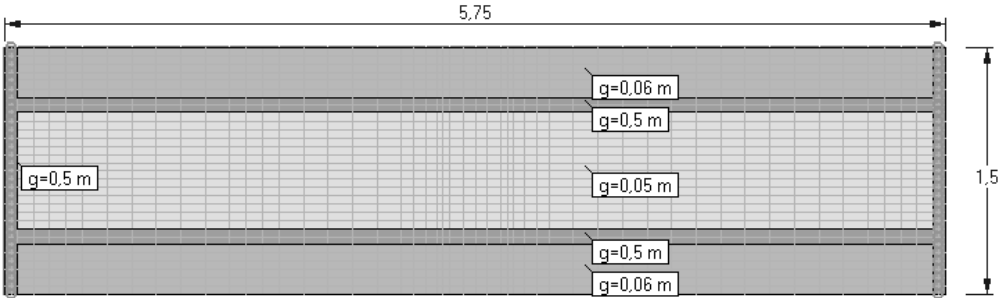
Rys. 13. Graficzne przedstawienie nośności żebra stropu naścinanie w świetle normy PN-84/B-03264 [6] dla projektowej sytuacji z okresu realizacji obiektu.

Sprawdzono nośność płyty prefabrykatu zarówno w części pomiędzy żebrami jak i w strefie wspornikowej i nie stwierdzono deficytu nośności.

7. Analiza nośności stropu z oddziaływaniami od wózka transportowego

Przyjęte założenia:
– Transport za pomocą wózka o udźwigu 16,0 kN,
– Masa transportowanego urządzenia 12,97 kN,
– Masa wózka z baterią 4,3 kN,
– Naciski na osie z pełnym ładunkiem: 6,8/13,5 kN (razem 20,3 kN),
– Planowany ciężar modułu jest lżejszy od udźwigu wózka – udźwig będzie wykorzystywany w ~81%,
– Ciężar całkowity wózka z ładunkiem będzie wynosił ~17,3 kN,
– Przyjmując analogiczne proporcje nacisku na osie jak dla maksymalnego obciążenia:
  – oś przednia 5,79 kN, na kółko 2,89 kN
  – oś tylna 11,48 kN, na kółko 5,74 kN
– Wymiary wózka w rzucie wynoszą 720 × 1660 mm, co daje obciążenie ciągłe przypadające na powierzchnię wózka 14,45 kN/m^2, czyli około 14,5 kN/m^2 < 15 kN/m^2,
– Poruszanie się wózkiem po stropie wymaga korytarza roboczego o szerokości około 2 m,
– Przyjęto, że w korytarzu roboczym strop może być obciążony wyłącznie wózkiem z ładunkiem i 3 robotnikami asekurującymi transport. Obciążenie robotników i podwieszone do stropu instalacje uwzględniono obciążeniem powierzchniowym o wartości 0,5kN/m^2.

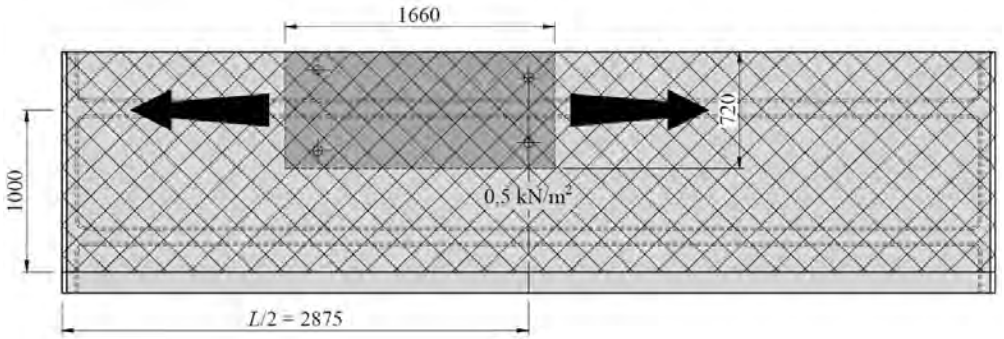
Analiza została przeprowadzona za pomocą programu MES – ABC Płyta firmy „Pro-Soft". W analizie rozważono kilka położeń wózka względem osi żeber stropu. Na rys. 14 pokazano model obliczeniowy płyty z przyjętymi grubościami.



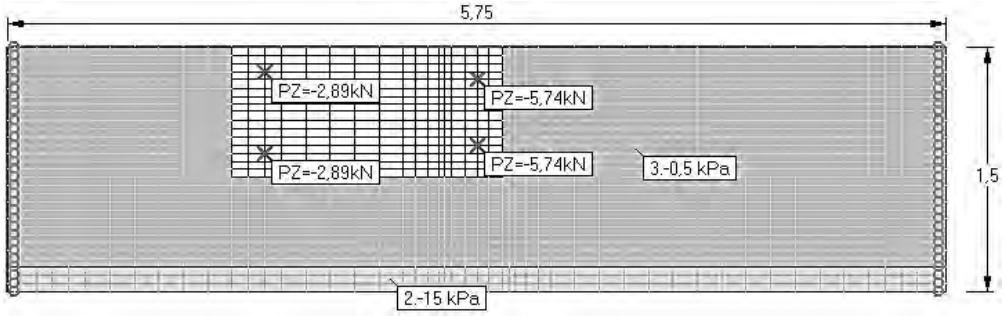
Rys. 14. Model obliczeniowy z pokazaniem grubości elementów.

Przypadek 1

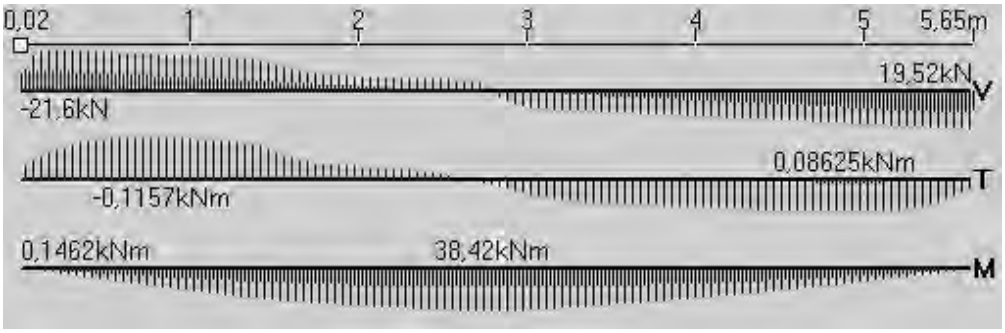
Jazda wózka wzdłuż osi jednego z żeber i mocniej obciążone kółka wózka w środku rozpiętości płyty (patrz rys. 15). Na kolejnych rysunkach pokazano model obliczeniowy wraz wartościami obciążeń (rys.16) i uzyskane wartości sił wewnętrznych dla bardziej obciążonego żebra (rys. 17).



Rys. 15. Przypadek 1, położenie kółek wózka mocniej obciążonych w środku płyty.

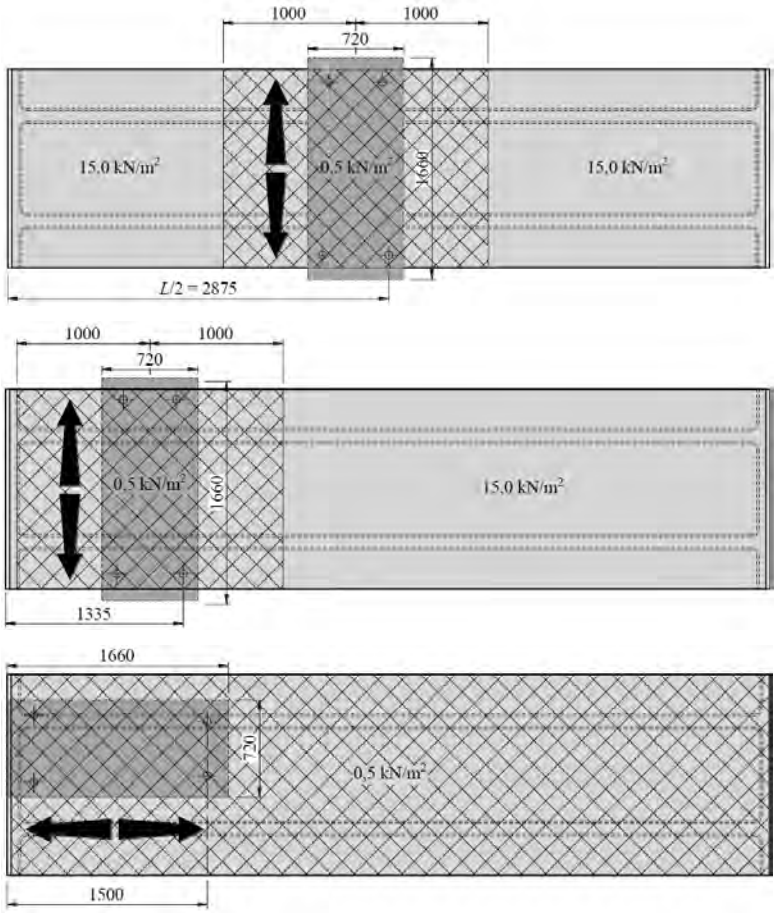


Rys. 16. Model obliczeniowy dla przypadku 1. wraz pokazaniem obciążeń.



Rys. 17. Przebiegi sił wewnętrznych (Max/Min) dla bardziej obciążonego żebra.

Analogicznie rozważono pozostałe przypadki – wyniki zostały zestawione na rys. 18.



Przypadek 2
M_{Ed} = 58,8kNm
V_{Ed} = 41,9kN

Przypadek 3
$M_{Ed.}$ = 64,2 kNm
V_{Ed} = 45,6 kN

Przypadek 4
M_{Ed} = 9,8 kNm
V_{Ed} = 6,4 kN

Rys. 18. Pozostałe przypadki położenia wózka transportowego.

8. Wnioski

Przeprowadzona analiza obliczeniowa dotycząca wykorzystania wózka do transportu urządzeń technologicznych o masie 12,97 kN (z zastosowaniem współczynnika dynamicznego o wartości 1,3) wykazała mniejsze oddziaływania aniżeli wynikające z równomiernie rozłożonego obciążenia użytkowego o wielkości 15 kN/m^2. Należy tutaj zaznaczyć, że transport będzie odbywać w korytarzu o szerokości 2 m, w którym pozostawiono obciążenie równomiernie rozłożone o wartości 0,5 kN/m^2, odpowiadające oddziaływaniu od instalacji podwieszonych do stropu i pracowników asekurujących transport modułu.

Bardzo ważną informacją stwierdzoną w badaniach jest występowanie nadbetonu o grubości średnio 7 cm ze zbrojeniem prętami żebrowymi #6 w rozstawie co około 20 cm w obu kierunkach. W analizie nie uwzględniono tej warstwy jako elementu zespolonego z płytami prefabrykowanymi, a wyłącznie jako balast. Należy jednak zdawać sobie sprawę, że ta zbrojona warstwa stanowi dodatkowy element zabezpieczający strop przed „klawiszowaniem" i jednocześnie uciągający konstrukcję stropu na ryglami ram (powstaje częściowe utwierdzenie prefabrykatów na podporach).

Na podstawie wyników przeprowadzonych obliczeń dopuszczono użytkowanie stropu pod obciążeniem równomiernym o wartości 15 kN/m^2 i korzystanie z wózka do transportu urządzeń technologicznych w korytarzach o szerokości 2 m z ograniczonym obciążeniem dodatkowym o wielkości 0,5 kN/m^2.

Literatura

1. Katalogi Budownictwa KBI-31.5.1.(13)-70, grudzień 1973 r., marzec 1977 r., listopad 1980 r. Płyty stropowe wspornikowo-żebrowe o wysokości H = 50 cm.
2. PN-EN 13791:2019 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2019.
3. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom 1, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
4. PN-56/B-03260 Konstrukcje żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwa Normalizacyjne.
5. PN-76/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwa Normalizacyjne.
6. PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Wydawnictwa Normalizacyjne „Alfa”.

Verification of the life loads of the rc ceiling in an industrial building

Key words: ribbed-slab ceilings, industrial construction, BWP-71 system, structure verification

Sytuacja niezamierzonego obciążenia jako realne zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych

SZYMON WOJCIECHOWSKI*, ŁUKASZ JÓZEFCZYK, MATEUSZ SURMA
PEKABEX BET S.A., Dział Badań i Rozwoju

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki analiz porównawczych zachowania się dachów hal wielkopowierzchniowych poddanych niezamierzonym obciążeniom. Opisano przyczyny występowania katastrof budowlanych w Polsce oraz realne zagrożenia wynikające z niezamierzonych wzrostów obciążeń odziaływujących na obiekty budowlane. W pracy skupiono się przede wszystkim nad obciążeniami klimatycznymi (deszcz, wiatr i śnieg) oraz obciążeniem wyjątkowym (pożar). W aspekcie bezpieczeństwa analizowano: wartość przenoszonego przez nośne elementy konstrukcyjne dachu dodatkowego obciążenia, umowny zapasu obciążenia zewnętrznego w funkcji wytężenia elementu, a także zachowanie konstrukcji w przypadku wystąpienia wysokiego obciążenia termicznego. Uzyskane wyniki, zarówno stanu granicznego nośności, jak i stanu granicznego użytkowania, wskazują na większy poziom bezpieczeństwa hal dachów wielkopowierzchniowych wykonanych w technologii strunobetonowej, w odniesieniu do dachów wykonanych z zastosowaniem kratownic stalowych i dźwigarów z drewna klejonego, które potraktowano jako elementy porównawcze.

Słowa kluczowe: dźwigary drewniane, dźwigary strunobetonowe, hale, kratownice stalowe, obciążenie klimatyczne, prefabrykacja, zapasy bezpieczeństwa

1. Przyczyny katastrof budowlanych

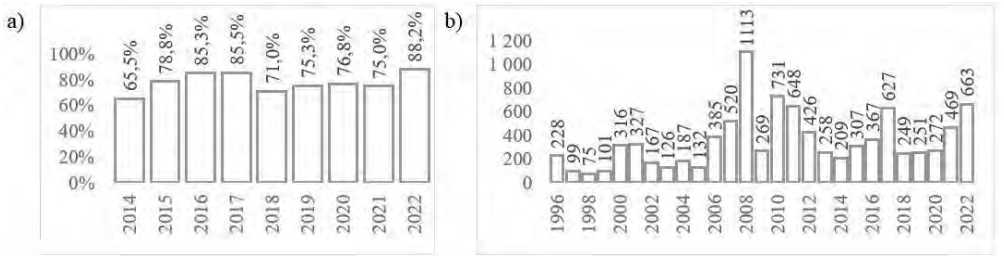
Katastrofą budowlaną, zgodnie z art. 73 ustawy Prawo budowlane [1], jest niezamierzone, gwałtowne zniszczenie obiektu budowlanego lub jego części. Katastrofą budowlaną nie jest natomiast uszkodzenie elementu, wbudowanego w obiekt budowlany, nadającego się do naprawy lub wymiany [2, 3]. W Polsce katastrofy podlegają rejestracji od 1995 roku. Od 2008 r., w Głównym Urzędzie Nadzoru Budowlanego (*GUND*) prowadzony jest elektroniczny rejestr katastrof budowlanych, w którym gromadzone są informacje o tego rodzaju zdarzeniach, przekazywane przez powiatowych i wojewódzkich inspektorów nadzoru budowlanego [2, 3]. Dane wprowadzane do rejestru są corocznie analizowane, a ich wyniki publikowane na stronie internetowej *GUND* [4].

Każda katastrofa budowlana niesienie za sobą zagrożenie bezpieczeństwa życia, zdrowia i mienia. Jak wynika z analiz, prowadzonych przez *GUND*, przyczyny katastrof mogą mieć różne podłoże. Na podstawie analiz z lat 2014–2021 dostrzec można wyraźnie przodujący odsetek zdarzeń losowych będących główną przyczyną zaistniałych katastrof budowlanych.

*Autor do korespondencji: *szymon.wojciechowski@pekabex.com*

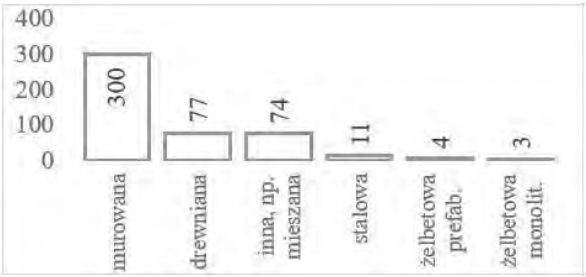
Na rys. 1a przedstawiony jest procentowy udział katastrof budowlanych wynikający ze zdarzeń losowych na tle wszystkich katastrof odnotowanych w danym rok. Za zdarzenia losowe w ujęciu raportowym uznawane są: silne wiatry, intensywne opady atmosferyczne, pożary, ale także te związane z działaniami człowiek, np. wybuch gazu, czy też wypadki komunikacyjne.

W latach 1995–2022 odnotowano w Polsce 9573 katastrofy budowlane. W ostatnim raportowym roku – 2022 – było ich 663. Liczbę katastrof na przestrzeni lat przedstawiono na wykresie na rys. 1b. Analizując dane gromadzone przez *GUND* dotyczące procentowego udziału zdarzeń losowych we wszystkich katastrofach budowlanych oraz samą liczbę katastrof widać, że liczba zdarzeń losowych jest bardzo znacząca. Pomimo zachowania należytej skrupulatności prac na etapie projektowania konstrukcji oraz wznoszenia obiektu budowlanego liczba katastrof spowodowanych oddziaływaniami losowymi może budzić niepokój. Dodatkowo obserwuje się tendencję wzrostową liczby katastrof mających miejsce w Polsce w ostatnich latach. Mając na uwadze utrzymujący się na wysokim poziomie procent zdarzeń losowych, wywołujących katastrofy, wyraźnie widać, że zmieniające się warunki klimatyczne [5] silnie oddziałują na wznoszone konstrukcje.



Rys. 1. Katastrofy budowlane w latach: a) 2014–2022, procentowy udział zdarzeń losowych powodujących katastrofę, b) 1996–2022, liczba zaraportowanych katastrof [2].

W prowadzonych raportach *GUND* przekazuje także informację o rodzajach konstrukcji obiektów, które uległy katastrofie. Dane z 2021 roku, w którym odnotowano sumarycznie 469 katastrof budowlanych, z rozróżnieniem rodzaju konstrukcji, które im uległy przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Typy konstrukcji, które uległy katastrofie w 2021 roku [3].

Z przedstawionej statystyki wyciągnąć można wnioski dotyczące rodzajów konstrukcji, które najczęściej ulegają katastrofie budowlanej. W tym przypadku są to konstrukcje murowe, drewniane i inne np. mieszane. Najmniejszy udział w katastrofach budowlanych mają konstrukcje żelbetowe, zarówno te prefabrykowane jak i monolityczne.

Mając na względzie częste występowanie anomalii pogodowych, należy podejmować działania mające na celu minimalizowanie ewentualnych skutków ich wystąpienia.

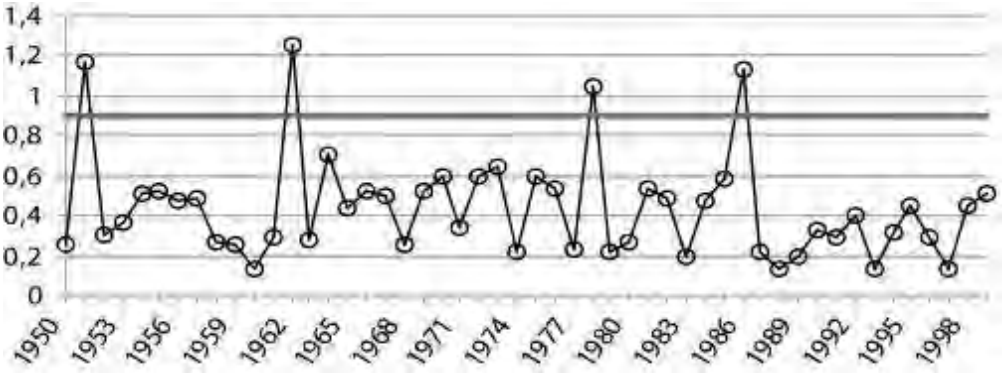
Niejednokrotnie jednak zdarzenia losowe (silny wiatr, czy też obfite opady atmosferyczne) było jedynie finalnym czynnikiem całego zdarzenia. Ich podłożem natomiast było nierespektowanie przez właścicieli, czy też zarządców ciążących na nich obowiązków związanych z prawidłowym utrzymaniem obiektu budowlanego, czy też błędnie wykonane roboty budowlane przez osoby uczestniczące w procesie budowlanym [2, 3].

W niniejszej pracy pochylono się nad zagadnieniem związanym z realnym zagrożeniem dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych, w sytuacji niezamierzonego obciążenia zewnętrznego. Analizę niezamierzonego obciążenia zewnętrznego wykonano w odniesieniu od obciążeń klimatycznych: wiatru, śniegu, deszczu oraz wyjątkowego: pożaru. Porównawczą ocenę bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych wykonano w odniesieniu do dachowych dźwigarów strunobetonowych, drewnianych i stalowych.

2. Klimatyczne obciążenia normowe – niezamierzone przekroczenia obciążeń

Konstrukcja poprawnie zaprojektowana i wykonana, powinna w zamierzonym okresie użytkowania przejmować wszystkie oczekiwane oddziaływania [6]. Pakiet norm Eurokod 1, zawiera liczne schematy i wartości obciążeń, zarówno w zakresie oddziaływań stałych jak i zmiennych, a w Załączniku C do normy PN-EN 1993-3-1 [7] znajdziemy także informacje na temat obciążeń od oblodzenia. Z punktu widzenia projektowania wielkopowierzchniowych hal magazynowych w sytuacji trwałej i przejściowej SGN, największe znaczenia mają obciążenia stałe i zmienne środowiskowe wyznaczane zgodnie z normami PN-EN 1991-1-3 [8] oraz PN-EN 1991-1-4 [9]. Sytuacja wyjątkowa, związana jest przede wszystkich z oddziaływaniem pożaru przedstawionym w PN-EN 1991-1-2:2006 [10]. Wytyczne normowe, podając wartości odziaływań środowiskowych zakładają okres powrotu wynoszący 50 lat, co w przypadku konstrukcji „standardowych" jest wartością adekwatną do zakładanego okresu użytkowania obiektu. Należy jednak przypomnieć, że do 2006 r. w kontekście obciążenia śniegiem norma [11], zakładała okres powrotu wynoszący jedynie 5 lat.

W trakcie okresu użytkowania, pojawienie się większych wartości oddziaływań nie jest czymś niespotykanym. Przykładowo dla stacji Katowice, jak zauważono w [12], w okresie od 1950 r, do 2000 r. przekroczenie wyznaczonej zgodnie z [8] wartości obciążenia śniegiem gruntu (0,90 kN/m^2) miało miejsce czterokrotnie (rys. 3).



Rys. 3. Obciążenie śniegiem gruntu (czarna linia) dla stacji Katowice z lat 1950–2000 r., w porównaniu do obciążenia śniegiem wg PN-EN [12, 13] (czerwona linia).

W tym kontekście należy wspomnieć o wnioskach przedstawionych w monografii [13], szczególnie o kwestiach rozbieżności pomiędzy obciążeniem śniegiem dachów, a obciążeniem śniegiem gruntu. Zmierzone roczne wartości maksymalnego obciążenia śniegiem gruntu

dla stacji meteorologicznych, na podstawie których przygotowane zostały stosowne mapy obciążenia normowego, nie zawsze reprezentują maksymalne wartości obciążenia śniegiem, które należy uwzględniać w ocenie obciążenia dachów [13]. Rozbieżności te mogą sięgać kilkudziesięciu procent, nawet powyżej wartości współczynnika częściowego w zakresie niepewność reprezentacji oddziaływań. W przytoczonym kontekście, wnioski pojawiające się w pracy [12] na temat konieczności edukacji zarządców oraz monitoringu grubości, a przede wszystkim monitoringu ciężaru pokrywy śnieżnej wydają się słuszne. Niemniej poza monitoringiem, istotną kwestią jest dobór takich rozwiązań konstrukcyjnych które są mniej wrażliwe na ewentualne przekroczenia.

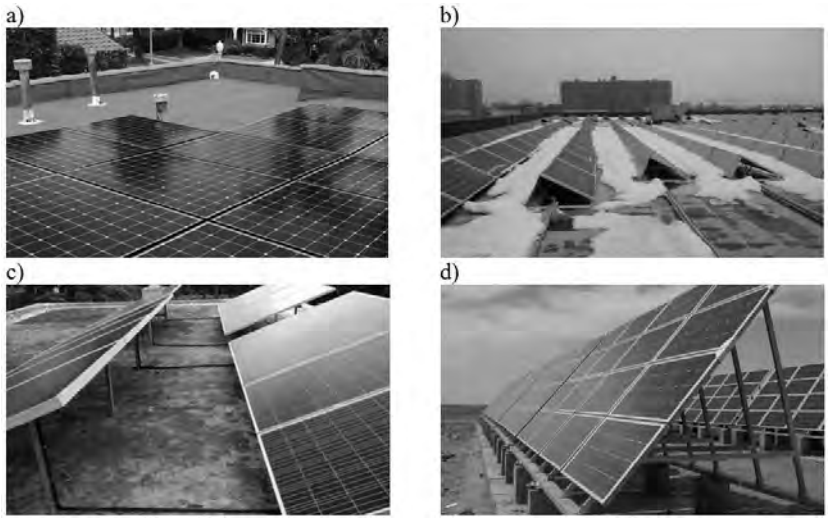
Oczywistym jest, że oddziaływania środowiskowe mają charakter losowy i nie sposób z całkowitą pewnością przewidzieć dokładnej wielkości oddziaływań działających na konstrukcję/element w całym okresie użytkowania. Dodatkowo każde oddziaływanie, wywołuje inne konsekwencje w zależności od rodzaju konstrukcji. Dźwigary stalowe i drewniane jako elementy względnie smukłe oraz posiadające niską masę własną są często dodatkowo zabezpieczane przed utratą stateczności krawędzi dolnej. Forma zniszczenia przez utratę stateczności włókien dolnych przekroju, może być następstwem np. dużej wartości ssania na połaci dachowej lub dużego nadciśnienia wewnątrz hali spowodowanego znaczną ilością otworów (np. doki rozładunkowe). W przypadku elementów betonowych wystąpienie takiego zjawiska jest pomijalne przede wszystkim z uwagi na sztywność w kierunku poprzecznym oraz masę elementu. Podobny efekt zauważymy również w przypadku innych elementów konstrukcyjnych, przykładowo dla fundamentów hal wielkopowierzchniowych, zwłaszcza tych, które podtrzymują słupy zewnętrzne. Te fundamenty poddane są działaniu zestawu sił, składającego się z relatywnie dużych momentów oraz niewielkiej siły normalnej. Taka kombinacja generuje dużą wartość mimośrodu. W obiektach halowych, dla tego typu elementów zaleca się jednak minimalizowanie mimośrodu, co można osiągnąć, np. przez zwiększenie wartości siły normalnej. Niska masa własna, która w wielu przypadkach może wydawać się korzystna, nie zawsze pozytywnie koresponduje z optymalnymi schematami pracy elementów konstrukcyjnych. Dźwigary dachowe strunobetonowe są znacznie niższe i cięższe(ok. 4–7 razy) niż ich odpowiedniki drewniane czy stalowe.

Niezachwiana w Polsce tendencja wzrostowa rynku Odnawialnych Źródeł Energii (*OZE)* w obszarze instalacji fotowoltaicznych (*PV*), widoczna jest już od 2018 r. [14]. Do 2021 r., dominujące były mikroinstalacje i małe instalacje, natomiast od 2021 r. nastąpił istotny przyrost mocowy w obszarze instalacji PV powyżej 1 MW. Tak znaczący wzrost mocy w kategorii instalacji małych i dużych, przypisać można budowie takich źródeł przez średnie i duże przedsiębiorstwa. Projekty nowych obiektów, szczególnie wielkopowierzchniowych hal magazynowych, już na początkowym etapie zakładają istnienie instalacji *PV* lub dopuszczają taką możliwość w przyszłości. Zagadnienie komplikuje się w przypadku modernizacji i instalacji paneli na dachach już istniejących. Zarówno w przypadku projektowania nowych, jak i przygotowywaniu opinii w zakresie montażu instalacji *PV* na dachach istniejących należy mieć świadomość konsekwencji wynikających ze wzrostu oddziaływań zarówno stałych jak i zmiennych, szczególnie od śniegu.

Zaprojektowana konstrukcja, szczególnie dźwigary dachowe, posiadają szacunkowe wykorzystanie nośności które najczęściej mieści się w przedziale od 90 do 99%. Pozostały zapas, którego wielkość nie zależy tylko od decyzji projektanta, może wynikać z innych względów takich jak wymagania konstrukcyjne. Stanowi on pewien bufor,, który może zostać wykorzystany w kontekście nieplanowanych oddziaływań oraz jest dodatkowym zapasem bezpieczeństwa. Pomimo, że bufor ten w ujęciu procentowym wynosi np. 10%, to dla każdego rodzaju materiału, z jakiego jest wykonany dźwigar dachowy, wielkość obciążenia, która możne zostać przyłożona jest zgoła inna. Szczegółową analizę przypadku przeprowadzono w p. 5.

3. Obciążenia dodatkowe od paneli dachowych

Ciężar własny paneli oraz podkonstrukcji, uzależniony jest od rodzaju rozwiązania, które zastosowano. Rozwiązanie docelowe przeważnie jest ustalane z dostawcą, a projektant konstrukcji ma mały wpływ na finalny efekt. Różne typy paneli, w zależności od nachylenia pokazano na rys. 4. Występujące na niektórych typach dachów panele z balastem (przeważnie jednak nie na obiektach halowych), mogą stanowić dominujące obciążenie zewnętrzne wynoszące nawet powyżej 100 kg/m^2. Najczęściej jednak dla nowo projektowych i modernizowanych obiektów halowych, przyjmowane obciążenie od instalacji fotowoltaicznej wraz z podkonstrukcją wynosi ok. 25 kg/m^2.



Rys. 4. Różne typy paneli fotowoltaicznych: a) panel płaski, b) panel pochylony – zamknięty, c) panel pochylony otwarty, d) panel wzniesiony.

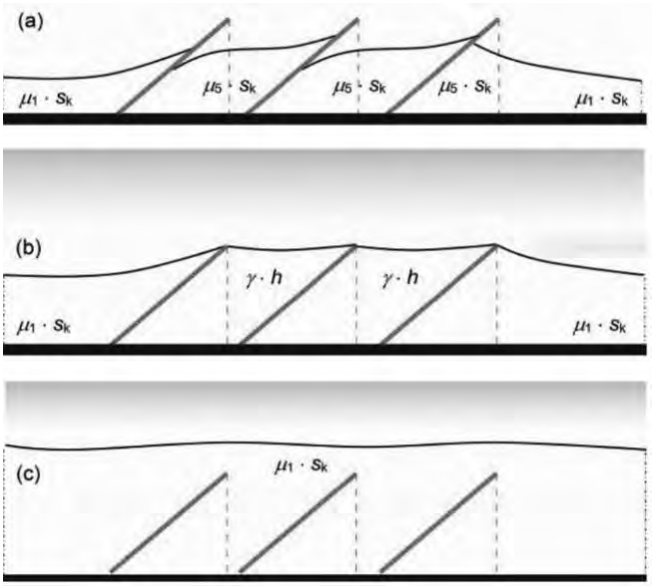
Typ zastosowanej instalacji, determinuje nie tylko jej ciężar ale sposób agregacji jak i wielkość dodatkowego obciążenia dachu śniegiem. Znane autorom, inżynierskie metody szacowania wielkości obciążenia śniegiem w obszarze paneli fotowoltaicznych opierały się na trzech głównych sposobach:

– „metoda na przeszkodę" – polegająca na zastąpieniu rzędów paneli poprzez zestaw przeszkód o odpowiadającej wysokości, w takim przypadku obliczenia prowadzone byłyby wg p.6.2. [8];
– „metoda na dach wielopołaciowy" – polegająca na zastąpieniu dwóch rzędów paneli poprzez dach wielopołaciowy o odpowiadających długościach i kącie nachylenia, w takim przypadku obliczenia prowadzone byłyby wg p. 5.3.4. [8];
– „metoda na dach przylegający" – polegająca na zamodelowaniu niskiego oraz skośnego dachu przylegającego, który odzwierciedlałby panele, w takim przypadku obliczenia prowadzone byłyby wg p. 5.3.6. [8].

Oczywistą wadą każdej ze wskazanych metod jest fakt, że nie miały one na celu odwzorowanie zjawiska gromadzenia się śniegu od instalacji *PV*. Finalnie nie wiadomo który z otrzymanych wyników, przy zastosowaniu trzech metod, jest najbardziej wiarygodny.

Załącznik krajowy do normy DIN-EN z 2019 r. [15] przyniósł wiele odpowiedzi na temat prostego sposobu uwzględniania takiego oddziaływania. Jak przedstawiono w pracy [16], wyróżnić można trzy podstawowe przypadki obciążenia śniegiem na dachu z paneli:

– panel wyższy niż wysokość zaspy – zaspa śnieżna pełnej wysokości (rys. 5a.),
– panel niższy niż wysokość zaspy – zaspa śnieżna częściowej wysokości (rys. 5b.),
– panel niższy niż wysokość śniegu podstawowego – brak zaspy (rys. 5c.).



Rys. 5. Przypadki obciążenia zaspą śnieżną przy obecności paneli dachowych wg DIN-EN [16].

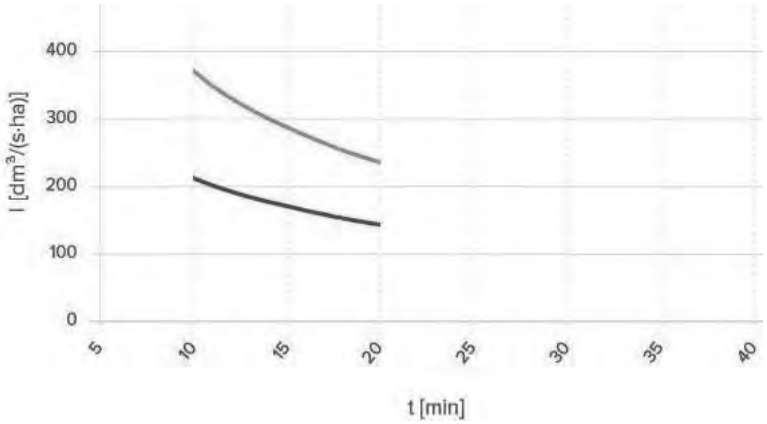
4. Obciążenie deszczem – modele opadów

Poddając pod rozważania zagadnienie bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych w sytuacji niezamierzonego obciążenia pochodzenia klimatycznego należy poświęcić należytą uwagę opadom deszczu. W porównaniu do wcześniej opisanych obciążeń klimatycznych (śnieg, wiatr) oraz możliwości ich realnych odstępstw co do wartości oddziaływań od założeń normowych, przypadek obciążenia konstrukcji deszczem nie jest rozważany przez normy opisujące oddziaływania na konstrukcje. Można więc przyjąć, że jakiekolwiek wystąpienie obciążenia konstrukcji deszczem jest obciążeniem niezamierzonym. Pomijanie tego obciążenia, w powszechnym podejściu, jest efektem zarówno braku wytycznych projektowych, wytycznych normowych, jak i założenie, że obciążenie to będzie miało mniejszą wartość niż obciążenie śniegiem. Taki stan rzeczy wydaje się słuszny w przypadku odpowiednio zaprojekowanego oraz sprawnego systemu odwodnienia dachu. Jednak nawet przy spełnieniu powyższych, w trakcie eksploatacji obiektu na połaci dachu w obrębie punktów zbiorczych mogą gromadzić się zanieczyszczenia wpływające na drożność systemu odwadniającego lub, jak zauważa się w [8], w niektórych przypadkach może dojść do zablokowania odwodnienia podczas topnienia i zamarzania śniegu. Taki stan rzeczy prowadzi do gromadzenia się wody na dachach hal wielkopowierzchniowych [5].

Obserwowane, zachodzące aktualnie oraz prognozowane na najbliższe dekady, zmiany częstości i intensywności opadów zmuszają do poważnych refleksji, a w konsekwencji przekładają się na konkretne wyzwania. Zarówno krótkotrwałe opady nawalne o małym najczęściej zasięgu terytorialnym, jak i długotrwałe opady deszczu o mniejszej intensywności lecz o dużym zasięgu mogą wywołać znaczące szkody w infrastrukturze urbanistyczno-przemysłowej [5]. Najbardziej popularnym modelem opadowym stosowanym w Polsce od 1954 r. był model

Błaszczyka [17]. Z uwagi jednak na zmieniające się warunki klimatyczne, wpływające na zmianę rozkładów w czasie i przestrzeni ilości opadów, model ten przestaje być aktualny, co przekłada się na bezpieczeństwo użytkowania hal wielkopowierzchniowych. Opracowanie Polskiego Atlasu Natężeń Deszczów (*PANDa*) [18] zapewnia cyfrową platformę zawierającą informacje o natężeniach deszczów miarodajnych dla wszystkich miast w Polsce. Odczytywane z atlasu wartości natężeń maksymalnych opadów, dla zadanych czasów trwania i częstości oraz dla dowolnej lokalizacji, nie są determinowane przez rejestracje z pojedynczego, najbliższego deszczomierza. Są efektem modelowania przestrzennego rozkładu opadów, uwzględniającego zarówno zasięg autokorelacji przestrzennej, jak i konfigurację (układ) będących w jej promieniu stacji pomiarowych i precyzję określania ich lokalizacji [19].

W zależności od wielkości opadów atmosferycznych dodatkowe obciążenie zewnętrzne, wynikające z zalegającej na dachu wielkopowierzchniowym ilości wody, będzie się różnić. Traktując jako punkt odniesienia 15-minutowy opad deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia p = 20% (w ciągu C = 5 lat) miarodajne natężenie deszczu q będzie równe 169,89 $dm^3/s \cdot ha$ (rys. 6).



Rys. 6. Miarodajne natężenie deszczu w zależności od długości trwania opadów (linia niebieska – prawdopodobieństwo p = 20%, linia zielona – prawdopodobieństwo p = 2%) [18].

Przy założeniu kompletnie niedrożnego systemu odwadniającego, po 15 minutach opadów deszczu o takiej intensywności na jednym metrze kwadratowym dachu zbierze się 15,29 mm słupa wody, co odpowiada ciężarowi równemu 15,29 kg/m^2. W tym miejscu należy podkreślić duże znaczenie poprawnie zaprojektowanego i działającego systemu odprowadzającemu wodę z dachów oraz dodać, że dachy o większej bezwładności i odporności na niezamierzone obciążenie zewnętrzne mają pozytywne znaczenie dla bezpieczeństwa obiektu.

5. Analizowany przypadek obliczeniowy

Przedmiotem analizy jest porównanie dźwigara strunobetonowego, w odniesieniu do drewnianego dźwigara klejonego oraz stalowego dźwigara kratowego wraz z próbą identyfikacji zapasów bezpieczeństwa dla optymalnie zaprojektowanych elementów. Analizie poddano dźwigary dachowe, obciążenia warstwami wykończeniowymi o względnie dużym ciężarze oraz obciążenie zmienne użytkowe przyjęte jak dla hali o charakterze użytkowym. Obciążenia zmienne środowiskowe zebrano dla miejscowości Świnoujście, zgodnie z normami PN-EN 1991-1-3 [8] oraz PN-EN 1991-1-4 [9]. Kratownica stalowa została zaprojektowana zgodnie z normą PN-EN 1993-1-1 [20], z założeniem współpracy ściskanego

pasa kratownicy z poszyciem wykonanym z blachy trapezowej (zabezpieczenie pasa ściskanego przed wyboczeniem). Dźwigar z drewna klejonego zaprojektowana zgodnie PN-EN 1995-1-1 [21], a dźwigar strunobetonowy zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1 [22]. Zebranie obciążeń zewnętrznych oddziaływujących na dach hali zestawiono poniżej w tabl. 1.

Tablica 1. Obciążenia powierzchniowe dachu.

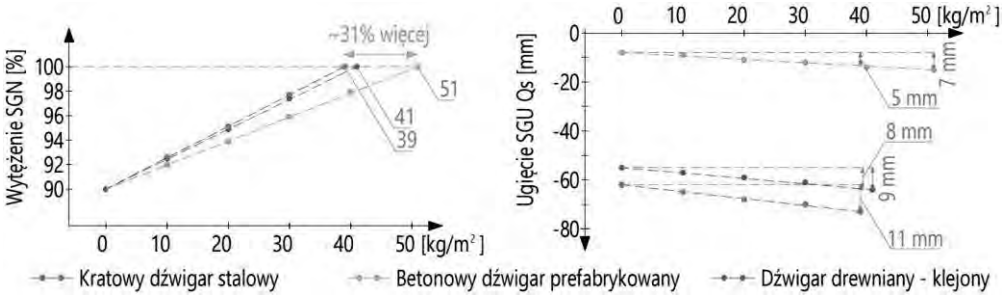
Nr	Rodzaj obciążenia	Obc. char.		Wsp. obl.	Obc. obl.	
		q_k [kN/m^2]		γ_f [-]	q_d [kN/m^2]	
Obciążenie stałe						
1.1	Warstwy wykończeniowe	0,96		1,35	1,29	
1.2	Obciążenie zastępcze – płatwie	0,07			0,09	
Obciążenie instalacjami						
2.1	Instalacje wewnętrzne – podwieszone	0,22		1,35	0,30	
Obciążenie zmienne (środowiskowe)						
3.1	Śnieg (Strefa 2) (Dach płaski: nachylenie połaci 2%)	Kal.: Attyka:	0,72 1,80	1,50	Kal.: Attyka:	1,08 2,70
3.2	Wiatr * (Strefa 2) Obszar dachu „+I” (parcie) Wew. podciśnienie (ssanie) SUMA	 0,20 0,30 0,50		1,50	 0,30 0,45 0,75	
* – Obciążenie od wiatru wskazano tylko dla obszaru „+I” z uwagi że jest to jedyny obszar zgodny co do kierunku dziania obciążeń z obciążeniami grawitacyjnymi.						

Analizie poddano dźwigary dachowe o rozpiętości w osiach równej 24,24 m oraz rozstawie układów poprzecznych równym 6,00 m. W tym celu dźwigary, dobrane na ten sam zestaw obciążeń zewnętrznych, zostały zaprojektowane, aby ich wytężenie z uwagi na zginanie w SGN (wzór 6.10 w [6]) było równe i wynosiło ok. 90%. W efekcie uzyskano kratownicę stalową (S355) o wysokości równej 1,57 m, dwuspadowy dźwigar z drewna klejonego (GL28h) o wysokości 1,90 m oraz dwuspadowy dźwigar strunobetonowy (C50/60, Y1860S7) o wysokości w kalenicy równej 1,20 m. Kratownica stalowa dobrana zgodnie z powyższym opisem ma masę ok. 1 900 kg, dźwigar drewniany ok. 3000 kg natomiast dźwigar strunobetonowy ma masę ok. 14 000 kg.

Kolejny etap obejmował analizę porównawczą "bezwładności" dźwigarów dachowych, czyli ich zdolności do przyjęcia dodatkowych obciążeń w zależności od pierwotnego poziomu wykorzystania nośności przy zginaniu. Przeprowadzono skokowe zwiększenie obciążeń o 10 kg/m^2 (60 kg/m). Wyniki tej analizy przedstawiono na rys. 7a. Dla analizowanych dźwigarów, osiągnięcie pełnego wykorzystania SGN wymagało dodatkowych 39 kg/m^2 dla dźwigara stalowego, 41 kg/m^2 dla dźwigara drewnianego oraz 51 kg/m^2 dla dźwigara strunobetonowego. Wzrost obciążenia zewnętrznego o tę samą wartość powoduje wyraźnie szybszy przyrost wytężenia kratownicy stalowej i dźwigara drewnianego niż dźwigara strunobetonowego. Różnica "bezwładności" między tymi elementami wynosi około 31% na korzyść dźwigara strunobetonowego i utrzymuje się na zbliżonym poziomie, niezależnie od początkowego wykorzystania.

Na rys. 7b pokazano porównanie wartość ugięcia dźwigarów (dla kombinacji quasi-stałej) wraz z pokazaniem ich przyrostu przy analogicznym wzroście obciążenia jak dla analizy *SGN*. Ugięcie sprężonego dźwigara betonowego w sytuacji projektowej (początkowej) wynosiło 8 mm, natomiast po zwiększeniu obciążenia do wartości granicznej uzyskano ugięcie finalne 15 mm. Analogiczna wartość dla elementu stalowego wyniosła 62 mm dla stanu początkowego i 73 mm dla końcowego, przy wyraźnie mniejszej wartości obciążeń dodatkowych. Ugięcie przedstawione na wykresie dla

dźwigara drewnianego jest ugięciem chwilowym u_{inst} [21] i zostało pokazane orientacyjnie, nie uwzględnia ono efektów pełzania.



Rys. 7. Wykorzystanie nośności (lewy diagram) oraz ugięcie w kombinacji QS (prawy diagram) dźwigara dachowego wraz ze wzrostem dodatkowego obciążenia zewnętrznego.

Kolejny etap obejmował analizę „ukrytego" zapasu bezpieczeństwa. Norma PN-EN 1990 [6] nakłada na obciążenia stałe konstrukcji współczynnik obliczeniowy o wartości równej 1,35. Wykonując elementy prefabrykowane (zarówno kratownica stalowa, dźwigar drewniany jak i strunobetonowy) w kontrolowanych warunkach produkcyjnych przytoczone masy są masami w przybliżeniu dokładnymi (bez znacznych odchyłek). W tym miejscu założono, że 35% dodatkowego obciążenia jakie przyjmowane jest w kombinacji obliczeniowej dla ciężaru własnego konstrukcji stanowi pewnego rodzaju ukryty zapas obliczeniowy. Po przeliczeniu tego zapasu na metr kwadratowy powierzchni dachu (tabl. 2), w przypadku kratownicy stalowej mowa o wartości 4,5 kg/m^2, dla dźwigara drewnianego o 7,2 kg/m^2, natomiast w przypadku dźwigarów strunobetonowych mowa o wartości aż 33,7 kg/m^2.

Tablica 2. Obciążenie dźwigara dachowego oraz zapas obciążenia w zależności od wariantu wykonania.

Nr	**Rodzaj obciążenia**	**Obc. char.** q_k [kN/m]	**Obc. obl.** q_d [kN/m]
	Obciążenie stałe		
1.1	Warstwy wraz z instalacjami (1.1 + 1.2 + 2.1)	7,50	10,13
1.2a	Wariant 1: Ciężar kratownicy stalowej (ok. 1 900 kg)	0,78	1,05
1.2b	Wariant 1: Ciężar dźwigara z drewnianego (ok. 3 000 kg)	1,24	1,67
1.2c	Wariant 3: Ciężar dźwigara sprężonego (ok. 14 000 kg)	5,78	7,80
Zapas obc. dźwigar stalowy: $1{,}05 - 0{,}78 = 0{,}27\ kN/m$ ‖ 4,5 kg/m2 Zapas obc. dźwigar drewniany: $1{,}67 - 1{,}24 = 0{,}43\ kN/m$ ‖ 7,2 kg/m2 Zapas obc. dźwigar betonowy: $7{,}80 - 5{,}78 = 2{,}02\ kN/m$ ‖ 33,7 kg/m2			

6. Sytuacja pożarowa

W ujęciu statystycznym, większość hal wykonywana jest w klasie odporności pożarowej E lub D, co oznacza, że przepisy prawa [23], nie stawiają dla przekrycia oraz konstrukcji dachu konieczności spełnienia wymagań z zakresu odporności ogniowej. Za wyjątkiem hali o klasie odporności pożarowej D, konstrukcję dachu uznaje się za główną konstrukcję nośną. W przypadku wyższych klas odporności pożarowej budynku wymagania z zakresu odporności ogniowej dla przekrycia i konstrukcji dachu są stawiane, odpowiednio w zakresie R/RE 15 do R/RE 30, a w przypadku głównej konstrukcji nośnej nawet wyższe [5]. Ma to szczególne znaczenia dla kratowych elementów stalowych, charakteryzujących się stosunkowo niewielką masywnością, które w odróżnieniu od konstrukcji żelbetowych i drewnianych stosunkowo

szybko osiągają wysokie wartości temperatur w całym przekroju poprzecznym, skutkując degradacją właściwości mechanicznych stali [24]. Z tego powodu najczęściej trzeba stosować odpowiednie rozwiązania z zakresu biernych lub aktywnych zabezpieczeń przeciwpożarowych stali. W pierwszej grupie środków ogniochronnych należy wskazać izolacje pasywne termicznie, niezmieniające w pożarze swoich właściwości takie jak.: masy natryskowe (na bazie spoiwa cementowego i/lub gipsowego z wypełniaczami w postaci wełny skalnej, kruszywa, włókien mineralnych i in.) oraz skrzynkowe/konturowe izolacje z płyt z włókien mineralnych lub wermikulitu lub miki połączonych spoiwem cementowym i/lub krzemianowym. Druga grupa zabezpieczeń ogniochronnych to często stosowane aktywne termicznie farby pęczniejące, reagujące na działanie wysokiej temperatury i zmieniające swoje właściwości [25]. Skuteczne i trwałe wykonanie zabezpieczeń ogniochronnych konstrukcji stalowych zależą od jakości wykonania, którego czas jest długi, co powoduje zwiększenie kosztu inwestycji i wpływa na wydłużenie okresu realizacji obiektu [24].

W przypadku konstrukcji drewnianych, które pod względem reakcji na ogień zgodnie z normą [26] mają najczęściej klasę D i potrafią cechować się wysoką odpornością ogniową, należy odróżnić drewno klejone od drewna litego, które spala się w sposób bardziej równomierny oraz wolniej od litego [27]. W drewnie poddanym wysokiej temperaturze następuje proces pirolizy, w wyniku którego zwęglona warstwa co prawda nie posiada parametrów nośnych, ale izoluje pozostałą część przekroju poprzez ograniczenie dopływu tlenu i opóźnia wzrost temperatury elementu. Eurokod 5 [28], wskazuje uproszczone metody obliczeń odnoszące się do pożaru standardowego: metodę zredukowanych własności oraz zredukowanego przekroju. Stosując drugą metodę, przykładowo dla wymogów odporności R 60, efektywna głębokość zwęglenia d_f wynosi ok. 50 mm, co przy ogrzaniu z trzech stron wysokiego dźwigara (ok. 2.0 m), nie prowadzi do znaczącej redukcji przekroju i utraty nośności. Tak więc przy właściwie i ekonomicznie zaprojektowanych elementach belkowych z uwagi na nośność i SGU ugięcia możliwe jest spełnienie wymaganej odporności ogniowej. Szczególną uwagę należy jednak zwrócić na odpowiednie wykonanie i zabezpieczenie połączeń między elementami, którym wg Eurokodu 5 [28] należy zapewnić nie mniejszą odporność ogniową. Z tego powodu często stosuje się złącza ukryte z naturalną otuliną drewnianą, które jednak przy wyższy wymogach odporności ogniowej muszą być dodatkowo zabezpieczane, co w przypadku dużej liczby złączy w obiekcie halowym wiąże się z uciążliwością czasu i kosztów [29]. Zagadnienie ochrony przeciwpożarowej dotyczy także stężeń, których obecność w konstrukcji dachu hali wielkopowierzchniowej związana jest z działaniem sił poziomych i potrzebą zapewnienia stateczności wysokich dźwigarów o małej szerokości, która dodatkowo może ulec redukcji w warunkach pożaru. Stężenia dźwigarów wykonywane w postaci prętów stalowych lub elementów z drewna klejonego muszą posiadać ognioodporność nie mniejszą niż same dźwigary, co wymaga odpowiednio specjalnych zabezpieczeń w przypadku tych pierwszych lub właściwego gabarytu wynikającego z analizy wg metody zredukowanego przekroju.

W przypadku elementów żelbetowych, w tym sprężonych, strunobetonowych, najczęściej nie zachodzi konieczność dodatkowych zabezpieczeń z uwagi na wysoką temperaturę, ponieważ elementy tego typu bez problemu uzyskują klasy odporności ogniowej R30, R60, i wyższe. Uzależnione jest to od szerokości belki, średniej otuliny zbrojenia oraz grubości środnika w przypadku belek dwuteowych. Tablice nośności ogniowej takich elementów dostępne są w normie PN-EN 1992-1-2 [30]. Warto zwrócić uwagę, że w przypadku strunobetonowych konstrukcji dachowych, klasę odporności ogniowej otrzymujemy niejako w gratisie, nawet w przypadku gdy nie jest ona prawnie wymagana, ale może być istotna np. dla najemcy czy ubezpieczyciela, co oznacza wyższy poziom bezpieczeństwa pożarowego bez konieczności ponoszenia dodatkowych kosztów [5].

8. Podsumowanie

Można oczekiwać, że poprawnie zaprojektowana konstrukcja jak i każdy jej element, powinien pracować niezawodnie przez wiele lat. W rzeczywistości nie jest to norma, o czym świadczą dane statystyczne przytoczone w p.1 opracowania. Brak odpowiedniej konserwacji i sposobu użytkowania, błędne założenia projektowe, zmieniające się warunki klimatyczne oraz błędy ludzkie prowadzą niejednokrotnie do awarii, a nawet katastrof. W kontekście opisanych czynników, dodatkowe zapasy bezpieczeństwa „tkwiące" w konstrukcji oraz jej gotowość do przyjęcia niezamierzonych oddziaływań staje się jeszcze bardziej istotna i pożądana.

Wykonana analiza potwierdza, że dach wielkopowierzchniowy wykonany w technologii strunobetonowej charakteryzuje się ponad 7-krotnie większym w stosunku do stali oraz ponad 4-krotnie w stosunku do drewna ukrytym zapasem bezpieczeństwa, wynikającym z zastosowanych współczynników obliczeniowych dla ciężaru własnego dźwigarów dachowych. W analizowanym przypadku, dodatkowy zapas obciążenia dla dźwigara strunobetonowego wynosi 29,2 kg/m^2 w stosunku do dźwigara stalowego oraz 26,5 kg/m^2 w stosunku do dźwigara drewnianego. Ponadto wykazano wyraźnie większą bezwładność dachu wykonanego z zastosowaniem dźwigarów strunobetonowych jako elementów konstrukcyjnych, w odniesieniu do dźwigarów stalowych i drewnianych. Wzrost obciążenia zewnętrznego o tę samą wartość powoduje wyraźnie szybszy przyrost wytężenia kratownicy stalowej i dźwigara drewnianego niż dźwigara strunobetonowego. Wzrost wytężenia dźwigara strunobetonowego w stanie granicznym nośności (SGN) o tę samą wartość co dla dźwigara stalowego lub drewnianego, pozawala mu na przeniesienie o ok. 30% więcej obciążenia niż dźwigary ze wskazanych w porównaniu materiałów.

Przedstawione w opracowaniu dane dotyczące obciążenia połaci dachowej opadem deszczu (w przypadku niedrożnych odpływów) wyraźnie wskazują, że takie dodatkowe obciążenie (15,29 kg/m^2) stanowiłoby ponad 2-krotne przekroczenie obliczeniowego zapasu nośności dla kratownicy stalowej i dźwigara drewnianego, a tylko 50% wykorzystania zapasu w przypadku dźwigara strunobetonowego.

Literatura

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz.U. 2023 poz. 682 z późn. zm.)
2. Cudak M., Katastrofy Budowlane w 2022 roku, GUND, Warszawa 2023.
3. Dłużniewski A., Katastrofy Budowlane w 2021 roku, GUND, Warszawa 2022.
4. https://www.gunb.gov.pl/strona/katastrofy-budowlane
5. Wojciechowski S., Józefczyk Ł., Sulik P., Bezpieczeństwo dachów hal wielkopowierzchniowych wykonanych w technologii prefabrykacji strunobetonowej w sytuacji wystąpienia niezamierzonego obciążenia, BTA, 2023.
6. PN-EN 1990:2004 Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.
7. PN-EN 1993-3-1:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 3-1: Wieże, maszty i kominy – Wieże i maszty.
8. PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
9. PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
10. PN-EN 1991-1-2:2006 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
11. PN-80/B-02010 – Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
12. Sieńko R., Bednarski Ł., Obciążenie śniegiem obiektów budowlanych, Inżynier Budownictwa 12/2011, s. 45–49.

13. Żurański J., Sobolewski A., Obciążenie śniegiem w Polsce, Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2009.
14. Ciuła R. i inni, Rynek fotowoltaiki w Polsce, Inst. Energetyki Odnawialnej, Warszawa 2023.
15. DIN EN 1991-1-3/NA 2019 – Eurocode 1 (2019) Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen– Schneelasten.
16. Fingerloos F., Schwing W., Zur Neuausgabe des Nationalen Anhangs DIN EN 1991-1-3/NA „Schneelasten" in 2019-04, Bautechnik 96, Berlin 2019.
17. Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A., Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji, Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 2010.
18. https://atlaspanda.pl
19. Licznar P., Zaleski J., redaktorzy. Metodyka opracowania Polskiego Atlasu Natężenia Deszczów (PANDa), Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, 2020.
20. PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne I reguły dla budynków.
21. PN-EN 1995-1-1:2010 Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne i reguły dotyczące budynków.
22. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
23. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (z późn. zm.).
24. Biegus A., Czynne i bierne zabezpieczenia ogniochronne konstrukcji stalowych, Izolacje 3/13.
25. Biegus A., Projektowanie konstrukcji stalowych z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodów, Izolacje 2/13.
26. PN-EN 13501-1+A1:2010 Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część : Klasyfikacja na podstawie wyników badań reakcji na ogień.
27. Przepiórka J., Odporność ogniowa konstrukcji drewnianych, Inżynier Budownictwa, 11/2016.
28. PN-EN 1995-1-2:2008/NA:2010 Eurokod 5 Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-2 Postanowienia ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
29. Roszkowski P., jak zapewnić konstrukcjom drewnianym wymaganą odporność ogniową, Inżynier budownictwa, 1/2019.
30. PN-EN 1992-1-2:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

Unintended load situation as a real threat to the safety of large-site hall structures

Key words: climatic loads, halls, prefabrication, pre-stressed concrete girders, safety reserves, steel trusses, wooden girders

MATERIAŁOWE ASPEKTY AWARII, USZKODZEŃ I NAPRAW

MATERIALS ASPECTS OF FAILURES AND REPAIR OF STRUCTURES

Ekstrakcja chlorków z płyt stropowych nad podziemnym garażem w praktyce

LESŁAW HEBDA[1*], MARCIN MAJEWSKI[2], DANIEL BIAŁECKI[2],
[1,]BARG Centrum sp. z o.o.
[2]Top building sp. z o.o.

Streszczenie: Skażenie żelbetu chlorkami, jest czynnikiem najbardziej zagrażającym pod względem korozji dla stali zbrojeniowej i stali sprężającej. Korozja wywołana przez wniknięcie jonów chlorkowych w głąb otuliny betonowej jest najtrudniejsza do opanowania niż inne rodzaje powszechnie występujących zjawisk korozji w żelbecie jak np. karbonatyzacja. Szczególnie pod względem trwałości należy traktować konstrukcje sprężone, które wskutek korozji elementów stalowych sprężonych ulegają zniszczeniu w sposób gwałtowny. W związku z tym, że wymiana betonu skażonego chlorkami w takich konstrukcjach jest niemożliwa, postanowiono usunąć chlorki z betonu metodami elektrochemicznymi. W pracy opisano sposób wykonania dedykowanej instalacji do usunięcia chlorków z betonu dla płyt stropowych sprężonych wraz z przedstawieniem wyników końcowych osiągniętych w trakcie wykonywania zabiegu elektrochemicznej ekstrakcji chlorków z betonu.

Słowa kluczowe: elektrochemiczna ekstrakcja chlorków z betonu, usuwanie chlorków z betonu, skażenie betonu jonami chlorkowymi, korozja chlorkowa

1. Wprowadzenie

W przedmiotowym budynku, będącym obiektem wielofunkcyjnym, strop nad garażem podziemnym został zaprojektowany i wykonany z prefabrykowanych płyt kanałowych, strunobetonowych SP 32 o podwyższonej odporności ogniowej. Znaczna część powierzchni tego stropu znajdowała się w obrysie części nadziemnej budynku, ale dwa pasma płyt stanowiły konstrukcję podjazdu i parkingu oraz zewnętrznego podcienia komunikacyjnego.

Wykonana izolacja przeciwwodna okazała się nieskuteczna i przez około 20 lat eksploatacji następowały przecieki wód opadowych do wnętrza garażu. Głównym miejscem przecieków były połączenia między prefabrykatami (rys. 1.).

Obserwowano je również w osiach kanałów płyt. Na ich spodniej powierzchni były widoczne ślady zacieków i wysoleń. W roku 2022 wymieniono izolację przeciwwodną płyt stropowych w części obejmującej podjazd, parking i podcień. Przecieki do wnętrza garażu podziemnego ustały. Po zabezpieczeniu przed dalszym oddziaływaniem wód opadowych postanowiono zająć się samymi płytami stropowymi. Badania diagnostyczne przeprowadzone w latach 2021–2022 [1, 2], wykazały m.in. że stężenia jonów chlorkowych w warstwie przypowierzchniowej betonu na spodniej powierzchni płyt stropowych wahały się od 0,03% do 1,65% masy cementu wobec dopuszczalnych dla konstrukcji sprężonych 0,2% mc [3, 4].

*Autor do korespondencji: *leslaw.hebda@gmail.com*



Rys. 1. Ślady zacieków i wysoleń widoczne na spodniej powierzchni prefabrykowanych płyt stropowych.

Z uwagi na konieczność zachowania funkcjonalności obiektu nie wchodziła w rachubę wymiana skażonych płyt stropowych. W projekcie naprawy płyt [5] przewidziano przeprowadzenie prac etapami. Po zakończeniu wymiany izolacji przeciwwodnej, zaprojektowano obniżenia stężenia chlorków w betonie metodą ekstrakcji zgodnie z normą PN-EN 1504-9 [6] – zasada numer 7 i metoda numer 7.5.

W analizowanym przypadku poza wymianą całych elementów prefabrykowanych lub ekstrakcją chlorków z konstrukcji, z powodu praktycznego braku w konstrukcji zwykłego zbrojenia nie było możliwe zastosowanie innych metod ochronnych, jak np. ochrony katodowej. Zgodnie z normą PN-EN ISO 12696 [16] w przypadku zbrojenia sprężonego i stosowania zewnętrznego źródła prądu stałego, należy uważać na wystąpienie w stali sprężonej zjawiska określanego jako „kruchość wodorowa". Inwestor, po pewnych wahaniach i własnych analizach, zdecydował się na przeprowadzenia ekstrakcji chlorków z konstrukcji metodą elektrochemiczną

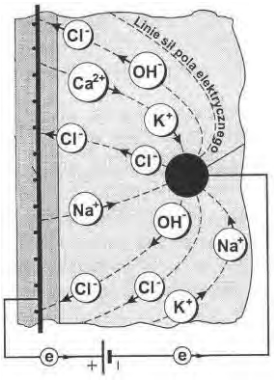
2. Ekstrakcja chlorków

Beton jest materiałem wieloskładnikowym, składającym się z fazy stałej (sztucznego kamienia), fazy ciekłej (cieczy znajdującej się w porach betonu) oraz gazowej (gazu znajdującego się w porach betonu). W związku z tym, ze w cieczy porowej znajdują się jony o różnym stężeniu, ciecz ta jest elektrolitem, który przewodzi prąd elektryczny.
Ta informacja oznacza, że w przypadku wytworzenia pola elektrycznego w danym obszarze powierzchni betonowej, spowoduje to przemieszczanie się jonów znajdujących się w cieczy porowej betonu.

W przypadku wystąpienia jonów działających agresywnie na stal zbrojeniową, np. Cl^-, wywołując sztuczne pole elektryczne w obszarze skażonym, wywołany zostanie „ruch" jonów w kierunku powierzchni, z której agresywne chlorki mogą zostać później usunięte.
W praktyce realizuje się to w sposób podany na rys. 2.

Do stali zbrojeniowej podłączany jest ujemny biegun zasilania stałym prądem o napięciu od 12 do 24 Voltów i natężeniu do około 2 $A/m^{2.}$ Dodatni biegun zasilania podłączany jest do elektrody, przeważnie tytanowej, ale może być tez cynkowa, znajdującej się w otoczeniu włókien celulozowych lub geowłókniny nasyconej roztworem zasadowym. Po włączeniu

zasilania zainicjowane pole elektryczne pomiędzy zbrojeniem, a elektrodą powoduje, że jony o ładunku ujemnym, czyli chlorki Cl^- rozpoczną migrację w kierunku elektrody dodatniej i geowłókniny, z której zostaną następnie usunięte [11].



Rys 2. Zasada działania procesu ekstrakcji chlorków [7]

Zastosowanie elektrochemicznej ekstrakcji chlorków jest uznawane za zabieg specjalny ochrony konstrukcji ze zbrojeniem tradycyjnym lub sprężonym i dodatkowo korzystnie wpływa na nowe właściwości ochronne otuliny betonowej wysycanej alkaliami w trakcie procesu usuwania chlorków [17].

W przypadku usuwania chlorków z otuliny betonowej, bezpośrednio przed rozpoczęciem ekstrakcji, należy pobrać próbkę betonu i oznaczyć stężenie chlorków do masy cementu. W zależności od stężenia chlorków dobierany jest prąd i napięcie dla układu ekstrakcji. Szacuje się, że w ciągu jednego dnia z powierzchni około 50 m^2 można usunąć do 0,01% chlorków. Średnio zabiegi ekstrakcji może trwać od 3 do 8 tygodni.

3. Ocena stanu konstrukcji

Przed przystąpieniem do wykonania ekstrakcji chlorków, powtórnie przeanalizowano stan konstrukcji uwzględniając kryterium Hausmanna [8]. Oszacowana wartość kryterium Hausmanna dla analizowanej konstrukcji wahała się od 1 do 163, wobec wartości progowej wynoszącej 0,6 [10].

W ramach oceny stanu konstrukcji sprawdzono grubość otuliny betonowej strun sprężających. Wahała się ona od 29,3 do 39,9 mm przy wartości średniej 35,6 mm. Wartość ta została potwierdzona w dodatkowych badaniach przed przestąpieniem do wykonywania ekstrakcji chlorków z konstrukcji.

Wykonano też 3 punktowe nawierty do powierzchni strun. W żadnym przypadku nie zaobserwowano śladów korozji na zbrojeniu.

Płyty stropowe nie wykazywały też nadmiernych ugięć. Wszystkie posiadały tzw. „ujemną" strzałkę ugięcia, czyli przyłożone obciążenia nie skonsumowały całości wstępnego wygięcia.

Pomimo względnie dobrego stanu technicznego konstrukcji i skutecznej naprawy izolacji przeciwwodnej, z uwagi na występujące stężenie chlorków oraz zagrożenie okresową kondesacją pary wodnej na spodniej powierzchni stropu zdecydowano się, po dłuższych rozważaniach i analizach, na przeprowadzenie ekstrakcji chlorków i przygotowano ostatecznie projekt wykonawczy [9].

Zdecydowano też, że po zakończeniu ekstrakcji chlorków monitoring ugięć płyt stropowych będzie kontynuowany w ramach okresowych przeglądów budynku.

4. Założenia projektowe przed uruchomieniem instalacji do elektrochemicznego usuwania chlorków z betonu

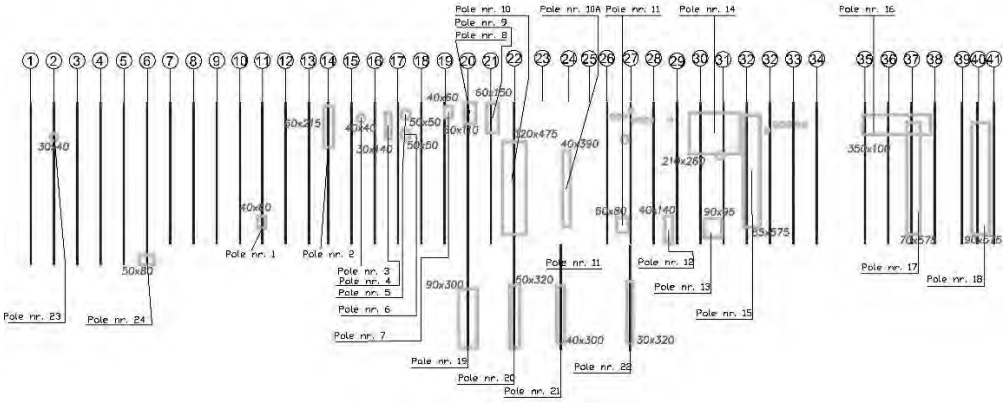
W przypadku przedmiotowych płyt strunobetonowych, z uwagi na fakt, że nie można wykorzystać elementów strun sprężonych jako elektrody ujemnej ponieważ może wystąpić na nich zjawisko kruchości wodorowej [16] założono, że zostaną wprowadzone nowe sztuczne elektrody w głąb otuliny betonowej i będą one znajdowały się pod zbrojeniem sprężonym przedmiotowych płyt prefabrykowanych. W tym konkretnym przypadku, elektrochemiczne usunięcie chlorków odbywało się z wykorzystaniem zjawiska osmozy tj. wyrównywania różnych stężeń dwóch ośrodków. Po przyłożeniu napięcia stałego, wywołane pole elektryczne spowodowało migrację jonów chlorkowych do elektrolitu znajdującego się na zewnątrz płyt stropowych i następnie elektrolit był usuwany razem z geowłókniną i chlorkami i wymieniany na nowy. Następnie zasilanie zostało odłączone aby spowodować napływ jonów chlorkowych z głębszych obszarów betonu na zasadzie wyrównywania się różnych stężeń dwóch ośrodków w jednym układzie i ponownie zasilanie włączano, a wywołane pole elektryczne powodowało migrację jonów chlorkowych do elektrolitu znajdującego się za zewnątrz płyt. Ten proces trwał aż do osiągnięcia normowej dopuszczalnej ilości chlorków w betonie dla konstrukcji sprężonych tj. 0,2% w stosunku do masy cementu [14]. Na podstawie podręcznika do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP [12] i PN-EN 14629:2008 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Metody badań – Oznaczanie zawartości chlorków w betonie [13] ustalono, że właściwe i stosowane w trakcie prowadzonych prac i pomiarów kontrolnych badanie zawartości chlorków przed, w trakcie i po zakończonym procesie ekstrakcji, będzie badanie z oznaczeniem zawartości chlorków metodą Volharda. Przyjęto, że graniczna zawartości chlorków dla przedmiotowego stropu wg. PN-EN 206+A1:2016-12 [14] w stosunku do masy cementu ma wartość 0,2% i wiedzy, że przedmiotowe płyty stropowe wykonane zostały z betonu klasy B60, to założono, ze do wykonania mieszanki betonowej użyto 450 kg cementu i przyjęto ciężar betonu równym 2200 kg/m^3.

5. Montaż i uruchomienie instalacji do usuwania chlorków z betonu

W pierwszej kolejności nadano poszczególnym uszkodzonym i skażonym obszarom stropu numerację i zasięg występowania uszkodzeń. Na rys. 3 przedstawiono widok na spód stropu z naniesionymi obszarami uszkodzeń.

Następnie, wykonano skanowanie spodu stropu w celu określenia bardzo dokładnej powierzchniowej mapy otuliny cięgien sprężających. Prace te zostały wykonane przy użyciu dwóch różnych skanerów zbrojenia aby potwierdzić niezależnie zbieżność wyników położenia strun oraz otuliny betonu pod sprężoną struną stalową. Dodatkowo po wytyczeniu miejsc przebiegu sprężonych strun przy użyciu skanerów, wykonano ostrożny nawiert do powierzchni struny sprężającej w celu potwierdzenia uzyskanych wyników z pomiarów skanerami grubości otuliny betonowej. Po wytyczeniu przebiegu zbrojenia sprężonego, wyszlifowano powierzchnie z uszkodzonymi obszarami płyt stropowych w technice diamentowej bezpyłowej w celu usunięcia istniejących powłok aż do odsłonięcia powierzchni betonowej i pobrano z danego obszaru próbki betonu w celu określenia wstępnej zawartości chlorków. Po tych czynnościach wytyczono miejsca do wykonania nacięć dla elektrod ujemnych i wykonano nacięcia pod elektrody ujemne w rozstawie co około od 7–10 cm przy użyciu bruzdownic z regulacja zagłębienia tarczy tnącej w betonie. Dodatkowo średnice tarcz do ciecia bruzd dobrano o takiej średnicy tj. 115 mm, że po zamontowaniu w maszynie bruzdującej, cięcie uniemożliwiło wykonanie nacięcia na głębokość większą niż 35 mm tj. głębokość położenia strun sprężonych. Na rys. 4

przedstawiono moment wykonywania bruzd pod montaż elektrod ujemnych, a na rys. 5 moment montażu elektrod ujemnych. Po wykonaniu bruzd zamontowano elektrody ujemne wraz z wypełnieniem bruzd w betonie przy użyciu zaprawy naprawczej PCC i wykonano montaż instalacji prądowej dla zasilenia punktów do wykonania ekstrakcji chlorków, montaż deskowań szczelnych wraz z ułożeniem siatek elektrod dodatnich, ułożenie geowłókniny i nasączenie elektrolitem pod siatkami z elektrodami dodatnimi.



Rys. 3 Widok na strop z naniesionymi obszarami uszkodzeń.



Rys. 4 Wykonywanie bruzd w stropie dla montażu elektrod ujemnych

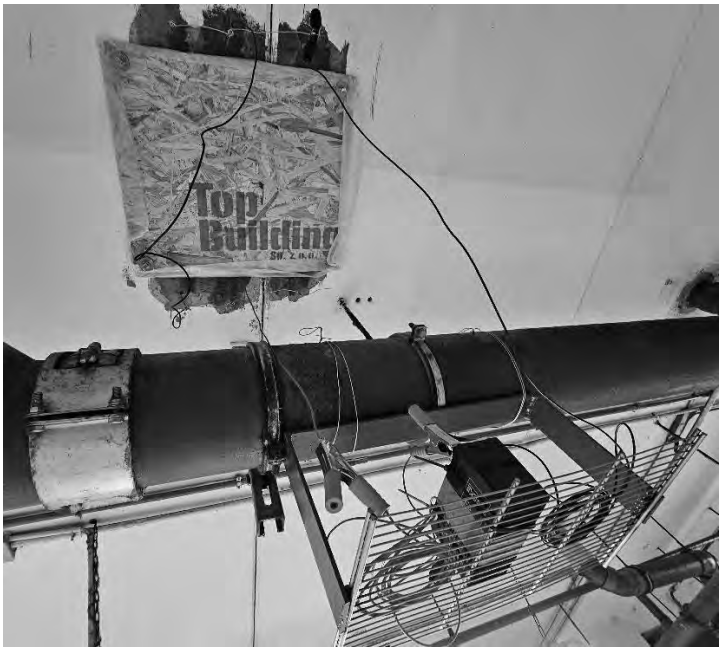


Rys. 5 Montaż elektrod ujemnych

Dodatkowo, aby nie wykonywać stałych badań zawartości chlorków w betonie, geowłókninę z elektrolitem nasączono specjalnym znacznikiem, który informował jak dużo i czy w ogóle dochodzi do wysycania elektrolitu w geowłókninie chlorkami. Po gotowości instalacji do uruchomienia wykonano podłączenie złącz kontrolnych i wykonano pomiary rezystancji układu w celu dobrania napięcia i prądu zasilania oraz dobrania zabezpieczenia nadprądowego dla całego układu. Na rys. 6 i 7 przedstawiono widok na działająca instalację. Następnie przystąpiono, do cyklicznego, manualnego włączania i wyłączania instalacji prądowej wraz z uzupełnianiem i wymianą elektrolitu.



Rys. 6 Widok na uruchomioną instalację do usuwania chlorków.



Rys. 7. Widok na uruchomioną instalację do usuwania chlorków.

Po uzyskaniu w danym obszarze stężenia chlorków w betonie poniżej 0,2% w stosunku do masy cementu i potwierdzeniu wyników przez certyfikowane laboratorium, demontowano instalację do usuwania chlorków, a powierzchnię betonu naprawiano przy użyciu szpachlówki PCC. Dodatkowo na powierzchnię płyt stropowych naniesiono powłokę ochronną o wysokim oporze dyfuzyjnym na dwutlenek węgla. Na rys. 8 i 9 przedstawiono widok na obszar płyty stropowej po zakończonej ekstrakcji i naprawionej powierzchni.



Rys. 8 Widok na obszar stropu po usunięciu chlorków i naprawie powierzchni betonu



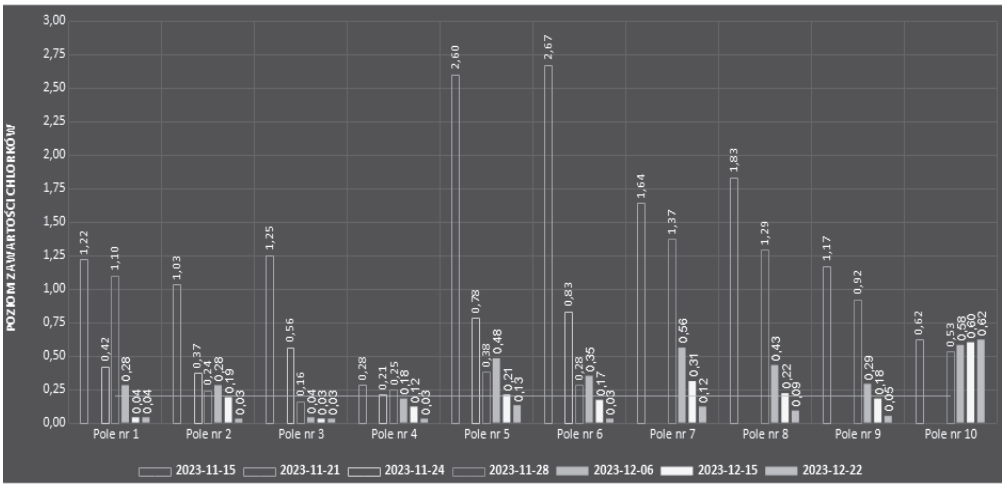
Rys. 9 Widok na obszar stropu po usunięciu chlorków i naprawie powierzchni betonu.

6. Wyniki badań

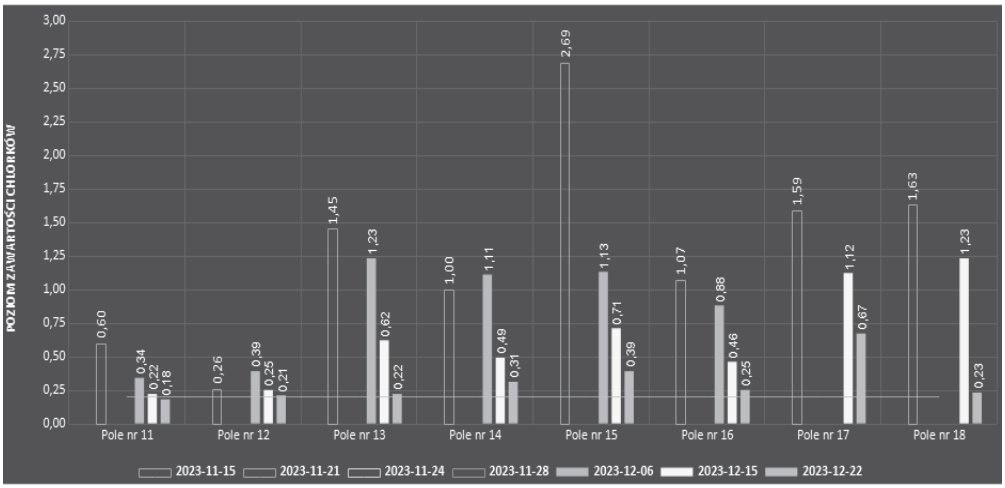
Szczegółowe laboratoryjne pomiary stężenia chlorków wykonywano raz w tygodniu i zestawiano je w odniesieniu do daty pomiaru i numeru pola. Na rys. 10 i 11 przedstawiono przykładowe zestawienie wyników badań. Na podstawie otrzymanych wyników badań potwierdzono, że założony schemat usuwania i migracji chlorków z głębszych pokładów betonu do ośrodka o mniejszym stężeniu następuje to znaczy, że po obniżeniu wyekstrahowanych chlorków, obszar ten ponownie wysyca się chlorkami z głębszych pokładów betonu jednak nie przekroczą on wartości z pierwszego kontrolnego pomiaru. Każdy z otrzymanych wyników badań zawartości chlorków w stosunku do masy cementu przeliczono według Tuuti [15] dla kryterium Hausmanna [8]. Otrzymane wyniki zawierały się w przedziale od <0,3–0,6>, czyli poniżej dopuszczalnych.

Alternatywnym rozwiązaniem dla naprawy skażonych płyt stropowych chlorkami, była by ich wymiana na nowe płyty. Taka operacja wiązała by się z wyłączeniem głównego wejścia hotelowego i zamknięciem ciągów transportowych w garażu podziemnym, rozbiórką wszystkich warstw drogowych i demontażem instalacji podwieszonych do spodu stropu w tym głównego zasilania budynku w energię elektryczną. Zastosowana metoda naprawy sprężonych płyt stropowych z zastosowaniem zewnętrznego źródła prądu stałego stanowiła jedynie 3,4% kosztów jakie poniósłby zamawiający w przypadku wymiany płyt na nowe.

Dodatkowo zauważono, że w trakcie usuwania chlorków rezystancja wytworzonego układu w trakcie wykonywanej ekstrakcji wzrasta i dodatkowo na założony schemat ekstrakcji również wskazane jest cykliczne włączanie i wyłączanie zasilania, co może być przedmiotem dalszych badań takich układów i sugeruje wprowadzenie zautomatyzowania tego kroku technologicznego w całym procesie ekstrakcji chlorków.



Rys. 10 Zestawienie wyników badań dla pól o numerach od 1 do 10 z 7 tygodni działania instalacji do usuwania chlorków.



Rys. 11 Zestawienie wyników badań dla pól o numerach od 11 do 18 z 7 tygodni działania instalacji do usuwania chlorków.

7. Podsumowanie

Przeprowadzona ekstrakcja chlorków z żelbetowych elementów sprężonych potwierdziła możliwość skutecznego zastosowania tej metody naprawy w warunkach budowy. Pomimo pozornie stosunkowo wysokich kosztów wykonania, w niektórych przypadkach może być dużo tańsza od wymiany całych elementów konstrukcyjnych.

Literatura

1. Hebda L. Ekspertyza techniczna na temat przyczyn występowania przecieków w ścianach i stropach (…) oraz sposobu ich usunięcia. Piaseczno, lipiec 2021.

2. Hebda L. i in. Wykonanie badań stężenia chlorków w płycie stropu nad poziomem -1 w budynku (…). Piaseczno, wrzesień 2022.
3. PN-EN 206 Beton _Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
4. Zybura A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu. PWN, Warszawa, 2011.
5. Hebda L., Borowicki Z., Siniarska A. Projekt wykonawczy remontu uszczelnienia stropu nad poziomem -1 w budynku (…). Piaseczno, 31 grudzień 2021.
6. PN-EN 1504. Wyroby i systemy do ochrony i naprawa konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności.
7. Zybura A. Zabezpieczanie konstrukcji żelbetowych metodami elektrochemicznymi. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2003.
8. Fagerlund G. Trwałość konstrukcji żelbetowych. Warszawa 1997.
9. Majewski M., Nicer T. Projekt wykonawczy ekstrakcji elektrochemicznej chlorków ze spodu stropu nad poziomem -1 w garażu podziemnym w budynku (…). Warszawa, październik 2023.
10. Hebda L., Białecki D., Majewski M. Korozja chlorkowa – niedoceniany czynnik destrukcji w garażach wielostanowiskowych. Przegląd Budowlany wolumin 93, numer 9–10 rok 2022, s. 157–160.
11. PKN-CEN/TS 14038-1 Procesy realkalizacji elektrochemicznej i usuwania chlorków z żelbetu.
12. Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP Poradnik dla konstruktorów Wydanie drugie Na podstawie opracowania biura konstrukcyjnego „Steelco" mgr inż. Grzegorz Troszczyński Białe Błota Listopad 2008.
13. PN-EN 14629:2008 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Metody badań – Oznaczanie zawartości chlorków w betonie.
14. PN-EN 206+A1:2016-12 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
15. Tuutti, K Corrosion of steel in concrete. CBI Research Stockholm 1982.
16. PN-EN ISO 12696 Ochrona katodowa stali w betonie.
17. Jaśniok M., Zybura A., Elektrochemiczne odtworzenie ochronnych właściwości otuliny betonowej. Przegląd Budowlany 7–8 2007.

Chloride extraction from underground garage ceiling plates in practice

Keywords: electrochemical chloride extraction from concrete, chloride removal from concrete, chloride ions infestation in concrete, chloride corrosion

Fibrobetonowa posadzka na wybiegu dla zwierząt w ZOO – trudności i błędy specyfiacji

MAJA KĘPNIAK*, PIOTR WOYCIECHOWSKI, PAWEŁ ŁUKOWSKI
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

Streszczenie: W trakcie projektowania i realizacji posadzki betonowej na wewnętrznym wybiegu dla zwierząt uwzględniono nietypowe obciążenia, takie jak znaczne punktowe obciążenia wynikające z masy zwierzęcia, obciążenia dynamiczne związane z jego ruchliwością oraz obciążenia środowiskowe, chociaż nie w pełni odpowiednio zdefiniowane. Na etapie wykonawstwa zastosowano poprawki w zakresie mieszanki betonowej, jednak nie uwzględniono delikatności stopy zwierzęcia, co w rezultacie doprowadziło do awarii. Przy występujących znacznych obciążeniach statycznych i dynamicznych zdecydowano się na posadzkę zbrojoną włóknami stalowymi. Niestety, w początkowej fazie użytkowania tego rozwiązania, stwierdzono, że włókna stalowe raniły stopy młodego zwierzęcia. Wnioski z przedstawionego przypadku podkreślają konieczność kompleksowego uwzględniania wszystkich aspektów środowiska użytkowania obiektu przez zwierzęta już na etapie projektowania. Należy nie tylko dostosować strukturę budowlaną do obciążeń, lecz również uwzględnić subtelne aspekty, takie jak delikatność stóp zwierząt, aby uniknąć nieoczekiwanych problemów w trakcie eksploatacji.

Słowa kluczowe: posadzka fibrobetonowa, wybieg dla zwierząt, włókna stalowe, warunki użytkowania, klasa ekspozycji, specyfikacja

1. Posadzki z fibrobetonu i ich wykończenie

Posadzka betonowa jako warstwa zewnętrzna podłogi absorbuje oddziaływania środowiska oraz obciążenia użytkowe i przenosi je na głębsze warstwy konstrukcji lub grunt [1]. Najczęściej jest to system wielowarstwowy [2], który składa się z podkonstrukcji, warstwy wiążącej lub ślizgowej oraz wierzchniej warstwy betonu. Jednym z materiałów powszechnie wykorzystywanym do wykonania posadzek jest fibrobeton. Prowadzi to do wielu korzyści: mniejszej grubości płyty, wyższej wytrzymałości na zginanie, zwiększenie odstępów między dylatacjami – mniejszego skurczu i mniejszej szerokości rys oraz wyższej odporności na uderzenia i obciążenia powtarzalne. Jako zbrojenie rozproszone stosowanych jest wiele rodzajów włókien: polipropylenowe, szklane, karbonowe, organiczne oraz najczęściej – stalowe.

Poza aspektami technicznymi, posadzki fibrobetonowe zawdzięczają swoją popularność również aspektom ekonomicznym. Stosowanie włókien w betonie może pozwolić na redukcję tradycyjnego zbrojenia lub jego całkowitą eliminację. Ograniczenie powstawania pęknięć sprawia, że beton z włóknami jest rozpatrywany jako materiał o zwiększonej trwałości; dodatkowe koszty zbrojenia włóknami mogą być uzasadnione oszczędnościami w kosztach

*Autor do korespondencji: *maja.kepniak@pw.edu.pl*

konserwacji. Również redukcja czasu pracy stała się kluczową kwestią dla procesu budowlanego [3].

Poza niewątpliwymi korzyściami wynikającymi ze stosowania włókien należy mieć na uwadze ich niekorzystny wpływ na urabialność mieszanki, co może skutkować wzrostem porowatości mieszanki, zauważalnym w postaci porów zlokalizowanych w sąsiedztwie skupisk włókien, zwłaszcza przy większym ich udziale w składzie mieszanki – gdy przekroczony zostanie krytyczny poziom dozowania [4–5]. Zwiększona makroporowatość kompozytu może skutkować jego niewystarczająca trwałością, nawet przy zachowaniu wszystkich odpowiednich parametrów składu mieszanki betonowej wymaganych w normie PN-EN 206 [6].

W przypadku posadzek fibrobetonowych poza odpowiednim zaprojektowaniem mieszanki, odpowiednim jej przygotowaniem oraz wbudowaniem, kluczowe jest również zastosowanie odpowiednich zabiegów wykończeniowych. Zgodnie z wytycznymi ACI [7] beton zbrojony włóknami stalowymi może być wykańczany przy użyciu konwencjonalnego sprzętu, jednak wymagane są drobne modyfikacje technologii. W przypadku płaskich powierzchni, na ogół nie są wymagane specjalne zabiegi, jednak szczególną staranność należy wykazać przy zagęszczaniu narożników lub zaokrągleń. Podczas wszystkich zabiegów wykończeniowych należy unikać nadmiernego zacierania powierzchni, gdyż może to prowadzić do wystąpienia segregacji powierzchniowej i może skutkować spękaniami, które zazwyczaj pojawiają się po okresie twardnienia. Takie postępowanie w przypadku zacieranych na gładko powierzchni zazwyczaj skutkuje uzyskaniem jednorodnego wykończenia bez zauważalnych na powierzchni włókien stalowych. Wytyczne ACI [7] przewidują dwa szczególne warianty wykończenia powierzchni posadzek fibrobetonowych:

– gdy wymagana jest faktura — można użyć miotły lub wałka, należy wykonać te zabiegi przed początkowym czasem wiązania,
– gdy wymagana jest gładka, „doskonała" powierzchnia oraz zakrycie wszystkich włókien – należy użyć płyt magnetycznych, możliwe jest wtedy uzyskanie jedynie delikatnej faktury.

Rozróżnienie dwóch opcji wykończenia potwierdzają również zalecenia Fiber Reinforced Concrete Association [8] wskazując, że zabiegi wykończeniowe, które naruszają powierzchnię płyty, wpłyną także na wyeksponowanie na powierzchni posadzki włókien leżących na lub blisko tej powierzchni – na przykład powierzchnia zewnętrzna o fakturze uszorstknionej za pomocą szczotki będzie miała większą tendencję do powierzchniowego uwidocznienia włókien niż powierzchnia gładko wykończona. W związku z powyższym zalecane jest wykonanie elementów próbnych z użyciem wybranego rodzaju włókna i dozowania oraz techniki wbudowania, aby zweryfikować oczekiwania inwestora i zdolności układania i wykończenia powierzchni przez wykonawcę.

2. Nawierzchnie betonowe na wybiegu dla zwierząt

Wymiarowanie posadzki rozpoczyna się od określenia działających obciążeń i innych oddziaływań, które stanowią podstawę do przyjęcia odpowiednich grubości poszczególnych warstw oraz charakterystyk materiałowych. W przypadku projektowania posadzek betonowych typowego przeznaczenia, jak parkingi czy place składowania, wieloletnie doświadczenie projektantów i wykonawców sprawia, że awarie spowodowane nieodpowiednimi założeniami projektowymi są rzadko spotykane, zaś częściej występują błędy wykonawcze. Dodatkowo problematyczne mogą okazać się natomiast nietypowe przeznaczenia lub nietypowi użytkownicy przemysłowej posadzki betonowej. Takim przypadkiem jest posadzka betonowa, wykonana na wybiegu wewnętrznym dla zwierząt w ogrodzie zoologicznym. Zaprojektowanie takiej posadzki wymaga uwzględnienia szeregu oddziaływań statycznych, dynamicznych, środowiskowych, jak również szczególnych wymagań lub predyspozycji zwierząt.

Na przykład biorąc pod uwagę specyfikę chemiczną odchodów nosorożca [9] można stwierdzić, że mogą one zawierać jony magnezu w ilości ok. 0,1% oraz zróżnicowane ilości jonów amonu. W warunkach cyklicznego nawilżania przy myciu wybiegu, stwarza to zagrożenie korozją magnezową i amonową betonu.

3. Studium przypadku – wybieg dla nosorożców i żyraf

3.1 Przedmiot analizy

Przedmiotem analizy jest budynek pawilonu dla żyraf i nosorożców zlokalizowany na terenie ogrodu zoologicznego i składający się z części przeznaczonej na pobyt żyraf, części przeznaczonej dla nosorożców oraz części przeznaczonej dla odwiedzających. Przedmiotowa posadzka betonowa na wybiegu dla zwierząt jest zlokalizowana w przyziemiu wewnątrz budynku pawilonu i jest podzielona na wybieg dla żyraf oraz wybieg dla nosorożców. Przyczyną podjęcia analizy była fakt, że w krótkim okresie eksploatacji posadzki zgłoszono problemy eksploatacyjne. W części przeznaczonej na pobyt żyraf nie zgłoszono nieprawidłowości, natomiast problemem, który został zgłoszony przez opiekunów nosorożców, było wystawanie ze struktury posadzki stalowych włókien, które z kolei powodowały obrażenia stóp młodych osobników. Jako potencjalne przyczyny wstępnie rozważano błędy w wykonaniu posadzki związane z nieprawidłowym zagęszczaniem mieszanki betonowej i pielęgnacją betonu.

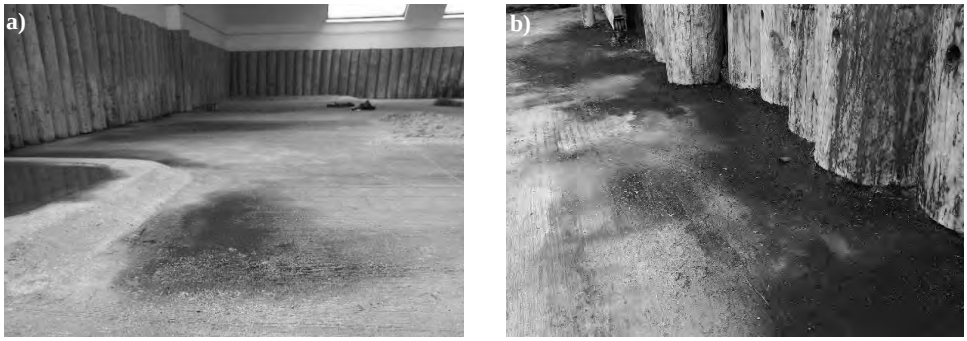
Analizowana posadzka z fibrobetonu klasy wytrzymałości na ściskanie C25/30 (klasa podniesiona przez Wykonawcę względem specyfikacji) wykonana została na dziesięciocentymetrowej warstwie polistyrenu ekstrudowanego i oddzielona folią od podbetonu na warstwie zagęszczonej podsypki piaskowej o minimalnej grubości 35 cm. Grubość posadzki to około 15 cm. Płytę posadzki podzielono na pola o wymiarach od 3,45×3,93 m do 3,69×4,32 m, za pomocą przeciwskurczowych dylatacji pośrednich z wypełnieniem szczelin. Ponadto zostały wykonane obwodowe dylatacje pełne w postaci szczelin wypełnionych wkładką dylatacyjną. Powierzchnię posadzki pokryto bezpośrednio po wykonaniu impregnatem akrylowym.

3.2. Ocena stanu technicznego posadzki

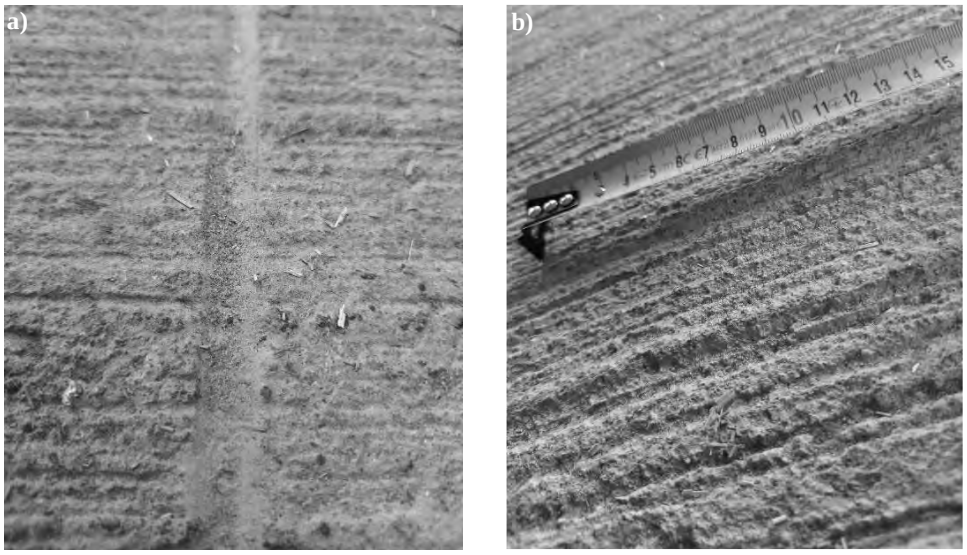
Po 3 latach eksploatacji wykonano analizę stanu technicznego posadzki fibrobetonowej na wewnętrznym wybiegu dla nosorożców. Ocena obejmowała:
– ogólne oględziny posadzki,
– wykonanie 9 odwiertów z 3 obszarów,
– weryfikację grubości warstw wierzchnich posadzki,
– weryfikację klas ekspozycji przyjętych do projektowania mieszanki betonowej.

Podczas ogólnych oględzin posadzki, zauważono, że jest ona strefowo zawilgocona (rys. 1), głównie w obrębie poideł, wejścia z wybiegu zewnętrznego oraz częściowo wzdłuż ścian.

Zauważono, że dylatacje miały bardzo równe krawędzie a tekstura, powstała na skutek szczotkowania powierzchni świeżego betonu, na całej powierzchni posadzki jest bardzo jednorodna (rys. 2). Nie zauważono nadmiernego pylenia posadzki. Nie zauważono również rys skurczowych posadzki, które mogłyby świadczyć o nieprawidłowo prowadzonej pielęgnacji wilgotnościowej. Lokalnie zauważono ślady po włóknach i nieliczne wystające końce włókien (rys. 3). Na powierzchni nie zidentyfikowano śladów impregnatu akrylowego, który po trzech latach eksploatacji, zgodnie ze specyfiką tego typu impregnatów uległ zużyciu.



Rys. 1. Zawilgocenie posadzki wewnętrznego wybiegu dla nosorożców w czasie wizji lokalnej, a – w strefie w okolicach poidła, b – wzdłuż ściany zewnętrznej.



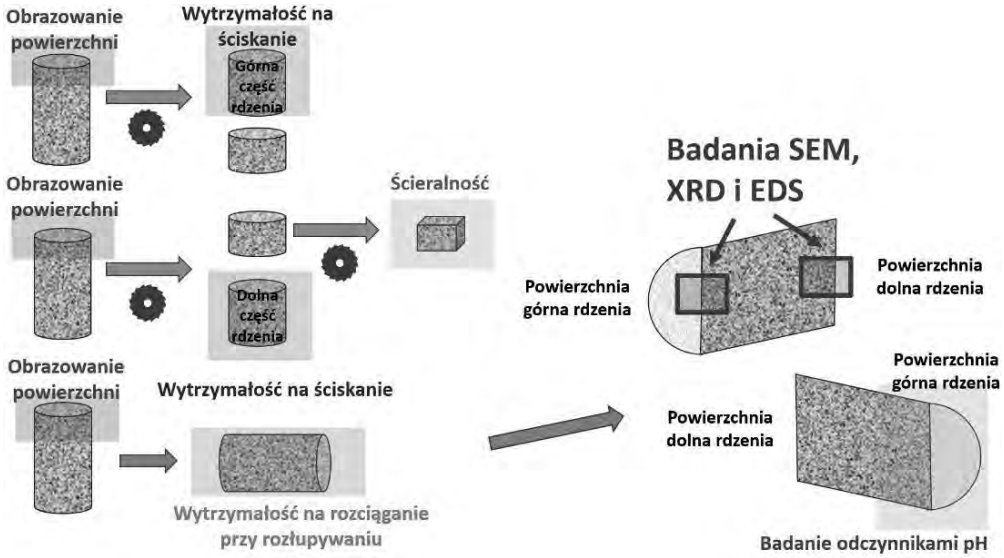
Rys. 2. Posadzka wewnętrznego wybiegu dla nosorożców w czasie wizji lokalnej, a – widok dylatacji, b – widok wgłębień zwiększających szorstkość powierzchni.



Rys. 3 Powierzchniowa strefa posadzki – zaznaczono włókno wystające z powierzchni (kąt odgięcia włókna wynika z efektu rozłupania próbki podczas badań).

3.3. Badania właściwości betonu

Wyznaczono trzy obszary badawcze różniące się zawilgoceniem powierzchni i częstotliwością użytkowania: pierwszy obszar (1) – zawilgocony, zlokalizowany w obrębie poideł, drugi obszar (2) – niezawilgocony, zlokalizowany centralnie na wybiegu oraz trzeci (3) – zlokalizowany przy ścianie w obszarze niezawilgoconym. Z każdego miejsca badawczego pobrano po trzy odwierty o średnicy 100 mm i wysokości równej całkowitej grubości posadzki. Zakres badań przedstawiono na rys. 4. Powierzchnia zewnętrzna każdego pobranego rdzenia została zobrazowana, w celu weryfikacji ewentualnej obecności włókien stalowych na powierzchni zewnętrznej posadzki oraz zobrazowania jej tekstury. Następnie dwa rdzenie zostały przecięte i przygotowane do badania wytrzymałości na ściskanie: jeden tak, aby zbadać górną (zewnętrzną część posadzki), a drugi aby zbadać dolną (wewnętrzną) część posadzki. Górny fragment odwiertu z dolnej części posadzki został przeznaczony do badania odporności na ścieranie. Na jednym z odwiertów, z każdej strefy pobrania próbek, została zbadana wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu. Po rozłupywaniu powstały dwie części próbki. Jedna z nich została przeznaczona do mikroskopii skaningowej oraz badania składu fazowego. Druga została poddana badaniom zakresu pH – tymoloftaleiną (pH = 10,6) oraz fenoloftaleiną (pH = 8,3).



Rys. 4. Zakres badań próbek pobranych z posadzki.

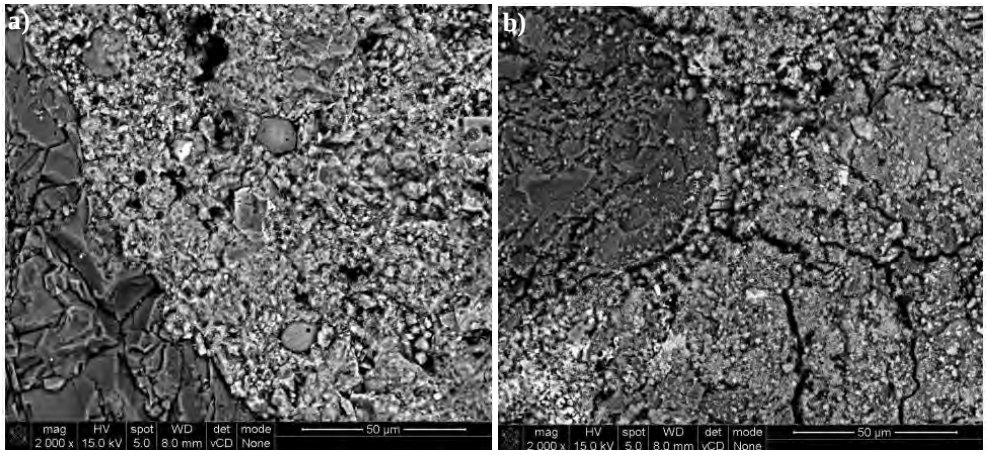
Obrazowanie powierzchni betonu wykazało obecność nielicznych włókien stalowych zlokalizowanych na powierzchni posadzki. Wytrzymałość na ściskanie została zbadana zgodnie z normą PN EN 12504-1:2011 [10] na częściach odwiertów o wymiarach fi100/h100 mm. Otrzymane wyniki, opracowane zgodnie z zasadami normy PN-EN 13791 [11], wskazują na spełnienie wymagań normy PN EN 206 dla założonej przez wykonawcę klasy betonu C25/30. Średnia wytrzymałość próbek z górnej części posadzki wynosiła 37,8 MPa, a średnia wytrzymałość próbek z dolnej części posadzki wynosiła 43,1 MPa. Różnica wyników średnich dla próbek z górnej i dolnej warstwy powierzchni wynosi 5,3 MPa, co jest wartością nieznacznie odbiegającą od odchyleń standardowych wyników w obrębie grup (odchylenie standardowe próbek dolnych wynosiło 3,7 MPa, a odchylenie standardowe próbek górnych wynosiło 2,1 MPa). Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu została zbadana zgodnie z normą

PN EN 12390-6 [12]. Wartość średnia wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wyniosła 3,2 MPa.

Badanie ścieralności zostało przeprowadzone zgodnie z normą PN- EN 13892-3 [13]. Wyniki otrzymane dla wszystkich stref spełniają wymagania normy PN-EN 13813 [14] dla klasy odporności na ścieranie według tarczy Boehmego A22. Klasa odporności na ścieranie została zachowana, pomimo, że badano powierzchnię osłabioną uszorstnianiem szczotkami.

Badania mikroskopowe wykazały brak zróżnicowania wyników pomiędzy strefami badawczymi 1, 2 i 3. Nie zaobserwowano różnicy w budowie struktury stwardniałego zaczynu pomiędzy strefą górną i dolną posadzki. Jedyna istotna różnica dotyczyła obecności ziaren popiołu lotnego – widoczne kuliste ziarna – w strefie górnej posadzki. Obecność takich ziaren jest typowa w przypadku stosowania cementów portlandzkich wieloskładnikowych, a ich zwiększona obecność w strefie górnej wynika z przebiegu tzw. bleedingu, czyli wydzielania mleczka cementowego na powierzchni – wraz z mleczkiem mogą wypływać ku powierzchni lżejsze ziarna popiołowe. W badaniach nie zaobserwowano osłabionej strefy przejściowej zaczyn-kruszywo, ani w górnej, ani w dolnej warstwie posadzki, co świadczy o tym, że składniki mieszanki betonowej zostały dobrane prawidłowo, a beton był odpowiednio pielęgnowany (rys. 5).

Przełomy próbek powstałe w wyniku badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu zostały poddane badaniom tymoloftaleiną oraz fenoloftaleiną, zgodnie z procedurą normy PN EN 12390-12 [15]. Znaczna głębokość strefy o wartości pH niższej niż 10,6 (od 12 do 13 mm po trzech latach użytkowania) wskazuje, że poza atmosferycznym CO_2 powodującym karbonatyzację, na posadzkę oddziałują także zakwaszające czynniki biologiczne, których źródłem jest jej użytkowanie przez nosorożce.



Rys. 5. Obrazy mikroskopowe: a – górna część posadzki, b – dolna część posadzki.

3.4. Analiza przyczyn uszkodzeń i przewidywania w zakresie trwałości

Specyfikacja techniczna analizowanej posadzki przemysłowej zakładała klasę wytrzymałości na ściskanie C20/25, zastosowanie włókien stalowych o smukłości 50/1 dozowanych w ilości 25,0 kg/m^3, wykończenie posadzki przez uszorstnienie oraz zastosowanie akrylowego impregnatu. Wykonawca, z uwagi na analizę specyfiki zwyczajów nosorożców związanych z rozchlapywaniem wody, przyjął na etapie zamówienia mieszaki betonowej klasę ekspozycji XC4, co wpłynęło na zwiększenie wymaganej klasy wytrzymałości betonu do C25/30. Wszystkie wymagania specyfikacji przygotowanej przez Zamawiającego zostały spełnione.

W trakcie użytkowania posadzki okazało się jednak, że jej użytkowanie było utrudnione z uwagi na występujące na powierzchni włókna stalowe, które raniły stopy nosorożców.

Zakwalifikowanie obecności pojedynczych włókien stalowych na powierzchni posadzki jako awarii lub uszkodzenia związanego z nieprawidłowo wykonanymi pracami budowlanymi budzi jednak wątpliwości. Problem, który zaistniał, związany był przede wszystkim ze sformułowaniem wymagania szorstkości powierzchni, co zostało uzyskane, bez uwzględnienia, że w takim przypadku wystawanie pojedynczych włókien jest naturalne. Specyfikacja posadzki uwzględniała niektóre cechy osobnicze zwierząt, jednakże problemem okazało się nieuwzględnienie różnicy w budowie stóp nosorożców i żyraf. Pomimo pewnych podobieństw między nosorożcami a żyrafami, takich jak masa czy dynamiczność, nosorożce w porównaniu do żyraf charakteryzują się delikatniejszą budową podbicia stóp, co sprawiało, że raniły się o pojedyncze wystające włókna stalowe.

Dodatkowo, trzeba zwrócić uwagę na nieuwzględniony w specyfikacji aspekt rozpoznania klas ekspozycji, związany z działaniem odchodów zwierzęcych. Z uwagi na pewne modyfikacje w diecie nosorożca względem jego diety naturalnej, oddziaływanie chemiczne odchodów jest większe niż zakładano w specyfikacji posadzki. Oddziaływanie to jest ponadto spotęgowane zmianą sposobu oczyszczania posadzki z suchego zamiatania na użycie myjki wodnej ciśnieniowej. Biorąc pod uwagę tę istotną modyfikację oddziaływania środowiska, założona klasa ekspozycji, a zatem i trwałość posadzki może okazać się niewystarczająca. Dotyczy to zarówno wymaganych granicznych wartości cech betonu, jak i faktu, że agresywność płynnych odchodów nosorożca może przyspieszać korozję włókien w strefie przypowierzchniowej.

Z uwagi na fakt iż odchody nosorożca mogą zawierać jony magnezu w ilości ok. 0,1% oraz zróżnicowane ilości jonów amonu, w warunkach cyklicznego nawilżania przy myciu wybiegu, stwarza to zagrożenie korozją magnezową i amonową betonu; na podstawie PN-EN 206 klasę ekspozycji w warunkach agresji chemicznej można określić jako XA2. Odmienną specyfiką charakteryzują się odchody żyrafy, które z natury są suche i w zasadzie usuwane są bez użycia wody, co ogranicza ich agresywny wpływ na posadzkę.

4. Podsumowanie – trudności i błędy ustalenia specyfikacji posadzki betonowej na wybiegu dla zwierząt

Projektowanie betonu do jakichkolwiek zastosowań musi być rozpoczynane od prawidłowego zidentyfikowania oddziaływań. W przypadku posadzki betonowej kluczowe jest określenie klas ekspozycji oraz charakterystyki obciążeń. Przedmiotowa posadzka z fibrobetonu, z uwagi na swoje niekonwencjonalne przeznaczenie, stanowiła dla projektanta wyzwanie, wymagające wiedzy nie tylko budowlanej ale i specjalistycznej z zakresu zoologii. W tablicy 1 zestawiono charakterystyki oddziaływań na posadzkę na wybiegu dla zwierząt, porównawczo – w odniesieniu do nosorożców i żyraf, w celu zobrazowania, jak głęboko należy wniknąć w zagadnienie, aby prawidłowo sformułować specyfikację.

Przygotowana przez Zamawiającego specyfikacja była odpowiednia dla wybiegu wewnętrznego dla żyraf, niestety nie uwzględniono różnic między zwierzętami i szczególnych cech nosorożców. Doprowadziło to do niezdefiniowania w specyfikacji posadzki wymagania w zakresie niewystępowania włókien stalowych na jej powierzchni oraz nieuwzględnienia chemicznych oddziaływań półpłynnych odchodów nosorożca.

Potrzeba naprawy wynikała jedynie z chęci zapewnienia odpowiedniego komfortu użytkowników. W początkowej fazie użytkowania posadzki konieczne było usunięcie wystających włókien stalowych poprzez wyrywanie lub odcinanie fragmentów włókien. Dzięki temu zabiegowi możliwe było skuteczne zlikwidowanie problemu. Pomimo że taka metoda przyniosła pożądane rezultaty, eliminując zagrożenie dla stóp nosorożców, zdecydowano się

jednak na dalsze działania z myślą o zapewnieniu jeszcze większego dobrostanu zwierząt i pokryto posadzkę materiałem na bazie żywic.

Podsumowując, oprócz odpowiednio przygotowanej specyfikacji uwzględniającej szereg cech osobniczych zwierząt, które będą użytkować posadzkę betonową, zasadne byłoby przygotowanie elementów pokazowych do zatwierdzenia przez opiekunów i specjalistów weterynarii, aby zapewnić jak największy dobrostan zwierząt. Nawet staranność projektantów konstrukcji oraz wykonawców może być niewystarczająca przy projektowaniu i wykonywaniu posadzek dla nietypowych użytkowników posadzki z betonu.

Tablica 1. Zestawienie podobieństw i różnic w specyfikacji posadzki do użytkowania przez żyrafy i nosorożce.

Cecha	**Zwierzę i wartość cechy [16, 17]**		**Wymaganie projektowe odnośnie posadzki betonowej**	**Przykładowa specyfikacja**
Masa		1000–1800 kg	Klasa wytrzymałości na ściskanie	C25/30
		1000–1500 kg		
Dynamika ruchu		45 km/h w 5 s	Wytrzymałość na rozciąganie, odporność na uderzenie	Włókna stalowe 50/1 (25,0 kg/m^3)
		55 km/h w 5 s		
Budowa stóp		Racice zakończone kopytem (tkanka rogowa)	Uszorstnienie powierzchni	Wykończenie posadzki przez miotłowanie
		Delikatne stopy pokryte skórą (tkanka miękka)	Uszorstnienie powierzchni, „niewystawanie” włókien zbrojenia	Wykończenie posadzki przez miotłowanie, usunięcie ewentualnych wystających włókien
Oddziaływanie wilgotnościowe		Picie wody bez rozchlapywania	Klasy ekspozycji w warunkach suchych	XC1
		Pokrywanie skóry błotem, rozchlapywanie wody	Klasy ekspozycji w warunkach cyklicznie mokrych/suchych	XC4
Oddziaływanie chemiczne		Dieta zbliżona do naturalnej tj. liście i gałązki – suche odchody – sprzątanie na sucho	Ograniczona agresja chemiczna w warunkach suchych	Brak konieczności wyspecyfikowania klas związanych z agresją chemiczną
		Dieta częściowo odmienna od naturalnej – odchody półpłynne – zmywanie wodą	Klasa ekspozycji związana z agresją chemiczną w warunkach cyklicznie mokrych/suchych	XA2

Literatura

1. Pająk Z., Wieczorek M.: Posadzki przemysłowe. Część 1 – rozwiązania konstrukcyjne, Builder, 2016.
2. Kiernożycki W., Błyszko J.: Causes of failures of industrial floors and concrete surfaces – case study. MATEC Web of Conferences, 2019.
3. Plizzari G., Mindess S.: Fiber-reinforced concrete, Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete Woodhead Publishing, 2019.
4. Trinh-Duc D., Piotrowski A., Ajdukiewicz C., Woyciechowski P., Gajewski, M.: Estimation of post-cracking dissipation capabilities of fiber reinforced concretes in three point bending test monitored with application of digital image correlation system, Materials, 2021.
5. Babar A., Syed S.R., Iqrar H., Maria I.: Influence of different fibers on mechanical and durability performance of concrete with silica fume, Structural Concrete, 2021.
6. PN-EN 206+A2:2021-08: Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
7. ACI PRC-544.4-18: Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete.
8. The Fiber Reinforced Concrete Association's, FIP 3: Placing, Pumping & Finishing Fiber-Reinforced Concrete, https://fiberreinforcedconcrete.org, dostęp: 31.01.2024.
9. Dierenfeld E., Kilbourn A., Karesh W., Alsisto S.: Intake, utilization, and composition of browses consumed by the Sumatran rhinoceros in captivity in Sabah, Malaysia. ZOO Biology 25, 2006
10. PN-EN 12504-1:2019-08: Badania betonu w konstrukcjach – Część 1: Próbki rdzeniowe – Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie
11. PN-EN 13791:2019-12: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
12. PN-EN 12390-6:2011: Badania betonu – Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań
13. PN-EN 13892-3:2015-02: Metody badania materiałów na podkłady podłogowe – Część 3: Oznaczanie odporności na ścieranie według Bohmego
14. PN-EN 13813:2003 – Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania – Materiały – Właściwości i wymagania
15. PN-EN 12390-12:2020-06: Badania betonu – Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji
16. Kurnit J.: Diceros bicornis. Black rhinoceros. Animal Diversity Web. University of Michigan, 2009.
17. Brown M., Kulkarni T., Ferguson S., Fennessy S., Muneza A., Stabach J., Fennessy J.: Conservation Status of Giraffe: Evaluating Contemporary Distribution and Abundance with Evolving Taxonomic Perspectives, Imperiled: The Encyclopedia of Conservation, 2022,

Fibrous concrete flooring on animal exhibit in zoo – specification challenges and mistakes

Key words: concrete flooring, animal enclosure, steel fibres, usage conditions, exposure class, specification

Nośność poawaryjna szkła warstwowego mocowanego punktowo z lokalnie osadzoną siatką stalową

MARCIN KOZŁOWSKI*, DOMINIK WASIK
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie: Praca podsumowuje główne rezultaty projektu badawczego „Innowacyjne rozwiązania dla szkła laminowanego mocowanego punktowo o zwiększonej nośności pokrytycznej", finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju (NCBR) w ramach Programu LIDER XI. Opracowanie przedstawia wyniki badań niszczących laminowanych tafli w trzech układach obciążeń: w płaszczyźnie tafli, prostopadle do jej płaszczyzny oraz obciążenie kombinowane. Ważnym elementem pracy są również badania elementów w skali rzeczywistej.

Słowa kluczowe: szkło laminowane, mocowanie punktowe, stalowa siatka, nośność poawaryjna, wzmocnienie, zarysowane szkło

1. Wstęp

Przez wiele lat przezierność szkła była głównym atrybutem, który inspirował projektantów do poszukiwania nowych zastosowań tego materiału w architekturze. Obecnie szkło jest coraz częściej wykorzystywane w budownictwie; oprócz typowych aplikacji szkła jako wypełnienie otworów w ścianach zewnętrznych, wykonuje się z niego również elementy nośne, takie jak dachy, fasady, belki, słup, schody i balustrady [1, 2].

Szkło jest materiałem kruchym; ulega zniszczeniu nagle, gdy materiał osiąga swoją wytrzymałość. Nie ostrzega o zbliżającej się utracie nośności, jak to się dzieje w przypadku drewna czy żelbetu (w postaci np. nadmiernego ugięcia lub zarysowania). Z tego powodu szkło monolityczne nie nadaje się do zastosowań nośnych [3]. W przypadku elementów konstrukcyjnych powszechnie stosuje się szkło laminowane. Jest to trwałe połączenie co najmniej dwóch tafli szkła oraz specjalnej folii (międzywarstwy) [4]. Po zarysowaniu szkła folia utrzymuje kawałki szkła razem ze sobą [5]. W rezultacie uszkodzony element może zachować wystarczającą nośność i integralność konstrukcyjną, w celu umożliwienia ewakuacji ludzi, jak również uniknięcia ich zranienia [6].

Temat nośności poawaryjnej elementów szklanych był poruszony w nielicznych publikacjach. W pracy [7] przeprowadzono badania niszczące szkła laminowanego mocowanego punktowo poddanego uderzeniu ciała miękkiego o masie 100 kg. W przypadku zarysowania szkła, próbki badano kolejno pod stałym obciążeniem w różnych temperaturach. W badaniach porównano także różnice w nośności poawaryjnej próbek z międzywarstwą wykonaną ze standardowej

*Autor do korespondencji: *marcin.kozlowski@polsl.pl*

folii PVB i znacznie sztywniejszej folii SG [8]. Wyniki wskazują na wyraźną zależność czasu przenoszenia obciążenia w fazie poawaryjnej od temperatury i zastosowanej folii.

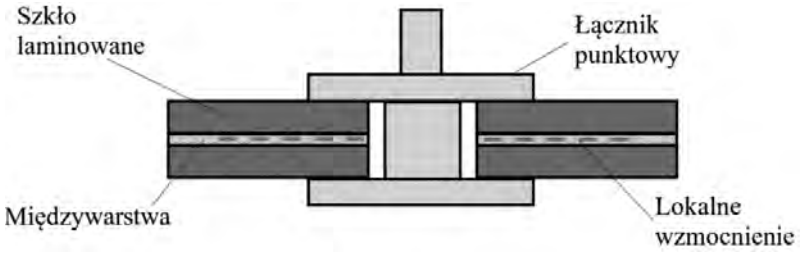
Badania prowadzone przez Zhao i in. [9] wykazały, że nośność próbek w fazie po zarysowaniu szkła zależy od wielkości odłamków szkła, a tym samym od zastosowanego rodzaju szkła w laminacie. W publikacji [10] badano laminaty szklane o różnym stopniu uszkodzenia, z różnymi międzywarstwami i rodzajami szkła. Badania quasi-statyczne przeprowadzono na taflach swobodnie podpartych, obciążonych w środku przęsła. W badaniach stwierdzono, że na nośność szczątkową szkła laminowanego wpływają wymiary odłamków szkła oraz sztywność międzywarstwy.

Wprowadzenie wzmocnienia do przekroju laminatów szklanych jest sposobem na zwiększenie ich nośności w fazie poawaryjnej. W badaniach [11, 12] analizowano możliwość wlaminowania prętów wykonanych z różnych materiałów w przekrój belki ze szkła warstwowego. W czasie badania elementów, po pojawieniu się pierwszych pęknięć szkła, zaobserwowano ciągliwe zniszczenie przypominające zachowanie belek żelbetowych. Wzmocnienie przyczyniło się również do zwiększenia nośności w fazie po zarysowaniu szkła. Przykłady wzmocnienia szkła laminowanego poprzez osadzenie dodatkowego materiału do międzywarstwy opublikowano w [13, 14]. Próbki wzmocniono taśmą GFRP wokół otworów i poddano obciążeniu rozciągającemu w płaszczyźnie. Wkładki wzmacniające przyczyniły się do wzmocnienia próbki w fazie po zarysowaniu szkła, osiągając ponad dwukrotny wzrost obciążenia w fazie poawaryjnej. Ostatnim przykładem są badania, w których wzmocniono belki ze szkła laminowanego za pomocą wstępnie naprężonych taśm GFRP [15]. Próbki poddano próbie czteropunktowego zginania. Elementy wykazywały ciągliwe zniszczenie już po pojawieniu się pierwszych pęknięć szkła.

W pracy przedstawiono wyniki badań szkła laminowanego mocowanego punktowo. Próbki poddano trzem typom obciążeń: rozciągania w płaszczyźnie, przeciskania pod kątem 90º, przeciskania pod kątem 45º oraz badań przeprowadzonych na próbkach w pełnej skali. Badania przeprowadzono w ramach projektu badawczego „Innowacyjne rozwiązania dla szkła laminowanego mocowanego punktowo o zwiększonej nośności pokrytycznej”, finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju (NCBR, Program LIDER XI).

2. Idea wzmocnienia strefy wokół otworu w szkle laminowanym

W ramach zrealizowanego projektu mającego na celu opracowanie innowacyjnego rozwiązania dla szkła laminowanego mocowanego punktowo o zwiększonej nośności poawaryjnej, autorzy poddali weryfikacji koncepcję lokalnego wzmocnienia szkła warstwowego przez wlaminowanie stalowej siatki umieszczonej w międzywarstwie (rys. 1) [16, 17, 18]. Idea polega na umieszczeniu stalowej siatki tkanej między warstwami folii przed procesem laminowania tafli w autoklawie.



Rys. 1. Wzmocnienie strefy wokół otworu (zgłoszenie patentu na wynalazek „Lokalne wzmocnienie szkła laminowanego” w UPRP nr P.437856).

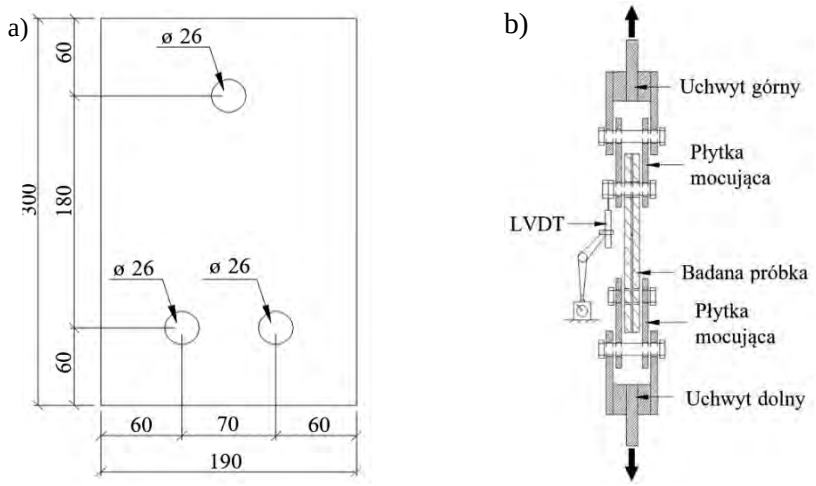
Takie rozwiązanie sprawia, że siatka wtapia się w międzywarstwę tworząc kompozyt. Celem wzmocnienia jest zwiększenie nośności próbki w fazie po zarysowaniu szkła poprzez lokalne wzmocnienie międzywarstwy w pobliżu otworu na łącznik punktowy, gdzie występują najwyższe wartości naprężeń, a międzywarstwa się uplastycznia.

3. Wyniki badań

W rozdziale podsumowano wyniki badań eksperymentalnych mających na celu weryfikację efektywności lokalnego wzmocnienia szkła laminowanego z lokalnie osadzoną siatką stalową. Badania przeprowadzono w różnych konfiguracjach obciążenia, które odpowiadają typowym schematom obciążeń dla elementu szklanego mocowanego punktowo (np. zadaszenie nad wejściem do budynku). W badaniach wykorzystano próbki zbudowane z tych samych komponentów. Szkło laminowane składało się z dwóch hartowanych tafli szkła sodowo-wapniowo-krzemianowego o różnej grubości. W procesie laminowania paneli szklanych zastosowano międzywarstwę etylen-octan winylu (EVA). Do wzmocnienia użyto tkanej siatki stalowej składającej się z drutów o średnicy 0,35 mm w rozstawie 1×1 mm Wszystkie badania przeprowadzono przy wilgotności względnej wynoszącej 50% i w temperaturze 20±2°C.

Badania rozciągania w płaszczyźnie

Próbki miały wymiary 190×300 mm i składały się z dwóch tafli szkła oraz dwóch warstw folii EVA Clear o grubości 1,52 mm. W każdej tafli wykonano trzy otwory o średnicy 26 mm. Dwa otwory zlokalizowano w dolnej części próbki, natomiast trzeci otwór celowo umieszczono powyżej, aby spowodować zniszczenie w jego okolicy (rys. 2a).

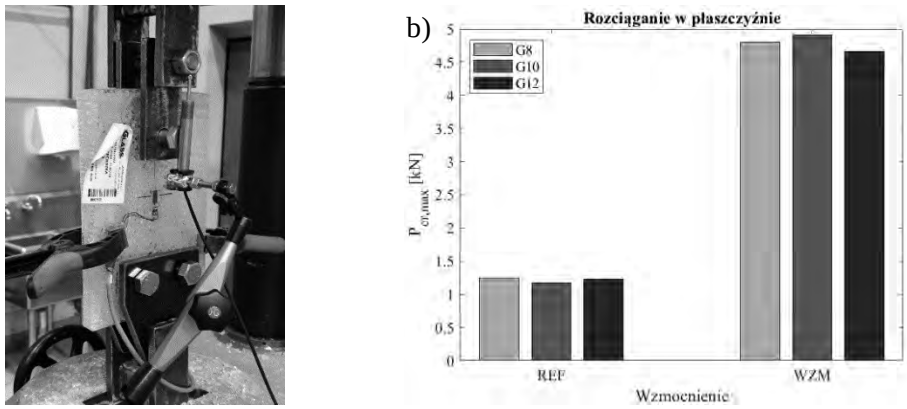


Rys. 2: Badanie rozciągania w płaszczyźnie: a) badana próbka, b) stanowisko badawcze.

Próbki referencyjne składały się wyłącznie z tafli szkła i międzywarstwy, natomiast próbki wzmocnione dodatkowo zawierały stalową siatkę na całej powierzchni laminatu. Badania uwzględniały również trzy grubości szkła (8, 10 i 12 mm). W sumie zbadano 36 próbek (6 powtórzeń każdej serii). Rys. 2b przedstawia schemat stanowiska badawczego, które składało się z dwóch uchwytów i czterech płyt montażowych. Uchwyty zbudowano z dwóch

arkuszy blachy o wymiarach 60×140 mm z otworem o średnicy 24 mm. W dolnej części uchwytu znajdował się sworzeń umożliwiający przymocowanie do maszyny wytrzymałościowej. Dolną część próbki mocowano do uchwytów za pomocą dwóch płytek mocujących o wymiarach 130×150 mm, górne płytki mocujące miały wymiary 60×150 mm. Do montażu próbki wykorzystano pięć śrub o średnicy 20 mm. Badanie wytrzymałości na rozciąganie szkła laminowanego przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej sterowanej przemieszczeniowo, z prędkością 10 mm/min.

Na rys. 3a przedstawiono zarysowaną próbkę w stanowisku badawczym. W czasie badań wszystkie próbki wykazywały podobne zachowanie. W początkowej fazie (sprężystej) zależność siła-przemieszczenie wskazywała na sprężystą reakcję próbki na obciążenie. Po zarysowaniu szkła nastąpił gwałtowny spadek siły na skutek utraty sztywności przez szkło. Następnie próbki ulegały stopniowej degradacji w wyniku dalszego przyrostu obciążenia (faza posprężysta). Podczas tej fazy siła początkowo rosła, a następnie spadała, aż do całkowitego zniszczenia badanej próbki. Siła $P_{cr,max}$ stanowi maksymalną wartość obciążenia w stanie poawaryjnym. Rys. 3b przedstawia średnie wartości siły $P_{cr,max}$ dla próbek referencyjnych (REF) i wzmocnionych (WZM). Jak wykazały badania, wzmocnienie zwiększa nośność poawaryjną o prawie 300% dla wszystkich serii badawczych.

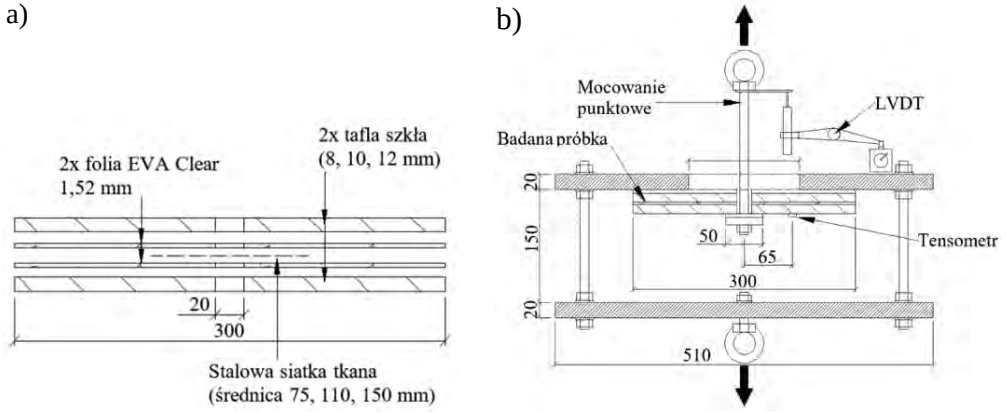


Rys. 3: Badanie rozciągania w płaszczyźnie: a) próbka w stanowisku badawczym, b) wartości średnie nośności poawaryjnej.

Badania przeciskania pod kątem 90º

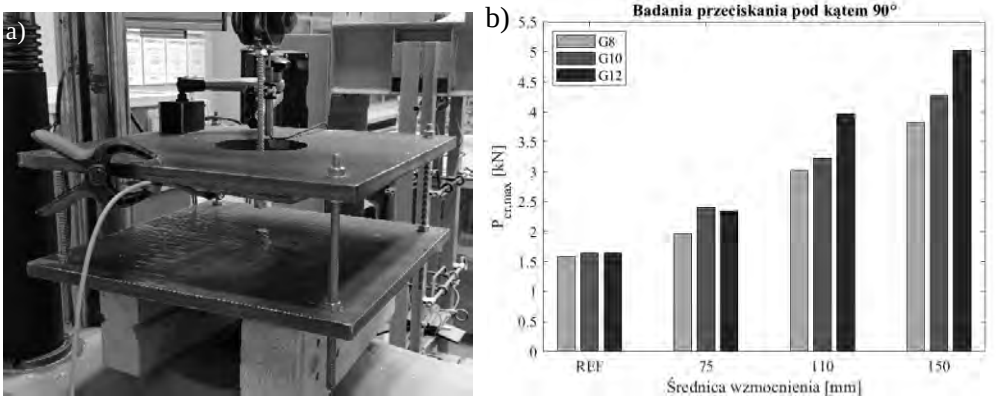
W badaniach wykorzystano elementy ze szkła laminowanego przedstawione na rys. 4a. Próbki miały wymiary 300×300 mm i składały się z dwóch tafli szkła hartowanego o różnych grubościach (8, 10 i 12 mm) oraz dwóch warstw folii EVA o grubości 1,52 mm. W środku każdego elementu wykonano otwór przelotowy o średnicy 20 mm. Przebadano trzy różne średnice wzmocnienia (75, 110 i 150 mm) w 12 seriach, co dało łącznie 48 próbek. Stanowisko badawcze składało się z głowicy ciągnącej i stałej podstawy, wykonanych z wysokiej jakości stali (patrz rys. 4b). Podstawa stała składała się z dwóch stalowych płyt o wymiarach 510×510 mm i grubości 20 mm. Płyty te były połączone w narożnikach czterema śrubami o średnicy 12 mm. W płycie dolnej znajdował się centralny otwór o średnicy 20 mm umożliwiający zamocowanie śruby oczkowej do dolnego uchwytu maszyny wytrzymałościowej. W płycie górnej podstawy stałej znajdował centralnie umieszczony otwór o średnicy 150 mm, umożliwiający przejście głowicy ciągnącej z wystarczającym luzem. Średnicę otworu określono na podstawie wstępnych badań numerycznych i przeglądu literatury. Głowica

ciągająca składała się z pręta gwintowanego o średnicy 12 mm, śruby oczkowej połączonej z głowicą maszyny i stalowej blachy o grubości 10 mm i średnicy 50 mm. Głowica ciągnąca służyła do wywierania obciążenia prostopadłego do badanej próbki. Badania przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej o kontrolowanym przemieszczeniu, z prędkością 10 mm/min.



Rys. 4: Badanie przeciskania pod kątem 90º: a) próbka do badań, b) stanowisko badawcze.

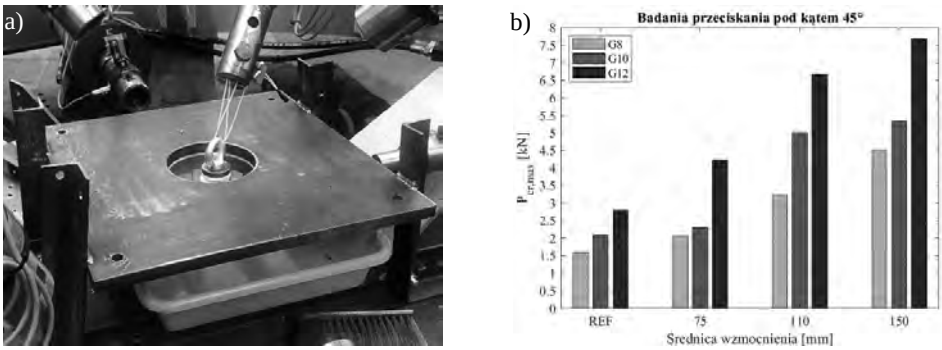
Na rys. 5a przedstawiono próbkę w stanowisku badawczym. Podobnie jak w przypadku obciążenia w płaszczyźnie, wszystkie próbki wykazywały takie samo zachowanie pod obciążeniem. W początkowej fazie zaobserwowano sprężystą reakcję próbki na obciążenie, co było widoczne na podstawie zależności siła-przemieszczenie. Gdy szkło uległo zarysowaniu, nastąpił nagły spadek siły w wyniku utraty sztywności na rozciąganie szkła. Następnie próbki ulegały stopniowej degradacji w wyniku dalszego obciążenia, podczas którego siła początkowo rosła, a następnie malała, aż do całkowitego wyrwania łącznika. Za ostateczną wartość z badań przyjmuje się maksymalną wartość obciążenia w stanie po zarysowaniu szkła ($P_{cr,max}$), których średnie wartości przedstawiono na rys. 5b. Wlaminowana siatka wyraźnie zwiększa maksymalne obciążenie w fazie po zarysowaniu szkła. W badaniach zaobserwowano średni wzrost obciążenia wraz ze średnicą zastosowanego wzmocnienia o odpowiednio 38, 110 i 170% w stosunku do próbek referencyjnych.



Rys. 5: Badanie przeciskania pod kątem 90º: a) próbka podczas badań, b) średnie wartości siły $P_{cr,max}$ w fazie poawarynej

Badania przeciskania pod kątem 45º

Badania przeprowadzono w celu określenia nośności elementu na obciążenie przyłożone pod kątem 45º. Badania te były kluczowe, ponieważ odpowiadały rzeczywistemu obciążeniu mocowania punktowego w typowym daszku szklanym mocowanym do konstrukcji za pomocą stalowych odciągów. W badaniach wykorzystano przestrzenną maszynę wytrzymałościową w ramach współpracy z Politechniką Warszawską (rys. 6a). Siła obciążająca próbkę była skierowana pod kątem 45°, tak aby zapewnić jednoczesne obciążenie prostopadle do próbki, a także w jej płaszczyźnie. Próbkę obciążano z prędkością 10 mm/min, aż do osiągnięcia maksymalnej siły po zarysowaniu szkła. Wyniki z badań wskazują na wyraźny wzrost siły w fazie poawaryjnej przy zastosowaniu wzmocnienia za pomocą stalowej siatki tkanej. Wartość siły w fazie poawarynej wzrasta wraz ze wzrostem średnicy wzmocnienia siatką o odpowiednio 32, 129 i 169% w stosunku do próbek referencyjnych bez podziału na grubość szkła (rys. 6b).

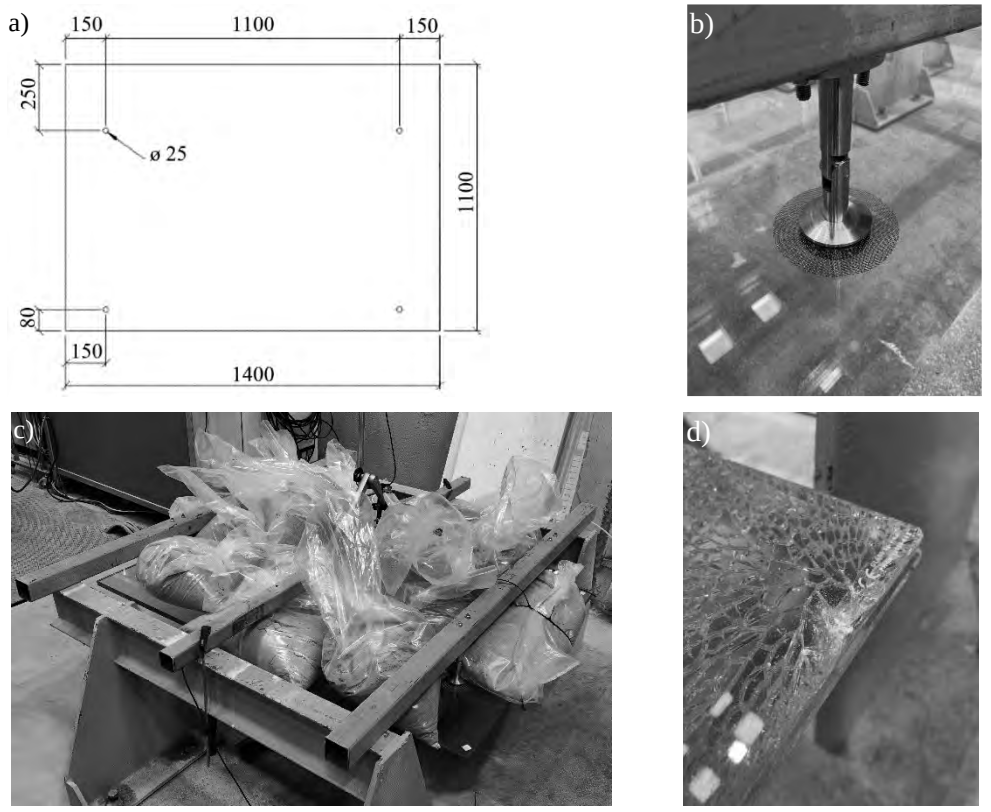


Rys. 6: Badanie przeciskania pod kątem 45º: a) próbka podczas badań, b) średnie wartości siły $P_{cr,max}$ w fazie poawarynej.

Badania w skali rzeczywistej

W ostatnim etapie projektu przeprowadzono badania na próbce o wymiarach 1400×1000 mm, która odpowiada typowemu zadaszeniu nad wejściem do budynku. Próbka była zbudowana z dwóch tafli szkła o grubości 8 mm oraz dwóch warstw folii EVA Clear o łącznej grubości 3,04 mm. W próbce zlokalizowano cztery otwory na mocowania punktowe o średnicy 25 mm (patrz rys. 7a). W miejscach otworów wlaminowano wzmocnienie w postaci stalowej siatki tkanej o średnicy 100 mm (rys. 7b). W badaniach zastosowano autorską kilkuetapową procedurę weryfikacji nośności poawaryjnej szkła warstwowego. W pierwszym etapie próbkę obciążono obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości 200 kg/m^2 (zrealizowanym za pomocą worków wypełnionych piaskiem) na czas 48 godzin (rys.7c). To obciążenie miało symulować obciążenie śniegiem dla I strefy z uwzględnieniem możliwości kumulacji śniegu na zadaszeniu. W drugim etapie usunięto obciążenie i zarysowano górną taflę szkła przez uderzenie stalowym przecinakiem w naroże tafli (rys. 7d). Tak przygotowaną próbkę obciążono w środku rozpiętości siłą skupioną o wartości 100 kg (rozłożoną na pole powierzchni koła o średnicy 250 mm) utrzymywaną przez 48 godzin. W trzecim etapie odwrócono taflę tak, aby zarysowana tafla znajdowała się w rozciąganej strefie przekroju. Obciążenie, przyłożone jak w drugim etapie, zmniejszono do 50 kg. Czas badania w trzecim etapie wydłużono dwukrotnie, do 96 godzin. Następnie w czwartym etapie, po usunięciu obciążenia, zarysowano drugą taflę szkła i pozostawiono nieobciążoną próbkę na

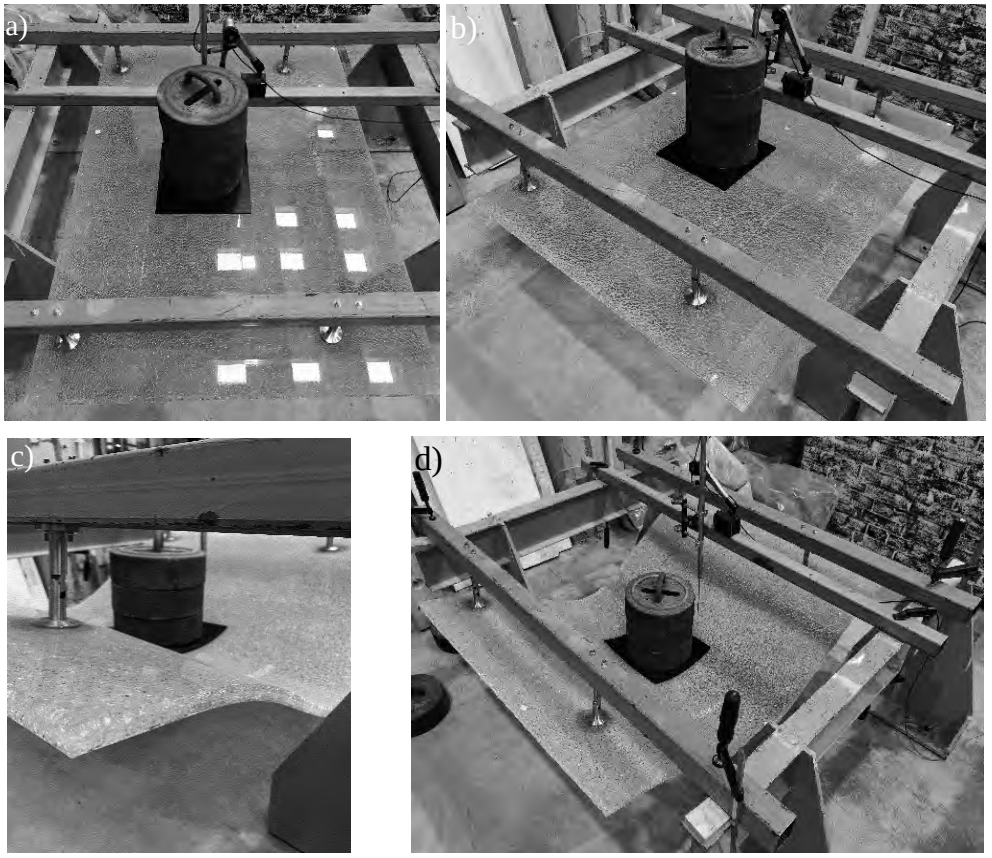
6 godzin. Po upływie tego czasu rozpoczął się piąty etap badań, który polegał na stopniowym obciążaniu próbki obciążeniem o wartości 25 kg w odstępach czasu. Po upływie 90 godzin obciążenie zwiększono do 50 kg, a następnie po kolejnych 50 godzinach zwiększono je do 75 kg, które utrzymywano przez 120 godzin. Łączny czas trwania piątego etapu badań wyniósł 260 godzin (ponad 10 dni).



Rys. 7: Badania w pełnej skali: a) wymiary próbki, b) szczegół mocowania punktowego tafli, c) próbka obciążona w pierwszym etapie, d) zarysowana próbka w drugim etapie (na zdjęciu jest widoczne miejsce uderzenia stalowym przecinakiem).

W pierwszym etapie badań zaobserwowano wolny wzrost ugięcia pod stałym obciążeniem w czasie badania. Takie zachowanie próbki świadczy o ujawnieniu się właściwości lepkosprężystych materiału, z którego jest wykonana międzywarstwa. W kolejnym etapie, w momencie uderzenia w taflę przecinakiem celem jej zarysowania, zaobserwowano nagłe rozprężenie szkła hartowanego, co objawiło się gwałtownym podbiciem się laminatu z podpór ku górze. Po przyłożeniu obciążenia zarysowana górna tafla przenosiła naprężenia ściskające, a niezarysowana dolna rozciągające. Wartość ugięcia pozostała praktycznie stała przez cały czas trwania etapu drugiego (rys. 8a i 8b), co może świadczyć o tym, że obciążenie były zbyt niskie, aby spowodować relaksację międzywarstwy. Podczas trzeciego etapu, po obciążeniu próbki, zauważono stały, niemalże liniowy przyrost ugięcia w czasie. W przeciwieństwie do etapu drugiego, w etapie trzecim zarysowana tafla szkła znajdowała się w strefie rozciąganej. Przyczyną wzrostu przemieszczenia w czasie była stopniowa degradacja laminatu w czasie w skutek znikomej sztywności zarysowanego szkła pracującego na rozciąganie i włączeniu się

do współpracy międzywarstwy. W etapie czwartym zaobserwowano znaczny przyrost ugięcia próbki pod ciężarem własnym. Podczas etapu piątego badań, w skutek zwiększania obciążenia próbka doznawała znacznych ugięć, ale nie zerwała się z podpór do końca badania (rys. 8c i 8d).



Rys. 8: Badania w pełnej skali, zarysowana próbka: a) i b) próbka obciążona w drugim etapie, c) i d) próbka po zakończeniu etapu piątego.

4. Wnioski

Głównym celem badań było weryfikacja efektywności nowego rozwiązania – wzmocnienia próbek szkła laminowanego za pomocą stalowej siatki tkanej wlaminowanej w międzywarstwę. W badaniach wykorzystano różne konfiguracje obciążeń w celu symulacji różnych warunków obciążeniowych, typowych dla elementów szklanych mocowanych punktowo. Na podstawie przeprowadzonych badań można wyciągnąć następujące wnioski. Wszystkie próbki wykazały postępujący mechanizm zniszczenia. W pierwszej fazie zależność siła-przemieszczenie wskazywała na sprężystą reakcję próbki na obciążenie, natomiast po zarysowaniu szkła nastąpił nagły spadek siły w wyniku utraty sztywności na rozciąganie przez zarysowane szkło. Na tym etapie obciążenie przejmuje głównie międzywarstwa. W wyniku dalszego obciążenia siła początkowo rosła, a następnie malała, aż do ostatecznego zniszczenia, które jest związane z uplastycznieniem folii. We wszystkich konfiguracjach

obciążenia można zaobserwować wyraźny wzrost obciążenia granicznego w fazie po zarysowaniu szkła dla próbek wzmocnionych w porównaniu z próbkami referencyjnymi. Dowodzi to skuteczności lokalnego wzmocnienia szkła laminowanego stalową siatką tkaną wlaminowaną w międzywarstwę na nośność poawaryjną próbki. Wyniki z badań w pełnej skali wykazały, że lokalne wzmocnienie wokół otworów jest w stanie w skuteczny sposób zabezpieczyć konstrukcję przed zerwaniem się z podpór spowodowanym zarysowaniem tafli szkła w różnych kombinacjach, dając jednocześnie niezbędny czas na ewakuację ludzi znajdujących się nieopodal takiego elementu.

Należy zaznaczyć, że wnioski ograniczają się do konkretnych badań przeprowadzonych w ramach projektu badawczego. Wyniki mogą się różnić w zależności od procedur i właściwości fizycznych próbek, w tym ich parametrów geometrycznych i materiałów, jak również temperatury otoczenia Ocena nośności laminatów szklanych w stanie poawaryjnym jest zadaniem złożonym i konieczne są dodatkowe badania w przypadku innych konfiguracji i zmiennych warunków środowiskowych.

Podziękowania

Badania zostały zrealizowane w ramach projektu badawczego „Innowacyjne rozwiązania dla szkła laminowanego mocowanego punktowo o zwiększonej nośności pokrytycznej” (LIDER/34/0125/L-11/19/NCBR/2020) finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach programu LIDER XI.

Literatura

1. Patterson M.: Structural glass facades and enclosures, Wiley, Nowy Jork 2011.
2. Centelles X., Castro J.R., Cabeza L.F.: Experimental results of mechanical, adhesive, and laminated connections for laminated glass elements – a review. Engineering Structures, 180, 2019.
3. Martín M., Centelles X., Solé A. i inni: Polymeric interlayer materials for laminated glass: A review, Construction and Building Materials, 230, 116897, 2020.
4. Vedrtnam A., Pawar S.J.: Laminated Plate Theories and fracture of laminated glass plate – a review, Engineering Fracture Mechanics, 186, 2017.
5. Grębowski K., Wróbel A.: Architectural and Urban Planning Solutions for the protection of heritage buildings in the context of terrorist attacks: Following the example of Passive Protection Systems, Buildings, 12(7), 2022.
6. Royer-Carfagni R., Silvestri M.: Fail-safe point fixing of structural glass. new advances, Engineering Structures, 31(8), 2009.
7. Stelzer I. Singh Rooprai M.: Post Breakage Strength Testing for Overhead Laminated Glass, Challenging Glass 5-Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, 16–17.06.2016 Ghent University, Belgia.
8. Quaglini V., Cattaneo S., Biolzi L.: Numerical assessment of laminated cantilevered glass plates with point fixing, Glass Structures & Engineering, 5, 2020.
9. Zhao C., Yang J., Wang X., Azim I.: Experimental investigation into the post-breakage performance of pre-cracked laminated glass plates, Construction and Building Materials, 224, 2019.
10. Biolzi L., Cattaneo, S., Simoncelli M.: Post-failure behavior of 2-ply laminated glass plates with different interlayers, Engineering Fracture Mechanics, 268, 108496, 2022.
11. Bos F., Louter C., Veer F.: Structural Glass Beams with Embedded Glass Fibre Reinforcement, Challenging Glass 2-Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, 20–21.05.2010, Delft University of Technology, Holandia.
12. Bedon C., Louter C.: Structural glass beams with embedded GFRP, CFRP or steel reinforcement rods: Comparative experimental, analytical and numerical investigations, Journal of Building Engineering, 22, 2019.

13. Achintha m., Zirbo T.: Developments in GFRP Reinforced Bolted Joints in Glass. Challenging Glass 6-Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, 17–18.05.2018, Delft University of Technology, Holandia.
14. Achintha M. Zirbo T.: GFRP reinforced high performance glass–bolted joints: Concept and experimental characterization, Construction and Building Materials, 274, 122058, 2021.
15. Achintha M., Balan B.: Mechanical prestressing of annealed glass beams using pretensioned GFRP: Characterisation and potentiality, Structures, 20, 2019.
16. Kozłowski M., Wasik D., Zemła K.: Monotonic and Creep Studies on the Pull-through Resistance of Laminated Glass with Locally Embedded Steel Mesh, Materials, 15, 2022.
17. Kozłowski M. Wasik D.: Wpływ lokalnego wzmocnienia na nośność pokrytyczną szkła laminowanego mocowanego punktowo, Materiały Budowlane, 1(12), 2022.
18. Kozłowski M., Wasik D., Zemła K.: Increased post-breakage strength of point-fixed laminated glass with locally embedded woven steel mesh, 4th International Conference on Materials Design and Applications, 7–8.07.2022, University of Porto, Portugalia.

Post-failure load-bearing capacity of point-fixed laminated glass with locally embedded steel mesh

Key words: laminated glass, point fixing, steel mesh, residual load capacity, reinforcement, cracked glass

Wpływ metahaloizytu na skutki reakcji alkalia-kruszywo w betonie

ZDZISŁAWA OWSIAK, ANNA LEKS*
Politechnika Świętokrzyska, Wydział Budownictwa i Architektury

Streszczenie: Jednym z czynników mogących doprowadzić do uszkodzenia konstrukcji budowlanych jest reakcja zachodząca pomiędzy alkaliami, a reaktywnymi składnikami kruszywa w betonie. Produktem reakcji jest żel uwodnionego krzemianu sodowo-potasowo-wapiennego, który pęczniejąc wywołuje ekspansję i destrukcję betonu. W pracy podjęto próbę oceny metahaloizytu jako naturalnego dodatku mineralnego na ograniczanie skutków reakcji alkalia-krzemionka. Przeprowadzono badania ekspansji zgodnie z metodą ASTM C441 oraz badania mikrostruktury przy wykorzystaniu tomografii komputerowej I skaningowej mikroskopii elektronowej sprzężonej z mikroanalizatorem rentgenowskim. Wyniki badań wykazały, że zastąpienie cementu metahaloizytem w ilości 25% powoduje zmniejszenie ekspansji próbek do poziomu niezagrażającego trwałości betonu. Badania mikrostruktury próbek bez dodatku wykazały liczne spękania ziaren kruszywa, obecność produktów reakcji alkalia-krzemionka oraz kryształów ettryngitu. W próbkach z dodatkiem stwierdzono obecność żelu krzemianu sodowo-potasowego niemającego zdolności pęczniejących oraz zwartej fazy C-S-H o obniżonym stosunku C/S.

Słowa kluczowe: reakcja alkalia-krzemionka, dodatek metahaloizytu, ekspansja, mikrostruktura

1. Wprowadzenie

Reakcja alkalia – krzemionka to niepożądana w betonie reakcja zachodząca pomiędzy reaktywnymi minerałami z kruszyw, a roztworem porowym zawierającym jony sodu i potasu. Produktem tej reakcji jest żel krzemianów sodowo-potasowo-wapniowych, który pęcznieje pod wpływem wchłaniania wody, powodując degradację betonu. Reakcja zachodzi w całej objętości betonu, ponieważ czynniki ją wywołujące pochodzą ze składników betonu, a nie są dostarczane ze środowiska zewnętrznego. Od momentu zidentyfikowania problemu przeprowadzono liczne badania poświęcone zrozumieniu mechanizmów fizyko-chemicznych reakcji alkalia-krzemionka [1–4]. Wystąpienie reakcji bezpośrednio powoduje obniżenie trwałości betonu, a ponadto pękanie betonu znacząco sprzyja innym procesom korozyjnym. Temat korozji alkalicznej betonu jest bardzo aktualny o czym świadczą licznie prowadzone badania, projekty oraz odbywające się cyklicznie międzynarodowe kongresy od połowy ubiegłego wieku. Również w Polsce tematyka reaktywności kruszyw jest szeroko badana, co potwierdzają liczne publikacje [5–7], a także projekt „ASR-RID: Reaktywność alkaliczna krajowych kruszyw", którego celem było opracowanie wytycznych technicznych projektowania betonów o dużej

*Autor do korespondencji: *aleks@tu.kielce.pl*

trwałości, ze szczególnym uwzględnieniem zabezpieczenia przed pojawieniem się uszkodzeń spowodowanych reakcją między alkaliami, a reaktywnymi minerałami w kruszywie [8].

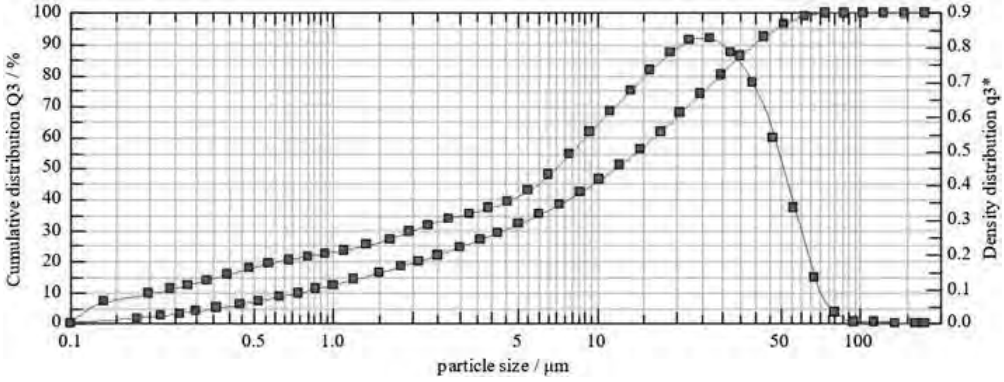
Do metod ograniczających powstawanie niepożądanych zmian objętości w betonie zalicza się stosowanie cementów o małej zawartości sodu i potasu, ograniczanie dostępu wody do elementów konstrukcji, obniżanie zawartości cementu, wykorzystywanie kruszyw niereaktywnych oraz stosowanie dodatków mineralnych i/lub domieszek chemicznych. Istotnym aspektem przeciwdziałania reakcji alkaliów z kruszywem jest zapobieganie jej na etapie projektowania składu mieszanki. Na szczególną uwagę zasługuje wpływ dodatków mineralnych. Obecnie powszechnie uznaje się, że stosowanie dodatków, jest jednym z bardziej efektywnych sposobów kontrolowania ekspansji betonu, wywołanej reakcją alkalia-krzemionka [4]. W ograniczaniu reakcji alkaliów z krzemionką zastosowanie znalazły dodatki mineralne powstałe jako uboczny produkt przemysłowy, takie jak granulowany żużel wielkopiecowy (dodatek hydrauliczny), oraz popioły lotne i pyły krzemionkowe (dodatki pucolanowe). Dodatki mineralne o dużej zawartości reaktywnej krzemionki np. pył krzemionkowy zapobiegają ekspansji przy względnie małej zawartości (10–15%), natomiast granulowany żużel wielkopiecowy powinien być stosowany w większych ilościach (powyżej 50%) [9–11]. Wymagana ilość dodatku zależy od właściwości dodatku mineralnego, jego składu mineralnego i chemicznego, reaktywności kruszywa, zawartości alkaliów w betonie oraz warunków ekspozycji betonu [12, 13]. Dostępność przemysłowych produktów ubocznych może się zmniejszać ze względu na ekologiczne aspekty i podjęte działania w celu ograniczenia spalania węgla, a jakość tych dodatków jest zmienna, dlatego warto zwrócić uwagę na naturalne dodatki. Do naturalnych dodatków mineralnych o właściwościach pucolanowych należą m.in.: kalcynowane minerały ilaste, zeolity, perlit, pumeks. Liczne badania wykazały korzystny wpływ naturalnych pucolan na ograniczenie skutków reakcji alkalia-krzemionka, przy stosowaniu ich w odpowiednich ilościach [14–16]. Spośród naturalnych dodatków mineralnych najszerzej zbadany został metakaolin, kalcynowany minerał ilasty, wykazujący skuteczność w ograniczaniu reakcji alkaliów z kruszywem przy zawartości dodatku około 15%.

Naturalne dodatki mineralne kontrolują reakcję alkalia-krzemionka poprzez tworzenie w wyniku reakcji pucolanowej fazy C-S-H zdolnej do włączania jonów Na^+ i K^+ zmniejszając ich stężenie w roztworze porowym betonu, co ogranicza ich dostępność do reakcji z kruszywem. Zdolność fazy C-S-H do wiązania jonów sodu i potasu jest łączona ze zmniejszonym stosunkiem C/S [12]. Jednym z naturalnych dodatków mineralnych o właściwościach pucolanowych jest metahaloizyt otrzymywany przez kalcynację haloizytu [17]. Dotychczas brak kompleksowych badań zastosowania metahaloizytu jako dodatku mineralnego do betonu mogącego ograniczyć skutki reakcji alkaliów z krzemionką.

Celem pracy jest zbadanie wpływu dodatku metahaloizytu do cementu na ograniczenie ekspansji wywołanej reakcją alkalia-krzemionka. Badania wykonano według normy ASTM C441 zastępując 25% cementu metahaloizytem, a jako kruszywo reaktywne zastosowano rozdrobnione szkło borokrzemianowe.

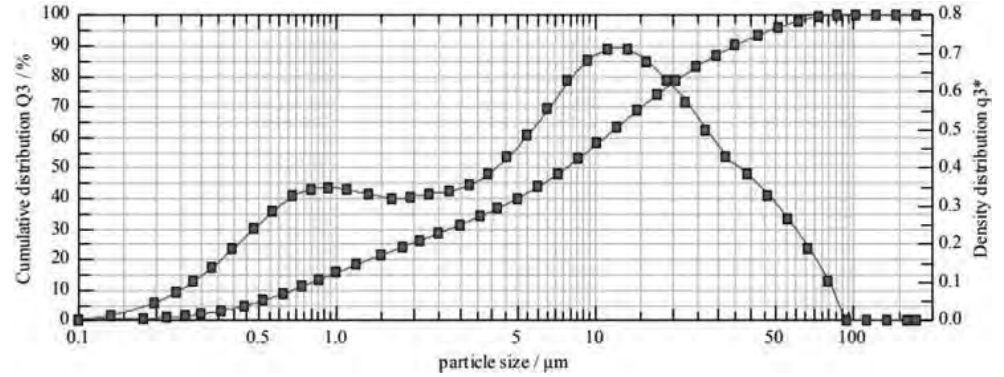
2. Materiały i metodyka badań

Do wykonania próbek zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R o wartości ekwiwalentu sodowego równym 0,76%. Powierzchnia właściwa cementu oznaczana metodą Blaine'a wynosi 3240 cm^2/g. W tablicy 1 przedstawiono skład chemiczny cementu, a na rys. 1 przedstawiono krzywą rozkładu wielkości jego ziaren. Średni rozmiar cząstek cementu wynosił 11,88 μm. Jako kruszywo zastosowano szkło borokrzemianowe, które zgodnie z wytycznymi normy ASTM C441 zostało rozdrobnione do wskazanych frakcji i dodane do zaprawy w odpowiednich proporcjach.



Rys. 1. Wykres uziarnienia cementu.

Jako dodatek do cementu zastosowano metahaloizyt, który otrzymano w wyniku dehydroksylacji haloizytu w 750 °C przez 2 godziny. Haloizyt pochodził z kopalni Dunino, koło Legnicy. W tablicy 1 przedstawiono skład chemiczny zastosowanego haloizytu. Na rys. 2 przedstawiono krzywą rozkładu wielkości ziaren metahaloizytu. Średni rozmiar cząstek materiału wynosił 7,82 µm.



Rys. 2. Wykres uziarnienia metahaloizytu.

Badanie rozkładu uziarnienia metahaloizytu i cementu wykonano za pomocą dyfraktometru laserowego HELOS KR. Skład chemiczny haloizytu i cementu oznaczono metodą analizy fluorescencji rentgenowskiej (XRF).

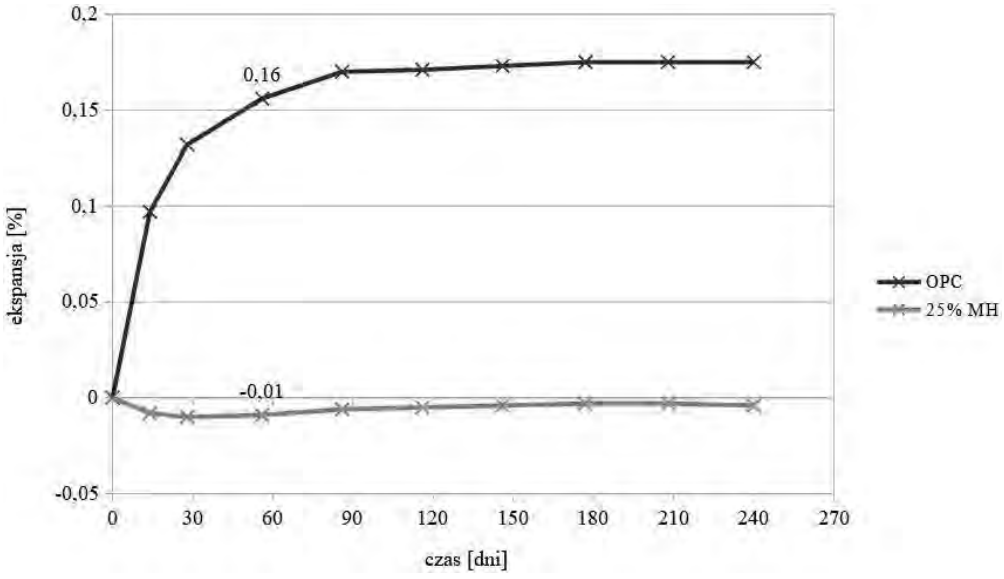
Badania ekspansji zapraw przeprowadzono zgodnie z metodą ASTM C441 [18]. Norma ta służy do oceny skuteczności dodatków mineralnych w zapobieganiu ekspansji związanej z reakcją alkalia-krzemionka. Okres badań ekspansji wydłużono do 240 dni. Wykonano dwie serie beleczek o wymiarach 25×25×250 mm. Pierwszą serię wykonano bez dodatku (OPC), natomiast w drugiej serii (25%MH) część cementu zastąpiono metahaloizytem w ilości 25%. Suche składniki zaprawy zostały odmierzone w proporcji 1 część spoiwa do 2,25 części kruszywa, a współczynnik w/s (woda/spoiwo) wynosił 0,5. Próbki zapraw po 24 godzinach od zaformowania przechowywano w temperaturze 38°C, nad lustrem wody. Pomiary zmian liniowych próbek dokonywano za pomocą aparatu Graff-Kaufmana po 14 dniach i następnie po 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 miesiącach. Obserwacje mikrostruktury próbek wykonano metodą tomografii komputerowej w tomografie Nikon XT H 225 ST oraz elektronowej mikroskopii skaningowej z dyfrakcją rentgenowską w mikroobszarze pod mikroskopem QUANTA 250 FEG.

Tablica 1. Skład chemiczny cementu i haloizytu.

Składnik/ zaw. [%]	Materiał	
	Cement	Haloizyt
SiO_2	18,96	22,69
Al_2O_3	5,19	18,00
Fe_2O_3	2,77	29,45
CaO	62,03	0,95
MgO	1,60	5,13
SO_3	3,15	0,02
TiO_2	-	6,48
P_2O_5	-	0,71
Mn_2O_3	-	0,31
SrO	-	0,01
ZnO	-	0,04
Cr_2O_3	-	0,11
K_2O	0,84	0,09
Na_2O	0,21	0,14
Cl^-	0,07	-
Straty prażenia	-	15,88
Na_2O_{eq}	0,76	0,20

3. Wyniki badań i ich dyskusja

Wyniki pomiarów wydłużenia beleczek zapraw przedstawiono graficznie na rys. 3.

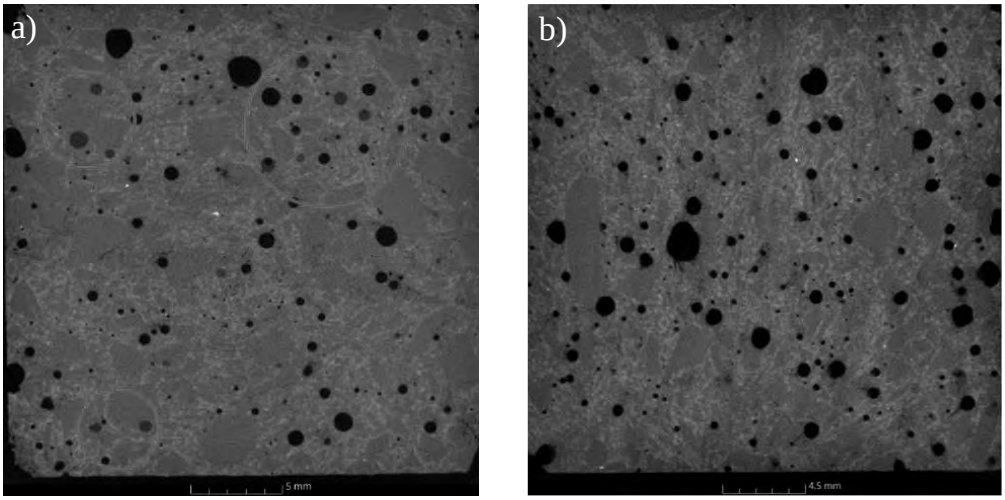


Rys. 3. Ekspansja próbek zapraw wykonanych z cementem portlandzkim (OPC) oraz z cementem portlandzkim z dodatkiem 25% metahaloizytu (25% MH) według metody ASTM C441.

Próbki z serii bez dodatku (OPC) wykazują największy przyrost ekspansji w początkowym czasie, następnie ekspansja stabilizuje się w 84 dniu. W próbkach z dodatkiem metahaloizytu

(25%MH) nie odnotowano żadnej ekspansji, natomiast wystąpił początkowo niewielki skurcz. Zaproponowana przez badaczy wartość graniczna wydłużenia próbek dla metody ASTM C441 wynosi 0,10% w 56 dniu badań [19]. Natomiast norma ASTM C1157 [20], która określa wymagania stawiane dla cementów, jako wielkości graniczne podaje wartość ekspansji na poziomie 0,02% w 14 dniu i 0,06% w 56 dniu. Uzyskane wyniki wskazują, że metahaloizyt zastosowany jako dodatek mineralny do cementu skutecznie zmniejsza ekspansję wywołaną reakcją alkalia-krzemionka. Próbki zapraw z zawartością 25% metahaloizytu wykazują brak ekspansji i tym samym spełniają wymagania stawiane w normie ASTM C1157 dla cementów z dodatkami.

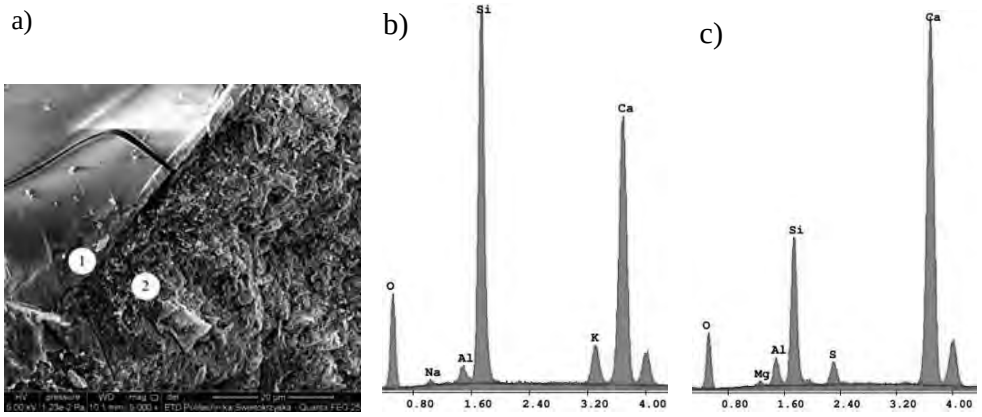
Po pomiarze wydłużenia linowego próbek w 56 dniu, wykonano analizę ich mikrostruktury w tomografie komputerowym. Badanie umożliwiło analizę pustek wewnątrz próbek bez konieczności ich niszczenia i przerywania badań ekspansji. Po wykonaniu skanów, próbki zostały ponownie umieszczone w pojemnikach i przechowywane w komorze klimatycznej w temperaturze 38 °C. Na rys. 4 przedstawiono fotografie mikrostruktury wewnętrznej próbek uzyskane w tomografie komputerowym.



Rys. 4. Obraz próbek zapraw w przekroju poprzecznym uzyskany metodą tomografii komputerowej, a) próbka bez dodatku, b) próbka z dodatkiem 25% metahaloizytu.

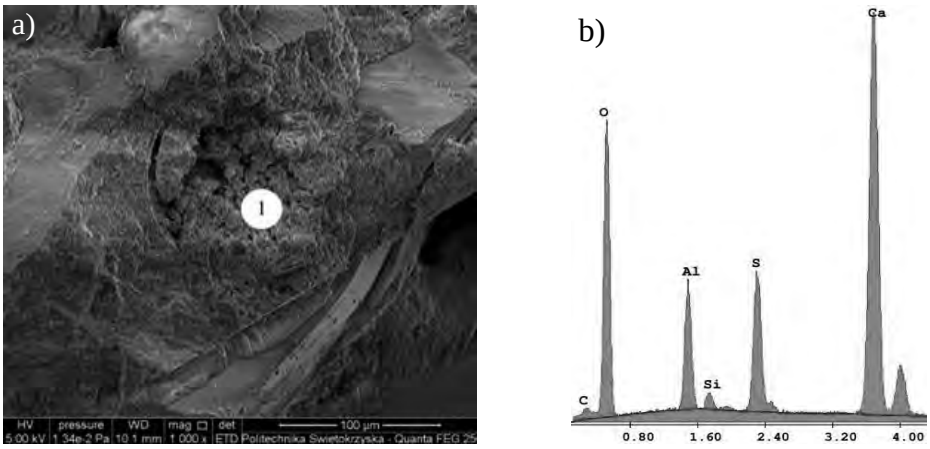
Obserwowane w tomografie obszary o mniejszej gęstości, takie jak pory powietrzne są widoczne jako ciemniejsze miejsca, natomiast obszary charakteryzujące się większą gęstością są widoczne jako jaśniejsze obiekty. Rys. 4a) przedstawia przekrój próbki zaprawy bez dodatku metahaloizytu, na obrazie uwidoczniono pory, które są w całości lub częściowo wypełnione żelem, czyli produktem reakcji alkaliów z krzemionką. Przykładowe miejsca występowania żelu w porach zaznaczono obwódką w kolorze czerwonym. Na rys. 4b), przedstawiono mikrostrukturę próbki z dodatkiem metahaloizytu, w której nie zaobserwowano obecności żelu w pustkach.

Na rys. 5, 6, 7 i 8 zamieszczono fotografie mikrostruktury próbek zapraw po 240 dniach badania ekspansji obserwowanej pod mikroskopem skaningowym oraz wyniki analizy rentgenowskiej w wybranych mikroobszarach.



Rys. 5. a) Spękane ziarno kruszywa w zaprawie bez dodatku metahaloizytu, b), c) analiza EDS w mikroobszarze 1 i 2.

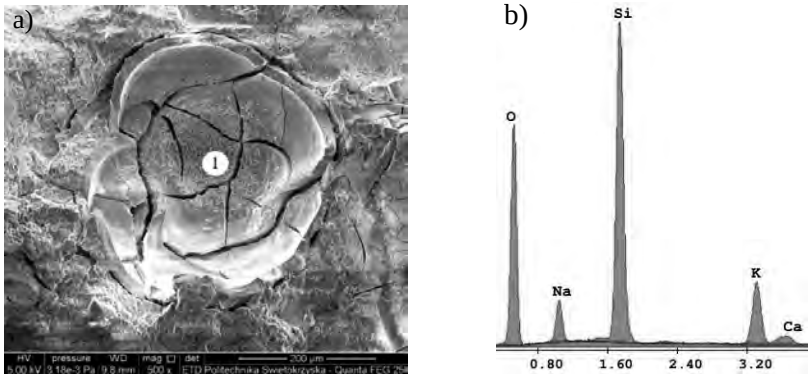
Obserwacje mikrostruktury próbek zapraw pod mikroskopem skaningowym wykazały w próbkach bez dodatku metahaloizytu (rys. 5a) liczne spękania ziaren kruszywa oraz żel krzemianu potasowo-wapniowego, występujący głównie na powierzchni kruszywa, w obszarach spękań oraz wolnych przestrzeniach (analiza rentgenowska w mikroobszarze 1 (rys. 5b). Natomiast analiza wykonana w mikroobszarze 2 wykazała obecność zaczynu cementowego (rys. 5c). W pęknięciach i pustkach powietrznych próbek zapraw bez dodatku metahaloizytu stwierdzono obecność kryształów ettryngitu (rys. 6).



Rys. 6. a) Pustka powietrzna w zaprawie bez dodatku wypełniona ettryngitem, b) mikroanaliza w punkcie 1.

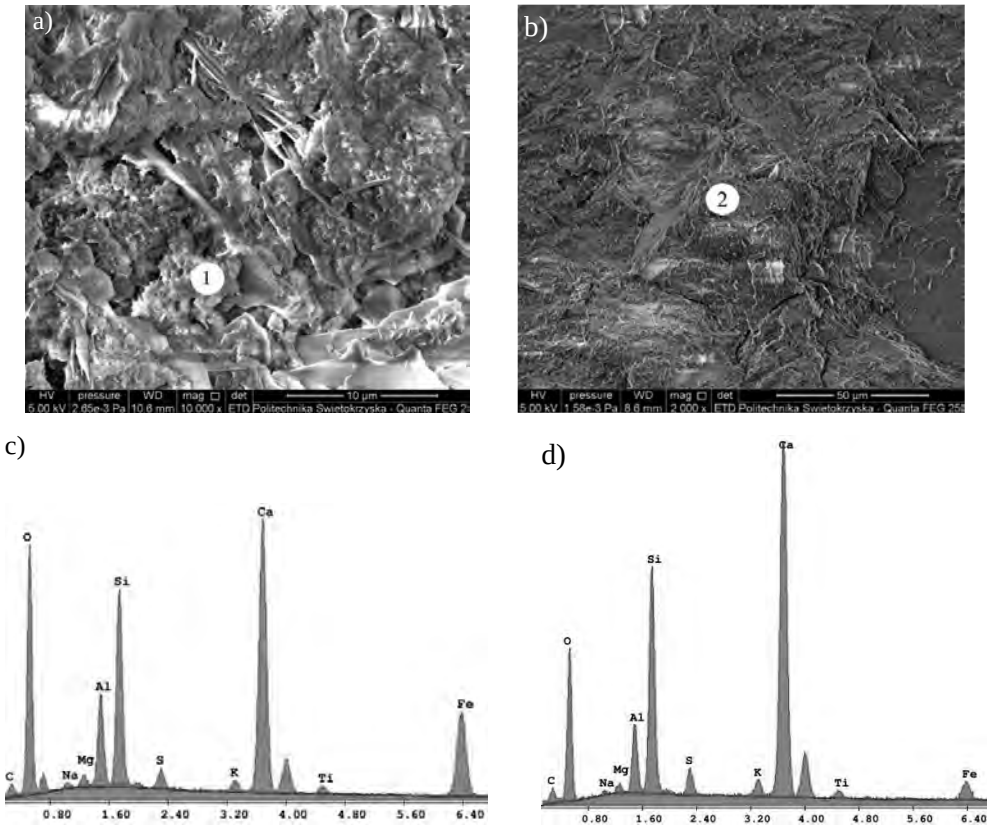
Włączenie jonów sodu i potasu do żelu krzemianu sodowo-potasowo-wapniowego będącego produktem reakcji alkaliów z krzemionka powoduje zmniejszenie pH roztworu w porach betonu co sprzyja uwalnianiu jonów siarczanowych z fazy C-S-H i przyczynia się do powstawania wtórnego ettryngitu [21]. Prawdopodobnym jest, że w wyniku tworzenia się żelu i rys spowodowanych reakcją alkaliów z kruszywem dochodzi do spadku stężenia potasu i sodu w roztworze porowym, co sprzyja rekrystalizacji ettryngitu. Ten typ powstawania ettryngitu wskazuje, że nie jest on bezpośrednią przyczyną uszkodzeń [22].

Mikrostruktura próbki z dodatkiem metahaloizytu została przedstawiona na rys. 7 i 8.



Rys. 7. a) Żel krzemianu sodowo-potasowo-wapniowego w zaprawie z metahaloizytem, b) skład żelu – mikroanaliza w punkcie 1.

W próbce zawierającej metahaloizyt wykryto niewielkie ilości żelu (rys. 7), występującego w pustkach powietrznych. Zauważono różnice w jego składzie, żel w zaprawie z dodatkiem charakteryzuje się mniejszą zawartością wapnia, a większą sodu i potasu. Żel krzemianu sodowo-potasowego o małej zawartości wapnia nie ma właściwości pęczniejących.



Rys. 8. a), b) Mikrostruktura zaprawy z metahaloizytem; c), d) mikroanaliza w punkcie 1 i 2.

Przedstawiona na rys. 8 a i b) mikrostruktura próbki z dodatkiem metahaloizytu wykazała obecność zwartej fazy C-S-H. Analiza rentgenowska w mikroobszarze 1 i 2 (rys. 8 c, d) wykazała, że faza C-S-H w próbce z dodatkiem charakteryzuje się obniżonym stosunkiem C/S co może wynikać z przereagowania portlandytu w wyniku reakcji pucolanowej. W fazie C-S H z dodatkiem zaobserwowano także zwiększoną zawartość żelaza pochodzącego z metahaloizytu oraz obecność jonów sodu i potasu. Porównanie mikrostruktury obu serii potwierdza tezę, że metahaloizyt może łagodzić skutki reakcji alkalia-krzemionka wskutek reakcji pucolanowej.

4. Podsumowanie i wnioski

Wyniki przeprowadzonych badań wykazały, że:
– Dodatek metahaloizytu do cementu w ilości 25% skutecznie ogranicza skutki reakcji alkalia krzemionka o czym świadczy brak wystąpienia ekspansji w ciągu całego cyklu badań;
– Obserwacje mikrostruktury wewnętrznej próbek zapraw w tomografie komputerowym pozwoliły na stwierdzenie obecności żelu w pustkach powietrznych w próbkach bez dodatku metahaloizytu;
– Obserwacje mikrostruktury próbek zapraw bez dodatku przy użyciu mikroskopu skaningowego wraz z analizą rentgenowską w mikroobszarach pozwoliły na zaobserwowanie licznych spękań ziaren kruszywa oraz żelu krzemianu potasowo-wapniowego, występującego głównie na powierzchni kruszywa, w obszarach spękań oraz wolnych przestrzeniach;
– W zaprawach bez dodatku w pęknięciach i pustkach powietrznych stwierdzono także obecność kryształów ettryngitu;
– Zaprawa z dodatkiem metahoizytu charakteryzuje się zwartą mikrostrukturą fazy C-S-H o obniżonym stosunku C/S. W pustkach powietrznych zaobserwowano żel krzemianu sodowo-potasowego o małej zawartości wapnia, który nie ma zdolności do pęcznienia;
– Wyniki zrealizowanych badań wskazują na celowość dalszego ich prowadzenia w celu ustalenia optymalnej zawartości metahaloizytu zapewniającej ochronę betonu przed skutkami reakcji alkalia-krzemionka.

Badania zostały sfinansowane w ramach programu badawczego Politechniki Świętokrzyskiej o numerze 02.0.19.00/1.02.001 SUBB.BKTB.23.001.

Literatura

1. Dent Glasser L.S., Kataoka N.: The chemistry of alkali silica reactions, Proceedings 5th ICCAR, Cape Town, Paper S252/23,1981, 66–74.
2. Ichikawa T., Miura M.: Modified model of alkali-silica reaction, Cement and Concrete Research 37, 2007, 1291–1297.
3. Helmuth R. Stark D., Diamond S., Moranville-Regourd M.: Alkali-Silica Reactivity: An Overview of Research, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, 1993.
4. Powers T.C, Steinour H.H.: An interpretation of some published researchers on alkali-aggregate reaction. Part 1—the chemical reactions and mechanism of expansion, ACI Journal Proceedings, 51, 1955, 497–516.
5. Owsiak, Z.:Alkali–aggregate reaction in concrete containing high-alkali cement and granite aggregate. Cement and Concrete Research, 34(1), 2004, 7–11.
6. Owsiak Z., Czapik P.: Zbadanie wpływu dodatku clinoptilolitu na zmniejszenie ekspansji zapraw z kruszywem reaktywnym. Cement Wapno Beton, 18/80, nr. 3, 2014, 152–157.
7. Owsiak Z., Zapała-Sławeta J.: The course of the alkali-aggregate reaction in the presence of lithium nitrate. Ceramics – Silikáty 57 (2), 2013, 138–145.

8. Garbacik A., Hernik K., Adamski G., Glinicki M.A.: Reaktywność alkaliczna krajowych kruszyw – cele i założenia projektu ASR-RID, Dni Betonu 2016.
9. Hester D., McNally C., Richardson M.: A study of the influence of slag alkali level on the alkali–silica reactivity of slag concrete. Construction and Building Materials 19(9), 2015, 661–665.
10. Feng X-X., Feng N-q., Han D.:Effect of the composite of natural zeolite and fly ash on alkali–silica reaction. Journal of Wuhan University of Technology- Materials Science Edition 18(4), 2003, 93–96.
11. Boddy A.M., Hooton R.D., Thomas M.D.A.: The effect of the silica content of silica fume on its ability to control alkali–silica reaction. Cement and Concrete Research 33(8), 2009, 1263–1268.
12. Thomas M.: The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review, Cement and Concrete Research, 41, 2011, 1224–1231.
13. Owsiak Z.: Korozja wewnętrzna betonu, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2015.
14. Ramlochan T., Thomas M., Gruber K.A.: The effect of metakaolin on alkali-silica reaction in concrete, Cement and Concrete Research 30, 2000, 339–344.
15. Owsiak Z., Czapik P.: Wpływ dodatku zeolitu na reakcję alkaliów z krzemionką w zaprawach z kruszywem reaktywnym. Mat. Konf. Dni Betonu 2014, 587–596.
16. Seraj S., Juenger M. C. G., Ferron R.P.: Evaluating Natural Pozzolans for Use as Alternative Supplementary Cementitious Materials in Concrete, PhD thesis, University of Texas at Austin, 2014.
17. Tironi, A., Cravero, F., Scian, A. N., Irassar, E. F.: Pozzolanic activity of calcined halloysite-rich kaolinitic clays. Applied Clay Science, 147, 2017, 11–18.
18. ASTM C441, Standard Test Method for Effectiveness of Pozzolans or Ground Blast Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction, 2017.
19. Thomas M., Fournier B., Folliard K., Ideker J., Shehata M.: Test methods for evaluating preventive measures for controlling expansion due to alkali–silica reaction in concrete. Cement and Concrete Research, 36(10), 2006, 1842–1856.
20. ASTM C1157, Standard Performance Specification for Hydraulic Cement, 2008.
21. Famy, C., Scrivener, K., Atkinson, A., & Brough, A.: Influence of the storage conditions on the dimensional changes of heat-cured mortars. Cement and Concrete Research, 31(5), 2001, 795–803.
22. Piersanti M., Shehata M.: The presence of ettringite in concrete affected by alkali-silica reaction and its potential use as recycled aggregate, Journal of Microscopy, 286(1), 2022.

The effect of metahalloysite on the results of the alkali-aggregate reaction in concrete

Key words: alkali-silica reaction, metakaolin addition, expansion, microstructure

Comprehensive materials characterization protocol for assessing fire-induced damage in concrete elements

RAIKHAN TOKPTAYEVA[1], JAN OLEK[1*], DAN HUANG[2]
[1]Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA,
[2]Coastal Carolina University, Conway, South Carolina, USA

Abstract: Exposure of concrete elements to fire leads to the disintegration of the concrete matrix, surface spalling, matrix discoloration, intensive carbonation of the surface layer, and decomposition of hydration products. To evaluate fire damage, a multi-component study program was implemented using both several real cases as well as controlled lab-scale heating experiments. The cored concrete specimens underwent comprehensive evaluation, including visual observation, microstructural analysis using optical and scanning electron microscopy, and quantification of portlandite content using thermal analysis, specifically the differential scanning calorimetry technique. Based on the result of the real-case investigations, the outcomes from the applied methods demonstrated consistent agreement with each other. Furthermore, the analysis of the lab-heated specimens proved invaluable in linking the level of damage and reduction of portlandite content relative to the depth of the concrete element. It also facilitated the identification of the inter-relationship between heating temperature, heating time, and portlandite content.

Key words: concrete, fire-induced damage, post-fire damage assessment, microstructure, deterioration, portlandite content, optical microscopy analysis, SEM analysis, thermal methods, controlled heating experiments

1. Introduction

Although concrete is a non-combustible material, when exposed to fire it can experience a significant degree of degradation and loss of mechanical properties [1–17]. The observed degradation is mainly the result of the combined physico-chemical and mechanical alterations within the hydrated cement matrix and aggregates induced by elevated temperatures. The most common microstructural changes involve reduction in the content of calcium hydroxide (CH) as it decomposes into lime and water [1, 4, 9], gradual dehydration of hydrated cement paste [1, 4, 9], development of microcracks [1, 6, 9, 13, 14], debonding of aggregates and unhydrated cement particles from the cementitious matrix [1, 6, 7, 14], increase in porosity and coarsening of the pores [2, 4, 15, 17], alteration of colour of the aggregates [5, 7–10], loss of strength and stiffness [2, 3, 10, 11, 12, 17], spalling [7], and re-hydration of lime formed during the decomposition of calcium hydroxide during the fire event leading to cracking and strength loss after cooling [4, 13].

*Autor do korespondencji: *olek@purdue.edu*

This paper focuses on detailed and systematic review of various analytical techniques that can be used for post-fire analysis of concrete microstructure. The primary objective is to establish a comprehensive understanding of the mutual correlations and complementarity among these analytical approaches. Using this approach, the paper aims to present a basic set of investigative tools essential for a thorough evaluation and informed decision-making regarding the further use of fire-damaged concrete elements.

2. Methodology of the Investigation

Investigation of fire-damaged concrete is typically a multi-step process that includes visual inspection, non-destructive testing (NDT), and laboratory analysis. Laboratory analysis typically involves examining core samples taken from both the fire-damaged area (see Fig. 1) and, when available, an unaffected area (for comparative purposes). Core sampling allows for a more detailed examination of the concrete's microstructure and mechanical properties.

In the forensic investigation of concrete cores extracted from fire-exposed areas, various laboratory tests are conducted to detect any changes in the concrete matrix (Table 1). Each test outcome adds depth to the evaluation process, reinforcing the results of other tests with additional evidence. Table 1 outlines the specifics of the analysis set, along with the anticipated outcomes.



Figure 1. Coring process in fire-damaged area of the bridge.

Table 1. Set of the post-fire exposure lab tests.

Test	Sample preparation	Outcomes
Visual inspection	Minimum treatment, removal of dust and soot.	Signs of burning, cracks, discoloration, any deposits
Optical microscope analysis (OM)	Cores can be cut and polished; the fractured part of the core can be analyzed in “as received” condition	Observation and inventory of cracks, deposits, discoloration
Scanning electron microscope analysis (SEM)	Both polished and fracture surface samples can be used.	Microcracking, carbonation, any alteration of the hydration products, deposits in the matrix
Carbonation layer estimation	The process involves splitting whole cores into two halves, utilizing the fractured surface directly following a thorough cleaning to remove any dust accumulation. It is essential for the treated surface to be adequately moistened prior to treatment.	Discoloration of the carbonated layer upon treatment with phenolphthalein
Thermal analysis (TGA/DSC)	The pieces of concrete are dried, pulverized and sieved.	Change in the amount of hydration products (portlandite, C-S-H, AFt/AFm phases), formation of new phases

3. Test Results and Discussion
3.1 Visual observations

Before being utilized as analytical samples, the cores must undergo visual inspection with the naked eye and/or a magnifying glass. In addition to recording standard inventory details such as location, dimension, orientation within the structure, etc., it is crucial to scrutinize the cores for cracks, spalling, and visible signs of fire exposure (burning). For example, In Fig. 2, cores #1 and 5, particularly #5, can be identified as originating from areas most exposed to fire due to the presence of a black and burnt epoxy layer on top of the cores. In addition to visible burning signs and cracks, the reddish discoloration on the exposed area serves as unequivocal evidence of a fire-affected matrix (Fig. 3a, b).

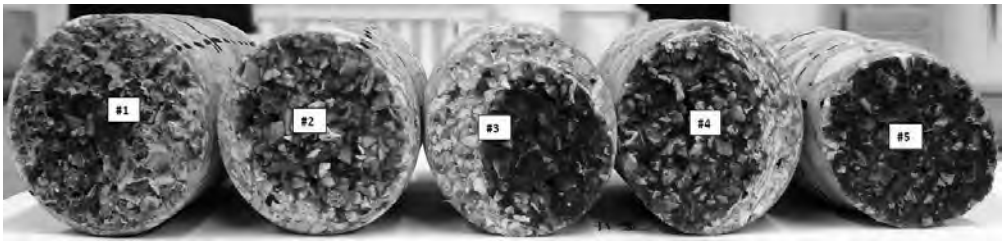


Fig. 2. Concrete cores taken from deck area.

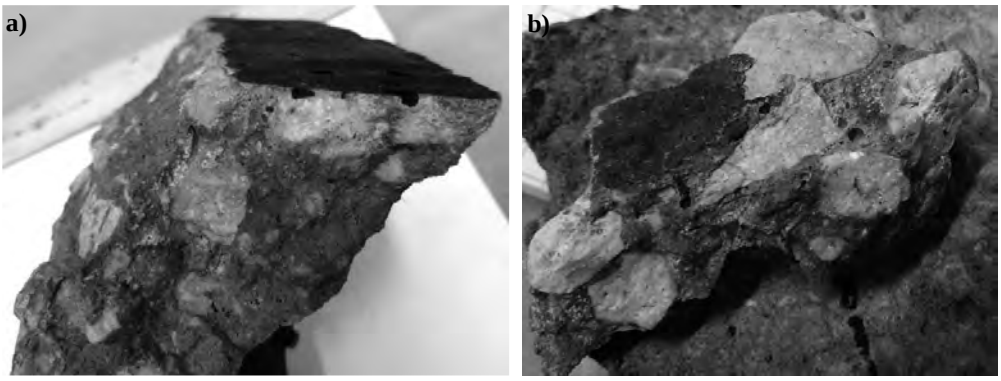
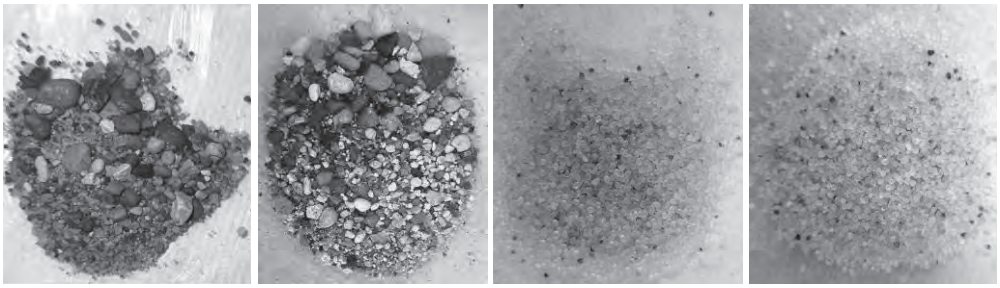


Fig. 3. Concrete pieces taken from a barrier wall showing signs of discoloration.

The gradual emergence of this discoloration in the concrete matrix with increasing heating temperatures was elegantly demonstrated in [8]. Essentially, this reddish-brown tone results from the thermal alteration of aggregate mineralogy [8, 9]. To verify this assertion, two types of fine aggregate—river sand and siliceous Ottawa sand—were heated in a muffle furnace up to 900°C for 1 hour. As depicted in Fig. 4, both types of sand acquired a reddish tone after the burning process.



a) Before heating b) After heating c) Before heating d) After heating

Figure 4. River sand (a–b) and Ottawa sand (c–d) before and after heating.

3.2 Optical microscopy (OM) analysis

In the case of Ottawa sand, individual grains were also examined under an optical microscope. The Optical Microscope (OM) micrograph (Fig. 5) reveals localized "bleeding" of quartz grain, likely induced by phase changes in the inclusions during heating. Indeed, as posited by various researchers [8, 9], the color alteration appears to correlate with the presence of iron compounds within the aggregate, all of which undergo dehydration and oxidation within this temperature range.

The selected cores earmarked for further examination can also be examined using (OM), which will provide a detailed and close-up view of the microstructure. To facilitate such observations, each core is halved, and resulting surface are meticulously polished following the procedure outlined in ASTM C452. Fractured surfaces of the cores can also be utilized in OM analysis after removing any dust and loose debris. However, any handling of samples must be executed cautiously to prevent disturbance of the matrix.

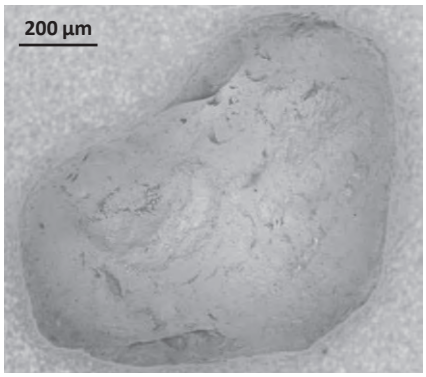
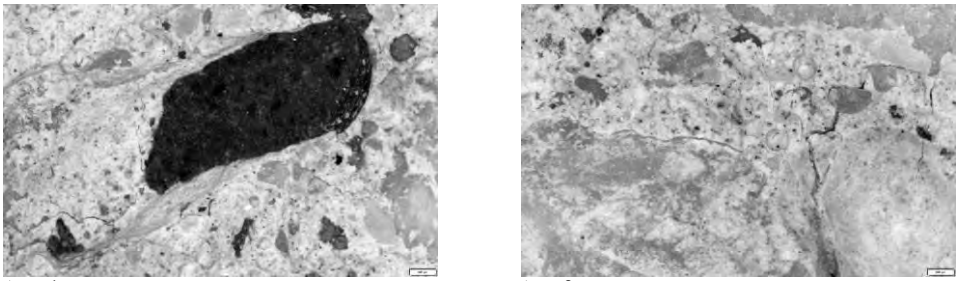


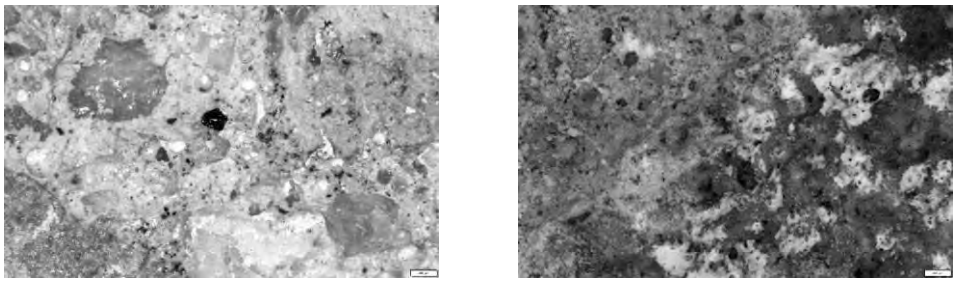
Fig. 5. Ottawa sand grain after heat treatment.

Fig. 6 presents OM images captured from the top region of the concrete core removed from the barrier wall close to the surface exposed to the fire. The matrix appears significantly cracked and has taken on a reddish tone. Notably, in certain areas at the very top surface of the wall, substantial deposits of whitish substance were observed within the air voids (Fig. 7). These deposits could potentially be remnants of hydration product decomposition following exposure to fire. Furthermore, the OM analysis aided in identifying individual quartz grains exhibiting "bleeding" within the matrix, as depicted in Fig. 8. In addition to the reddish-burgundy "islands," the quartz grain also exhibits significant fracturing.



Area 1 Area 2

Figure 6. OM images of two distinct areas ((a) – Area 1 and (b) – Area 2) within a concrete core extracted from the barrier wall, showcasing cracks in the matrix near the surface exposed to fire. (scale bar on the right-bottom corner is 200µm).



Area 1 Area 2

Fig. 7. OM images of two distinct areas ((a) – Area 1 and (b) – Area 2) within a concrete core extracted from the barrier wall, showcasing white deposits in the air-voids and cavities. (scale bar on the right-bottom corner is 200µm).

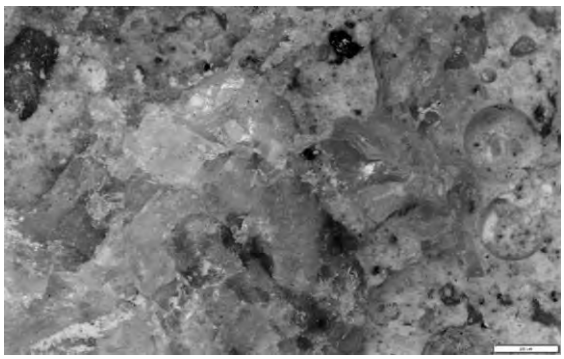


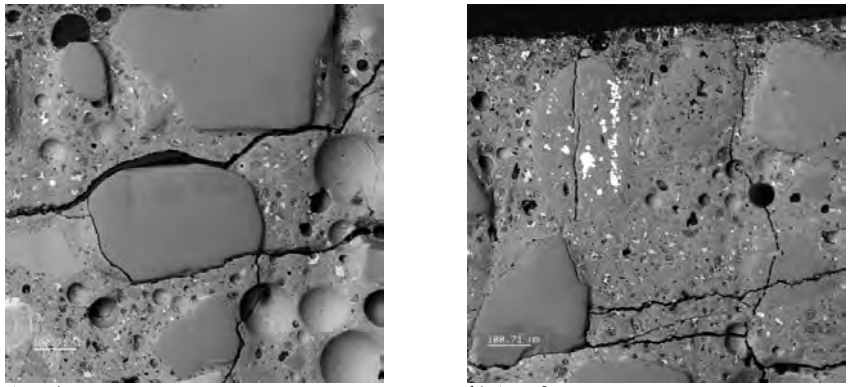
Fig. 8. OM image of the concrete specimen (taken from barrier wall close to the surface exposed to the fire) showcasing reddish-brown island in siliceous aggregate particle (scale bar on the right-bottom corner is 200µm).

3.3 Scanning electron microscopy (SEM) analysis

For a thorough evaluation of the fire-exposed concrete microstructure, a ~1×1×1 inch (25×25×25 mm) cube is extracted from a core, gently dried (at temperature not exceeding 40–50°C) and epoxy-impregnated. It is advisable (for comparative purposes) to obtain SEM samples from both, area close to the exposed surface and deeper within the core.

While extensively damaged concrete pieces, especially spalled ones, can be analyzed using fractured samples, polished samples offer opportunities for a more comprehensive evaluation of the condition of the microstructure. Specifically, details such size and extent of propagation of the microcracks, presence of the deposits, and alterations of the hydration phases can be identified more effectively on polished samples.

The SEM micrographs depicting samples extracted from the barrier wall concrete core (Fig. 3) are provided in Figure 9 (a, b). Examination of Figure 9 reveals extensive cracking within the matrix of the barrier wall, particularly in close proximity to the surface. The cracks appear to run predominantly parallel to the surface exposed to the fire. Moreover, the morphology and chemical composition of the white deposits, identified during the OM analysis (Fig. 7a, b), were elucidated through SEM analysis in backscattered electron (BE) mode of the fractured surface sample. The micrographs displayed in Fig. 10 reveal that the white deposits consist of carbonated portlandite (CH). These deposits likely originate from the hydration of free lime released during the decomposition of CH during the fire, followed by subsequent carbonation.



Area 1 b) Area 2

Fig. 9. SEM-BSE micrographs of two distinct areas ((a) – Area 1 and (b) – Area 2) within a concrete core extracted from the barrier wall, showcasing cracks in the matrix near the surface exposed to fire.

In addition to the carbonated CH deposits observed within air-voids (Fig. 11a), certain air-voids were observed to be filled with sizable gypsum crystals (Fig. 11b).

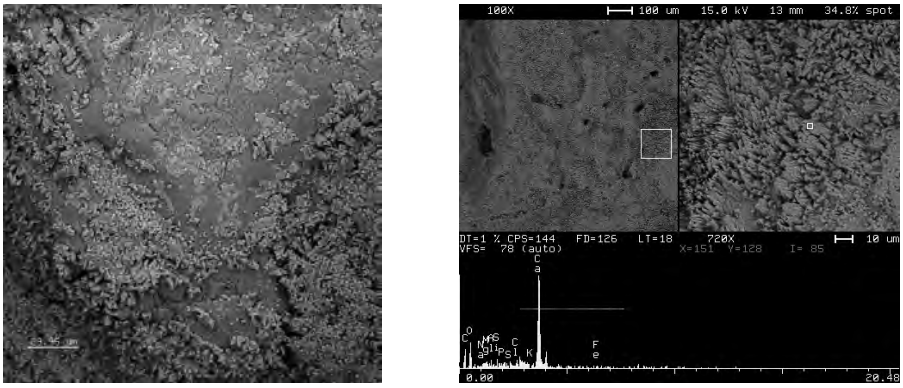


Fig. 10. SEM micrograph of the fractured surface taken from barrier wall core depicting the deposits of the carbonated CH:(a) BE image, (b) EDX spectra.

At higher temperatures generated by the fire, not only portlandite but also carbonates present in limestone and dolomite can undergo decomposition. In such instances, the released CaO and MgO may absorb any accessible moisture and subsequently form portlandite and brucite, respectively. A detailed discussion on this phenomenon will be presented in the section dedicated to the thermal analysis results.

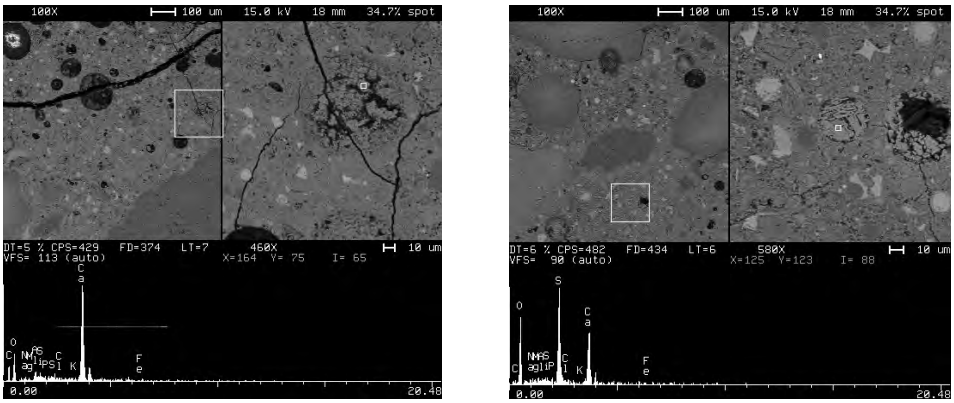
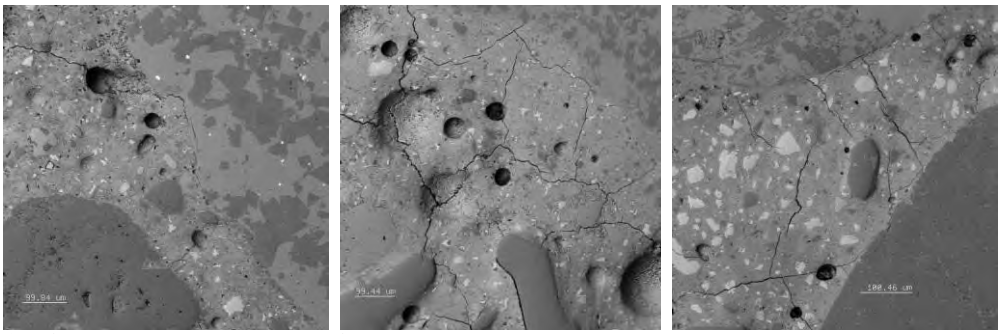


Fig. 11. EDX of the carbonated CH (a) and gypsum (b) in the air-voids within a concrete core extracted from the bridge deck near the surface exposed to fire.

The bridge deck cores designated as not exposed to fire (#2 – reference) and the most heavily exposed ones (#1 and #5), as determined by visual observation, were further examined using SEM techniques. The SEM analysis findings were consistent with the initial observations, as depicted in Fig. 12 (a)–(c). Cores #1 and #5 exhibit significant cracking, with core #5 showing particularly extensive map-cracking within the matrix, as clearly evident in Fig. 12 (c).



a) Reference b) Core #1 c) Core #5

Fig. 12.SEM micrographs of the top regions of the deck cores (BSE mode)

SEM analysis was additionally performed on the cores extracted from laboratory-cast prestressed concrete prismatic specimens measuring 2.45 meters in length and with cross-sectional dimensions of 0.2 meters by 0.2 meters. These specimens were designed to simulate the bottom flanges of the Indiana Department of Transportation (INDOT) Bulb-Tee girders. These specimens varied with respect to the number of prestressing strands (either 2 or 6) and were heated either on two or four sides using high-temperature ceramic radiant heaters, or exposed to pool (kerosene) fire. The heating duration varied, with some beams undergoing heating for 40 or 80 minutes, while pool fire exposure lasted 48 minutes. Further details regarding these tests can be found in reference [3]. The SEM results presented in this paper

pertain to specimens extracted from the beams with six strands heated on two sides for 80 minutes. Throughout the heating period, the surface temperature of the beam reached approximately 800°C, while the temperature at a depth of approximately 50 mm from the surface measured around 230°C (see Fig. 13).

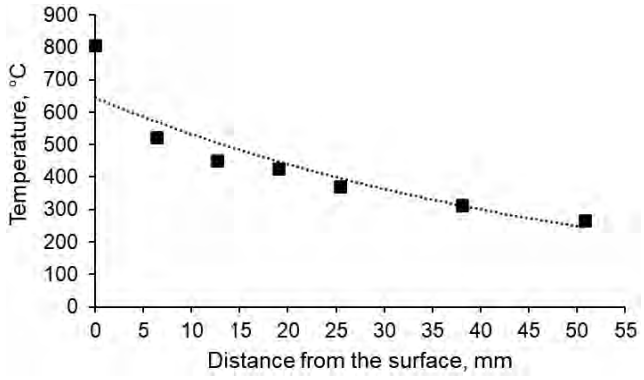


Fig. 13. Temperature profile of the concrete beam heated with ceramic heaters.

The specimens utilized for SEM analysis were extracted from six distinct depths, then polished and analyzed in backscattered electron (BE) mode. The resulting images are displayed in Fig. 14. Notably, the extent of destruction appears severe in proximity to the surface, gradually diminishing at depths of approximately 19 to 25 mm. The microstructure of the concrete subjected to heating above approximately 400°C reveals extensive multi-directional cracking, primarily propagating through the paste and causing debonding of the aggregates.

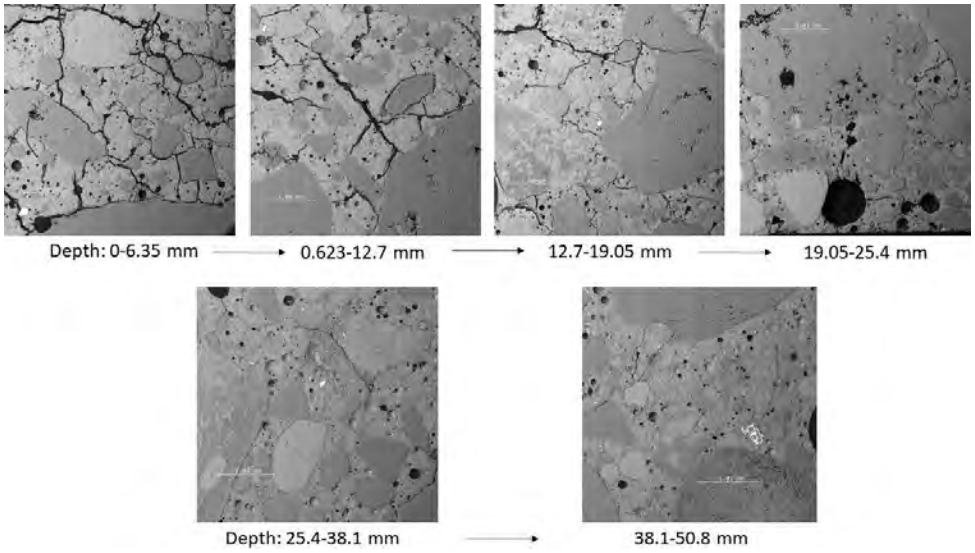


Fig. 14. A composite of SEM micrographs depicting samples extracted from the concrete core (up to the depth of ~ 50 mm from the surface) heated for 80 minutes.

In addition to the microstructural changes mentioned earlier, carbonation of the matrix may also occur as a result of fire exposure. As depicted in Fig. 15 (a), distinctive features of paste carbonation are observable in the matrix of the barrier wall specimen near the surface exposed to fire. These features include the "popcorn" – like morphology of the carbonated cement

grains and C-S-H, along with the presence of the light-grey ground mass resulting from the leaching of calcium ions. The leaching process started in the near-surface region and progressively extended into the sample's interior. Phenolphthalein solution was uniformly applied throughout the depth of the barrier wall core, and the staining outcome perfectly aligns with SEM observations. Specifically, evidence of discoloration, extending up to 5–7 millimeters from the top of the core, is clearly depicted in Fig. 15 (b).

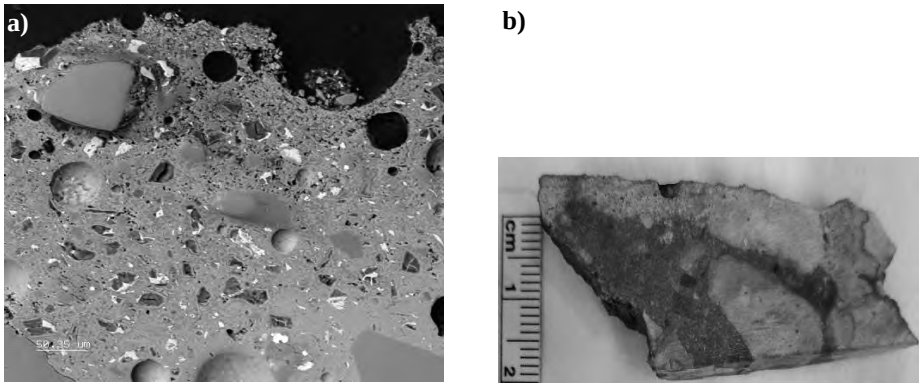


Fig. 15. Evidences of carbonation near the top surface of the barrier wall concrete core: (a) SEM micrograph of the top area of the barrier wall sample; (b) Piece of barrier wall concrete taken from the top area treated with phenolphthalein.

3.4 Thermal analysis using Differential Scanning Calorimetry (DSC)

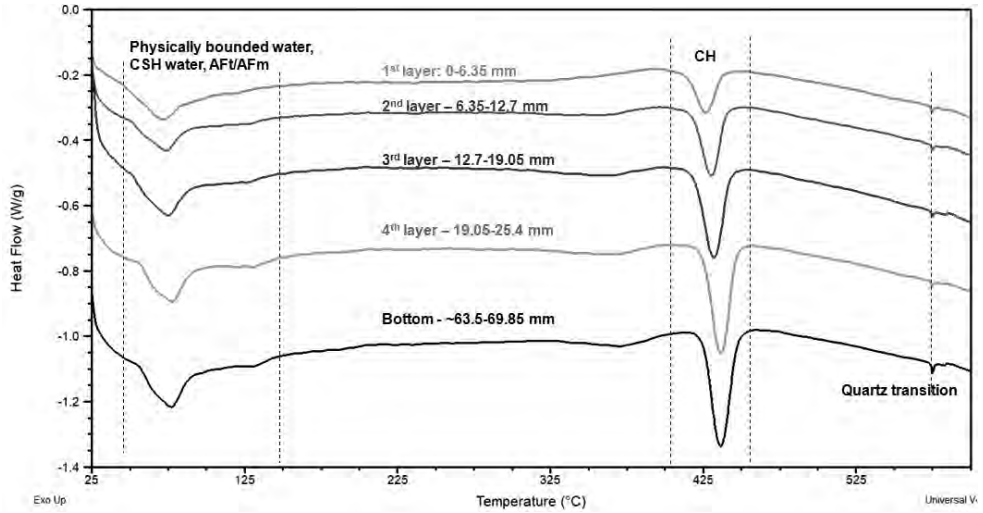
In addition to microstructural assessment, quantifying the hydration products of concrete exposed to fire serves as an indirect method to estimate fire damage. During exposure to fire, the concrete matrix may lose integrity due to the decomposition of hydration products, including dehydration of C-S-H, sulfo-aluminate phases, and portlandite (CH). In this paper, the authors describe how the degree of decomposition can be quantified using the Differential Scanning Calorimetery (DSC) technique. For DSC analysis, the powdered concrete sample is heated in an open aluminum pan up to 600°C. Details of sample preparation and experimental procedures can be found in [18].

The DSC thermogram of a concrete core not exposed to fire (#2 core – reference) taken from the bridge decks can be seen in Fig. 16 (a). The DSC curves reveal two primary temperature ranges that are pertinent for evaluation purposes: 50–125°C and 400–475°C. In the former range, the first set of broad peaks is associated with the dehydration of the C-S-H and AFt/AFm phases, while the decomposition of CH results in the formation of the second set of peaks. In theory, both sets of peaks can be utilized for quantification purposes. However, due to the overlap of the peaks associated with decomposition of C-S-H and AFt/AFm phases, the first peak is more suitable for qualitative, rather than quantitative comparison of changes caused by the exposure to fire. Therefore, the area under the CH peak is typically used to estimate the degree of fire damage.

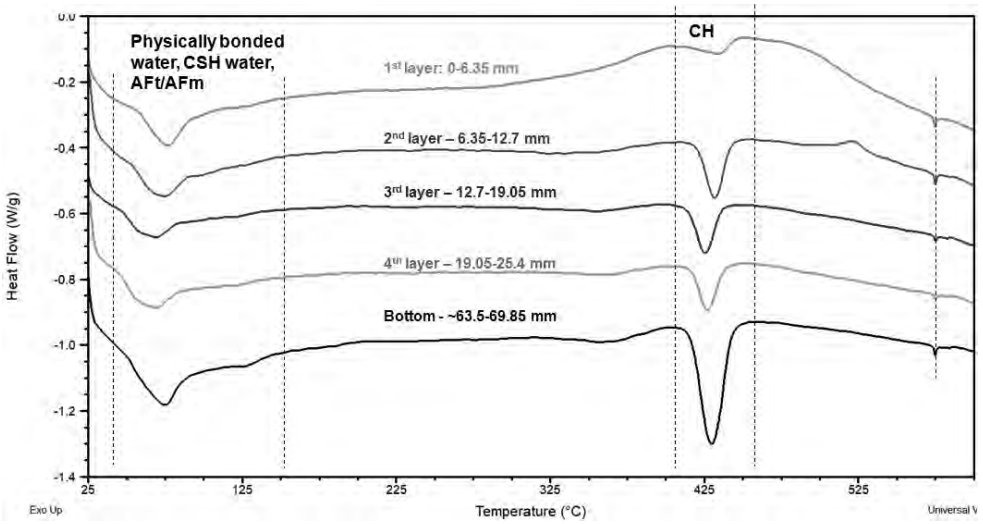
As evident from Fig. 16 (a), the initial series of peaks in the reference concrete exhibit sharper profiles compared to those observed in core #5, with the exception of the peak linked to the first layer (0–6.35 mm). In core #5, the initial series of peaks appears shallower, particularly within the (6.35–25.4 mm) range. This discrepancy could be attributed to a reduction in molecular-level order within the C-S-H and AFt/AFm phases resulting from thermal decomposition.

Similarly, the second series of peaks, associated with CH, in the reference core look larger and sharper to the depth of up to 25.4 mm from the fire exposed surface than the corresponding peaks in core #5.

To accurately quantify the qualitative differences described previously, it's essential to establish a proper calibration curve. This curve can be prepared by testing standard samples containing known quantity of pure CH within an inert matrix, such as fired kaolinite in our case (Fig. 17).



Reference core (core #2)



Core #5

Fig. 16. DSC thermograms of the bridge deck concrete cores: (a) Reference core, (b) core #5.

By utilizing the calibration curve presented in Fig. 17, the amount of CH was deduced from the peak areas depicted in Fig. 16 and subsequently plotted in Fig. 18. Notably, the graph in Fig. 18 reveals a substantial reduction in the CH content within the top 25 mm of core #5, which has been identified as the most damaged based on SEM analysis.

Furthermore, DSC analysis was conducted on the cores extracted from the laboratory-cast prestressed concrete prismatic specimens subjected to the heating test, as previously mentioned in section 3.3 on SEM analysis. Given that temperature and heating time were monitored during this test, the quantified amount of CH from each layer was utilized to establish a correlation between the level of damage, the duration of heating, and the internal temperature of the concrete element (Fig. 19).

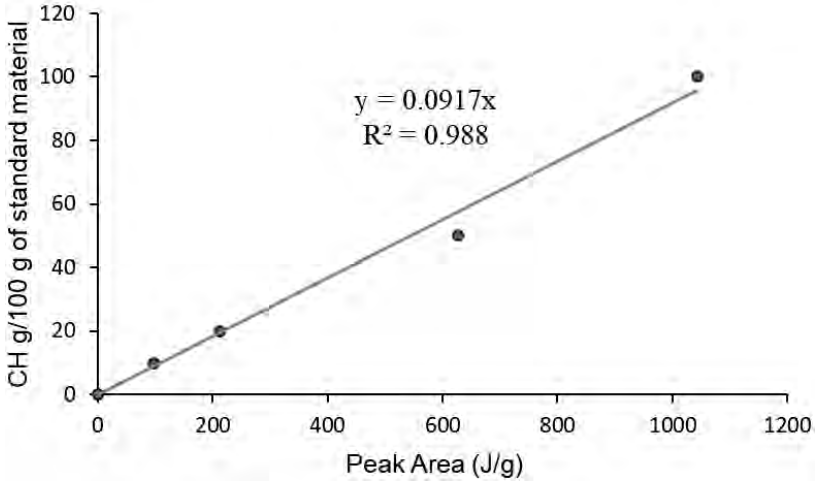


Fig. 17. Calibration curve used for quantification of the amount of CH.

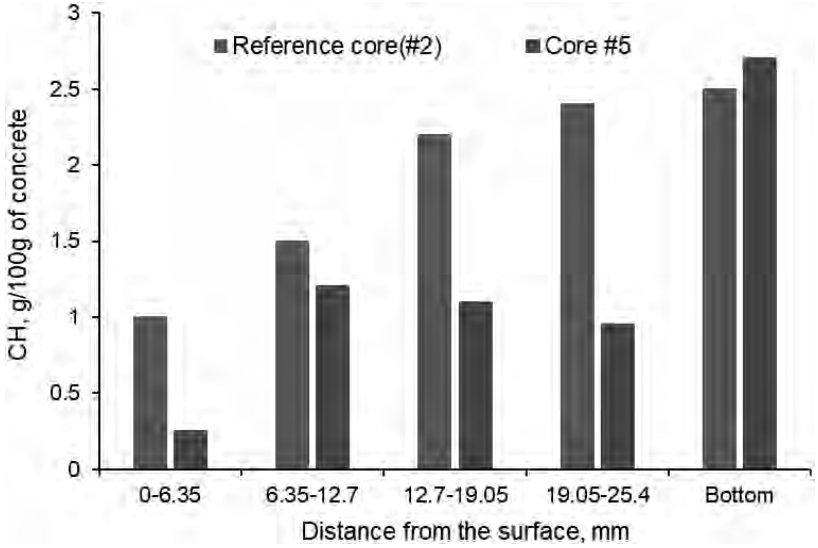


Fig. 18. Amount of CH in cores from bridge deck concrete.

From the graph in Fig. 19, it is evident that there exists an acceptable exponential correlation (R^2 ~0.70–0.72) between the preserved CH content and the temperature of the concrete matrix. Based on this correlation, it can be inferred that as long as the temperature does not exceed approximately 300–350°C, significant loss of CH can be avoided. However, increasing the duration of high temperature exposure, in this study from 40 to 80 minutes,

elevates the temperature of the matrix, thus leading to an increase in the level of decomposition of the hydration products.

Finally, it's important to note that the heat transport, or temperature profile, within a concrete element is significantly influenced by the original mix design and curing procedure, directly affecting microstructure of the hardened material. Hence, studies like these are indispensable for accurately predicting the extent of fire damage and can offer valuable insights into effective mitigation strategies.

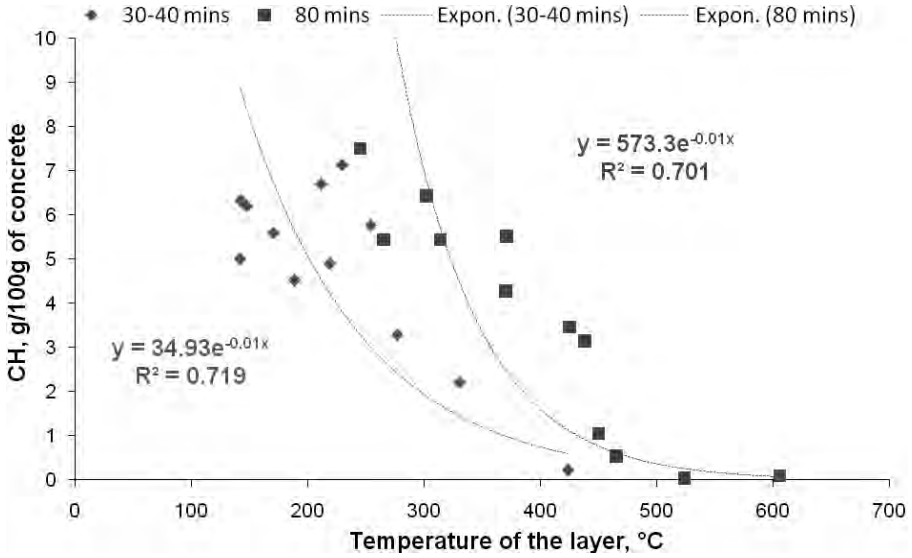


Fig. 19. The correlation between the amount of CH (calcium hydroxide) and the temperature of the concrete layers.

4. Summary

The exposure of concrete elements to fire, much like other durability challenges, leads to various degree of damage of concrete microstructure. This paper is dedicated to examining the effects of high-temperature exposure on concrete from a material perspective. It employs a comprehensive array of basic analytical and descriptive tools to investigate these effects thoroughly. Based on several case studies, the authors attempted to formulate the multi-step approach for estimation of the damage level, considering several inter-related approaches. These steps included careful extraction of concrete specimens from the affected area, visual inspection of the extracted cores, and subsequent treatment of the cores (such as cutting, polishing, pulverization, etc.) to facilitate further analytical methods.

As demonstrated in this study, through careful visual examination of the concrete cores, it is possible to approximate the area's proximity to the fire based on observed extent of cracking, signs of burning, and depth of discoloration in the concrete matrix. This capability proves highly beneficial for categorizing concrete specimens, e.g., identifying potential reference samples for comparison purposes, and streamlining the selection of samples for subsequent analytical testing, which may entail more intensive workload.

Optical microscopy (OM) observation facilitates detailed analysis of macrocracks and signs of discoloration of the aggregates and matrix resulting from the high temperature exposure. On the other hand, the SEM technique serves as the next step in microstructural

investigation, providing insight into features observed during OM analysis but left unexplained (such as distinguishable deposits). Furthermore, polished surfaces examined under SEM reveal more comprehensive details about the concrete matrix, including structural integrity, patterns and widths of micro-cracks, presence of a carbonated layer, elemental composition of deposits, and any disruptions to hydration products, among others.

Moreover, thermal analysis techniques such as TGA and/or DSC, or alternatively, ignition in a muffle furnace if TGA and DSC are not available, complement the investigation by providing valuable additional insights. From the TGA or DSC thermograms, one can estimate the remaining hydration products, including C-S-H gel, AFt/AFm phases, and portlandite (CH). Additionally, by generating a profile of the quantity of CH relative to the depth of the ore, one can approximate the extent of high-temperature penetration in the concrete element. Overall, the results presented in this paper demonstrate a high level of agreement among the implemented methods.

Finally, as outlined in the current paper, conducting post-fire analysis on heated (burned) concrete elements under controlled conditions, such as monitoring heating temperature, distribution of temperature over the depth of the specimen, and the high temperature exposure time, can provide invaluable insights. This approach facilitates the development of correlations, such as those between temperature, CH content, and duration of fire exposure. These correlations are instrumental in accurately evaluating real-world scenarios and estimating the extent of damage.

References

1. Huang D., Bradt T., Tzu-Chun T., Wang S., Olek J., Varma A., Williams C., Nantung, T.: Influence of Bridge Fires on the Properties of Concrete and Steel Components. Transportation Research Record, 2676(1) (2022), 181–191. https://doi.org/10.1177/03611981211036343
2. Ashraf W., Olek J., Jeong H.: Effects of high temperature on carbonated calcium silicate cement (CSC) and ordinary Portland cement (OPC) paste. 5th International Conference on Durability of Concrete Structures, 1–7. https://doi.org/10.5703/1288284316153
3. Varma, A., Olek, J., Williams, CS., Tseng, TC., Wang, S., Huang, D., Bradt, T. (2021). Post-fire assessment of pre-stressed concrete bridges in Indiana (Joint Transportation Research Program Publication No. FHWA/IN/JTRP-2021/05), 2021, West Lafayette, IN: Purdue University. https://doi.org/10.5703/1288284317290.
4. Annerel E., Taerwe L.: Damage Assessment of Concrete Structures Exposed to Fire. IABSE Symposium Report. 99, 2013, 10.2749/222137813806474417.
5. Annerel E., Taerwe L.: Revealing the temperature history in concrete after fire exposure by microscopic analysis", Cement and Concrete Research, Vol. 39, No. 12, 2009, pp. 1239–1249. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.017
6. Lim S., Mondal P.: Micro- and nano-scale characterization to study the thermal degradation of cement-based materials, Materials Characterization, Volume 92, 2014, Pages 15–25, https://doi.org/10.1016/j.matchar.2014.02.010.
7. Spring K., Spring T., and Spring H.: Case studies of fire damage in concrete using petrographic techniques, Proceedings of Concrete 2021, Concrete Institute of Australia's (CIA) Biennial National Conference (Virtual Conference), Sept. 5–8, 2021, https://www.ciaconference.com.au/concrete2021/pdf/full-paper_46.pdf, accessed January 28, 2024.
8. Hager I.: Color Change in Heated Concrete, Fire Technol. 50 (2014) 945–958. doi:10.1007/s10694-012-0320-7.
9. Poole AB., Sims I.: Concrete Petrography, 2nd edition, section 6.10, pages 569-581, CRC Press, 2016, 794 p.
10. Hager, I. Behavior of Cement Concrete at High Temperature, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, Vol. 61, 2013, pp. 145–154, doi: 10.2478/bpasts-2013-0013.
11. Odelson JB, Kerr EA, Vichit-Vadakan W.: Young's modulus of cement paste at elevated temperatures. Cem Concr Res 2007;37:258–63. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.11.006

12. Handoo SK, Agarwal S, Agarwal SK.: Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures. Cem Concr Res 2002;32:1009–18. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00736-0
13. Khoury GA.: Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. Mag Concr Res 1992;44:291–309. https://doi.org/10.1680/macr.1992.44.161.291
14. Piasta J.: Heat deformations of cement paste phases and the microstructure of cement paste. Mater Struct 1984;17:415–20. https://doi.org/10.1007/BF02473981
15. Chan YN, Luo X, Sun W.: Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800 °C. Cem Concr Res 2000;30:247–51. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00240-9
16. Kodur, V.: Properties of Concrete at Elevated Temperatures, ISRN Civil Engineering, Vol. 2014, 2014, pp. 1–15. http://doi.org/10.1155/2014/468510.
17. Peng, GF., Huang, ZS.: Change in microstructure of hardened cement paste subjected to elevated temperatures, Construction and Building Materials, Volume 22, Issue 4, 2008, Pages 593–599, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.11.002.
18. Kim, T, Olek J.: Effects of Sample Preparation and Interpretation of Thermogravimetric Curves on Calcium Hydroxide in Hydrated Pastes and Mortars. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 2012, 2290 (1) 10–18. https://doi.org/10.3141/2290-02.

Kompleksowy protokół charakteryzacji materiałów do oceny uszkodzeń spowodowanych ogniem w elementach betonowych

Słowa kluczowe: beton, uszkodzenia pożarowe, ocena uszkodzeń pożarowych, mikrostruktura, pogorszenie, zawartość portlandytu, analiza mikroskopii optycznej, analiza SEM, metody termiczne, kontrolowane eksperymenty grzewcze

Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu

JAKUB ZAJĄC*, ŁUKASZ DROBIEC, SŁAWOMIR KWIECIEŃ, KRZYSZTOF GRZYB, JULIA BLAZY
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie: Opracowanie dotyczy posadzki przemysłowej wykonanej na podbudowie z reaktywnego żużlu. Po upływie pięciu lat od wykonania obiektu użytkownik zgłosił uszkodzenia wynikające z przemieszczeń posadzki. Zaobserwowano pęknięcia i zarysowania warstw wykończeniowych, widoczne zwłaszcza na ścianach działowych. W celu zidentyfikowania przyczyn uszkodzeń przeprowadzono badania geotechniczne i geodezyjne. Badania wykazały występowanie reaktywnego żużlu jako warstwy podbudowy. Pomiary przemieszczeń posadzki prowadzono przez cztery lata, od listopada 2019 do listopada 2023. Pomimo upływu dziesięciu lat od wykonania posadzki, nadal dochodzi do jej wypiętrzania. Średni przyrost przemieszczeń całej posadzki wynosi 6 mm/rok w ciągu ostatnich trzech lat, a maksymalne przemieszczenie w punkcie środkowym posadzki osiągnęło 80 mm. Ciągły przyrost przemieszczeń i uszkodzeń uniemożliwia naprawę obiektu i jego dalsze użytkowanie. Badania mikroskopowe oraz pomiary geodezyjne nie wskazują na zahamowanie procesów pęcznienia posadzki.

Słowa kluczowe: posadzka przemysłowa, uszkodzenia posadzki, deformacje posadzki, żużel, pęcznienie

1. Wprowadzenie

Posadzka przemysłowa jest ważną częścią każdego zakładu przemysłowego [1], ale jest też elementem najczęściej podlegającym uszkodzeniom [2]. Przeważnie obserwuje się rysy skrośne, które powstają na skutek nierównomiernego osiadania lub wypiętrzania podłoża oraz nadmiernych obciążeń lub procesów termiczno-skurczowych. Widocznym efektem popełnionych błędów są również nierówności, podnoszenie się krawędzi i narożników czy inne uszkodzenia nawierzchni takie jak: pęcherze, odpryski oraz wykruszenia betonu [3].

Błędy powodujące uszkodzenia posadzek przemysłowych mogą mieć miejsce na różnym etapie: projektowym, wykonawczym, eksploatacyjnym lub często pomijanym etapie pozyskiwania oraz składowania materiałów wykorzystywanych do budowy posadzki. Hajduk [4] dzieli przyczyny powstawania uszkodzeń podłóg przemysłowych na cztery kategorie: konstrukcyjne, materiałowe, technologiczne oraz eksploatacyjne. Przyczyny konstrukcyjne dotyczą głównie błędnie przyjętych założeń oraz rozwiązań związanych z: nośnością płyty, podbudowy i podłoża, układem warstw posadzki lub dylatacjami [5]. W trakcie samego wykonywania podłogi przemysłowej często dochodzi do błędów wynikających z przyczyn technologicznych. Zalicza się do nich m.in. niepoprawne wykonanie warstw posadzki

*Autor do korespondencji: *jakub.zajac@polsl.pl*

(nierówności, błędny stopień zagęszczenia) czy nieprzestrzeganie wytycznych technologicznych [5]. Do uszkodzeń warstwy wierzchniej i płyty betonowej może dojść także w wyniku przyczyn geotechnicznych, a więc wad zastosowanej podbudowy i podłoża gruntowego. Częstym błędem jest niepełne lub błędne rozpoznanie podłoża lub warunków wodnych, które może doprowadzić do niewłaściwej oceny parametrów geotechnicznych, a to z kolei do znacznych osiadań i uszkodzeń posadzki. Zdarza się również, że nieodpowiednio zostanie dobrana technologia wykonania, grubość posadzki, materiał czy jakość podbudowy. Do uszkodzeń posadzki może również dojść w wyniku procesów fizykochemicznych zachodzących w gruntach [5]. Procesy te mogą mieć różną dynamikę w zależności od zastosowanego materiału. W przypadku żużli znaczenie ma zarówno proces jego powstawania jak i czas składowania na zwałce. Żużle wielkopiecowe są bardziej odporne na transformacje mineralne i chemiczne w porównaniu z żużlami konwertorowymi. Składniki występujące w żużlach konwertorowych wykazują znacznie większą reaktywność hydrauliczną w stosunku do żużli wielkopiecowych, w których tlenek wapnia ulega hydratacji tworząc portlandyt. Z procesem tym związany jest wzrost objętości, a co za tym idzie spadek własności technicznych żużli [6].

Na uszkodzenia posadzek może mieć wpływ obecność w podbudowie niebezpiecznych gruntów wysadzinowych, pęczniejących czy zapadowych [7]. Może się też zdarzyć, że uszkodzone zostaną najpierw warstwy wykończeniowe czy podkładowe i to one będą miały negatywny wpływ na same podłoże. Uszkodzenie jednej warstwy wpływa więc na pracę całej posadzki, gdyż jest to układ integralnie ze sobą współpracujący [5].

Niniejsza praca opisuje uszkodzenia istniejącej posadzki przemysłowej posadowionej na warstwie nasypowej wykonanej z żużlu. Dodatkowo przedstawia wyniki geodezyjnego monitorowania poziomu posadzki w celu określenia przyrostu lub stabilizacji jej wypiętrzeń.

2. Opis obiektu

Analizowana posadzka stanowi część obiektu magazynowo biurowego o łącznej powierzchni użytkowej równej 7558,71 m^2. Budowę obiektu rozpoczęto w lutym 2013 roku, a zakończono we wrześniu 2013 roku. Budynek podzielono na część A oraz B. Część A jest podpiwniczona i wykorzystywana jako parking podziemny, natomiast w ramach części B wydzielono przestrzeń na pomieszczenia biurowe o przeznaczeniu laboratoryjnym. Budynek nie znajduje się na terenach górniczych. Żelbetowe słupy konstrukcyjne, podpierające stalowy dach, oparte zostały na stopach fundamentowych o rzucie kwadratu o boku 2,8 i 3,0 m oraz prostokątnym o bokach 2,8 na 3,4 m w obrębie dylatacji. Zaprojektowano również ławę o szerokości 2,8 m pod ścianę żelbetową o grubości 0,25 m stanowiącą podporę dla konstrukcji stropu nad parterem części biurowej.

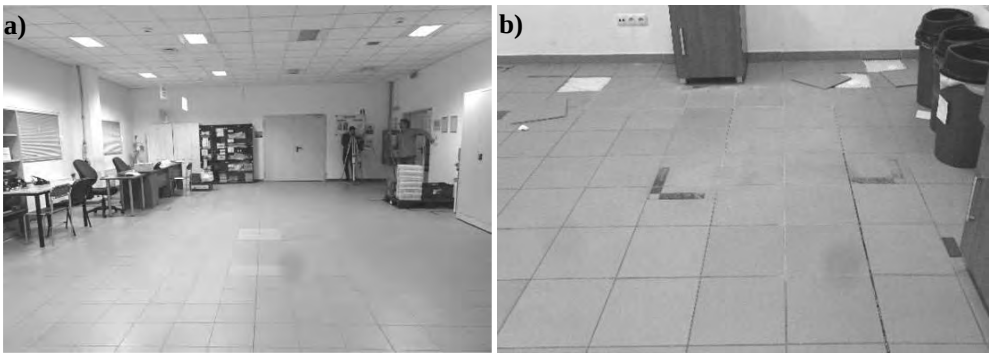
Stan wykonany określono na podstawie wpisów do dziennika budowy, raportów dziennych, raportów geologicznych, oględzin oraz badań. W dostarczonej autorom dokumentacji nie załączono kart charakterystyki lub certyfikatów wykonanej mieszanki przeznaczonej na podbudowę. Zgodnie z projektem (tabl. 1) w części piwnicznej stanowi ją mieszanka UTEX, a pod posadzką parteru podbudowa została zaprojektowana jedynie jako podsypka piaskowa gr. 0,1 m. Na podstawie inwentaryzacji stwierdzono odstępstwo od projektowanych warstw posadzki poziomu „0". W części laboratoryjnej nie wykonano posadzki żywicznej. Warstwę wierzchnią stanowią płytki gresowe, a podbudowę wykonano z żużli. Posadzka garażu została również wykonana niezgodnie z projektem. Kostkę brukową ułożono na warstwie podsypki piaskowej stabilizowanej cementem bezpośrednio na warstwie żużlu – bez wykonania warstwy podbudowy z kruszywa mineralnego.

Tablica 1. Układ projektowanych warstw posadzkowych.

Posadzka w pomieszczeniach biurowych	Nawierzchnia parkingu
żywiczna warstwa wierzchnia	kostka brukowa gr. 0,08 m
płyta żelbetowa gr. 0,2 m	podsypka piaskowo-cementowa gr. 0,03 m
izolacja termiczna – szkło piankowe gr. 0,1 m, min. 1,6 MPa	podbudowa z kruszywa mineralnego (0–31,5 mm) stabilizowanego mechanicznie gr. 0,2 m
beton podkładowy gr. 0,1 m	warstwa wzmacniająca – mieszanka betonowo-popiołowo-żużlowa UTEX gr. 0,3 m
podsypka piaskowa gr. 0,1 m	

3. Uszkodzenia posadzki i pomieszczeń

Podczas oględzin w listopadzie 2019 roku stwierdzono występowanie uszkodzeń elementów wykończenia analizowanego budynku, w szczególności posadzki części biurowej oraz posadzki garażu. Do obserwowalnych nieprawidłowości można zaliczyć: zarysowania i pęknięcia ścian, uszkodzenia posadzki i sufitów, widoczne zawilgocenie ścian i słupów w poziomie piwnicy. Na ścianach działowych pomieszczeń biurowych występowały zarysowania oraz pęknięcia na łączeniach płyt gipsowo-kartonowych (GK). Stwierdzono także zarysowania na powierzchni płytek ceramicznych (rys. 1a) oraz wypiętrzenia posadzki i pęknięcia w miejscu łączenia płytek (rys. 1b). W środku rozpiętości płyty posadzki występowała linia przełamania przebijająca na całej długości pomieszczeń. W części piwnicznej widoczne były liczne ślady nagromadzenia oraz podciągania wody. Ściany oraz słupy nosiły ślady zawilgoceń. Zarządca obiektu, ze względu na ciągłe zalewanie posadzki piwnicy oraz szybów windy, zamontował urządzenia (rys. 2a) odpompowujące podwyższony poziom wód. W środku rozpiętości pomiędzy słupami garażu zaobserwowano również wypiętrzenie oraz miejscowe zapadnięcie kostki brukowej (rys. 2b).

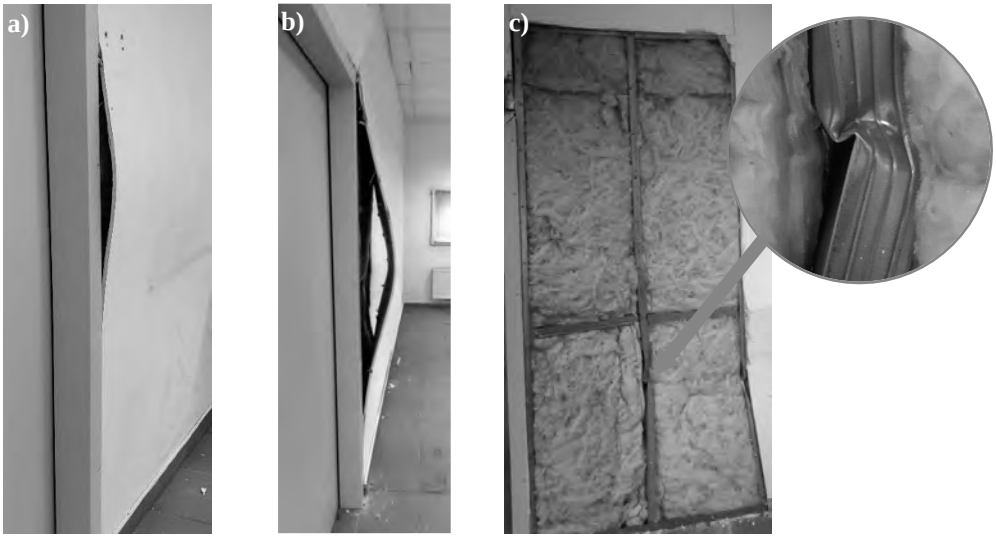


Rys. 1. Fotografie analizowanego obiektu: a) pomieszczenie biurowe, b) uszkodzenie płytek.

W późniejszym czasie prowadzono sekwencyjne oględziny postępujących uszkodzeń obiektu, które przeprowadzono w: marcu 2020, lipcu 2020, październiku 2020, maju 2021, wrześniu 2021, lutym 2022, październiku 2022 oraz listopadzie 2023. W kolejnych miesiącach obserwowano powiększanie się istniejących uszkodzeń, jak również powstawanie nowych. Na rys. 3 pokazano wyboczenie płyty GK pomiędzy pomieszczeniami, które w ostatnim okresie doprowadziło do pęknięcia płyty i zniszczenia profilu aluminiowego. Obserwowano także dalsze deformacje sufitu podwieszonego, wynikające z docisku ściany działowej podnoszonej przez wypiętrzającą się posadzkę jak i znaczące wzajemne przesunięcia płyty GK.

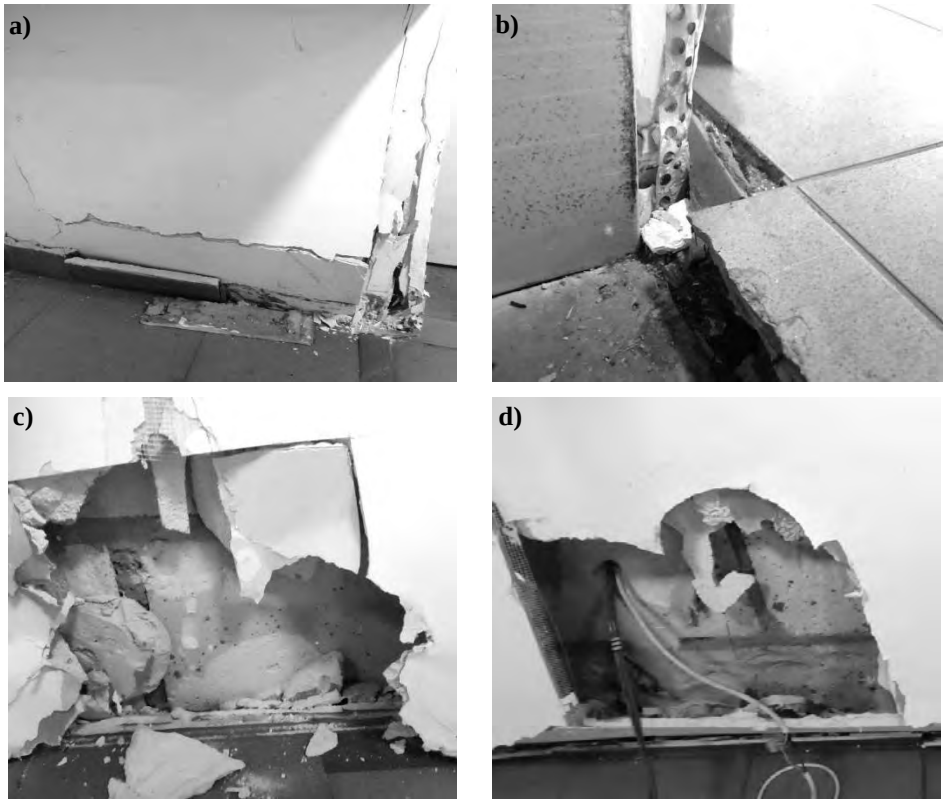


Rys. 2. Widok parkingu na poziomie „-1”: a) pompa wody w studzience, b) nierówności i lokalne wypiętrzenia kostki brukowej w garażu.



Rys. 3. Stan techniczny ściany działowej z płyt GK: a) fotografia wykonana w marcu 2020 r., b) fotografia wykonana w październiku 2020 r., c) widok po usunięciu zniszczonej płyty w listopadzie 2023 r.

Do innych defektów można zaliczyć duże uszkodzenia ścian wzdłuż ich dolnych krawędzi – rysunek 4. Ze względu na postępujące zniszczenia płyt obudowy oraz przemieszenie posadzki względem ścian zewnętrznych doszło również do uszkodzenia instalacji. Podnoszenie posadzki skutkowało także powstaniem progu pomiędzy pomieszczeniem biurowym a posadzką w hali magazynowej (rys. 4b). Płyta posadzki odseparowała się od ściany dzielącej pomieszczenia biurowe z halą. Ponadto powstało znaczące pęknięcie płyty przebiegające przez cały przekrój wraz z wyrwaniem stalowych włókien zbrojenia rozproszonego oraz zbrojenia głównego płyty (rys. 5).



Rys. 4. Wybrane uszkodzenia w obrębie posadzki w pomieszczeniu biurowym – stan na listopad 2023 r.: a) uszkodzony narożnik przy wejściu, b) uskok powstały pomiędzy poziomem posadzki hali a pomieszczeniem biurowym, c) i d) spękania ściany pomiędzy halą a pomieszczeniem biurowym.



Rys. 5. Pęknięcie płyty żelbetowej posadzki – listopad 2023 r.

4. Badania i pomiary

W ramach prac prowadzonych w roku 2019 pobrano próbki rdzeniowe posadzki, które pozwoliły na określenie charakterystyki betonu, zbrojenia oraz włókien stalowych. Wykonano również badania geotechniczne, które obejmowały rozpoznanie rodzaju i stanu gruntów zalegających pod posadzką. Prowadzono również pomiary geodezyjne, które wykonywano

dziewięć razy w trakcie ostatnich czterech lat. Początkowo inspekcje miały miejsce co trzy miesiące, następnie dwa razy w roku, a ostatni pomiar wykonano w odstępie jednego roku.

4.1. Geotechniczne warunki posadowienia posadzki i parkingu

Dokumentacja wykonana do celów projektowych wskazała na nawiercone na głębokości 3,5 m poniżej poziomu posadzki laboratorium zwierciadło wód gruntowych. Poziom ten znajduje się 0,7 m powyżej posadzki garażu. Wody gruntowe zawierają znaczne nasycenie żelazem, siarczanami i węglanu wapnia oraz wykazują silny stopień agresywności siarczanowej. Jak wskazuje dokumentacja budowy, podczas wykonywania prac w poziomie posadowienia garażu, konieczne było ciągłe pompowanie wody z wykopu celem niedopuszczenia do zalania fundamentów. W raportach dziennych wielokrotnie znajduje się uwaga: „Niespodziewanie wystąpiły pod budynkiem wody podskórne ze starych drenaży, które będziemy zbierać nowym drenażem". W dokumentacji nie przedstawiono propozycji rozwiązań projektowych mających zapobiegać zalewaniu posadzki garażu oraz nie raportowano konsultacji z projektantem w celu omówienia zastanych warunków wodnych. Jedynym rozwiązaniem jakie zostało zaproponowane jest opisany w raportach dziennych drenaż, jednak nie został on wykonany prawidłowo. W związku z występującym podczas użytkowania obiektu problemem w postaci zalewania części piwnicznej zamontowano na stałe pompy, które pierwotnie przewidziano jako rozwiązanie doraźne.

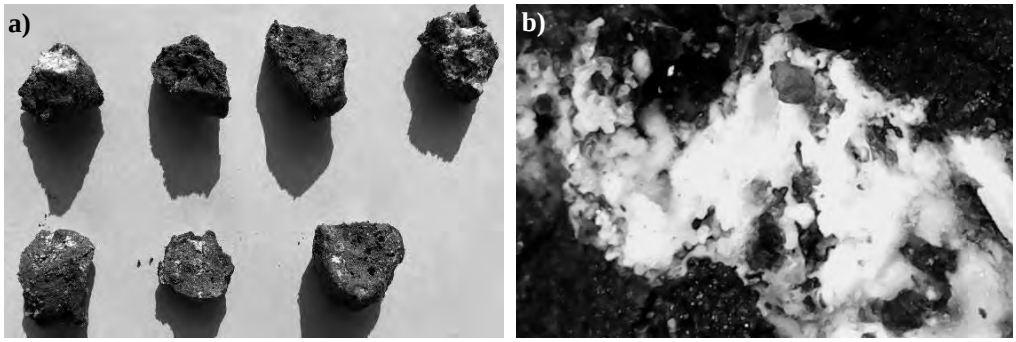
W ramach prac prowadzonych przez autorów w roku 2019 wykonano badania geotechniczne w postaci ręcznych odwiertów i sondowań dynamicznych DPL. Miały one na celu ustalenie rodzaju i stanu zalegających warstw podbudowy i nasypowych pod posadzką (4 punkty) i nawierzchnią podziemnego parkingu (1 punkt). Badania przeprowadzono w miejscach występujących wypiętrzeń. Przed przystąpieniem do badań wykonano mechaniczne wiercenia rdzeniowe w konstrukcji posadzki. Nawierzchnię parkingu (kostkę betonową) usunięto ręcznie. Ze względu na rodzaj i stan napotkanych warstw badania przeprowadzono do głębokości maksymalnie jednego metra poniżej poziomu posadzki. Poniżej tej głębokości nie było możliwości przeprowadzenia badań w sposób manualny (ręczny) z uwagi na występowanie zagęszczonych gruntów gruboziarnistych.

Badania wykazały (tabl. 2), że warstwy nasypowe wykonano z trzech różnych rodzajów gruntów. Było to dolomitowe kruszywo łamane o frakcji 0–31,5 mm, piasek średni oraz żużle o frakcji 0–31,5 mm. Pod kostką brukową parkingu warstwa piasku była stabilizowana cementem. Poszczególne warstwy nie były uformowane w sposób ciągły (tabl. 2). Warstwy konstrukcyjne posadzki były w pełni oparte na warstwach podbudowy. Stwierdzono również, że wszystkie warstwy były zagęszczone. Na podstawie wyników badań oraz przeglądu dokumentacji budowy (protokołów odbioru poszczególnych warstw nasypów) wykluczono, aby przyczyną deformacji nawierzchni posadzki było niewłaściwe zagęszczenie warstw podbudowy i nasypu. Charakter uszkodzeń płyty betonowej (zarysowania w jej górnej części zamykające się ku dołowi), zarysowania ścian działowych na skutek ich ściskania oraz konieczność rektyfikacji drzwi świadczyły o możliwości wystąpienia przemieszczeń posadzki ku górze (wypiętrzenia). Kolejno wykluczono możliwość pęcznienia gruntów naturalnych (kruszywo łamane, piaski) zabudowanych pod posadzką. W pomieszczeniach temperatury nie spadały poniżej 0°C, stąd nie było możliwości powstania wysadzin. Nie można było jednak wykluczyć zmian objętości zalegających pod posadzką warstw żużli. W zależności od rodzaju procesu oraz składu materiału wsadowego, a nawet rodzaju materiału ogniotrwałego użytego do wymurówki pieca czy kadzi, żużle mogą charakteryzować się odmiennym składem chemicznym, mineralogicznym i stąd również mogą różnić się własnościami fizycznymi [8]. Ich stosowanie w nasypach dopuszczono w normie [9]. Na dolne warstwy nasypów, poniżej

głębokości przemarzania, nadają się żużle wielkopiecowe i inne żużle metalurgiczne ze starych zwałów (powyżej 5 lat). W przypadku żużli młodszych (do 5 lat) są one dopuszczalne, gdy mają ograniczoną podatność na rozpad (łączne straty masy do 5%). Z kolei do stosowania na górne warstwy nasypów, w strefie przemarzania, żużle powinny być drobnoziarniste i nierozpadowe (łączne straty masy do 1%). Ograniczenie procesów rozpadów jest uzasadnione, gdyż są one wynikiem powstania w żużlach nowych minerałów zwiększających ich objętość. Wyróżnia się trzy podstawowe rozpady: krzemianowy, wapniowy i żelazawy. Największe zmiany objętości materiału może spowodować rozpad wapniowy, w którym fragmenty wolnego wapnia po zetknięciu z wilgocią ulegają lasowaniu, wytwarza się temperatura i prowadzi to do powstania uwodnionego tlenku wapnia ze zwiększeniem objętości [8]. Przeprowadzona analiza makroskopowa (rys. 6a) oraz badania przy użyciu mikroskopu (rys. 6b) wykazały, że doszło do powstania nowych minerałów. Na etapie budowy obiektu nie sprawdzono procesów rozpadów zabudowanych żużli. Powiązanie zmian zachodzących w żużlach z powstałymi wypiętrzeniami posadzki jednoznacznie wskazuje, że właśnie to jest przyczyną pojawiających się uszkodzeń i deformacji nawierzchni parkingu.

Tablica 2. Układ warstw w punktach badawczych.

Posadzka w pomieszczeniach biurowych				**Nawierzchnia parkingu**
Punkt bad. nr 1	**Punkt bad. nr 2**	**Punkt bad. nr 3**	**Punkt bad. nr 4**	**Punkt bad. nr 5**
posadzka bet., 0,2 m	posadzka bet., 0,2 m	posadzka bet. 0,2 m	posadzka bet. 0,2 m	kostka brukowa
kruszywo łamane (0–31,5 mm), 0,8 m	kruszywo łamane (0–31,5 mm)	żużel (0–31,5 mm), 0,1 m	kruszywo łamane (0–31,5 mm)	piasek stabiliz. cementem, 0,1 m
żużel (0–31,5 mm)		piasek śr., 0,8 m		żużel (0–31,5 mm)



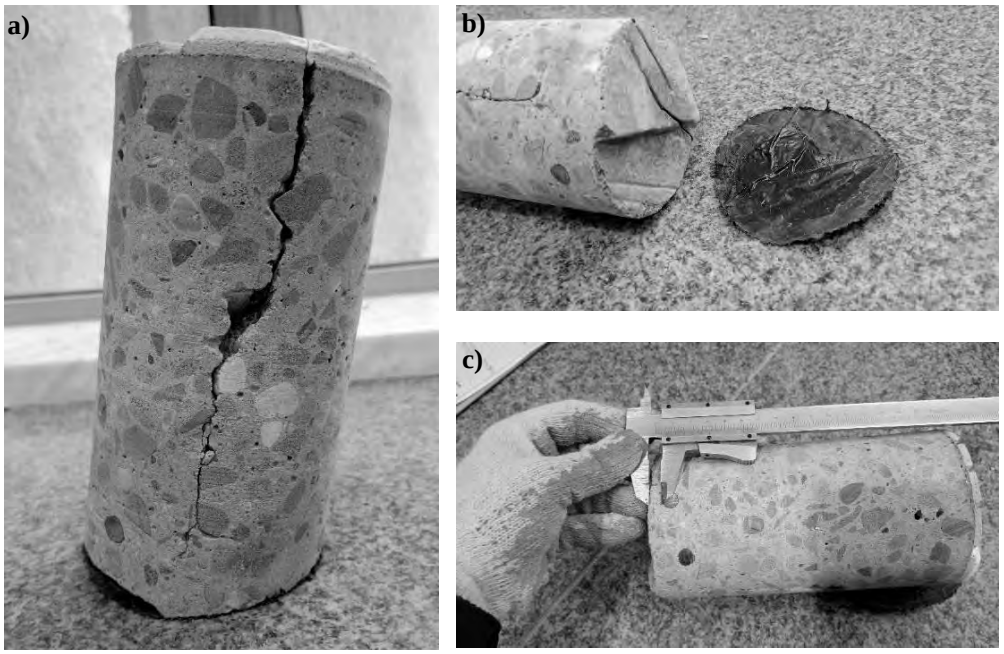
Rys. 6. Widok pobranych próbek żużlu z widocznymi powstałymi minerałami (białe i kremowe wtrącenia): a) analiza makroskopowa, b) analiza mikroskopowa.

4.2. Badania materiałowe posadzki

W celu przeprowadzenia badań wytrzymałości betonu na ściskanie oraz określenia zastosowanego zbrojenia wykonano cztery odwierty rdzeniowe przez posadzkę. Jedna z próbek została nawiercona w miejscu występowania rysy na posadzce (próbka 1L). Rysa przechodząca przez odwiert rozwierała się w górnej części (rys. 7), co świadczyło o zginaniu posadzki wynikającego z oddziaływania wypychającego ją ku górze (pęcznienie gruntu).

Walec charakteryzował się nierówną powierzchnią dolną, a otulina zbrojenia wynosiła zaledwie około 7 mm. Parametry próbek wraz z wynikami pokazano w tablicy 3.

Na podstawie przekazanej dokumentacji nie ustalono projektowanej klasy betonu posadzki. Uzyskane wyniki z testów betonu na ściskanie nie świadczyły jednak o jego niedostatecznej wytrzymałości. Zbrojenie rozproszone występowało nierównomiernie w pobranych próbkach, a jego zawartość wahała się od 6,2 kg/m^3 do 22,5 kg/m^3. Niedostateczne nasycenie płyty posadzki włóknami stalowymi mogło wynikać z niewystarczającego dawkowania zbrojenia rozproszonego lub nieprawidłowej technologii zawibrowania mieszanki betonowej.



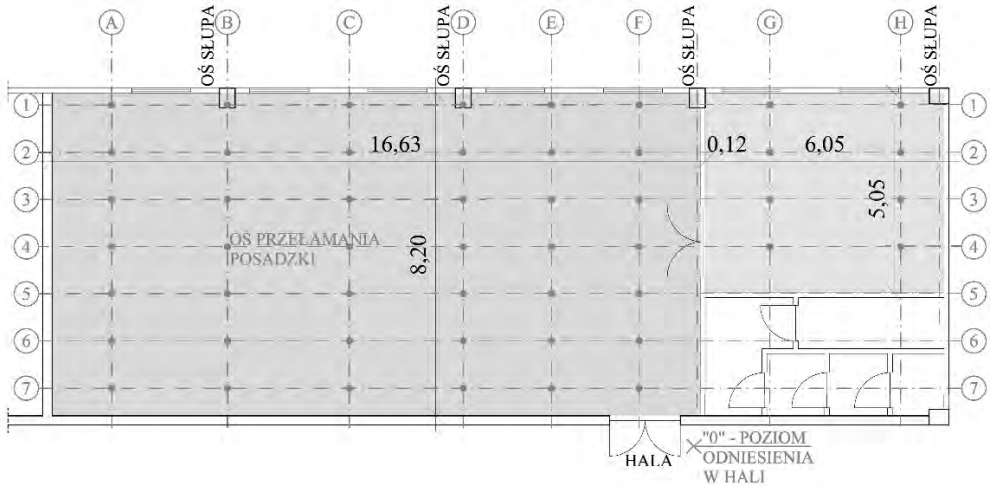
Rys. 7. Widok próbki: a) rysa przebiegająca przez próbkę, b) spód walca, c) pomiar otuliny.

Tablica 3. Parametry i wyniki dla próbek walcowych.

Próbka	Szerokość [mm]	Wysokość [mm]	Gęstość [kg/m^3]	Siła niszcząca [kN]	Wytrzymałość [MPa]
1L	94	95	2199	139,8	20,1
2B	94	98	2210	219,9	31,7
3B	94	98	2223	211,4	30,5
4T	94	103	2238	176,6	25,4

4.3. Pomiary poziomów posadzki

W ramach analiz wykonano badania poziomów posadzki, których celem było wykazanie jej deformacji. Pomiary prowadzono na obszarze o powierzchni 22,5 na 8,2 m. Usytuowanie punktów pomiarowych pokazano na rys. 8.



Rys. 8. Lokalizacja punktów pomiarowych.

Wyniki pomiarów z listopada 2023 zamieszczono w tablicy 4 oraz w formie wykresu przestrzennego na rys. 9. W tablicy i na wykresach przyjęto punkt „0" jako odniesienie do poziomu posadzki w hali. Maksymalne przemieszczenie wynosiło 80 mm (o 34 mm więcej niż w pomiarach z października 2019) i znajdowało się na środku pomieszczenia biurowego. Posadzka opada w pobliżu ścian zewnętrznych pomieszczenia, do wartości 21 mm poniżej posadzki w hali. Istotne jest, że wartość ta jest mniejsza niż w pierwszym pomiarze, gdy wynosiła -25 mm. Świadczy to o unoszeniu się całej posadzki (tabl. 5–19.10.2022), a nie tylko ugięciu mogącym powstać na skutek skrępowania posadzki w miejscu połączenia ze ścianami. Maksymalna różnica przemieszczeń pomiędzy punktem najwyższym a najniższym wynosiła 101 mm, co wskazują na zmianę deformacji płyty o 30 mm od 19.10.2022. Jest to zgodne z obserwowanymi uszkodzeniami, a w szczególności postępującym miażdżeniem ścian GK.

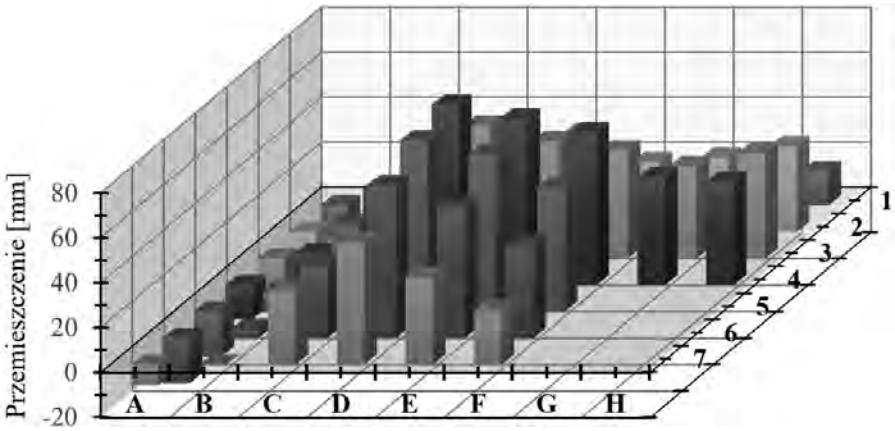
Tablica 4. Przemieszczenia punktów pomiarowych (mm) względem „0" – posadzka hali (listopad 2023).

Oś	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**	**G**	**H**
1	-21	-4	-8	-4	5	9	10	15
2	-21	6	18	32	44	31	33	38
3	-13	9	34	59	52	48	41	47
4	-15	14	43	80	74	68	48	46
5	-20	9	39	76	70	55		
6	-20	4	32	68	58	41		
7	-9	0	33	54	39	24		

W tablicy 5 zestawiono wartości minimalnych i maksymalnych przemieszczeń punktów pomiarowych. Określono średnią wartość przemieszczenia posadzki, która kształtuje się w zakresie wartości od 6,8 (02.10.2019) do 28,4 mm (19.10.2022). Wartość średnia jest wykorzystywana w celu określenia rodzaju przemieszczeń posadzki: opadanie lub wyniesienie. Wartości dodatnie oznaczają wyniesienie całej posadzki ku górze. W trakcie czterech lat pomiarów średnie wyniesienie posadzki wzrosło o 21,6 mm. Określono również przyrost przemieszczeń w czasie. Wartości średnie przedstawiono na wykresach – rysunek 10, 11.

Największy przyrost przemieszczeń posadzki nastąpił na początku okresu pomiarowego (rys. 11), co może wynikać z narastania naprężeń od pęcznienia gruntu pod posadzką. Skutkiem tego było uszkodzenie posadzki po jej obwodzie, co zapewniło swobodę odkształceń całej płyty.

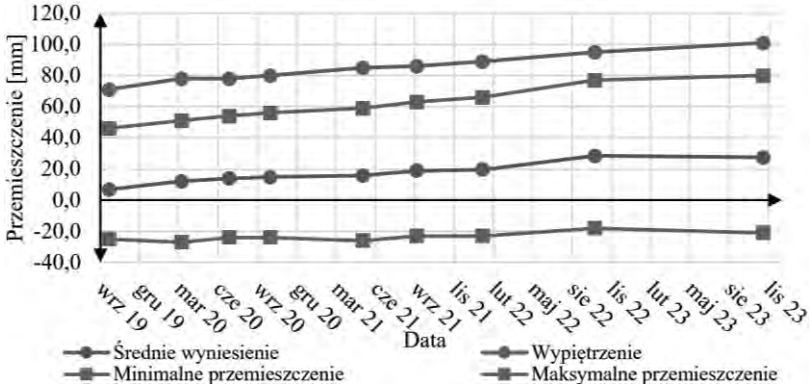
Nierównomierny charakter przemieszczeń posadzki może wynikać z różnej grubości podbudowy żużlowej. Charakterystyka przyrostu przemieszczeń w mm/rok nie wskazuje na stabilizację postępujących przemieszczeń posadzki.



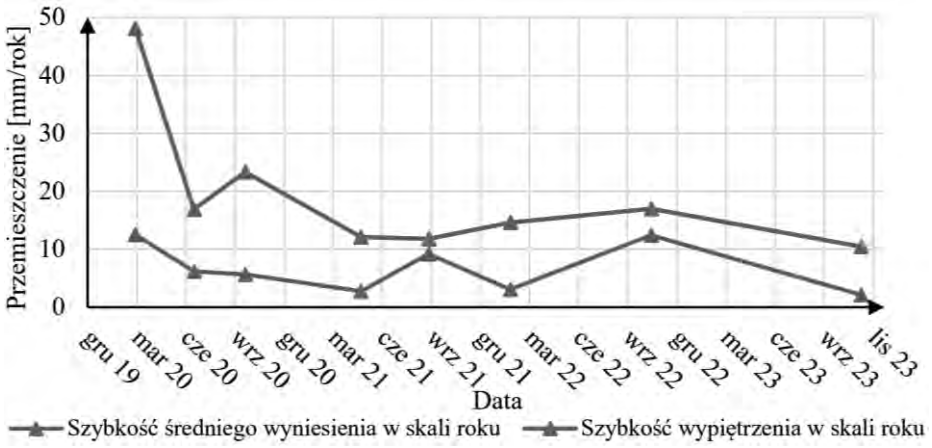
Rys. 9. Wyniki pomiarów deformacji posadzki (listopad 2023).

Tablica 5. Zestawienie minimalnego, maksymalnego i średniego przemieszczenia punktów pomiarowych

Data	Przemieszczenie [mm]				Przemieszczenie [mm/rok]			
	Min	Max.	Śr.	Wyp.	Min.	Max.	Śr.	Wyp.
02.10.2019	-25,0	46,0	6,8	71,0	-	-	-	-
17.03.2020	-27,0	51,0	12,1	78,0	-17,5	30,6	12,5	48,1
03.07.2020	-24,0	54,0	13,9	78,0	-3,4	13,5	6,2	16,9
05.10.2020	-24,0	56,0	14,8	80,0	-7,8	15,5	5,6	23,3
05.05.2021	-26,0	59,0	15,8	85,0	-5,2	6,9	2,7	12,1
06.09.2021	-23,0	63,0	18,9	86,0	2,9	14,7	9,1	11,8
03.02.2022	-23,0	66,0	19,6	89,0	-7,3	7,3	3,1	14,6
19.10.2022	-18,0	77,0	28,4	95,0	7,1	24,1	12,4	17,0
08.11.2023	-21,0	80,0	27,4	101,0	-4,7	5,7	2,1	10,4



Rys. 10. Wyniki przyrostu przemieszczeń posadzki w okresie pomiarowym.



Rys. 11. Przyrost przemieszczeń posadzki w czasie.

5. Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych analiz oraz pomiarów określono jednoznacznie przyczynę uszkodzeń posadzki i wtórnych uszkodzeń opisywanego obiektu. Nieprawidłowości spowodowane były pęcznieniem warstwy podbudowy wykonanej z żużli. Ponadto stwierdzono niewystarczającą grubość betonowej otuliny zbrojenia dolnego płyty, niedostateczne i nierównomierne rozprowadzenie włókien stalowych zbrojenia rozproszonego w płycie czy też nieprawidłowe rozpoznanie podłoża (brak zaprojektowania odwodnienia). W celu doraźnego rozwiązania problemu gromadzenia się wody na obszarze parkingu podziemnego wykonano drenaż oraz zainstalowano pompy. Działanie to nie przyniosło jednak pełnej poprawy sytuacji, a rozwiązanie doraźne stało się docelowym.

Pomimo upływu ponad dziesięciu lat od powstania obiektu proces wypiętrzania posadzki na skutek pęcznienia żużli nie uległ zahamowaniu. Pomiar poziomów posadzki wykazał postępujące deformacje, w tym wynoszenie całej posadzki ku górze. Ciągły przyrost przemieszczeń i uszkodzeń uniemożliwia naprawę pomieszczeń oraz ich dalsze użytkowanie. Dodatkowo na zniszczenia narażone są inne pomieszczenia m.in. na skutek uszkodzeń instalacji wodno-kanalizacyjnych.

Autorzy w dalszym ciągu prowadzą geodezyjne pomiary posadzki, a zarządca obiektu w najbliższym czasie (po 5 latach od rozpoczęcia pomiarów i 10 lat od wybudowania obiektu) zamierza zlecić dodatkowe pomiary geodezyjne, badania geotechniczne oraz materiałowe stopnia rozpadu żużli. Po wykonaniu badań określone zostaną docelowe metody naprawy. Z uwagi na postępujący proces wypiętrzania posadzki, proponowana naprawa aktualnie musi opierać się na wymianie gruntów ulegających pęcznieniu na nową podbudowę. W przypadku zahamowania procesu pęcznienia potwierdzonych przez cały jeden roczny okres pomiarów oraz badania stopnia rozpadu żużli, możliwe jest przystąpienie do wykonania nowych warstw posadzkowych i przywrócenie funkcji pomieszczeń bez wymiany podbudowy.

Literatura

1. Musiał M. i Styś D.: Posadzki przemysłowe ze zbrojeniem zwykłym lub/i rozproszonym, Materiały Budowlane, t. 6, nr 502, ss. 60–61, 2014.
2. Drobiec Ł.: Diagnostyka posadzek przemysłowych, Materiały Budowlane, t. 1, nr 10, ss. 8–10, 2021, doi: 10.15199/33.2021.10.02.

3. Pająk Z. i Drobiec Ł.: Uszkodzenia i naprawy betonowych podkładów posadzek przemysłowych, w XXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 5–8 marca 2008, 2008, ss. 1–58.
4. Hajduk P.: Projektowanie i ocena techniczna betonowych podłóg przemysłowych, 2. wyd. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2018.
5. Hajduk P.: Przyczyny powstawania wad i uszkodzeń w podłogach przemysłowych, Przegląd Budowlany, t. 12, ss. 42–48, 2015.
6. Kasina M. i Michalik M.: Stosowanie żużli – korzyści czy zagrożenia?, Aura, t. 3, 2011.
7. Kysiak A. i Koniecko M.: Awaria budynku wielorodzinnego w wyniku naruszenia stanu równowagi wilgotnościowej w podłożu ilastym wskutek oddziaływania roślinności, Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej Budownictwo, t. 24, nr 24, ss. 203–208, 2018, doi: 10.17512/znb.2018.1.31.
8. Sobczyński P.: Żużle hutnicze – ich natura oraz przydatność gospodarcza, Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej pt. Odpady przemysłowe i komunalne. Powstawanie oraz możliwości ich wykorzystania, Kraków 1999, str. 111–117.
9. PN-B-06050. Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne, PKN, Warszawa 1999.

Analysis of damage and deformation of the floor on a reactive slag sub-base

Key words: industrial flooring, flooring damage, floor deformations, slag, swelling

Shrinkage cracking potential of cement composites assessed by the restrained ring test

ADAM ZIELIŃSKI[1*], ANTON K. SCHINDLER[2]
[1] West Pomeranian University of Technology
[2] Auburn University

Abstract: The restrained ring test method according to ASTM C1581 involves the laboratory determination of the cracking potential of a cement composite due to drying and autogenous shrinkage. The development of shrinkage strains is restrained by an instrumented steel ring that leads to the generation of tensile stresses in the tested mortar or concrete samples. When the tensile strength of the tested material is exceeded, cracking of the annular sample occurs. The measurable parameters include the age of cracking of the cement composite and the strain in the steel ring over the course of the test. Determining the rate of stress increase and cracking time allows the cracking potential of the mortar or concrete to be assessed. The objective of tis paper is to present a standardized method along with experimental results to demonstrate how the cracking potential of cement composites can be evaluated from data collected from the restrained ring test.

Keywords: restrained ring test, cracking potential, restrained shrinkage, concrete cracking age

1. Introduction

Cracking of concrete caused by shrinkage is a consequence of the development of imposed stresses due to the restraint of free deformation of the composite material. The larger the surface exposed to drying (e.g., bridge decks or industrial floors), the greater the risk of cracking because of shrinkage. Total shrinkage comprises both early and late shrinkage stages. If the stresses caused by restraint of shrinkage exceed the tensile strength of the concrete the structure will crack. This is particularly important in the case of high-strength concretes that typically have higher modulus of elasticity and lower ultimate strain that could lead to increased early-age cracking when compared to normal-strength concretes [1]. A diagram illustrating the process of concrete crack formation as a result of restraint of shrinkage is shown in Fig. 1.

*Autor do korespondencji: *adam.zielinski@zut.edu.pl*

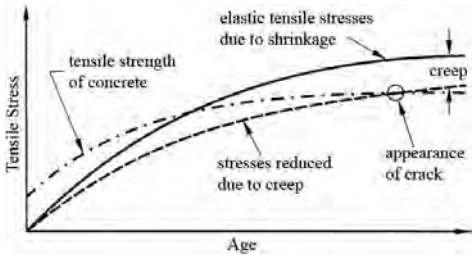


Fig. 1. Diagram of the formation of shrinkage cracks while taking into account creep [1].

The stresses imposed in concrete caused by total shrinkage, which is a combination of drying shrinkage and autogenous shrinkage occurring simultaneously, can lead to cracking of the structure at an early age or even several months and years after concreting. The result is crack propagation and penetration of the material by external substances (such as water, salt, etc.), leading to corrosion of the reinforcing steel and a reduction in the durability of the structure, independent of operational loads [1]. Examples of shrinkage cracks are shown in Fig. 2.

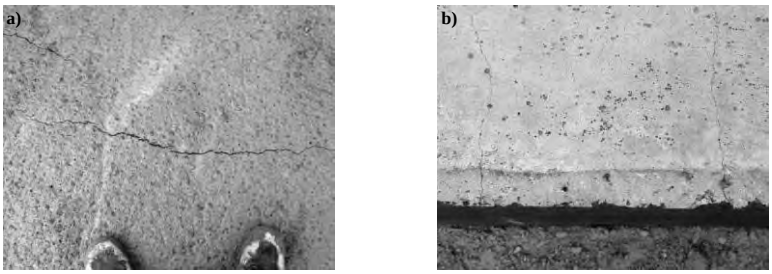


Fig. 2. Examples of cracking in concrete structures due to restrained shrinkage include: (a) plastic cracks in freshly placed concrete on the floor slab, and (b) perpendicular cracks in the concrete overlay caused by restrained drying shrinkage.

In order to minimize shrinkage effects in engineering structures, measures should be taken to limit the development of deformations and cracks in cement composites. The most common method of protecting the concrete surface against drying is to provide external curing, which may include water curing by spraying or surface sealing by covering with plastic sheets [2,3]. The second type is internal curing, which provides curing water from within to protect the concrete against moisture loss (caused by self-desiccation) and thus autogenous shrinkage. For this purpose, soaked porous aggregate or chemical admixtures such as shrinkage reducing admixtures (SRAs) are used, which makes water molecules internally available in the structure of the material and prevents a decrease in concrete humidity levels during early ages of hydration [4, 5].

Before specific curing treatments are implemented in concrete construction, their quality and effectiveness should be verified through laboratory tests. The standardized method in the United States for assessing and classifying the potential for cracking of tested concrete is the restrained ring test in accordance with ASTM C1581 [6].

2. Methodology

The restrained ring test utilizes circumferential measurement of the deformation in a steel ring caused by the restraint of concrete shrinkage. A diagram of the test setup is shown in Fig. 3, while a view of the test setup used in this study is presented in Fig. 4.

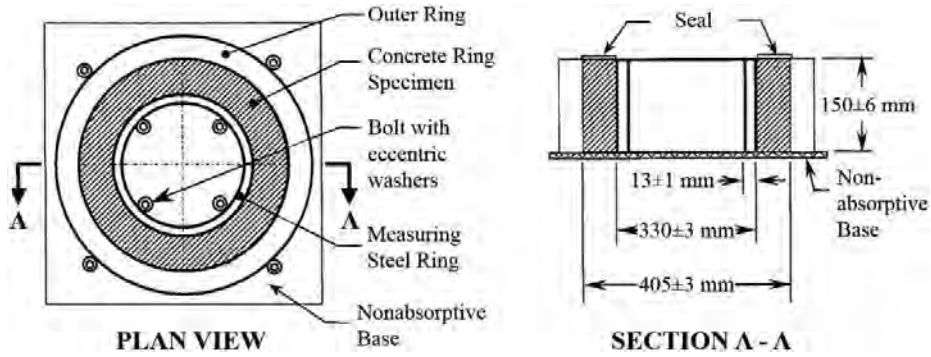


Fig. 3. Scheme of a standard measurement station according to Restrained Ring Test [6].

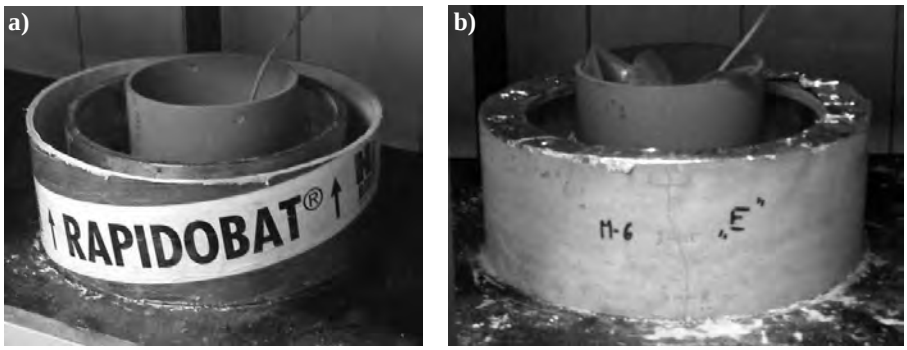


Fig. 4. Single laboratory setup: (a) steel inner ring and formwork outer ring prepared for molding the test sample, (b) concrete ring specimen after testing, displaying visible cracking.

The measurement set consists of three identical test stands, in which the main element is the internal steel ring. Halfway up the inner surface of the ring, two or four resistance strain gauges are glued on the circumference. To correctly register deformations, each measuring ring must be calibrated [7]. The outer ring only serves as the mold for the fresh composite material. The side surfaces of the rings should be covered with a demolding agent to minimize the effects of friction and facilitate demolding. The mortar or concrete mixture is placed between the two rings. The freshly placed mixture should be wet cured on the upper surface using a wet cloth covered with polyethylene sheeting. The time from the end of sample formation to the start of measurements should not exceed 12 minutes. The first measurement is taken as the zero age of the sample, and the time to cracking is recorded from there. The measurement interval cannot exceed 30 minutes. After 24 hours from placing the mixture, it is recommended to demold the outer ring and seal the upper surface of the ring samples, among other methods, such as self-adhesive aluminum tape or paraffin wax. It is recommended that the recording of deformations be continuous. As the cement composite hardens and dries occurs from the side surface of the sample, shrinkage deformations increase, which is restrained by the interior steel ring. The stiffness of the steel ring restrains shrinkage deformations, and the strain gauges mounted on the steel ring permit the measurement of its deformations. The tensile stresses in the composite sample gradually increase due to the restraint of the shrinkage deformation. Eventually cracking occurs when the stresses exceed the tensile strength of the material. A crack in the composite material relieves the stress, which causes a sudden drop in the recorded strains on the steel ring. The test period is a minimum of 28 days from the start of drying, unless cracking occurs before 28 days.

The test should be conducted under controlled temperature (23.0 ± 2.0 °C) and humidity (50 ± 4%) conditions. An example illustrating the development of shrinkage effects on the steel ring and the moment cracking occurs in the ring test sample is depicted in Fig. 5.

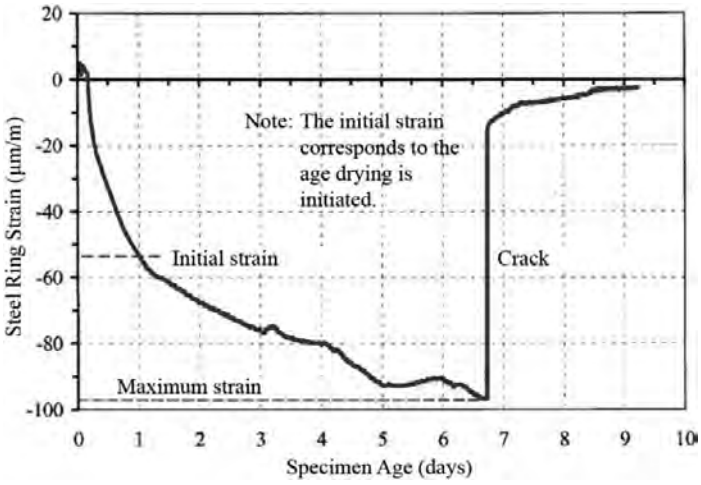


Fig. 5. The development of deformations of the measuring steel ring with age for the cement composite and the moment cracking occurs in the ring test sample [6].

The test method was first standardized in 2004 and was designated as American standard ASTM C1581-04. The latest version is the 2018 amendment, which has been defined as an international standard that conforms to the guidelines and recommendations issued by the World Trade Organization Technical Barriers to Trade (TBT) Committee. The amendment corrected the thickness of the measuring ring from 12.5 ± 0.13 mm to 13 ± 1 mm and the outer diameter of the measuring sample from 406 ± 3 mm to 405 ± 3 mm.

The method is applicable to cementitious composites with a maximum nominal aggregate size of up to 13 mm.

3. Cracking potential calculation method

The basic parameters recorded in the Restrained Ring Test method are as follows:
– *Age at cracking*: This refers to the age of the sample from when it is made to the moment of cracking. If the sample has not cracked during the recorded period, the age of cracking should be determined as "no cracking," and the age at which the test was completed should be recorded. The precision of the age at cracking should be rounded to 0.25 days.
– *Initial strain*: This denotes the strain value in the steel ring at the beginning of drying, which occurs when the ring sample is demolded and first exposed to drying. According to the standard, it is recommended to start drying at an sample age of 1 day.
– *Maximum strain*: This represents the average maximum strain recorded by circumferential strain gauges in the steel ring when cracking occurs or at the end of the test if cracking does not occur.

Based on the parameters specified in the test, parameters can be calculated to determine the shrinkage cracking potential of the cement composite. The first step is to determine the strain rate factor, α, for each strain gauge on a specific measuring ring. The strain rate factor, α, is defined as the slope coefficient of the linear regression of net strain against the square root of elapsed time, as shown in equation (1).

$$\varepsilon_{net} = \alpha\sqrt{t} + k \text{ (m/m)} \quad (1)$$

where: ε_{net} = net strain at each recorded time and is the difference between current strain and strain at the start of drying (m/m), α = slope coefficient of the linear regression ((m/m)/day$^{1/2}$), t = elapsed time which is the difference between each recorded time and the age at the start of drying (days), and k = regression constant (unitless).

After determining α for all strain gauges on a specific measuring ring, the average strain rate factor α_{avg} should be calculated using equation (2), where n is the number of strain gauges.

$$\alpha_{avg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \alpha_i}{n} \text{ ((m/m)}/\sqrt{\text{day}}) \quad (2)$$

In the next step, the stress rate q is calculated according to equation (3). The stress rate describes the rate of stress increase in a given cement composite sample as a result due to the restrained of autogenous and drying shrinkage.

$$q = \frac{G \cdot |\alpha_{avg}|}{2\sqrt{t_r}} \text{ (MPa/day)} \quad (3)$$

where: G = Kirchoff's modulus, determined for the steel ring according to ASTM C1581, $G = 72.2$ GPa, $|\alpha_{avg}|$ = absolute value of the average strain rate factor for each test specimen ((m/m)/day$^{1/2}$), t_r = test time elapsed from the beginning of recording the deformations of the measuring ring due to restrained shrinkage to the moment of cracking or the end of testing of a given sample (days).

After determining q for all ring samples, the average stress rate, S, can be calculated by using equation (4), where n is the number of ring samples. The accuracy of the average stress rate, S, should be rounded to 0.01 MPa/day.

$$S = \frac{\sum_{i=1}^{n} q_i}{n} \text{ (MPa/day)} \quad (4)$$

The shrinkage cracking potential class of the cement composite can be classified based on the values of two parameters: Net Time-to-Cracking and Average Stress Rate. Net Time-to-Cracking is the time difference from when the samples begin to dry to the average time they crack or the time the test is completed. The potential for cracking classification is presented in Table 1.

Table 1. Potential for cracking classification [6].

Net Time-to-Cracking t_{cr} (days)	**Average Stress Rate S (MPa/day)**	**Potential for Cracking**
$0 < t_{cr} \leq 7$	$S \geq 0{,}34$	High
$7 < t_{cr} \leq 14$	$0{,}17 \leq S < 0{,}34$	Moderate-High
$14 < t_{cr} \leq 28$	$0{,}10 \leq S < 0{,}17$	Moderate-Low
$t_{cr} > 28$	$S < 0{,}10$	Low

If the ring test samples crack during curing (i.e., before drying begins), the Net Time-to-Cracking equals zero, and such cementitious composite is not classified; however, the cracking potential for these samples are obviously very high and caused primarily by autogenous shrinkage. Whereas, cement composites that did not crack during the tests or cracked after 28 days from the start of drying are classified as having a low potential for cracking. If the cement composites did not crack during the analyzed period, the average stress rate, S, should be compared to each other to assess the relative potential for cracking. This allows for the appropriate selection of materials whereas due to time and equipment constraints it might not be practical to continue testing for period much longer than 28 days until cracking occurs.

If the two parameters for a specific cement composite result in different cracking potential classification, then the tested material should be assigned the classification with the higher potential for cracking.

4. Experimental laboratory research and discussion of results

Two comparative test series were conducted to evaluate the effectiveness of the restrained ring test method (ASTM C1581) to assess the cracking potential of cementitious composites.

In the first test series, the cracking potential of high-performance concrete (HPC) is compared without and with a shrinkage reducing admixture (SRA) at a dosage of 1% by mass of cement. The concretes were characterized by a similar compressive strength of 98 MPa at 28 days. In Fig. 6(a), the development of the average steel ring strain of the ring samples is shown. The presented results are the average result from testing three ring test samples. Based on the steel ring strain results, the basic parameters listed in Table 2 were determined. HPC with SRA cracked 7.7 days later, resulting in a more than three-fold increase in cracking time compared to HPC without SRA. Cracking of HPC without SRA occurred at a steel ring strain value that was 20.3 μm/m higher, which was an increase of over 30% compared to HPC with SRA. Fig. 6(b) shows the linear regression analysis of net strain versus the square root of elapsed time for the tested concretes.

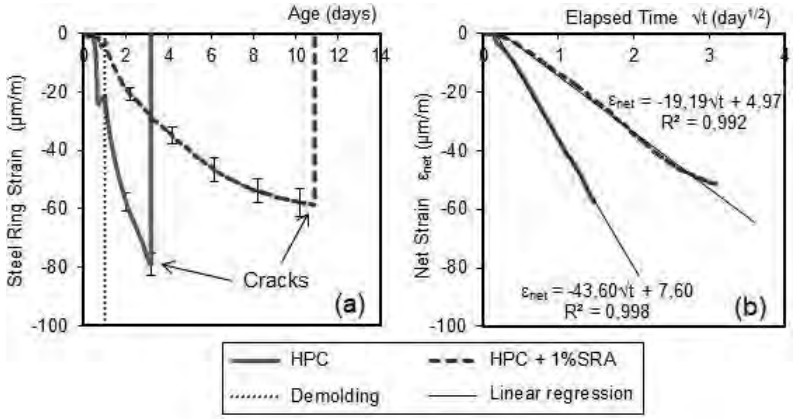


Fig. 6. Testing the influence of SRA on the cracking potential of concrete using the Restrained Ring Test method: (a) measured steel ring strain development, (b) linear regression analysis and calculation of the average strain rate factor.

Table 2. Laboratory test results to characterize the effect of SRA on the cracking potential of HPC.

Mixture	Age at cracking (days)	Initial strain (μm/m)	Maximum strain (μm/m)
HPC	3,17 ≈ 3,25	-21,48	-78,95
HPC +1% SRA	10,88 ≈ 11,0	-7,09	-58,65

The analysis in Fig. 6(b) enabled the calculation of the average strain rate factor, *S*, for both concretes and these values are presented in Table 3. Together with the measured Net Time-to-Cracking, the cracking potential classification of the two tested HPCs is shown in Table 3.

The second test series compared the effect of introducing to concrete either dry or water-soaked lightweight aggregate (fraction 4–8 mm) on the cracking potential of lightweight high-performance concrete (LHPC). The concretes were characterized by a similar compressive

strength of 56 MPa at 28 days. In Fig. 7(a), the development of the average steel ring strain of the ring samples is shown. Based on the tests, the basic parameters listed in Table 4 were recorded. LHPC with soaked lightweight aggregate cracked 2.37 days later, resulting in an over 50% increase in cracking time compared to LHPC with lightweight aggregate in an air-dry state (without prior soaking). Cracking of LHPC without soaking the aggregate occurred at a steel ring strain that was 2.4 μm/m higher, which is an increase of almost 10% when compared to LHPC with soaked aggregate. Fig. 7(b) shows the linear regression analysis of net strain versus the square root of elapsed time for the tested concretes.

Table 3. Cracking potential classification of HPC with and without SRA.

Mixture	Net Time-to-Cracking t_{cr} (days)	Average Stress Rate S (MPa/day)	Potential for Cracking
HPC	2,25	0,88	High
HPC +1% SRA	10,0	0,21	Moderate-High

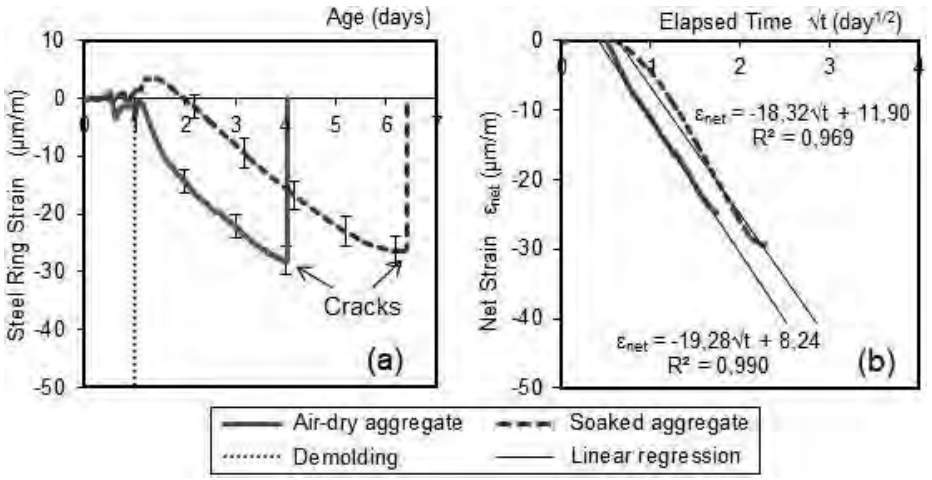


Fig. 7. Testing the influence of wetting lightweight aggregate on the cracking potential of concrete using the Restrained Ring Test method: a) measured steel ring strain development, (b) linear regression analysis and calculation of the average strain rate factor.

Table 4. Laboratory test results to characterize the effect of saturated versus dry lightweight aggregate on the cracking potential of LHPC.

Mixture	Age at cracking (days)	Initial strain (μm/m)	Maximum strain (μm/m)
LHPC (Soaked aggregate)	6,41 ≈ 6,50	-2,98	-25,65
LHPC (Air-dry aggregate)	4,04 ≈ 4,00	-3,32	-28,06

The analysis in Fig. 7(b) enabled the calculation of the average strain rate factor, *S*, for both concretes and these values are presented in Table 5. Together with the measured Net Time-to-Cracking, the cracking potential classification of the two LHPCs is as shown in Table 5.

Table 5. Cracking potential classification of LHPC.

Mixture	Net Time-to-Cracking t_{cr} (days)	Average Stress Rate S (MPa/day)	Potential for Cracking
LHPC (Soaked aggregate)	5,50	0,26	High
LHPC (Air-dry aggregate)	3,00	0,35	High

When comparing the results from both test series, it can be seen that adding SRA lowers the potential for cracking class of HPC by one classification level. Soaking lightweight aggregate in LHPC is not as effective as the use of SRA in HPC to improve the cracking potential. Due to lower tensile strength values, the two LHPCs crack at steel ring strains that are much lower than those measured in the HPC with SRA test series.

5. Conclusion

The ASTM Restrained Ring Test method (ASTM C1581) is useful to determine the relative early-age cracking potential of various cementitious mixtures due to autogenous and drying shrinkage. These differences may include, but are not limited to aggregate origin, aggregate gradation, cement type, cement content, water content, mineral admixtures, and chemical admixtures. The decrease in potential for cracking is indicated by a smaller rate in the development of strains in the restraining steel ring and an extended time to cracking (including lack of cracking) of the sample. For cement composite samples that did not crack during the test, the average stress rate factor at the time of test completion provides the basis for material comparison. The test equipment consists of steel measuring rings that have a constant stiffness, which means this test method should mainly be used to compare the cracking potential between different materials. The actual potential for cracking due to restrained shrinkage depends on many variables, including the type of structure, the degree of restraint of movement, the rate of change in mechanical properties, construction and maintenance methods, and environmental conditions.

Laboratory tests have confirmed that the addition of SRA to HPC and soaking lightweight aggregate in LHPC, reduce, but do not eliminate, the potential for restrained shrinkage cracking according to ASTM C1581.

Reference

1. Neville, A.M.: Properties of Concrete. 4th Edition, Addison Wesley Longman Ltd, Harlow Essex, England (1995). DOI: 10.4236/ns.2014.61003.
2. Bajorek G.: Pielęgnacja betonu w okresie dojrzewania. Polski Cement, 2017.
3. Samouh H., Rozière E., Wisniewski V., Loukili A.: Consequences of longer sealed curing on drying shrinkage, cracking and carbonation of concrete, Cement and Concrete Research, 95, 2017.
4. Radlińska A., Kaszyńska M., Zieliński A., Ye H.: Early-age cracking of self-consolidating concrete with lightweight and normal aggregates, Journal of Materials in Civil Engineering. 30 (10), 2018
5. Zieliński A., Schindler A.K., Kaszyńska M.: Cracking risk of high-performance cement composites due to restrained autogenous shrinkage with and without soaked lightweight aggregate. Archives of Civil Engineering 69(4), 2023, p. 603–618.
6. ASTM C1581-18a: Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage. 2018.
7. Zieliński A., Kaszyńska M.: Calibration of Steel Rings for the Measurement of Strain and Shrinkage Stress for Cement-Based Composites. Materials 2020;13(13):2963.

Potencjał pęknięć skurczowych kompozytów cementowych oceniany za pomocą testu z użyciem pierścienia ograniczającego

Słowa kluczowe: test pierścienia ograniczającego, potencjał pęknięć, skurcz z ograniczeniem, czas pękania betonu

AWARIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH I DROGOWYCH

FAILURES OF BRIDGE AND ROAD STRUCTURES

Awaria nowo budowanego wiaduktu na skutek kolizji z transportem ponadgabarytowym

JOLANTA BORUCKA-LIPSKA*
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Streszczenie: W pracy opisano awarię nowo budowanego wiaduktu WD-3 nad budową nowej drogi ekspresowej S3 Troszyn-Świnoujście. Opisana awaria nastąpiła w wyniku kolizji przejeżdżającego pod obiektem pojazdu ponadgabarytowego. Z powodu przekroczenia skrajni pionowej ładunek w postaci łopaty elektrowni wiatrowej uderzył w skrajną belkę CB ustroju nośnego wiaduktu zrzucając ją na jezdnię. Na skutek przeciągnięcia belki powstało szereg uszkodzeń wiaduktu, które opisano w pracy oraz metodykę jego naprawy.

Słowa kluczowe: wiadukt drogowy, uszkodzenie belki typu CB, uszkodzenie wiaduktu, kolizja transportu ponadgabarytowego, naprawa wiaduktu

1. Wstęp

Przedmiotem opracowania jest uszkodzenie nowo budowanego wiaduktu dwuprzęsłowego. Obiekt jest częścią realizowanej budowy drogi ekspresowej S3 Troszyn-Świnoujście, odcinek 2: Dargobądz (z węzłem) – Troszyn, zlokalizowany w km 21+199,52. Miejsce katastrofy to odcinek drogi DK3 koło miejscowości Sułomino w km 0+210,28.

Wiadukt WD-3 został zaprojektowany na obszarach polnych pozbawionych jakiejkolwiek infrastruktury. Kształt wiaduktu w planie i profilu został dostosowany do tras komunikacyjnych pod wiaduktem oraz terenu. Po wykonaniu otworów wiertniczych warunki gruntowe posadowienia projektowanego wiaduktu zostały określone jako złożone. Pod powierzchniową warstwą nasypu w większości odwiertów występują grunty spoiste, których spąg przypada na głębokość od 3,1–4,4 m p.p.t. Są to piaski gliniaste oraz gliny piaszczyste występujące w stanach miękkoplastycznym, plastycznym oraz twardoplastycznym. Poniżej występują miąższe warstwy gruntów niespoistych reprezentowanych przez piaski drobne, piaski średnie i lokalne piaski pylaste. Poziom ich spągu kształtuje się na głębokości 9,2–15,0 m p.p.t. Ich stan zagęszczenia wacha się od średnio zagęszczonych do bardzo zagęszczonych. Dolne partie profilów wiertniczych tworzą ponownie grunty spoiste zbudowane z pyłów, pyłów piaszczystych, glin piaszczystych oraz glin pylastych, których stan w większości jest twardoplastyczny. Wody gruntowe zostały nawiercone jako swobodne zwierciadła wodne, których poziom stabilizuje się od 7,7–9,3 m p.p.t., [1].

Ustrój nośny konstrukcji jaki przyjęto do obliczeń to schemat statyczny belkowy ciągły, dwuprzęsłowy, oparty na łożyskach na wszystkich podporach. W celu oddania pracy konstrukcji jak najbardziej zbliżonej do rzeczywistości w obliczeniach uwzględniono

*Autor do korespondencji: *Jolanta.Borucka-Lipska@zut.edu.pl*

faktyczny ośrodek gruntowy a geometrię z grubościami elementów przyjęto zgodnie ze stanem projektowym.

Konstrukcję przęseł obliczono jako model rusztowy a płytę pomostu w schemacie dwuprzęsłowej belki ciągłej o rozpiętości 20,8+20,8 m.

Podpory wymodelowano z wykorzystaniem elementów typu „quad". Przyczółki i filary zostały obciążone reakcjami z pomostu oraz obciążeniami z nasypu ze ścianą przyczółka w osobnym modelu. Pod podporami wymodelowano podparcie w postaci kolumn DSM, [1].

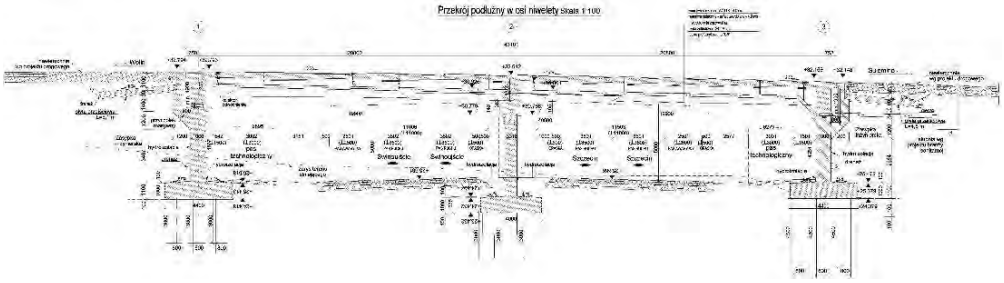
Po wykonaniu obliczeń do wykonania obiektów zastosowano stal zbrojeniową o charakterystycznej granicy plastyczności f_{yk} = 500MPa i w klasie ciągliwości C, stal konstrukcyjną: S460N i S355J2+N. Dla elementów konstrukcyjnych takich jak: fundamenty, korpusy przyczółków, płyt żelbetowych i płyt przejściowych przyjęto klasę betonu C30/37, dla płyt chodnikowych i oczepów żelbetowych klasę C35/45 a dla belek prefabrykowanych klasę betonu C50/60.

Charakterystyczne parametry techniczne wiaduktu przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Parametry techniczne wiaduktu.

Parametry techniczne obiektu	
Nośność obiektu	klasa II obciążenia LM1 wg PN-EN 1991-2
Kilometraż obiektu	0+210,28 [km]
Kilometraż skrzyżowania z przeszkodą, oś drogi S3	21+199,52 [km]
Wysokość konstrukcyjna	1,6–1,7 [m]
Przekrój poprzeczny obiektu	
Szerokość całkowita obiektu	9,80 [m]
Szerokość użytkowa	0,50 (opaska) + 5,50 (pasy ruchu) + 0,50 (opaska) = 6,50 [m]
Szerokość w świetle barier skrajnych	min 7,50 [m]
Spadek poprzeczny jezdni	2,0 %
Spadek poprzeczny płyty chodnika (kapy)	4,0 %
Schemat statyczny obiektu	ciągły
Przekrój podłużny obiektu	
Długość całkowita obiektu	43,101 [m]
Długość wiaduktu ze ścianami bocznymi	54,18 [m]
Rozpiętość teoretyczna przęsła	20,80 + 20,80 = 41,60 [m]
Rozpiętość przęseł w świetle podpór (prostopadle)	19,90 + 19,90 = 39,80 [m]
Niweleta drogi na obiekcie: łuk pionowy	0,2–2,5 %
Promień łuku pionowego osi niwelety	1650,00 [m]
Geometria obiektu w planie, oś podłużna drogi	prosta
Skrajnia pionowa pod obiektem (min)	
Skrajnia drogowa dla S3	5,00 [m]
Skrajnia rzeczywista	5,09 [m]
Kąt skrzyżowania z osią przeszkody	89 [°]

Przekrój podłużny wiaduktu przedstawiono na rys. 1 a przekrój poprzeczny na rys. 2, [1].



Rys. 1. Przekrój podłużny wiaduktu, [1]



Rys. 2. Przekrój poprzeczny wiaduktu, [1]

2. Opis techniczny wiaduktu

Grubość fundamentu wynosi od 1,0 do 1,1 m. Szerokość ław fundamentowych pod przyczółkami wynosi 4,40 m oraz pod filarami 4,0 m. Fundamenty posadowiono w sposób bezpośredni na wzmocnionym gruncie za pomocą kolumn DSM o średnicy ϕ800 i rozstawie zgodnym z dokumentacją rysunkową, długości 3,0 m dla osi 1 i 2 oraz 4,5 m dla osi 3. Rzędna posadowienia ław fundamentowych wynosi 24,413 m n.p.m w osi 1, 23,432 m n.p.m. w osi 2, 24,379 m n.p.m. w osi 3.

Przyczółki zaprojektowane jako masywne, żelbetowe konstrukcje monolityczne o grubości 1,0m ze ścianami bocznymi równoległymi wykonanymi jako wolnostojące ściany oporowe z podwieszoną częścią na ostatnich 3 m. Ciosy podłożyskowe zaprojektowano o wym. 60×60 cm. Spadek poprzeczny na ławie podłożyskowej wynosi 5%.

Za ścianami przyczółków zaprojektowano płyty przejściowe o długości 5,1 m za podporą w osi 1 oraz o długości 4,8m za podporą w osi 3. Grubość płyt przejściowych wynosi 0,35 m.

Filary zaprojektowano jako trójsłupowe żelbetowe, o przekroju 0,8×0,8 m. Słupy połączone są belką oczepową o przekroju 0,7×1,0 m. Nad słupami filarów znajdują się ciosy podłożyskowe.

Przęsła zaprojektowano jako ustrój nośny płytowo-belkowy przy wykorzystaniu belek prefabrykowanych „CB". Ustrój nośny w przekroju poprzecznym stanowią dźwigary prefabrykowane o konstrukcji stalowo-betonowej. Dźwigar stanowi zespolona belka prefabrykowana hybrydowa – tzn. występują w niej zarówno przekroje zespolone jak i betonowe w zależności od położenia przekroju wzdłuż belki. W konstrukcji dźwigarów prefabrykowanych zastosowano sposób połączenia pomiędzy częścią stalową a betonową charakteryzującą się tym, że pole przekroju stalowego zmniejsza się stopniowo aż do jego całkowitego zaniku a siła osiowa z przekroju stalowego przekazywana jest na przekrój betonowy możliwie płynnie.

Na całej długości projektowanego dźwigara półka górna ma stałą szerokość równą 1,60 m oraz zmienną grubość od 0,09 m na krawędzi półki do 0,15 m przy licu środnika. Grubość środnika betonowego wynosi 0,20 m, natomiast stalowego 0,01 m. Wymiary dolnego pasa stalowego są różne w poszczególnych odcinkach belki. Od strony podpory skrajnej jego szerokość wynosi 0,20 m a grubość 0,016 m. W środku przęsła szerokość wynosi 0,38 m a grubość 0,020 m, natomiast w strefie przejściowej szerokość pasa równa jest 0,38 m a grubość 0,045 m. W odległości 6,42 m od podpory pośredniej dźwigar ma przekrój żelbetowy. Wymiary betonowej półki dolnej są zmienne od 0,57 m szerokości i 0,43 m grubości na początku strefy przejściowej do 1,20 m szerokości i 0,40 m grubości przy podporze pośredniej.

Pomiędzy dźwigarami umieszczone płyty żelbetowe stanowią dolną część płyty pomostu. Obiekt pracuje w układzie ciągłym, dwuprzęsłowym, opartym na łożyskach garnkowych. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą 20,8+20,8 m. Ustrój nośny znajduje się na prostej poziomej. W przekroju poprzecznym występują trzy dźwigary główne o wysokości 1,25 m w środku rozpiętości i przy podporach skrajnych 1,35m przy podporze środkowej. Szerokość dźwigarów wynosi 1,60 m. Belki główne rozmieszczono w odległości osiowej 4,04m. Żelbetowe poprzecznice podporowe mają rozmiary 1,90×1,00 m i 1,92×1,00 m na podporach skrajnych oraz 2,12×1,20 m na podporze środkowej.

Płyta górna wyprofilowana jest w sposób zapewniający właściwe odwodnienie, a spadek poprzeczny wynosi 2%. Sumaryczna minimalna grubość płyty pomostu wraz z pytkami prefabrykowanymi równa jest 0,24 m.

Skrzydełka wykonano jak konstrukcję oporową, które projektuje się ścinając stożki nasypów. Zabieg ten wygospodarowuje półkę na wysokości wnęki – przejścia – wzdłuż dylatacji.

Łożyska zaprojektowano jako łożyska garnkowe. W osi podpory 2 umieszczono jedno łożysko stałe oraz dwa jednokierunkowo-przesuwne z możliwością przesuwu wzdłuż osi podpory. W osiach 1 i 3 zastosowano po jednym łożysku jednokierunkowo-przesuwnym z możliwością przesuwu w kierunku równoległym do osi podłużnej obiektu oraz po dwa łożyska wielokierunkowo przesuwne.

Geometria obiektu pozwala na wymianę lub rektyfikację łożysk bez konieczności budowy specjalnych podpór lub rusztowań pod siłowniki.

3. Stan zaawansowania przed uszkodzeniem i uszkodzenie obiektu

Nowo budowany wiadukt WD-3 na dzień 27.12.2023 przed uderzeniem pojazdu ponadgabarytowego miał zrealizowane wszystkie 3 podpory – dwa przyczółki wraz ze skrzydełkami oraz filar środkowy.

Na wszystkich podporach zamontowane były prefabrykowane poprzecznice. Poprzecznica P3 była zazbrojona i zabetonowana do wysokości płyty ustroju.

Pod poprzecznicami znajdowały się betonowe podpory montażowe oraz zamontowane łożyska garnkowe.

Na prefabrykowanych poprzecznicach zamontowano 6 belek prefabrykowanych typu CB. Belki po 3 sztuki na każde przęsło, były ustawione geodezyjnie w miejsce ich projektowanego wbudowania. Na przęśle 2–3 w kierunku Szczecina ułożone były prefabrykowane płyty żelbetowe stanowiące element płyty pomostowej. Przęsło w osi 2–3 zostało wyparte wieżami wyporowymi w celu uzyskania projektowanej strzałki ugięcia.

Na przęsło w osiach 1–2 w kierunku Świnoujścia ułożone były 3 sztuki belek CB. Belki te były zastabilizowane do poprzecznicy oraz wyposażone w elementy do montażu na całej długości obiektu, [2].

W dniu 28.12.2023 o godzinie 00:30 nastąpiła kolizja pojazdu ponadgabarytowego wiozącego śmigło elektrowni wiatrowej z belką CB ustroju nośnego wiaduktu. Przewożony ładunek uderzył w belkę skrajną przęsła w osiach 1–2 w kierunku Świnoujścia. Belka skrajna uderzyła w belkę środkową oraz 3 belkę skrajną. Samochód ponadgabarytowy został zakleszczony przez upadającą belkę, rys. 3–4.



Rys. 3. Widok od strony Szczecina, zrzuconej skrajnej belki, [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].



Rys. 4. Widok od strony Świnoujścia, zrzuconej skrajnej belki, [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].

W wyniku kolizji zostały uszkodzone: 3 belki CB znajdujące się nad jezdnią przęsła 1–2. Belka skrajna CB po bezpośrednim uderzeniu prze śmigło, została najbardziej zniszczona. Belka została zniszczona w części betonowej i stalowej. Pas dolny oraz środnik dźwigara uległy deformacji rys. 5. Zostało zniszczone zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych, zniszczona otulina elementów żelbetowych konstrukcji oraz uszkodzone pręty zbrojeniowe. Belka posiada również liczne zarysowania, [2].



Rys. 5. Widok odwróconej o 180° skrajnej belki, [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].

Belka środkowa typu CB posiada uszkodzenia po uderzeniu spadającej belki skrajnej, która spowodowała jej przewrócenie na podporze, rys. 6. Belka ta również ma zniszczone zabezpieczenia antykorozyjne, otulinę elementów stalowych i uszkodzone pręty zbrojeniowe, rys. 7. Belka posiada również liczne zarysowania w strefie ściskanej, rys. 8.



Rys. 6. Widok przewróconej belki środkowej od strony przyczółka 1 [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].



Rys. 7. Zdemontowana uszkodzona belka środkowa [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].



Rys. 8. Widoczne rys w strefie ściskanej belki CB, [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].

Belka 3 skrajna od strony Świnoujścia ma ślady po uderzeniu belki środkowej, która spowodowała jej przesunięcie na podporze.

Belka skrajna i środkowa na przęśle 2–3 ma lokalnie zniszczone fragmenty górnej półki w postaci wykruszenia betonu zaś w belce skrajnej nie zaobserwowano uszkodzeń.

Poprzecznice P1(przyczółek) i P2 (filar środkowy) uległy widocznemu przesunięciu w planie na korpusie i posiadają ślady po uderzeniu kolejnych belek. Również jak w belkach została uszkodzona otulina żelbetowej konstrukcji i uszkodzone zostały pręty zbrojeniowe. Nastąpiły spękania betonu na środku poprzecznicy, rys. 9–10.



Rys. 9. Widok poprzecznicy w osi 2 [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].

Poprzecznica prefabrykowana w osi 3 (przyczółek) jak i łożyska garnkowe w osi 3 nie uległy uszkodzeniom.

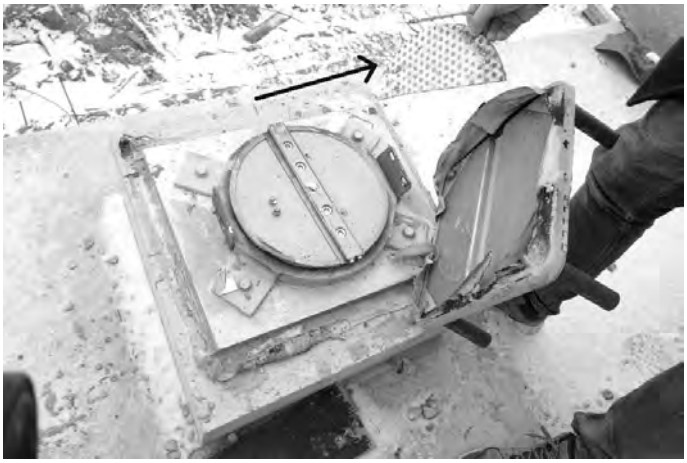
Łożyska garnkowe w osi 1 i 2, których było po trzy sztuk w każdej osi uległy zniszczeniu na skutek niekontrolowanego przemieszczenia się poprzecznicy. Dolna płyta łożyska przesunęła się względem górnej płyty i uszkodzone zostały blokady łożysk, rys. 11 oraz teflonowe elementy ślizgowe, rys.12.



Rys. 10. Widok przesuniętej poprzecznicy w osi 2 [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].



Rys. 11. Uszkodzone blokady łożyska garnkowego [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.].



Rys. 12. Uszkodzone łożysko garnkowe z zerwanym teflonem, [fot. INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o.]

6. Metoda naprawy

W wyniku uderzenia łopaty elektrowni wiatrowej ustroju nośnego wiaduktu WD-3 belki skrajna i środkowa przęsła 1–2 nie nadają się do ponownego wbudowania. Poprzecznica prefabrykowana w osi 1 (przyczółkowa), w osi 2 (filar środkowy), zostały przez Komisję zdyskwalifikowane jako elementy nie nadające się do pozostawienia. Wszystkie łożyska garnkowe na przyczółku w osi 1 jak i na filarze środkowym – oś 2 muszą być zdemontowane i wbudowane jako nowe elementy.

Na zlecenie wykonawcy Europrojekt Gdańsk S.A opracował Program Naprawczy [3], który przewiduje wykonanie następujących prac:

Wykonanie podpory tymczasowej w odległości ok. 4 m od osi 2 w stronę osi 1, na której zostanie podniesione przęsło 2–3, celem usunięcia uszkodzonej poprzecznicy oraz uszkodzonych łożysk na filarze.

Naciski charakterystyczne pochodzące z poszczególnych belek wraz z płytkami prefabrykowanymi wynoszą 230kN dla belek zewnętrznych oraz 280kN dla belki wewnętrznej.

Podniesienie belek CB, na wyżej opisanej podporze tymczasowej, na wysokość maksymalnie 80mm. Przy podnoszeniu belek należy stale kontrolować stan łożysk w osi 3, ze względu na możliwości obrotu łożysk garnkowych.

Ponieważ przęsło 2–3 posiada ułożone płyty prefabrykowane, należy dokonać demontażu pierwszego rzędu płytek, w celu umożliwienia demontażu poprzecznicy w osi 2. W następnym etapie za pośrednictwem żurawia, poprzecznica zostanie wysunięta i przetransportowana do utylizacji.

Uszkodzona poprzecznica w osi P1, łożyska, zostały po awarii, razem z 3 belkami zdjęte i przetransportowane na plac magazynowy, celem oględzin przez Ubezpieczyciela oraz Komisji powołanej przez Zamawiającego.

Obecnie trwają prace związane z wykonaniem nowych poprzecznic prefabrykowanych, które zostaną zamontowane na istniejących podporach P1 i P2. Równolegle, wytwarzane są nowe belki CB (2 sztuki – skrajna i środkowa).

Odbudowa przęsła wiaduktu WD-3, rozpocznie się od montażu prefabrykowanych poprzecznic na podporach tymczasowych oraz przy pomocy dźwigu zostaną zamontowane nowo wykonane 2 sztuki belek oraz zakwalifikowana, do ponownego montażu belka skrajna od strony Świnoujścia.

Przebieg montażu będzie polegał na wykonaniu następujących prac:
– roboty przygotowawcze,
– montaż poprzecznic w osi P1 i P2,
– opuszczenie belek CB na podporze tymczasowej przęsła 2–3,
– montaż belek CB (dźwigarów głównych) w osi 1–2 za pomocą żurawia.

Na czas montażu poprzecznic oraz belek CB ruch na drodze DK3 zostanie wstrzymany.

Każdy wyprodukowany i oznakowany w ten sposób element został odnotowany w dzienniku Produkcji. Elementy będą sprawdzane przy załadunku i wysyłane zgodnie z ustaloną kolejnością, ponieważ będą one wbudowywane bezpośrednio z zestawów transportowych.

Montaż elementów prefabrykowanych będzie dopuszczalny po osiągnieciu przez beton minimum 75% projektowanej wytrzymałości.

Poprzecznica zostanie ustawiona na łożyskach i podporach montażowych za pomocą dźwigu a belki CB będą dostarczone na plac budowy bezpośrednio przed wbudowaniem, zgodnie z ustalona kolejnością montażu.

Po wbudowaniu wszystkich belek CB i inwentaryzacji geodezyjnej ich ustawienia Wykonawca przystąpi do uzupełnienia zbrojenia w prefabrykowanych poprzecznicach, uciągli zbrojenie dolne belek nad podpora P2 i wykona betonowanie poprzecznic. Na dźwigarach

zostaną odtworzone płytki prefabrykowane w przęśle 2–3 oraz zostaną zamontowane płytki na przęśle 1–2. W dalszej kolejności zostanie wykonane zbrojenie płyty pomostu przęsła 1–2, po zakończeniu którego, zostanie zabetonowana płyta pomostu na obu przęsłach. Prace betonowe płyty pomostu, zostaną poprzedzone montażem wpustów i sączków oraz kotew zespalających kapy chodnikowe.

Po wykonaniu izolacji przeciwwodnej, kap chodnikowych, na obiekcie zostaną wykonane warstwy nawierzchni jezdni wraz z barierami ochronnymi.

6. Podsumowanie

Skutki uderzenia pojazdu ponadgabarytowego pod obiektem wiążą się oczywiście ze stratami elementów wiaduktu jednak z punktu widzenia projektowego, należy odnotować fakt dobrej współpracy belek CB w aspekcie zespolenia stali z betonem. W żadnej z belek, po upadku z 5 metrów oraz obrocie, nie doszło do utraty współpracy zespolenia, ale pojawiły się liczne zarysowania wsporników i środników żelbetowych. Na belkach nie zaobserwowano rys poziomych na środnikach żelbetowych, na wysokości zespolenia.

Skutki zaś kolizji pojazdu ponadgabarytowego z nowo budowanym wiaduktem to nie tylko trwające kilkanaście godzin utrudnienia w ruchu drogowym to również opóźnienie w oddaniu wiaduktu i drogi. Poślizg czasowy generuje kolejne koszty prowadzenia inwestycji. Straty wynikające z samej kolizji to koszt prototypowego śmigła przewożonego na testy do Danii. Nowatorska łopata do śmigła o długości 90m, dodatkowo wyposażona w specjalne czujniki, mierzące zachowanie się śmigła na stanowisku testowym. Szacunkowy koszt to ok. 1,2 mln euro. Koszt odbudowy uszkodzonego wiaduktu szacuje się na 1,7 mln złotych.

Przyczyna tego całego zdarzenia leży po stronie firmy transportowej.

Jest to niestety kolejny przypadek, który wpisze się do statystyk katastrof obiektów mostowych. Jak podaje W. Radomski w publikacji „Katastrofy mostów na własne życzenie" [4] liczba katastrof spowodowanych uderzeniem od taboru pod obiektem to ok. 9,1% a katastrof podczas budowy ok. 23,9%.

Podziękowania za udostępnione materiały dla INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o. i Europrojekt Gdańsk S.A.

Literatura

1. Projekt wykonawczy – wiadukt nad drogą ekspresową WD-3, Europrojekt Gdańsk S.A, Gdańsk, 2023.
2. Raporty z wizji lokalnej uszkodzenia wiaduktu WD-3 po kolizji z transportem ponadgabarytowym, INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o., Skarbimierzyce, 2023.
3. Projekt naprawczy dla obiektu WD-3, Europrojekt Gdańsk S.A, Gdańsk, 2024.
4. Radomski W., Katastrofy mostów na własne życzenie, Awarie Budowlane, 2022.

Failure of a newly constructed overpass due to collision with oversized transport

Key words: road overpass, CB type beam damage, overpass damage, oversized transport collision, overpass repair

Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym

PIOTR GWOŹDZIEWICZ*, STANISŁAW KAŃKA, TERESA STRYSZEWSKA, SYLWIA SCHOENOWITZ-ŻURADZKA, MARTA DUDEK
Politechnika Krakowska

Streszczenie: Problem trwałości obiektów wantowych jest przedmiotem badań i analiz od parudziesięciu lat. Korozja want może zagrozić bezpieczeństwu obiektu, w niektórych obiektach dokonano ich wymiany. Ocena stanu zaawansowania procesów korozyjnych jest złożonym zagadnieniem i powinna być oparta na badaniach rzeczywistego stanu materiałów w konstrukcji. Opisano stan elementów podwieszenia obiektu wantowego, którego ocena jest oparta na szczegółowych badaniach materiałowych elementów konstrukcji. Przedstawiono w formie tabelarycznej stopień rozwoju korozji i przedstawiono wnioski.

Słowa kluczowe: mosty wantowe, trwałość, ocena bezpieczeństwa eksploatacji

1. Wprowadzenie

Obiekty wantowe należą do najbardziej skomplikowanych konstrukcji komunikacyjnych. Ich budowa wymaga zastosowania szeregu materiałów i rozwiązań, z których część ma stosunkowo krótką historię zastosowania w budownictwie. Poza rozwiązaniami występującymi w większości lub wszystkich obiektach – jak fundamenty, podpory, pomost, wyposażenie obiektu – zastosowanie wysokich, trudno dostępnych pylonów oraz want podwieszających pomost wprowadza znaczne utrudnienia w kontroli stanu obiektu w czasie jego eksploatacji.

Zarówno wiedza wynikająca z obserwacji konstrukcji wantowych w okresie użytkowania, jak i metody postępowania w zakresie ich oględzin, oceny oraz utrzymania, są obecnie nadal rozwijane. Wprawdzie w doborze materiałów i rozwiązań ważnym kryterium jest odporność zabezpieczeń antykorozyjnych na starzenie, to coraz bardziej powszechna jest świadomość, że skuteczność działania tych zabezpieczeń wymaga ciągłej weryfikacji. Przykłady praktyczne, w których zmieniający się stan elementów konstrukcyjnych doprowadził do uszkodzeń elementów konstrukcji lub stał się powodem do podjęcia działań utrzymaniowych, stanowią podstawę do sformułowania zasad postępowania w tej dziedzinie.

Niniejsza praca obejmuje opis obserwacji dotyczących stanu elementów podwieszenia obiektu wantowego usytuowanego w południowej Polsce po kilkunastu latach eksploatacji.

*Autor do korespondencji: *piotr.gwozdziewicz@admin.pk.edu.pl*

2. Problem trwałości podwieszeń obiektów mostowych

W konsekwencji dynamicznego rozwoju i wzrostu popularności mostowych obiektów wantowych na początku XXI wieku tematyka trwałości kabli podwieszających jest tematem wielu publikacji w literaturze światowej. W publikacjach zainspirowanych konkretnymi obserwacjami poczynionymi na istniejących obiektach podejmowana jest kwestia zarówno czynników wpływających na rozwój korozji stali i betonu, obserwowanej dynamiki tych procesów, jak i metod badawczych, które pozwalają w sposób usystematyzowany dokonywać oceny stanu konstrukcji w czasie jej eksploatacji.

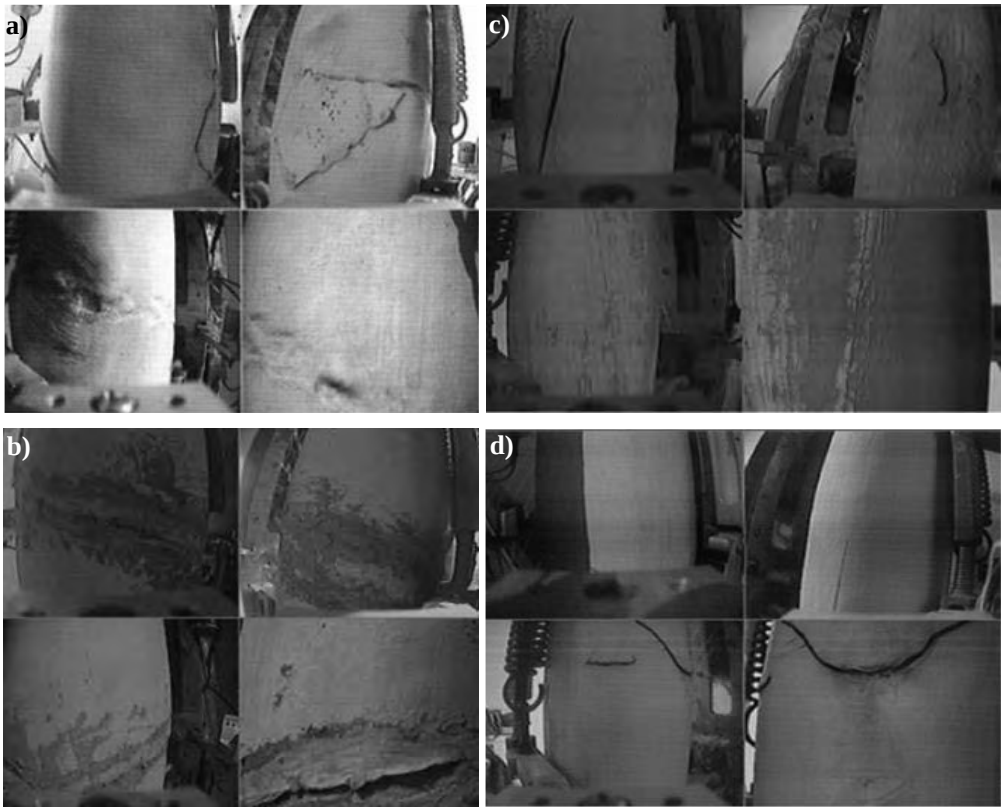
Katastrofa wiaduktu Polceverra w Genui we Włoszech w 2018 roku była dobitnym potwierdzeniem, że wyraźne sygnały i informacje o pogarszającym się stanie konstrukcji nie mogą być bagatelizowane, co w szczególności odnosi się do konstrukcji podwieszonych – w których awaria jednego lub niewielkiej liczby elementów nośnych przynosi bezpośrednio katastrofalne skutki. Problem w praktyce odnosi się także do konstrukcji tzw. mostów wstęgowych, co opisano w [1, 2]. W szeregu nowszych obiektów zastosowano lepiej zabezpieczone, galwanizowane cięgna nośne. Istnieje jednak duża liczba przypadków potwierdzających, że pogorszenie stanu obiektu mimo zabezpieczenia stali powłoką galwaniczną jest faktem i może rozwinąć się niepostrzeżenie. Ocena konstrukcji pod względem tego ryzyka wymaga specjalistycznego zakresu obserwacji, a niejednokrotnie poszerzonych badań.

Kluczowa dla całego zagadnienia jest występująca mimo różnych zabezpieczeń korozja. W przypadku kabli niezabezpieczonych jest to mniej zaskakujące, jednak informacja, zawarta m.in. w pracy Suzumura i Nakamura [3], dotyczy korozji galwanizowanych kabli nośnych – w mostach wantowych i podwieszanych. Choć początkowo informacje o stopniowym starzeniu się materiałów systemu podwieszenia były traktowane z dystansem, to powracanie opisów takich obserwacji potwierdziło rosnącą wagę problemu. W oparciu o doświadczenia pozyskane w Japonii autorzy [3] twierdzą, że korozja dotyka stali galwanizowanej już po 10 latach eksploatacji zwłaszcza w strefie zakotwień dolnych, gdzie zabezpieczenie posiada nieciągłości, a zagrożenie stałą obecnością wilgoci jest największe. W obserwowanych przypadkach – Akashai Kaikyo Bridge i innych – dzieje się tak wskutek obecności wilgoci wewnątrz osłonek polietylenowych, w szczególności w warunkach podwyższonej temperatury, która występuje we wnętrzu osłonki. Proces korozji jest dodatkowo przyspieszony w obecności uszkodzeń mechanicznych osłonek i warstw antykorozyjnych. Rysunek 1 przedstawia wybrane dowody na istnienie uszkodzeń rur osłonowych want, które nie są widoczne z poziomu pomostu, a szczegółowo mogły być zinwentaryzowane przy długich wantach jedynie poprzez ich oględziny na całej długości. Stwierdzono uszkodzenia w postaci wybrzuszeń, pionowych i poziomych pęknięć osłonek oraz ognisk korozji. Z tej publikacji wynika zatem dodatkowo, że nawet drobne uszkodzenia materiałów składających się na wanty oraz ich otoczenie mogą mieć z biegiem czasu szybko rosnące znaczenie dla trwałości i bezpieczeństwa obiektów. Należy podkreślić, że opisywane obserwacje są wynikiem niemałego wysiłku związanego z ich pozyskaniem, albowiem oględziny elementów obiektu wymagają dużego nakładu pracy zespołu doświadczonych fachowców. Ten wysiłek można zastąpić rozwiązaniem alternatywnym w postaci przeglądów want od zewnątrz przy użyciu samojezdnych robotów inspekcyjnych, poruszających się po wantach. Jednak oczywiście takie rozwiązanie wymaga odpowiedniej inwestycji.

Ograniczenie zakresu obserwacji do wybranych elementów reprezentatywnych zwiększa ryzyko obniżenia dokładności oceny procesów na obszarze całej, trudno dostępnej części konstrukcji.

Inspekcje istniejących obiektów wykazują w niektórych przypadkach konieczność wymiany kabli. Taki przypadek pięcioprzęsłowego mostu wantowego Yonhhe w Tianjin

(Chiny), opisuje Li [4]. Wybudowany w latach 80-tych XX wieku obiekt charakteryzował się ciągłą sprężoną płytą pomostu (o rozpiętości środkowego przęsła 260 m), dwoma pylonami (wysokości 55,5 m) i 176 wantami rozmieszczonymi w dwóch płaszczyznach po obu stronach pylonów w kształcie litery H (rys. 2).



Rys. 1. Przykłady uszkodzeń osłon want (opis w tekście) [3].

Obiekt oddany do użytkowania w 1987 roku był na owe czasy największym mostem wantowym w Azji i trzecim na świecie. Już po 18 latach użytkowania wystąpiła konieczność konserwacji i modernizacji (uszkodzenie i konieczność całkowitej rekonstrukcji skrajnego przęsła, nadmierne ugięcie przęsła środkowego) i związanej z tym wymiany want, poprzedzonej całkowitą modernizacją pomostu. Oczekiwany i projektowany czas eksploatacji kabli w wantach wynosił ok. 20–25 lat – tu na skutek postępującej korozji i zmęczenia ten czas znacznie się skrócił. Co warto podkreślić, wymiana want wymagała trzymiesięcznego okresu zamknięcia obiektu dla ruchu oraz dodatkowych dwóch tygodni, poświęconych na regulację i korektę sił sprężających w wantach. Powyższe informacje potwierdzają skalę konsekwencji, jakie wynikają ze stopniowego wyczerpywania zapasu trwałości elementów konstrukcji i mogą posłużyć jako uzasadnienie dokonywania istotnych działań zapobiegawczych.

Istotnym zagadnieniem, poruszanym w literaturze, jest możliwość kalibracji dociekań analitycznych dotyczących zmian związanych z korozją na rzeczywiste cechy obiektu, a w szczególności na jego bezpieczeństwo [5, 6]. W pracy [5] przedstawiono model, pozwalający szacować z wyprzedzeniem stopień spadku nośności teoretycznej elementów obiektu oraz jego

weryfikację w oparciu o badania konstrukcji w zakresie materiałowym. Kolejna praca, opublikowana w roku 2022 [6] przyniosła potwierdzenie, że przeprowadzenie badań polowych na rzeczywistym obiekcie w celu uzyskania informacji o materiałach oraz budowa modeli analitycznych i numerycznych mostu, aktualizowanych w oparciu o nieniszczące badania materiałowe i monitoring obiektu, pozwalają na dobre oszacowanie granicznej nośności mostu – błąd w przypadku obciążeń rysujących w stosunku do przewidywań był mniejszy niż 5%. Autorzy wnioskowali, że czynnikiem bardziej istotnym dla precyzji oceny stanu technicznego mostu, niż wyniki otrzymywane z próbnych obciążeń, było dokładne rozeznanie faktycznych właściwości materiałowych (badania nieniszczące) i wprowadzenie ich do modelu numerycznego.



Rys. 2. Widok ogólny mostu Yonhhe w Tianjin (Chiny) [4].

Elementy składowe systemu podwieszenia, choć początkowo spełniają wysokie wymagania, mogą tracić część swoich własności wskutek wieloletniej eksploatacji w kontakcie z otoczeniem. W tym złożonym środowisku należy wymienić oddziaływania wynikające z kontaktu z:
– powietrzem,
– CO_2,
– mgłą solankową (okresowo),
– wodą opadową, wilgocią osiadającą i skraplającą się na konstrukcji,
– promieniami UV,
– oddziaływaniami termicznymi pochodzącymi z operacji słonecznych oraz temperatury otoczenia,
– aktywności organizmów żywych, zarówno roślinnych, jak i zwierzęcych,
– działań losowych – upadek lub uderzenie przedmiotem,

Podsumowując informacje z dostępnych źródeł bibliograficznych należy podkreślić, co następuje:
– Wykorzystywana do cięgien podwieszających stal sprężająca, wyposażona w dodatkową ochronę antykorozyjną w postaci powłoki galwanicznej na drutach stali sprężającej, smaru ochronnego, indywidualnej osłonki PEHD może podlegać korozji na skutek lokalnych uszkodzeń tych zabezpieczeń w strefach sąsiadujących z zakotwieniem zwłaszcza w obecności wilgoci.

– Obserwacja osłonek want pod kątem ewentualnych uszkodzeń musi być wykonywana w sposób pełny; uszkodzenia mogą nie być widoczne z pomostu, a inspekcja systemu podwieszenia dronami również daje tylko wybiórcze wyniki. Zapewnienie bezpieczeństwa obiektu wymaga szczegółowych oględzin elementów na całej długości oraz szczegółowych oględzin zakotwień want.
– Regularna kontrola systemu podwieszenia i usuwanie uszkodzeń jest zadaniem kluczowym, w innym wypadku doprowadzenie do konieczności wymiany want skutkować może długotrwałym wyłączeniem obiektu z eksploatacji (kilka miesięcy) i wysokim kosztem wykonania prac.
– Według opisywanych w literaturze przypadków, korozja want po okresie 10 lat eksploatacji w niesprzyjających warunkach jest wysoce prawdopodobna i może być realnym problemem, a wymiana kompletu want po 18 latach eksploatacji może być konieczna. Redukcję zagrożenia takim scenariuszem można uzyskać metodą kompleksowych, kompletnych oględzin i badań oraz bieżącego wykonywania prac naprawczych.
– Analiza obiektu w oparciu o model numeryczny wymaga skalibrowania wielu istotnych parametrów (w tym zwłaszcza materiałowych) w oparciu o rzeczywiste badania na obiekcie. Wtedy można liczyć na miarodajne wyniki analizy. W innym wypadku obliczenia mogą dotyczyć wirtualnego obiektu, którego cechy zostały wybrane z katalogu danego programu obliczeniowego, i prowadzić do wyników niezgodnych z rzeczywistym jego stanem.

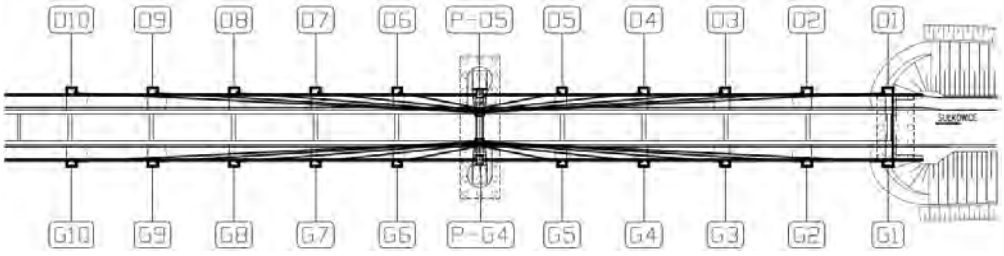
Jakkolwiek materiały składowe systemu podwieszenia nie wykazują wysokiej wrażliwości na oddziaływania otoczenia, to kombinacja wielu obciążeń tego typu przy jednocześnie niewielkich wymiarach niektórych elementów mogą prowadzić do ich uszkodzeń i rozwoju procesów korozji. Tu w szczególności należy wymienić ochronę splotów w wancie, która w szczególności w sąsiedztwie zakotwienia posiada wiele nieciągłości i nieszczelności. Osłona splotu oraz całej wanty wykonana z polietylenu wprawdzie wykazuje dużą odporność jako materiał, ale z uwagi na wytrzymałość materiału oraz jego obciążenia lub zdarzenia losowe może zostać łatwo uszkodzona.

3. Opis przedmiotowego mostu wantowego

Przedmiotem badań jest czteroprzęsłowy most żelbetowy o konstrukcji podwieszonej, o ciągłym układzie statycznym pomostu sprężonego, podwieszonym do żelbetowego pylonu. Długość przęseł obiektu w metrach wynosi kolejno 21,02; 35,00; 105,00 i 83,08 m, łączna długość obiektu – 252,02 m. Most posiada jeden pylon żelbetowy o wysokości 51,0 m złożony z dwóch wież o różnych wysokościach, spiętych ze sobą żelbetowymi ryglami. Monolityczny pomost obiektu o szerokości 13,1 m jest podwieszony do pylonu w dwóch najdłuższych przęsłach przy pomocy want o układzie wachlarzowym. Złożone ze zmiennej liczby 31 do 55 splotów wanty posiadają zakotwienia dolne – czynne – oparte na wsporniku poprzecznicy oraz górne – bierne – zamontowane w pylonie. Rysunki 3 i 4 przedstawiają odpowiednio widok obiektu oraz układ want widziany z góry.



Rys. 3 Widok badanego obiektu.



Rys. 4. Rzut układu want w badanym obiekcie.

4. Zakres obserwacji i badań wykonanych dla elementów podwieszenia obiektu

Zakres obserwacji i badań obejmował wszystkie wsporniki z betonu sprężonego poprzecznic stanowiące dolne mocowanie want przedmiotowego obiektu mostowego. Na rysunku 5 przedstawiono elementy konstrukcyjne będące przedmiotem niniejszego opracowania.

W badaniach uwzględniono zarówno wsporniki od strony południowej obiektu, wystawione na operację słoneczną, jak i te usytuowane po przeciwnej stronie pomostu, gdzie mniejsze nasłonecznienie i wolniejsze wysychanie może mieć wpływ na procesy korozyjne. Oględziny objęły też stan osłon wszystkich want a także obserwacje w wybranych miejscach w ich wnętrzu.



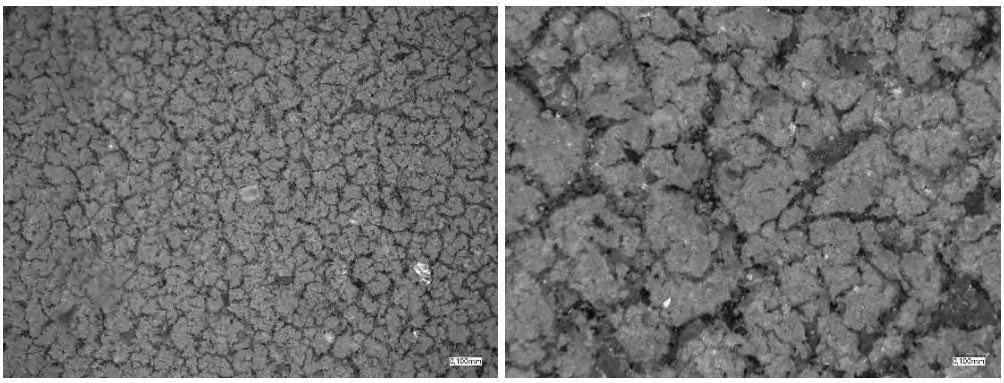
Rys. 5. Zdjęcie od czoła betonowego sprężonego wspornika, widok kołpaka dolnego oraz czterech kołpaków bocznych. Na zdjęciu obok widok od góry rury prowadzącej oraz kołnierza rury osłonowej PEHD.

5. Wyniki badań

5.1. Wyniki badania betonowych wsporników poprzecznych

Zakres badań wsporników poprzecznic z betonu sprężonego obejmował:
– badanie powłok na powierzchni betonu, w tym badanie przyczepności, spękania, obserwacje w mikroskopie optycznym i skaningowym,
– badanie betonu, w tym badania chemiczne dotyczące zawartości szkodliwych soli i odczynu,
– oględziny kołpaków bocznych zabezpieczających zakotwienia kabli sprężających, w tym sprawdzenie ich wnętrza,
– oględziny końcówek splotów kabli sprężających poprzecznic.

Badania i obserwacje wykazały, że na powierzchni betonowych wsporników poprzecznych znajdują się silnie zdegradowane powłoki. Ich zadaniem było ograniczenie negatywnego wpływu środowiska zewnętrznego na beton, w tym procesu karbonatyzacji, ługowania, korozji chlorkowej oraz destrukcji mrozowej. Wykonane badania w zakresie identyfikacji spękania, przyczepności i obserwacji mikrostruktury, wykazały, że obecnie powłoki nie stanowią skutecznego zabezpieczenia dla betonu. Są one w pełni zdegradowane, nawet w miejscach, które wizualnie wydają się dobrze zachowane. Przedstawione poniżej obrazy z analizy przy użyciu mikroskopu optycznego wykonano dla powłoki wizualnie dobrze zachowanej (rys. 6).



Rys. 6. Zdjęcie z mikroskopu optycznego powłoki na powierzchni betonu, pow. 50×, 200×.

W oparciu o obserwacje należy stwierdzić, że nawet w miejscach występowania powłoki, która wydaje się dobrze zachowana jest ona silnie zdegradowana. Degradacja powłoki ze względu na funkcję, którą pełni, jest istotna dla trwałości całego elementu konstrukcyjnego, zwłaszcza w aspekcie długotrwałego użytkowania. Degradacja powłok lub ich brak powoduje, że beton jest narażony na działanie wody, która powoduje ługowanie spoiwa. Proces ten w długotrwałym okresie czasu prowadzi do stopniowego odalkalizowania spoiwa, a tym samym do utraty właściwości pasywacyjnych względem stali zbrojeniowej. Procesem równoległym do ługowania, który ma miejsce w betonie niezabezpieczonym jest karbonatyzacja, która podobnie jak ługowanie prowadzi do utraty właściwości ochronnych względem stali. Ponadto brak powłok sprzyja wnikaniu chlorków pochodzących ze środków stosowanych do zimowego utrzymania jezdni. Tworząca się w rejonie wsporników mgła solna jest bardzo agresywna względem stali, nawet niewielkie stężenie chlorków stanowi realne zagrożenie dla stali zbrojeniowej, w szczególności sprężającej. Ze względu na łatwość migracji jonów chlorkowych w matrycy cementowej mogą one łatwo i szybko penetrować do głębszych warstw betonu, w których znajduje się stal. Wyniki badania zawartości szkodliwych soli oraz odczynu betonu potwierdziły, że powłoki przestały pełnić swoją rolę i szkodliwe sole migrują do wnętrza. Wykazano, że odczyn w warstwie zewnętrznej do 2 cm od powierzchni jest nieco niższy niż w warstwach głębszych i wynosi odpowiednio 12 i 12,2. Świadczy to o obecności procesów korozyjnych takich jak ługowanie i/lub karbonatyzacja warstw powierzchniowych betonu. Ponadto zaobserwowano, że w warstwie do 2 cm od powierzchni zawartość chlorków wynosi nawet 0,08% masy spoiwa, a w warstwach na głębokości ponad 2 cm wynosi 0,03% masy spoiwa. W przypadku elementów z betonu sprężonego dopuszczalna zawartość chlorków w betonie wynosi 0,1% masy spoiwa. Zatem w aspekcie ochrony betonu przed wnikaniem chlorków, a tym samym w aspekcie kształtowania właściwości ochronnych względem stali sprężającej, stan powłok ma bardzo istotne znaczenie.

Wyniki obserwacji i badań w zakresie elementów zakotwień kabli sprężających poprzecznic (takich jak płyty oporowe, bloki zakotwień, śruby mocujące osłony) wykazały, że podlegają one procesom degradacji (rys. 7).



Rys. 7. Zdjęcie zakotwienia kabli sprężających poprzecznicę wraz ze zdjęciem odkrytych końcówek kabli sprężających.

W badaniach chemicznych wykazano, że materiał cementowy zabezpieczający końcówki kabli sprężających charakteryzuje się odczynem na poziomie 11,3–11,6 tj. niewystarczającym do ochrony stali przed korozją. Należy dodać, że czynnikiem sprzyjającym korozji jest silne zawilgocenie tego materiału. Podczas demontażu kołpaków stwierdzono obecność wody. Stan

taki stanowi sprzyjające warunki dla procesów korozyjnych i prowadzi do obniżania się bezpieczeństwa użytkowania i trwałości obiektu.

5.2. Wyniki badania want

Zakres badań want obejmował:
– badania powłoki antykorozyjnej na stalowej rurze prowadzącej i na stalowych blokach oporowych (w tym badanie stopnia zardzewienia, skredowania, przyczepności, grubości),
– oględziny połączenia stalowej rury prowadzącej z kołnierzem rury PEHD oraz oględziny rury osłonowej PEHD,
– oględziny kołpaków dolnych, w tym wypełnienia kołpaka materiałem trwaleplastycznym wraz z obserwacją końcówek splotów kabli sprężających,
– obserwacja splotów w rurze osłonowej PEHD metodą endoskopii.

Najbardziej zdegradowanym materiałem w systemie mocowania want są powłoki na powierzchniach stalowych tj. bloków oporowych i rur prowadzących (rys. 8).



Rys. 8. Zdjęcie zdegradowanych powłok na elementach stalowych mocowania want (od lewej: rury prowadzącej i bloku oporowego).

Procesy korozji, które zachodzą na powierzchni elementów stalowych to przede wszystkim procesy korozji elektrochemicznej wywołanej obecnością wilgoci (w tym elektrolitu). Ze względu na warunki eksploatacji procesy te mogą być intensyfikowane sezonową obecnością chlorków. Na podstawie obserwacji makroskopowych, a w dalszej kolejności badań terenowych i laboratoryjnych (PN-ISO 4628) stwierdzono wszystkie formy degradacji powłok od skredowania, przez spękanie i spęcherzenie oraz łuszczenie, aż po ich całkowity brak na powierzchni chronionego elementu. Dodatkowo na podstawie przeprowadzonych badań terenowych stwierdzono, że w wyników procesów korozji ubytek grubość ściany rury prowadzącej, zwłaszcza w pobliżu podłoża betonowego, sięgał 3,7% początkowej grubości elementu.

Obserwacjom poddano również wypełnienie kołpaków dolnych masą trwaleplastyczną oraz końcówek splotów wanty (rys. 9).

Oględziny wykazały dobre wypełnienie kołpaków dolnych i brak jakichkolwiek procesów korozyjnych zakotwień kabli sprężających w dostępnym zakresie obserwacji.

Dodatkowym badaniem w aspekcie bezpieczeństwa dalszego użytkowania obiektu była kontrola stanu splotów want wewnątrz osłonowej rury PEHD, którą wykonano za pomocą kamery endoskopowej wprowadzonej do wnętrza wanty (rys.10).



Rys. 9. Zdjęcie zsuniętego częściowo kołpaka zabezpieczającego sploty kabli, końcówek kabli sprężających po usunięciu masy zabezpieczającej (od lewej).



Rys. 10. Kontrola stanu wnętrza rury osłonowej PEHD – przykładowe wyniki obserwacji.

Przeprowadzone obserwacje kabli sprężających wewnątrz rury osłonowej wykazały obecność licznych zanieczyszczeń organicznych (pajęczyny) oraz pyłów.

Dodatkowym elementem oceny stanu want po okresie użytkowania przekraczającym 10 lat jest kontrola stany splotów na odcinku zakotwienia. W tym celu konieczne jest podjęcie procedury wymiany splotów wanty i w oparciu o prowadzone obserwacje przeprowadzenie oceny stanu cięgien. W badanym obszarze nie stwierdzono obecności wody. Obserwacja osłonek indywidualnych na splotach wykazała, że ich stan jest dobry.

6. Wnioski

Kontrola stanu mostowych obiektów wantowych jest bardzo ważna. Może ona dotyczyć nie tylko aspektów wytrzymałościowych, lecz również rozbudowanych aspektów trwałości zastosowanych materiałów, w tym materiałów mineralnych (np. beton), metali (np. kable sprężające) oraz tworzyw sztucznych (np. rury osłonowe PEHD). Każdy z tych materiałów podlega innym procesom starzenia, a ich proces degradacji przebiega z różną szybkością i intensywnością. Ponadto poszczególne elementy mostu mają zróżnicowany wpływ na bezpieczeństwo jego użytkowania w czasie. W tablicy 1 przedstawiono uogólnione zestawienie wyników badań i obserwacji w zależności od stopnia zaawansowania degradacji elementu.

Tablica 1. Opis stanu zaawansowania korozji wybranych elementów konstrukcji.

Element	Stopień zaawansowania korozji		
	niski	średni	wysoki
Powłoki na sprężonych wspornikach poprzecznic			
Beton sprężonych wsporników poprzecznic			
Rury prowadzące			
Powłoki na rurach prowadzących			
Bloki oporowe			
Powłoki na blokach oporowych			
Zakotwienie want			
Rury osłonowe PEHD			
Zakotwienia kabli sprężających			

Jak wynika z tablicy 1, badane elementy są w różnym stopniu dotknięte procesami korozyjnymi. W największym stopniu zniszczone są powłoki ochronne na betonie i stali, co obecnie nie zagraża bezpośrednio bezpieczeństwu obiektu. Jednak warunki sprzyjające korozji stwierdzone na zakotwieniach kabli sprężających poprzecznicę mogą z biegiem czasu do takiego zagrożenia doprowadzić. Stan powłok malarskich na dzień dzisiejszy, pomimo że są całkowicie zdegradowane, nie stanowi jeszcze zagrożenia dla bezpieczeństwa użytkowania tego obiektu. Natomiast w długim okresie czasu ich brak doprowadzi do postępujących zmian fizykochemicznych w betonie (spadek pH i/lub wyraźny wzrost zawartości chlorków) na tyle istotnych, że matryca cementowa utraci właściwości ochronne względem stali zbrojeniowej i pojawi się realne zagrożenie dla stali sprężającej. Podobnie wygląda sytuacja w przypadku powłok na powierzchni stalowych rur prowadzących, które w zasadzie są całkowicie zdegradowane. Pod powierzchnią tych powłok przy braku ochrony toczą się zaawansowane procesy korozji. Mogą to być też procesy korozji wżerowej, które w stosunkowo niedługiej perspektywie czasowej mogą spowodować rozszczelnienie osłon mocowania wanty i przyspieszoną korozję kabli sprężających, która może nie być widoczna. Z tego punktu widzenia szczegółowe badania materiałowe są nieodzownym elementem oceny stanu zachowania tego typu obiektów w celu przedłużenia ich bezpiecznego okresu użytkowania.

Literatura

1. Strasky J.: Precast Stress Ribbon Pedestrian Bridges in Czechoslovakia, PCI Journal, vol. 32, 1987.
2. Biliszczuk J., Teichgraeber M.: Katastrofy i awarie mostów spowodowane korozją cięgien, Inżynier Budownictwa, 2019.
3. Suzumura, K., Nakamura, S.: Environmental factors affecting corrosion of galvanized steel wires, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 16, No 1, pp.1–7, 2004.
4. Li, H.: Replacement of cable stays in Yonghe Bridge in Tianjin, China, Hindawi, Advances in Civil Engineering, Vol. 2020, p. 17, 2020.
5. Burek E., Gwoździewicz P.: Szacowanie trwałości konstrukcji żelbetowej zagrożonej korozją, Konferencja TECH BUD 2019.
6. Tomelli, D., Rossi, F., Brighenti, F., Verzobio, A., Bonnelli, A., Zonta, D.: Prestressed concrete bridge tested to failure: the Alveo Vecchio viaduct case study, Journal of Civil Structural Health Monitoring 13 (4), 873–899, 2022.

Assessment of aging processes of selected structural elements in an existing cable-stayed bridge

Key words: cable-stayed bridges, durability, operational safety assessment

Bridge deck deterioration in California Box-Girder Bridges

PABLO HURTADO[1*], ANDRZEJ S. NOWAK[2**]
[1]Simpson Gumpertz & Heger, Atlanta, Georgia, USA
[2]Auburn University, Auburn, AL USA

Summary: This study shows how design guidelines and standards, coupled with bridge inspection reports forming the basis of the National Bridge Inventory, has facilitated the assessment of current concrete deck design practices. Leveraging this information, this research aims to evaluate and recommend changes to bridge deck design practices. The study's objectives include utilizing California's Weigh-in-Motion (WIM) database to assess traffic levels, reviewing old and new design guidelines and codes to identify factors affecting bridge deck performance, and evaluating the restraint provided by box girders to cast-in-place (CIP) concrete decks using finite element modeling. By addressing these aspects, the research seeks to enhance understanding and improve the performance of bridge infrastructure, particularly in mitigating early-age issues and developing realistic restraining factors for box girder bridges.

Key bwords: bridges, box girders, prestressed concrete, cracking, reinforcement

1. Instroduction

Bridges are the backbone of the United States' transportation infrastructure, facilitating the movement of goods and people across vast distances. As of 2022, the National Bridge Inventory (NBI) reported a staggering 620,669 bridges and culverts in the country's highway network. However, this vital infrastructure is facing significant challenges, with the American Road & Transportation Builders Association (ARTBA) estimating that 36% of these bridges require repair and nearly 78,800 bridges are in urgent need of replacement. Despite ongoing efforts for maintenance and rehabilitation, the pace of repair is insufficient, with projections indicating it would take nearly three decades to address the current backlog adequately [1].

Analysis of NBI data [10] reveals critical insights into the state of bridge infrastructure across the United States. Over half of the nation's bridges are constructed with concrete or prestressed concrete superstructures, while a quarter feature continuous superstructures comprising concrete, prestressed concrete, or steel. However, concerns arise as approximately 6.9% of bridges are classified as structurally deficient, encompassing issues with the bridge deck, superstructure, substructure, or culverts. This deficiency poses a significant risk, particularly considering that between 160 and 180 million trips are taken daily across these

*Autor do korespondencji: *phurtadoojeda@sgh.com*
**Autor do korespondencji: *nowak@auburn.edu*

compromised bridges, highlighting the urgent need for comprehensive infrastructure investment and maintenance strategies.

The data provided by the FHWA's Pavement and Bridge Condition Performance Measures (PBCPM) final rule [2] reveals concerning trends in the condition of bridges across the United States. Over the past 14 years, there has been a steady decline in the percentage of bridges classified as in Good condition, dropping from 47.5 to 44.5%. Conversely, the proportion of bridges classified as Fair has steadily increased, surpassing 48% in recent years, Figure 1. Meanwhile, the percentage of bridges classified as Poor has shown some improvement, albeit at a slower rate compared to the decrease in Good condition bridges. Specifically, between 2009 and 2015, there was a notable reduction in the number of Poor condition bridges, but from 2016 to 2022, this decrease has slowed down, indicating ongoing challenges in maintaining bridge infrastructure at an acceptable level of condition. These trends underscore the urgent need for sustained investment and strategic maintenance efforts to ensure the safety and longevity of the nation's bridges.

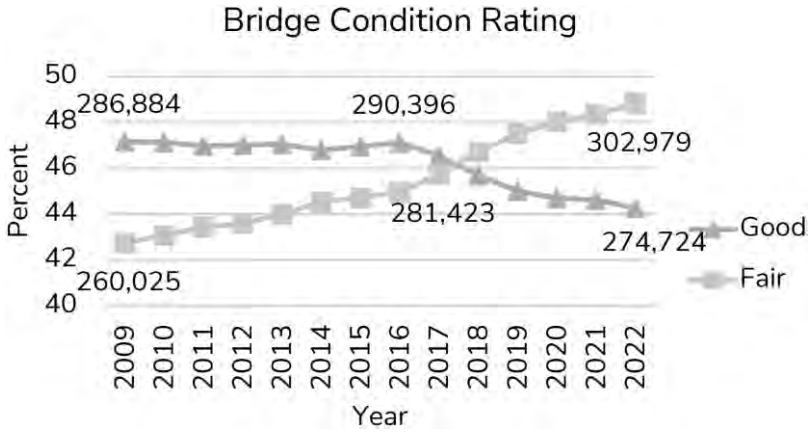


Figure 1. Bridge condition percentage (Adapted from NBI 2009–2022).

Moreover, the transition from the Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges (NBI Coding Guide) [3] to the Specifications for the National Bridge Inventory (SNBI) [4] signifies a pivotal shift towards more detailed reporting standards. With the SNBI requiring comprehensive data on deck interaction, materials, protective systems, and more, there's an opportunity to enhance the evaluation and understanding of bridge conditions nationwide. However, challenges persist, particularly concerning cracking in concrete decks, which not only compromises structural integrity but also accelerates deterioration. Addressing these challenges demands concerted efforts from federal, state, and local authorities to ensure the safety and reliability of the nation's vital transportation infrastructure for generations to come.

Since the publication of the NCHRP Synthesis of Highway Practice #4 in 1970 [5], which highlighted prevalent issues such as cracking, scaling, and spalling in bridge decks, subsequent decades have seen concerted efforts to understand and address concrete bridge deck durability. Despite advancements in research and the development of synthesis reports, the number of structurally deficient bridges has decreased slowly over the last decade, while bridges in fair condition have increased rapidly, and those in good condition have continuously declined. With estimates suggesting a substantial backlog in bridge repair needs and increased spending requirements for rehabilitation, the Bipartisan Law of 2022 allocated additional funding for repair and rehabilitation. However, challenges persist, including early-age poor performance,

prompting the need for a comprehensive evaluation of variables influencing bridge performance, such as traffic, reinforcing detailing, and restraining effects.

Initiatives such as utilizing Weigh-in-Motion (WIM) data for traffic assessment and analyzing design guidelines and standards aim to inform improvements in bridge deck design practices, ultimately enhancing the serviceability and strength of bridge structures.

2. Literature Review

In the United States, bridge deck design adheres to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition (AASHTO LRFD hereafter) [1] which mandates the use of the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method for bridges designed after 2007. State Departments of Transportation (DOTs) typically adopt either the Traditional Design Method (TDM) or the Empirical Design Method (EDM) from the AASHTO LRFD [1] for deck design. The EDM, based on internal arching stress, requires specific design conditions and minimal reinforcement, typically about 60% of that required by the TDM [9]. State DOTs may vary in their reinforcement specifications when employing the EDM, with some requiring no additional reinforcement beyond AASHTO LRFD [1] standards, while others have specific requirements for reinforcement size and spacing. Conversely, the TDM treats the deck as a flexural component, analyzing positive and negative moments using continuous elastic supports and conventional reinforced concrete design principles. Distribution reinforcement is also required per AASHTO LRFD [1]. Overall, adherence to standardized design methods and reinforcement guidelines ensures structural integrity and performance consistency across bridge decks in the United States.

The AASHTO LRFD [1], as detailed in Article 5.6.7, establish provisions for controlling flexural cracking in concrete bridge decks, with reinforcement spacing dictated by factors such as exposure conditions and tensile stress in the reinforcement.

$$s \le \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \tag{1}$$

in which:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7\left(h - d_c\right)} \tag{2}$$

where:

γ_e = Exposure factor: 1.00 for Class 1, 0.75 for Class 2

β_s = Ratio of flexural strain at the extreme tension face to the strain at the centroid of the layer closest to the tension face.

f_{ss} = Tensile stress in nonprestressed reinforcement at service limit state, less than 0.60 f_y (ksi).

d_c = Thickness of concrete cover measured from extreme tension fiber to center of the flexural reinforcement.

h = Overall thickness or depth of the component.

These provisions aim to limit crack widths in reinforced concrete members, primarily addressing flexural cracking while acknowledging that cracking may occur due to various load conditions. Additionally, Article 5.10.6 outlines specifications for shrinkage and temperature reinforcement to mitigate cracking induced by volume changes, with limitations on reinforcement spacing. Similarly, the American Concrete Institute's ACI 318-19 [8] and ACI 224R-01 [7] provide guidelines for controlling cracking in concrete structures through the

provision of adequate reinforcement and contraction joints. ACI standards emphasize the importance of properly positioned reinforcement to minimize cracking tendencies and suggest that the minimum reinforcement specified by ACI 318 [8] may not always suffice to control cracks to an acceptable level.

3. Box-Girder Bridges and Live Load in California

Analysis of the NBI 2022 [10] database reveals significant insights into the bridge infrastructure in California. Among the findings, box girder bridges emerge as the predominant bridge type, constituting 37.4% of the total bridges, Figure 2, with cast-in-place (CIP) reinforced concrete decks being the predominant structural system, employed in over 91% of cases, Figure 3. Prestressed concrete and reinforced concrete are the primary materials used historically and in the last decade, representing over 85% and 94% of bridges built, respectively. However, despite these trends, more than half of the bridges are rated as being in Fair or Poor condition, with over 31% of CIP decks specifically rated as such. These findings underscore the pressing need to address and improve the condition of bridge decks, particularly those employing box girder designs, to ensure the longevity and safety of California's bridge infrastructure.

Weigh-in-Motion (WIM) systems provide a valuable means of continuously monitoring truck traffic by recording various parameters such as vehicle configurations, axle weights, and spacings. This data is essential for accurately assessing the load effects induced by traffic on bridges and roads, thereby ensuring infrastructure safety. However, the reliability of WIM data must be carefully verified due to uncertainties inherent in the measurement process. Underestimation or overestimation of live load effects can have significant implications, leading to premature damage or unnecessary costs. Hence, the assessment of traffic-induced load effects is crucial for designing and evaluating infrastructure effectively.

In California, over 90 WIM stations operated by the FHWA collect extensive traffic data. For this study, data from 24 selected WIM stations near major cities like Los Angeles and San Francisco along Interstate 5 were utilized, Figure 4. The collected WIM data covers the period from 2014 to 2019 and includes attributes of millions of vehicles. To process this massive amount of data, specialized software such as iAnalyze, software provided by IRD Traffic Data DLL, version 7.9, was employed to convert the binary data into a user-friendly CSV format. This transformation facilitated efficient analysis and validation of the data, allowing for the assessment of trends in truck traffic and the verification of the number of vehicles captured by each WIM station.

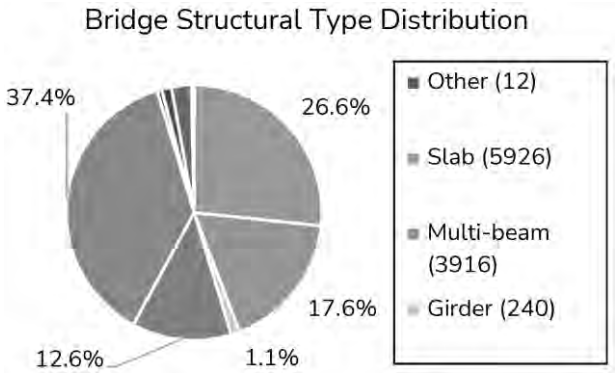


Figure 2. California bridge by structural types (number of bridges is indicated in parenthesis).

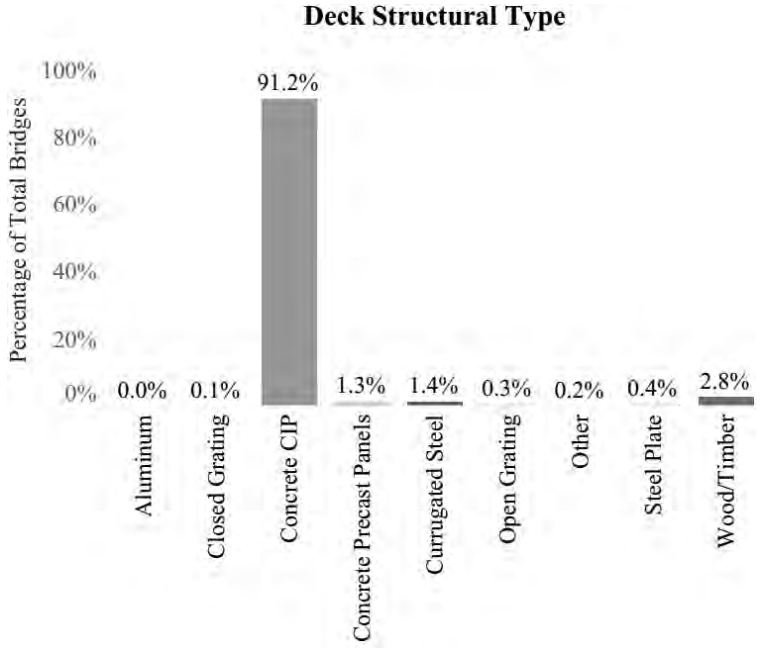


Figure 3. California bridge deck material type.

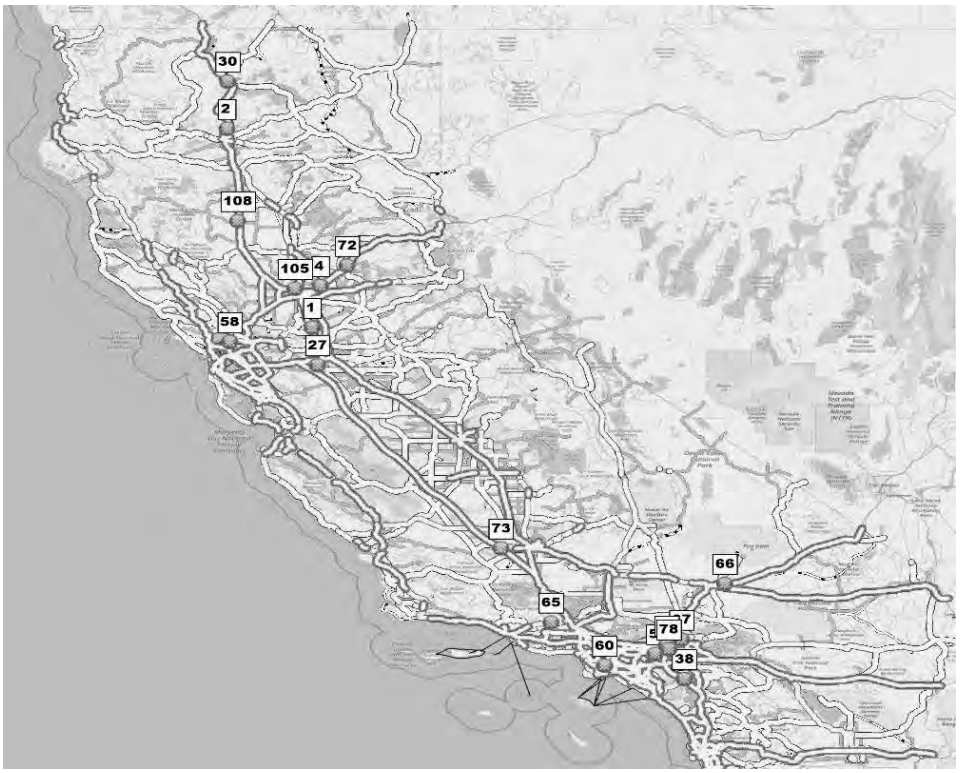


Figure 4. Location of selected WIM stations in California.

The analysis of Average Daily Truck Traffic (ADTT) based on the decrypted WIM records revealed consistent trends in truck traffic across most WIM stations over the six-year period. Statistical analyses conducted for each station and year demonstrated the reliability and consistency of the traffic data. The observed increment in truck traffic over the years, Figure 5, underscores the importance of continuous monitoring and assessment to inform infrastructure planning and maintenance efforts effectively. Overall, the utilization of WIM data, coupled with thorough validation and analysis, serves as a crucial tool in ensuring the safety and longevity of transportation infrastructure in California.

The analysis of Gross Vehicle Weight (GVW) using Cumulative Distribution Function (CDF) plots for selected WIM stations in California revealed consistent weight distribution patterns across different sites and years. Figure 6 illustrate GVW plots for 2014 and 2017, respectively, indicating minimal variation in weight distribution among stations. This consistency suggests that the selected WIM stations are representative of the state's traffic characteristics. Furthermore, the analysis of GVW for different vehicle classes, exemplified by Figure 7 for 2017, highlighted that heavier vehicle classes, such as class 13, often exceeded the GVW limitation of 80 kips, with over 50% of vehicles falling into this category.

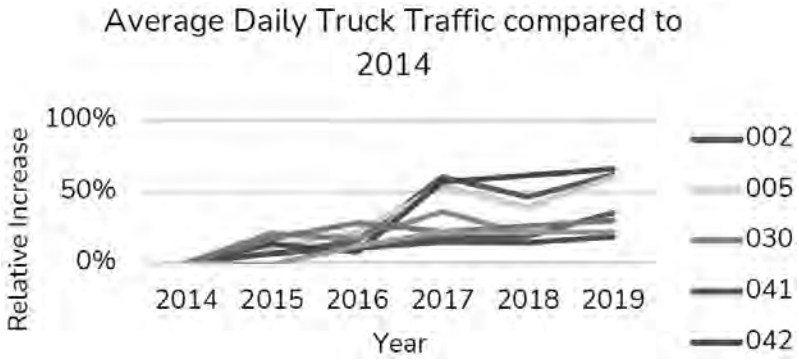


Figure 5. Percentage of change in ADTT relative to 2014 for the selected WIM sites.

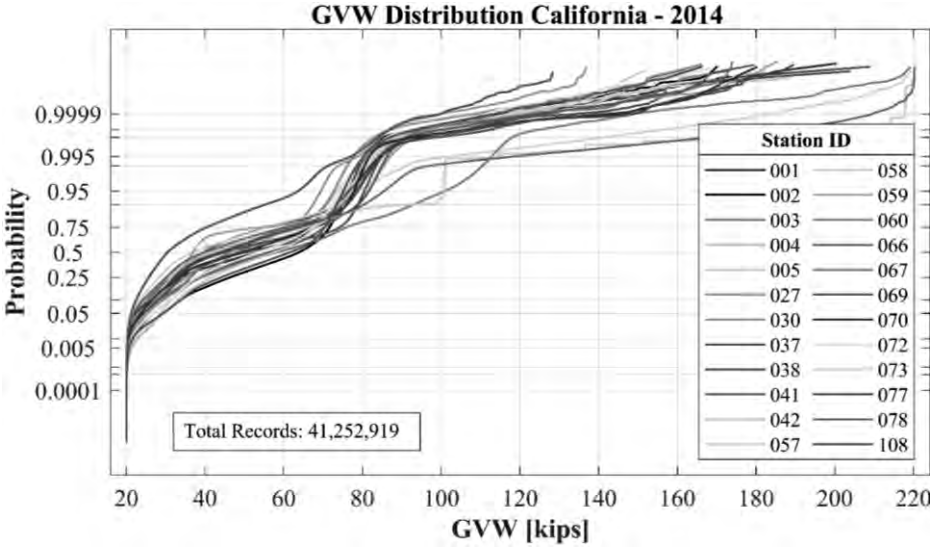


Figure 6. CDF plot of GVW for selected WIM stations in California for 2014.

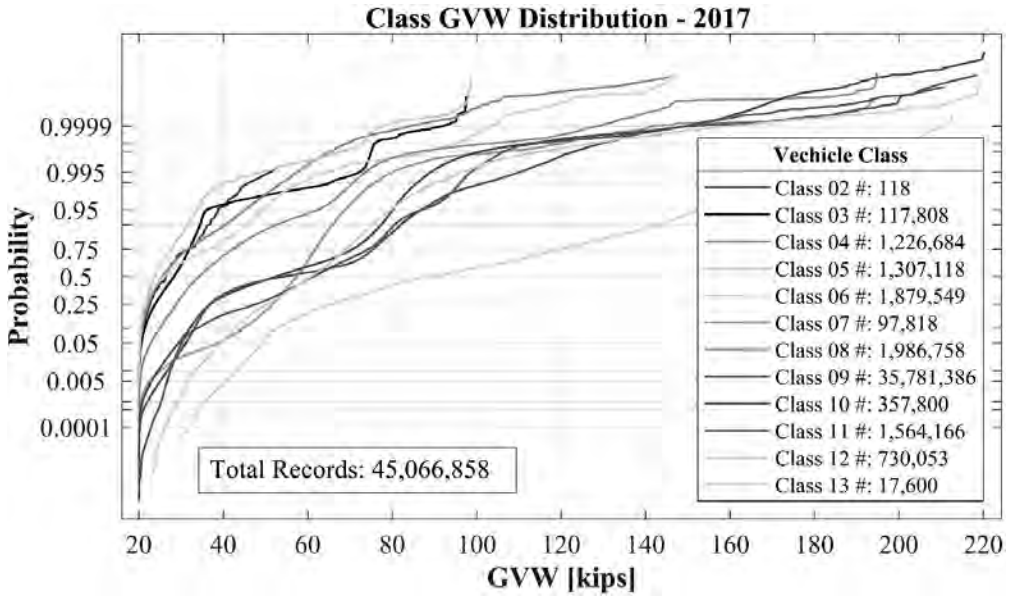


Figure 7. CDF plots of GVW for various vehicle classes in California for 2017.

Similarly, the examination of axle loads through CDF plots for selected WIM stations, such as WIM 072-Bowman, demonstrated consistent axle load distributions over multiple years, as shown in Figure 8 for the second axle loads of truck class 9 vehicles from 2014 to 2018. These plots provided insights into axle load consistency and trends, confirming the reliability of the data collected from the WIM stations. Overall, the analysis of GVW and axle loads through CDF plots underscored the importance of data consistency checks in ensuring the accuracy and reliability of traffic data collected through WIM systems, thereby informing infrastructure planning and maintenance efforts effectively.

4. Cast-in-place Bridge Deck reinforcement

The analysis conducted in this section focuses on evaluating bridge deck conditions through longitudinal and transverse assessments based on inspection reports from 94 out of 98 selected bridges meeting specific criteria. These criteria include features such as cast-in-place Box Girder Bridge Decks, reinforced or prestressed concrete girders, construction post-1989, and completion of reconstruction or maintenance. The inspection reports served as the primary data source for assessing bridge deck conditions using two approaches for serviceability and strength limit states. Furthermore, the evaluation specifically delved into the assessment of main steel reinforcement, focusing on detail 5–10, Figure 9, concerning the truss bar drop-off distance as specified in MTD 10-20 [11]. This detail delineates the distance at which the truss bar transitions to positive moment steel reinforcement in box girder bridge decks, with specific parameters detailed in the MTD 10-20 [11], ultimately comparing the as-built drop-off distance with the MTD-required distance for the 94 bridges under study.

The comparison revealed that approximately 25% of the analysed bridges did not meet the design distance prescribed by MTD 10-20 [11], Figure 10, with consideration given to the guide's May 2008 version used in the study and potential variations in construction dates. Notably, the findings underscore the importance of assessing and ensuring compliance with

design specifications to maintain structural integrity and safety standards. Further insights into the discrepancies between the as-built and required distances provide valuable input for future bridge construction and maintenance endeavors, highlighting the need for ongoing monitoring and evaluation of bridge infrastructure.

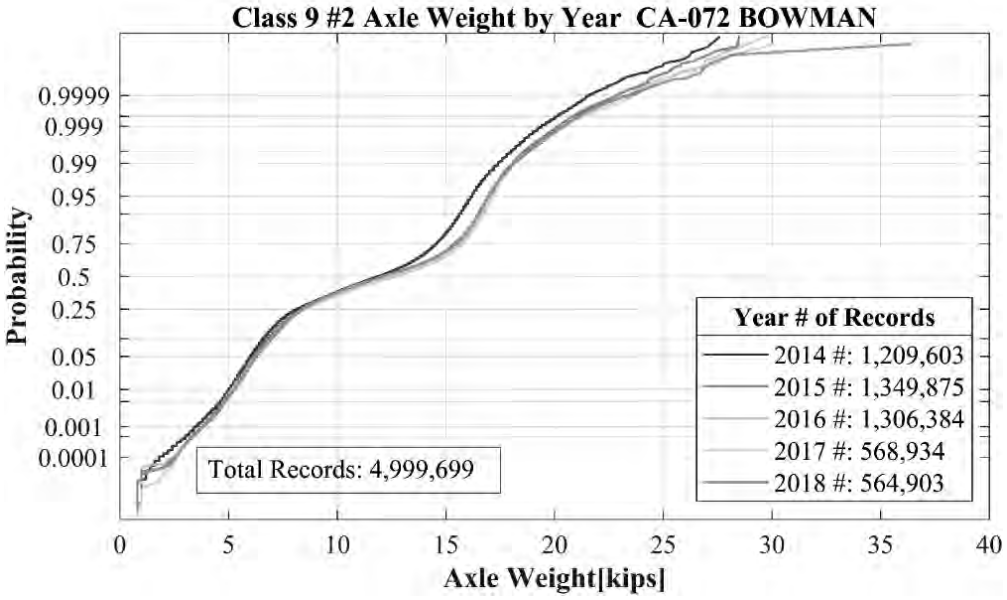


Figure 8. CDF plot for the second axle load, WIM 072-Bowman, California, 2014–2018.

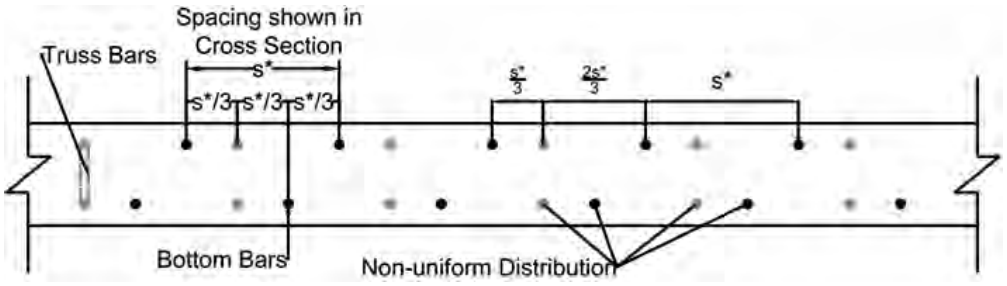


Figure 9. Detail 5–10 Main Reinforcement Distribution [11].

Finite element analysis (FEA) was utilized to assess the loading effects induced by the HL-93 truck on Box Girder Bridges in the transverse direction. The FEM model was constructed to encompass various configurations of Box Girder Bridges, each featuring a different number of cells. An illustrative example of a 4-cell Box Girder Bridge cross-section used in the FEM analysis is depicted in Figure 11. The FEM model incorporated several key components to accurately simulate the loading conditions.

A single truck load representing the HL-93 Axle Moving Load, a standard vehicular load specification used in bridge design. The Equivalent Strip Method (ESM) was employed to calculate the live load moment, providing a simplified yet effective approach for analyzing the structural response to the applied loads. Dead load considerations comprised the weight of the deck slab along with a 3-inch layer of asphalt wearing surface, mirroring the conditions outlined in the Caltrans BDP10 example [12].

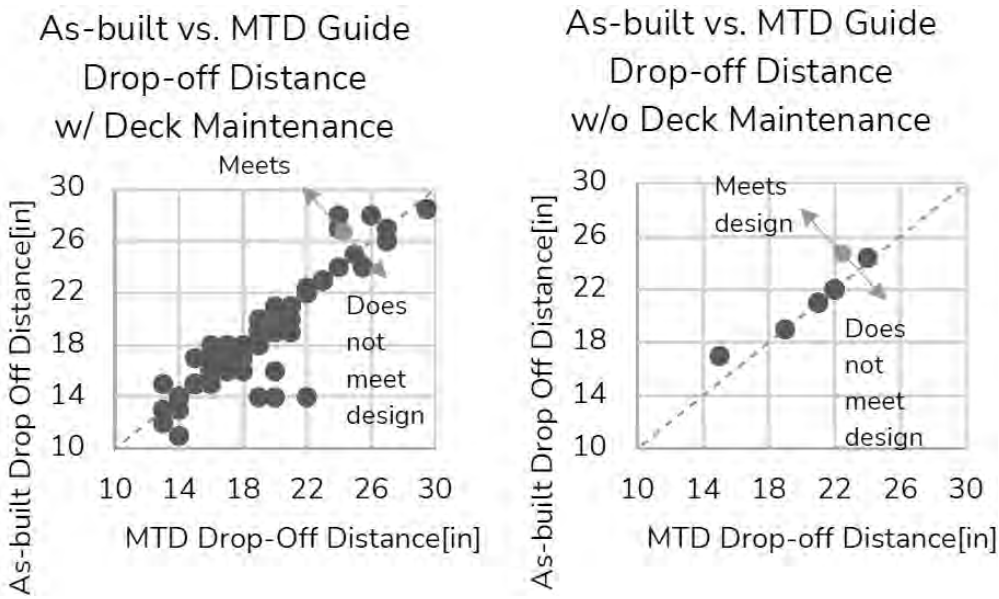


Figure 10. As-built vs. MTD Drop-Off Distance for the truss bar. Bridges with some deck maintenance reported (left), bridges without deck maintenance reported (right).

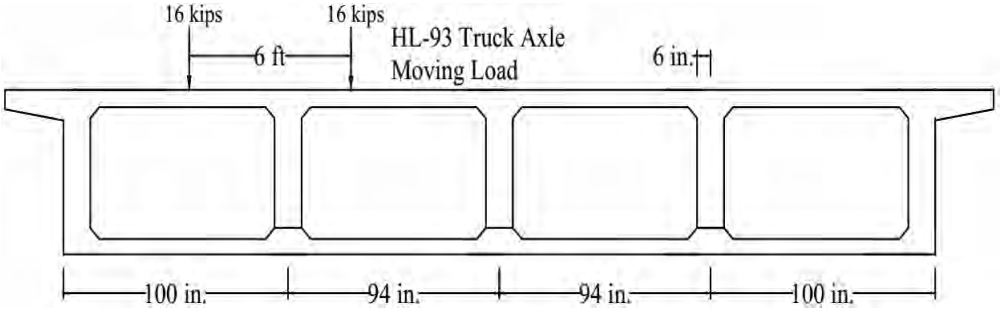


Figure 11. Cross section used in the FEM analysis, 4-cell box girder bridge example.

The analysis focused on computing the flexural resistance of concrete decks to compare with load effects and ensure compliance with AASHTO LRFD [1] provisions for bridge design. Utilizing Detail 5–10, which illustrates the truss-bar drop-off configuration, two cases for resistance were evaluated: moment resistance with one bar and two bars. A total of nine bridges out of the initial 94 were selected for finite element modeling (FEM) to simulate live load effects, enabling the computation of flexural resistance for each bridge. This approach aimed to assess whether the specified drop-off distances were adequate in maintaining structural integrity and adhering to design standards set by AASHTO LRFD [1].

The analysis incorporated AASHTO LRFD Article 5.10.8.1.2a [1] requirements, which stipulate that the flexural termination point should extend at least 15 times the diameter of the bar (15 db) to account for shear influence on bar stress. For each bridge in the study, the required drop-off distance was calculated considering this extension mandated by AASHTO LRFD [1]. A flexural termination point was identified where the ultimate moment matches the

resistance with one reinforcing bar, denoted by a red dot in Figure 5.7. Additionally, green circles in Figure 5.7 represent the required extension of 15db specified by AASHTO LRFD Article 5.10.8.1.2 [1]. illustrate the analysis results for the nine selected bridges, presenting values such as ultimate positive and negative moments (Mu+ and Mu-), resistant moments (φMn) for positive and negative regions calculated for one and two reinforcing bars, extensions per Article 5.10.8.1.2a [1] (ExtL and ExtR), and the distance where flexural resistance is no longer needed or the flexural termination point (DropDist).

The analysis of bridge design details, particularly focusing on Drop-off Distance and truss bar configurations, revealed significant findings and recommendations. Firstly, it was noted that in some cases, the drop-off distance specified in Detail 5–10, Figure 9, was insufficient, potentially failing to meet AASHTO LRFD [1] requirements. Additionally, concerns were raised regarding truss bar spacing, prompting a need for reassessment. In contrast, Detail 5–11 emerged as a favorable alternative, meeting all AASHTO [1] standards for spacing and reinforcement, thus warranting its prioritization over Detail 5–10. Consequently, the recommendation is to discontinue the use of Detail 5–10 [11] and adopt Detail 5–11 [11] to enhance structural integrity and compliance with design standards.

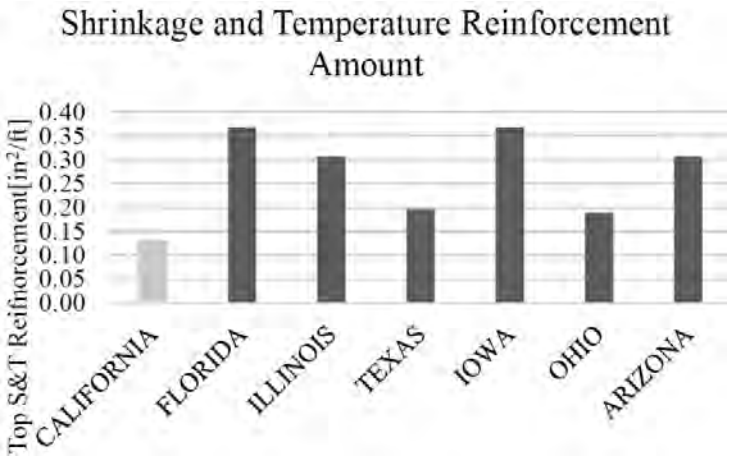


Figure 12. S&T steel reinforcement amount per state.

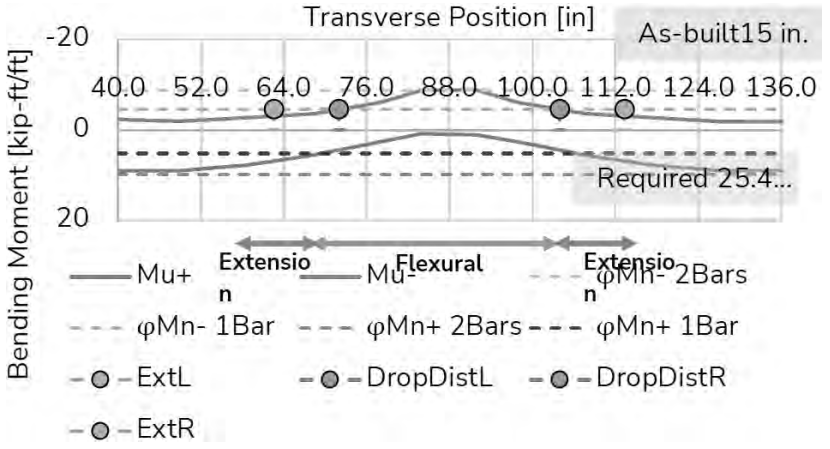


Figure 13. R/C Continuous Box Girder Bridge 02 0036L analysis example.

The analysis of bridge conditions revealed significant findings regarding transverse cracking and reinforcement practices. Over 70% of the studied bridges exhibited transverse cracking, with 35% reporting moderate to severe crack width in the first decade, Figure 14. Caltrans' reinforcement practices, based on AASHTO LRFD [1] standards, utilize minimal reinforcement compared to other states and employ the widest spacing of reinforcement at 18 inches. However, for shrinkage and temperature (S&T) reinforcement, Caltrans should implement a larger amount of reinforcement (at least 0.32%Ag) and tighter spacing (9 inches or closer) to mitigate cracking. As of now, California S&T reinforcement is the lowest compared with other states, Continuous structures offer adequate restraint to concrete decks, but transverse cracking remains prevalent, indicating the potential impact of excessive volume restraint on early age cracking, particularly over bents and piers.

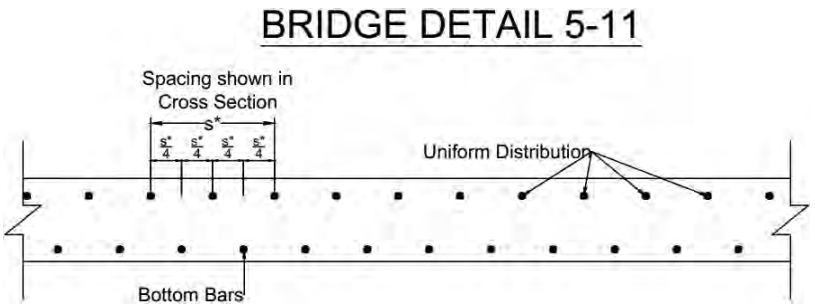


Figure 14. Detail 5–10 Main Reinforcement Distribution [11].

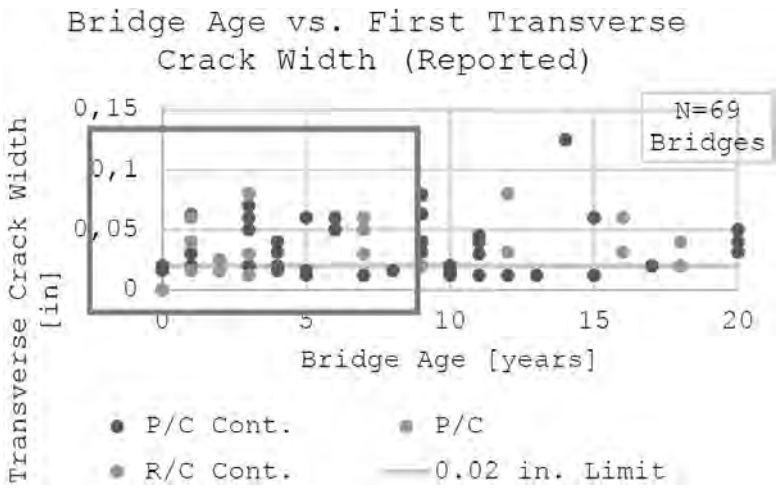


Figure 15. Transverse crack width vs box girder bridge age.

5. Summary and Conclusions

The statistical analysis shows that cast-in-place box girder bridges are the bridge type with more susceptibility to poor performance, especially when continuous. WIM data showed that traffic is consistent with the AASHTO LRFD design load HL-93 when comparing moment ratios in the longitudinal direction. WIM axle loads are very consistent year to year and in great proportion lower than the 25 kips tandem design load of the AASHTO LRFD. Based on WIM data analysis and analytical procedure performed, traffic is not a cause for the poor

performance of California bridge decks. Evaluation of deck design provisions showed that the main reinforcement detailing does not comply with AASHTO LRFD in terms of spacing. Detail 5–10 does not provide enough flexural termination length at the strength limit state for post-cracking shear influence.

Therefore, it is recommended to discontinue its use for future designs. Shrinkage and temperature provisions used by Caltrans were among the least restrictive among several states, with the larger spacing and the least amount of steel reinforcement. Based on the cracking data, it was concluded that more closely spaced bars might help control the widths of the cracks documented in Caltrans bridges. The level of deterioration observed in box girder bridges at early ages shows a design problem.

References

1. Premo, A., 2022. 2022 Bridge Report. American Road & Transportation Builders Association.
2. FHWA, 2017. National Performance Management Measures; Assessing Pavement Condition for the National Highway Performance Program and Bridge Condition for the National Highway Performance Program.
3. FHWA, 1995. Recording and coding guide for the structure inventory and appraisal of the nation's bridges.
4. FHWA, 2022. Specifications for the National Bridge Inventory.
5. Copas, T.L., 1970. Concrete Bridge Deck Durability, NCHRP: Synthesis of Highway Practice. Highway Research Board, National Research Council, Washington.
6. AASHTO, 2020. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition. ed. American Association of State Highway Officials, Washington, D.C.
7. ACI 224, 2001. ACI PRC-224-01: Control of Cracking in Concrete Structures (Reapproved 2008). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
8. ACI 318, 2019a. ACI CODE-318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
9. Fang, I.K., Worley, J.A., Burns, N.H., Klingner, R.E., 1986. Behavior of Ontario-Type Bridge Decks on Steel Girders 210.
10. NBI, 2022. National Bridge Inventory ASCII Files.
11. Caltrans, 2017. Memo To Designers 10–20 : Deck Slab Reinforcement Details. California Department of Transportation.
12. Caltrans, 2015. Bridge Design Practice – Chapter 10 Concrete Decks. California Department of Transportation.

Pogorszenie stanu nawierzchni w Kalifornijskich mostach o skrzynkowej konstrukcji dźwigarów

Słowa kluczowe: mosty, dźwigary skrzynkowe, beton sprężony, zarysowanie, zbrojenie

Awaria systemu odwodnienia obiektu mostowego przyczyną uszkodzeń nawierzchni – studium przypadku

ROBERT JURCZAK*
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Streszczenie: Przyczyny uszkodzeń nawierzchni na obiekcie mostowym mogą wynikać z błędów projektowych, wykonawczych lub nieodpowiedniego sposobu jej eksploatacji. Te drugie błędy zazwyczaj są efektem niewłaściwego dobrania materiałów lub nieprawidłowego ich wbudowania. Nie można również zapominać o zabezpieczeniu konstrukcji przed wnikaniem wody na każdym etapie budowie. Brak takiej ochrony może mieć czasem wpływ na uszkodzenie innych prawidłowo wykonanych elementów konstrukcji. W pracy przedstawiono opis uszkodzeń w postaci przesiąków wody występujących na nawierzchni jednej z estakad wykonanej w ramach budowy obwodnicy Wałcza w ciągu drogi ekspresowej S10. W analizowanym przypadku udało się ustalić przyczynę ich powstania i stosunkowo łatwo dokonać naprawy. Opisano również zakres podjętych prac naprawczych.

Słowa kluczowe: obiekt mostowy, nawierzchnia mostowa, system odwodnienia, asfalt lany, izolacja przeciwwodna

1. Wprowadzenie

Budowa obwodnicy Wałcza w ciągu drogi ekspresowej S10 to jedna z największych i najpotrzebniejszych inwestycji drogowych zrealizowanych w południowo-wschodniej części województwa zachodniopomorskiego w ostatnich latach. Głównym jej celem było wyprowadzenie ruchu tranzytowego. Z analizy archiwalnych danych Generalnego Pomiaru Ruchu (GPR) wynika, że w 2015 roku przez centrum Wałcza przejeżdżało ponad 15 tysięcy pojazdów na dobę, w tym 2862 pojazdów ciężkich. Oddana do ruchu 19 grudnia 2020 r. obwodnica Wałcza wyprowadziła główną część ruchu z miasta. Dzięki temu zmniejszyła się uciążliwość związana z transportem samochodowym (redukcja zanieczyszczeń i hałasu), a także poprawiły się warunki bezpieczeństwa ruchu.

Początkowo inwestycję realizowała firma Energopol Szczecin, która rozpoczęła budowę obwodnicy 18 listopada 2015 r. Niestety po osiągnięciu zaawansowania robót na poziomie ok. 85% wykonawca wstrzymał realizację zasadniczych robót i już ich nie wznowił. W związku z brakiem odpowiedniego postęp prac 14 października 2019 r. nastąpiło rozwiązanie umowy z dotychczasowym wykonawcą. Jednocześnie rozpoczęły się przygotowania do przeprowadzenia inwentaryzacji w terenie oraz opracowania dokumentów do przetargu na ukończenie niezrealizowanych prac. Nowe postępowania przetargowe na dokończenie robót ruszyły

*Autor do korespondencji: *robertjurczak@zut.edu.pl*

jeszcze tego samego roku. Prace podzielono na kilka mniejszych zadań tak, by w realizacji mogły uczestniczyć mniejsze firmy. Rozpoczęte wcześniej roboty zasadnicze po upływie 9 miesięcy wznowił nowy wykonawca (PORR). Nowa dwujezdniowa droga o długości 17,8 km omija Wałcz od północy. W ramach tego zadania powstało również 13 wiaduktów drogowych, 2 mosty i 2 estakady oraz 4 wiadukty ekologiczne i 15 przepustów ekologicznych. Jak można więc zauważyć wraz z budową nowych dróg pojawiają się również obiekty inżynierskie. Stanowią one kluczowy element tej sieci. Przy obecnym intensywnym ruchu samochodowym wszelkie zakłócenia w funkcjonowaniu obiektów mostowych mogą być przyczyną istotnych utrudnień w ruchu. Dlatego tak ważne jest zapewnienie odpowiedniej trwałości drogowym obiektom mostowym, ponieważ wszelkie późniejsze prace naprawcze są z reguły trudne do wykonania i kosztowne.

Wg [1] szczególne znaczenie w kształtowaniu trwałości obiektów mostowych przypisuje się elementom ich systemu odwodnienia. W pracy [2] zwraca się uwagę, że wszelkie nieszczelności izolacji, urządzeń dylatacyjnych i odwadniających przyczyniają się do niszczenia konstrukcji mostu. Także wyniki przeglądów obiektów mostowych przedstawione w pracy [3] potwierdzają duży wpływ elementów systemu odwodnienia na ich trwałość. Wady i uszkodzenia poszczególnych elementów niekiedy ujawniają się już na początku okresu użytkowania lub nawet przed zakończeniem wszystkich robót. Najczęściej wynikają z błędów projektowych i wykonawczych. Każdy z nich może jednak powodować obniżenie parametrów elementu oraz całej konstrukcji, wpływają też na jej trwałość. Opisany w pracy przypadek uszkodzenia nawierzchni na obiekcie mostowym w wyniku awarii systemu odwodnienia pochodzi z obserwacji podczas kontroli jakości materiałów i robót na inwestycjach realizowanych w województwie zachodniopomorskim. Autor przedstawił go w tym opracowaniu z nadzieją, że pomoże uniknąć podobnych uszkodzeń w przyszłości.

2. Ogólny opis wykonanych estakad w ramach budowy obwodnicy Wałcza w ciągu drogi ekspresowej S10

Ze względów środowiskowych (korytarz migracji dla średnich i małych zwierząt oraz płazów) i trudnego terenu charakteryzującego się zmiennymi warunkami gruntowymi do przeprowadzenia drogi krajowej nr 10 zaprojektowano m. in. dwie estakady E-1 i E-2. Przy czym tę drugą można zaliczyć do najciekawszych obiektów mostowych na tej inwestycji (rys. 1).

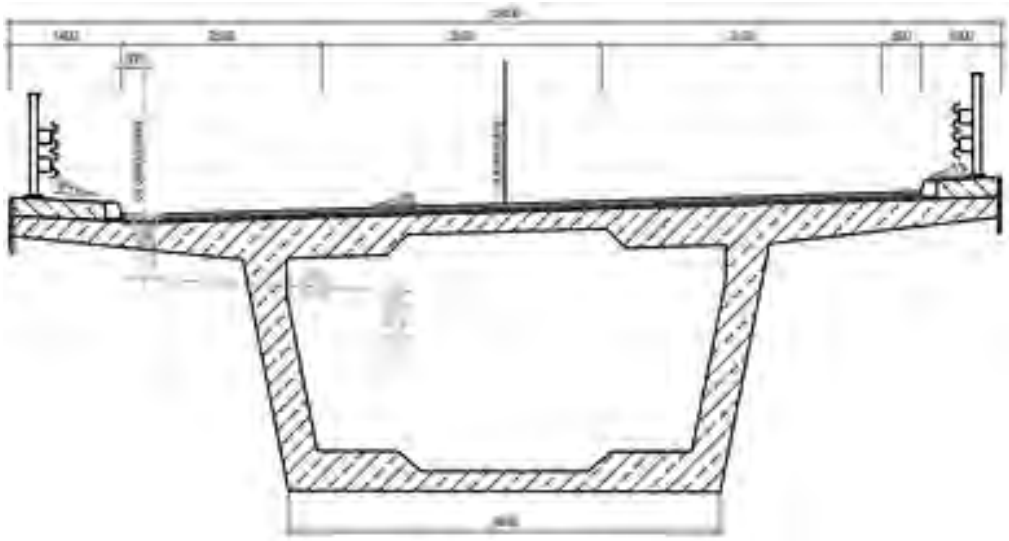


Rys. 1. Estakada E-2.

Formę architektoniczną obu obiektów dostosowano do istniejących warunków terenowych. Pierwszą estakadę E-1 stanowiła konstrukcja trzyprzęsłowa o długości 278 m.

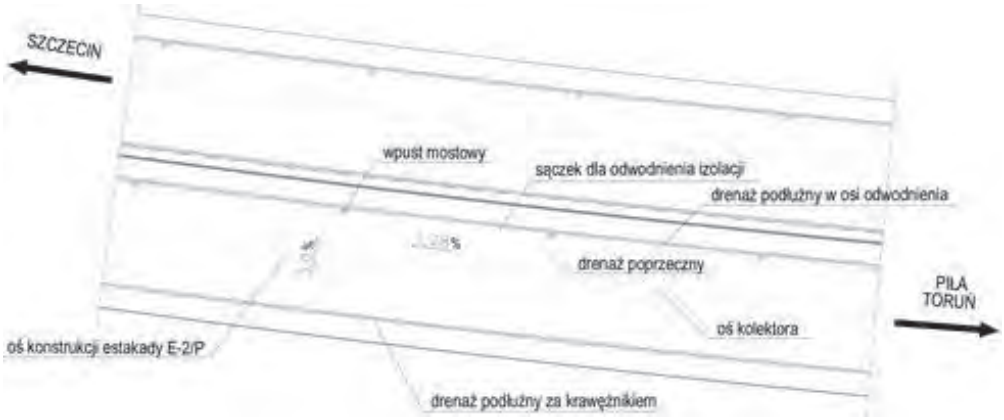
Natomiast druga estakada E-2 składa się aż z trzynastu przęseł, z których najdłuższe liczą 61,3 m. Jest to obiekt o długości 764 m ukształtowany w łuku poziomym o promieniu 1950 m. Według pierwotnego projektu miał być realizowany metodą betonowania nawisowego oraz nasuwania podłużnego. Ostateczny jednak dobór technologii budowy należał do wykonawcy inwestycji, ponieważ zamawiający przewidział możliwość optymalizacji w zakresie obiektów inżynierskich. W efekcie cały obiekt mostowy wykonano w technologii nasuwania podłużnego metodą „lift and push". Istotnym elementem wykorzystanej technologii były awanbeki (stalowe konstrukcje odciążające), które wykonawca wykonał samodzielnie. Ustrój nośny o przekroju skrzynkowym jednokomorowym o stałej wysokości na całej długości obiektu zaprojektowano z betonu klasy C50/60. Przewidziano oddzielne konstrukcje ustroju nośnego pod każdą jezdnię drogi ekspresowej [4, 5].

Odprowadzenie wody z powierzchni płyty pomostowej estakady zapewniono poprzez odpowiednie ukształtowanie spadków podłużnych i poprzecznych (rys. 2).



Rys. 2. Geometria ustroju nośnego w przekroju poprzecznym jezdni lewej estakady E-2.

Konstrukcję nośną ułożono na podporach przy stałym pochyleniu równym 1,78%. Pochylenie poprzeczne pomostu w obrębie jezdni jest niezmienne na długości obiektu i wynosi 3% w kierunku zewnętrznej krawędzi przęsła. Pod chodnikiem z funkcją przejścia dla obsługi spadek płyty wynosił 5% do wewnątrz. Woda z nawierzchni zbierana jest w osi odwodnienia po niższej stronie przekroju poprzecznego i odprowadzana do żeliwnych wpustów rozmieszczonych w rozstawie co 20 m. Następnie woda z wpustów spływa do kolektora zbiorczego. Oś odwodnienia zlokalizowana jest w odległości 0,3 m od krawężnika zewnętrznego. Oprócz tego w skład systemu odwodnienia wszedł drenaż podłużny wykonany wzdłuż całego obiektu (po niższej stronie przekroju) we wnęce pozostawionej w warstwie asfaltu lanego. Zastosowano typowe rozwiązanie w postaci pasków geowłókniny filtracyjnej ułożonej na warstwie izolacji i obłożonej warstwą filtracyjną z kruszywa jednofrakcyjnego otoczonego żywicą epoksydową. Ponadto za krawężnikiem ułożono na izolacji drenaż podłużny składający się z dwóch warstw geowłókniny. Do odprowadzenia wody ujętej za krawężnikiem do misy wpustu będącej w linii cieku wykorzystano drenaż poprzeczny, który składał się z dwóch warstw geowłókniny ułożonej bezpośrednio pod warstwą asfaltu lanego.



Rys. 3. Schemat zaprojektowanych urządzeń do odprowadzania wody na estakadzie E-2.

Konstrukcję nawierzchni na obiekcie stanowiła warstwa ścieralna z mieszanki SMA 11 45/80-55 o grubości 4 cm i warstwa wiążąca (ochronna) z asfaltu lanego MA 11 25/55-60 o grubości 5 cm, która jednocześnie zabezpiecza izolację przeciwwodną przed uszkodzeniami. Izolację płyty pomostu wykonano z papy zgrzewalnej o grubości 5 mm, którą ułożono w jednej warstwie. Pod kapami chodnikowymi i krawężnikami ułożono dodatkowy pas izolacji stanowiący drugą warstwę izolacji. Nawierzchnię chodników wykonano z żywicy epoksydowo-poliuretanowej o grubości 5 mm, ułożonej bezpośrednio na powierzchni kap chodnikowych.

3. Opis uszkodzeń i analiza przyczyn ich występowania

Podczas wizji terenowej drogi przed ogłoszeniem przetargu na dokończenie budowy obwodnicy Wałcza w ciągu drogi ekspresowej S10 stwierdzono występowanie przesiąków wody na wykonanej nawierzchni jezdni lewej estakady E-2, po której odbywa się ruch w kierunku Szczecina (rys. 4). Były one zlokalizowane głównie w osi jezdni. Przesiąki występowały nieregularnie i charakteryzowały się różną intensywnością. W tych miejscach na powierzchni warstwy ścieralnej z mieszanki SMA widoczne były przebarwienia i lokalne nierówności.



Rys. 4. Przesiąki wody występujące na nawierzchni jezdni lewej estakady E-2.

Ponadto w miejscach wydostającej się wody z pod krawężnika kamiennego widoczne były również nacieki skierowane zgodnie z pochyleniem poprzecznym płyty pomostu. Należy

zaznaczyć, że w związku z odstąpieniem przez GDDKiA od umowy z dotychczasowym wykonawcą poziom zaawansowania robót na obu jezdniach estakady był różny (rys. 5). Na jezdni lewej ułożona była już warstwa ścieralna z mieszanki SMA. Natomiast na jezdni prawej estakady dopiero rozpoczęto prace związane z wykonaniem nawierzchni. Tylko na fragmencie ułożona była warstwa ochronna z asfaltu lanego, a na pozostałej części izolacja przeciwwodna. Widoczne złącze podłużne wskazywało, że asfalt lany przez dotychczasowego wykonawcę wbudowano w dwóch etapach.



Rys. 5. Widok istniejącej izolacji z papy zgrzewalnej i drenażu poprzecznego (po lewej) oraz warstwy ochronnej z asfaltu lanego (po prawej) na jezdni prawej estakady E-2.

W celu określenia przyczyn pojawienia się uszkodzeń na wykonanej nawierzchni jezdni lewej postanowiono w pierwszej kolejności ocenić stan wykonanych elementów na drugiej (prawej) jezdni, na której nie zakończono jeszcze wszystkich robót. W przypadku wykrycia nieprawidłowości mogłyby stanowić podstawę do wnioskowania o ewentualnych przyczynach uszkodzeń nawierzchni. Przypuszczano, że należy ich szukać w robotach już zakończonych. Dlatego na tym etapie zrezygnowano z wykonywania odkrywek w nawierzchni jezdni lewej estakady E-2, aby niepotrzebnie jej nie niszczyć. Każda bowiem taka ingerencja w konstrukcję nawierzchni (w szczególności mostowej) może powodować jej osłabienie i powstanie następnych uszkodzeń. Dodatkowo dokonano przeglądu badań prowadzonych w trakcie realizacji inwestycji.

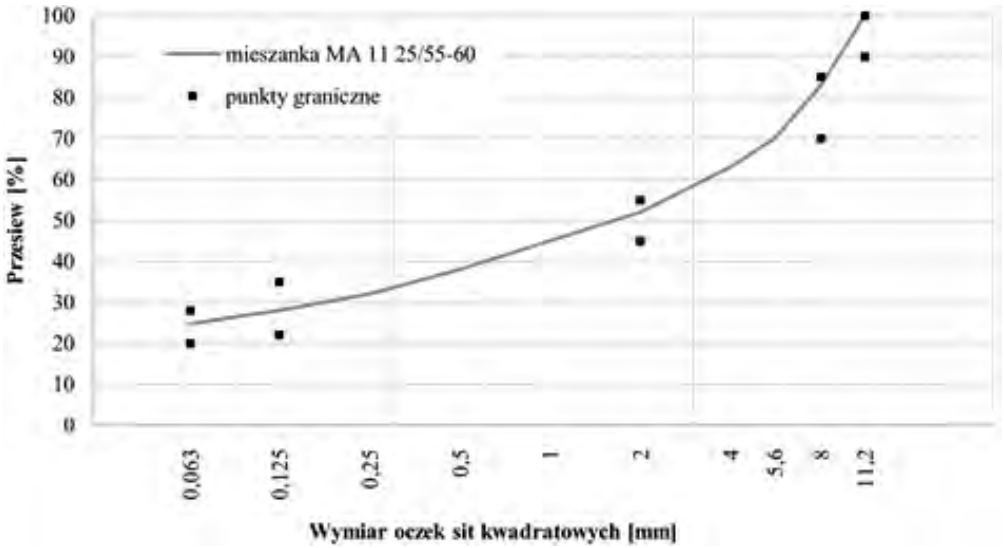
Ponadto na fragmencie estakady, na którym nie było jeszcze ułożonej warstwy asfaltu lanego wykonano badania przyczepności istniejącej izolacji (papy zgrzewalnej) do podłoża przez odrywanie metodą „pull-off" [6]. Miejscowo tj. na odcinku ok. 30 m stwierdzono brak wymaganej przyczepności izolacji. Natomiast na pozostałej części na podstawie oceny stanu izolacji przeciwwodnej i uzyskanych wyników badań przyczepności stwierdzono dobre połączenie papy zgrzewalnej do podłoża płyty. Do przyklejenia stalowych krążków o średnicy 50 mm użyto dwuskładnikowego kleju epoksydowego. W trakcie pomiarów odnotowano temperaturę powietrza równą 23,2°C. Badania wykonano za pomocą aparatu pull-of (Dyna ProceqZ50). Zestawienie przykładowych wyników badań przyczepności zestawiono w tabl. 1.

Aby wykluczyć też z przyczyn uszkodzeń błędy związane z wbudowaniem nieodpowiedniego materiału (asfaltu lanego) określono jego podstawowe właściwości. W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę składu asfaltu lanego (zawartość lepiszcza i skład ziarnowy) zgodnie z normami [7-9]. Do oceny odporności asfaltu lanego na deformacje trwałe zastosowano metodę penetracji trzpieniem w temperaturze 40°C, wg normy [10]. Miarą tej oceny jest głębokość zagłębienia trzpienia po 30 minutach i jego przyrost po kolejnych 30 minutach. Próbki do badań formowano w temperaturze 220°C. W badaniach wykorzystano

kawałki asfaltu lanego pochodzące z wykonanej warstwy ochronnej na jezdni prawej estakady. Wyniki podstawowych właściwości przedstawiono graficznie na rys. 6 i w tabl. 2.

Tablica 1. Zestawienie wyników badań przyczepności izolacji z papy zgrzewalnej do podłoża

Nr punktu pomiaru	Obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Przyczepność przez odrywanie [MPa]	Średnia wartość [MPa]	Wymagana przyczepność [MPa]
1	1,20	0,61	0,57	≥ 0,4
2	1,02	0,52		
3	1,15	0,59		
4	1,04	0,59		
5	1,10	0,56		
6	0,97	0,49	0,54	
7	1,21	0,62		
8	0,92	0,47		
9	1,20	0,61		
10	1,03	0,52		



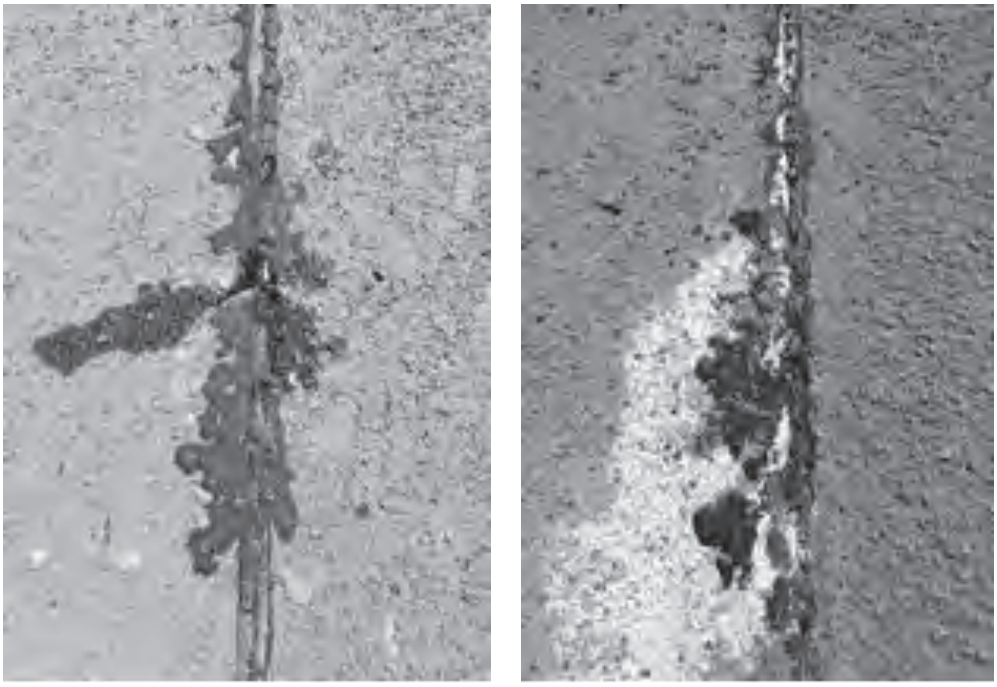
Rys. 6. Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej badanego asfaltu lanego wraz z punktami kontrolnymi.

Tablica 2. Podstawowe cechy badanego asfaltu lanego MA 11 25/55-60

Właściwość	Jednostka	Metoda badania	Wynik	Wymagania wg [11]
Zawartość lepiszcza rozpuszczalnego	[%]	PN-EN 12697-1:2020-08 pkt. B.1.2	6,8	$B_{min}6,8$
Odporność na deformacje trwałe: głębokość zagłębienia trzpienia (penetracja),	[mm]	PN-EN 12697-20:2020-07	1,8	1,0 – 3,0
przyrost zagłębienia po 30 min (przyrost penetracji).	[mm]		0,1	≤ 0,6

Na podstawie przeprowadzonej ekstrakcji ustalono, że zawartość lepiszcza wynosi 6,8%. Krzywa uziarnienia mieszanki mineralnej z asfaltu lanego mieści się między punktami kontrolnymi. W jej skład wchodziło kruszywo drobne i grube (melafir) oraz wypełniacz wapienny, a także piasek naturalny. Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić, że badany asfalt lany spełnia wymagania ujęte w wymaganiach technicznych WT-2 z 2014 r. [11] i charakteryzuje się odpowiednią odpornością na odkształcenia trwałe. Świadczy o tym zarówno średnia wartość zagłębienia trzpienia po 30 minutach (1,8 mm) jak i przyrost penetracji (0,1 mm).

W trakcie oceny jakości wykonania złączy podłużnych i poprzecznych na połączeniach działek roboczych asfaltu lanego stwierdzono występowanie wody. W niektórych miejscach znajdowała ona ujście i sączyła się na powierzchnię asfaltu lanego (rys. 7).



Rys. 7. Widok sączącej się wody na połączeniu działek roboczych asfaltu lanego.

Z kolei w innych miejscach woda znajdowała się w pęcherzach, które po ich przebiciu ją uwalniały. Po usunięciu masy uszczelniającej złącze ustalono, że w szczelinie między warstwami ułożonego asfaltu lanego gromadzi się i przemieszcza woda z górnej części szczeliny do dolnej – zgodnie z kierunkiem spadku podłużnego i poprzecznego (rys. 8). Czerwonymi strzałkami oznaczono kierunek przepływu wody za pomocą drenaży i w szczelinie podłużnej na połączeniu działek roboczych asfaltu lanego.

Jednocześnie zauważano, że brakuje uszczelnienia w miejscu styku krawężnika i kapy chodnikowej lub jest ono niekompletne. Normalnie miejsca połączeń tych elementów wyposażenia są uszczelniane w miarę postępu zaawansowania robót. Natomiast w zaistniałej sytuacji w wyniku przerwania realizacji robót miejsca te pozostały niezabezpieczone. Należy zaznaczyć, że od momentu opuszczenia przez pierwszego wykonawcę odpowiedzialnego za budowę tej obwodnicy do wyłonienia nowego upłynęło sporo czasu (ok. 7 miesięcy), w tym okres zimowy i wiosenny. W konsekwencji woda opadowa z powierzchni obiektu w wyniku

nieszczelności przedostawała się pod kapę chodnikową, tam się gromadziła w nadmiarze i zbierana przez drenaż wykonany bezpośrednio za krawężnikiem powinna być transportowana drenami poprzecznymi do mis wpustów osadzonych w osi cieku. Tymczasem ze względu na występowanie szczelin w połączeniach podłużnych działek roboczych asfaltu lanego woda pod wpływem ciśnienia wypychana była na zewnątrz. Świadczą o tym opisane wcześniej sączenia wody i pęcherze. Zdaniem autora wydostająca się woda przez szczeliny między warstwami ułożonego asfaltu lanego mogła przyczynić się prawdopodobnie do powstania uszkodzeń nawierzchni jezdni lewej estakady E-2 w postaci przesiąków. Miejsca ich występowania (w osi jezdni) pokrywały się bowiem z lokalizacją złącza podłużnego niżej leżącej warstwy ochronnej z asfaltu lanego.



Rys. 8. Schemat kierunku spływu wody w złączu podłużnym na połączeniu działek roboczych asfaltu lanego na estakadzie E-2.

4. Sposób naprawy uszkodzeń

Zakres niezbędnych prac do wykonania opracowano oddzielnie dla jezdni lewej i prawej estakady. W pierwszej kolejności wykonywano uszczelnienie styku krawężnika z betonem kapy chodnikowej i krawężnika z warstwą ścieralną. Następnym krokiem było usprawnienie odprowadzenia nadmiaru wody napływającej zza krawężnika po wyższej stronie przekroju poprzecznego. W tym celu na jezdni prawej (bez warstwy ścieralnej z mieszanki SMA) wykonano sączki z rury PCV o średnicy 50 mm. Po usunięciu warstwy asfaltu lanego w miejscu lokalizacji drenu poprzecznego osadzono je w otworze wykonanym w betonie wspornika płyty pomostu. Następnie po uszczelnieniu połączenia rury i papy zgrzewalnej wypełniono miejsce, z którego usunięto asfalt lany kruszywem otoczonym żywicą. Dzięki temu nadmiar wody ma być odprowadzany przez drenaż poprzeczny wychodzący przez ławę pod krawężnikiem do sączków bezpośrednio pod obiekt. Natomiast w miejscu istniejących połączeń warstw asfaltu lanego wykonano od nowa uszczelnienie tego styku. Do naprawy uszkodzeń jezdni lewej estakady przystąpiono dopiero po stwierdzeniu, że wykonane prace na jezdni prawej są skuteczne. Oprócz wymienionych wcześniej prac związanych z uszczelnieniem wszelkich styków wyposażenia na jezdni lewej estakady E-2 wykonano dodatkowe sączki w miejscach najbardziej intensywnych przesiąków. Osadzanie ich nastąpiło w otworach, które wycinano od spodu konstrukcji. Taki sposób wykonania sączków miał zapobiec ingerencji w istniejącą nawierzchnię mostową. Ponadto usunięto istniejącą izolację

przeciwwodną płyty pomostu w miejscach, w których nie osiągnięto wymaganej przyczepności i przyklejono nową warstwę papy zgrzewalnej. Wykonano również drenaż podłużny i poprzeczny na niezakrytej części płyty pomostu jezdni lewej estakady E-2, a następnie ułożono warstwę ochronną z asfaltu lanego (rys. 9). Na końcu wykonano warstwę ścieralną z mieszanki SMA.



Rys. 9. Drenaż poprzeczny i podłużny (po lewej) oraz układanie warstwy ochronnej z asfaltu lanego (po prawej).

5. Wnioski

Brak uszczelnienia między krawężnikiem a betonem kapy spowodowany przerwą w realizacji inwestycji był jedną z przyczyn powstania uszkodzeń w postaci przesiąków na nawierzchni estakady. Wystąpieniu uszkodzeń na nawierzchni wg autora sprzyjało dodatkowo nieprawidłowe wykonanie połączeń technologicznych warstw z asfaltu lanego wykonywanych w różnym czasie.

Z analizy opisanego przypadku wynika, że przerwanie realizacji prac na tak długi okres wymaga jak najszybszego zabezpieczenia obiektu i poszczególnych jego elementów przed napływem wody. Natomiast w celu uniknięcia nieszczelności w miejscach połączeń technologicznych przy układaniu asfaltu lanego należy go wbudowywać całą szerokością nawierzchni.

Literatura

1. Karda J., Wysokowski A.: Wpływ systemu odwodnienia na trwałość mostu. Materiały budowlane nr 4, 2007.
2. Madaj A., Mossor K., Siekierski W.: Mosty z przęsłami przegubowymi – trwałość i warunki użytkowania na przykładzie wybranych obiektów. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej nr 24, 2017. DOI: 10.21008/j.1897-4007.2017.24.14.
3. Kaszyński A.: Wpływ wybranych elementów wyposażenia na stan technicznych mostów. Materiały budowlane nr 4, 2007.
4. Żółtowski K., Kalitowski P., Żółtowski P.: Estakada E-2 – kluczowy obiekt obwodnicy Wałcza. Materiały budowlane nr 3, 2018. DOI: 10.15199/33.2018.03.03.
5. Nowak M.: Obiekt mostowy E-2 pod Wałczem w technologii nasuwania podłużnego. Mosty nr 2, 2018, s. 14-17.
6. PN-EN 13596:2006 Elastyczne wyroby wodochronne. Izolacja wodochronna betonowych płyt pomostów obiektów mostowych i innych powierzchni betonowych przeznaczonych do ruchu pojazdów. Określenie przyczepności.
7. PN-EN 12697-1:2020-08 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań – Część 1: Zawartość lepiszcza rozpuszczalnego.

8. PN-EN 12697-2+A1:2019-12 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań – Część 2: Oznaczanie uziarnienia.
9. PN-EN 933-1:2012 Badania geometrycznych właściwości kruszyw – Część 1: Oznaczanie składu ziarnowego – Metoda przesiewania.
10. PN-EN 12697-20:2020-07 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań – Część 20: Badanie penetracji na próbkach sześciennych lub cylindrycznych (CY).
11. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych, WT-2 2014 – cześć I – Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania Techniczne. Załącznik do zarządzenia nr 54 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 18.11.2014 r. Warszawa 2014.

Bridge deck drainage system failure as a cause of pavement distress – a case study

Key words: bridge, bridge pavement, deck drainage system, mastic asphalt, deck waterproofing system

Wykorzystanie DFOS w diagnostyce i monitoringu obiektów mostowych

MACIEJ KULPA*, BARTOSZ PIĄTEK, TOMASZ SIWOWSKI
Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury

Streszczenie: Tematyka monitoringu i prowadzenia pomiarów w czasie eksploatacji obiektów mostowych jest bardzo aktualna i jest wynikiem postępu, jaki w dziedzinie technik pomiarowych jest obserwowany w ostatnich latach. Spośród wielu systemów pomiarowych, obecnie rozwiązania bazujące na czujnikach światłowodowych wydają się być jednymi z najbardziej obiecujących, kompleksowych i trwałych metod pomiarowych. Czujniki światłowodowe, dzięki wykorzystaniu zjawisk optycznych polegających na rozpraszaniu światła w rdzeniu włókna szklanego, pozwalają na pomiar odkształceń na całej długości włókna. Takie podejście pozwala objąć obszarem pomiarowym zdecydowanie większe zakresy konstrukcji, niż ma to miejsce w przypadku pomiarów punktowych (tzw. dyskretnych). W opracowaniu przedstawiono praktyczne zastosowanie takiego rozwiązania do monitoringu dwóch typów konstrukcji, które wymagają szczególnej uwagi w trakcie eksploatacji: konstrukcji kompozytowych oraz konstrukcji sprężonych. Wykonane pomiary światłowodowe pozwoliły na ocenę poprawności pracy tych konstrukcji oraz identyfikację zasymulowanych uszkodzeń.

Słowa kluczowe: światłowody, DFOS, mosty, monitoring, diagnostyka

1. Wprowadzenie

W obiektach mostowych, jak w żadnych innych konstrukcjach budowlanych, nakładają się niekorzystne efekty w postaci wysokiego poziomu obciążeń i wytężenia konstrukcji, niekorzystnego oddziaływania środowiska oraz wysokich konsekwencji zniszczenia. Z tego względu bardzo często prowadzi się diagnostykę oraz monitoring w okresie eksploatacji z użyciem różnorodnych systemów pomiarowych. Jednocześnie wciąż poszukuje się nowszych technik, które pozwolą w ocenę pracy konstrukcji mostowych w szerszym zakresie. Jednym z takich rozwiązań są czujniki światłowodowe DFOS (ang. distributed fibre optic sensors), umożliwiające pomiary w sposób geometrycznie ciągły na całej długości pomiarowej światłowodu. Jest to możliwe dzięki wykorzystaniu różnych zjawisk optycznych, m.in. rozpraszania Rayleigha, Brillouina lub Ramana. Zastosowanie światłowodów pozwala zastąpić tradycyjne, punktowe pomiary odkształceń z użyciem np. tensometrów elektrooporowych. Jednocześnie pomiary odkształceń z użyciem światłowodu pozwalają uzyskać wynik z częstotliwością geometryczną już na poziomie 5 mm, co oznacza, że 1 metr bieżący światłowodu odpowiada 200 tensometrom. Takie podejście daje niespotykane dotąd

*Autor do korespondencji: *kulpa@prz.edu.pl*

możliwości analizy pracy konstrukcji z uwzględnieniem wszystkich lokalnych zjawisk, takich jak pęknięcie czy rozwarstwienie.

Powszechnie wiadomo, że nie każdy obiekt mostowy jest w takim samym stopniu predystynowany do objęcia go monitoringiem. W pierwszej kolejności takimi pomiarami należy objąć newralgiczne rodzaje konstrukcji, które nie są jeszcze dogłębnie poznane z uwagi na nowatorski materiał (konstrukcje kompozytowe) lub mogą być problematyczne z utrzymaniowego punktu widzenia (konstrukcje sprężone). W dalszej części pracy skupiono się na przedstawieniu rozwiązań obejmujących obie te grupy obiektów mostowych.

2. Monitoring obiektów kompozytowych

Pierwsze obiekty mostowe z kompozytów FRP (z ang. fibre-reinforced polymers) zostały zbudowane blisko 40 lat temu. Powodem zainteresowania środowiska mostowego tym stosunkowo nowym materiałem konstrukcyjnym jest jego wysoka trwałość, a także duża wytrzymałość i sztywność wytwarzanych z niego elementów mostów. Jednocześnie kompozyty FRP, jak każdy materiał konstrukcyjny, mają także swoje wady, które mogą prowadzić do uszkodzeń, a nawet do poważnych awarii tych konstrukcji. Wśród ich najistotniejszych wad można wskazać na podatność na rozwarstwienie wewnętrzne, pękanie matrycy, uszkodzenia połączeń itp. [1]. Dodatkowo, stosunkowo krótki okres stosowania kompozytów FRP w budownictwie mostowym powoduje, że nie jest jeszcze dokładnie rozpoznane zachowanie tego typu konstrukcji w czasie. Z związku z tym od początku stosowania kompozytów FRP w mostownictwie, towarzyszy mu konieczność stałej diagnostyki i monitoringu tych konstrukcji.

Jednakże ze względu na specyficzną mikro- i makrostrukturę typowe uszkodzenia kompozytów są bardzo trudne do zdiagnozowania i detekcji w sposób wizualny. Uszkodzenia mogą rozwijać się i propagować wewnątrz materiału, na przykład w płaszczyznach równoległych do powierzchni, będąc tym samym niezauważone w trakcie rutynowych inspekcji konstrukcji budowlanych. Z tego względu ocenę stanu technicznego mostów kompozytowych zazwyczaj wspomaga zastosowanie różnych metod diagnostyki nieniszczącej NDT (z ang. non-destructive testing) [2]. Większość współczesnych mostów kompozytowych jest dodatkowo monitorowana w celu oceny zachowania się konstrukcji [3].

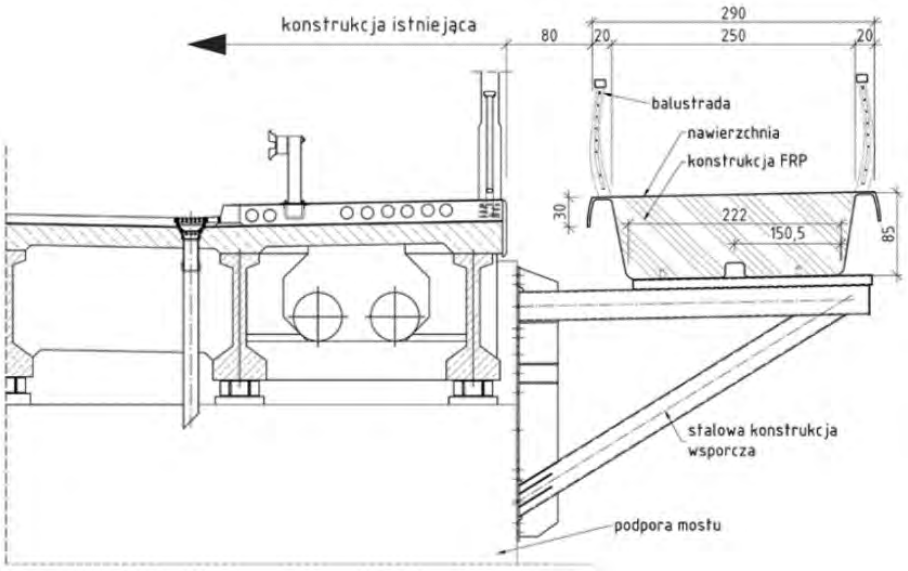
W przypadku konstrukcji kompozytowych korzyści z zastosowania systemu DFOS, poza możliwością obserwacji pełnego zakresu konstrukcji dzięki geometrycznej ciągłości czujników światłowodowych, są jeszcze większe: światłowód może być zintegrowany z innymi włóknami kompozytu już na etapie jego wytwarzania. Pozwala to poddać element monitoringowi już od momentu jego wytworzenia w wytwórni, przez etapy transportu, aż do wbudowania na placu budowy.

Ponadto umieszczenie światłowodu wewnątrz kompozytu zapewnia doskonałą ochronę takiego czujnika pomiarowego przed zniszczeniem na etapie montażu i/lub eksploatacji mostu. Pozwala to również na wyeliminowanie potencjalnych uszkodzeń lub wad warstwy transmisyjnej pomiędzy czujnikiem a mierzoną konstrukcją – najczęściej skleiny.

Na Politechnice Rzeszowskiej został opracowany system monitoringu konstrukcji kompozytowych z użyciem czujników światłowodowych zlokalizowanych wewnątrz materiału kompozytowego [4]. Badania laboratoryjne prototypów wykazały, że system spełnia stawiane przed nim zadania i może zostać zastosowany w praktyce.

Takie wdrożenie miało miejsce w 2021 roku w czasie modernizacji mostu Karpackiego w Rzeszowie, w czasie którego zrealizowano jednostronne poszerzenie obiektu za pomocą konstrukcji kompozytowej, opartej na stalowych wspornikach mocowanych do podpór istniejącego mostu. Parametry techniczne nowej konstrukcji kompozytowej wynikały

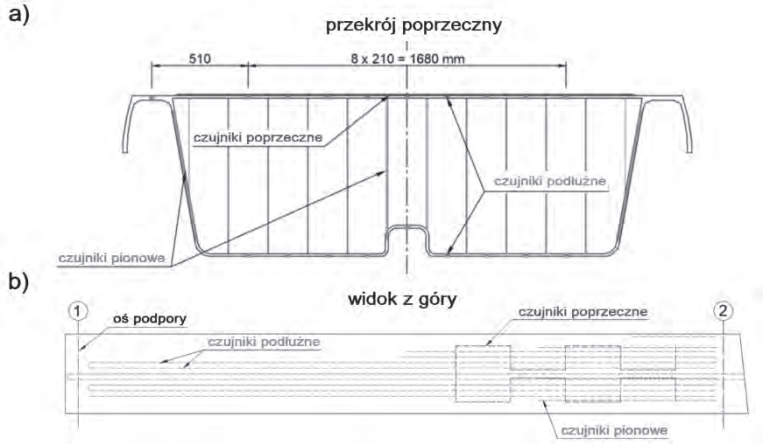
ze sposobu jej podparcia na podporach istniejącego mostu oraz wymagań użytkowych dla kładki rowerowej sformułowanych przez inwestora. Podstawowe parametry techniczne konstrukcji kompozytowej są następujące:
– schemat statyczny pięcioprzęsłowy, swobodnie podparty,
– długość całkowita 104,94 m,
– rozpiętości teoretyczne 23,54 + 23,67 + 23,67 + 23,54 + 3,73 m,
– szerokość całkowita 3,01 m,
– klasa obciążenia PN-EN 1991-2 (rozdział 5, kładki dla pieszych).



Rys. 1. Przekrój poprzeczny kładki

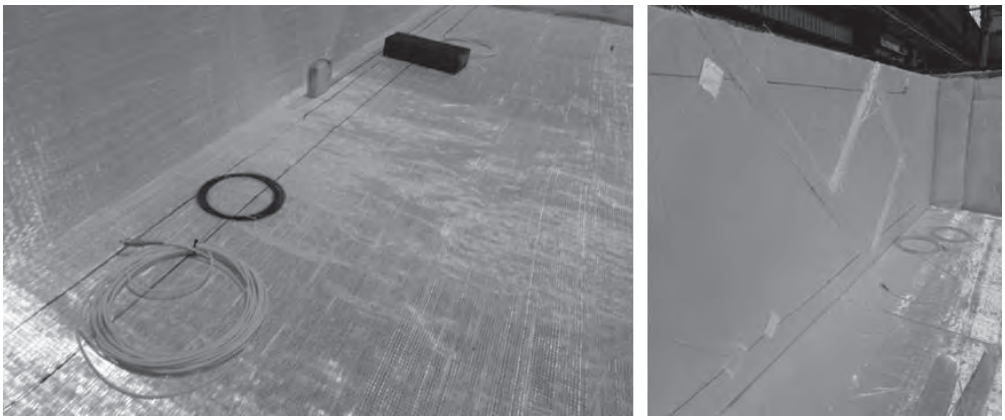
Konstrukcja nośna przęseł kładki jest elementem warstwowym składającym się z laminatów okładzinowych (górnego i dolnego) oraz żeber pionowych, usztywniających rdzeń płyty, wykonany z pianki PUR o gęstości 38 kg/m^3 (rys. 1). Laminaty i żebra są wykonane z tkanin z włókien szklanych typu E oraz żywicy poliestrowej. Rdzeń z pianki pełni jedynie funkcję wypełnienia płyty i nie jest uwzględniany w obliczeniach. Szczegółowy opis rozwiązań konstrukcyjnych i projektowych zamieszczono w artykule [5]. Konstrukcję kompozytową wytworzono metodą infuzji próżniowej VARTM (vacuum assisted resin transfer moulding) w warsztacie firmy FiberCore Europe B.V. w Rotterdamie.

Ze względu na pionierski charakter oraz rozmiary konstrukcji kompozytowej zaplanowano monitoring jej pracy podczas eksploatacji. Do tego celu zaprojektowano i wdrożono system monitoringu światłowodowego DFOS (distributed fibre optic sensors) z wykorzystaniem jednomodowych włókien SM9/125. Układ czujników światłowodowych przedstawiono na rys. 2. W sumie w konstrukcji pojedynczego przęsła umieszczono ponad 200 m czujników światłowodowych, które w zależności od orientacji mierzyły odkształcenia konstrukcji w kierunkach podłużnym, poprzecznym i pionowym. Cały system światłowodowy odpowiada ponad 40 tys. punktów pomiarowych. Ponadto dzięki odpowiedniemu podziałowi systemu czujników światłowodowych pomiar może zostać ograniczony do mniejszej liczby punktów (np. tylko w newralgicznych przekrojach lub punktach) lub do lokalnego fragmentu konstrukcji (np. strefa podparcia), co jest korzystne w przypadku pomiarów z wysokimi częstotliwościami kilkudziesięciu Hz (tzw. pomiarami dynamicznymi).



Rys. 2. Lokalizacja czujników w przęśle kładki.

W odróżnieniu od klasycznych czujników pomiarowych, które są montowane na gotowej konstrukcji, w systemie DFOS włókna światłowodowe zostały umieszczone wewnątrz konstrukcji pomiędzy tkaninami laminatów, jeszcze przed procesem infuzji (rys. 3). Z tego względu nie są narażone na uszkodzenia lub zniszczenie na skutek oddziaływania środowiska lub aktów wandalizmu, a cały system pomiarowy cechuje się wysoką trwałością. Dla ograniczenia średnicy czujników, ich ingerencji w strukturę laminatów oraz lepszego połączenia z materiałem, czujniki światłowodowe były stosowane bez osłon. Dzięki temu zmniejszono średnicę czujników z kilku milimetrów do 250 μm, ograniczając zagrożenie wprowadzania karbów konstrukcyjnych osłabiających laminaty. Po infuzji konstrukcji kompozytowej końcówki czujników tymczasowo zabezpieczono na czas transportu, a po montażu przęsła na placu budowy zostały one umieszczone w skrzynce zamocowanej do konstrukcji.



Rys. 3. Instalacja czujników światłowodowych przed procesem infuzji: w laminatach zewnętrznych (z lewej) oraz w laminatach środników (z prawej).

Przed finalnym oddaniem obiektu do użytkowania, pracownicy Politechniki Rzeszowskiej wykonali próbne obciążenie kładki, podczas którego sprawdzono wszystkie założenia projektowe, a także zachowanie konstrukcji kładki pod obciążeniem statycznym i dynamicznym (w tym wandalistycznym). Próbne obciążenie wykorzystano także do sprawdzenia i weryfikacji działania systemu monitoringu światłowodowego DFOS i zebrania

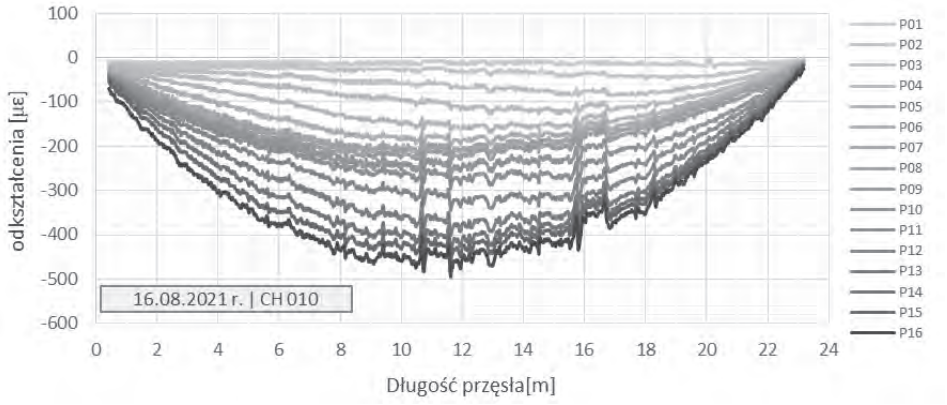
pierwszych (zerowych) odczytów odkształceń, umożliwiających w przyszłości monitoring stanu technicznego i zachowania się kładki podczas eksploatacji.

Badania statyczne (rys. 4) polegały na przeprowadzeniu pomiarów konstrukcji nieobciążonej, a następnie na sekwencyjnym umieszczeniu na konstrukcji płyt drogowych w dwóch warstwach (w sumie 16 szt.), z jednoczesnym prowadzeniem pomiarów odkształceń za pomocą zainstalowanych czujników światłowodowych oraz weryfikacyjnych pomiarów za pomocą niwelacji precyzyjnej.



Rys 4. Układanie płyt obciążających w czasie próbnego obciążenia statycznego w jednej (po lewej) oraz w dwóch warstwach (po prawej).

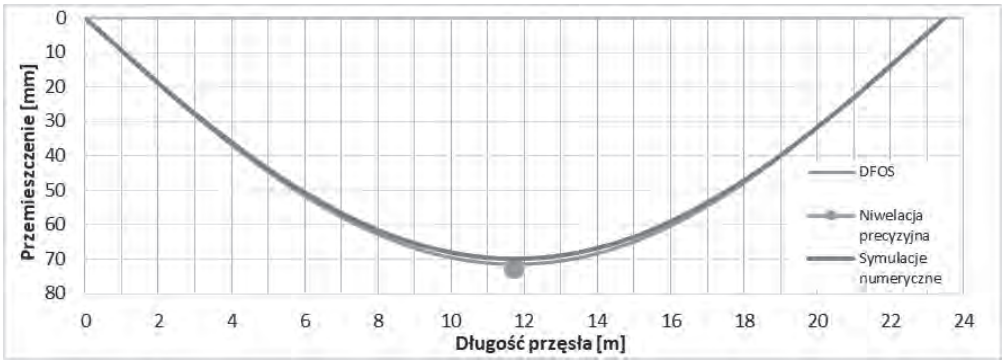
Na rys. 5. przedstawiono przykładowy rozkład odkształceń na długości całego przęsła kładki zmierzonego za pomocą czujnika światłowodowego umieszczonego w górnym laminacie w czasie układania kolejnych płyt drogowych (wartości ujemne oznaczają ściskanie).



Rys. 5. Rozkład odkształceń zmierzonych za pomocą czujnika umieszczonego w górnym laminacie w kolejnych stadiach obciążenia (płyty P1-P16).

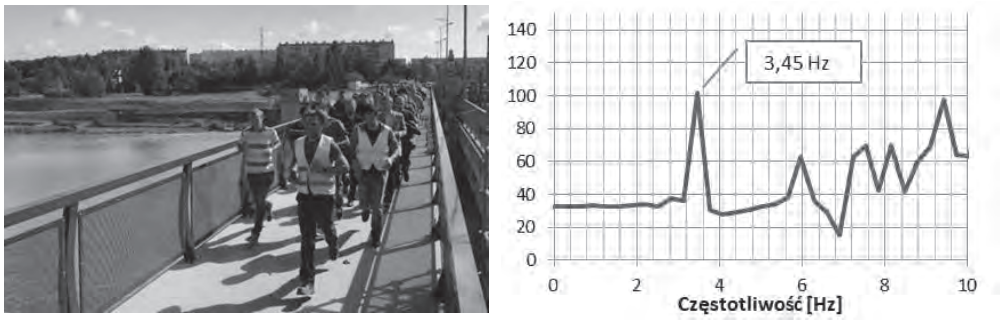
Pomimo faktu, że czujniki światłowodowe mogą mierzyć jedynie odkształcenia wzdłuż swojej osi, zastosowanie dwóch równoległych tras pozwala, z wykorzystaniem praw mechaniki budowli, na obliczenie ugięć pionowych konstrukcji. Takie obliczenia zostały przeprowadzone na podstawie wyników uzyskanych z systemu DFOS, a następnie porównane z referencyjnymi pomiarami niwelacją precyzyjną oraz symulacjami numerycznymi wykonanymi na modelu numerycznym metodą elementów skończonych. Uzyskane wyniki przedstawiono na rys. 6. Wszystkie trzy wartości były do siebie bardzo zbliżone i mieściły się w zakresie zgodności 93–98% w zależności od punktu pomiarowego. Jedynie w jednym

z czterech przęseł odnotowano niewielkie (3–5%) przekroczenie ugięć sprężystych w stosunku do wartości obliczonych. Wynika to najpewniej ze specyfiki konstrukcji kompozytowej, wytwarzanej w sposób, w którym znaczna część prac jest wykonywana w sposób ręczny i związanych z tym nieuniknionych imperfekcji wykonawczych.



Rys. 6. Ugięcie pionowe przęsła pod obciążeniem statycznym – wyniki pomiarów systemem DFOS i niwelacją precyzyjną oraz symulacji numerycznych.

Badanie charakterystyk dynamicznych kładki obejmowało serię wzbudzeń w celu rejestracji jej odpowiedzi dynamicznej. Dla lepszego wzbudzenia zastosowano wymuszenia synchroniczne z zastosowaniem taktometru zsynchronizowanego z częstotliwościami drgań własnych konstrukcji pochodzącymi z symulacji numerycznych. W ramach badań przeprowadzono m.in.: przejścia w sposób naturalny, przejścia synchroniczne, bieg i skakanie grupy osób (1, 2, 3, 4, 12 i 30). Grupy 12 i 30 osób odpowiadają gęstości obciążenia odpowiednio 0,2 i 0,5 osoby/m^2 powierzchni pomostu. Ten ostatni poziom traktowany jest jako „intensywny (gęsty) ruch pieszy". Tego typu obciążenie może wystąpić sporadycznie, np. podczas imprez masowych. W sumie wykonano 29 indywidualnych schematów wzbudzenia dynamicznego (rys. 7).



Rys. 7. Badania dynamiczne kładki kompozytowej: wzbudzenie w postaci biegu synchronicznego grupy 30 osób (po lewej) oraz zidentyfikowana pierwsza częstotliwość drgań własnych (po prawej).

Podczas testu dynamicznego systemem DFOS dokonywano pomiarów odkształceń w wybranych czujnikach z częstotliwością do 250 Hz. Z otrzymanej funkcji odkształcenia w czasie wyodrębniono fragmenty, w których konstrukcja drgała swobodnie. Na uzyskanym zbiorze danych przeprowadzono szybką transformatę Fouriera, a na podstawie uzyskanego widma zidentyfikowano częstotliwości drgań własnych (rys. 7).

W celu weryfikacji pomiarów dynamicznych wykonanych przy pomocy systemu DFOS, w ½ i ¼ rozpiętości zamontowano typowe czujniki przyspieszenia PCB393A03. Pierwsza częstotliwość drgań własnych zmierzona systemem DFOS (3,45 Hz) i czujnikami referencyjnymi przyspieszenia (3,56 Hz) były do siebie bardzo zbliżone, a niewielka różnica wynikała z wyznaczenia tych wartości różnymi typami wzbudzenia. Ponadto zmierzona pierwsza częstotliwość była również bardzo bliska wartości uzyskanej z symulacji numerycznych (3,47 Hz), co świadczy o tym, że model numeryczny poprawnie odwzorowuje zachowanie badanej konstrukcji kompozytowej kładki.

Po oddaniu kładki użytkownikom naukowcy z Katedry Dróg i Mostów będą prowadzić stały monitoring obiektu, zbierając dane o zachowaniu się w czasie tej innowacyjnej konstrukcji kompozytowej.

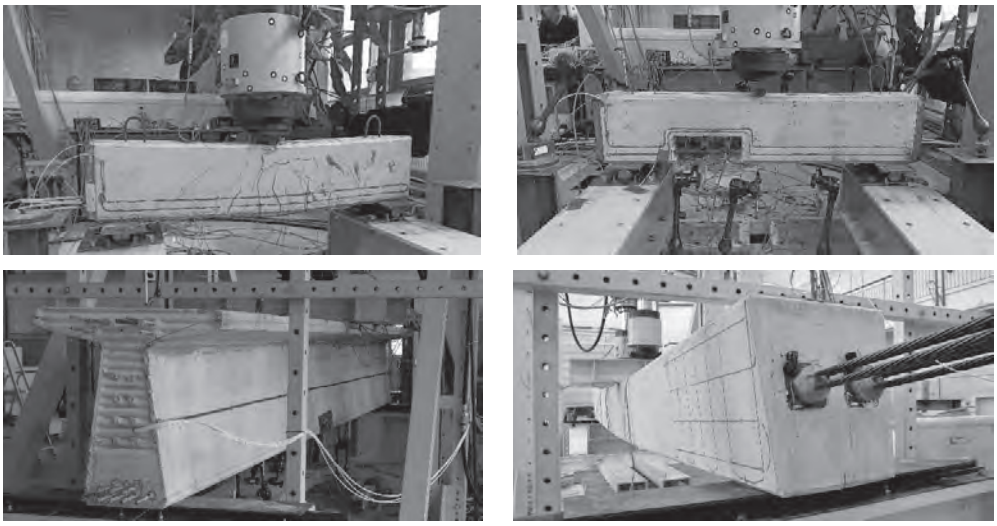
3. Monitoring konstrukcji sprężonych

Pierwszy w Polsce most z betonu sprężonego powstałw w 1953 roku w Starym Młynie koło Końskich. Od tamtego czasu technologia ta stała się powszechna i obecnie jest wykorzystywana do wykonywania rożnego rodzaju elementów budowlanych. Obecnie, za sprawą dynamicznie rozwijającej się infrastruktury, obserwujemy w naszym kraju prawdziwy rozkwit konstrukcji obiektów mostowych wykonywanych z betonu sprężonego. Ze statystyk Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad wynika, że mosty sprężone stanowią dziś już ok. połowę wszystkich obiektów mostowych na sieci dróg zarządzanej przez GDDKiA, podczas gdy jeszcze w 2002 roku ich udział stanowił mniej niż 20%. Dalszy wzrost liczby mostów sprężonych będzie generowany w najbliższych latach przez postępującą rozbudowę sieci dróg krajowych oraz budowę nowych linii kolejowych. Opowiednio zaprojektowane i zbudowane obiekty z betonu sprężonego należą do konstrukcji najbardziej trwałych i wymagających najmniejszych nakładów na utrzymanie w okresie eksploatacji [6]. Jednakże w konstrukcje te na etapie wykonania wprowadzane są siły sprężające o bardzo dużych wartościach, wskutek czego są one niestety niezmiernie wrażliwe na wszelkie błędy projektowe i wykonawcze. W przypadku wystąpienia tego typu błędów najczęściej ulegają one uszkodzeniom skracającym okres ich prawidłowego funkcjonowania lub awariom wymagającym najczęściej bardzo kosztownych napraw. Głównymi zagrożeniami konstrukcji sprężonych są uszkodzenia cięgien sprężających wywołane korozją i przyspieszonym przez nią zmęczeniem stali kabli a najczęstszą przyczyną problemów jest niedostateczna ochrona stali sprężającej przed korozją spowodowana np. błędami wykonawczymi w postaci pustek w kanałach kablowych [6]. Identyfikacja uszkodzeń w konstrukcjach sprężonych jest trudna i pracochłonna obecnie stosowanymi metodami ze względu na zlokalizowanie cięgien sprężających wewnątrz przekroju betonowego. Geometrycznie ciągłe pomiary światłowodowe DFOS mogą stać się przełomową technologią umożliwiającą efektywny monitoring tych konstrukcji. W niniejszym rozdziale przedstawiono wybrane wyniki badań przeprowadzonych w tym zakresie na Politechnice Rzeszowskiej [7, 8] i na bazie wyników zaprezentowano potencjał tej technologii do diagnostyki uszkodzeń konstrukcji z betonu sprężonego.

W ramach badań przetestowano łącznie osiem elementów belkowych w dwóch grupach. Pierwsza grupa obejmowała belki do badań w małej skali (o przekroju 20×30 cm i długości równej 140 cm), które określono jako „quasi-sprężone", ponieważ zawierały one kanały kablowe i cięgna sprężające, ale bez naprężania. Badania tych belek miały dać wstępną odpowiedź na temat jakości uzyskiwanych wyników z wykorzystaniem wybranych czujników DFOS oraz pozwolić na wybór najlepszych rozwiązań do dalszych badań. Drugą grupę stanowiły belki strunobetonowe i kablobetonowe w dużej skali (o długości 7,7 m), wykonane na wzór dźwigarów mostowych (belek typu T, dźwigarów trapezowych). W obu grupach

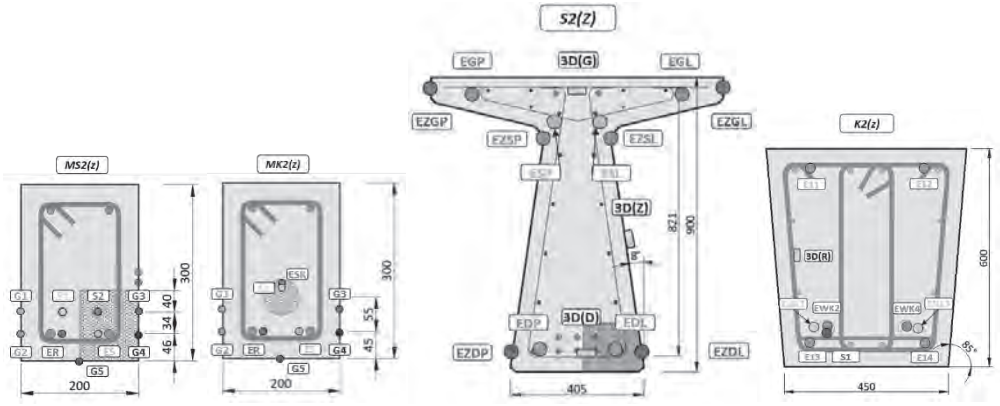
znajdowały się po dwie pary elementów, w których jedna belka stanowiła element referencyjny, a w drugiej zasymulowano uszkodzenia.

Małe belki obciążano w schemacie trójpunktowego zginania, a duże w schemacie czteropunktowego zginania na specjalnie skonstruowanych stanowiskach badawczych (rys. 8). Rozpiętość teoretyczna małych i dużych belek w osiach podparcia wynosiła odpowiednio 1,2 i 7,2 m.



Rys. 8. Widok przykładowych belek podczas badań.

Belki zostały wyposażone w szereg czujników światłowodowych DFOS: włókna światłowodowe w powłoce pierwotnej, kompozytowe czujniki monolityczne o dużej sztywności (o module Younge'a $E = 50$ GPa, które mogą stanowić również funkcje prętów zbrojeniowych,), czujniki monolityczne o zredukowanej sztywności ($E = 3$ GPa), czujniki przemieszczeń wyposażone w 4 światłowody umieszczone wokół sztywnego rdzenia oraz opracowane w ramach projektu czujniki światłowodowe zintegrowane ze splotem sprężającym. Na rys. 9 zaprezentowano oznaczenia i numerację czujników światłowodowych w przekrojach poprzecznych belek z uszkodzeniami, a na rys. 10 przykładowe fotografie z instalacji czujników wewnątrz belek. Oprócz tego wykonywano pomiary metodami referencyjnymi (tensometrami, czujnikami indukcyjnymi) w celu porównania z techniką DFOS.



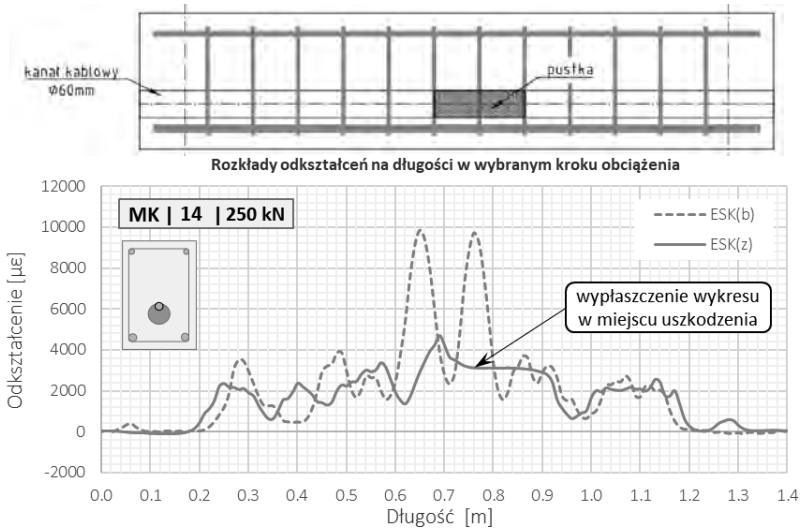
Rys. 9. Rozmieszczenie czujników światłowodowych w belkach z uszkodzeniami.



Rys. 10. Instalacja czujników światłowodowych w belkach.

W ramach badań w małej skali przetestowano trzy rodzaje czujników światłowodowych: włókna światłowodowe w powłoce pierwotnej oraz kompozytowe czujniki monolityczne o dużej i zredukowanej sztywności. Rozkłady odkształceń zmierzonych za pomocą włókien światłowodowych oraz czujników o małej sztywności charakteryzują się większymi amplitudami niż rozkłady z czujników o dużej sztywności, co wskazuje na większą czułość tych narzędzi i ich lepszy potencjał do wykrywania zarysowań betonu. Ze względu na fakt, że włókna światłowodowe w powłoce pierwotnej są bardzo podatne na uszkodzenia, ich skuteczna instalacja może odbywać się wyłącznie w warunkach laboratoryjnych. Dlatego zadecydowano o wyborze czujników monolitycznych o zredukowanej sztywności osiowej do dalszych badań.

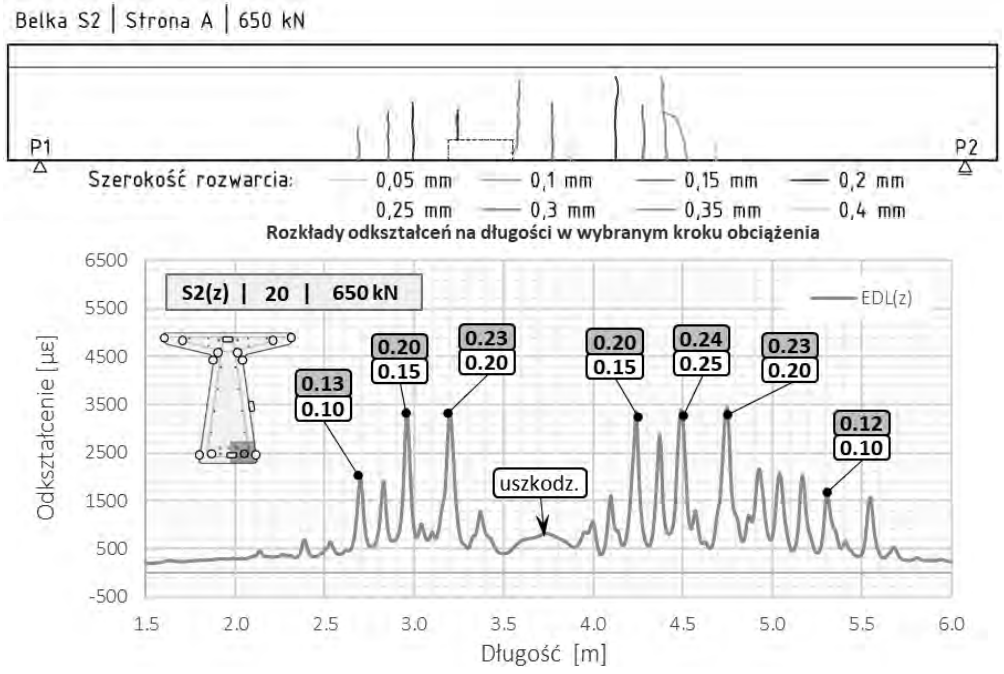
Głównym zadaniem było sprawdzenie, czy za pomocą systemu DFOS będzie możliwe wykrycie uszkodzeń zasymulowanych w belkach. Na rys. 11 przedstawiono porównanie odkształceń zarejestrowanych w dwóch małych belkach „quasi kablobetonowych" przez monolityczne czujniki DFOS umieszczone wewnątrz kanału kablowego wraz z lokalizacją zasymulowanej pustki. Dzięki pomiarom światłowodowym możliwe było zidentyfikowanie miejsca występowania uszkodzenia w postaci pustki wewnątrz kanału kablowego. W belce MK1 w środku rozpiętości widoczne są dwa skoki odkształceń symbolizujące zarysowanie belki, które zostało zarejestrowane również w iniekcie. Natomiast w miejscu występowania pustki w belce MK2 widać wyraźne wypłaszczenie wykresu odkształceń iniektu na skutek braku przyczepności czujnika.



Rys. 11. Porównanie odkształceń wewnątrz kanału kablowego w belkach MK1 i MK2 zmierzonych za pomocą czujników monolitycznych o małej sztywności.

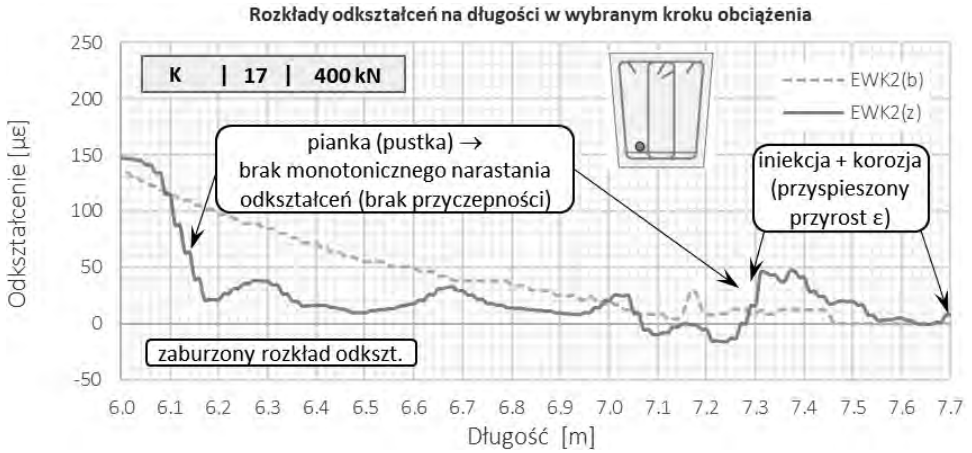
Kolejnym etapem projektu były badania belek w dużej skali. W przypadku belek strunobetonowych porównywano między innymi wpływ technologii montażu czujników (wewnątrz przekroju przed betonowaniem lub w bruzdach wyciętych na zewnętrznych powierzchniach przekroju po betonowaniu) na jakość uzyskiwanych wyników pod kątem ich przydatności do identyfikowania rys oraz określania ich szerokości rozwarcia. Badania nie wykazały istotnych różnic, zatem obie technologie montażu mogą być skutecznie wykorzystywane do tego celu. Przykładowy wykres odkształceń betonu w dolnej strefie przekroju belki S1 przedstawiono na rys. 12. Należy zaznaczyć, że czujnik światłowodowy umieszczony w betonie zarysowanym wskazuje lokalne skokowe wzrosty odkształceń, które są spowodowane wystąpieniem rysy w danej lokalizacji i nie należy ich bezpośrednio utożsamiać z wartościami odkształceń w betonie. Ponadto na podstawie rozkładów odkształceń można za pomocą odpowiednich algorytmów analitycznie szacować szerokości rozwarcia rys. Obliczone szerokości rys przedstawiono w niebieskich ramkach i porównano z wartościami zaobserwowanymi podczas badań (białe ramki). Dodatkowo, dla porównania z wykresem odkształceń zamieszczono zaobserwowany rozkład rys na długości belki. Na wykresie widać także charakterystyczną zmianę rozkładu odkształceń w miejscu występowania uszkodzenia w postaci ubytku przekroju betonowego.

Różnice w analizie szerokości rys między techniką DFOS, a klasycznymi pomiarami, w większości przypadków nie przekraczały 0,05 mm. Wartość ta w praktycznych zastosowaniach inżynierskich jest wystarczająca do poprawnej oceny pracy konstrukcji zarysowanej. Warto także podkreślić, że obecnie trwają prace nad doskonaleniem algorytmów obliczeniowych, które pozwolą określać szerokości rys na podstawie światłowodowych pomiarów odkształceń z jeszcze większą dokładnością.



Rys. 12. Porównanie rozkładu i szerokości rys w belce S2 zidentyfikowanych za pomocą czujnika DFOS umieszczonego na wysokości zbrojenia dolnego oraz zaobserwowanych podczas badań.

Badania na belkach kablobetonowych w dużej skali potwierdziły możliwość identyfikacji pustek w kanałach kablowych, które zostały pozostawione na końcowych odcinkach belki K2. Wykresy odkształceń zarejestrowanych czujnikami umieszczonymi wewnątrz kanałów kablowych przedstawiono na rys. 13. Zauważalne są istotne różnice w porównaniu do belki bez uszkodzeń K1. Z uwagi na utratę przyczepności czujnika DFOS do betonu w obszarach symulowanych pustek, rozkład odkształceń na tym odcinku jest zaburzony. W belce K2 widać brak charakterystycznego, monolitycznego przyrostu odkształceń na długości kabla, jaki można zaobserwować w nieuszkodzonej belce K1.



Rys. 13. Porównanie odkształceń wewnątrz kanału kablowego w belkach K1 i K2.

4. Podsumowanie

Technika pomiarowa bazująca na geometrycznie ciągłych pomiarach światłowodowych (DFOS) jest wartościowym narzędziem w ocenie stanu technicznego konstrukcji budowlanych. Wyniki przedstawionych badań potwierdziły przydatność narzędzi DFOS do monitorowania zachowania elementów wykonanych z kompozytów FRP oraz betonu sprężonego. Wyniki pomiarów kładki kompozytowej potwierdziły prawidłowe zachowanie konstrukcji pod obciążeniem statycznym i dynamicznym. Konstrukcja kładki FRP zachowała się sprężyście – ugięcie trwałe przęseł nie przekraczało 6% ugięć całkowitych. Zgodność zmierzonych systemem monitoringu, pomiarami referencyjnymi i wartościami obliczonymi przemieszczeń przęseł mieściła się w przedziale 93–98%, co świadczy zarówno o wysokiej dokładności i skuteczności pomiarowej zastosowanego systemu monitoringu, jak również o poprawności modelu numerycznego. W belkach sprężonych pomiary światłowodowe umożliwiły wykrycie zasymulowanych uszkodzeń (rys, ubytków przekroju, pustek w kanałach kablowych).

Odpowiednio dobrane i zainstalowane czujniki mogą stanowić element systemu monitoringu tego typu konstrukcji. Dzięki znacznemu zwiększeniu zakresu danych pomiarowych otrzymywanych tą techniką (do 200 punktów pomiarowych na metr długości czujnika) można tworzyć algorytmy do wykrywania uszkodzeń i systemy zdalnego informowania o nich zarządców infrastruktury i budynków. Obecnie na całym świecie trwają prace nad udoskonalaniem tej techniki i adaptowaniem jej do pomiarów w budownictwie.

Zainstalowany na kładce system monitorowania DFOS wykazał wysoką zgodność z konwencjonalnymi pomiarami wykonanymi podczas próby obciążeniowej. Potwierdza to poprawność działania oraz możliwość pomiaru odkształceń podłużnych i na ich podstawie

dokładne obliczenie przemieszczeń pionowych. Dzięki umieszczeniu czujników wewnątrz samej konstrukcji system jest bardzo trwały i planuje się go używać w przyszłości.

Literatura

1. Kossakowski, P. G., & Wciślik, W.: Fiber-reinforced polymer composites in the construction of bridges: Opportunities, problems and challenges. Fibers, 10(4), 37, 2022.
2. Gholizadeh S.: A review of non-destructive testing methods of composite materials. Procedia Structural Integrity, 1, s. 50–57, 2016.
3. Hollaway, L. C.: A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. Construction and building materials, 24(12), 2419–2445, 2010.
4. Kulpa, M., Howiacki, T., Wiater, A., Siwowski, T., Sieńko, R.: Strain and displacement measurement based on distributed fibre optic sensing (DFOS) system integrated with FRP composite sandwich panel. Measurement, 175, 109099, 2021.
5. Siwowski T., Kulpa M., Rajchel M., Oboza D.: Najdłuższy w Polsce obiekt mostowy z kompozytów FRP. Mosty, 3, s. 24–27, 2021
6. Jarominiak, A.: Zagrożenia cięgien sprężających w mostach kablobetonowych. Inżynieria i Budownictwo, 75, 2019.
7. Piątek, B., Howiacki, T., Kulpa, M., Siwowski, T., Sieńko, R., & Bednarski, Ł.: Strain, crack, stress and shape diagnostics of new and existing post-tensioned structures through distributed fibre optic sensors. Measurement, 221, 113480, 2023.
8. Piątek, B.: Monitoring światłowodowy DFOS w konstrukcjach kablobetonowych. Drogownictwo, 5–7/2023.

Use of DFOS in the diagnosis and monitoring of bridge structures

Key words: fiber optics, DFOS, bridges, monitoring, diagnostics

Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie

PIOTR ŁAZIŃSKI[1*], STEFAN PRADELOK[1], MARCIN JASIŃSKI[1], JOLANTA BORUCKA-LIPSKA[2]
[1]Politechnika Śląska
[2]Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny

Streszczenie: Przedstawiono proces przebudowy wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie. Degradacja belek prefabrykowanych spowodowała brak spełnienia wymaganej nośności. Na tej podstawie podjęto decyzję o rozbiórce i budowie nowej konstrukcji z uwzględnieniem istniejącego posadowienia w osiach filarów. Analiza wykazała możliwość wzmocnienia istniejących fundamentów palowych palami prefabrykowanymi. Podczas prac rozbiórkowych doszło do niekontrolowanego zawalenia się konstrukcji północnej wiaduktu. Po analizie technologii rozbiórki i uwzględnieniu dodatkowych wymagań, Wykonawca przystąpił do dalszych ich prac. W trakcie prowadzonych robót nie doszło do niekontrolowanego zawalenia się konstrukcji południowej. Po dokonaniu rozbiórki istniejących konstrukcji wprowadzono zmiany do projektu przebudowy związane z położeniem osi filarów. Przeprowadzone badania odbiorcze przebudowanego wiaduktu pozwoliły zweryfikować model MES z określeniem odpowiedzi przęseł w zakresie oddziaływań statycznych i dynamicznych. Zweryfikowany model obliczeniowy jako element cyfrowego bliźniaka może być stosowany w zarządzaniu obiektem w cyklu życia, minimalizując w przyszłości ryzyka związane z awariami strategicznego systemu infrastruktury krytycznej.

Słowa kluczowe: mosty, stan techniczny, przebudowa, technologia, badania, analizy

1. Wstęp

Obiekty mostowe są istotnym elementem infrastruktury transportowej. Jako narażone na bezpośrednie oddziaływanie środowiska, w tym zanieczyszczenia, zmienność warunków atmosferycznych, obciążenia dynamiczne, drgania, niejednorodność wymuszeń oraz wpływy zmęczeniowe, wymagają jednocześnie szczególnej dbałości, tak samo w doborze rozwiązań konstrukcyjnych, jak i na kolejnych etapach cyklu życia – w trakcie procesu wznoszenia czy eksploatacji. Wskazują na to analizy uszkodzeń i awarii mostów wykonane w ostatnich latach, m.in. przez Çiftçioğlu i Nasera [1]. Podobne badania prowadzono również w Stanach Zjednoczonych [2, 3] i Indiach [4]. Do najczęstszych przyczyn awarii mostów zalicza się w szczególności oddziaływanie rzek i cieków [5, 6], w tym podmywanie [7, 8], powodzie oraz spiętrzenie wód, uderzenia w podpory i przęsła, przeciążenia oraz błędy projektowe i wykonawcze [9]. Pomimo, że awarie notuje się już w trakcie budowy, np. [10], znaczna większość katastrof dotyczy okresu eksploatacji – wg [11] jest to aż 97% spośród wszystkich zdarzeń poddanych analizie. Istotnym czynnikiem jest tu czas ciągłej eksploatacji obiektu,

*Autor do korespondencji: *piotr.lazinski@polsl.pl*

w którym dochodzi do stopniowego pogorszenia cech materiałów i elementów konstrukcji [12]. Dochodzi wówczas do obniżenia trwałości powłok ochronnych i korozji.

W istocie nie istnieją w pełni skuteczne i niezawodne metody eliminacji i zabezpieczeń przed czynnikami mogącymi prowadzić do uszkodzeń obiektu, zwłaszcza prowadzącymi do obniżenia trwałości konstrukcji. Większość czynności w tym zakresie polegać powinna zatem na monitorowaniu stanu konstrukcji oraz wdrożeniu działań naprawczych lub decyzji administracyjnych niezbędnych do zapewnienia bezpieczeństwa ludzi i mienia. Często prowadzi się w tym celu regularne przeglądy konstrukcji lub wykorzystuje monitoring strukturalny [13]. Wykrytym nieprawidłowościom towarzyszyć może pogłębiona analiza uwzględniająca stwierdzone uszkodzenia, często uzupełniona o badania laboratoryjne materiałów lub całych elementów [14]. Zbierane konsekwentnie na przestrzeni lat dane powinny być wówczas wykorzystane przez jednostki odpowiedzialne za utrzymanie infrastruktury transportowej w celu wypracowania właściwej strategii zarządzania zasobami [15]. Propozycje i wdrożenia w tym zakresie przedstawiają m.in. Kim i in. [16] i Natali i in. [17]. W aspekcie badawczym dane te można wykorzystać do budowy modeli predykcyjnych odpowiedzialnych za szacowanie trwałości obiektu w długoletniej perspektywie, ułatwiając w ten sposób działania zarządcze [18–20].

Niniejsz opracowanie przedstawia przypadek stwierdzonego w ramach inwentaryzacji oraz potwierdzonego na podstawie ekspertyz stanu przedawaryjnego konstrukcji mostowej, skutkującego natychmiastowym zamknięciem ruchu na obiekcie. Budowę zaprojektowanej w jego miejscu nowej przeprawy poprzedzono rozbiórką istniejącego wiaduktu oraz oceną możliwości wykorzystania posadowienia pośredniego. Opisano konstrukcję nowego obiektu, przedstawiając wyniki badań odbiorczych w zakresie próbnego obciążenia statycznego i dynamicznego.

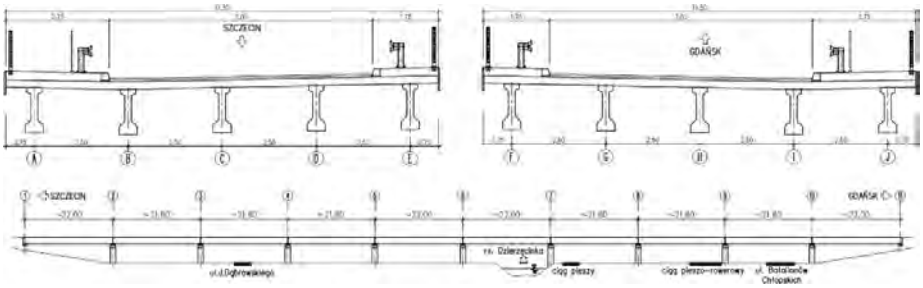


Rys. 1. Widok na obiekt przed przebudową.

2. Stan techniczny istniejącego obiektu

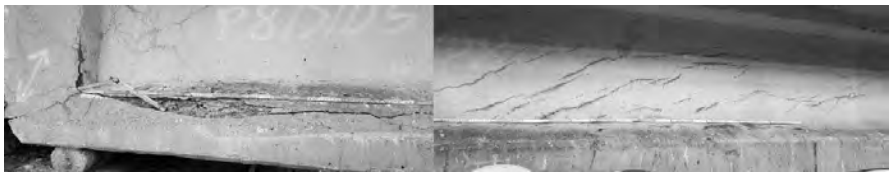
Istniejący wiadukt drogowy w ciągu Alei Monte Cassino przed przebudową składał się z dwóch konstrukcji: części północnej z jezdnią w kierunku oraz części południowej z jezdnią w kierunku Gdańska. Każdą z konstrukcji tworzyło dziesięć swobodnie podpartych przęseł wykonanych z kablobetonowych belek typu WBS. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynosiły 22,00 + 3×21,80 + 2×22,00 + 3×21,80 + 22,00 m. Trasa na obiekcie przebiegała po prostej. Podpory były usytuowane pod kątem 90,0° do osi trasy. Całkowita szerokość każdej konstrukcji wynosiła 11,50 m. Przez obiekt prowadzono jednokierunkowe jezdnie (nitka prawa – na Gdańsk; nitka lewa – na Szczecin) o szerokości 7,00 m między krawężnikami. Pozostałą część zajmowały zabudowy betonowe z barierami ochronnymi i balustradami, w tym zewnętrzna z chodnikiem dla pieszych. Ustrój nośny każdej konstrukcji stanowiło 5 belek prefabrykowanych w rozstawie 2,50 m. Belki zespolono żelbetową płytą pomostową o grubości 0,21 m. Nad podporami belki stężono żelbetowymi poprzecznicami o szerokości

0,50 m, a w przęsłach trzema poprzecznicami pośrednimi o szerokości około 0,30 m. Podpory pośrednie zaprojektowano w formie dwóch słupów o przekroju kołowym ϕ1,20 m. Zgodnie z dokumentacją pierwotną, obiekt posadowiono pośrednio na palach Franki.



Rys. 2. Przekrój poprzeczy i podłużny istniejącego obiektu.

W 2020 r. opracowano ekspertyzę obiektu [21], w której potwierdzono zły stan techniczny. Wizja lokalna uzupełniona badaniami materiałowymi oraz analizami statyczno-wytrzymałościowymi wykazała duże zagrożenie awarią lub katastrofą budowlaną w ruchu lądowym. Degradacja belek prefabrykowanych z dużą ilością uszkodzeń i spękań w strefach zakotwienia strun spowodowała brak spełnienia wymaganej nośności z uwagi na naprężenia styczne przy ścinaniu oraz przenoszenie sił tnących. Wykazane zarysowania ukośne stref podporowych belek sygnalizowały stan przedawaryjny. Stwierdzone uszkodzenia były bezpośrednim następstwem uplastycznienia stali zbrojeniowej strzemion i nie klasyfikowały ustroju nośnego do naprawy. W związku z powyższym podjęto decyzje o zamknięciu ruchu i konieczności przebudowy obiektu.



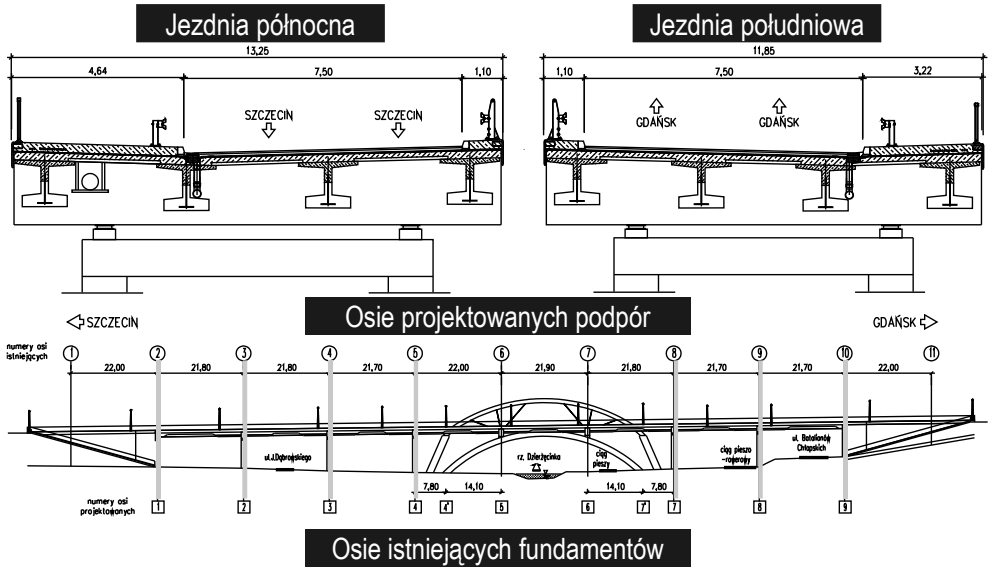
Rys. 3. Uszkodzenia strefy podparcia oraz zarysowania środników belek WBS.

3. Analiza istniejących fundamentów

W 2021 r. na potrzeby przebudowy wiaduktów sprawdzono zdolności istniejących fundamentów do przeniesienia obciążeń z nowych ustrojów nośnych [22]. Celem opracowania była ocena możliwości pozostawienia położenia części podpór bez zmiany ich lokalizacji. W obliczeniach uwzględniono reakcje otrzymane od projektanta, dokumentację geologiczną oraz wyniki osiadań pomierzonych w czasie próbnego obciążenia statycznego istniejących podpór.

Nowy ustrój nośny zaprojektowano jako płytowo-belkowy, pracujący w schemacie belki ciągłej, ośmioprzęsłowej, opartej na filarach za pośrednictwem łożysk oraz spiętej w ramę na konstrukcji łukowej przęseł nurtowych. Osie nowoprojektowanych podpór pozostawiono w miejscu dotychczasowych. Zaplanowano wykorzystanie obecnych fundamentów palowych. Obiekt został skrócony o dwa skrajne przęsła (po jednym z każdej strony), przez co nowe przyczółki zostały zlokalizowane na fundamentach dotychczasowych filarów. Konstrukcję wsporczą przęseł nurtowych stanowiły łuki żelbetowe, wraz z centralnym łukiem stalowym. Rozpiętości teoretyczne w osiach wynosiły 50,00 m w przęśle nurtowym oraz od 21,70 do

21,90 m w przęsłach dojazdowych. Przekrój poprzeczny ustroju nośnego tworzyły prefabrykowane, żelbetowe belki typu „CB”.

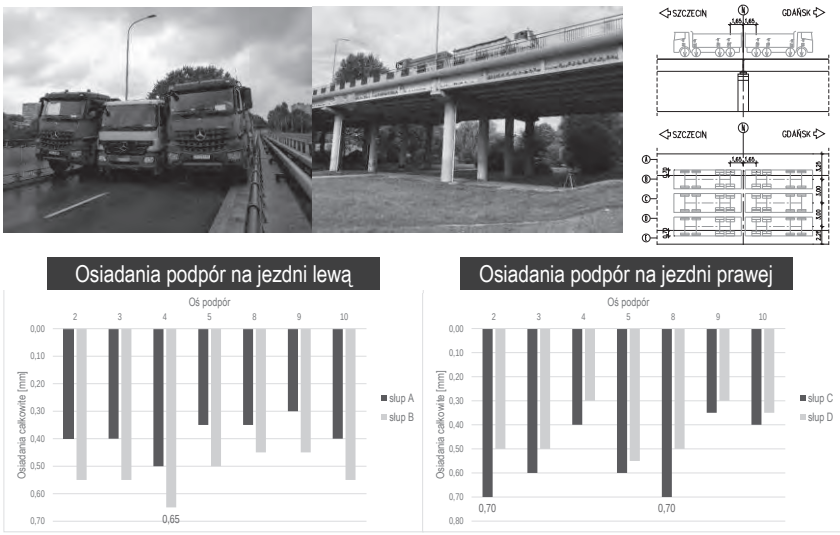


Rys. 4. Przekrój poprzeczny oraz podłużny projektowanego obiektu z położeniem osi podpór.

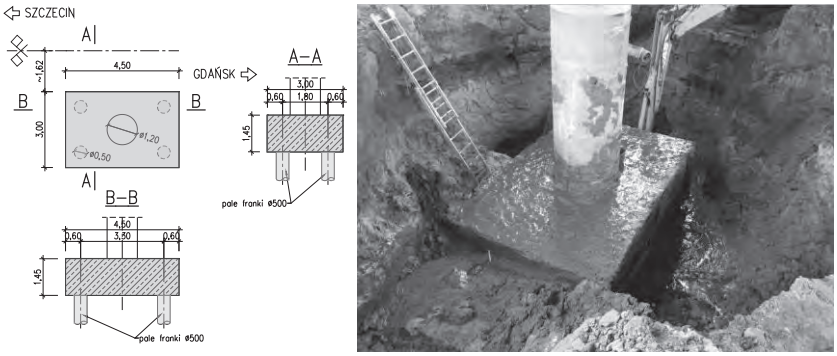
Przed rozpoczęciem analiz, w dniu 20.08.2021 r. przeprowadzono próbne obciążenia statyczne istniejących podpór. Celem badań było potwierdzenie sprężystej pracy posadowienia. Zrealizowano czternaście podporowych schematów obciążenia próbnego, dobranego z warunku maksymalnych reakcji na podpory. Pomierzone podczas obciążenia wiaduktu, maksymalne osiadanie ich fundamentów nie przekroczyły 0,70 mm, były zatem znacznie mniejsze od wartości dopuszczalnych (5 mm). Osiadania trwałe podpór były nieznaczne i wyniosły maksymalnie 0,15 mm. Nierównomierne osiadania względem sąsiednich podpór wyniosły 0,70 mm i były znacznie mniejsze od normowego oddziaływania wynoszącego 10 mm. Biorąc pod uwagę wyniki próbnego obciążenia statycznego istniejących podpór, stwierdzono możliwość wykorzystania ich podczas budowy nowego obiektu.

Zgodnie z dokumentacją archiwalną obiekt posadowiono na palach Franki. Każdy z istniejących fundamentów palowych składał się z oczepu o wymiarach 3,00×4,50×1,45 m oraz czterech pali o średnicy 0,50 m, zbrojonych prętami gładkimi ϕ14 co 10 cm oraz spiralami ×6 o skoku 10 cm. Poziom posadowienia istniejących oczepów palowych wyznaczono na podstawie przeprowadzonego sondowania. Zakres obliczeń obejmował zestawienie oddziaływań na fundamenty podpór oraz wyznaczenie kombinacji obciążeń zgodnie z zaleceniami normy archiwalnej PN-66/B-02015 oraz PN-69/B-02482. Analizę parametrów geotechnicznych określono na podstawie badań. Uzupełnieniem było sprawdzenie nośności istniejących fundamentów palowych, przy obciążeniach pochodzących od projektowanego ustroju nośnego i podpór na podstawie zaleceń zawartych w Eurokodach.

W tablicy 1 zamieszczono zestawienie nośności pali istniejących pod jezdnią południową. Nośność istniejących pali Franki w gruncie była niewystarczająca w każdej z analizowanych osi podparcia. Konieczne było wzmocnienie fundamentów. Propozycję wzmocnienia przedstawiono na rys. 7. Polegało ono na dodaniu w każdej osi podparcia nowych prefabrykowanych pali wbijanych oraz rozbudowie oczepów w celu powiązania nowych pali z istniejącymi.



Rys. 5. Wyniki osiadań istniejących podpór podczas próbnego obciążenia statycznego.



Rys. 6. Geometria istniejących fundamentów palowych wraz z przeprowadzonym sondowaniem.

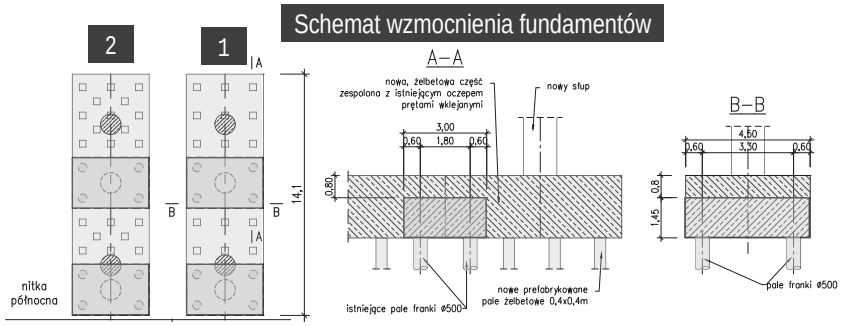
Tablica 1. Nośności pali istniejących pod jezdnią południową wg Eurokodu.

Nr osi (arch.)	Nr osi (proj.)	Odwiert	Obciążenie obl. pala wg. EC	Pale Franki		Brakująca wartość nośności (4szt.) ([4]-[6]) x 4
				Min. dł. pala wg. PN-69	Nośność pala wg EC	
			N_d [kN]	L [m]	R_{cd1} [kN]	$R_{cd.miss}$ [kN]
[1]	*[2]*	*[3]*	*[4]*	*[5]*	*[6]*	*[7]*
2	1	O.G-1.1	1325	13	952	1492
3	2	O.G-2.1	2263	8	1562	2804
4	3	O.G-3.1	2215	7,5	1504	2844
5	4	O.G-4.1	2575	5	1165	5640
8	7	O.G-5.1	2464	7	1416	4192
9	8	O.G-6.1	2303	14	952	5404
10	9	O.G-7.1	1399	10,5	1340	236

Tablica 2. Nośności pali wzmocnionych pod jezdnią południową wg Eurokodu.

Nr osi (arch.)	Nr osi (proj.)	Obciążenie obl. pala wg. EC	Pale prefabrykowane 0,4x0,4 m			Wykorzystanie nośność pala	Liczba pali pref.	Schemat wzmocnienia
			Przyjęta dł. pala wg EC	Obl. ciężar własny pala	Nośność pala wg EC			
		Nd [kN]	L [m]	c.w. [kN]	Rcd1 [kN]	[%]	[szt]	[-]
[10]	*[11]*	*[12]*	*[13]*	*[14]*	*[15]*	*[16]*	*[19]*	*[20]*
2	1	635	14	76	732	97%	15	2
3	2	938	9	49	1148	86%	12	1
4	3	933	7,5	41	1070	91%	12	1
5	4	955	7	38	1131	88%	15	2
8	7	1030	10	54	1215	89%	12	1
9	8	542	11	59	630	95%	26*	-*
10	9	678	10,5	57	945	78%	12	1

(*) dokładne wyznaczenie liczby pali prefabrykowanych i określenie schematu ich rozłożenia wymaga głębszego rozpoznania warstw podłoża gruntowego lub wbicia pali testowych



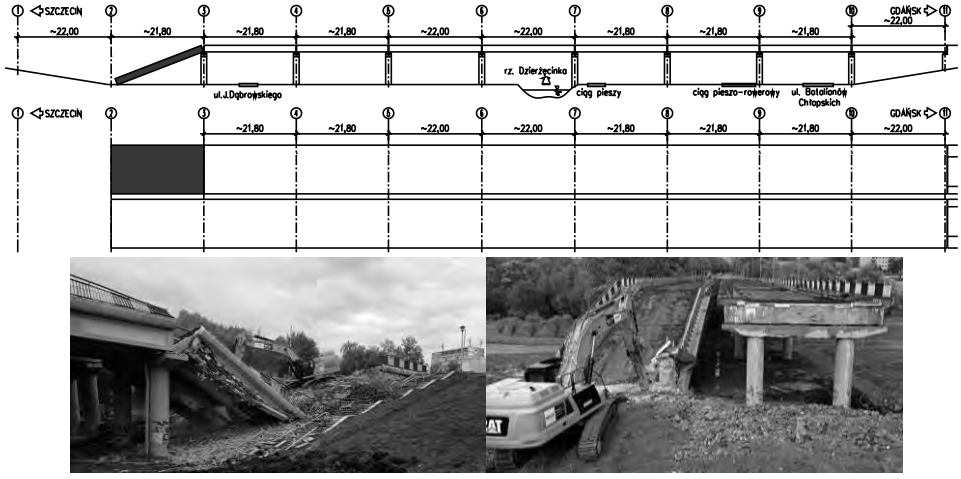
Rys. 7. Schemat wzmocnienia istniejących fundamentów palowych palami prefabrykowanymi.

4. Analiza technologii rozbiórki wiaduktu.

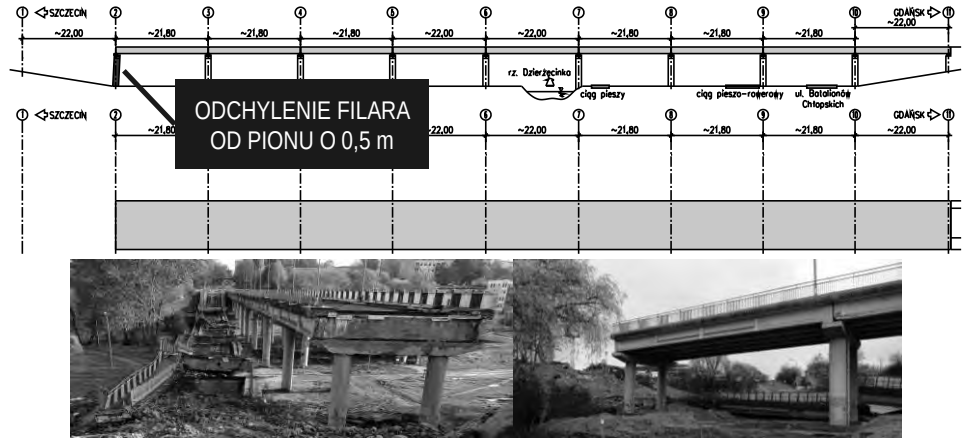
Z uwagi na długość całkowitą obiektu obu jezdni oraz prefabrykację przęseł, Wykonawca analizował kilka metod prowadzenia prac rozbiórkowych. Była to metoda strzałowa, cięcie mechaniczne wzdłuż styków belek prefabrykowanych oraz skuwanie elementów przęsło po przęśle. Przy wyborze metody konieczne było uwzględnienie ciągłości ruchu na ulicy Batalionów Chłopskich oraz położenie instalacji gazowej oraz przepompowni w podłożu pod obiektem. Na tej podstawie wybrana została technologia rozbiórki przez sukcesywne usuwanie konstrukcji obu jezdni z wykorzystaniem koparek wyposażonych w młoty oraz nożyce tnąco-kruszące [23, 24]. Prace rozpoczęto od podpory nr 1, skuwając oba przyczółki oraz przęsła nr 1 w jezdni północnej i południowej. Przed niekontrolowanym zawaleniem się części północnej wiaduktu, skuty został filar nr 2 jezdni północnej. W ten sposób przęsło nr 2 zostało opuszczone krawędzią w osi 2 do poziomu terenu, natomiast krawędź nr 3 podparta była na filarze w osi nr 3. Na rys. 8 pokazano stan prac bezpośrednio przed niekontrolowanym zawaleniem się części północnej.

W trakcie skuwania przęsła nr 2 jezdni północnej, przy jednostronnym oparciu o filar nr 3 oraz opuszczeniu drugiej krawędzi przęsła w osi 2 do poziomu terenu, nastąpiła nagła utrata stateczności filara nr 3. W konsekwencji doszło do niekontrolowanego zawalenia się konstrukcji północnej wiaduktu. Jednocześnie prowadzone prace rozbiórkowe części południowej wiaduktu doprowadziły do odchylenia od pionu o ok. 30–50 cm filara nr 2. Stwierdzono, że stan ten zagraża stateczności ogólnej całej konstrukcji. Na rys. 9 przedstawiono graficznie obecny stan

prac rozbiórkowych. W dniu 21.10.2021 r. bezpośrednio po zawaleniu się części północnej wiaduktu wstrzymano prace rozbiórkowe i podjęto działania doraźne. W obrębie obiektu wyłączono wszelki ruch pieszy, rowerowy oraz samochodowy. Przedmiotowa inwestycja została ogrodzona i zabezpieczona przed dostępem osób trzecich. Przedstawiciel inwestora wskazał na konieczność niezwłocznego przystąpienia do kontynuacji rozbiórki wiaduktu południowego w związku z odchyleniem od pionu podpory nr 2. Wykonawca dokonał ponownej oceny kontynuacji sposobu rozbiórki istniejącego wiaduktu w części południowej obiektu.



Rys. 8. Stan prac rozbiórkowych przed niekontrolowanym zawaleniem.



Rys. 9. Stan prac rozbiórkowych po niekontrolowanym zawaleniu konstrukcji północnej wiaduktu.

W dniu 27.10.2021 r. Wykonawca sporządził rewizję do projektu technologicznego prowadzenia robót rozbiórkowych. Zaproponowana technologia została uzupełniona o dodatkowe zabezpieczenie terenu pod obiektem. Samą rozbiórkę ustroju nośnego prowadzić należało jednak analogicznie do przyjętej wcześniej technologii. Roboty miały postępować wzdłuż osi podłużnej obiektu od zewnętrznej strony podpory nr 2. Skuwanie podpór i przęseł miało być realizowane z wykorzystaniem koparek wyposażonych w młoty oraz nożyce tnąco-kruszące. W ten sposób rozkruszana podpora nr 2 będzie powodowała opuszczanie jednej krawędzi przęsła nr 2. Uwzględniając dotychczasowe prace, istniało duże prawdopodobieństwo,

że dojdzie do ponownego niekontrolowanego zawalenia się przęseł w wyniku utraty stateczności przez podporę nr 3. Wybór alternatywnej technologii np. strzałowej nie zwiększyłby bezpieczeństwa prowadzonych prac. Uwzględniając częściową niestabilność konstrukcji stwarzałoby to zagrożenie dla osób przygotowujących konstrukcje do wyburzenia.

W opracowaniu [25] oceniono zaproponowaną przez wykonawcę technologię kontynuacji rozbiórki obiektu. Na potrzeby oceny słuszności rozwiązania zidentyfikowano zagrożenia wynikające z obecnego stanu obiektu oraz prowadzeniem dalszych prac rozbiórkowych. Oceniono akceptowalny poziom ryzyka, uwzględniając bezpieczeństwo osób wykonujących prace rozbiórkowe oraz oddziaływanie na otoczenie. W celu minimalizacji ryzyka związanego z podjętymi działaniami i wyborem technologii robót określono następujące warunki:
– Położenie maszyn w bezpiecznej odległości od czoła osi podłużnej wiaduktu.
– Brak możliwości prowadzenia prac rozbiórkowych z wykorzystaniem technologii cięcia podłużnego wydzielonych belek przęsła.
– Zamknięcie i zabezpieczenie ciągu pieszo-rowerowego i ulic Dąbrowskiego oraz Batalionów Chłopskich poduszkami z piasku minimalizującymi uszkodzenie infrastruktury pod obiektem oraz redukującymi oddziaływanie falą uderzeniową podczas rozbiórki.
– Zabezpieczenie i monitorowanie instalacji gazowej narażonej na uszkodzenie podczas prac rozbiórkowych w porozumieniu z właściwym zarządcą.
– Poddanie monitoringowi wybranych obiektów w celu bieżącej kontroli oddziaływań wyburzanego wiaduktu na konstrukcję budynków.
– Zabezpieczenie przed dostępem osób postronnych i monitorowanie terenu.

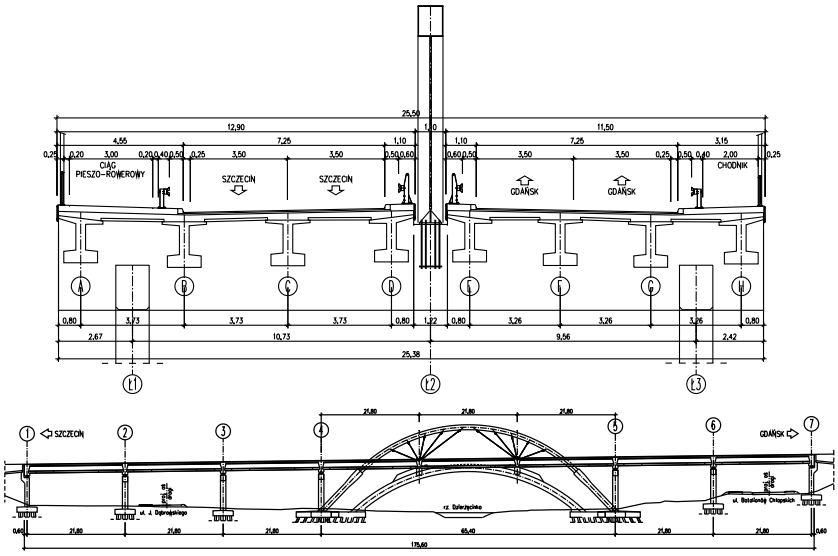
Wykonawca robót przystąpił do dalszych prac rozbiórkowych po uwzględnieniu wszystkich wymagań. Zaproponowana technologia była jedyną racjonalną, która zabezpieczała osoby wykonujące prace oraz otaczający teren minimalizując ryzyka związane z wymienionymi zagrożeniami. W trakcie prowadzonych robót nie doszło do nie kontrolowanego zawalenia się konstrukcji południowej. Wskazuje to na incydentalny charakter awarii budowlanej spowodowany wadą konstrukcyjną podpory nr 3 zawalonej części. Przewidzenie sytuacji związanej z nadmierną otuliną przy braku wymaganego zbrojenia było niemożliwe.

5. Kontynuacja przebudowy wiaduktu drogowego

Po dokonaniu rozbiórki istniejących konstrukcji konieczna była zmiana położenia osi filarów. Z powodu braku pewności co do stanu istniejącego posadowienia po awarii nitki północnej w trakcie robót rozbiórkowych i towarzyszących jej oddziaływań dynamicznych, zrezygnowano ze wzmocnienia fundamentów. Przebudowany wiadukt drogowy składa się ostatecznie z ustroju nośnego północnego oraz południowego, połączonych wspólnymi podporami we wszystkich osiach oraz poprzecznicami w przęśle nurtowym. Pomost obiektu zaprojektowano jako belkowo-płytowy z wykorzystaniem żelbetowych belek typu CB, pracujących w schemacie belki ciągłej wieloprzęsłowej, podpartej na filarach za pomocą łożysk oraz spiętej w ramę na poprzecznicach opierających się na łukach żelbetowych przęsła nurtowego.



Rys. 10. Widok na obiekt po przebudowie.

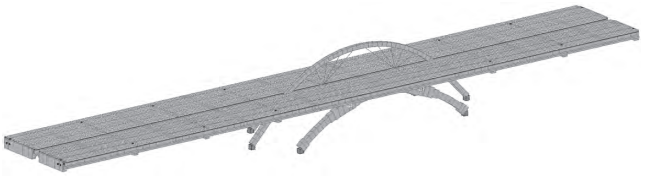


Rys. 11. Przekrój poprzeczy i podłużny przebudowanego obiektu.

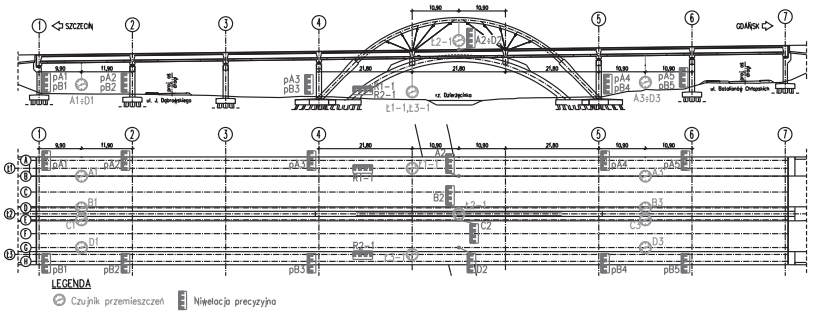
Rozpiętości teoretyczne przęseł belkowych wynoszą 21,80 m. W przęśle nurtowym środkowy łuk stalowy ma podpory sprowadzone do fundamentów w osiach 4 i 5, zatem jego całkowita rozpiętość wynosi 65,40 m, natomiast dwa boczne łuki żelbetowe w przęśle nurtowym mają rozpiętość teoretyczną 50,0 m. W części nurtowej obiektu konstrukcję wsporczą stanowią: centralny łuk stalowy oraz dwa skrajne łuki żelbetowe, posadowione na nowoprojektowanych fundamentach. Pomost części nurtowej podwieszony jest do łuku stalowego za pomocą stalowych wieszaków oraz jednocześnie opiera się na żelbetowych łukach dolnych poprzez poprzecznice. Prefabrykowane belki żelbetowe, prefabrykowane płyty stanowiące deskowanie tracone między belkami oraz żelbetowe łuki wykonano z betonu klasy C50/60. Płytę pomostową oraz poprzecznice wykonano z betonu klasy C40/50. Natomiast konstrukcję stalową łuku górnego wykonano ze stali S355. Przyczółki zaprojektowano jako żelbetowe korpusy monolityczne połączone sztywno z krótkimi skrzydłami. Filary zaprojektowano jako dwusłupowe o przekroju kwadratowym. Wszystkie podpory posadowiono w sposób pośredni na palach prefabrykowanych.

6. Próbne obciążenia obiektu

W celu weryfikacji modelu obliczeniowego oraz oceny zachowania konstrukcji pod kontrolowanym wymuszeniem statycznym i dynamicznym, w dniu 28.06.2023 r. przeprowadzono badania odbiorcze. Zrealizowanych zostało pięć schematów obciążenia przęsłowego: S1, S2, S3, S4 i S5. Program badań dynamicznych z jazdą pojazdu w obu kierunkach do prędkości 50 km/h i przejazdem przez próg uwzględniał warunki panujące na dojazdach do obiektu. Do pomiarów użyto czujniki przemieszczeń, niwelację precyzyjną, czujniki indukcyjne oraz akcelerometry. Do obliczeń konstrukcji przyjęto przestrzenny model prętowo-powłokowy klasy (e1+2, p3). Założony kształt i parametry geometryczne poszczególnych elementów prętowych odwzorowywały belki, poprzecznice, łuki i wieszaki. Cechy geometryczne belek prefabrykowanych przyjęto jako zespolone. Na ruszcie ułożono ortotropową płytę o rzeczywistej grubości, w której wyłączono sztywność na kierunku podłużnym (x). Pozostawiono pełną sztywność na kierunku poprzecznym (y), prostopadłym do belek głównych.



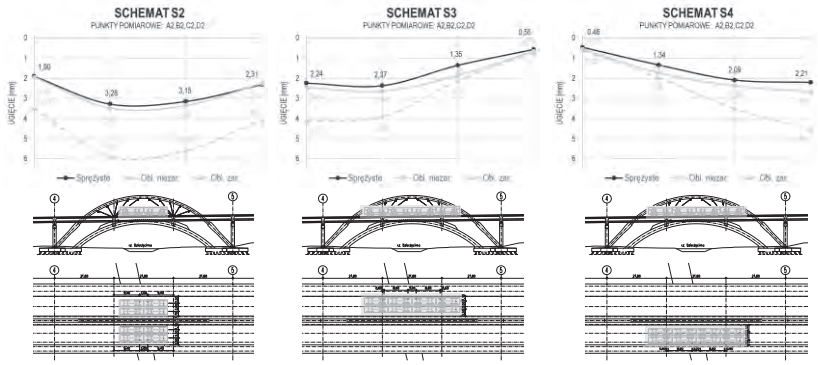
Rys. 12. Wizualizacja przestrzennego modelu prętowo-powłokowego przyjętego do obliczeń.



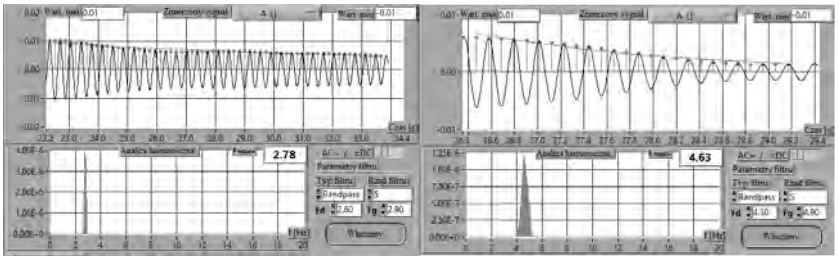
Rys. 13. Rozmieszczenie i oznaczenia punktów pomiarowych.

Analiza odpowiedzi konstrukcji od podstawowych schematów przęsła łukowego potwierdziła spełnienie wymagań normowych oraz poprawność odwzorowania ustroju nośnego w modelu MES. Ugięcia sprężyste ustroju nośnego były zbliżone do obliczonych teoretycznie w fazie niezarysowanej i wyniosły średnio dla schematów przęsłowych S2, S3 i S45 w przekrojach miarodajnych odpowiednio 97, 85 i 83% ich wartości. Takie wyniki świadczą o zbliżonej sztywności przęseł w fazie niezarysowanej oraz o przyjętym do wymiarowania modelu obliczeniowym dającym wyniki po stronie pewności i tym samym o właściwej, zakładanej teoretycznie nośności. Ugięcia trwałe stanowiły od 0 do 8% ugięć całkowitych, a zatem spełniają warunek normowy nieprzekroczenia poziomu 20%. Dodatkowo wykonano kontrolę przemieszczeń łuków podczas wybranych schematów. Maksymalna wartość ugięć łuków wyniosła 1,39 mm i była nieco mniejsza od wartości obliczeniowych po aktualizacji modelu (1,43 mm). Badania potwierdziły uzyskanie sztywności łuków zbliżonej do założonej teoretycznie.

Ogólny wynik próby dynamicznej był pozytywny. Najniższa zidentyfikowana częstość drgań swobodnych wyniosła 2,78 Hz i była większa od obliczonej teoretycznie 2,34 Hz. Logarytmiczny dekrement tłumienia miał typową, umiarkowanie niską wartość od 0,0221 do 0,1210. W trakcie badań nie stwierdzono występowania tendencji do dudnień.



Rys. 14. Wyniki ugięć przęsła w schematach S2, S3 i S4.



Rys. 15. Identyfikacja częstotliwości drgań swobodnych.

7. Wnioski końcowe

Przebudowa istniejących obiektów mostowych często wymaga przygotowania dodatkowych robót rozbiórkowych. Wybór technologii tych prac uzależniony jest od wielu czynników. Zwykle zdegradowane elementy konstrukcyjne, które podlegają rozbiórce, stwarzają duże ryzyko związane z bezpieczeństwem robót. Zidentyfikowanie wszystkich tych zagrożeń jest bardzo trudne. Przykład awarii budowlanej wiaduktu w Koszalinie wskazuje, że musimy przeanalizować związane z tym ryzyka. Do jednoznacznej oceny tych ryzyk potrzebne są jednak wiarygodne informacje dotyczące zaprojektowanego i zbudowanego obiektu, jego historii, zdarzeń oraz aktualnego stanu technicznego i poziomu degradacji. Te wszystkie informacje powinny być przechowywane w systemach gospodarki mostowej. Przy czym dzisiaj wiemy już, że powinny one być zapisane w sposób cyfrowy, czyli przez wykorzystanie modeli BIM. Trzeba bowiem uświadomić sobie, że podstawą metodyki BIM jest zarządzanie informacją o obiekcie budowlanym. Być może w przyszłości modele informacyjne klasy BIM będą rozwinięte w postaci koncepcji cyfrowego bliźniaka, który będzie wykorzystywany do gromadzenia, przetwarzania i udostępniania informacji o fizycznym obiekcie. Takie podejście, w powiązaniu z posiadaniem zweryfikowanego modelu obliczeniowego, daje wymierne korzyści w usprawnianiu procesów zarządzania obiektem w jego cyklu życia, minimalizując jednocześnie ryzyka związane z awariami strategicznych systemów infrastruktury krytycznej. A do nich mogą być również zaliczane obiekty mostowe.

Literatura

1. Çiftçioğlu, A. O., Naser, M. Z.: Identifying and estimating causal effects of bridge failures from observational data, Journal of Infrastructure Intelligence and Resilience, vol. 3, 2024, 100068.
2. Cook, W., Barr, P. J., Halling, M. W.: Bridge Failure Rate, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 29, issue 3, 2105, 04014080.
3. Wardhana, K., Hadipriono, F. C.: Analysis of Recent Bridge Failures in the United States, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 17, issue 3, 2003, s. 144–150.
4. Kumar Garg, R., Chandra, S., Kumar, A.: Analysis of bridge failures in India from 1977 to 2017, Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, vol. 18, issue 3, 2022, s. 295–312.
5. Wirkijowski, D., Moon, F. L.: Identifying Characteristics of Bridges Vulnerable to Hydraulic Hazards Using Bridge Failure Data, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 34, issue 6, 2020, 04020109.
6. Qin, S., Wang, H., Luo, Z.: Recent hydraulic bridge failures in China: review and discussion, Revista de la Construcción: Journal of Construction, vol. 21, no. 2, 2022, s. 193–203.
7. Arun Sundaram, B., Aravindan, M., Voggu, S., Kanchana Devi, A., Parivallal, S., Prathebha, P.: novel retrofitting strategy for restoring railway masonry arch bridge undergoing failure by settlement due to scouring, Engineering Failure Analysis, vol. 154, 2023, 107694.

8. Gazi, A. H., Afzal, M. S., Dey, S.: Scour around Piers and under Waves. Current Status of Research and Its Future Prospect, Water, vol. 11, issue 11, 2019, 2212.
9. Zhang, G., Liu, Y., Liu, J., Lan, S., Yang, J.: Causes and statistical characteristics of bridge failures: A review, Journal of Traffic and Transportation Engineering, vol. 9, issue 3, 2022, s. 388–406.
10. Adhikari, R., Jha, P., Bhatt., L., Thapa, D., Forcellini, D., Gautam, D.: Failure Investigation of under Construction PC Bridge in Chitwan, Nepal, Infrastructures, vol. 7, issue 2, 2022, 14.
11. Lee, G. C., Mohan, S. B., Huang, C., Fard, B. N.: A Study of U.S. Bridge Failures, Technical Report MCEER-13-0008, czerwiec 2013.
12. Al-Rashed, R., Abdelfatah, A., Yehia, S.: Identifying the Factors Impacting Bridge Deterioration in the Gulf Cooperation Council, Designs, vol. 7, issue 6, 2023, 126.
13. Torres, B., Poveda, P., Ivorra, S., Estevan, L. Long-term static and dynamic monitoring to failure scenarios assessment in steel truss railway bridges: A case, Engineering Failure Analysis, vol. 152, 2023, 107435.
14. Benenato, A., Ferracuti, B., Imperatore, S., Kioumarsi, M., Spagnuolo, S.: Experimental Test on Flexural Performance of Prestressed Concrete Beams Damaged by Corrosion, Materials Proceedings, vol. 6, issue 1, 2021, 30.
15. Tan, J. S., Elbaz, K., Wang, Z. F., Shen, J. S., Chen, J.: Lessons Learnt from Bridge Collapse: A View of Sustainable Management, Sustainability, vol. 12, issue 3, 2020, 1205.
16. Kim, K. H., Nam, M. S., Hwang, H. H., Ann, K. Y.: Prediction of Remaining Life for Bridge Decks Considering Deterioration Factors and Propose of Prioritization Process for Bridge Deck Maintenance, Sustainability, vol. 12, issue 24, 2020, 10625.
17. Natali, A., Cosentino, A., Morelli, F., Salvatore, W.: Multilevel Approach for Management of Existing Bridges: Critical Analysis and Application of the Italian Guidelines with the New Operating Instructions, Infrastructures, vol. 8, issue 4, 2023, 70.
18. Bu, G. P., Lee, J. H., Guan, H., Loo, Y. C., Blumstein, M.: Prediction of Long-Term Bridge Performance: Integrated Deterioration Approach with Case Studies, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 29, issue 3, 2014, 04014089.
19. Wang, C.: Resistance Assessment of Service-Proven Aging Bridges Incorporating Deterioration-Load Dependency, Infrastructures, vol. 5, issue 1, 2020, 10.
20. Ilbeigi, M., Meimand, M. E.: Statistical Forecasting of Bridge Deterioration Conditions, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 34, 1, 04019104.
21. Ekspertyza wiaduktów w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie. Etap I. Opis techniczny wraz ze związaną dokumentacją rysunkową i zdjęciową. GTI Design sp. z o.o. sp. k., marzec 2020
22. Sprawdzenie zdolności istniejących fundamentów do przeniesienia obciążeń z nowych wiaduktów drogowych wg aktualnie obowiązujących norm. CADmost Projekt s.c., wrzesień 2021
23. Opis technologii prowadzenia robót rozbiórkowych wiaduktów w ciągu Alei Monte Cassino", INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o., 2021 r.
24. Program zapewnienia jakości dla rozbiórki wiaduktów inżynieryjnych, INTOP Skarbimierzyce Sp. z o.o., 2021 r.
25. Opinia techniczna dotycząca wybranej technologii dla kontynuacji rozbiórki wiaduktów w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie, Zespół Badań Terenowych Politechniki Śląskiej w Gliwicach, listopad 2021 r.

Reconstruction of the road overpass along monte cassino avenue in Koszalin

Key words: bridges, technical condition, reconstruction, technology, research, analysis

Katastrofy mostów – ciąg dalszy

WOJCIECH RADOMSKI*
Politechnika Warszawska

Streszczenie: W nawiązaniu do poprzednich publikacji autora, zwłaszcza monografii [1], przedstawiono przykłady katastrof mostowych, które nastąpiły w różnych krajach świata w latach 2021-2023. Zwrócono uwgę na chrakterystczyne cechy tych zdarzeń, ich przyczyny i skutki. Sformułowano płynące z opisanych zdarzeń wnioski, dotyczące projektowania, budowy lub modernizacji obiektów mostowych oraz ich utrzymania i eksploatacji.

Słowa kluczowe: mosty, katastrofy, przyczyny i skutki

1. Wprowadzenie

Katastrofy mostów, mimo nierzadko tragicznych skutków, które wywołują w postaci ofiar śmiertelnych i osób rannych, a także zniszczeń materialnych często o dużej skali, paradoksalnie stanowią jednocześnie źródło rozwoju wiedzy budowlanej. Jest tak dlatego, że poszukiwanie przyczyn i analizowanie skutków tych katastrof, pozwala na poznanie nowych zagadnień naukowych lub technicznych lub na uściślenie i rozszerzenie zakresu zagadnień już znanych, ale jeszcze nie w sposób wystarczająco kompletny.

Na temat katastrof mostowych ukazał się stosunkowo niedawno monografia [1] autorstwa piszącego te słowa, licząca 226 stron. Przedstawiono w niej szczegółowo problematykę tych zdarzeń w ujęciu historycznym i współczesnym i zamieszczono liczne ich opisy. Przykłady te obejmują okres od starożytności do roku 2020. Katastrofy obiektów mostowych były też przedmiotem referatów prezentowanych na konferencjach „Awarie Budowlane", w tym także opracowanych przez autora [2–5]. Na podstawie obserwacji kierunków rozwoju mostownictwa oraz analiz przyczyn i skutków katastrof można stwierdzić, że występowały one od zawsze, występują obecnie i zapewne będą występować w przyszłości. Jest to konsekwencją przyczyn obiektywych (np. kataklizmów klimatycznych – powodzi, huraganowych wiatrów, ulewnych i długotrwałych deszczy) i subiektywnych wynikajacyh z błędów lub zaniedbań ludzkich (np. niedostatecznej jakości projektowania i wykonawstwa obiektów, niskiego poziomu ich utrzymania, niewłaściwej eksploatacji). Szczegółowe informacje na ten temat znaleźć w przywołanej już monografii [1].

Informacje o zaistniałych katastrofach mostów można uzyskiwać ze źródeł rozprszonych (publikacji w czasopismach technicznych lub naukowych, doniesień prasowych), ale są one stosunkowo nieliczne i często mało powszechnie dostępne. Są natomiast dwie obszerne monografie mające zasięg światowy [6, 7]. W pierwszej zamieszczone są szczegółowe opisy 20 katastrof, które nastąpiły w latach 1847–2003, natomiast w drugiej zestawienia obejmują aż 440 takich zdarzeń w okresie lat 1846–2009, przedstawionych w różnym stopniu szczegółowości, a także 96 tylko wzmiankowanych, głównie na podstawie doniesień

*Autor do korespondencji: *Wojciech.Radomski@pw.edu.pl*

prasowych (razem więc zarejestrowanych jest 536 katastrof, w tym 4, które nastąpiły przed rokiem 1800).

W tym obszarze tematycznym wydano tylko jedną monografię [8], opublikowaną w 1986 r., czyli już 28 lat temu, a więc ma ona już raczej historyczne znaczenie. Przedstawiono w niej ogółem 157 katastrof i awarii mostów na świecie, w tym 16, które wystąpiły w Polsce w latach 1939 – 1984. Znacznie nowszą jest monotematyczna pozycja książkowa, poświęcona wyłącznie pożarom obiektów mostowych [9], która została wydana w 2020 roku. Natomiast najnowszą monografią dotyczącą katastrof mostowych jest wymieniona już praca [1], wydana w 2021 roku.

Nieocnionym źródłem wiedzy o katastrofach obiektów mostowych sa dwa rejestry, dostępne w internecie [10, 11]. Pierwszy z wymienionych obejmuje 392 katastrofy, które następiły w latach 1813–2009 w 65 krajach świata, ale – według wiedzy autora – nie jest już niestdty uzupełniany o tego rodzaju zdarzenia z lat późniejszych. Drugi rejestr jest aktualizowany i obejmuje obecnie (wgląd 11.02.2024) łącznie 273 katastrofy, które nastąpiły w latach 1800–2023 w 58 krajach świata oraz 5 katastrof z czasów starożytnych i średniowiecznych. Oba te rejestry, zwłaszcza [11] na pewno nie są kompletne, ale stanowią bardzo ceny zbiór informacji. Ze wszystkich wymienionych żródeł korzystano, opracowując mnografię [1]. Z oczywistych powodów korzystano w niej z rejestru [11], zakończonego wtedy na roku 2020. W najnowszej wersji tego rejestru wyminionych jest 11 katastrof, które miały miejsce w latach 2021-2023 w 6 krajah świata – po jednej w Meksyku, Rosji, Filipinach, Norwegii, Indiach i Finlandii oraz pięć w USA. Te katstrofy z ostatnich trzech lat wykazują pewne cechy charkterystyczne, które z jednej strony odzwierciedlają dośc typowe przyczyny tych zdarzeń, ale nieco odmienne ich skutki od tych z lat poprzednich, co dotyczy przede wszystkim wyraźną redukcją liczby ofiar. Dlatego postanowiono te najnowsze katastrofy przedstawić w niniejszym opracowaniu, ponieważ mało u nas o nich wiadomo, a są dobrą lekcją dla krajowego środowiska mostowców.

W nawiąznaiu do wymienionych żródeł książkowych i rejestrów warto zauważyć, że w żadnym z nich nie ma ani jednej katastrofy mostowej w Polsce. Komentarz dotyczące tego braku można znaleźć w monografii [1]. Tu nie będziemy go przytaczać.

2. Zestawienie katastrof mostowych na świecie w latach 2021–2023

Trzeba sobie oczywiście zdawać sprawę, że rejestr [11] nie jest kompletny. Niemniej jednak zestawione w nich dane, dotyczące trzech ostatnich lat, można traktować jako oddające rzeczywisty stan rzeczy na świecie. W przedstawionym niżej tabelarycznym zestawieniu uwzględniono dodatkowo jedną katastrofę, której opis zaczerpnięto ze źródła [12]. Jej jedyna ofiara była następstwem zaistnienia szczególnie rzadkiej sytuacji.

Trzeba zauważyć, że niektóre dane zestawione w tablicy 1, dotyczące zwłaszcza liczby śmiertelnych ofiar i liczby rannych jako następstw katastrof mostów, w niektórych przypadkach sa nieco inne niż w opisach poszczególnych tego rodzaju nieszczęśliwych zdarzeń, zamieszczonych w punkcie 3 tego opracowania, na podstawie innych żródeł od rejestru [11]. Świadczy to zapewne o braku ścisłych informacji lub trudnym do nich dostępie. Wszelkie rozbieżności są każdorazowo wzminakowane w dalszym tekście.

Warto też zwrócić uwagę, że trzy ostatnie lata (2021–2023), to zaledwie 1,3% okresu 223 lat, który obejmiuje rejestr [11], natomiast liczba katastrof tym trzyleciu, wymienionych w tablicy (łącznie 12), to 4,4 % sumarycznej liczby katastrof (273), zaprezentowanych w tymże rejestrze. Biorąc to pod uwagę i nawiązując do trendów zmian liczby katastrof w poszczególnych latach, których wykresy zamieszczonow monografii [1], można postweic bardzo rysykowną, ale nie pozbawiona podstaw tezę, że liczba katarof mostowych wykazuje

wraz z upływem czasu raczej tendencję wzrastającą niż malejącą, co nie jest niestety tezą zbyt optymistyczną.

Tablica 1. Zestawienie katastrof mostowych w latach 2021–2023 (opracowanie własne na podstawie [11, 12], pozycje **A. – K.** [11], pozycja **L.** [12])

Nazwa biektu mostowego	**Lokalizacja obiektu**	**Data katastrofy**	**Rodzaj obiektu mostowego**	**Przyczyna katastofy**	**Ofiary śmiertelne/ranni**	**Skala zniszczenia**
A. Wiadukt metra (estakada) w stolicy Meksyku	Tláhuac Avenue, miasto Meksyk	03.05.2021.	Wiadukt metra nad ulicą	Osłabienie obiektu wskutek trzęsienia ziemi w 2017 roku, złe wykonawstwo	26/ponad 70*)	Upadek jednego przęsła, które uległo przełamaniu.
B. Most nad rzeką Salmysh	Dystrykt Oktiabrski, Obwód Orenburg Rosja	07.05.2021.	Betonowy most drogowy	Erozja, katastrofa podczas robót naprawczych	0/4 (podczas usuwania gruzu)	Częściowe zawalenie mostu
C. Wiadukt 86 nad autostradą między-stanową 16	Stan Georgia, w pobliżu Soperton, USA	15.07.2021.	Drogowy most zespolony typu „stal-beton”	Uderze-nie samochodem wywrotką w spód konstrukcji	0/0*)	Wskutek uderzenia pojazdem przesło uległo poprzecznemu przesunięciu o około 2 m
D. Most Forbes Avenue,	Pittsburgh Pennsylvania, USA	18.01.2022.	Stalowy most ramownicowy z betonowym pomostem	Według wstępnych analiz – wewnętrzne wady strukturalne (zmęczenie?) i złe utrzymanie obiektu	0/10	Kompletne zniszczenie pomostu oraz konstrukcji nośnej
E. Most Loay-Clarin	Loay, Bohol, Filipiny	28.04.2022*)	Stalowy ustrój kratownicowy z betonowym pomostem	Przeciążenie konstrukcji osłabionej trzęsieniem ziemi w 2013 roku	4/17*)	Całkowite zawalenie mostu
F. Most Tretten	Tretten, Øyer, Norwegia	15.08.2022.	Drewnia-no-stalowa kra townica	Przeciążenie osłabionej konstrukcji	0/0	Całkowite zawalenie mostu
G. Sanibel Causeway	Sanibel, Florida, USA	28.09.2022.	Betonowy most belkowy	Huraganowy wiatr	0/0	Częściowe zawalenie obiektu
H. Julto Pul	Morbi, Gujarat, Indie	30.10.2022.	Stalowa kładka dla pieszych o konstrukcji wiszącej	Przeciążenie mostu i źle wykonane prace remontowe	141/ponad 100*)	Cakowite zawalenie konstrukcji
I. Tymczasowy most Espoo	Espoo, Finlandia	10.05.2023	Tymczasowa kładka dla pieszych	Złe wykonanie	0/ponad 24	Cakowite zawalenie konstrukcji

C.d. Tablica 1.

J. Wiadukt na autostradzie międzystanowej 95	Filadelfia USA	11.06.2023	Stalowa konstrukcja belkowa	Pożar spowodowany wypadnięciem z mostu cysterny samochodowej	1/0	Północna nitka uległa zawaleniu, południowa została uszkodzona
K. Most Reed Point	Columbus, Montana, USA	24.06.2023.	Most kolejowy stalowy kratownicowy	Wykolejenie pociągu	0/0	Zawalenie konstrukcji
L. Wiadukt nad autostradą międzystanową I-25	Pueblo, Kolorado, USA	14.10.2023.	Wiadukt kolejowy stalowy o konstrukcji blachownicowej	Wykolejenie pociagu	1/0	Zawalenie jednego przęsła

*) Por. opisy katastrof w punkcie 3 tego opracowania

Jak już zasygnalizowano, dokładniejszy opis niektórych katastrof, zestawionych w tablicy 1, jest zamieszczony w punkcie 3 tego opracowania, W tym miejscu zostaną sformułowane tylko pewne spostrzeżenia, wynikające z tego zestawienia. Są one następujące:

– W okresie ostatnich trzech lat wystąpiły trzy poważne katastrofy (pozycje A., E., H.), w których zginęło według źródła [11] co najmniej 171 osób i co najmniej 187 osób zostało rannych, w większości poważnie. Szczególnie tragiczne były skutki katastrofy H.
– Cztery katastrofy (pozycje C., F., G., K.) nie pociągnęły za sobą żadnych tragicznych skutków osobowych. W trzech katastrofach (pozycje B., D., I) zostało rannych 38 osób. W dwóch katastrofach (pozycje J., L.) zginęło po jednej osobie.
– Przyczynę tylko jednej z ktastrof (pozycja G.) można zakwalifikować jako obiektywną, przyczyny zaistnienia jedenastu pozostałych były następstwem błędów ludzkich, czyli były to przyczyny subiektywne (klasyfikacja przyczyn – patrz [1]), które niestety niemal od zawsze są w mostownictwie (i w całym budownictwie) liczbowo dominujące.

3. Opisy niektórych katastrof

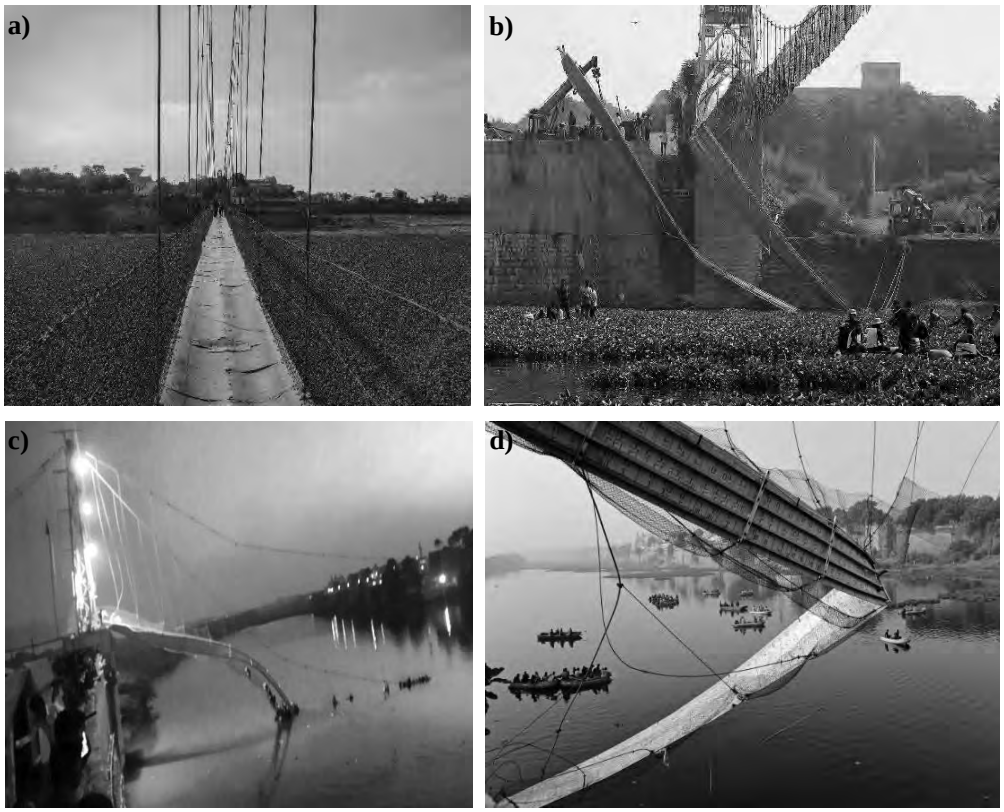
W dalej umieszczonych opisach uwzględniono te spośród dwunastu wymienionych w tablicy 1, które były najbardziej tragiczne w skutkach oraz te, których skala była szczególnie duża. Jest to subiektywny wybór autora.

3.1. Katastrofa mostu Julto Pul w Indiach

Podstawowe informacj o tej katastrofie umieszczono w pozycji H. w tablicy 1. Według źrodła [11] pochłonęła ona 141 istnień ludzkich, zaś liczba rannych została oceniona na ponad 180 [13]. Obiekt był kladką dla pieszych o konstrukcji wiszącej i rozpiętości przęsła 230 m, szerokości pomostu 1,25 m, wzniesinym 15 m nad rzeką Machchhu. Informacje o roku jego budowy nie są ścisłe, ale zgodnie z tradycją lokalną można przyjąć, że był to rok 1880. Wybudowano go zgodnie z ówczesnymi standardami brytyjskimi. Most był administrowany i utryzmywany przez lokalne władze, a następnie od rolu 2008 w ramach podpisanej umowy przez prywatną firmę. Przjeście po nim było płatne. W 2022 roku obiekt został zamknięty na okres remontu, który trwał sześć miesięcy. Otwarcie mostu nastąpiło 26 października 2022 roku. Zapowiadano, że most będzie znowu służył społeczeństwu i w ciągu najbliższych ośmiu lat nie będzie wymagac żadnych robót naprawczych.

30 października 2022 roku, a więc pięć dni po otwarciu mostu po remoncie, nastąpiła jego katastrofa (rys. 1). Znajdowało się wtedy na nim około 500 osób, co przekraczało oficjalnie dozwoloną ich liczbe, określoną na 125 (przeciążenie około czterokrotne). Z nakręconego materiału filmowego wynikało, że konstrukcja doznała gwałownych drgań i ludzie z jednej jej strony trzymali się wieszaków i ażurowej balustrady zanim przeszli przez pomost. Zarejestrowano, że pomost został rozerwany w połowie swej rozpiętości i niektóre jego fragmenty zwisały z urwanych kabli nośnych. Wstepnie stwierdzono, że powodem katastrofy było wspomniane przeciążenie konstrkcji oraz proba jej „rozhuśtania" przez ludzi w środkowej części przesła. Następnie ustalono, że otwarcie mostu po remoncie nie było poprzedzone żadnymi badaniami obiektu dopuszczającymi ją do użytkowania. W raporcie sporządzonym dla sądu stwierdzono, że skorodowane kable nie mogły bezpiecznie przenieść zwiększnego w porównaniu z poprzenim ciężaru nowej nawierzchni. Objawem tego byly peknięcia zakotwień i poluzowanie umieszczonych w nich bolców.

Dziewieć osób związanych z firmą urzymującą i eksploatującą most oraz firmą wykonawczą zostało aresztowanych i objętych śledztwem – dwóch zarzadajacych i dwóch kasjerów sprzedających bilety wstępu na obiekt, dwóch wykonawców i trzech strażników, kontrolujących wstęp. Na temat wyroków zapadłych w procesie sądowym nie udało się autorowi uzyskac żadnych wiadomości.



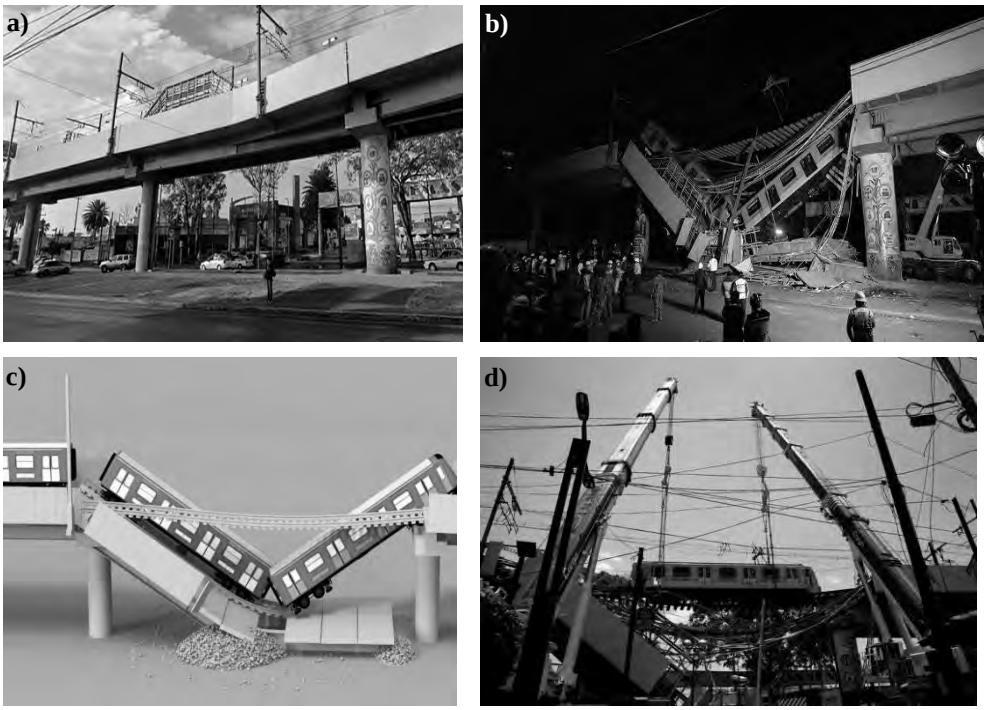
Rys.1. Katastrofa mostu Morbi w Indiach: a) most – stan w 2008 roku; b) i c) skutki katastrofy w 2022 r.; d) akcja ratownicza [14].

3.2. Katastrofa wiaduktu (estakady) metra w stolicy Meksyku

Katastrof wiaduktu nastąpiła 3 maja 2021 roku o godzinie 22:22 (rys. 2). Jej tragicznym skutkiem było 26 ofiar śmiertelnych oraz 98 osób rannych [15] (por. poz. A. w tablicy 1). W chwili katastrofy pociąg metra był wypełniony pasażerami w stopniu 3/4.

Wiadukt jest w istocie wieloprzęsłową estakadą belkową o konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej, ukończoną prawdopodobnie w 2010 roku. Podczas przejazdu pociągu metra, około 220 m przed stacją Olivos, zawaleniu uległo przęsło między podporami 12 i 13, rozpadając się na dwie części i powodując wypadnięcie z torowiska dwóch ostatnich wagonów, z których jeden uderzył w grunt, a drugi pozostał zawieszony – tworzyły one w widoku bocznym kształt litey V (rys. 2c). Ponadto, spadający gruz uderzył w samochód jadący ulicą, zabijając kierowcę i raniąc jego żonę.

W poprzednich latach obiekt ulegał różnym procesom destrukcyjnym. Między innymi w wyniku uszkodzeń spowodowanych trzęsieniem ziemi w 2017 roku był remontowany przez kilka miesięcy, ale nadal stwarzał problemy utrzymaniowe i eksploatacyjne.



Rys. 2. Katastrofa wiaduktu metra w Meksyku: a) wiadukt przed katastrofą; b) katastrofa; c) schemat katastrofy; d) usuwanie skutków katastrofy [15, 16].

Bezpośrednio po krótko opisanej katastrofie w 2021 roku, burmistrz miasta Meksyk powołała niezależną komisję ekspertów norweskich (firma Det Norske Veritas) w celu wyjaśnienia przyczyn tego tragicznego zdarzenia. We wstępnym raporcie z 16 czerwca 2021 roku stwierdzono, że konstrukcja była niewłaściwie zaprojekotwana i niestrannie wykonana. Dotyczyło to zwłaszcza niedokładnego rozmieszczenia łączników zespolenia oraz złej jakości spoin (rys. 3), z których część był po prostu niedokończona. Doprowadziło to do zniszczenia zmęczeniowego stalowych dźwigarów. Ponadto stwierdzono, że do wykonania pomostu zastosowano betony różnego rodzaju. Wskazano też na zaniedbania nadzoru i braki

w należytym utrzymaniu obiektu. Opracowan również inne obszerne ekspertyzy, których wnioski były zbieżne z wymieniona norweską. W jednej z nich stwierdzono na przykład, że w zawalonym przęśle estakady zastosowowano tylo 65% potrzebnych łączników zespolenia.

Prace nad rekonstrukcją zawalonego odcinka estakady podjęto 16 lutego 2022 roku. Robotom renowacyjnym i wzmacniajacym objęto jednak linię metra o łącznej długości 6,7 km. Podziemny odcinek tej linii otwarto 15 stycznia 2023 roku, następny odcinek – 15 lipca 2023 roku. Ostatni odcinek, obejmujacy także część, w której nastąpiła katastrofa, oddano do użytku 30 stycznia 2024 roku.

Opisana katastrofa miała swe konsekwencje służbowe i prawne. Czy i jakie zapadły wyroki sądowe nie udało się jednak autorowi dowiedzieć.



Rys. 3. Fotografie z wstępnego raportu dotyczacefo przyczyn katastrofy w mieście Meksyk: a), b) niedokładne rozmieszczenie łączników zespolenia; c) przykład niwłaściwie wykonanych spoin [15].

3.3. Katastrofa mostu Loay-Clarin, Bohol, Filipiny

Most Loay-Clarin przez rzekę Loboc (poz. E. w tablic 1) został wybudowany w latach 1970-tych [17] jako stalowa konstrukcja kratownicowa z betonowym pomostem. W 2013 roku doznał uszkodzeń w wyniku trzęsienia ziemi o sile 7,2 stopnia i był naprawiany. Zdawano sobie jednak sprawę, że obekt ten nie nadaje się już do dłuższej eksplotacji i obok rozpoczęto w 2018 roku budowę całkowiecie nowego mostu (rys. 3c).

Według źródeł [17, 18], 27 kwietnia (por. poz. E. w tablicy 1) 2022 roku, o godzinie 16:18, most uległ całkowitemu zawaleniu, dosłownie kilka dni przed oddaniem do użytku nowego obiektu (rys.3d). Przyczyną tego było przeciążenie osłabionej konsytrukcji przez ciężką wywrotkę samochodową oraz inne przejeżdżające pojazdy. Zginęły 4 osoby, 24 osoby uratowano, ale 17 z nich doznało obrażeń.

Nowy stalowy most łukowy systemu Nielsena (ukośne wieszaki) o rospietości przęsła równej 104 m, sfinansowany przez Japońską Agencję Współpracy Międzynarodowej (Japan International Cooperation Agency – JICA) został częściowo oddany do użytku na początku maja 2022 roku, (ruch jednokierunkowy uprzywilejowanych pojazdów), natomiast normalny dwukierunkowy ruch wprowadzono 21 czerwca 2022 roku [20].



Rys. 4. Katastrofa mostu Loay-Clarin, Filipiny: a) i b) skutki katastrofy; c) stary most przed katastrofą i niemal ukończony nowy most; d) nowy użytkowany już most [19].

3.4. Katastrofa tymczasowego mostu dla pieszych Espoo w Finlandii

Przedstawiona dalej katastrofa stanowi poważne ostrzeżenie, że nawet zdawałoby się proste konstrukcje mostowe w rodzaju tymczasowych przejść dla pieszych, wymagają starannego zaprojektowania i wykonawstwa.

W fińskim mieście Espoo, w pobliżu Helsinek, prowdzono roboty budowlane i na czas ich trwania zbudowano tymczasowa kladkę przeznaczoną do ruchu pieszego. Jej pomost wykonano ze sklejki. W dniu 11 maja 2023 roku (por. poz. I. w tablicy 1), o godzinie 9:20, gdy przez kładkę przechodziła grupa młodzieży szkolnej, która pod opieka nauczyciela szła na wycieczkę, pomost ten uległ zawaleniu i grupa ta spadła z wysokości kilku metrów na

poziom terenu. szczęście (rys. 4). Na szczęście nikt nie zginął, ale 27 osób (por. poz. I. w tablicy 1) doznało ciężkich obrażeń, głównie w postaci złamania kończyn [22].

W sprawie tego tragicznego zdarzenia podjęto śledztwo [22], ale informacji co do jego wyników i dalszych kosekwencji prawnych wobec odpowiedzialnych za katastrofę, nie udało się autorowi uzyskać.



Rys. 5. Katastrofa tymczasowego mostu dla pieszych Espoo w Finlandii: a) akcja ratownicza; b) sytuacja po katastrofie [21].

3.5. Katastrofa mostu Forbes Avenue w Pitsburgu, Pensylwania, USA

Most Forbes Avenue w Pitsburgu (pozycja D. w tablicy 1) o konstrukcji stalowo-betonowej i długości około 140 m był drugim z kolei obiektem wybudowanym w tej lokalizacji i był intesywnie eksploatwany – natężenie ruchu sięgało 21000 pojazdów na dobę [23].



Rys. 6. Katastrofa mostu Forbes Avenue w Pitsburgu USA: a), b), c) skutki katastrofy [24], d) niemalukończony nowy most wybudowany w miejscu starego [25].

28 stycznia 2022 roku o godzinie 18:40 uległ nagle całkowitemu zniszczeniu (rys. 6a, b, c) po około 50-latach użytkowania. W chwili katastrofy po moście przejeżdżał autobus tylko z dwoma pasażerami, a także cztery inne pojazdy. Nośność obiektu została administracyjnie określona na 26 ton. Trudno więc upatrywać przyczyn katastrofy w chwilowym przeciążeniu konstrukcji. Powodem była więc materiałowe wady strukturalne oraz efekty zmęczeniowe skumulowane przez lata eksploatacji, które ujawniły się w niskiej temperaturze styczniowej. Bardzo obszerny raport na temat przycyn katastrofy został sporządzony, ale autorowi nie udało się uzyskać do niego dostępu.

Na szczęście katastrofa nie pociągęła za sobą żadnych ofiar śmiertelnych, jednakże 10 osób zostało rannych.

Całkowicie zniszczony most zastąpiono w rekordowym tempie całkowicie nową konstrukcją z betonu sprężonego o trójprzęsłowym ustroju ciągłym (rys. 6d). Otwarcie jej do normalnej eksploatacji nastąpiło 21 grudnia 2022 roku, a więc niespełna po roku od dnia katastrofy [26].

Konsekwencja katastrofy było podjęcia natychmiastowej kontroli stanu technicznego innych obiektów mostowych w Pensylwanii, mających podobną konstrukcję.

3.6. Katastrofa wiaduktu na autostradzie międzystanowej 95 w Filadelfii, USA

Stosunkowo rzadką przyczyną katastrof obiektów mostowych są ich pożary. Obszerną monografię na ten temat stanowi w Polsce pozycja [27]. Dalej przedstawiony opis świadczy, ze tego rodzaju katastrofy, wprawdzie incydentalnie, ale zdarzają się nadal.



Rys. 7. Katastrofa wiaduktu w Filadelfii, USA: a) pożar; b), c), d) – skutki katastrofalnego pożaru [29].

11 czerwca 2023 roku, około godziny 6:20, wzdłuż drogi położonej pod wiaduktem na międzystanowej arterii 95 (pozycja J. w tablicy 1), przejeżdżała cysterna samochodowa,

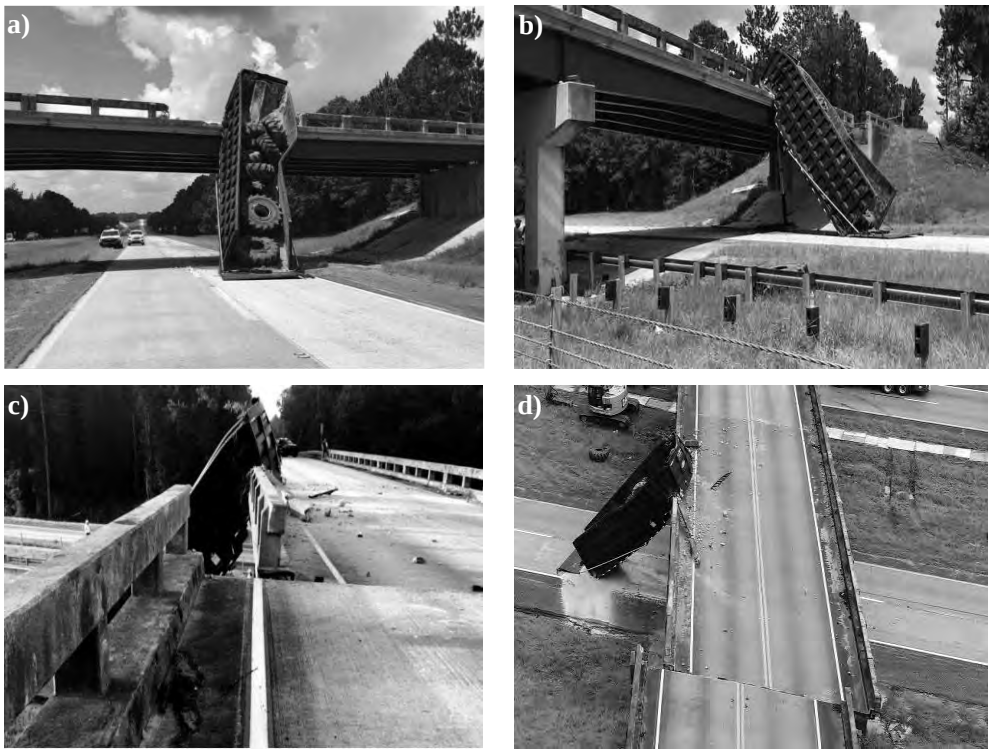
wiozą̨ca 32.000 litrów benzyny. Kierowca stracił panowanie nad pojazdem, który wypadł z trasy, gdy znajdował się pod wymienionym wiaduktem. Nastąpiła eksplozja i wybuchł pożar, który zaatakował wiadukt i spowodował zawalenie jednej jego nitki i znaczne uszkodzenie drugiej (rys. 7). Kierowca pojazdu zginął.

Wiadukt, który uległ katastrofie miał rozpiętość przęseł 32 m i był użytkowany przez tylko około 12 lat. Pełnił bardzo ważną rolę komunikacyjną – przjeżdżało po nim w ciągu doby około 160.000 pojazdów. Dlatego jego odbudowa mała wielkie znaczenie. Wykonano ją w rekordowym tempie dwóch tygodni [28].

3.7. Katastrofa wiaduktu na autostradzie I-16, nad drogą 86, Georgia, USA

Stosunkowo często występują katastrofalne uszkodzenia obiektów mostowych, które na szczęście nie pociagaja za sobą ofiar śmiertelnych, anie nie podouja obrażeń ludzi, ale przynoszą poważne straty materialne, których usunięcie bywa dośc kosztowne. Do tego rodzaju zdarzeń należą uderzenia pojazdów w konstrukcj przęseł, co obserwujemy również w Polsce.

Niedawy przykład takiego zdarzenia miał miejsce w USA poz. C. w tablicy 1 – rys. 8). 15 lipca 2021 roku, około godziny 1:00 w nocy, naczepa samochodowa uderzyła w przęsło. Wiaduktu nad autostradą I-16. Siła uderzenia była tak duża, że przęsło o konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej uległo poprzecznemu przesunieci o około 2 m (rys. 8c, d) [30]. Nikt nie zginął ani nie został ranny.



Rys. 8. Uszkodzenie wiaduktu na drodze 16, Georgia, USA: a), b) uderzenie naczepą; c), b) poprzeczne przesunięcie przesła wskutek udrzenia pojazdem [31].

Ze względu na ważna rolą drogi międzystanowej16, wiadukt przywrócono do ruchu w rekordowym czasie 48 godzin, wprowadzając na czas prowadzenia robót objazdy. Zaplanowano budowę nowego wiaduktu całkowicie betonowego [32].

3.8. Katastrofa wiaduktu kolejowego nad autostradą międzysytanową I-25, Kolorado, USA

Katstrofy obiektów mostowych mogą też być skutkiem wykolejenia pociągów. Skala powstałych strat ludzkich i szkód materialnych bywa w takich przpadkach różna. Jednym z najnowszych przykładów tego rodaju darzeń jest katstrofa widuktu nad autostradą międzystanową I-25, w pobliżu miasta Pueblo w stanie Kolorado, USA (pozycja L. w tablicy 1 – rys. 9) [33].

14 października 2023 roku po wiadukcie nad wymiemnioną autostradą przjeżdzął pociąg towarowy z węglem, złożony ze 124 wagonów, z których 39 uległo wykolejeniu. Uszkodzone jedno przesło wiaduktu (rys. 9c, d), przygniotło samochód ciężarowy, którego kierowca poniósł śmierć.

Wedlug żródła [33] nie wiadomo, czy wykolejeni pociągu nastąpiło wskutek wcześniejszego uderzenia samochodu w wiadukt, czy też wykolejenie miało inne przyczyny i wykolejone wagony zniszczyły przesło wiaduktu. Innymi słwy, nie utalono, czy wykolejenie wystąpiło najpierw, czy też poprzedziło je uderzenie samochodu z wiadukt.

Warto zauważyć, że splot tego rodzaju okoliczności jest mało prawdopodbny, ale jak się okazuje możliwy.

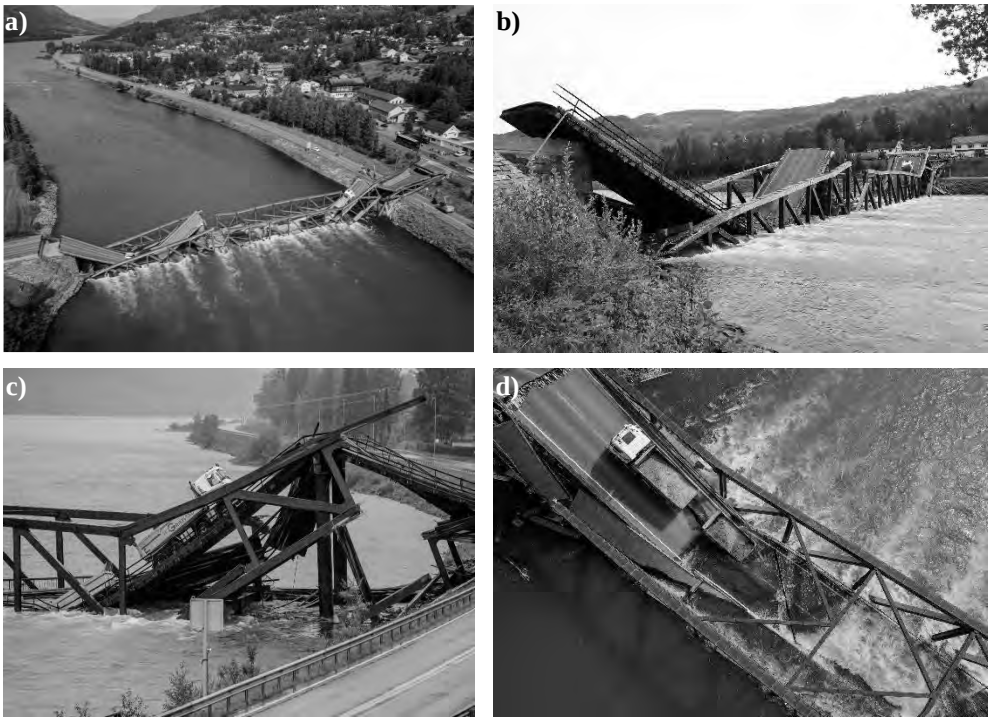


Rys. 9. Katastrofa wiaduktu nad drogą międzystanową I-25 w pobliżu Pueblo, Kolorado, USA: a), b) ogólny widok skutków wykolejenia pociągu; c), d) szczegóły katastrofy [34].

3.9. Katastrofa mostu Tretten w Norwegii

Most w miejscwości Tretten w Norwegii (poz. F. w tablicy 1)został ukończony w 2012 roku. Był to obiekt długości 150 m, o konstrukcji kratowncowej, ze stalowymi pionowymi wieszakami i krzyżulcami z drewna klejonego. Most runął w całości do rzeki 15 sierpnia 2022 roku godzinie 19:30 pod ciężarem dwóch samochodówi – ciężarowego i osobowego. Kierowcy przeżyli katastrofę bez żadnych obrażeń dzięki helikopterom, biorącycm udział w akcji ratunkowej. Zawalenie mostu nastąpiło po zaledwie 10 latach i dwóch miesiącach eksploatcji. Kontrola jego stanu technicznego przeprowadzona w 2021 roku wykazała, że może on być bezpiecznie uzytkowany [35].

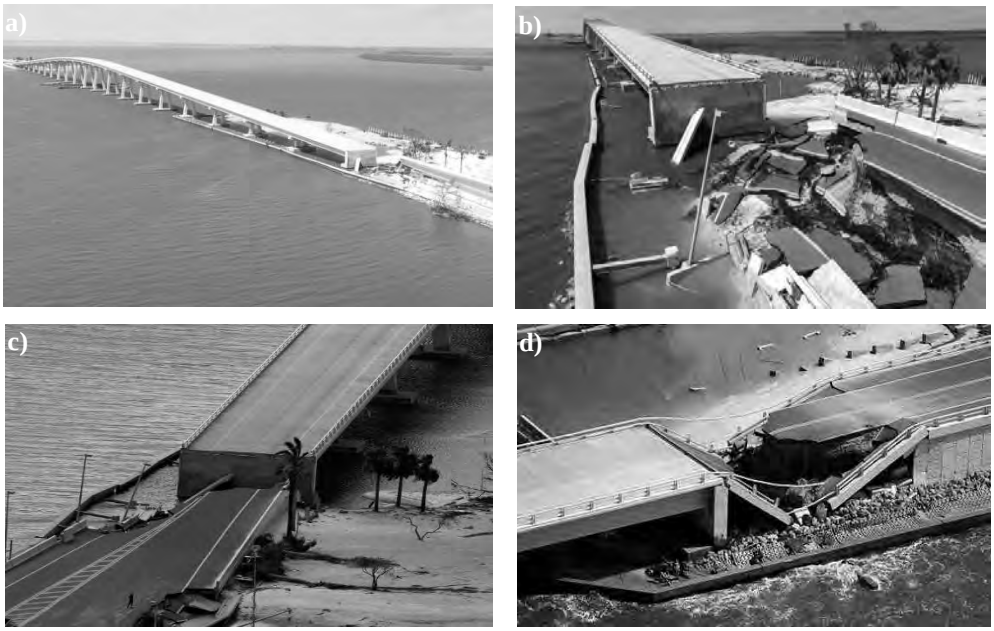
Za najbardziej prawdopodobna przyczynę katastrofy uznano przeciążenie konstrukcji z uwagi na kumulacje efektów zmęczeniowych w połaczeniach części stalwoeych i drewnianych. Tego rodzaju uszkodenia sa trudno wykrywalne bez specjalnych badań i objawiają się zwykle w postaci pęknięć w sposób nagły. To tłumaczyłoby niczym poprzeni nie zapowiadane załamanie konstrukcji. Dokładne ustalenie jej przyczyn jest według wiedzy autora jeszcze kontynuowane [36]. Podjęto też szczegółowe konstrole stanu technicznego obektów o podobnej konstrukcji co zawalny most w Tretten.



Rys. 10. Katastrofa mostu Tretten w Norwegii: a), b) – ogólny widok mostu po katastrofie; c), d) samochód uwięziony na zawalnym moście [37].

3.10. Katastrofa mostu Sanibel Causeway, Floryda, USA

Jest to jedyna katstrofa odnotowana w ciąu osttnich trzech lat w rejestrze [11], którą zakwalifikować można jako spowodowaną czynnikami obiektywnymi, w tym przypadku huraganowym wiatrem.



Rys. 11. Katastrofa mostu Sanibel, Floryda, USA: a) ogólny widok wiaduktu z zawaloną jego częścią b), c), d) skutki katastrofy [40].

Katastrofa mostu Sanibel na Florydzie, USA (poz. G. w tablicy 1 – rys. 11) nastąpiła 28 września 2022 roku. Niezwykle wysoka i silna fala sztormowa wzbudzona przez huragan Ian, wiejący z prędkoscią 105–250 km/h, zniosła odcinek betonowego mostu (co najmniej trzy przęsła, nie licząc innych szkód) [38, 39]. Mieszkańcy położongo na wyspie miasta Sanibel, w liczbie 6.500 [38] (7.500 [39]) zostali odcięci od lądu. Na szczęście katastrofa ta nie pociągnęła za sobą żadnych bezpośrednich ofiar [11]. Jej skutki pokazują, że żywioł może okazać się potężniejszy od ciężkiej konstrukcji mostu.

Władze zapowiedziay szybą odbudowę zniszczonego odcinka mostu w celu przywrócenia komunikacji między wyspą Sanibel i lądem, co ma podstaowe znaczenie dla życia mieszkańców oraz rozwiniętego na tym obszarze ruchu turytystycznego.

4. Uwagi końcowe

Z dokonanego tu przeglądu katastrof mostowych wynika, że mimo rozwoju wiedzy teoretycznej i technologicznej, zdarzenia te nadal występują i stanowią poważne problemy techniczne, ekonomiczne i społeczne. Warto zauważyć, że w ostatnich trzech latach katastrofy te miały miejsce zarówno w krajach tzw. rowijajacych się, jak i wysoko rozwiniętych, przede wszystkim w USA. Tylko niewielka ich część, a właściwie tylko jedna (pozycja G. w tablicy 1), była następstwem zjawisk klimatycznych, które zaliczyć można do przyczyn obiektywnych, natomiast wszystkie pozostałe były konsekwencją błędów ludzkich, czyli były przyczynami subiektywnymi. Znajduje to również potwierdzenie w analizie przyczyn katastrof mostowych, przeprowadzonej w odniesieniu do dużej ich próby, dotyczącej tego rodzaju zarejestrowanych zdarzeń od początku XIX wieku do lat ostatnich [1].

Należy również zauważyć, że w kilku przedstawionych tu przypadkach udało się uniknąć ofiar w ludziach, także dzięki skuteczności i szybkości działania służb ratowniczych.

Przedstawiono to już nieco dokładniej w punkcie 2 niniejszego opracowania, więc nie ma potrzeby powtarzania tych stwierdzeń.

Opisane tu w koniecznym skrócie katastrofy raz jeszcze potwierdziły ogromna rolę systematycznego kontrolowania stanu technicznego obiektów mostowych i ich należytego utrzymania oraz przetrzegania wymogów jakościowych w budowie i remontowaniu tych budowli. Zaniedbania w wymienionych obszarach prowadzić mogą do tragicznych skutków. Przypomnijmy, że w wymienionych w tablicy 1 dwunastu katastrofach, które wystąpiły w latach 2021–2023, zginęło łącznie 172 osoby, a rannych zostało osób 333. To porażające dane.

Jak już zwrócono uwagę, katastrofy mostów zdarzały się, zdarzają i będą zdarzać, ale każda z nich jest o jedną katastrofę za wiele. Czyńmy więc starania, by ich liczba i tragiczne skutki zostały wyeliminowane lub przynajmniej stale malały. To jest wyzwanie dla społeczeństw, a zwłaszcza mostowców, na całym świecie.

I na koniec, na poły poważna, na poły humorystyczna refleksja. W Polsce, jak zresztą i w wielu innych krajach, brakuje dostatecznych srodkw na utryzmanie mostów, dotyczy to zwłaszcza obiektów polozonych wzdłuż dróg lokalnych. Służby utrzymaniowe muszą sobie jakoś radzić. Przykład takiego wzmocnienia konstrukcji gospodarczym sposobem pokazano na rysunek 12. Niech stanowi on przestrogę.



Rys. 12. Zabezpieczenie obiektu mostowego gospodarczym sposobem.

Literatura

1. Radomski W.: Katastrofy mostów – Historia i teraźniejszość, Wrocławska seria wydawnicza inżynierii mostowej, tom 14, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wroclaw 2021, ss. 228.
2. Radomski.W.: Społeczne skutko awarii mostów – Przykład warszawski, XXI Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 20–23 maja 2003 roku, Wydawnictwo Uczelniane Poltechniki Szczecińskiej, ss. 209–235.
3. Radomski W.: Dynamiczne przyczyny awarii mostów, XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 23–26 maja 2007 roku, Wydawnictwo Uczelniane Poltechniki Szczecińskiej, ss. 131–150.

4. Radomski W.: Katastrofy i awarie mostów a rozwój wiedzy budowlanej, XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 24–27 maja 2011 roku, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Techologicznego w Szczecinie, ss. 153–174.
5. Radomski W.: Katastrofy mostów na własne życzenie, XXX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane“, Szczecin-Międzyzdroje, 23–27 maja 2022 roku, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Techologicznego w Szczecinie, ss. 81–104.
6. Åkesson B.: Understanding Bridge Collapses, Taylor & Francis, 2008, pp. 280.
7. Sheer J.: Failed Bridges – Case Studies, Causes and Consequences, Ernst & Sohn, 2010, pp. XIV+307.
8. Jarminiak A, Rosset A.: Katastrofy i awarie mostów, WKiŁ, Warszawa 1986, ss. 162.
9. Zobel H at.al.: Pożary mostów, PWN, Warszawa, 2020, ss. 302.
10. https://web.archive.org/web/20201124141147/http:www.bridgeforum.org/dir/collapse...
11. https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_bridge_failures...
12. https://www.cpr.org/2023/10/16/colorado-said-bridge-that-collapse...
13. https://en.wikipedia.org/wiki/2022_Morbi_bridge_collapse
14. https://www/google.pl/search2q=Julto+Pul+bridge%2C+Morbi%2C+India%2C+2022…
15. https://en.wikipedia.org/wiki/Mexico_City_Metro_overpass-collapse
16. htps://www.google.pl/search?q=MexicoCity+Metro+overpass+collapse&sca_esv…
17. https://www.bohochronicle.comph/2022/04/28/overloading-cause...
18. https://www.rappler.com/nation/clarin-bridge-collapse-loay-bohol….
19. https://www.google.pl/search?q=Loay-Clarin+Bridge+collapse+Philippines%2C +2022&sce_esv...
20. https://www.bworldoline.com/economy/2022/05/26/451152/repalcement-for-bohols-collapsed-clarin-bridge-opened-to-ywo-way…
21. https://www.reuters.com/world/europe/several-injured-pedestrianbridge-collapse-finland-2023-05-11
22. https://news.egtn.com/news/2023-05-11/Several-children-injured-...
23. https://www.forbes.com/sites/edwardsegal/2022/01/28/pittsburgh-bridge...
24. https://www.google.pl/search2q=Forbes+Avenue+Bridge+sollapse%2C+ Pittsburgh%2C+USA....
25. https://apnews.com/article/biden-pittsburgh-pennsylvania-tom-wolf-....
26. https://en.wikipedia.org/wiki/Fern_Hollow_Bridge
27. Zobel H. et al.: Pożary mostów, PWN, Warszawa 2020, ss. 302.
28. https://en.wikipedia.org/wiki/2023_Interstate_95_highway-collapse...
29. https://www.google.com/search?client=firefox-b-d&q-interstate+95+bridge+Collapse%2C+Phila delphia %2C+2023+##ip=1
30. https://edition.cnn.com/2021/07/15/us/major-interstate-closed-in-....
31. https://www.google.pl/search?sca_esv=5d48de1e8e0fb59b&q=Overpass+bridge+ Route86_Georgia+collapse,+2021&tmb…
32. httpe://www.fox5atlanta.com/news/georgia-to-spend-3-6,-on-new…
33. https://www.cpr.org/2023/10/16.colorado-said-bridge-that-collapse...
34. https://www.google.pl?search?sca_esv=77c84c4cb872d9a0&q=Overpass+bridge+ collapse+Pueblo,Colorado=2023&tbm…
35. httpe://nypost.com/2022/08/15/norway-bridge-collapse-drivers-of….
36. https://www.newcivilengineer/com/latest/significant-overload-cause...
37. https://www.google.pl/search?q-Tretten+bridge+collapse%2C+Norway+2022&sca_esv...
38. https://www.npr.org/2022/09/30/112620414/sanibel-causeway-hurricane...
39. https://nypost.com/2022/09/29/section-of-major-florida-bridge...
40. httbs://www.google.com/search?q=Sanibel Causeway collapse%2C USA%2C2022&tbm =isch&tbs…

Bridge disasters – continuation

Key words: bridges, disasters, causes and consequences

Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego

ANNA M. RAKOCZY[1*], ŁUKASZ PORZYC[1], RADOSŁAW OLESZEK[1], DIOGO RIBEIRO[2]
[1]Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej,
[2]Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering

Streszczenie: W pracy dokonano oceny przydatności do użytkowania istniejącego kolejowego sprężonego obiektu mostowego. Wskaźnik niezawodności oszacowano wykorzystując wyniki obliczeń statycznych konstrukcji oraz analizę niezawodności za pomocą symulacji metodą Monte-Carlo. Przeprowadzone symulacje świadczą, że podczas eksploatacji obiektu wskaźnik niezawodności stopniowo maleje, ale wyjściowy zapas bezpieczeństwa jest zagwarantowany. Wynika to ze strat reologicznych siły sprężającej i procesów korozyjnych splotów, powodujących redukcję ich przekroju i wzrost naprężeń. Zwiększa to ryzyko wystąpienia nagłej awarii cięgien. Tych procesów nie da się uchwycić za pomocą rocznych inspekcji, a jedynie na podstawie kosztownego ciągłego monitoringu i prawidłowej interpretacji jego wyników. Z tego względu narzędziem prognozowania oceny przydatności obiektu do użytkowanie może być analiza niezawodności przeprowadzona na podstawie danych z monitoringu czasowego i rocznych przeglądów.

Słowa kluczowe: degradacja, konstrukcje sprężone, mosty, niezawodność, procesy reologiczne, przydatność do użytkowania, utrzymanie, trwałość

1. Wprowadzenie

W literaturze spotyka się stwierdzenie, że mosty z betonu sprężonego charakteryzują się znaczną trwałością i nie wymagają specjalnych prac utrzymaniowych. Dotyczy to jednak tylko obiektów zaprojektowanych zgodnie z założeniami normowymi i prawidłowo wykonanych. W projektowaniu zakłada się zapewnienie trwałości przez minimum 100 lat. W rzeczywistości ocena trwałości wybudowanej konstrukcji jest obarczona dużym stopniem niepewności, wynikającym z wad projektowych, wykonawczych i materiałowych oraz ograniczoną przewidywalnością warunków użytkowania. Skuteczne narzędzie szacowania przydatności do użytkowania istniejącego obiektu mostowego stanowi analiza niezawodności, uwzględniająca zmienności obciążeń i parametrów nośności konstrukcji.

Ocena przydatności do użytkowania jest tożsama z oszacowaniem trwałości konstrukcji, która według Eurokodu 0 [1] stanowi – obok nośności i użytkowalności – jedno z trzech podstawowych założeń w procesie jej projektowania, wpływając istotnie na rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe. Zgodnie z Eurokodem 2 [2] trwałość obiektu jest zachowana, jeżeli w założonym czasie konstrukcja spełnia swoje funkcje w zakresie użytkowalności (stany graniczne związane z ograniczeniem naprężeń, rys i ugięć), nośności i stateczności (stany

*Autor do korespondencji: *anna.rakoczy@pw.edu.pl*

graniczne nośności). W przypadku konstrukcji sprężonych, należy uwzględnić zmiany nośności, które zachodzą wczasie w związku ze stratami siły sprężającej, procesami reologicznymi oraz degradacją materiałów konstrukcyjnych.

Mosty z betonu sprężonego stanowią obecnie 45% obiektów zbudowanych w ciągu ostatnich 5 lat w Stanach Zjednoczonych [3]. W Polsce ponad 60% nowobudowanych obiektów inżynierskich to mosty sprężone. Według statystyk GDDKiA (Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad) aż 86% to mosty betonowe, z czego 50% to konstrukcje sprężone [4]. W niektórych nowych ustrojach w ostatnich latach pojawiły się wady, natomiast mosty starsze ulegają szybkiej degradacji. Te aspekty skłaniają organy zarządzające jak i jednostki badawcze do dokładniejszego przyjrzenia się sposobom zarządzania infrastrukturą: usprawniającym okresowe kontrole, prowadzenia badań i prognozowania bezpiecznego czasu przydatności do użytkowania oraz podejmowania decyzji eksploatacyjnych i utrzymaniowych.

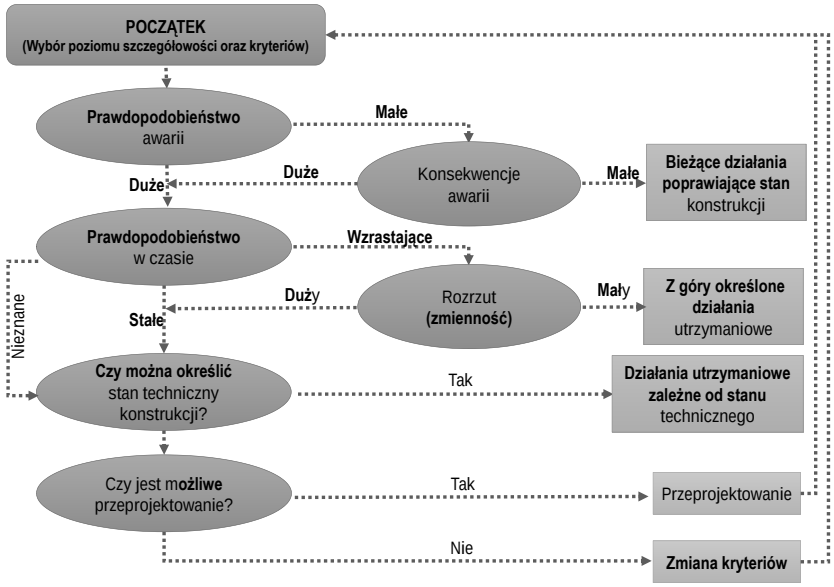
Analiza niezawodności opisana w niniejszym opracowaniu jest częścią projektu badawczego „Inteligentna ocena stanu konstrukcji istniejących mostów kolejowych", realizowanego w ramach programu FCT/NAWA, obejmującego wspólne projekty badawcze Polski i Portugalii.

2. Prognozowanie i analiza niezawodność

Celem jednostek zajmujących się utrzymaniem obiektów mostowych jest zapewnienie bezpieczeństwa użytkowników infrastruktury przy utrzymaniu w pełni funkcji użytkowych przez cały okres eksploatacji. Prowadzone działania powinny utrzymać wskaźnik niezawodności konstrukcji na odpowiednim poziomie analizując obecne czynniki środowiskowe oraz przyszłą zmiana intensywności obciążenia na obiekcie [5].

Dokładna ocena niezawodności mostu wymaga przeprowadzenia jego analizy statycznej na etapie projektowania. Natomiast w przypadku obiektów istniejących powinna ujmować wyniki badań diagnostycznych, skutki degradacji materiałów, zmian geometrycznych (ugięcie i osiadanie), zmian sztywności i zarysowania lub jego propagacji. Ważny jest tu aspekt ekonomiczny ewentualnych działań zarządcy infrastruktury. Monitoring obiektu, prowadzenie badań i jego naprawy zwiększa stopień bezpieczeństwa i komfortu użytkowania obiektu, generując jednak stałe koszty organów zarządzających [5]. Schemat strategii zarządzania utrzymaniem przedstawiony na rys. 1, dotyczy zastosowania analizy niezawodności do określenia działań związanych z utrzymaniem obiektu.

W procesie decyzyjnym należy założyć dokładność i wymagania wynikające z lokalizacji oraz ważności analizowanego obiektu. W przypadku odpowiednio wysokiego współczynnika niezawodności i niewielkich konsekwencji ewentualnej awarii utrzymanie ogranicza się do bieżących inspekcji. W sytuacji znaczących skutków awarii, przy wzrostowej tendencji prawdopodobieństwa jej wystąpienia w czasie, wprowadza się czynności utrzymaniowe wydłużające okres bezpiecznej eksploatacji. W odniesieniu do obiektów mostowych o nieznacznym, stałym lub niepomijalnym prawdopodobieństwie awarii (np. mosty zabytkowe) wskazane jest prowadzenie monitoringu ich aktualnego stanu technicznego. W przypadku odchyleń od wartości oczekiwanych należy przywrócić akceptowalny stan techniczny obiektu. Jeśli przy założonych kryteriach analizy niemożliwym jest wybranie jednej z trzech strategii utrzymania, należy rozważyć zmianę początkowych założeń lub przeprojektowanie konstrukcji.



Rys. 1. Proces określania odpowiedniej strategii utrzymania obiektów mostowych.

3. Degradacja stanu technicznego oraz awarie obiektów sprężonych

Degradacja stanu technicznego istniejących konstrukcji jest procesem naturalnym. Warunki środowiskowe eksploatacji poszczególnych elementów konstrukcji są zróżnicowane i zwykle wynikają z kilku rodzajów oddziaływań. Większość powierzchni betonowych narażona jest na karbonatyzację (klasy XC), oddziaływanie zamrażania i odmrażania w obecności soli odladzających, w tym chlorków (klasy XF i XD), a także intensywnego ścierania (klasy XM) [6]. Przy ocenie nowych konstrukcji, na bezpieczeństwo ich użytkowania wpływ mają parametry materiałów, jakość wykonania, a w mostach sprężonych – wartość siły sprężającej zapewniającej rysoodporność (sprężenie pełne lub ograniczone) lub nieprzekraczalną szerokość rysy $w_{k,\mathrm{lim}} = 0{,}1$ mm (sprężenie częściowe). Niewłaściwa siła sprężającą może spowodować pojawienie się stref rozciąganych w betonie, ewentualnie jego zarysowanie i degradację sztywności (wzrost ugięć). Przed sprężeniem niewielkie rysy prawie zawsze powstają w betonie w wyniku zjawisk termiczno-skurczowych. Oczekuje się ich zamknięcia dzięki sprężeniu, co gwarantuje trwałość i integralność strukturalną konstrukcji mostu.

Na straty opóźnione (trwałe) siły sprężającej wpływa poziom naciągu początkowego, i straty doraźne, zależne od wielu czynników [7]. Straty naciągu kabli nie powodują spadku nośności granicznej dźwigara sprężonego, ale ich niedoszacowanie może prowadzić do pogorszenia warunków użytkowania mostu (zarysowanie) lub rozwiązań nieekonomicznych. Różnice pomiędzy zmierzonymi a obliczonymi stratami siły sprężającej są tematem wielu prac badawczych [8–14].

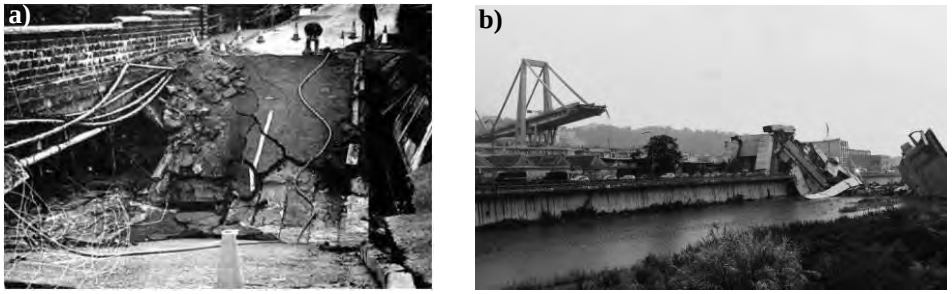
Poza stratami sprężenia, innym zjawiskiem wpływającym na zachowanie się konstrukcji sprężonych w czasie, są naturalne procesy fizyko-chemiczne, których intensywność może zależeć od wcześniej wymienionych czynników środowiskowych i ludzkich. Do czynników degradujących obiekt ze względu na rodzaj materiału konstrukcyjnego można zaliczyć: karbonatyzacja, skurcz i pełzanie betonu oraz nadmierną relaksację stali sprężającej. Mogą one

pośrednio wpływać na korozję zbrojenia miękkiego i stali sprężającej i prowadzić do niekorzystnej redystrybucji naprężeń w konstrukcji. Korozja to proces elektrochemiczny wymagający jednoczesnej obecności wilgoci i tlenu. Żelazo zawarte w stali utlenia się tworząc rdzę, której objętość wzrasta około sześciokrotni w stosunku do pierwotnego materiału. Jej szybkość i rozwój zależy od wielu czynników, związanych głównie z otaczającym mikroklimatem [15].

Rozpatrując obiekty betonowe w stanie granicznym nośności można wymienić następujące mechanizmy zniszczenia [16, 17]:

– wyczerpanie nośności strefy rozciąganej przy zginaniu FTF (Flexural Tension Failure), polegające na zerwaniu się prętów rozciąganych zbrojenia, występuje w przypadku zbyt małego pola przekroju zbrojenia w strefie rozciąganej,
– wyczerpanie nośności strefy ściskanej betonu przy zginaniu FCF (Flexural Compression Failure), polegające na kruchym zmiażdżeniu betonu w przypadku przezbrojenia strefy rozciąganej,
– wyczerpanie nośności poprzez kombinację FTF i FCF określane skrótem BCF (Balanced Failure), polegające na jednoczesnym wystąpieniu wspomnianych wcześniej mechanizmów; w przypadku BCF, na skutek chwilowego zachwiania równowagi mogą pojawić się warunki sprzyjające zainicjowaniu kruchego pękania betonu lub uplastycznienia się stali zbrojeniowej,
– wyczerpanie nośności poprzez ścinanie SFM (Shear Failure Modes), występujących w odmianach DFT (Diagonal Tension Failure) oraz SCF (Shear Compression Failure).

W konstrukcjach sprężonych zarysowanie wiążę się z przejściem pracy przekroju z fazy I do II i redystrybucją naprężeń normalnych. Po zarysowaniu cięgna sprężające doznają dodatkowego przyrostu naprężeń rozciągających i zaczynają pracować podobnie jak zbrojenie elementów żelbetowych. W związku z tym awaria obiektu sprężonego może postępować podobnie jak żelbetowego (rys. 2).



Rys. 2. Przykłady katastrof: a) most Yns-y-Gwas w Walii [18], b) most w Genui we Włoszech [19].

Awarie zobrazowane na rys. 2 wystąpiły na skutek wyczerpania nośności (zerwania) kabli sprężających. W obiekcie z Wielkiej Brytanii nastąpiło zerwanie cięgien w prefabrykowanych dźwigarach z betonu sprężonego [18], natomiast w przypadku wiaduktu we Włoszech, awarii uległy kable sprężające zabetonowane w jednym z trzech pylonów [19]. Nagłe zerwanie splotów w obu przypadkach spowodowane było postępującym procesem korozji kabli. Cięgna sprężające, w przeciwieństwie do zbrojenia miękkiego, poddane są dużym naprężeniom rozciągającym już od początku pracy obiektu. Wprowadzona w kabel siła sprężająca ulega zmniejszeniu z powodu strat doraźnych i procesów reologicznych, natomiast postępująca korozja, systematycznie zmniejsza pole przekroju cięgna, zdolnego do przeniesienia tej siły, na skutek czego następuje wzrost naprężeń rozciągających. Przekroczenie naprężeń dopuszczalnych w cięgnach sprężających, opisanych w normach projektowania (np. $0{,}80\times f_{pk}$), nie daje widocznych oznak świadczących o degradacji konstrukcji (zarysowanie, ugięcia). W chwili

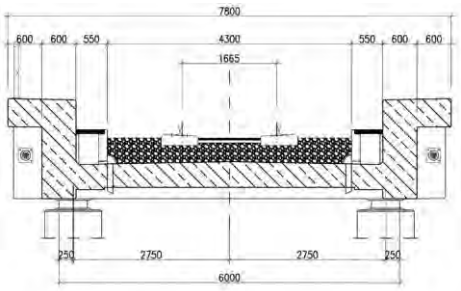
zerwania cięgna, kiedy na dźwigary główne przestaje oddziaływać siła sprężająca, dochodzi do nagłej redystrybucji sił wewnętrznych, mogącej natychmiastowo wywołać awarię zgodnie z mechanizmami opisanymi dla konstrukcji żelbetowych (zmiażdżenie betonu).

4. Analiza niezawodności konstrukcji sprężonej – studium przypadku

Przedmiotem analiz niezawodności jest część zachodnia wiaduktu kolejowego prowadzącego do terminalu portowego w miejscowości Aveiro w Portugalii. Obiekt o łącznej długości 976 m został podzielony na dziewięć oddylatowanych sekcji T1–T9 (rys. 3, 4), pracujących niezależenie. Poszczególne sekcje konstrukcji współpracują tylko podczas przenoszenia sił hamowania, dzięki zastosowaniu specjalnych tłumików hydraulicznych.



Rys. 3. Część zachodnia wiaduktu Aveiro Bridge.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny sekcji T9 wiaduktu zachodniego.

W ramach wspólnego projektu badawczego między Rzeczpospolitą Polską, a Republiką Portugalską pt. „Inteligentna ocena konstrukcji istniejących konstrukcji mostów" wyselekcjonowano część obiektu jako studium przypadku. Konstrukcja w sekcji T9 to skrajna część zachodniego wiaduktu Pirâmides w Aveiro w Portugalii, usytuowanego na przedłużeniu linii kolejowej zapewniającej dostęp do portu w Aveiro. Ustrój nośny to 4-przęsłowa belka ciągła o rozpiętościach 3×25+23 m ze wspornikiem 2,0 m. Rozwiązanie to pozwala na oddylatowanie sąsiednich sekcji i swobodę ich pracy, dzięki podparciu na osobnych słupach. Analizowana sekcja jest prosta w planie. Ustrój nośny ma przekrój poprzeczny w kształcie litery „U", a tworzą go dwie belki sprężone połączone żelbetową płytą pomostu (rys. 4). Wysokość belek wynosi 1,75 m, grubość płyta pomostu 42–47 cm i spadek dwustronny 18,5%. Na górnych krawędziach belek nośnych ukształtowano wsporniki o wymiarach 60×50 cm, umożliwiając zamontowanie urządzeń wyposażenia obiektu. Każdy dźwigar sprężony jest dwoma 31-splotowymi kablami ze stali klasy f_{pk} = 1860 MPa o naciągu wstępnym P_0 = 6100 kN na każde cięgno. Przęsła sprężane były naciągiem jednostronnym i wykonywane metodą przęsło po przęśle. Ustrój nośny wykonano z betonu klasy C35/45.

Podpory pośrednie wiaduktu to słupo-pale Ø1000 mm i długości pond 50,0 m. Podporę skrajną stanowi żelbetowy przyczółek posadowiony na 4 palach. Podpory są z betonu klasy C30/37. Zbrojenie miękkie konstrukcji wykonano ze stali A500NR (f_{yk} = 500 MPa).

Konstrukcja została poddana inspekcji wizualnej z wykorzystaniem nowatorskiej, hybrydowej metody łączącej skanowanie laserowe STS (ang. Scanning Total Station) oraz bezzałogowe systemy powietrzne UAV (ang. unmanned aerial vehicle) [20]. Przygotowanie cyfrowego modelu analizowanej sekcji T9 konstrukcji wymagało wykonania 113 pomiarów laserowych oraz 16 lotów z wykorzystaniem dronu M2EA, w trakcie których zrobiono 3533 zdjęcia. Wirtualna inspekcja mostu nie wykazała oznak degradacji konstrukcji [21]. Cyfrowy model obiektu posłużył do bieżącej oceny jego stanu technicznego, a wysoka

dokładność pomiarów umożliwiła porównanie rzeczywistej i projektowej geometrii wiaduktu, co wykorzystano w analizie niezawodności.

4.1. Model degradacji konstrukcji

Dokonując przeglądu literatury [22, 23] oraz mając na uwadze przyczyny awarii konstrukcji sprężonych opisanych we wstępie, rozważono ryzyko nagłej awarii spowodowanej przekroczeniem naprężeń w kablach sprężających. Korozja splotów prowadzi do systematycznego zmniejszania się pola przekroju kabla sprężającego w czasie, a przy zachowaniu względnie stałej (uwzględniając straty reologiczne) siły sprężającej, do wzrostu naprężeń w cięgnie. Z tego powodu rozważono funkcję graniczną wyrażoną wzorem (1). Warto odnotować, że nie uwzględnia ona obciążeń zewnętrznych.

Reprezentuje zachowanie się pojedynczego cięgna sprężającego pod wpływem korozji, a przy osiągnięciu granicy plastyczności stan konstrukcji może nie sygnalizować zbliżającej się awarii. Proces propagacji korozji następuję tuż po jej inicjacji. Jej rozprzestrzenianie jest zwykle opisywane w jednostce [mm/rok] co oznacza utratę powierzchni stali w jednostce czasu, natomiast szybkość korozji szacowana jest jako gęstość prądu korozyjnego w jednostce [μA/cm^2]. Szybkość korozji można obliczyć ze wzoru (2) według [23].

$$\mathrm{P}_{R3} = (A_{nom} - A_{kor}) \cdot f_{pk} \tag{1}$$

$$\mathrm{i}_{corr}(1) = \frac{37{,}8(1-w/c)^{-1{,}64}}{cover} \tag{2}$$

gdzie:
A_{kor} – Pole przekroju skorodowanej stali sprężającej,
A_{nom} – Nominalne pole przekroju stali kabla sprężającego, 4340 mm^2,
f_{pk} – Charakterystyczna granica plastyczności stali sprężającej,
w/c– współczynnik wodno-cementowy oraz *cover* – otulina betonowa.

W analizie niezawodności przyjęto proces korozji stali główny jako czynnik wpływający na degradację konstrukcji sprężonej. Algorytm obliczeniowy zaczerpnięto z literatury [22, 23]. Autorzy przytoczonych badań, na podstawie stężenia chlorów w otoczeniu, oraz zbadanego współczynnika dyfuzji dla analizowanego betonu określają czas inicjacji korozji w stali zbrojeniowej i sprężającej. Z uwagi na brak tak specjalistycznych badań, założono, że inicjacja korozji następuje zaraz po wykonaniu konstrukcji nośnej tj. dla t_0 = 0. W warunkach rzeczywistych nie można potwierdzić tego założenia, ale analizowany przypadek ma na celu zobrazowanie procesu zmiany nośności w czasie od jego wystąpienia.

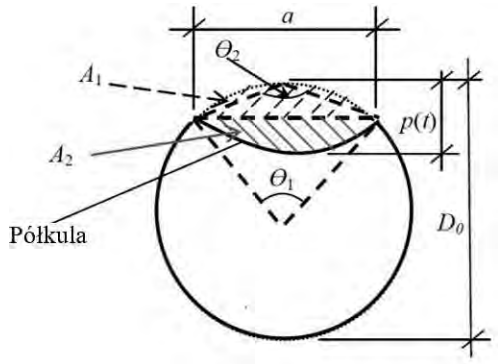
Podany wzór (2) z argumentem jednostkowym reprezentuje szybkość korozji na samym początku jej zainicjowania. W sytuacji, w której na powierzchni stali wytworzy się warstwa rdzy, dochodzi do zmniejszenia się dyfuzji jonów żelaza z powierzchni stali, a zatem szybkość korozji w czasie będzie spadać co można wyliczyć ze wzoru (3):

$$\mathrm{i}_{corr}(t_p) = \mathrm{i}_{corr}(1) \cdot 0{,}85 \cdot t_p^{-0{,}29} \tag{3}$$

gdzie:
$\mathrm{i}_{corr}(1)$ – szybkość korozji początkowej,
t_p – Czas od chwili rozpoczęcia procesu korozji.

W wyniku działania korozji na długości cięgien sprężających zaczynają się pojawiać wżery korozyjne, których przekrój w uproszczeniu ma kształt półkuli zaprezentowanej na rys. 5.

Maksymalna głębokość wżeru w czasie *t* pojedynczego splotu szacowana jest na podstawie współczynnika wżerów „R", wyznaczanego według modelu statystycznego w zależności od przyspieszonej próby korozyjnej dla pręta zbrojeniowego o zadanej średnicy i długości 100 mm. W analizie niezawodności zastosowano rozkład ekstremalny typu I (Gumbela). Wartości parametrów statystycznych przyjęto na podstawie rzeczywistych badań symulujących przyspieszoną korozję stalowych prętów zbrojeniowych prętów o średnicy 16 mm opisanych w [22]. Parametry dla średnicy pręta 16 mm odpowiadają wykorzystanym w moście w Aveiro splotom o średnicy 15,7 mm.



Rys. 5. Nierównomierny ubytek stali na skutek korozji miejscowej (wżerowej).

W analogiczny i równoległy sposób prowadzona była analiza korozji prętów zbrojeniowych o rzeczywistej średnicy 25 mm, dla których dobrano parametry statystyczne uzyskane na próbkach o średnicy 27 mm. Wykorzystując wyznaczony za pomocą rozkładu parametr „R" można wyznaczyć maksymalną głębokość wżerów w czasie *t* od początku inicjacji korozji opisywanego wzorem (4). Pozostałe pole powierzchni przekroju stali zmienia się w czasie *t* od momentu rozpoczęcia procesu korozji wyznaczamy z zależności geometrycznej według wzoru (5) [23].

$$\mathrm{P}(t) = 0{,}0116 \cdot \mathrm{t} \cdot \mathrm{i}_{corr} \cdot R \tag{4}$$

$$A_r(t) = \begin{cases} \frac{\pi \cdot D_0^2}{4} - A_1 - A_2 \ dla\ P(t) \le D_0 \\ A_1 - A_2 \ dla \frac{\sqrt{2}}{2} D_0 < P(t) \le D_0 \\ 0 \ dla\ P(t) \ge D_0 \end{cases} \tag{5}$$

gdzie:
D_0 – średnica nieskorodowanego splotu,
A_1, A_2 – pola wskazane na modelu graficznym korozji (rys. 5).

Pola A_1, A_2 można wyliczyć wykorzystując poniższe wzory:

$$A_1 = 0{,}5 \cdot \left[\theta_1 \cdot \left(\frac{D_0}{a}\right)^2 - \left|\frac{D_0}{2} - \frac{P(t)^2}{D_0}\right|\right] \qquad A_2 = 0{,}5 \cdot \left[\theta_2 \cdot P(t)^2 - a \cdot \frac{P(t)^2}{D_0}\right] \tag{6}$$

gdzie:
θ_1, θ_2 – kąty wskazane na modelu graficznym korozji (rys. 5),
a – odcinek opisany na modelu graficznym korozji (rys. 5).

Wartości kątów θ oraz odcinka a można wyliczyć wykorzystując wzory (8):

$$a = 2 \cdot P(t) \cdot \sqrt{1 - \left[\frac{P(t)}{D_0}\right]^2} \qquad \theta_1 = 2 \cdot arcsin\left(\frac{a}{D_0}\right) \qquad \theta_2 = 2 \cdot arcsin\left(\frac{a}{2 \cdot P(t)}\right) \tag{7}$$

Na podstawie algorytmu obliczeń funkcji granicznych nośności $\mathrm{g}(R, Q) = \mathrm{R} - \mathrm{Q}$ dokonano implementacji założeń do środowiska oprogramowania MATLAB. Przeprowadzono symulacje dla N = 1 000 000 generowanych liczb losowych. Ponadto przyjęto, że zarówno sploty kabli sprężających jak i pręty zbrojenia miękkiego są układami równoległymi, a zatem proces ich korozji powinien być rozpatrywany w sposób indywidualny. W związku z powyższym sformułowano dwie macierze reprezentujące poszczególne sploty kabli sprężających oraz pręty zbrojeniowe:

$$A_{N\times S} = \begin{bmatrix} a_{1,1} & \cdots & a_{1,S} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{N,1} & \cdots & a_{N,S} \end{bmatrix} \qquad B_{N\times Z} = \begin{bmatrix} b_{1,1} & \cdots & b_{1,Z} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ b_{N,1} & \cdots & b_{N,Z} \end{bmatrix} \qquad C^T = \begin{bmatrix} c_1 \\ \vdots \\ c_N \end{bmatrix} \tag{8}$$

gdzie:
A – Macierz reprezentująca kable sprężające,
B – Macierz reprezentująca pręty zbrojeniowe,
C – Wektor reprezentujący parametry związane z betonem takie jak wskaźnik w/c oraz geometria przekroju,
S – Ilość niezależnie korodujących splotów,
Z – Ilość niezależnie korodujących prętów zbrojeniowych.

4.3. Analiza niezawodności

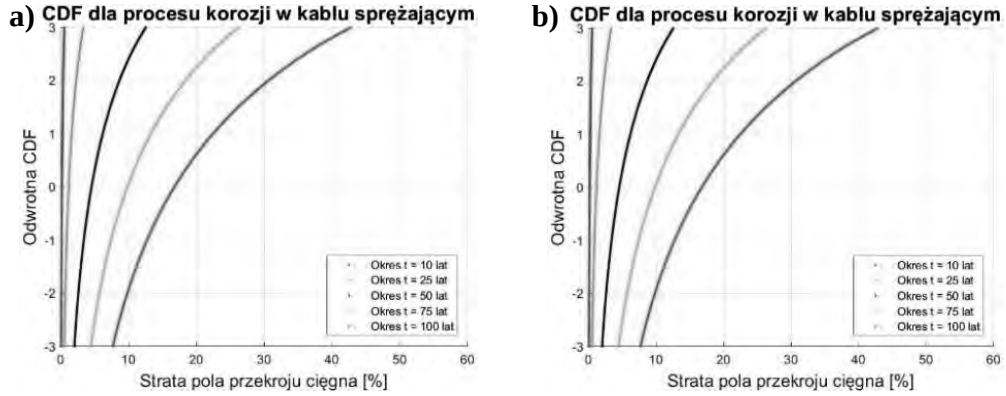
Pole przekroju stali zbrojeniowej i sprężającej funkcji nośności *R* określono ujmując proces korozyjny. Funkcja obciążenia *Q* to funkcja naprężenia rozciągającego w pojedynczym cięgnie sprężającym spowodowana kombinacją obciążeń i przeliczona na siłę rozciągającą. Wszystkie obliczenia wartości *R* oraz *Q* zostały przeprowadzone na operacjach macierzowych. Macierze i wektory poszczególnych składowych równań symulowane były za pomocą rozkładów statystycznych o zdefiniowanych parametrach. Typy rozkładów wraz z przyjętymi parametrami statystycznymi zestawiono w Tablicy 1. Wartości nie wymienione w tablicy przyjęto jako deterministyczne zgodne z projektem wyjściowym.

Tablica 1. Parametry statystyczne wraz z typami rozkładów przyjętymi w symulacji.

Nazwa wartości	Symbol	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności	Typ rozkładu
Otulina cięgien	Cover_c	160 mm	1,41 mm	0,0088	Normalny
Otulina prętów	Cover_p	60	0,53	0,0088	Normalny
Stosunek wodno-cementowy	w/c	0,45	0,05	0,1111	Normalny
Współczynnik wżerów dla splotów	R_s	6,2 mm	-	0,1800	Gumbel, α =1,16
Współczynnik wżerów dla prętów	R_p	7,1 mm	-	0,1700	Gumbel, α =1,07
Wytrzymałość na rozciąganie stali sprężającej	f_{yp}	1674 MPa	0,05 MPa	$2{,}98 \cdot 10^{-5}$	Normalny
Wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej	f_{yk}	469 MPa	0,025 MPa	$5{,}33 \cdot 10^{-5}$	Normalny
Geometria przekroju betonowego	Różne			0,0088	Normalny

Siła sprężająca	P_0	Różne	0,0750	Normalny

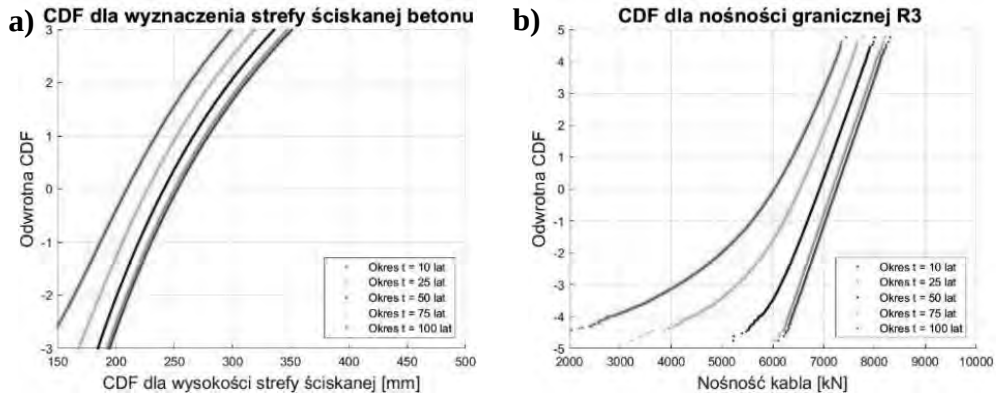
Do analizy wyodrębniono pięć przedziałów czasowych t = 10, 25, 50, 75 oraz 100 lat, dla których przeprowadzono analizę niezawodnościową. Analizę niezawodności należy przeprowadzać w czasie t_0, w którym konstrukcja została zaprojektowana, t_i obecny stan istniejący oraz t_j w planowanych okresie użytkowania. Głównym czynnikiem oddziaływającym na degradację konstrukcji na przestrzeni czasu jest zachodzący proces korozji. Wykorzystując zależność opisaną wzorem (5) wyznaczono procentowy ubytek pola przekroju z uwagi na korozję cięgien sprężających i stali miękkiej w przekroju przęsłowym. Ubytek pola przekroju pojedynczego cięgna został przedstawiony na arkuszu probabilistycznym (CDF) rysunek. 6a, natomiast łączny ubytek zbrojenia miękkiego w strefie rozciąganej przekroju przęsłowego zaprezentowano na rys. 6b. Główną zaletą prezentacji wyników na CDF jest łatwa ocena parametrów statystycznych jak i rodzaju funkcji rozkładu. Oś pionową na arkuszu probabilistycznym stanowi odwrotność dystrybuanty, reprezentuje ona liczbę odchyleń standardowych od wartości średniej.



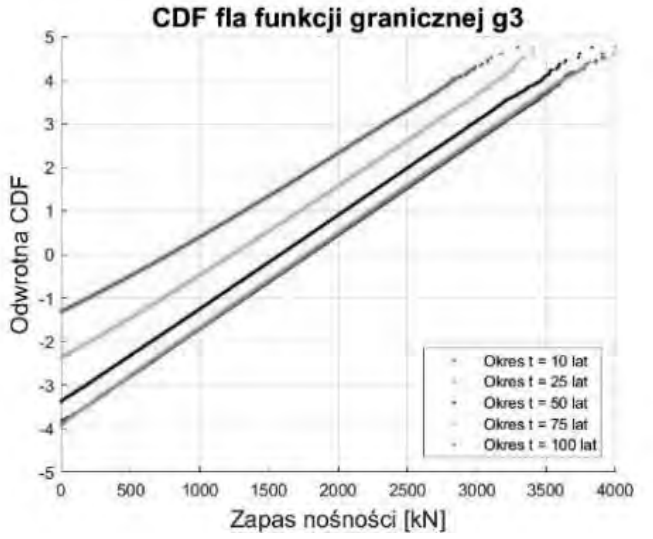
Rys. 6. Krzywe CDF dla straty pola przekroju w cięgnach sprężających (a) oraz zbrojenia w strefie rozciąganej (b) na przestrzeni czasu.

Porównując wykresy (rys. 6a, 6b) procesu korozji w stali zbrojeniowej sprężającej wyraźnie widoczna jest różnica w tempie utraty pola przekroju. Może to wynikać ze znacznie mniejszej wartości otuliny, ponadto proces korozji w obu układach przebiegał w sposób równoległy, tj. analizowane były niezależnie 32 sploty oraz 5 prętów zbrojeniowych. Opisane procesy zachodzące w stali mają bezpośredni wpływ na zmianę w czasie pozostałych składowych ujętych w funkcji nośności, np. wysokości strefy ściskanej w betonie (analiza nośności granicznej w fazie III), której zmianę na przestrzeni czasu przedstawiono na rys. 7a. Dokonując interpretacji krzywych CDF można stwierdzić, że ich charakter uległ zmianie w porównaniu do wartości przedstawionych na rys. 6.

Wartości nośności granicznej R3 po okresie 25 lat spadają wyraźnie szybciej niż na samym początku rozpoczęcia procesu korozji. Warto zwrócić uwagę na spadek nośności między okresem 75 oraz 100 lat, który wyniósł aż 500 kN, co stanowi prawie 8% wartości dla okresu 75 lat. Wyznaczono łączny spadek nośności w odniesieniu do wartości deterministycznej, który wyniósł 1236 kN, co stanowi 17% nośności początkowej R3. Podstawiając nośność graniczną do funkcji granicznej otrzymano wykresy CDF funkcji g3, które są liniami prostymi, w związku z czym możemy uznać, że funkcja graniczna g3 ma rozkład normalny (rys. 8).



Rys. 7. Krzywe CDF dla zmiany wysokości strefy ściskanej (a) oraz nośności granicznej R3 (b) na przestrzeni czasu.



Rys. 8. Krzywe CDF dla funkcji granicznej g3 na przestrzeni czasu.

Dla wszystkich rozpatrywanych okresów, CDF funkcji g3 przecina oś pionową, w związku z tym możliwe jest odczytanie wskaźników niezawodności β bezpośrednio z wykresu – dla 10 i 25 lat są bliskie 3,9, natomiast wraz ze wzrostem czasu β maleją do poziomu 3,4; 2,4 i 1,3 odpowiednio dla 50 lat, 75 lat i 100 lat. Bezpośredni wpływ na uzyskane wyniki ma poziom wstępnego naprężenia w kablu sprężającym, który stanowiący 72% nośności cięgna na rozciąganie w chwili $t = 0$. Zgodnie z założeniami, przy względnie stałych siłach panujących w splotach kabla sprężającego, systematyczna utrata pola przekroju wywołanego procesem korozji znacząco wpływa na tempo spadku niezawodności całej konstrukcji.

Wskaźnik niezawodności dla 100 lat odpowiada prawdopodobieństwo awarii na poziomie około 10%. Pozwala to na stwierdzenie, że utrzymanie obiektu może być ograniczone do prac wynikających z bieżących inspekcji. Analiza niezawodności powinny zostać przeprowadzona ponownie jeśli na obiekcie pojawią się pierwsze oznaki degradacji lub monitoring obiektu wskaże zmiany geometryczne (ugięcie i osiadanie), zmiany sztywności, powstanie lub zmiana rozwartości zarysowań.

5. Podsumowanie

Przedmiotem rozważań niniejszego opracowania jest ocena przydatności do użytkowania kolejowego sprężonego obiektu mostowego. Rozpatrując wskaźnik niezawodności można stwierdzić, że wyjściowy zapas bezpieczeństwa jest zagwarantowany. Natomiast w trakcie eksploatacji wskaźnik niezawodności stopniowo maleje. Jest to związane zarówno ze stratami sprężania wynikającymi z relaksacji stali oraz zachodzących procesów reologicznych, jak również w związku z założeniem o inicjacji korozji w splotach sprężających. Korozja splotów w czasie eksploatacji prowadzi do systematycznego zmniejszania się pola przekroju kabla sprężającego, a co za tym idzie przy zachowaniu względnie stałej (uwzględniając straty reologiczne) siły sprężającej rosną naprężenia w nim występujące. W związku z powyższym, w dłuższej perspektywie czasu, zakładając inicjację korozji w trakcie eksploatacji, występuje ryzyko nagłej awarii spowodowanej przekroczeniem naprężeń w cięgnach. Wizualne inspekcje nie są w stanie wychwycić tych procesów, a monitoring ciągły jest bardzo kosztowny. Analiza niezawodności oparta o dane z inspekcji oraz czasowego monitoringu pozwala określić przydatność do użytkowania i zapewnić gwarancję bezpieczeństwa konstrukcji.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono wyniki dotyczące stanu granicznego nośności w funkcji granicznej opisującej wyłącznie korozję splotów sprężenia. Natomiast funkcje graniczne z uwagi na plastyczne wyczerpanie nośności w stali w strefie rozciąganej oraz kruche zmiażdżenie betonu w strefie ściskanej zostały przedstawione w pracy dyplomowej Pana mgr inż. Łukasza Porzyca.

Literatura

1. CEN, PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji, 2004.
2. CEN, PN-EN 1992-1-1:2008. Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008.
3. Abdel-Jaber, H.; Glisic, B., „Structural Health Monitoring Methods for the Evaluation of Prestressing Forces and Prerelease Cracks," Front. Built Environ., Sec. Structural Sensing, Control and Asset Management, tom 2, 2016.
4. „Stan obiektów mostowych na drogach krajowych zarządzanych przez GDDiKA," 2023. [Online]. https://www.gov.pl/web/gddkia/stan-obiektow-mostowych-na-drogach-krajowych-zarzadzanych-przez-gddkia. [Data uzyskania dostępu: 25 01 2024].
5. Strauss, A., Bergmeister, K., Bigaj-van Vliet, A.,Daró, P., Zimmermann, T.,, van Meerveld, H., „Strategies for low limit maintenance thresholds and condition states for bridge structures," Proceedings in civil engineering, 2023.
6. Woyciechowski, P., Adamczewski, G., „Kształtowanie trwałości betonowych konstrukcji mostowych," Inżynier Budownictwa, pp. 19-22, 2014.
7. Jiang, X.; Chen, H.; Zhou, Y.; Ma, L.; Du, J.; Zhang, W.; Li, Y., „Transfer Length and Prestress Losses of a Prestressed Concrete Box Girder with 18 mm Straight Strands.," Buildings 2023, tom 13, 2023.
8. Jiang, X.; Ma, Z.J., „Prestress losses for AASHTO type I girder with larger capacity strands," Texas, TX, USA, 2013.
9. Garber, D.B.; Gallardo, J.M.; Deschenes, D.J.; Bayrak, O., „Prestress loss calculations: Another perspective," PCI Journal, tom 61, p. 68–85, 2016.
10. Mohebbi, A.; Graybeal, B., „Prestress loss model for ultra-high performance concrete," Engineering Structures, tom 252, 2022.
11. Almohammedi, A.; Murray, C.D.; DANG, C.N.; Hale, W.M., „Investigation of measured prestress losses compared with design prestress losses in AASHTO Types II, II, IV, and VI bridge girders.," PCI Journal, tom 66, p. 32–48, 2021.
12. Thedy, J.; Liao, K.W.; Tseng, C.C.; Liu, C.M., „Bridge health monitoring via displacement reconstruction-based NB-IoT technology.," MDPI, Appl. Sci., tom 10, nr 24, 2020.
13. M. Bonopera i K. Chang, „Novel method for identifying residual prestress force in simply supported concrete girder-bridges," Adv. Struct. Eng., tom 24, p. 3238–3251, 2021.

14. Bagge, N.; Nilimaa, J.; Elfgren, L., „In-situ methods to determine residual prestress forces in concrete bridges," Eng. Struct., tom 135, pp. 41-52, 2017.
15. Täljsten, B., Paulsson, B., and Elfgren, L., „Prestressed Concrete Bridges Condition Assessment and Future Challenges," Luleå University of Technology, Luleå, 2018.
16. Oleszek, R., „Projektowanie mostowych konstrukcji sprężonych - wybrane zagadnienia, cz. II," Mosty, tom 3, pp. 30-36, 2016.
17. Chodor, L., „Belki żelbetowe. Zginanie.," 2023. [Online]. Available: https://chodor-projekt.net /encyclopedia/belki-zelbetowezginanie/#Mechanizmy_zniszczenia_zginanego_przekroju_betonowego. [Data uzyskania dostępu: 25 1 2024].
18. Smith, C., „Investigation body needed for UK road bridge collapses to ensure lessons are learned," 2021. [Online]. Available: https://www.newcivilengineer.com/latest/investigation-body-needed-for-uk-road-bridge-collapse-to-ensure-lessons-are-learned-24-05-2021/. [Data uzyskania dostępu: 25 1 2024].
19. Osborne, M., Hutchinson, B., and Bentson C., „At least 35 dead after cars plunge off collapsed bridge in Italy: Officials," 2018. [Online]. Available: https://abcnews.go.com/International/section-bridge-collapses-genoa-italy-strong-storm/story?id=57165004. [Data uzyskania dostępu: 25 1 2024].
20. Cabral, R., Oliveira, R., Ribeiro, D., Rakoczy, A.M., Santos, R., Azenha M., Correir, J., „Railway Bridge Geometry Assessment Supported by Cutting-Edge Reality Capture Technologies and 3D As-Designed Models," Infrastructures, MDPI, tom 8, nr 7, 2023.
21. Cabral, R., Santos, R., Ribeiro, D., Rakoczy, A.M., Porzyc, Ł., „Railroad bridge FFS assessment using advanced reality capture and probabilistic approach.," Wrocław, 2023.
22. Stewart, M.G., Al-Harthy, A., „Pitting corrosion and structural reliability of corrodingrc structures: Experimental data and probabilistic analysis.," Reliability Engineering & System Safety, tom 93, nr 3, pp. 373-382, 2008.
23. Al-Mosawe, D., Neves, L., Owen, J., „Reliability analysis of deteriorated post-tensioned concrete Bridges: The case study of Ynys-y-GWas bridge in UK.," Structures, tom 41, pp. 242-259, 2022.

Fitness for service evaluation of prestressed concrete bridge

Key words: bridges, degradation, durability, maintanenace, prestressed structures, reliability, rheological processes, fitness for service

Ocena nośności użytkowej mostów drogowych

TOMASZ SIWOWSKI[1*], JAN BIEŃ[2], DAWID WIŚNIEWSKI[3], KRZYSZTOF ŻÓŁTOWSKI[4]
[1] Politechnika Rzeszowska
[2] Politechnika Wrocławska
[3] ASECon Sp. z o.o. Wrocław
[4] Politechnika Gdańska

Streszczenie: Stosowanie kryteriów zawartych w normach projektowych do oceny nośności istniejących obiektów mostowych jest nieuzasadnione. Dlatego w ostatnich latach na świecie opracowano wiele metod oceny nośności mostów istniejących. W Polsce jedynym dokumentem regulującym ocenę nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych jest instrukcja IBDiM z roku 2004. Instrukcja nie uwzględnia jednak wielu podstawowych informacji, które są niezbędne do oceny nośności mostu istniejącego, a także nie bazuje na współczesnej wiedzy technicznej powodując, że rezultat jej stosowania jest dyskusyjny. Ministerstwo Infrastruktury w ramach prac nad tworzeniem spójnego i kompleksowego systemu wymagań technicznych w drogownictwie postanowiło opracować szczegółowe wytyczne krajowe w zakresie oceny nośności użytkowej eksploatowanych drogowych obiektów mostowych. W pracy przedstawiono podstawowe założenia tych wytycznych oraz zawarte w nich rekomendacje w zakresie m.in. trzystopniowej procedury oceny nośności użytkowej, teoretycznej analizy konstrukcji oraz zasad sprawdzania nośności użytkowej istniejącego obiektu mostowego.

Słowa kluczowe: obiekty mostowe, nośność użytkowa, analiza konstrukcji, Eurokody

1. Wstęp

Obowiązujące normy europejskie (Eurokody) stosowane do projektowania mostów zawierają konserwatywne założenia dotyczące intensywności obciążeń i odpowiedzi konstrukcji na te obciążenia. Wynika to z konieczności zachowania niezbędnego poziomu bezpieczeństwa podczas wieloletniej eksploatacji obiektów mostowych w warunkach zwiększających się obciążeń oraz negatywnego oddziaływania różnego rodzaju procesów degradacyjnych. Chociaż normy te gwarantują odpowiedni poziom bezpieczeństwa nowych mostów, nie zapewniają jednak uzyskania optymalnych wyników w ocenie nośności istniejących mostów, z uwzględnieniem ich specyficznych uszkodzeń i warunków eksploatacji. Z uwagi na skrócenie – w porównaniu z nową konstrukcją – oczekiwanej (wymaganej) trwałości obiektu mostowego oraz naturalne zużycie eksploatowanej przez lata konstrukcji, stosowanie kryteriów projektowych do oceny nośności mostów istniejących jest nieuzasadnione.

Praktyka pokazuje, że eksploatowane mosty, które nie spełniają kryteriów określonych w aktualnych normach projektowych, są w stanie nadal bezpiecznie przenosić obciążenia

*Autor do korespondencji: *siwowski@prz.edu.pl*

użytkowe. Z tego też powodu w Europie i na świecie opracowano w ostatnich latach wiele nowych metod oceny nośności mostów istniejących, które zostały zaakceptowane do stosowania, m.in. w Szwajcarii, Wielkiej Brytanii, Danii, RFN, Kanadzie i USA. Powstały także zalecenia międzynarodowe ISO. Przegląd i omówienie większości tych norm i wytycznych oraz zawartych w nich procedur zawierają m.in. prace [1, 2].

W Polsce dokumentem dotychczas regulującym ocenę nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych jest instrukcja [3]. Zgodnie z tą instrukcją nośność użytkową obiektów mostowych wyznacza się tzw. metodą uproszczoną (opisaną w instrukcji) lub przez wykonanie obliczeń uwzględniających inwentaryzację konstrukcji oraz wyniki badań diagnostycznych, a także przez wykonanie próbnego obciążenia. Instrukcja [3] nie uwzględnia jednak podstawowych informacji, które wydają się niezbędne do oceny nośności mostu istniejącego, jak np. akceptowalny poziom bezpieczeństwa i odpowiadające mu współczynniki obciążenia i nośności, zasady obliczania nośności, zasady wyznaczania parametrów materiałowych itd. Instrukcja ta nie bazuje również na żadnej z norm projektowania obiektów mostowych, powodując, że w praktyce możliwość jej stosowania jest ograniczona, a rezultat jej stosowania dyskusyjny.

Biorąc pod uwagę pozytywne doświadczenia zagraniczne wynikające ze stosowania specjalistycznych norm do oceny nośności mostów istniejących, autorzy od dłuższego czasu postulowali konieczność opracowania podobnych wytycznych w Polsce (np. [2, 4]). Odpowiadając na te postulaty Ministerstwo Infrastruktury w ramach prac nad tworzeniem spójnego i kompleksowego systemu wymagań technicznych w drogownictwie podjęło decyzje o opracowaniu szczegółowych wytycznych krajowych w zakresie oceny nośności użytkowej eksploatowanych drogowych obiektów mostowych. W pracy przedstawiono podstawowe założenia nowych wytycznych, które po uzgodnieniu z zarządcami dróg publicznych staną się jednym z elementów tzw. *Wzorców i Standardów* w polskim drogownictwie (https://www.gov.pl/web/infrastruktura/o-wzorcach-i-standardach).

2. Przedmiot i zakres stosowania wytycznych

Przedmiotem wytycznych są podstawowe zasady i procedura oceny nośności użytkowej istniejących drogowych obiektów mostowych, uwzględniające obciążenia użytkowe oraz aktualny stan techniczny obiektu. Celem wytycznych jest wspomaganie projektantów, zarządców dróg i całej administracji drogowej, organów administracji architektoniczno-budowlanej i nadzoru budowlanego oraz wykonawców w ich pracy przez zapewnienie dostępu do najnowszej, aktualnej, sprawdzonej i jednoznacznie sformułowanej wiedzy technicznej w inżynierii mostowej. Wytyczne porządkują, aktualizują, ujednolicają i zwiększają wiarygodność procedur stosowanych do wyznaczania nośności użytkowej istniejących drogowych obiektów mostowych, a także porządkują i ujednolicają standardy utrzymania sieci drogowej.

Wytyczne opierają się na ogólnych zaleceniach i zasadach zawartych w normach europejskich, tzw. Eurokodach. W zakresie bezpieczeństwa konstrukcji w wytycznych przyjęto zasady zawarte w normie PN-EN 1990 [5]. Ogólne zasady przyjmowania obciążeń i oddziaływań stosowanych w ocenie nośności użytkowej obiektu mostowego bazują na normach PN-EN 1991 [6, 7], natomiast zasady związane z wyznaczeniem nośności granicznej elementów na postanowieniach norm konstrukcyjnych, tj. PN-EN 1992 [8, 9], PN-EN 1993 [10, 11] i PN-EN 1994 [12] stosowanych odpowiednio do rodzaju materiału, z którego jest zbudowany istniejący obiekt mostowy. W wytycznych przyjęto, że nośność użytkową istniejącego obiektu mostowego uznaje się za odpowiednią, gdy jest zapewniony poziom bezpieczeństwa konstrukcji wymagany w Eurokodach, sprawdzony obliczeniowo przez ocenę

właściwych stanów granicznych nośności za pomocą metody deterministycznej, tzn. metody częściowych współczynników bezpieczeństwa.

Wytyczne nie obejmują oceny nośności użytkowej nietypowych obiektów mostowych, w tym m.in. mostów zabytkowych (np. kamiennych lub ceglanych), obiektów mostowych z elementami cięgnowymi, obiektów gruntowo-powłokowych a także mostów dla pieszych i rowerów. Wytyczne nie obejmują także oceny nośności drogowych obiektów mostowych na potrzeby wydawania zezwoleń na przejazd pojazdów nienormatywnych, do których mają zastosowanie przepisy rozporządzenia [13].

3. Podstawowe definicje

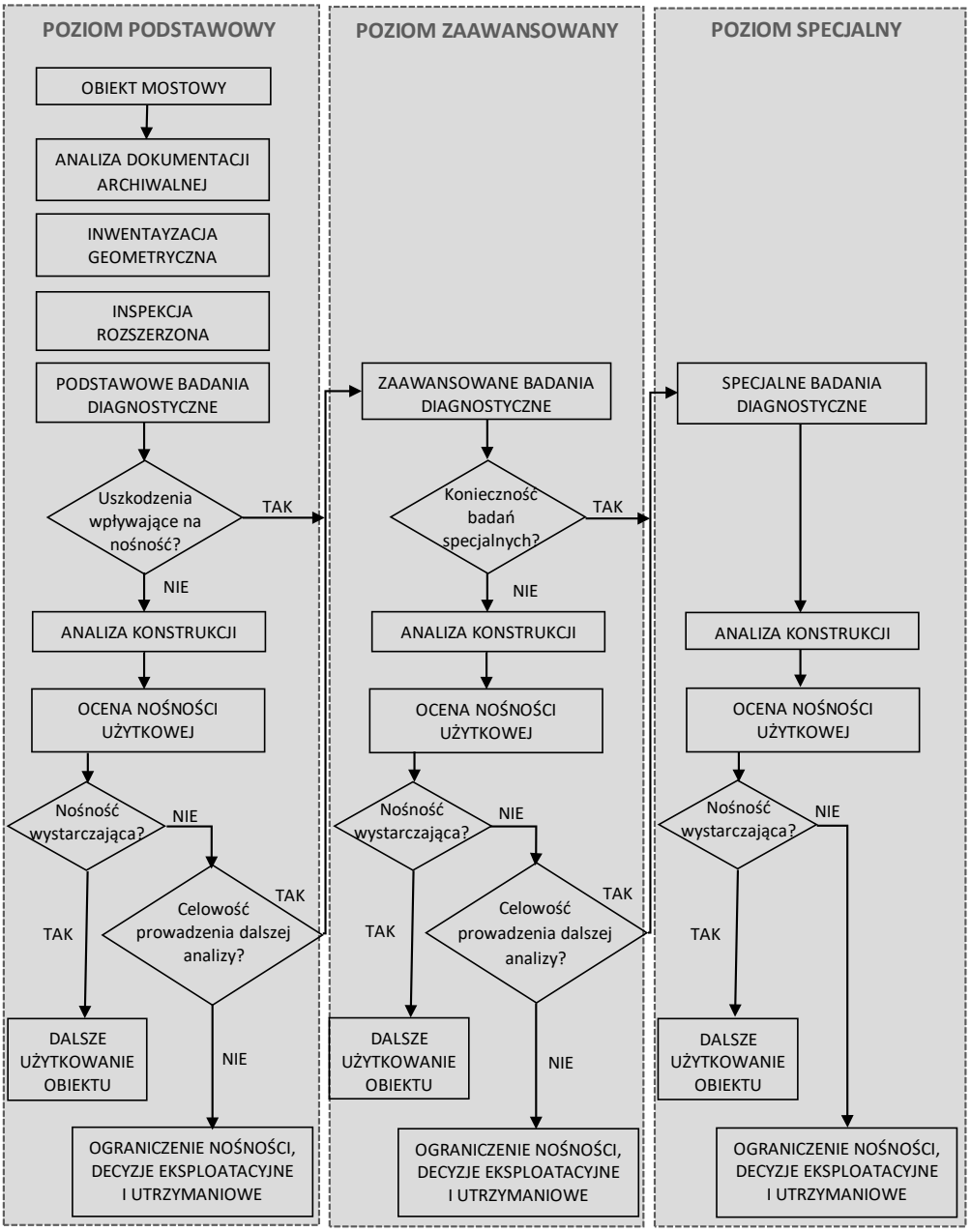
W wytycznych zdefiniowano następujące podstawowe pojęcia w zakresie oceny nośności użytkowej obiektów mostowych:

– **nośność** – zdolność konstrukcji, jej elementu lub przekroju do przeniesienia oddziaływań bez uszkodzenia mechanicznego,
– **nośność graniczna** R_a – miara nośności wyznaczona przy założeniu maksymalnego wykorzystania obliczeniowej wytrzymałości materiału (X_a) i rzeczywistych wymiarów elementu (a_a) oraz uwzględniająca aktualny stan techniczny konstrukcji,
– **obciążenie użytkowe** – obciążenie drogowego obiektu mostowego, obejmujące ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe oraz obciążenie ruchome, reprezentatywne dla normalnego ruchu drogowego,
– obciążenie użytkowe jest przyjmowane w ocenie nośności istniejącego obiektu mostowego za pomocą modeli oraz wartości obciążeń i oddziaływań zawartych w normie PN-EN-1991-2 [7],
– **efekt obciążenia użytkowego** $\mathbf{E_a}$ – miara rezultatu działania na konstrukcję obciążenia użytkowego wyrażona siłą wewnętrzną (M, Q, N) lub naprężeniem/odkształceniem ($\sigma, \tau, \varepsilon$),
– **nośność użytkowa** – zdolność obiektu do bezpiecznego przenoszenia obciążeń użytkowych w kontekście spełnienia stanów granicznych nośności konstrukcji w ujęciu Eurokodów z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego obiektu,
– **element krytyczny** – nienadliczbowy element konstrukcji obiektu mostowego o najwyższym poziomie wykorzystania nośności granicznej (R_a),
– **ocena nośności użytkowej** – procedura oceny wymaganej niezawodności drogowego obiektu mostowego, mająca na celu obliczeniowe sprawdzenie, czy pod wpływem obciążeń użytkowych konstrukcja lub jej elementy krytyczne w aktualnym stanie technicznym nie ulegną poważnym uszkodzeniom mechanicznym zagrażającym bezpieczeństwu obiektu i/lub jej użytkowników,
– **stopień wykorzystania nośności użytkowej drogowego obiektu mostowego** – procentowy wskaźnik wykorzystania nośności użytkowej elementu krytycznego, wyznaczony ze stosunku ekstremalnego efektu obciążenia użytkowego oraz nośności granicznej elementu krytycznego, określonej z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego elementu.

4. Procedura oceny nośności użytkowej

Procedura pozwala na sprawdzenie, czy po istniejącym drogowym obiekcie mostowym mogą się poruszać bez ograniczeń ciężaru i nacisku osi wszystkie pojazdy, które są dopuszczone do ruchu po drogach publicznych w Polsce zgodnie z ustawą [14] i rozporządzeniem [15], bez ryzyka obniżenia poziomu bezpieczeństwa konstrukcji oraz przy zminimalizowanym

prawdopodobieństwie powstania poważnego uszkodzenia konstrukcji lub utraty podstawowych funkcji obiektu mostowego. Procedura ma strukturę trzypoziomową ze zwiększającym się poziomem szczegółowości i dokładności wyniku oceny nośności (rys. 1).



Rys. 1. Schemat procedury oceny nośności użytkowej istniejących obiektów mostowych.

Pierwszy poziom (podstawowy) obejmuje analizę dokumentów archiwalnych, inwentaryzację geometrii konstrukcji (jeżeli jest konieczna), inspekcję rozszerzoną,

podstawowe badania diagnostyczne, analizę obliczeniową, ocenę nośności oraz zasady podejmowania decyzji końcowej. Na drugim poziomie (zaawansowanym) oceny jest wymagane przeprowadzenie zaawansowanych badań diagnostycznych w celu m.in. szczegółowej identyfikacji uszkodzeń. W analizie obliczeniowej jest uwzględniany wpływ zidentyfikowanych uszkodzeń na nośność użytkową obiektu mostowego. Trzeci poziom (specjalny) oceny wymaga wykonania specjalnych badań diagnostycznych obiektu mostowego pod obciążeniem, a wyniki tych badań służą głównie do aktualizacji i walidacji modelu obliczeniowego, stosowanego w ocenie nośności użytkowej obiektu mostowego.

Kryteria doboru i zakres stosowania odpowiednich poziomów oceny nośności (dla których opracowano odpowiednie metody postępowania) są następujące:
– **poziom podstawowy** – stosowany w ocenie nośności obiektów, w których nie występują uszkodzenia mogące wpływać na nośność użytkową,
– **poziom zaawansowany** – stosowany w ocenie nośności obiektów, w których występują uszkodzenia mogące wpływać na nośność użytkową, a uszkodzenia te mogą być w pełni zidentyfikowane przy użyciu standardowych nieinwazyjnych lub nieznacznie inwazyjnych metod badań diagnostycznych niezależnych od obciążeń,
– **poziom specjalny** – stosowany w ocenie nośności obiektów, w których występują uszkodzenia mogące wpływać na nośność użytkową, a ich identyfikacja wymaga zastosowania niestandardowych badań diagnostycznych, w tym badań pod obciążeniem.

Decyzję o wyborze poziomu oceny nośności użytkowej należy podejmować na podstawie wyników wstępnej oceny stanu technicznego obiektu (inspekcji rozszerzonej), przeprowadzonej z uwzględnieniem wyników analizy dokumentacji archiwalnej oraz podstawowych badań diagnostycznych. Zalecenia dotyczące analizy dokumentacji archiwalnej obiektu oraz metody i techniki badań diagnostycznych stosowanych w procesie oceny nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych przedstawiono w wytycznych.

Podstawowym kryterium wyboru procedury oceny nośności użytkowej **na poziomie podstawowym** powinno być stwierdzenie niewystępowania uszkodzeń, które mogą wpływać na nośność użytkową obiektu. W ramach procedury oceny nośności użytkowej na poziomie podstawowym należy kolejno:
– przeprowadzić analizę dostępnej dokumentacji archiwalnej obiektu (dokumentacja projektowa, powykonawcza, eksploatacyjna czy wykonanych interwencji, inne dokumenty związane z eksploatacją obiektu itp.),
– na podstawie dostępnej dokumentacji archiwalnej ustalić podstawowe informacje o geometrii obiektu i parametrach jego materiałów, a w przypadku braku pełnej informacji dokonać inwentaryzacji geometrii obiektu oraz określić parametry materiałów konstrukcyjnych na podstawie wyników badań diagnostycznych,
– przeprowadzić inspekcję rozszerzoną obiektu według wymagań instrukcji [16],
– na podstawie wyników inspekcji oraz podstawowych badań diagnostycznych określić, czy w analizowanym obiekcie występują bądź też nie występują uszkodzenia wpływające na jego nośność,
– w przypadku stwierdzenia występowania uszkodzeń wpływających na nośność obiektu przejść do procedury oceny nośności użytkowej na poziomie zaawansowanym (rys. 1),
– jeżeli nie stwierdzono występowania uszkodzeń wpływających na nośność obiektu, należy przyjąć model geometrii, model materiału oraz model obciążeń, tworzące model obliczeniowy, dokonać dyskretyzacji modelu oraz przeprowadzić za jego pomocą teoretyczną analizę konstrukcji z uwzględnieniem rekomendacji przedstawionych w p. 5,
– określić nośność użytkową obiektu zgodnie z wytycznymi zawartymi w p. 6,

– jeżeli określona nośność użytkowa obiektu spełnia aktualne wymagania w zakresie przydatności użytkowej, obiekt eksploatować na dotychczasowych warunkach,
– jeśli określona nośność użytkowa nie spełnia aktualnych wymagań, należy rozważyć przeprowadzenie oceny nośności na poziomie zaawansowanym (rys.1) lub określić ograniczenie nośności oraz ewentualnie sformułować inne niezbędne zalecenia eksploatacyjne i utrzymaniowe wynikające z wyznaczonego poziomu nośności użytkowej zgodnie z rekomendacjami przedstawionymi w wytycznych.

Podstawowym kryterium wyboru procedury oceny nośności użytkowej **na poziomie zaawansowanym** powinno być stwierdzenie występowania uszkodzeń, które mogą wpływać na nośność użytkową obiektu. W ramach procedury oceny nośności użytkowej na poziomie zaawansowanym należy kolejno:
– na podstawie wyników zaawansowanych badań diagnostycznych zweryfikować parametry materiałów konstrukcyjnych,
– na podstawie wyników zaawansowanych badań diagnostycznych zidentyfikować ilościowo i jakościowo uszkodzenia wpływające na nośność użytkową obiektu,
– na podstawie wyników analizy dokumentacji oraz wyników zaawansowanych badań diagnostycznych przyjąć model geometrii, model materiału oraz model obciążeń, tworzące model obliczeniowy uwzględniający stwierdzone uszkodzenia, dokonać dyskretyzacji modelu oraz przeprowadzić za jego pomocą teoretyczną analizę konstrukcji z uwzględnieniem wytycznych przedstawionych w p. 5,
– określić nośność użytkową obiektu zgodnie z wytycznymi zawartymi w p. 6,
– jeżeli określona nośność użytkowa obiektu spełnia aktualne wymagania w zakresie przydatności użytkowej, obiekt można eksploatować na dotychczasowych warunkach,
– jeśli określona nośność użytkowa nie spełnia aktualnych wymagań, należy rozważyć przeprowadzenie oceny nośności na poziomie specjalnym (rys.1) lub określić ograniczenie nośności oraz ewentualnie sformułować inne niezbędne zalecenia eksploatacyjne i utrzymaniowe wynikające z wyznaczonego poziomu nośności użytkowej zgodnie z rekomendacjami przedstawionymi w wytycznych.

W przypadku gdy badania diagnostyczne na poziomie zaawansowanym nie zapewniają pełnej ilościowej i jakościowej identyfikacji uszkodzeń obiektu i/lub efektów obciążeń wpływających na jego nośność, ocenę nośności użytkowej należy kontynuować na poziomie specjalnym z wykorzystaniem wyników specjalnych badań diagnostycznych. Wybór procedury oceny nośności użytkowej na poziomie specjalnym jest zalecany w sytuacji, gdy zastosowanie standardowych nieinwazyjnych lub nieznacznie inwazyjnych metod badań diagnostycznych nie umożliwia jednoznacznego określenia charakterystyk obiektu istotnych przy tworzeniu jego modelu obliczeniowego przy uwzględnieniu występujących uszkodzeń.

Stosowanie procedury oceny nośności użytkowej **na poziomie specjalnym** z wykorzystaniem badań diagnostycznych pod obciążeniami jest szczególnie rekomendowane w następujących przypadkach:
– walidacja przyjętego modelu obliczeniowego oraz sposobu analizy na podstawie wyników badań doświadczalnych,
– detekcja uszkodzeń na podstawie wyników badań diagnostycznych pod obciążeniami,
– identyfikacja rzeczywistych obciążeń dynamicznych lub innych efektów środowiskowych (np. wiatr, temperatura) działających na obiekt,
– określenie wartości sił sprężających,
– określenie poziomu współpracy elementów konstrukcyjnych, szczególnie w strefach połączeń (zespolenia), lub potrzeba uwzględnienia poziomu współpracy elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych,
– doświadczalna weryfikacja poprawności pracy łożysk,

– określenie wpływu zjawiska zmęczenia na wytrzymałość materiału na podstawie badań konstrukcji pod obciążeniami.

Podczas stosowania procedury oceny nośności użytkowej na poziomie specjalnym należy kolejno:

– na podstawie wyników badań diagnostycznych pod obciążeniami przeprowadzić walidację modelu obliczeniowego wykorzystywanego na poziomie zaawansowanym i ewentualnie zmodyfikować ten model,
– za pomocą zmodyfikowanego modelu obliczeniowego przeprowadzić teoretyczną analizę konstrukcji z uwzględnieniem wytycznych przedstawionych w p. 5,
– określić nośność użytkową obiektu zgodnie z wytycznymi zawartymi w p. 6,
– sformułować niezbędne zalecenia zarówno eksploatacyjne, jak i utrzymaniowe wynikające z wyznaczonego poziomu nośności użytkowej zgodnie z rekomendacjami przedstawionymi w wytycznych.

5. Teoretyczna analiza konstrukcji

Celem teoretycznej analizy konstrukcji na potrzeby oceny nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych jest ustalenie wartości i rozkładu uogólnionych sił wewnętrznych (efektów oddziaływań) w poszczególnych elementach konstrukcji i/lub ich wybranych przekrojach. Wyznaczone efekty oddziaływań służą bezpośrednio do sprawdzenia nośności użytkowej obiektów mostowych. Teoretyczna analiza konstrukcji powinna być przeprowadzona za pomocą modelu obliczeniowego, utworzonego zgodnie z głównymi założeniami normy [5]. Na poziomie podstawowym oceny nośności należy wykonać analizę liniową, stosując zasadę zesztywnienia, tzn. prowadząc analizę z pominięciem wpływu deformacji na siły wewnętrzne. Na wyższych poziomach oceny nośności należy uwzględnić efekty nieliniowości geometrycznej (wpływ deformacji na siły wewnętrzne), jeżeli są one istotne.

Model obliczeniowy i metodologia analizy teoretycznej powinny być przyjęte adekwatnie do: rodzaju konstrukcji, materiału, oddziaływań oraz stopnia uszkodzeń elementów konstrukcji. Model obliczeniowy powinien realistycznie odzwierciedlać statyczną i/lub dynamiczną pracę konstrukcji pod wpływem odpowiedniej kombinacji oddziaływań. Model obliczeniowy powinien być utworzony w wyniku połączenia trzech modeli składowych: modelu geometrii – określającego sposób odwzorowania geometrii obiektu mostowego, w tym warunków brzegowych, modelu materiału – definiujących relacje między odkształceniami i naprężeniami dla materiału konstrukcji, modelu obciążeń – określającego sposób odwzorowania obciążeń działających na obiekt mostowy. Model obliczeniowy powinien umożliwiać stopniowe jego uzupełnianie i udoskonalanie na poszczególnych poziomach analizy za pomocą coraz dokładniejszych danych wejściowych (np. wyników badań diagnostycznych, wpływu uszkodzeń). Ze względu na konieczność uwzględniania uszkodzeń elementów konstrukcji na wyższych poziomach oceny nośności zaleca się wykonanie analizy teoretycznej metodą elementów skończonych (MES), np. [17, 18]. Jeżeli efektem oddziaływań uzyskanym w MES są bezpośrednio naprężenia, wówczas w celu sprawdzenia nośności użytkowej obiektu można wyznaczyć zastępcze siły wewnętrzne przez całkowanie naprężeń lub zastosować adekwatne formuły nośności granicznej podane w Eurokodach [8–12].

Geometria modelowanej konstrukcji (np. schemat statyczny, wymiary ogólne, układ pojedynczych elementów, wymiary elementów) oraz jej warunki podparcia powinny być przyjęte na podstawie dokumentacji archiwalnej i/lub inwentaryzacji geometrycznej, z uwzględnieniem zmian geometrii wprowadzonych w okresie dotychczasowej eksploatacji

obiektu. Model geometrii stosowany w analizie teoretycznej można jednoznacznie sklasyfikować, przyjmując dwa parametry:
– wymiar elementów używanych do konstruowania modelu geometrii, z wyróżnieniem elementów: jednowymiarowych (e^1), dwuwymiarowych (e^2) oraz trójwymiarowych (e^3),
– wymiar przestrzeni, w której model geometrii jest tworzony, z rozróżnieniem przestrzeni: jednowymiarowej (p^1), dwuwymiarowej (p^2) oraz trójwymiarowej (p^3).

Możliwe kombinacje wymienionych parametrów tworzą sześć podstawowych klas modeli geometrii (tab.1). Każda z tych klas zawiera modele jednorodne, tzn. utworzone przy użyciu tylko jednego rodzaju elementów. W modelowaniu i analizie obiektów mostowych oprócz modeli jednorodnych mogą być także stosowane niejednorodne modele geometrii wykorzystujące różne rodzaje elementów w jednym modelu. W przestrzeni dwuwymiarowej mogą to być modele klasy (e^1+e^2, p^2), a w przestrzeni trójwymiarowej np. modele klas (e^1+e^2, p^3), (e^2+e^3, p^3) lub (e^1+e^3, p^3).

Tabela 1. Klasyfikacja modeli geometrii konstrukcji mostowych.

Wymiar elementów	**Wymiar przestrzeni**		
	jednowymiarowa (p^1)	**dwuwymiarowa (p^2)**	**trójwymiarowa (p^3)**
jednowymiarowe (e^1)	e^1, p^1	e^1, p^2	e^1, p^3
dwuwymiarowe (e^2)		e^2, p^2	e^2, p^3
trójwymiarowe (e^3)			e^3, p^3

Na **poziomie podstawowym** model materiału, z którego wykonano konstrukcję obiektu mostowego (beton, stal konstrukcyjna, stal sprężająca itp.), należy przyjąć jako liniowo-sprężysty w całym zakresie obciążenia. Parametry materiałowe do opisu zależności naprężenie – odkształcenie należy przyjąć według dokumentacji archiwalnej. W przypadku braku odpowiednich danych w dokumentacji parametry należy wyznaczyć na podstawie wyników podstawowych badań diagnostycznych. W modelu obliczeniowym konstrukcji nie uwzględnia się nieznacznych uszkodzeń materiałowych (małe ubytki materiałowe, korozja powierzchniowa itp.) ani imperfekcji geometrii (mimośrodów, deformacji itp.), niemających istotnego wpływu na nośność obiektu.

W modelu obciążenia użytkowego działającego na istniejący obiekt mostowy należy uwzględnić następujące obciążenia i oddziaływania normowe:
– ciężar własny konstrukcji według normy PN-EN-1991-1 [6],
– ciężar elementów wyposażenia obiektu według normy PN-EN-1991-1 [6],
– oddziaływanie ruchu drogowego – model LM-1 według normy PN-EN-1991-2 [7],
– współczynniki dostosowawcze α_{Qi} = 1,0 oraz α_{qi} = 1,0,
– obciążenie równomiernie rozłożone ruchem pieszym na powierzchniach do tego przewidzianych (chodniki) według normy PN-EN-1991-2 [7].

Wartości poszczególnych elementów składowych modelu obciążenia użytkowego oraz częściowe (obciążeniowe) współczynniki bezpieczeństwa γ_f dla każdego z wymienionych oddziaływań i obciążeń należy przyjąć według zaleceń odpowiednich Eurokodów [6, 7]. Obciążenia ruchome, tj. oddziaływanie ruchu drogowego oraz obciążenie ruchem pieszym na chodnikach, należy przyjąć jako działające równocześnie w grupie gr1a zgodnie z normą PN-EN-1991-2 [7].

Efekty od obciążenia użytkowego należy wyznaczyć przy założeniu podstawowej kombinacji oddziaływań dla stanu granicznego nośności STR w trwałej sytuacji obliczeniowej zgodnie z normą PN-EN-1991-2 [7]. Według tej samej normy w podstawowej kombinacji oddziaływań należy uwzględnić tylko jedną grupę obciążeń ruchomych gr1a jako

oddziaływanie zmienne wiodące. Ekstremalną obliczeniową wartość efektu obciążenia użytkowego na poziomie podstawowym należy wyznaczyć ze wzoru 6.10, tabl. A 2.4(B) normy PN-EN-1990 [5].

Na **poziomie zaawansowanym** model obliczeniowy zastosowany na poziomie podstawowym powinien zostać uzupełniony i udoskonalony na podstawie dokładniejszych danych wejściowych. Geometria konstrukcji powinna bazować na wynikach pomiarów uzyskanych w ramach szczegółowej inwentaryzacji. W modelu konstrukcji należy uwzględnić rzeczywiste warunki podparcia, jeżeli są różne od założeń projektowych przyjętych w modelu na poziomie podstawowym. W szczególności należy uwzględnić ilościowo i jakościowo ewentualną blokadę obrotów i przesuwów łożysk oraz przemieszczeń urządzeń dylatacyjnych. Każda taka blokada zmienia warunki brzegowe modelu konstrukcji i ogranicza swobodę jego przemieszczeń, co może generować redystrybucję i/lub zmianę wartości sił wewnętrznych w elementach konstrukcji. W modelu należy uwzględnić także nieliniowości, takie jak lokalne uplastycznienia, wpływ zarysowania na redystrybucję sił zewnętrznych oraz wpływ deformacji konstrukcji pod obciążeniem na wartości sił wewnętrznych.

Model materiału, z którego wykonano konstrukcję obiektu mostowego (beton, stal konstrukcyjna, stal sprężająca itp.), należy przyjąć jako liniowy sprężysto-plastyczny (dwuliniowy). Zależnie od dokładności obliczeń i dopuszczalnego poziomu odkształceń można stosować następujące modele materiału: model sprężysto-plastyczny bez wzmocnienia oraz model sprężysto-plastyczny z liniowym wzmocnieniem. Rzeczywiste parametry materiałowe do modelu materiału należy przyjąć na podstawie wyników szczegółowych badań diagnostycznych. Efekty nieliniowe w modelowaniu i analizie konstrukcji należy uwzględnić według zaleceń podanych w odpowiednich Eurokodach [8–12]. Ocena nośności użytkowej obiektu mostowego na poziomie zaawansowanym powinna także uwzględniać jej rzeczywisty stan techniczny, a w szczególności wpływ uszkodzeń elementów na nośność obiektu wg zasad ilościowego uwzględniania uszkodzeń materiału i/lub elementów konstrukcji w modelu obliczeniowym konstrukcji w MES.

Na poziomie zaawansowanym oceny nośności model obciążenia użytkowego należy uzupełnić o następujące oddziaływania:

– oddziaływanie statyczne wiatru według normy PN-EN-1991-4 [19] – w przypadku obiektów mostowych, w których boczne parcie wiatru na konstrukcję może generować znaczące siły wewnętrzne w jej elementach (wysokie dźwigary blachownicowe, kratownice, dźwigary łukowe itp.),
– oddziaływanie termiczne według normy PN-EN-1991-5 [20] – w przypadku obiektów mostowych o schemacie statycznie niewyznaczalnym.

Wartości poszczególnych elementów składowych obciążenia użytkowego oraz częściowe (obciążeniowe) współczynniki bezpieczeństwa γ_f dla każdego z wymienionych oddziaływań należy przyjąć według zaleceń odpowiednich Eurokodów [19, 20]. Efekty od obciążenia użytkowego należy wyznaczyć przy założeniu podstawowej kombinacji oddziaływań dla stanu granicznego nośności STR w trwałej sytuacji obliczeniowej według normy PN-EN-1990 [5]. W podstawowej kombinacji oddziaływań należy uwzględnić grupę obciążeń ruchomych gr1a jako oddziaływanie zmienne wiodące oraz (jeżeli mają zastosowanie) oddziaływanie statyczne wiatru i oddziaływanie termiczne jako oddziaływania zmienne towarzyszące z zastosowaniem adekwatnego współczynnika kombinacyjnego ψ według normy PN-EN-1990 [5]. Ekstremalną obliczeniową wartość efektu obciążeń użytkowych na poziomie zaawansowanym należy wyznaczyć ze wzorów (6.10a) i (6.10b) z tabl. A 2.4(B) normy PN-EN-1990 [5].

Na **poziomie specjalnym** należy w pierwszej kolejności przeprowadzić walidację modelu obliczeniowego konstrukcji, stworzonego na poziomie zaawansowanym, na podstawie wyników specjalnych badań diagnostycznych. Celem takiej walidacji jest zwiększenie dokładności modelu obliczeniowego i wiarygodności oceny nośności użytkowej przeprowadzonej za pomocą tego modelu. Specjalne badania diagnostyczne w celu walidacji modelu obliczeniowego to w szczególności: próbne obciążenie statyczne, próbne obciążenie dynamiczne oraz badania pod wpływem obciążeń eksploatacyjnych i oddziaływań środowiskowych. Walidację modelu obliczeniowego należy wykonać przez bezpośrednie porównanie wyników specjalnych badań diagnostycznych pod obciążeniem oraz odpowiadających wyników analizy teoretycznej wykonanej za pomocą modelu obliczeniowego. Umożliwi to dostrojenie modelu obliczeniowego konstrukcji do modelu fizycznego (rzeczywistego obiektu mostowego). Specjalne badania diagnostyczne należy wykonać na podstawie wcześniej przygotowanego projektu badań. Podczas opracowania projektu badań można opierać się na wytycznych [21].

Dalszy przebieg analizy teoretycznej na poziomie specjalnym z zastosowaniem walidowanego modelu obliczeniowego (modelowanie obciążenia użytkowego, wyznaczenie efektów oddziaływań) jest taki sam, jak na poziomie zaawansowanym.

6. Sprawdzenie nośności użytkowej obiektu mostowego

Sprawdzenie nośności użytkowej drogowego obiektu mostowego z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego obiektu w kontekście spełnienia stanów granicznych nośności konstrukcji w ujęciu Eurokodów wynika ze spełnienia warunku (1):

$$n = E_a/R_a \leq 1 \tag{1}$$

gdzie:
– E_a – ekstremalna obliczeniowa wartość efektu obciążenia użytkowego (ewentualnie oddziaływań towarzyszących) na konstrukcję lub jej element krytyczny,
– R_a – obliczeniowa nośność graniczna konstrukcji lub jej elementu krytycznego odpowiadająca rodzajowi efektu obciążenia użytkowego.

Ekstremalną obliczeniową wartość efektu obciążenia użytkowego na konstrukcję lub jej element krytyczny E_a należy wyznaczyć na podstawie teoretycznej analizy konstrukcji (p.5), przyjmując kombinacje obciążeń i odpowiednie współczynniki zgodnie z normą PN-EN-1990 [5]. Obliczeniową nośność graniczną konstrukcji lub jej elementu krytycznego R_a odpowiadającą rodzajowi efektu obciążenia użytkowego należy wyznaczyć zgodnie z założeniami i procedurami opisanymi w odpowiednich normach, tzn.:
– ogólnie dla wszystkich rodzajów konstrukcji – norma PN-EN-1990 [5],
– w przypadku konstrukcji betonowej – norma PN-EN-1992-2 [9],
– w przypadku konstrukcji stalowej – norma PN-EN-1993-2 [11],
– w przypadku konstrukcji zespolonej, stalowo-betonowej – norma PN-EN-1994-2 [12].

Nośność graniczną R_a należy wyznaczyć w zależności od poziomu procedury oceny nośności obiektu, przyjmując odpowiednio następujące założenia: obliczeniowe wymiary elementów konstrukcji i jej geometrii (a_a), obliczeniową wytrzymałość materiałów (X_a) oraz wpływ uszkodzeń na nośność graniczną (poziom zaawansowany i specjalny).

Miarą nośności granicznej R_a jest siła wewnętrzna (M, Q, N) lub odpowiednie naprężenie/odkształcenie ($\sigma, \tau, \varepsilon$). W przypadku zastosowania MES do teoretycznej analizy konstrukcji oraz wyznaczenia efektu oddziaływań w postaci naprężeń zastępczych nośność graniczną

konstrukcji można zastąpić podaną w odpowiednich Eurokodach [8-12] wytrzymałością obliczeniową materiału konstrukcji (X_a), odpowiadającą wyznaczonym naprężeniom.

Jeżeli nośność użytkowa obiektu mostowego wyznaczona **na poziomie podstawowym** jest niewystarczająca, należy podjąć decyzję o celowości prowadzenia dalszej oceny nośności na poziomie zaawansowanym, ograniczeniu nośności użytkowej obiektu mostowego lub podjęciu działań interwencyjnych. Celowość prowadzenia dalszej oceny nośności **na poziomie zaawansowanym** może wynikać z następujących przesłanek:

– zaawansowana analiza teoretyczna wykonywana przy użyciu zaawansowanego modelu obliczeniowego (dokładniejsze modele materiałów i geometrii konstrukcji, rozszerzenie modelu obciążeń użytkowych itp.) może ujawnić rezerwy nośności granicznej, których nie można było oszacować, stosując analizę teoretyczną konstrukcji na poziomie podstawowym,
– efekty działań interwencyjnych lub ich koszty nie spełniają oczekiwań zarządcy obiektu,
– ograniczenie nośności użytkowej obiektu nie jest akceptowalne dla zarządcy obiektu mostowego.

Ograniczenie nośności użytkowej obiektu mostowego (np. w postaci znaku drogowego) musi zostać poprzedzone powtórną analizą teoretyczną konstrukcji na poziomie podstawowym po wcześniejszym zdefiniowaniu przez zarządcę obiektu rodzaju pojazdów drogowych i innych obciążeń składających się na zredukowane obciążenie użytkowe. Zredukowane obciążenie użytkowe może być zdefiniowane np. za pomocą modeli pojazdów opisanych w rozporządzeniu [15] lub pojazdów rzeczywistych zdefiniowanych przez zarządcę obiektu. Zredukowane obciążenie użytkowe w postaci pojazdów zdefiniowanych przez zarządcę wymaga również ustalenia specjalnie skalibrowanego współczynnika obciążenia oraz adekwatnego współczynnika dynamicznego.

7. Podsumowanie

Nowe wytyczne oceny nośności użytkowej mostów drogowych będą stanowić narzędzie wspomagające proces decyzyjny dla zarządców dróg oraz działających w ich imieniu projektantów i/lub wykonawców. Wytyczne nie będą jednak wyręczać projektanta lub eksperta w podejmowaniu decyzji i odpowiedzialności za nie. Wytyczne stanowić będą także narzędzie wspomagające przy opracowaniu projektów remontów / modernizacji / przebudów istniejących drogowych obiektów mostowych. Wg założeń MI wytyczne mogą być stosowane m.in. w następujących przypadkach: specjalne zalecenia dotyczące sprawdzania warunków użytkowalności obiektu zawarte w dokumentach utrzymaniowych obiektu (np. raportach z inspekcji), zmiana (wzrost) obciążenia użytkowego wynikająca ze zmiany klasy drogi, zwiększenia ciężaru dopuszczonych pojazdów itp., zmiana sposobu użytkowania obiektu, zmiany konstrukcyjne, np. przebudowa, odbudowa itp., brak informacji utrzymaniowych z okresu eksploatacji obiektu, wątpliwości i/lub nieprawidłowości w zachowaniu się konstrukcji wykryte podczas monitoringu obiektu oraz wyznaczania wojskowej klasyfikacji obciążenia obiektów mostowych usytuowanych w ciągach dróg publicznych (MLC).

Literatura

1. Wiśniewski D., Casas J.R., Ghosn M.: Codes for safety assessment of existing bridges – current state and further development. Structural Engineering International, nr 22(4)/ 2012.
2. Wiśniewski D., Majka M., Bień J.: Ocena nośności mostów w procesie ich eksploatacji – doświadczenia krajowe i zagraniczne. Inżynieria i Budownictwo, nr 7–8/2013.
3. Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. Załącznik do Zarządzenia GDDKiA nr 17, Warszawa 2004.

4. Siwowski T.: Porównanie nośności normowej i użytkowej typowego przęsła mostu kratowego. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 51/2009.
5. PN-EN 1990. Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji.
6. PN-EN 1991-1-1. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1: Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
7. PN-EN 1991-2. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
8. PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
9. PN-EN 1992-2. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenia i reguły konstrukcyjne.
10. PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
11. PN-EN 1993-2. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.
12. PN-EN 1994-2. Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.
13. Rozporządzenie MTiGM z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. 2000, nr 63, poz. 735, z późn. zm.).
14. Ustawa z dnia 20 czerwca 1997 r. Prawo o ruchu drogowym (Dz.U. 1997, nr 98 poz. 602, z późn. zm.).
15. Rozporządzenie MI z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia (Dz.U. 2016 r., poz. 2022, z późn. zm.).
16. Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do Zarządzenia GDDKiA nr 35, Warszawa 2020.
17. Żółtowski K., Romaszkiewicz T.: O modelowaniu numerycznym dźwigarów zespolonych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 31(2)/2010.
18. Żółtowski K., Kalitowski P., Binczyk M.: Lokalne zarysowania w żelbetowych mostach sprężonych. Wybrane problemy. Wrocławskie Dni Mostowe. Wrocław, 2022
19. PN-EN-1991-1-4. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
20. PN-EN-1991-1-5. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-5: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne.
21. WR-M-23. Wytyczne wykonywania badań drogowych obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem. Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa 2021.

Assessment of service load capacity of road bridges

Key words: bridge structures, load capacity, structural analysis, Eurocodes

Nietypowe nawierzchnie tramwajowe wykonywane z uwzględnieniem zaleceń konserwatorskich na terenie Wrocławia

MAGDALENA SKIBA*
Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Streszczenie: Standardowa konstrukcja torowisk w pasie drogowym na terenie Wrocławia składała się dotychczasowo zwykle z nawierzchni w postaci kostki kamiennej. Obecne obciążenie przewozami wymusza konieczność projektowania przekrojów, które zapewniają lepszą współpracę z szyną oraz przenoszą większe obciążenia pochodzące od ruchu samochodowego. Z uwagi na większą trwałość najczęściej proponuje się nawierzchnię betonową lub betonowo-asfaltową. Pozwala to na dłuższe użytkowanie danego obiektu bez konieczności wykonywania okresowych napraw. Ze względu na obowiązujące na terenie Wrocławia strefy objęte ochroną konserwatorską wprowadzenie zmian do dotychczasowej konstrukcji nie zawsze jest możliwe. Z uwagi na intensywność ruchu pojawiają się problemy na styku szyna-kostka, zwłaszcza w rejonie rozjazdów. Przeanalizowano kilka typów nawierzchni torowisk tramwajowych na przykładzie inwestycji zrealizowanych na terenie Wrocławia. Przedstawiono nawierzchnię z kostką kamienną zastabilizowaną stalowym kątownikiem oraz alternatywną nawierzchnię betonową z odciskiem kostki kamiennej.

Słowa kluczowe: nawierzchnia, torowisko tramwajowe, kostka kamienna, nawierzchnia betonowa, odcisk kostki kamiennej

1. Wstęp

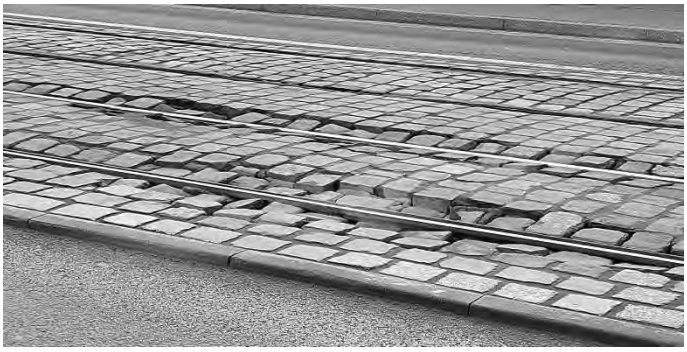
Standardowa konstrukcja torowisk w pasie drogowym na terenie Wrocławia składała się dotychczasowo zwykle z nawierzchni w postaci kostki kamiennej. Zjednoczenie Niemiec w 1871 r. rozpoczęło przyspieszony rozwój gospodarczy i urbanistyczny Wrocławia. W reprezentacyjnych dzielnicach układano głównie kostkę kamienną z uwagi na jej trwałość i bliskość kamieniołomów w rejonie Sobótki oddalonej od Wrocławia o około 30km. Kostka była spoinowana zaprawą cementową, jak również szkłem wodnym, które uszczelniało fugę i przyspieszało twardnienie zaprawy. Kostka kamienna na podstawowych ciągach komunikacyjnych wykazywała doskonałą równość, dzięki czemu jazda była płynna i cicha [1]. Podstawową wadą takiego rozwiązania są jednak różnice ugięć szyny w stosunku do sąsiadującej z nią zabudowy drogowej, co przyczynia się do degradacji tak skonstruowanej nawierzchni [2].

Obecnie zarządca torowisk zlecając zadania remontowe wielokrotnie zmuszony jest do uwzględnienia odtworzenia istniejącej nawierzchni. Jest to związane z rosnącym trendem utrzymania historycznego charakteru najbardziej reprezentacyjnych, znanych oraz mających

*Autor do korespondencji: *magdalena.skiba@pwr.edu.pl*

duże znaczenie historyczne miejscach miast nie tylko w Polsce, ale również w pozostałych krajach europejskich [3].

Z uwagi na intensywność ruchu kołowego na długości torowisk tramwajowych bezpodsypokowych wykorzystywanych również do prowadzenia ruchu autobusowego (buspasy) oraz samochodowego zaczęły pojawiać się problemy na styku szyna-kostka kamienna, zwłaszcza w rejonie rozjazdów. Coraz częściej diagnozowano przedwczesną degradację oraz powierzchniowe i krawędziowe uszkodzenia nawierzchni w postaci zapadnięć lub przesunięć kostki (rys. 1).



Rys. 1. Zapadnięcia kostki kamiennej w pasie torowiska, ul. J. Piłsudskiego, zdj. z 12.2023 r.

Planowane inwestycje drogowo-tramwajowe każdorazowo muszą być konsultowane z odpowiednimi urzędami. Ze względu na obowiązujące na terenie Wrocławia strefy objęte ochroną konserwatorską wprowadzenie zmian do dotychczasowej konstrukcji nie zawsze jest możliwe.Zakres robót budowlanych na zabytku nie może powodować degradacji walorów historyczno-kulturowych zabytku. Prace prowadzone w ścisłym centrum miasta wymagają uzyskania pozwolenia konserwatorskiego wydawanego we Wrocławiu przez Wydział Architektury i Zabytków Urzędu Miejskiego. Wnioski opiniowane są z uwzględnieniem:

– Ustawy z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami (Dz. U. z 2021 r. poz. 710 z późn. zm.),
– Rozporządzenia Ministra Kultury i Dziedzictwa Narodowego z dnia 22 sierpnia 2018r. w sprawie prowadzenia prac konserwatorskich, prac restauratorskich i badań konserwatorskich przy zabytku wpisanym do rejestru zbaytków albo na Listę Skarbów Dziedzictwa oraz robót budowlanych, badań architektonicznych i innych działań przy zabytku wpisanym do rejestru zabytków, a także badań archeologicznych i poszukiwań zabytków (Dz.U. z 2021 r., poz.81),
– Porozumienia Nr 10 z dnia 5 września 2011 r. zawartego pomiędzy Wojewodą Dolnośląskim a Prezydentem Wrocławia W sprawie powierzenia prowadzenia niektórych zadań z zakresu właściwości Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków (Dz. Urz. Wójewództwa Dolnośląskiego z 2011 r. Nr 202, poz. 3506),
– Ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks Postępowania Administracyjnego (Dz. U. z 2021 r. poz. 735 z późn. zm.).

Obecne obciążenie przewozami wymusza konieczność projektowania przekrojów, które zapewniają lepszą współpracę z szyną oraz przenoszą większe obciążenia pochodzące od ruchu samochodowego. Z uwagi na większą trwałość najczęściej proponuje się nawierzchnię betonową lub betonowo-asfaltową. Pozwala to na dłuższe użytkowanie danego obiektu bez konieczności wykonywania okresowych napraw. Nie zawsze jest to jednak możliwe z uwagi na wcześniej wspomniane zalecenia konserwatorskie.

Przeanalizowano wykonane nawierzchnie torowisk tramwajowych wynikające z konieczności zachowania zabytkowego charakteru na przykładzie inwestycji zrealizowanych na terenie Wrocławia. Porównano ich trwałość w zależności od zastosowanej konstrukcji.

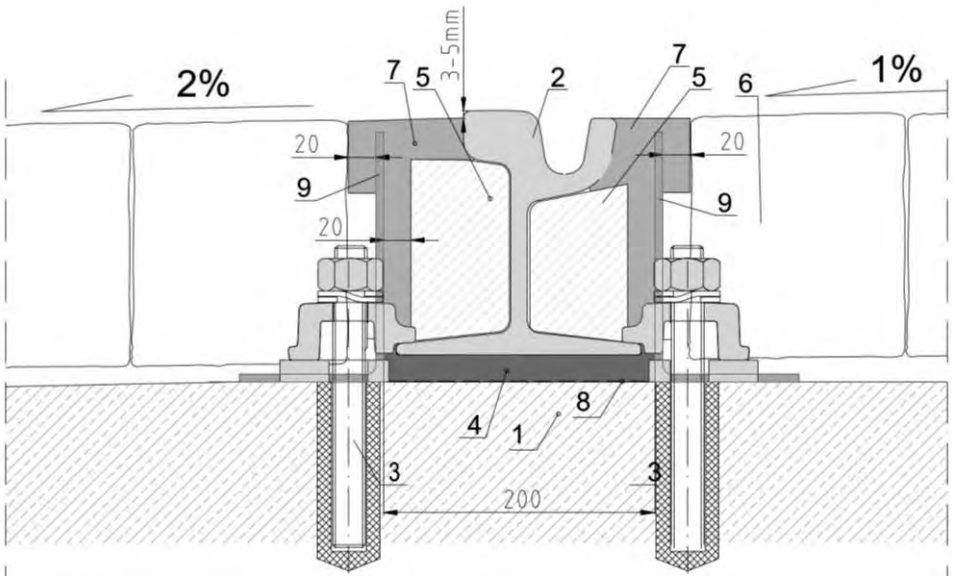
2. Proponowane rozwiązania

Z uwagi na problem związany z koniecznością zachowania historycznego wyglądu ścisłego centrum Wrocławia zarządca torowisk tramwajowych we Wrocławiu zaproponował nietypowe rozwiązanie, które zostało zrealizowane dla następujących inwestycji:

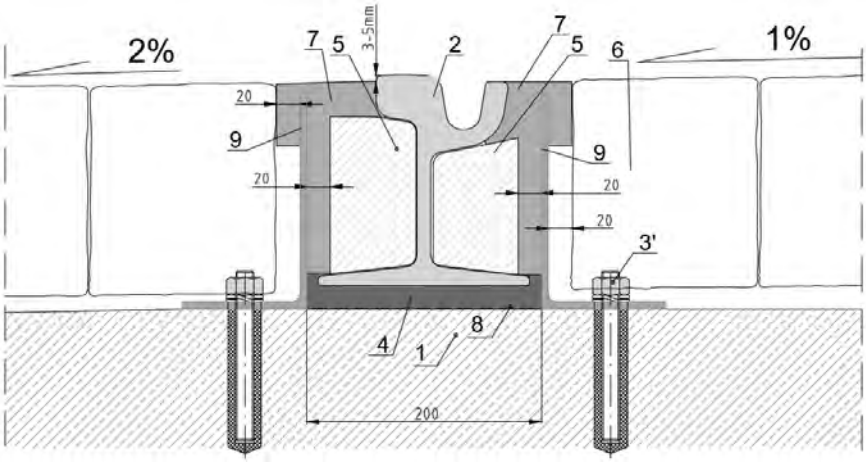
– Wykonanie robót budowlanych dla Zadania: Wymiana rozjazdów w węźle Most Zwierzyniecki – ul. Mickiewicza wraz z prawem opcji.
– Modernizacja torowiska na placu T. Kościuszki wraz z torowiskiem do ul. J. Piłsudskiego i rozjazdem w ul. Świdnickiej.
– Wykonanie robót budowlanych dla Zadania: Wymiana rozjazdu na skrzyżowaniu ul. Pomorskiej i Dubois – rozjazd w ul. Pomorskiej.
– Wymiana rozjazdu na skrzyżowaniu ul. Pomorskiej i Dubois – rozjazd od ul. Kurkowej wraz z łukami we Wrocławiu [4].

We wszystkich przypadkach zdecydowano się pozostawić zabudowę torowiska w istniejącej technologii tj. z nawierzchnią z kostki kamiennej. Zaprojektowano standardową konstrukcję z szyn 60R2 na podlewie ciągłym na bazie żywicy poliuretanowej o min grubości 2 cm, z przytwierdzeniem do podbudowy betonowej kotwami stalowymi ϕ22mm o długości 220 mm wklejanymi na głębokość 120 mm w wywiercone w podbudowie betonowej otwory ϕ 24–30 mm co 1,5 m na prostej i co 0,75m na łukach z typowymi łapkami, np.ŁP3 nakrętkami torowymi ϕ22 mm.

W celu zastabilizowania kostki zastosowano stalowy kątownika zimnogiętego o wymiarach 190×100×6 mm o długości min. 2,0 m (rys. 2) [4]. Kątownik zabezpieczony antykorozyjnie po przytwierdzeniu do podbudowy łączony jest poprzez spawanie. W miejscach kolizji z kotwą szyny w kątowniku wycinany jest otwór (rys. 3).



Rys. 2. Konstrukcja zamocowania kątownika, na czerwono zaznaczony kątownik. Oznaczenia pod rys. 3.



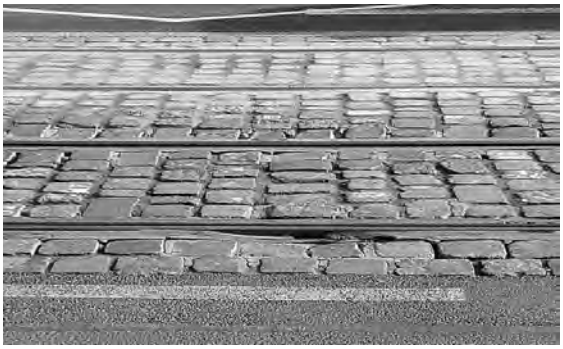
Oznaczenia:
Kotwienie na prostych co 2,0 m na łukach o R 150 m co 1,0 m,
Poprzeczki torowe – co 4,0 m,
Kotwienie kątownika co 1,0 m,
1 – Płyta betonowa C30/37 gr. 30 cm zbrojenie rozproszone z włókien polipropylenowych w ilości 1,5 kg/m^3
2 – Szyna tramwajowa 60R2
3 – Śruba kotwiąca szyny ϕ 22 mm, l min. 210 mm, wklejana żywicą epoksydową w otwór ϕ24–30 mm wywiercony na gł. 95–120 mm w podbudowie betonowej, z pierścieniem sprężystym Z-2 Pds 25, łapką Łp3, podkładką stalową gr. 20mm i nakrętką M 22. Kotwić co 2,0 m.
3' – Śruba kotwiąca kątownik ϕ14 mm, l min. 140 mm, wklejana żywicą epoksydową w otwór ϕ16–18 mm wywiercony na gł. 95–120 mm w podbudowie betonowej, z pierścieniem sprężystym Z-2. Kotwić co 1.0 m.
4 – Podlew ciągły z żywic polimerowych chemoutwardzalnej gr.20mm i szer. 220mm. Stopka szyny zatopiona na gł. 10–15 mm.
5 – Wypełnienie komór szynowych – wklejane wkładki betonowe.
6 – Kostka granitowa gr. 18 cm na zaprawie gr. 2–3 cm szybkowiążącej nieskurczliwej spoinowanie zaprawą cementową, dylatowanie co 4,0 m w linii poprzeczek torowych.
7 – Przyszynowa masa zalewowa.
8 – Grunt na bazie żywic epoksydowych z posypką piaskiem kwarcowym.
9 – Kątownik 190×100×6 mm zimnogięty o dł. min. 2,0 m – zabezpieczony antykorozyjnie, poszczególne elementy kątownika, po przytwierdzeniu do podbudowy należy połączyć ze sobą poprzez spawanie ciągłe.

Rys. 3. Konstrukcja zamocowania szyny w miejscach kolizji z kotwą szyny.

Pomimo zastosowania powyższej metody na odcinkach obciążonych ruchem samochodowym wystąpiły odspojenia masy zalewowej od kątownika oraz zapadnięcia kostki kamiennej (rys. 4, 5) zaledwie rok pod oddaniu odcinka do użytkowania po zrealizowanej inwestycji w ciągu ul. Świdnickiej pomiędzy ul. Podwale a pl. Kościuszki.



Rys. 4. Torowisko obciążone ruchem kołowym, ubytki masy zalewowej, widoczny kątownik, ul. Świdnicka na odcinku od ul. Podwale do pl. Kościuszki, zdj. z 12.2023 r.



Rys. 5. Torowisko obciążone ruchem kołowym, zapadnięcia kostki kamiennej, ul. Świdnicka na odcinku od ul. Podwale do pl. Kościuszki, zdj. z 12.2023 r.

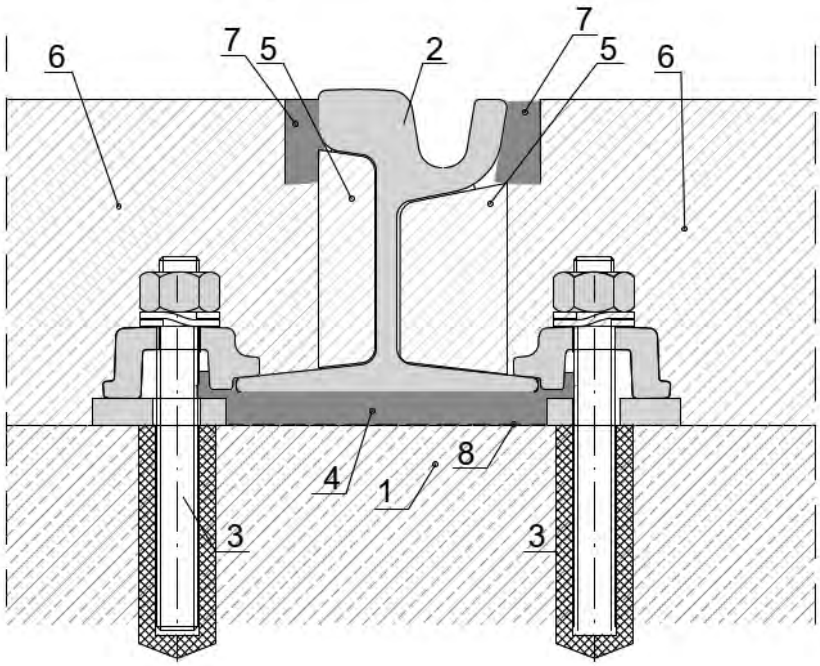
Na odcinkach wolnych od stałego obciążenia ruchem samochodowym (ewentualne „korytarze życia" dla karetek) stwierdzono brak zapadnięć oraz lepszą trwałość konstrukcji (rys. 6) w ciągu ul. Świdnickiej pomędzy pl. Kościuszki a ul. J. Piłsudskiego.



Rys. 6. Torowiska nieobciążone ruchem kołowym, niawierzchnia z kostki kamiennej, ul. Świdnicka na odcinku od pl. Kościuszki do ul. J.Piłsudskiego, zdj. z 12.2023 r.

Powyższy problem mógł być spowodowany niewłaściwym wypełnieniem spoin oraz brakiem zawibrowania spoinowania przez wykonawcę, co spowodowało oddzielenie spoin od kostek oraz wypłukanie zaprawy spoinującej. Dodatkowo wznowienie ruchu po kilku dniach od wykonania spoinowania spowodowało obciążenie zaprawy i spoin, które nie uzyskały jeszcze właściwych parametrów wytrzymałościowych.

Alternatywne rozwiązanie zaproponowane przez zarządcę torowisk tramwajowych we Wrocławiu, dla którego również uzyskano pozwolenie konserwatorskie obejmowało standardową konstrukcję z nawierzchnią betonową (rys. 7).



Kotwienie na prostych co 2,0 m, na łukach co 1,0 m.
Poprzeczki torowe płaskie dwuotworowe na prostej co 4,0 m, na łukach co 2,0 m.
1 – Istniejąca podbudowa betonowa
2 – szyna rowkowa tramwajowa typu 60R2
3 – Śruba kotwiąca ϕ22 mm, l min. 210 mm, wklejana żywicą epoksydową w otwór ϕ24–30 mm wywiercony na gł. 95–120 mm w podbudowie betonowej, z pierścieniem sprężystym Z-2 Pds 25, łapką Łp3, podkładką stalową gr. 20mm i nakrętką M 22
4 – Podlew ciągły z żywic polimerowych chemoutwardzalnej gr. 20 mm i szer. 220 mm. Stopka szyny zatopiona na gł. 10–15 mm
5 – Wypełnienie komór szynowych – wklejane wkładki elastyczne
6 – Konstrukcja nawierzchni torowiska tramwajowego wg. przekroju konstrukcyjnego
7 – Przyszynowa masa zalewowa
8 – Grunt na bazie żywic epoksydowych z posypką piaskiem kwarcowym
Rys. 7. Torowiska w rejonie zwrotnicy, niawierzchnia betonowa.

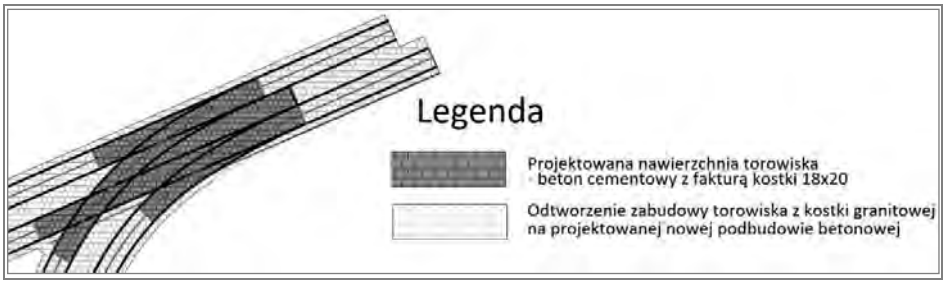
Różniło je jedynie wykończenie w postaci wykonanego odcisku przypominającego kostkę kamienną (rys. 8).

Rozwiązanie to zostało wykorzystane podczas realizacji następujących inwestycji:
– Wykonanie robót budowlanych dla Zadania: Wymiana rozjazdów w węźle Most Zwierzyniecki – ul. Mickiewicza wraz z prawem opcji.
– Wykonanie robót budowlanych dla Zadania: Wymiana rozjazdu na skrzyżowaniu ul. Pomorskiej i Dubois – rozjazd w ul. Pomorskiej.
– Wymiana rozjazdu na skrzyżowaniu ul. Pomorskiej i Dubois – rozjazd od ul. Kurkowej wraz z łukami we Wrocławiu,
– Wymiana rozjazdu na skrzyżowaniu ul. J. Piłsudskiego i ul. Stawowej – 1 rozjazd wraz z prawem opcji [4].



Rys. 8. Torowiska w rejonie zwrotnicy, niawierzchnia betonowa z odciskiem kostki kamiennej, rozjazd w ul. J.Piłsudskiego na krzyżowniu z ul. Stawową, zdj. z 12.2023 r.

Nawierzchnia betonowa z odciskiem kostki została przewidziana wyłącznie na długości rozjazdu z uwagi na trudności w układaniu kostki kamiennej na tym zakresie (rys. 9).



Rys. 9. Zakres nawierzchni betonowej z odciskiem kostki kamiennej w rejonie rozjazdu

Wykonawcy realizujący zadania remontowe mogli dzięki temu precyzyjniej wypełnić przestrzenie w trudno dostępnych miejscach – przy zwrotnicy oraz przy kątach ostrych krzyżownic (rys. 10).



Rys. 10. Widoczny zakres nawierzchni betonowej z odciskiem kostki kamiennej w rejonie rozjazdu, rozjazd w ul. S.Dubois (od ul. Kurkowej), zdj. z 11.2022 r.

Rozwiązanie to cechuje się lepszą trwałością oraz większą estetyką z uwagi na łatwość wykonania oraz lepszą współpracę na styku szyna-płyta betonowa. Nawierzchnia betonowa narażona jest wyłącznie początkowo na powstawanie ewentualnych rys skurczowych i pęknięć, które można wyeliminować poprzez właściwą pielęgnację betonu w okresie jego dojrzewania oraz wykonanie odpowiednich nacięć.

Nawierzchnia betonowa z odciskiem kostki cechuje jednak problematyczne naruszenie estetyki poprzez wyraźne odcięcie wizualne kostki kamiennej od jej imitacji. Jest to jednak jedyny zauważalny problem, który nie ma wpływu na eksploatację i zapewnia bezpieczeństwo podróżnych oraz ich komfort jazdy. Odcinki, na których zachowano ciągłość konstrukcji, cechują się lepszą estetyką (rys. 11).



Rys. 11. Nawierzchni betonowa z odciskiem kostki kamiennej, ul. A. Wajdy, zdj. z 11.2022 r.

3. Podsumowanie

Występujące uszkodzenia nawierzchni w obrębie torowisk tramwajowych powodują zwiększenie ryzyka wypadków zarówno z udziałem pojazdów jak i pieszych. Ze względu na politykę miasta ukierunkowaną na zachowanie historycznego wyglądu ścisłego centrum Wrocławia zarządca torowisk poszukuje alternatywnych rozwiązań. Podczas inwestycji realizowanych w latach 2022–2023 zastosowano nawierzchnię z kostką kamienną zastabilizowaną stalowym kątownikiem oraz alternatywną nawierzchnię betonową z odciskiem kostki kamiennej. Zaproponowany kątownik nie spełnił założonej funkcji. Obciążenie ruchem samochodowym spowodowało liczne przesunięcia kostki kamiennej i ubytki na styku szyna-kostka nawet na odcinku prostym. W przypadku nawierzchni betonowej z odciskiem kostki kamiennej nie zauważono ubytków i uszkodzeń. Wydaje się zatem, że rozwiązanie betonowe z odciskiem kostki jest zdecydowanie lepszym wyborem i powinno być projektowane na całym remontowanym odcinku, tak aby wizualnie ujednolicić wykonywaną nawierzchnię.

Literatura

1. Spuziak W., Wybrane nawierzchnie drogowe dawnego Wrocławia, Drogownictwo, Warszawa 2010, nr 11, s.383–389.
2. Makuch J., Problemy na styku podtorzy torów tramwajowych i konstrukcji jezdni drogowych. Przegląd Komunikacyjny. 2018, R. 73, nr 10, s. 14–18.
3. Sybilski D., Krzemiński J., Maliszewski M. Innowacyjna nawierzchnia z kostki kamiennej na Krakowskim Przedmieściu w Warszawie. Drogownictwo, Warszawa 2010, nr 3, s. 80–86.
4. https://mpk-wroclaw.logintrade.net/

Unusual tram surfaces constructed taking into account conservation recommendations in Wroclaw

Key words: surface, tram track, stone cubes, concrete surface, stone cube print

Awaryjna naprawa przegubu gerberowskiego w moście płytowym

ANDRZEJ ŚLIWKA*, MIROSŁAW WIECZOREK
Politechnika Śląska

Streszczenie: Przedstawiono przypadek uszkodzenia przegubu gerberowskiego w obiekcie mostowym płytowym. W wyniku braku szczelności dylatacji bitumicznych w miejscu przegubów doszło do korozji blach łożyskowych oraz zbrojenia wspornika. Na skutek dużych promieni gięcia oraz przemieszczenia blach dolnych łożysk, których kotwienie zostało zniszczone w wyniku korozji, górne naroże wspornika przegubu gerberowskiego było mocno obciążone. Połączenie korozji zbrojenia wspornika oraz obciążenia naroża doprowadziło do zarysowania oraz odspojenia betonu wspornika przegubu. W celu ograniczenia kosztów oraz utrudnień w ruchu zaproponowano przeprowadzenie naprawy od dołu – rozbiórkę betonu i dolnych blach łożysk przegubu oraz odtworzenie tych elementów z zastosowaniem dodatkowego zbrojenia w celu zabezpieczenia naroża przegubu przed odspojeniem. Na czas realizacji prac konieczne było wykonanie tymczasowego podparcia ustroju nośnego.

Słowa kluczowe: krótki wspornik, most, naprawa, przegub gerberowski, żelbet

1. Wstęp

We wcześniejszej praktyce projektowej często stosowano układ gerberowski. Zastosowanie tego układu miało pozwolić na osiągnięcie większej rozpiętości przęseł przy jednoczesnym wyeliminowaniu dodatkowych sił wewnętrznych pojawiających się w układach statycznie niewyznaczalnych na skutek wpływów termicznych, reologicznych bądź nierównomiernego osiadania.

Rozwiązanie, korzystne z punktu widzenia statyki, okazało się niekorzystne ze względu na trwałość konstrukcji [7, 8]. Kłopoty z zapewnieniem szczelności dylatacji w miejscach przegubów skutkowały zamakaniem i gromadzeniem się zanieczyszczeń w przegubach. Prowadziło to do uszkodzeń korozyjnych łożysk i krótkich wsporników przegubów [7, 8]. Małe przestrzenie w przegubach znacznie utrudniały wykonywanie prac utrzymaniowych bądź bieżących remontów [7]. Utrudnienia te szczególnie są widoczne w wypadku ustrojów nośnych płytowych.

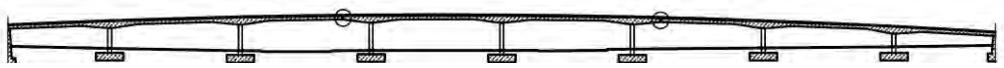
W opracowaniu przedstawiono przypadek stanu awaryjnego przegubu gerberowskiego mostu płytowego. W wyniku korozji stali i uszkodzenia krawędzi wspornika doszło do wysunięcia się części blach łożyska liniowego. Spowodowało to nierównomierne oparcie (brak ciągłości podparcia) mogące doprowadzić do miejscowego przeciążenia. Skutkiem tego mogłyby być większe uszkodzenia powodujące koniecznością wyłączenia obiektu z użytkowania. W celu uniknięcia tego konieczne było przystąpienie do napraw natychmiast –

*Autor do korespondencji: *andrzej.sliwka@polsl.pl*

w trybie awaryjnym. Przedstawiono również przyjęty sposób naprawy uwzględniający minimalizację kosztów i utrudnień w ruchu na obiekcie.

2. Charakterystyka obiektu i przegubów

Przęsła ośmioprzęsłowego obiektu były wykonane z prefabrykowanych belek typu „Gromnik" [1] opartych przegubowo na krótkich wspornikach ukształtowanych po bokach płytowego oczepu dwusłupowych filarów oraz na masywnych betonowych przyczółkach. W ramach przebudowy część przegubów została uciąglona (rys. 1), a obiekt został przystosowany do klasy B obciążenia wg [5].



Rys. 1. Schemat obiektu (kółkiem zaznaczono istniejące przeguby).

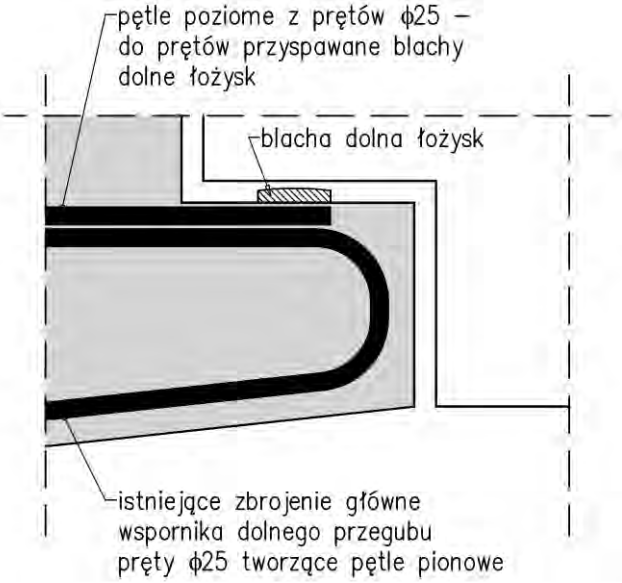
Pierwotnie ośmioprzęsłowy obiekt o długości całkowitej ustroju nośnego 158,29 m miał szerokość 11,20 m. Podpory pośrednie obiektu dwusłupowe o przekroju prostokątnym były zwieńczone oczepem wspornikowo wysuniętym w kierunku przęseł, w którym ukształtowano wsporniki do połączenia przegubowego z przęsłami zawieszonymi, wykonanymi z prefabrykowanych belek typu „Gromnik". Przęsła oparto tradycyjnie na przyczółkach betonowych masywnych. W 1996 roku została wykonana przebudowa obiektu. W wyniku przebudowy zlikwidowano część przegubów tworząc układ trzech ram połączonych ze sobą w dwóch przegubach oraz zwiększono szerokość obiektu do 11,42 m. W wyniku zmiany schematu statycznego uzyskano trójprzęsłowe skrajne ramy, których skrajne przęsła są oparte na przyczółkach oraz w przegubie, natomiast środkowa rama jest dwuprzęsłowa ze wspornikami, na których opierają się skrajne przęsła ram skrajnych. Ponadto w czasie przebudowy wykonano płytę zespalającą.

Wsporniki dolne przegubów ukształtowano w oczepie filarów poprzez skokowe zmniejszenie grubości oczepu. Wysokość wspornika wynosi 30 cm, wysięg 32 cm (rys. 2). Wspornik jest zbrojony prętami żebrowanymi klasy A-II średnicy 25 mm. W części skrajnej stwierdzono 7 prętów na metr, w części pod jezdnią 11 prętów na metr. Pręty zostały ukształtowane w postaci pętli pionowych. Kształt pętli oraz ich rozmieszczenie jest nieregularne, co powoduje dużą zmienność otuliny. Na wsporniku umieszczone są blachy dolne łożysk liniowych stycznych o grubości 2 cm i szerokości 10 cm. Blachy dolne wykonane są odcinkami o długości 1 m. Prawdopodobnie każda blacha jest przyspawana do dwóch pętli poziomych wykonanych również z prętów żebrowanych klasy A-II średnicy 25 mm. Dodatkowo stwierdzono zbrojenie poprzeczne wspornika w postaci strzemion ze stali gładkiej średnicy 8 mm w ilości ok. 4 szt. na metr długości wspornika. Stwierdzono, że w czasie przebudowy nie dokonano modyfikacji dolnych wsporników przegubu.

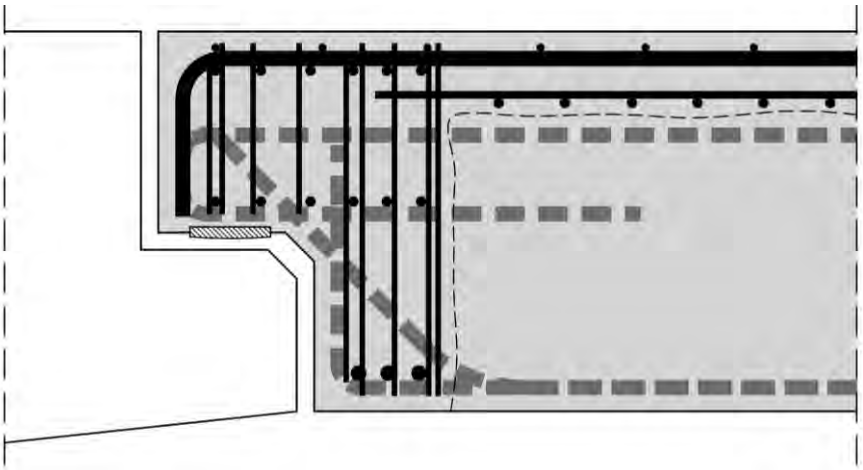
Wspornik górny przegubu został ukształtowany w czasie przebudowy na nowo (rys. 3). Końce belek „Gromnik" zostały rozkute i ukształtowano nowy wspornik górny przegubu z wykorzystaniem istniejącego zbrojenia oraz dodatkowego zbrojenia w postaci prętów prostych wchodzących w wspornik przegubu oraz strzemion. Górny wspornik przegubu ma wysięg 30 cm i wysokość zmienną, ze względu na ukształtowanie spadków płyty, wynoszącą minimum 40 cm. W górnym wsporniku zostały zabetonowane blachy górne łożyska liniowego o grubości 2 cm i szerokości 15 cm. Blachy mocowane są w betonie za pomocą prętów średnicy 8 mm spawanych do blach (wąsów).

W przegubach ukształtowano szczelinę dylatacyjną szerokości 4 cm. W czasie inwentaryzacji stwierdzono, że szczelina ma szerokość 3 cm przy temperaturze ok. 20ºC.

Nie stwierdzono w przegubach zamknięcia szczeliny dylatacyjnej. Szczeliny dylatacyjne nad przegubami zostały przekryte dylatacjami bitumicznymi typu TARCO szerokości 75 cm.



Rys. 2. Schemat zbrojenia głównego wspornika dolnego przegubu gerberowskiego.



Rys. 3. Schemat zbrojenia głównego wspornika górnego przegubu gerberowskiego (linia przerywana – zbrojenie pierwotne wspornika, linia ciągła – zbrojenie zastosowane w ramach przebudowy obiektu).

3. Stan techniczny przegubów

W przypadku pierwszego przegubu stwierdzono odspojenie otuliny od czoła wspornika dolnego na długości ok. 5,78 m od strony zewnętrznej estakady (rys. 4). Zauważono ubytki betonu sięgające do 14 cm od czoła wspornika. W wyniku odspojenia otuliny zostały odsłonięte pręty zbrojeniowe oraz doszło do wypadnięcia skrajnej blachy dolnej łożyska i wysuwania się pozostałych blach dolnych łożyska liniowego (rys. 4–8).



Rys. 4. Widok od spodu pierwszego przegubu – widoczne odspojenie otuliny, liczne rdzawe wykwity i zacieki; na belkach prefabrykowanych widoczne białe wykwity oraz rdzawe wykwity w rejonie sączka.



Rys. 5. Pierwszy przegub (zbliżenie) – widoczny brak otuliny, silna korozja blachy łożyska, brak dolnej blachy łożyska; na prętach zbrojeniowych widoczna powłoka ochronna wykonana po odpadnięciu otuliny, na powłoce widoczne ślady korozji.



Rys. 6. Pierwszy przegub (zbliżenie) – widoczny brak otuliny, silna korozja blachy łożyska, brak dolnej blachy łożyska; na prętach zbrojeniowych widoczna powłoka ochronna wykonana po odpadnięciu otuliny, na powłoce widoczne ślady korozji; widoczna blacha dolna łożyska jest krzywa – skutek wysuwania się.



Rys. 7. Pierwszy przegub (zbliżenie) – widoczna silna korozja blach i łuszczenie, wysuwanie się blach z przegubu.



Rys. 8. Pierwszy przegub (zbliżenie) – widoczna silna korozja blach i łuszczenie, wysuwanie się blach z przegubu – wysuwanie blachy zachodzi po wykonaniu zabezpieczenia powłokami.



Rys. 9. Widok od spodu drugiego przegubu – widoczne silne rdzawe wykwity i wyługowania oraz zacieki.

Na odsłoniętym zbrojeniu stwierdzono zaawansowaną korozję. Na blachach dolnych stwierdzono zaawansowaną korozję – widoczne łuszczenie się blach. Ponadto zaawansowaną korozję stwierdzono również na górnych blachach łożyska. W rejonie odspojenia widoczne były liczne rdzawe zacieki i wyługowania na powierzchni po odspojeniu otuliny. W wypadku

nieodspojonej otuliny wzdłuż przegubu zauważono liczne rdzawe i białe wykwity, wyługowania i zacieki. Na końcach przegubu widoczne były pęknięcia otuliny.

W wypadku drugiego przegubu zakres widocznych uszkodzeń był mniejszy. Nie stwierdzono odpadnięcia otuliny, jedynie lokalnie występujące drobne ubytki. Jednak wzdłuż przegubu zauważono liczne rdzawe i białe wykwity, wyługowania i zacieki (rys. 9) oraz występujące również rysy, co wskazuje na zaawansowaną korozję i odspajanie się otuliny betonowej.

W przypadku dylatacji bitumicznych nad przegubami stwierdzono ich deformację, odspojenia od nawierzchni, zanieczyszczenia i wegetację roślinną, a także nieszczelne bitumiczne przykrycia dylatacji. W wypadku dylatacji nad pierwszym przegubem doszło do opadnięcia końca przęsła po stronie zewnętrznej o ok. 1,5 cm na skutek odspojenia i wypadnięcia blachy (rys. 10).



Rys. 10. Widok przykrycia dylatacji pierwszego przegubu na skraju ustroju nośnego – widoczne opadnięcie ustroju nośnego spowodowane odpadnięciem otuliny i wysunięciem się blach.

Badania chemiczne stężenia chlorków w betonie przegubów wykazało znaczne przekroczenie dopuszczalnego stężenia na wszystkich przebadanych głębokościach – przy powierzchni zbrojenia stężenie przekraczało 2% m. cem. (tabl. 1). W przegubach zauważono, że istnieją warunki do korozji chlorkowej zbrojenia. Silne zanieczyszczenie betonu chlorkami było wynikiem braku szczelności bitumicznych przykryć dylatacji. Potwierdziły to badania betonu oczepu poza przegubami, które nie wykazały przekroczenia dopuszczalnych stężeń chlorków (tabl. 1). Na podstawie oceny wizualnej stwierdzono, że ubytki przekroju zbrojenia spowodowane korozją w chwili badania nie wpływały istotnie na nośność przegubów (rys. 5, 8). Wizualną ocenę potwierdzono pomiarami średnicy zbrojenia. Maksymalne stwierdzone zmniejszenie średnicy prętów było mniejsze od 1 mm. Średnia zmiana średnicy głównych prętów zbrojeniowych nie przekraczała 0,5 mm. Oszacowano, że pole powierzchni stali zbrojeniowej głównego zbrojenia wsporników w wyniku korozji zmniejszyło się maksymalnie o 5%.

Tablica 1. Wyniki badań zawartości chlorków w betonie.

Miejsce pomiaru	**Stężenie chlorków [% m. cem.] na głębokości**		
	0,0–0,5 cm	**1,0–3,0 cm**	**4,0–8,0 cm**
Wspornik dolny przegubu pierwszego	2,58	2,09	0,64
Wspornik dolny przegubu pierwszego, rejon odspojenia otuliny	-	1,44	0
Oczep filara w rejonie słupa	< 0,02	< 0,02	< 0,02

Na podstawie badań sklerometrycznych [2, 3, 4] oszacowano klasę betonu przegubów na B25 (tabl. 2). Taką samą klasę betonu określono dla oczepów filarów i filarów na podstawie badań wykonanych na próbkach wycinanych z konstrukcji oraz metodą sklerometryczną w czasie przebudowy obiektu. Badania pull-off wykazały możliwość wykonania napraw powierzchniowych (tabl. 3).

Tablica 2. Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną.

Miejsce pomiaru	**Liczba odbicia**	**Współczynnik jednorodności [-]**	**Wskaźnik zmienności [%]**	**Wytrzymałość gwarantowana [MPa]**
Wspornik dolny przegubu pierwszego	56	0,852	9	44,2
Wspornik dolny przegubu drugiego	48	0,765	14	26,9

Tablica 3. Wyniki badań wytrzymałości betonu na rozciąganie metodą „pull-off" wspornika dolnego przegubu pierwszego.

Miejsce pomiaru	**Punkt pomiarowy**	**Maksymalna siła odrywająca [kN]**	**Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]**
Wspornik dolny przegubu pierwszego	1	4,0	1,60
	2	3,6	1,44
	3	3,9	1,56
	4	5,0	2,00
	5	5,3	2,12
	6	4,0	1,60
Wartość średnia wytrzymałości na rozciąganie [MPa]			1,72

4. Ocena nośności przegubów

Sprawdzono nośność na zginanie wsporników dolnych przegubów estakady. Do wyznaczenia reakcji z przęsła podpartego w przegubie obciążającej wspornik dolny przegubu w uproszczeniu posłużono się schematem belki wolnopodpartej. Obciążenie użytkowe taborem samochodowym przyjęto wg PN-85/S-10030 dla klasy B obciążenia [5] – taką samą, jaka została przyjęta przy przebudowie obiektu. Obliczenia wykonano dla części wspornika dolnego przegubu pod chodnikiem oraz pod jezdnią. Ekstremalne reakcje uzyskano dla części pod jezdnią.

Siłę, jaką musi przenieść zbrojenie wspornika bez poziomych strzemion (założono, że siły będą przenoszone jedynie przez pętle pionowe wykonane z prętów średnicy 25 mm ze stali klasy A-II) określono zgodnie z [6]:

$$Z = 1{,}1 \cdot V \cdot \frac{a}{0{,}85 \cdot h} + H \quad (1)$$

gdzie: a – odległość przyłożenia reakcji pionowej V od zamocowania wspornika, h – wysokość wspornika, H – siła pozioma.

Nośność wspornika sprawdzono na podstawie normy PN-91/S-10042 [10]. Ze względu na dobre warunki zakotwienia pętli przyjęto brak redukcji wytrzymałości obliczeniowej stali [9]. Maksymalne naprężenia w stali zbrojeniowej wyniosły:

$$\sigma = \frac{Z}{A} = 140\ MPa \ll R_a = 295\ MPa \quad (2)$$

gdzie: A – pole powierzchni zbrojenia.

Zatem dolny wspornik przegubu przenosi obciążenia klasy B z dużym zapasem dopuszczalnych naprężeń. Przeprowadzone obliczenia statyczno-wytrzymałościowe potwierdziły, że nośność wspornika dolnego przegubu jest wystarczająca, a uszkodzenia nie są spowodowane zbyt niską nośnością.

5. Określenie przyczyn powstania uszkodzeń przegubów

Na powstanie uszkodzeń przegubów miało wpływ kilka czynników. Jednym z czynników była nieszczelność bitumicznego przykrycia dylatacji. Woda przedostająca się przez dylatację do przegubów wraz z chlorkami z zimowego utrzymania drogi powodowała utratę właściwości ochronnych przez beton oraz sprzyjała rozwojowi procesów korozyjnych zbrojenia i blach łożyskowych. Korozja zbrojenia powodowała powstanie naprężeń w betonie i odspajanie otuliny. Na skutek korozji produkty korozyjne zwiększały tarcie w łożysku, co powodowało powstanie dodatkowych sił związanych ze zmianami temperatury oraz ruchem drogowym (siły hamowania i przyśpieszania), które musiały być przeniesione. Korozja spowodowała prawdopodobnie również zniszczenie spawów łączących dolne blachy łożyska z pętlami kotwiącymi. Powodowało to, na skutek zwiększonych oporów tarcia, wysuwanie się blach ze wspornika. Zanieczyszczenia i produkty korozji gromadzące się w szczelinie dylatacyjnej przyśpieszały ten proces. Przesunięcie się blachy w stronę krawędzi wspornika wpływało na zwiększone obciążenie naroża górnego wspornika, w którym nie ma zbrojenia ze względu na dużą średnicę prętów głównych i brak siatek zbrojeniowych. Powodowało to ścinanie naroża [6] i w konsekwencji przyśpieszało rozwój procesów korozyjnych (wnikanie szkodliwych czynników w głąb betonu przegubów, do stali zbrojeniowej poprzez powstające rysy). Obserwowane wysunięcie blach łożyska oraz ubytki betonu na krawędzi wspornika skutkowały nierównomiernym oparciem (brakiem ciągłości podparcia) mogącym powodować miejscowe przeciążenie.

Procesy te wzajemnie się intensyfikowały i ich połączenie przyśpieszało degradację wsporników dolnych przegubów, lecz również niezależnie mogły spowodować zaobserwowane uszkodzenia. O wzajemnym intensyfikowaniu uszkodzeń świadczy większy zakres uszkodzeń przegubu od strony zjazdowej estakady, w którym występowały większe siły hamowania – przy zjeździe z estakady obserwowano hamowanie pojazdów.

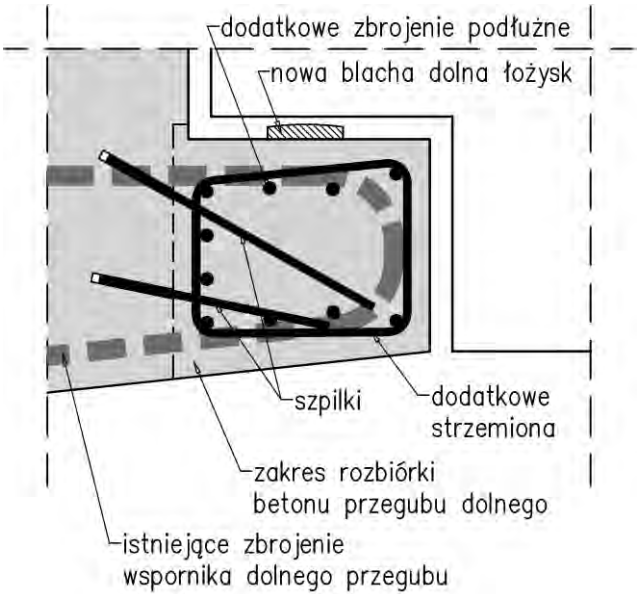
Ze względu na ryzyko wystąpienia przeciążenia wspornika stan przegubu oceniono jako awaryjny. Przeciążenie mogło spowodować powstanie większych uszkodzeń i konieczność wyłączenia obiektu z użytkowania. W celu uniknięcia tego konieczne było przystąpienie do napraw natychmiast – w trybie awaryjnym.

6. Przyjęty sposób naprawy przegubów

Ze względu na stan techniczny przegubów konieczna była ich naprawa w trybie awaryjnym (natychmiastowa) – przesunięcie w czasie naprawy mogłoby doprowadzić do powstania większych uszkodzeń i konieczności zamknięcia obiektu. W celu minimalizacji kosztów i wyłączeń z ruchu obiektu założono, że naprawa dolnych przegubów zostanie wykonana od dołu. Naprawa polegała na rozbiórce betonu dolnych wsporników przegubów, oczyszczeniu powierzchni betonu, wykonaniu napraw powierzchniowych oraz odtworzeniu dolnych wsporników przegubów. Założono pozostawienie blach górnych łożysk liniowych stalowych stycznych. Blachy zostały oczyszczone metodą strumieniowo – ścierną. Ze względu na zaawansowaną korozję w celu zmniejszenia oporów tarcia przewidziano, w wypadku konieczności, dospawanie do nich po oczyszczeniu blachy grubości 3 mm i pokrycie smarem

grafitowym. W przypadku blachy dolnej przewidziano wymianę wszystkich blach z zakotwieniem w odtwarzanym wsporniku. Przyjęto wykonanie dolnych blach łożysk ze stali 18G2A.

Po zamontowaniu blach dolnych łożysk przewidziano montaż dodatkowego zbrojenia wspornika, pełniącego rolę zbrojenia przypowierzchniowego oraz zabetonowanie rozebrany wspornik (rys. 11). Na styku nowego i starego betonu przewidziano montaż szpilek, mocowanych w otworach w starym betonie na żywicach, w celu poprawy pracy styku i zmniejszenia efektu skurczu. Zbrojenie przyjęto ze stali B500SP. Przed betonowaniem wspornika powierzchnię styku starego betonu z nowym należało pokryć środkami poprawiającymi przyczepność. Założono podawanie betonu z boku lub poprzez szczelinę dylatacyjną. Przyjęto beton wspornika klasy B45. Ze względu na przyjęty sposób podawania betonu oraz zbrojenie i trudny dostęp do betonowanego elementu przyjęto beton samozagęszczalny drobnoziarnisty. Zalecono zastosowanie betonu bezskurczowego w celu ograniczenia możliwości powstania rysy na styku starego i nowego betonu, która przy możliwym rozszczepnieniu dylatacji mogłaby ograniczyć trwałość naprawy. Dodatkowo w celu ograniczenia możliwości powstania ognisk korozyjnych na styku betonów przyjęto zastosowanie organicznych inhibitorów korozji dodawanych do mieszanki betonowej. Po zabetonowaniu wspornika na pozostałych powierzchniach betonowych należało wykonać naprawy powierzchniowe zaprawami typu PCC bezskurczowymi dostosowanymi do elementów obciążonych dynamicznie. Następnie powierzchnie betonowe w rejonie napraw należało poddać hydrofobizacji i pokryć powłokami malarskimi w celu poprawy trwałości wykonanych robót.



Rys. 11. Schemat dozbrojenia wspornika.

Konieczna okazała się również wymiana bitumicznych przykryć dylatacji na przegubach z jednoczesną naprawą izolacji w rejonie dylatacji i wykonaniem nowych warstw asfaltowych.

Na czas prowadzenia robót konieczne było wykonania tymczasowego podparcia. Przewidziano możliwość prowadzenia prac pod ruchem przy ograniczeniu prędkości do 20 km/h. Założono, że ruch na obiekcie będzie odbywał się jednym pasem w celu jednoczesnej naprawy przegubów oraz wymiany bitumicznej dylatacji. Najpierw zaplanowano wykonanie naprawy pod jezdnią zewnętrzną, natomiast w drugim etapie pod jezdnią wewnętrzną.

Literatura

1. Typowe mosty drogowe. Przęsła prefabrykowane żelbetowe typu „Gromnik". Warszawa 1971.
2. Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, ITB, Warszawa 1969.
3. Ratajczak G.: Zależność między klasą betonu a jego marką, Drogownictwo 7/83, 1983.
4. PN-74/B-06262 Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu za pomocą młotka Schmidta typu N.
5. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
6. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe, PWN, Warszawa 1998.
7. Madaj A., Mossor K., Siekierski W.: Mosty z przęsłami przegubowymi – trwałość i warunki użytkowania na przykładzie wybranych obiektów. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, 24/2017, Poznań 2017 r., s. 187–203.
8. Chróścielewski J., Malinowski M., Miśkiewicz M., Sitarski A.: Naprawa przegubów estakady Kwiatkowskiego w Gdyni. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, 8/2010, Poznań 2010 r., s. 59–72.
9. Wilczyński T.: Zbrojenie krótkich wsporników. XIII seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów", Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, Poznań 2003 r., s. 272–276.
10. PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

Emergency repair of the gerber joint in a slab bridge

Keywords: short cantilever, bridge, repair, Gerber joint, reinforced concrete

Wpływ obciążenia pojazdów na awarię nawierzchni placu składowania kontenerów

SZYMON WĘGLIŃSKI*
Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej

Streszczenie: Dla poprawnego funkcjonowania transportu istotą rolę odgrywają terminale intermodalne, które zapewniają możliwość manipulacji jednostkami transportowymi. Do najpopularniejszych należą terminale drogowo-kolejowe. Ważnym jest, aby infrastruktura techniczna placu była niezawodna. Z uwagi na znaczne obciążenia występujące przy przenoszeniu kontenerów np. z wagonu na samochody lub miejsca składowania niezbędnym jest, aby nawierzchnia placu posiadała odpowiednią konstrukcję, zapewniającą bezpieczeństwo ruchu i składowania. W pracy wskazano przykład uszkodzeń nawierzchni spowodowanych niewłaściwą konstrukcją, która nie była dostosowana do obciążeń pojazdów poruszających się po terminalu. Wskazano obciążenia, które są znacznie większe niż zwykłe obciążenia od kół pojazdów ciężarowych.

Słowa kluczowe: awaria nawierzchni, podłoże gruntowe, grunt stabilizowany cementem, terminal kontenerowy, obciążenie nawierzchni, obciążenie ponadgabarytowe, reachstacker

1. Wprowadzenie

Obiekty infrastruktury są niezbędne w strukturze transportu międzynarodowego. Do podstawowych zaliczają się terminale intermodalne, które pełnią funkcje miejsc manipulacji pomiędzy różnymi gałęziami transportowymi jak i zapewniają tymczasowe składowanie jednostek ładunkowych. Do najpopularniejszych należą terminale drogowe kolejowo-kołowe nazywane również szynowo- drogowymi.

Place składowe dla kontenerów powinny mieć powierzchnię równą, płaską i z minimalnymi spadkami pozwalającymi jedynie na odprowadzenie wód opadowych. Nawierzchnie winny cechować się odpowiednią konstrukcją, dostosowaną do wysokich obciążeń osi pojazdów ciężarowych jak i specjalistycznych wózków do przewozu kontenerów (tzw. reachstackerów). Muszą być przystosowane do nacisku 120 kN w szczególnych przypadkach 150 kN od naroża jednostki ładunkowej oraz ok. 190–240 kN od kół wózków (uzależnione od wielkości i rodzaju kół). Kontenery na placach składowych można piętrzyć, a wysokość piętrzenia zależy od parametrów techniczno-eksploatacyjnych oraz stosowanego sprzętu ładunkowego [2].

Charakterystykę terminali kolejowo-kołowego/szynowo-drogowych przedstawiono w tablicy 1 [18].

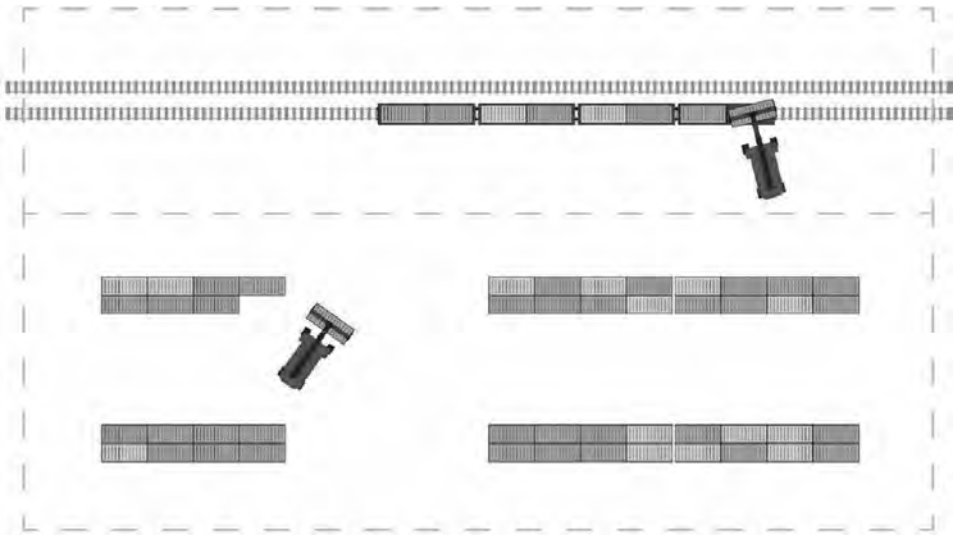
Małe terminale kolejowo-kołowe/szynowo-drogowe mają dostęp do infrastruktury liniowej transportu drogowego kołowego i kolejowego. Układ torowy powinien obejmować

*Autor do korespondencji: *szymon.weglinki@put.poznan.pl*

przynajmniej tory bocznicowe i tory ładunkowe. W zakresie drogowym terminal musi posiadać drogi dojazdowe, manewrowe i przynajmniej jeden parking wewnętrzny. Na terenie terminalu wydziela się otwarty obszar składowy oraz opcjonalnie niewielkie pole odstawcze na jednostki ładunkowe przygotowane do przeładunku. W większości przypadków małe obiekty nie posiadają na swoim wyposażeniu dużego sprzętu przeładunkowego (suwnic bramowych) a jedynie urządzenia transportu bliskiego (reachstackery, wózki podnośnikowe) [18]. Schemat funkcjonowania małego terminala zilustrowano na rys. 1.

Tablica 1. Podział terminali kolejowo-kołowy/szynowo-drogowych

Kryterium	Mały	Średni	Duży
Zdolność przeładunkowa w ciągu roku	< 50 000 TEU	50 000–100 000 TEU	> 100 000 TEU
Powierzchnia	< 40 000 m^2	40 000–70 000 m^2	> 70 000 m^2
Wyposażenie	reach stackery, wozy podnośnikowe, pojedyncze suwnice	3–4 suwnice	>4 suwnice



Rys. 1. Schemat funkcjonowania terminala szynowo-drogowego typu małego, źródło: [61].

Podstawową jednostką ładunkową, standaryzowaną w międzynarodowym systemie logistycznym jest kontener. 1 TEU to jednostka ładowności odpowiadająca jednemu kontenerowi 20-stopowemu. W transporcie intermodalnym użytkowane są kontenery o standardowych rozmiarach [5]:

a) 20 stopowy – odpowiednik 1 TEU,
b) 30 stopowy – odpowiednik 1,5 TEU,
c) 40 stopowy – odpowiednik 2 TEU,
d) 45 stopowy i większe – odpowiednik 2,25 TEU

Masa własna pustego kontenera 20-stopowego to ok. 2 300 kg, kontener 40 stopowy waży ok. 3 900 kg. W pierwszym przypadku ładowność maksymalna to 21 700 kg przy objętości 33 m^3, a w drugim to odpowiednio: 26 500 t i 67,6 m^3 [11]. Maksymalna masa brutto kontenera jest standaryzowana przepisami ISO [6] i nie powinna być większa niż 30 480 kg.

Znaczne masy kontenerów przekładają się na odpowiednie wymiary i geometrię zarówno sprzętu manipulacyjnego jak i transportującego jednostki ładunkowe. W transporcie

drogowym, przepisy prawa polskiego [12] regulują maksymalną dopuszczalną masę całkowitą pojazdów członowych, które mogą przewozić 40-stopowy kontener ISO jako maksymalnie 44 tony wyłącznie dla trzyosiowego ciągnika siodłowego z trzyosiową naczepą. Warto zauważyć, że specjalistyczne wózki do przewozu kontenerów charakteryzują się wyższą masą własną i dopuszczalną masą manipulacyjną niż pojazdy członowe regulowane przepisami rozporządzenia.

Aby sprostać przeniesieniu obciążeń wywołanych przez ciężarówki z naczepami jak i wózki należy w odpowiedni sposób zaprojektować konstrukcje nawierzchni terminali. W przypadku zaniżonej nośności, nawierzchnie mogą ulec uszkodzeniu co spowoduje ograniczenie czynności transportowych, a może nawet doprowadzić do uszkodzenia ładunków i wysokich strat finansowych. Problem wymiarowania konstrukcji tych specjalistycznych nawierzchni oraz możliwości ich awarii został poruszony m. in. w literaturze [4, 6].

2. Opis obiektu badań

Badany obiekt zaliczyć można do małego terminala szynowo-drogowego. Dysponuje torem z możliwością rozładowania kontenerów na pojazdy samochodowe lub na miejsca składowania (piętrzone po max. 4 kontenery). Obiekt ma powierzchnie ok. 20 000 m^2. Jednostki ładunkowe są obsługiwane przez wózki (reachstakery, por. rys. 2).



Rys. 2. Pojazdy poruszające się po placu – reachstackery.

Istotnym jest fakt, iż podbudowa z gruntu i kruszywa związanego spoiwem hydraulicznym była projektowana jako nawierzchnia docelowa terminala. Zatem konstrukcja terminala była celowo zaprojektowana z przeznaczeniem do składowania i manipulacji jednostkami

transportowymi. Ma to duże znaczenie w ocenie stanu nawierzchni i powstałych uszkodzeń (por. rys. 3).



Rys. 3. Wybrane uszkodzenia a), b) placu manewrowego c) rejonu składowania kontenerów.

3. Prace badawcze

W ramach prac badawczych, na 20 stanowiskach wykonano pomiary nośności nawierzchni aparatem VSS, przewierty przez konstrukcję placu z zastosowaniem wiertnicy rdzeniowej do określenia rodzaju i grubości warstw konstrukcyjnych, sondowania dynamiczne DPL oraz małośrednicowe wiercenia świdrem ręcznym w celu oceny warunków gruntowo-wodnych podłoża. Rozpoznanie prowadzono do głębokości ok. 3,0 m poniżej poziomu niwelety. Prace polowe uzupełniono o badania laboratoryjne wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych z warstwy podbudowy konstrukcji. Okazało się, że konstrukcja placu składa się z dwóch warstw:

– Ścieralnej warstwy bitumicznej – o grubości od 6,2 do 10,0 cm, średnio: 7,87 cm,
– Podbudowy z gruntu i kruszywa związanego spoiwem hydraulicznym – o grubości od 16,0 do 47,0 cm, średnio 41,3 cm.

Konstrukcja nawierzchni charakteryzuje się nośnością, określoną ugięciem sprężystym ocenioną z zastosowaniem aparatu VSS (pomiar odpowiadający obciążeniu pod kołem równym 50 kN, jak dla standaryzowanej osi porównawczej 100 kN) Us = 0,52–0,91 mm oraz modułami odkształcenia pierwotnego: E_1 = 102,3–281,3 MPa i wtórnego E_2 = 187,5–450,0 MPa. W obliczeniach uwzględniono występowanie warstwy sztywnej w podbudowie.

Badana podbudowa uzyskała wytrzymałość na ściskanie w przedziale od 2,0 do 14,5 MPa, średnio 6,7 MPa co pozwala przyjąć klasę wytrzymałości na ściskanie odpowiadającą C5/6.

W podłożu gruntowym stwierdzono obecność gruntów nasypowych oraz rodzimych – próchnicznych, niespoistych i spoistych. Nasypy, zbudowane w przewadze z gruntów niespoistych w tym również kruszywa, lokalnie występują warstwy spoiste, zalegają do głębokości max. i znajdują się w stanie od zagęszczonego do bardzo zagęszczonego (Is = 0,97–1,00) lub w przypadku przewarstwień spoistych w stanie nie gorszym niż twardoplastyczny ($I_L \leq 0{,}05$). Poniżej warstw nasypowych zalegają rodzime grunty pochodzenia eluwialno-eolicznego i wodnolodowcowego i lodowcowego, wykształcone w postaci utworów niespoistych (litologicznie od piasków próchnicznych do pospółek), w stanie od średnio zagęszczonego do bardzo zagęszczonego (I_D = 0,58–0,81) oraz spoistych (litologicznie pyły, piaski gliniaste i gliny, w tym piaszczyste i pylaste), w stanie nie gorszym niż twardoplastyczny ($I_L \leq 0{,}10$).

4. Analiza powstałych uszkodzeń

Uszkodzenia placu terminala wymagają analizy nie tylko związanej z jego użytkowaniem ale należy również pochylić się nad przeszłością. Omawiana konstrukcja placu była zaprojektowana jako nawierzchnia docelowa terminala.

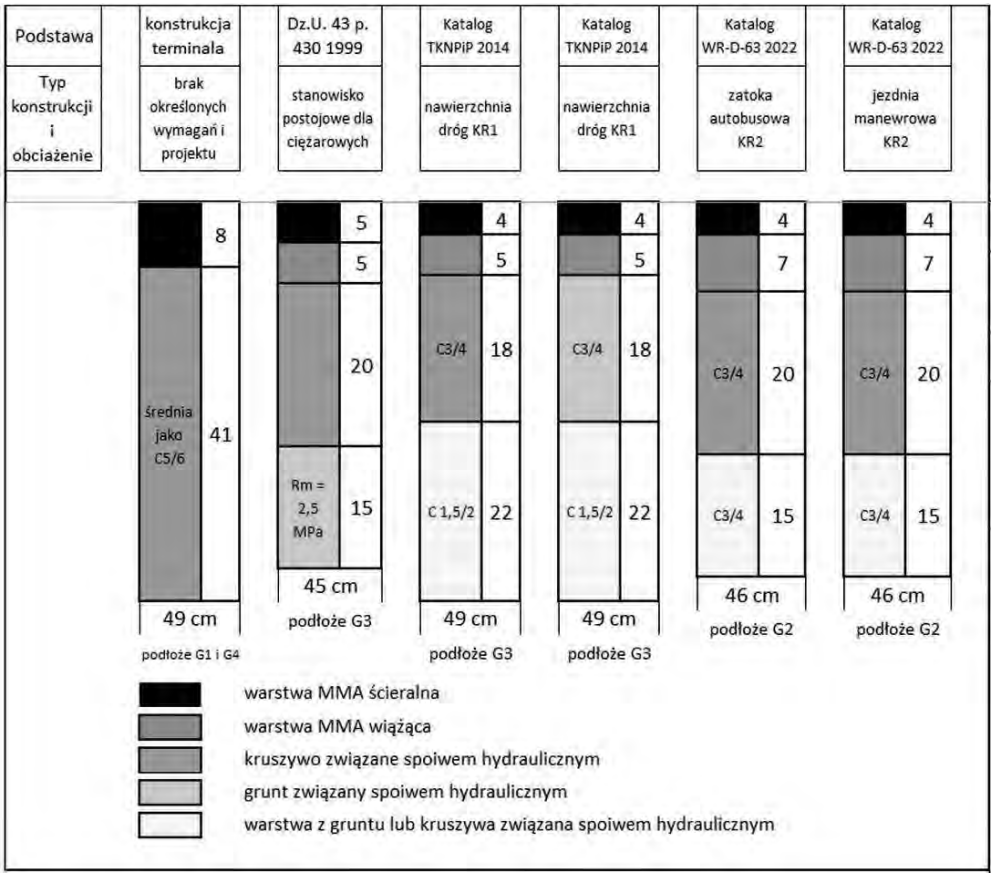
Projektowanie konstrukcji drogowych jest procesem złożonym, w którym należy uwzględnić różne czynniki. Reakcja nawierzchni jest wynikiem połączonego wpływu obciążenia, stanu środowiska, podłoża i właściwości materiałów nawierzchni. Odkształcenie ściskające w górnej części podłoża służy do przewidywania i kontrolowania trwałego odkształcenia konstrukcji w wyniku odkształcenia ścinającego w górnym podłożu. Ugięcie powierzchni jest wskaźnikiem wytrzymałości i sztywności całej konstrukcji nawierzchni, co można również powiązać z projektową żywotnością nawierzchni [15]. Szczegółowa ocena względnych destrukcyjnych skutków zmiennych obciążenia ruchem na nawierzchniach polega na identyfikacji ładunków w różnych konfiguracjach, aby określić ich potencjalny, szkodliwy wpływ na żywotność konstrukcji. Analizę wpływu obciążenia ruchem na konstrukcję ułatwia zastosowanie współczynników równoważności obciążenia *r*. Współczynniki te definiuje się jako liczbę przejazdów obciążenia standardowego, które są równoważne działaniu niszczącemu jednej rzeczywistej osi danego obciążenia [10]. Dla uproszczenia modeli obliczeniowych zakłada się, że obciążenie pojazdu jest definiowane jako statyczne lub ruchome, pojedyncze obciążenie, o stałej amplitudzie na wielowarstwowych układach sprężystych. Jednak w rzeczywistości konstrukcje podlegają ruchowi wielu osi, nawet w ramach jednego pojazdu. Dotychczasowe badania wykazały, że jednym z czynników wpływających na interakcję opony z nawierzchnią, a zatem wartość reakcji nawierzchni i ich rozkład, jest prędkość obciążenia ruchomego [14].

W celu symulacji dopuszczalnego obciążenia ruchem oraz określenia żywotności nawierzchni badanego terminala, przyjmując średnie grubości warstw uzyskane w ramach badań własnych oraz przywołując wcześniejsze rozporządzenie definiujące konstrukcje nawierzchni [13] (gdyż plac powstał przed 2010 r.) [12], a także przedstawiając poglądowo obecnie obowiązujące katalogi typowych konstrukcji [8, 9] obejmujący place manewrowe [8], można założyć, iż projektowane obciążenie ruchem wynosiło max. KR2 (por. rys. 4). Oczywiście, projektant placu nie musiał korzystać z obowiązującego ówcześnie prawa (rozporządzenia) aby dokonać wyboru rodzaju i grubości warstw. Podane przykłady mają tylko zobrazować obciążenia nawierzchni, które mogły być zastosowane w obliczeniach i ich wpływ na aktualny stan konstrukcji.

Liczba osi obliczeniowych definiująca odpowiednią kategorię obciążenia ruchem wraz z powstaniem nowych katalogów typowych konstrukcji nawierzchni w 2014 r. została przemianowana. Obecnie zamiast obowiązującej wcześniej osi standardowej 100 kN (10 t) obowiązują osie 115 kN (11,5 t) zgodnie z przepisami prawa europejskiego. W tablicy 2 zestawiono liczby osi wg Rozporządzenia [13] oraz katalogów [8, 9] wraz z aktualnymi przedziałami osi 115 kN [16].

Z wysokim prawdopodobieństwem można zatem przyjąć, że pierwotnie projektowany plac manewrowy był błędnie przewidziany dla obciążenia nie większego niż KR2 czyli 500 000 osi obliczeniowych 100 kN lub 290 000 osi 115 kN. Przyjmując poniższe założenia:

– Dla liczby 290 000 osi 115 kN w okresie projektowym 20 lat, dla ruchu ciężarówek z naczepami (zestawy 5 i 6 osiowe), dla współczynnika przeliczeniowego pojazdów jak dla pozostałych dróg tj. $r_{C+P} = 1,7$ [-] – liczba pojazdów wykorzystujących nośność konstrukcji wynosi 294 118 sztuk
– Dla terminala przeładunkowego o małej przepustowości do 50 000 TEU rocznie (przyjęto 35 000 TEU), przy przewozie kontenerów 40 stopowych (tj. 2 TEU), w okresie 20 lat dla obsługi ww. liczby kontenerów potrzebnych będzie 350 000 pojazdów członowych.



Rys. 4. Analiza konstrukcji nawierzchni oraz dopuszczalnego obciążenia ruchem

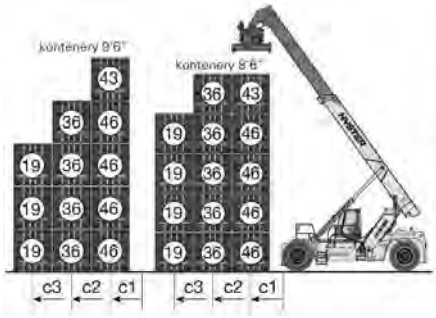
Tablica 2. Liczby osi obliczeniowych 100 kN i 115 kN w zależności od stosowanego dokumentu.

Kategoria obciążenia ruchem	**Liczba osi obliczeniowych w całym okresie projektowym**		
	Osie obliczeniowe 100 kN wg Rozporządzenia []	**Osie obliczeniowe 100 kN wg katalogu []**	**Osie obliczeniowe 115 kN wg katalogu []**
okres projektowy	**20 lat**	**20 lat***	**20 lat***
KR1	< 90 000	< 90 000	< 53 000
KR2	90 000 – 510 000	90 000 – 500 000	53 000 – 290 000
KR3	510 000 – 2 500 000	500 000 – 2 500 000	290 000 – 1 470 000
KR4	2 500 000 – 7 300 000	2 500 000 – 7 300 000	1 470 000 – 4 300 000
KR5	7 300 000 – 14 600 000	7 300 000 – 22 000 000	4 300 000 – 13 000 000
KR6	> 14 600 000	22 000 000 – 52 000 000	13 000 000 – 30 500 000
KR7	brak kategorii	> 52 000 000	> 30 500 000
* wyjątek stanowią autostrady i drogi ekspresowe – 30 lat			

Podane szacunkowe dane pokazują, że w przypadku poruszania się wyłącznie samochodów ciężarowych z przyczepami (oczywiście bez osi przeładowanych, które znacznie zaniżają żywotność nawierzchni [17]) nośność założona zostałaby wykorzystana po blisko 17 latach użytkowania (17 lat×17 500 kontenerów 40 stopowych = 297 500 przejazdów).

Decydującym o zniszczeniu placu jest to, że po konstrukcji nawierzchni nie poruszają się wyłącznie zestawy przywożące i wywożące kontenery z placu, ale zgodnie z przeznaczeniem placu wózki obsługujące procesy załadunku i rozładunku oraz składowania kontenerów. Przytoczone powyżej zestawy: pojazd ciężarowy z naczepą, zgodnie z rozporządzeniem [12], aby poruszać się po drogach publicznych, nie mogą przekraczać dopuszczalnej masy całkowitej przekraczającej 44 tony. Nacisk na pojedynczą oś nie może przekraczać 115 kN.

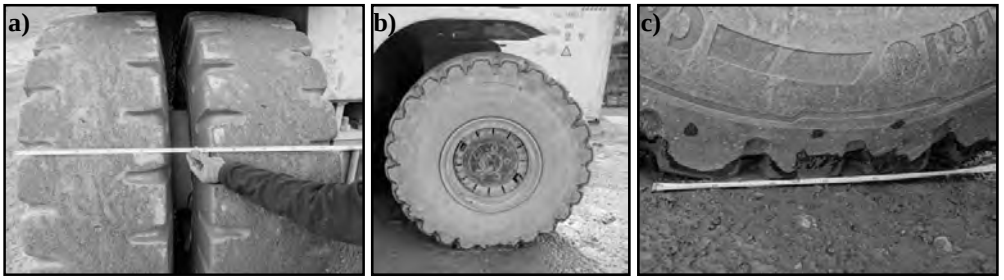
Po badanym placu poruszają się reachstackery, dla przykładowego z nich, wg danych producenta [19] maksymalne dopuszczalne ciężary na poszczególne osie wraz z możliwościami manipulacyjnymi, podano na rys. 5.



	[kg]	
masa pustego kontenera	3 750	
masa pełnego kontenera	32 500	
masa użytkowa	79 300	
masa użytkowa przy pracy z kontenerem pustym	83 050	
masa użytkowa przy pracy z kontenerem pełnym	111 800	
max. obciążenie na oś przednią / tylną przy pracy C1	103 200	22 100
max. obciążenie na oś przednią / tylną pracy C2	105 300	10 000
max. nacisk na oś przednią / tylną przy pracy C1 bez ładunku	36 500	42 800
max. nacisk na oś przednią / tylną przy pracy C2 bez ładunku	41 700	37 600

Rys. 5. Maksymalne obciążenia osi oraz zakres manipulacyjny reachstackera [5, 19].

Powierzchnia przekazywania obciążenia na nawierzchnię jest różna dla kół pojazdów ciężarowych, przyczep i reachstackerów. Dla wózka poruszającego się po badanym placu, geometria oraz styk z nawierzchnią zilustrowano na rys. 6 i 7.

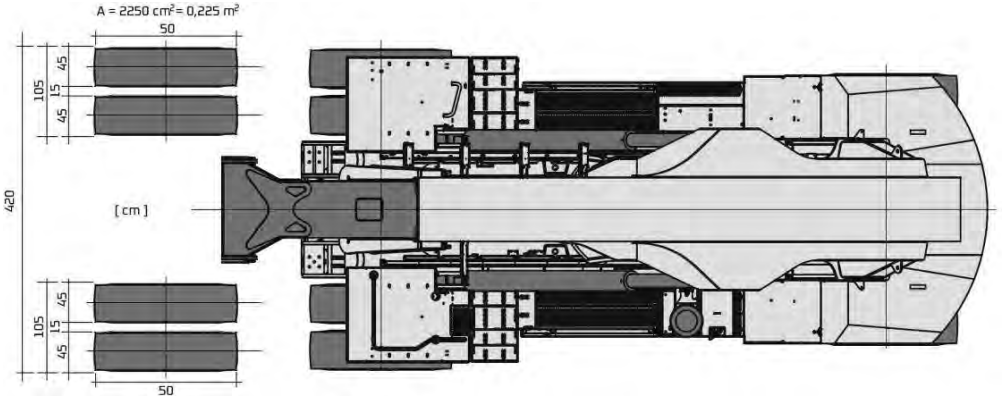


Rys. 6. Geometria opon i obszar styku z nawierzchnią: a) szerokość opon 0,45 m, b) wysokość opony 1,66 m, c) obszar styku.

Uwzględniając maksymalne obciążenie przypadające na pojedynczą oś – dla pojazdu ciężarowego z naczepą – 115 kN oraz dla reachstackera z kontenerem 40 stopowym przy pracy C2 wg rys. 6 – 1 053 kN naciski na konstrukcję nawierzchni zilustrowano na rys. 8.

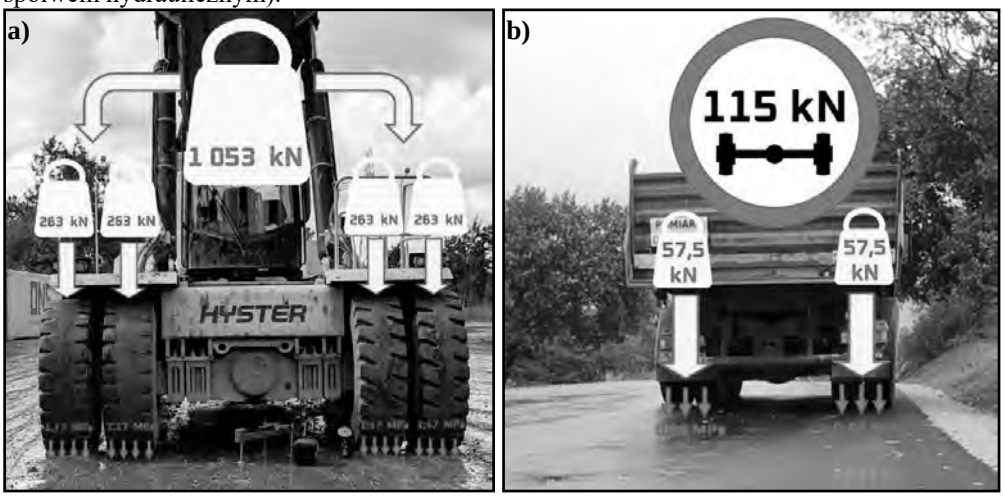
Analizując przedstawione rozważania dla pojedynczych osi, zgodnie z modelem uwarstwionej konstrukcji nawierzchni półsztywnej wg katalogu [9] zaproponowanej przez Judyckiego i innych [3], zilustrowanej na rys. 9, zamodelowano układy obciążeniowe (przedstawione na rys. 10), z wykorzystaniem narzędzia numerycznej analizy – AXIS VM wersja X7 z modułem SOIL, który umożliwia modelowania 3D podłoża gruntowego, pozwalając na odzwierciedlenie interakcji między podłożem a konstrukcją (deformację podłoża wpływają na statykę konstrukcji) i umożliwia odczyt odkształceń i naprężeń wybranym miejscu podłoża gruntowego [1]. Dane dla poszczególnych warstw określono na podstawie wykonanych badań terenowych oraz danych materiałowych udostępnionych

w katalogu typowych konstrukcji [9] i zestawiono w tablicy 3. Obliczenia wykonano dla II etapu pracy podbudowy związanej spoiwem hydraulicznym (warstwa spękana w dużych blokach). Wykres naprężeń głównych zilustrowano na rys. 11, 12, a odkształceń w płaszczyźnie pionowej na rys. 13, 14.



Rys. 7. Wymiary i rozstaw kół osi przedniej analizowanego reachstackera [19].

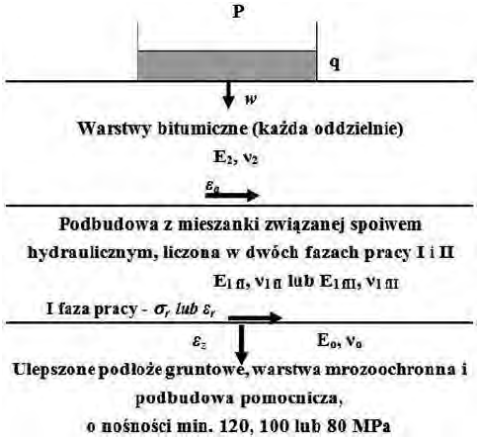
Zasięg naprężenia dla reachstackera wynosi ok. 0,85 m poniżej niwelety nawierzchni terminala, zaś w przypadku osi naczepy ok. 0,40 m. Oddziaływanie reachstackera sięga aż do połowy warstw nasypu (co potwierdza jego wysokie zagęszczenie do parametru ok. $Is = 1{,}00$), a dla osi pojazdu nie przekracza całkowitej konstrukcji (MMA + podbudowa związana spoiwem hydraulicznym).



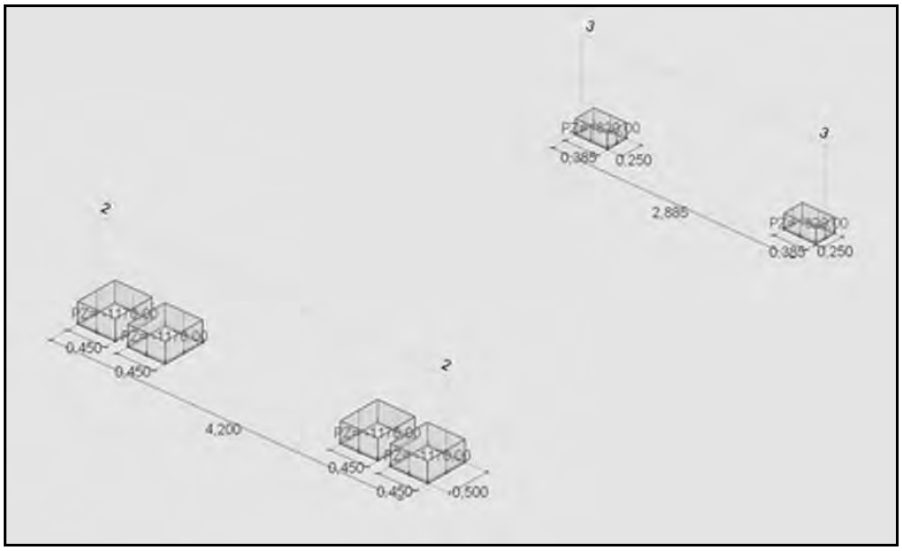
Rys. 8. Schemat obciążenia osi a) 1 053 kN b) 115 kN.

Największe wartości odkształceń (osiadań) występują w słabym gruncie spoistym. W przypadku reachstackera obciążenie jest przekazywane przez poszczególne warstwy, i pomimo kompensacji znacznych wartości naprężeń w ramach konstrukcji i wierzchnich warstwach podłoża (nasyp niespoisty), skutki oddziaływania w formie osiadań występują w niżej zalegających, bardzo ściśliwych gruntach spoistych, z uwagi na niską sztywność warstwy (moduł sprężystości). W przypadku oddziaływania samochodu ciężarowego z naczepą, bezpośrednie naprężenia nie dochodzą do warstw podłoża, tym bardziej

zalegającego dość nisko gruntu spoistego, dlatego osiadania dla danej warstwy są niewielkie, nawet pomimo niskiej nośności.



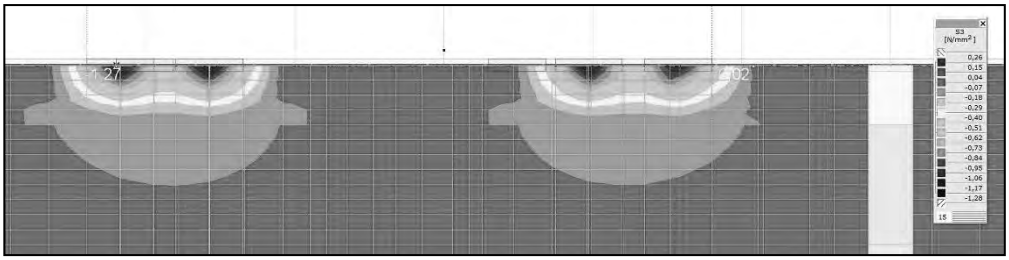
Rys. 9. Przyjęty model warstw konstrukcji nawierzchni, źródło: [3].



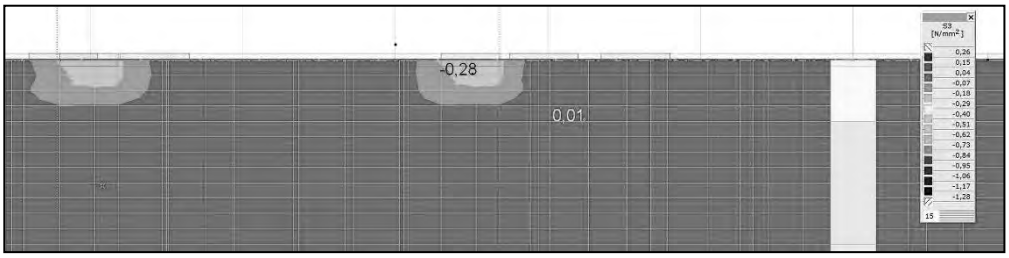
Rys. 10. Przyjęty model odwzorowany w narzędziu numerycznym.

Tablica 3. Dane charakterystyczne dla poszczególnych warstw konstrukcji i podłoża.

Warstwa	**parametry / cechy mechaniczne**		
	grubość [m]	**moduł sprężystosci E [MPa]**	**liczba Poissona v [-]**
MMA	0,08	7 000	0,30
podbudowa związana spoiwem hydraulicznym C5/6	0,41	2 500	0,30
nasyp z gruntu niespoistego	0,80	100	0,25
podłoże spoiste twardoplastyczne	0,80	20	0,29
podłoże niespoiste średnio zagęszczone	0,50	50	0,30



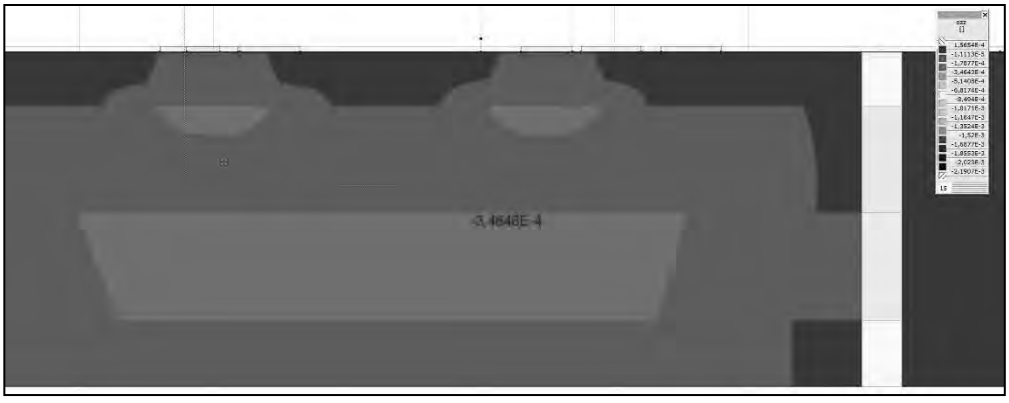
Rys. 11. Wykres naprężeń głównych dla reachstackera



Rys. 12. Wykres naprężeń głównych dla samochodu ciężarowego z naczepą



Rys. 13. Wykres odkształceń dla reachstackera



Rys. 14. Wykres odkształceń dla samochodu ciężarowego z naczepą

5. Podsumowanie

Konstrukcje terminali intermodalnych, z uwagi na ruch znacznej ilości pojazdów ciężarowych przywożących lub wywożących kontenery, winny być projektowane z uwzględnieniem charakteru obciążenia, rodzajem poruszających się pojazdów ciężarowych i specjalistycznych oraz ich częstotliwością przejazdów, z uwzględnieniem obciążeń użytkowych. Projektowanie nawierzchni terminali jako zwykłych konstrukcji drogowych – z uwagi na wartość i rozkład obciążeń – jest niewłaściwa i będzie przyczyną przedwczesnych awarii, które mogą skutkować uszkodzeniem ładunku, wysokimi kosztami związanymi z naprawą i ewentualnym zatrzymaniem pracy obiektu a nawet – w ekstremalnych przypadkach – możliwością utraty życia przez personel pracujący na terminalu.

Wyczerpanie nośności nawierzchni nie jest spowodowane wyłącznie poruszaniem się pojazdów ciężarowych lecz w głównej mierze z obsługą manipulacyjną kontenerów. Z uwagi na znaczne obciążenia przekazywane przez koła specjalistycznych pojazdów manipulacyjnych (reachstackerów) – kilkunastu krotnie wyższe obciążenie osi (115 kN dla pojazdów ciężarowych wobec 1 053 kN dla reachstackera), warto stosować warstwy sztywne, charakteryzujące się wyższą odpornością na odkształcenia od obciążenia kołami pojazdów niż w przypadku warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych.

Praktyka inżynierska autora oraz analiza wielu przypadków uszkodzeń konstrukcji, pozwala na zalecenie aby w przypadkach innych konstrukcji nawierzchni znacznie obciążonych, takich jak tartaki czy miejsca obróbki drewna, porty morskie czy place wysypisk odpadów komunalnych stosować indywidualne projektowanie konstrukcji z oceną planowanych obciążeń od specjalistycznych maszyn, z wykonaniem badań polowych w zakresie rozpoznania podłoża gruntowego (i ewentualnie istniejących konstrukcji) oraz zastosowaniem narzędzi numerycznych. Ponadto płyty terminali powinny być projektowane jak konstrukcje posadzek przemysłowych a nie zwykłych nawierzchni drogowych.

Literatura

1. AXIS VM SOIL – materiały producenta, http:// www.gammacad.pl [dostęp: 6-01-2024]
2. Jacyna M., Pyza D.: Rola intermodalnych terminali przeładunkowych w przewozach kolejowo-drogowych, Problemy Kolejnictwa, 169 (12) (2015), s. 15–27.
3. Judycki. J., Jaskuła P., Pszczoła M., Ryś D., Jaczewski M., Alenowicz J., Dołżycki B., Stienss M.: Nowy polski katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, Inżynieria Morska i Geotechnika, 5 (2014), s. 369–377.
4. Falkowski K., Kosior-Kazberuk M.: Doświadczenia z rozbudowy nawierzchni betonowej terminala kontenerowego w Wolnym Obszarze Celnym w Małaszewiczach k. Terespola, w: Deja J. (red.) Monografie technologii betonu, SPC, Kraków 2023.
5. Illustrated Glossary for Transport Statistics. Publications Office of the European Union, 4th edition, Luxembourg, 2010.
6. ISO 668-2023E Series 1 freight containers – Classification, dimensions and ratings.
7. Karaś S., Firlej S.: Przyczyny degradacji płyt betonowych nawierzchni terminala kontenerowego, XXV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie budowlane, Międzyzdroje, 24–27 maja 2011.
8. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni jezdni przeznaczonych do ruchu bardzo lekkiego oraz innych części dróg, WR-D-63, MI, Warszawa, 2022.
9. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, GDDKiA, Warszawa, 2014 r.
10. Pearson J. (red.): Vehicle Weights and Dimensions Study, Vol.9: Pavement Response to Heavy Vehicle Test Program: Part 2- Load Equivalncy Factors, Canroad Transportation Research Coroporation, Ottawa, 1986.
11. Piernikarski D.: Wozimy kontenery. Samochody specjalne, 4 (2018), s. 1–5.
12. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia, Dz.U.2016 p. 2022.

13. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U. 1999 p. 430.
14. Sarkar A.: Numerical comparison of flexible pavement dynamic response under different axles, International Journal of Pavement Engineering, 17 (5), (2016), s. 377–387, http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2014.993195.
15. Thinn T., Sawangsuriya A.: A comparison between pavement responses from the falling weight deflectometer and those from truck loading based on the layered elastic analysis, International Journal of GEOMATE, 24 (102), (2023), s. 58-66 https://doi.org/10.21660/2023.102.g12260.
16. Ustawa z dnia 18 grudnia 2020 r. o zmianie ustawy o drogach publicznych oraz niektórych innych ustaw Dz.U. 2021, p. 54.
17. Węgliński S.: Nieprawidłowości związane z przygotowaniem drewna do wywozu oraz jego transportem po drogach publicznych, w: Duda A., Flieger-Szymańska M. (red.): Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa, WPP, Poznań, 2020, pp. 201–222.
18. Wiśnicki B., Bonk D.: Raport. Analiza operacji terminalowych transportu kombinowanego Identyfikacja rozwiązań umożliwiających poprawę efektywności terminali w RMB, Bydgoszcz, 2020.
19. Wózki HYSTER reachstacker do transportu kontenerów, materiały producenta, http://www.hyster.com [dostęp: 2-01-2024].

Impact of vehicle load on the failure of container storage yard pavement

Key words: pavement failure, subgrade soil, cement-stabilized soil, container terminal, pavement loading, oversized load, reachstacker

Wpływ uciąglenia przęseł na awaryjny stan konstrukcji na przykładzie drogowej estakady miejskiej

ADAM WYSOKOWSKI[1*], JERZY HOWIS[2]
[1]Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa
[2]Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o. Żmigród

Streszczenie: Uciąglenie przęseł było do niedawna ważnym elementem w projektowaniu przy remontach i przebudowach istniejących konstrukcji mostowych, w tym głównie wieloprzęsłowych estakad drogowych. Proces ten polegał głównie na zwiększaniu odległości pomiędzy zdylatowanymi sekcjami konstrukcji, co przekładało się na zmniejszenie momentów przęsłowych oraz ograniczaniu liczby urządzeń dylatacyjnych na obiekcie mostowym. Pod koniec XX wieku, uciąglenie konstrukcji wieloprzęsłowych w wielu przypadkach stało się pewnego rodzaju „remedium" na zły stan techniczny tych obiektów, szczególnie na terenach zurbanizowanych. Jednakże wieloletnia eksploatacja tego typu obiektów wykazała pewne niedoskonałości tych rozwiązań w zakresie zjawisk reologicznych i skutków ich oddziaływania na zasadnicze elementy konstrukcyjne poprzez wprowadzenie do nich dodatkowych sił nieprzewidzianych pierwotnym projektem. Należy mieć świadomość, że w naszym kraju występują duże zmienności warunków klimatycznych w przeciągu roku, przy dużej liczbie „przejść przez zero". W tego względu tematyka poruszana w opracowaniu w kontekście eksploatacji obiektów mostowych nabiera szczególnego znaczenia.

Słowa kluczowe: wpływ uciąglenia konstrukcji, drogowe obiekty miejskie, uszkodzenia strukturalne

1. Wprowadzenie

Wieloprzęsłowe estakady i wiadukty zlokalizowane w dużych aglomeracjach miejskich stanowią często kluczowy element infrastruktury, umożliwiając płynny i niezakłócony przepływ ruchu drogowego. Jednakże, jak każda konstrukcja, wymagają one regularnej kontroli i konserwacji. W ocenie autora opracowania w aspekcie przeprowadzonych przeglądów obiektów mostowych, wpływ uciąglenia przęseł może być jednym z kluczowych czynników wpływających na ich stan, co wymaga szczególnej uwagi inżynierów i specjalistów ds. utrzymania obiektów infrastruktury komunikacyjnej.

Konstrukcja mostowa w warunkach miejskich jest stale poddawana działaniu niekorzystnych warunków otoczenia, związanych zarówno z oddziaływaniem środowiska (wahania temperatur, zmienna wilgotność, promieniowanie UV itp.), jak również z oddziaływaniami czynników chemicznych (np. obecność dwutlenku węgla, i innych zanieczyszczeń powietrza będących wynikiem użytkowania obiektów przemysłowych np. elektrociepłowni, lub jonów

*Autor do korespondencji: *awysokowski@infra-kom.eu*

chlorkowych w wyniku zimowego utrzymania dróg). Z tego względu efekty reologiczne w trakcie użytkowania, stanowią ważny czynnik mający wpływ na bezpieczeństwo w aspekcie strukturalnej i funkcjonalnej modernizacji użytkowanych obiektów mostowych. Identyfikacja tych czynników w zakresie jakościowym i ilościowym oraz określenie potrzeb i zakresu ewentualnych dodatkowych zmian projektowych z nich wynikających, zdaniem autorów ma wpływ na dalszą bezproblemową eksploatację tego typu obiektów.

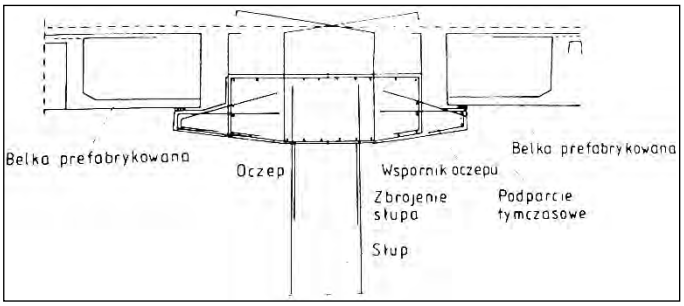
Kontrolowana zmiana układu statycznego konstrukcji mostowej poprzez uciąglanie konstrukcji wieloprzęsłowych wymaga prawidłowego oszacowania wpływu zjawisk reologicznych i wywołanych zmianami temperatury, co niestety nie zawsze miało miejsce. Konsekwencją tego niedoszacowania na etapie projektowym jest w większości przypadków zmiana w redystrybucji sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych w trakcie ich użytkowania [1, 2]. Może mieć to poważne konsekwencje dla samej konstrukcji w postaci powtarzających się awarii tych elementów, a także wpływa bezpośrednio na bezpieczeństwo użytkowników. W opracowaniu przedstawiono wybrany, praktyczny przypadek, ilustrujący opisywany problem techniczny w którym przedstawione zjawiska spowodowały nieodwracalne zmiany strukturalne obiektu mające wpływ na dalsze funkcjonowanie i eksploatację konstrukcji mostowej. Niestety z tego względu estakada musi być zastąpiona od podstaw wybudowanym, nowym obiektem.

2. Idea uciąglania konstrukcji mostowych w XX wieku w Polsce

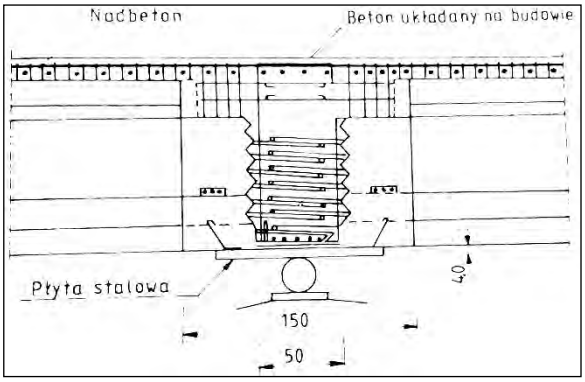
W przeszłości, głównie w latach 70 i 80-tych ubiegłego wieku w polskim mostownictwie, podejmowano próby ograniczenia momentów zginających w poszczególnych przęsłach mostów wieloprzęsłowych i tym samym eliminacji urządzeń dylatacyjnych poprzez zastosowanie techniki uciąglania. Uciąglanie to może odbywać się, jak wiemy, poprzez zastosowanie dodatkowych elementów tj. jedynie płyty uciągającej lub uciąglenia typu pełnego. Celem tej technologii było zmniejszenie naprężeń wywołanych momentami zginającymi w konstrukcji przęseł, zwiększenie nośności, a także redukcja oddziaływań dynamicznych i poprawa warunków użytkowania. Przykładem takiej próby w polskim mostownictwie jest zastosowanie uciąglania w niektórych mostach betonowych i o konstrukcji zespolonej, gdzie wykonywano dodatkowe płyty uciąglające. Były to głównie mosty wieloprzęsłowe o znacznej długości całkowitej, które miały dość ograniczoną nośność w projektowym układzie statycznym. W praktyce można wyróżnić dwa typy stosowanych uciągleń – pełne i pozorne [3]. Najlepszym z punktu widzenia statyki i efektywności rozwiązaniem jest uciąglenie pełne. Jednakże nie w każdym przypadku może być ono zastosowane, szczególnie gdy remont obiektu chcemy ograniczyć do niezbędnego minimum z uwagi na zamknięcie ruchu i koszty społeczne z tego wynikające [4]. W tych wypadkach z reguły stosowane było uciąglanie pozorne (tzw. „przez płytę"). Istnieje wiele różnych rozwiązań tego typu, które są stosowane w kraju. W celu ilustracji dotychczasowych rozwiązań konstrukcji uciągleń na rysunkach 1–4 przedstawiono wybrane schematy uciąglenia dla najczęściej stosowanych belek prefabrykowanych w krajowym mostownictwie.

Dodatkowo, wielokrotnie stosowano również uciąglanie poprzez sprężanie płyty pomostowej. Wymagało to jednak odpowiedniego przeprojektowania belek prefabrykowanych, oraz płyty pomostowej lub poprzecznic. Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono przykłady takich rozwiązań z zastosowaniem sprężania z wykorzystaniem kabli tzw. „kapeluszowych".

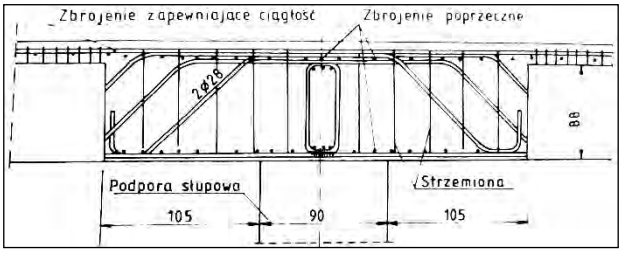
Przedstawione rozwiązania konstrukcyjne pełnego uciąglania obecnie znajdują zastosowanie głównie w obiektach nowoprojektowanych lub obiektach całkowicie przebudowywanych (konieczność pełnego demontażu belek) [4].



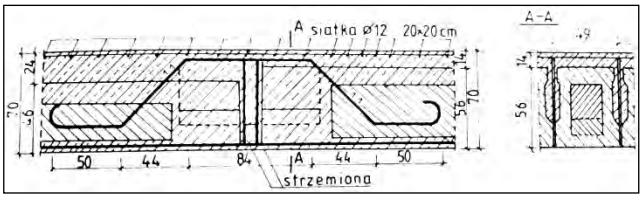
Rys.1. Przykład rozwiązania konstrukcyjnego uciąglenia przęseł z belek korytkowych typu BSKP [4].



Rys.2. Schemat rozwiązania konstrukcyjnego uciąglenia przęseł z belek typu Płońsk [5].

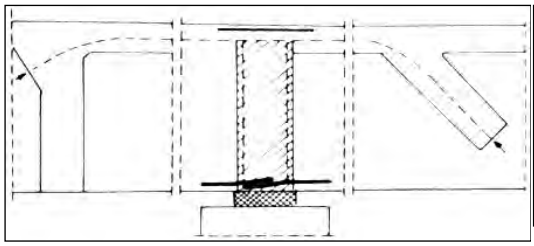


Rys.3. Przykład rozwiązania konstrukcyjnego uciąglenia przęseł z belek typu **Wągrowiec [5]**.

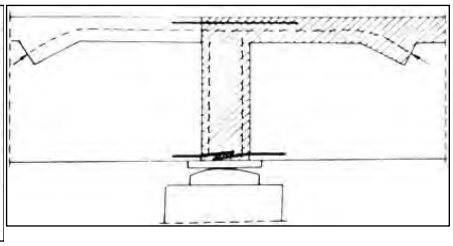


Rys.4. Przykład rozwiązania konstrukcyjnego uciąglenia przęseł z belek typu **Gromnik [5]**.

Dzięki uciągleniu wydłużono okres eksploatacji tych obiektów mostowych i zwiększono ich nośność. Jednakże należy mieć świadomość, że okres ich użytkowania, po wykonaniu prac mających na celu wzmocnienie m.in. poprzez uciąglenie obiektów wieloprzęsłowych wynosi około 50–60 lat.



Rys. 5. Schemat uciąglenia poprzez sprężenie z wykorzystaniem poprzecznic [4].



Rys. 6. Schemat uciąglenia poprzez sprężenie płyty pomostowej [4].

Oprócz możliwości optymalizacji w odniesieniu do trwałości i nośności mostów, (szczególnie o wysokim stopniu wyeksploatowania), drugim nie mniej ważnym aspektem dotyczącym wpływu zmiany układu statycznego na redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcjach mostowych jest możliwość obliczeniowej weryfikacji naprężeń w elementach nośnych konstrukcji w przypadku zmian strukturalnych np. konieczności przebudowy, w tym uciąglenia obiektu, lub wystąpienia uszkodzeń oraz awarii budowlanych. W tym kontekście odpowiedzialność w procesie projektowania nabiera szczególnego znaczenia. Należy mieć na uwadze, że wprowadzanie zmian w układzie statycznym mostu może wpływać w sposób niekorzystny na ogólną strukturę nośną (np. innych występujących w konstrukcji elementów). W wielu przypadkach, istniejące mosty, zbudowane jeszcze w poprzednich dekadach, wymagały naprawy i modernizacji, aby sprostać rosnącemu natężeniu ruchu oraz nowym standardom bezpieczeństwa. Uciąglenie przęseł pozwalało na wydłużenie trwałości eksploatacyjnej tych konstrukcji, poprawiając ich wytrzymałość i odporność na obciążenia. W tym przypadku zmiana układu statycznego miała za zadanie redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji mostowej.

Jak ogólnie wiadomo, obiekty mostowe są szczególnie narażone na zwiększone oddziaływania i obciążenia wynikające z ruchu drogowego, co może prowadzić np. do degradacji struktury i zmęczenia materiałów. W przypadku istniejących obiektów mostowych, które nie spełniają warunków nośności dla dotychczasowego układu statycznego, przeprowadzenie analizy wpływu zmiany układu statycznego okazywało się korzystne z punktu widzenia projektowego. Dzięki temu często pozwalało to uniknąć konieczności rozbiórki całej konstrukcji i przeprowadzić jedynie modernizację strukturalną w postaci uciąglenia/ugiągleń przęseł, co było znacznie bardziej ekonomiczne [7, 8].

Jednakże analiza tego zjawiska wymaga zrozumienia korelacji pomiędzy długością odcinków przęseł z uciągleniem a bezpieczeństwem, wytrzymałością oraz trwałością konstrukcji mostowej. W tym przypadku niezbędne jest przeprowadzenie dodatkowych szerokich analiz i symulacji, aby zweryfikować, jak te zmiany wpłyną na całkowite obciążenia i nośność poszczególnych elementów konstrukcyjnych, nie tylko samych przęseł, ale i podpór, uwzględniając ich wysokość oraz sposób ukształtowania wraz z wymiarami w planie. Skupianie uwagi wyłącznie na rozwiązywaniu poszczególnych detali konstrukcyjnych związanych z procesem przebudowy może prowadzić do niedocenienia wpływu tych zmian na strukturę mostu jako całości [9, 10]. Może to w efekcie skutkować niekontrolowanymi uszkodzeniami głównych elementów konstrukcyjnych, tak elementów składowych przęseł, ale również przyczółków i filarów, co może występować często w sposób nagły i nieoczekiwany. W związku z tym, ważne jest odpowiednie prognozowanie wpływu wszelkich zabiegów mających na celu zmiany własności użytkowych mostów w funkcji czasu [11]. Oznacza to nie tylko analizę statyczną, ale także prognozowanie zmian eksploatacyjnych i reologicznych, obciążeń dynamicznych oraz oddziaływań środowiskowych.

3. Wpływ uciąglania przęseł w aspekcie utraty trwałości eksploatacyjnej na przykładzie wieloprzęsłowej estakady miejskiej

Jak już wspomniano we wstępnie, uciąglenie konstrukcji wieloprzęsłowych pomimo zalet dotyczących redystrybucji sił wewnętrznych w ustroju nośnym, posiada również negatywny wpływ na trwałość eksploatacyjną w funkcji czasu.

Dobrym przykładem tych zjawisk jest przeprowadzona przez autorów pracy analiza wpływu uciąglenia konstrukcji wieloprzęsłowej estakady usytuowanej w ścisłej aglomeracji miejskiej na jej stwierdzony zły stan techniczny po kilku dekadach użytkowania [12].

Układ nośny przedmiotowej estakady stanowią dwie równoległe konstrukcje – wschodnia i zachodnia, osobne dla każdego kierunku ruchu. Każda z nich posiada po 16 przęseł o schemacie statycznym podzielonym na 2 oddzielnie zdylatowane układy po 8 przęseł każdy o schemacie belek ciągłych. Konstrukcję przęseł stanowią korytkowe prefabrykowane belki strunobetonowe typu BSKP-18 o rozpiętości 18,0 m o stałej wysokości konstrukcyjnej. W przekroju poprzecznym znajduje się 7 korytkowych, sprężonych dźwigarów betonowych. Dźwigary zespolone są wzajemnie za pomocą wykształconych zamków oraz poprzez płytę pomostową. Pomost stanowi płyta żelbetowa, jak już wspomniano połączona monolitycznie z dźwigarami przy zastosowaniu dodatkowego zbrojenia górnego „wypuszczonego" z konstrukcji belek. Grubość płyty w strefie środkowej pomiędzy dźwigarami jest zmienna i wynosi ok 19,0 cm.

Obiekt został oddany do użytku w 1976 roku. Pierwotny projekt zakładał wykonanie konstrukcji w sekcjach po 4 przęsła z zastosowaniem trzech urządzeń dylatacyjnych typu palczastego. Remont wraz z wykonaniem uciąglenia typu pełnego w układzie 2×8 przęseł zrealizowano w roku 1996. W trakcie eksploatacji obiektu w roku 2007 wykonano dodatkowe podpory tymczasowe w miejscu zlokalizowania urządzenia dylatacyjnego mające na celu dodatkową stabilizację konstrukcji filarów, gdyż już wtedy zaobserwowano pierwsze niepokojące zjawiska reologiczne.

Na rys. 7 przedstawiono ogólny widok estakady będącej przedmiotem analiz.



Rys. 7. Widok ogólny estakady będącej celem analiz (stan w 2022 roku).

Na podstawie wykonanej, ekspertyzy w 2022 roku [12] bazującej na szczegołowym przeglądzie stanu technicznego obiektu, licznych badaniach materiałowych niszczących i nieniszczących poszczególnych elementów konstrukcyjnych w newralgicznych miejscach (badania wytrzymałościowe betonu, badania chemiczne, badania stali zbrojeniowej i badania stopnia skorodowania) wykazano, że ogólny stan techniczny jest przedawaryjny. Dotyczyło to zarówno konstrukcji dźwigarów strunobetonowych, oczepów, jak również konstrukcji podpór pośrednich. Przeprowadzone następnie przeglądy techniczne, wykazały znaczne nieodwracalne zmiany trwałości eksploatacyjnej mające istotny wpływ na nośność konstrukcji

wiaduktu. Z tego względu przystąpiono do odbudowy jednej „nitki" konstrukcji z jednoczesną możliwością ograniczonego ruchu pojazdów po drugiej do czasu „przełożenia" ruchu na nowowybudowaną równoległą konstrukcję.

Autorzy skupili się w niniejszym opracowaniu przede wszystkim na stanie technicznym podpór i przyczynach ich degradacji, z uwagi na opisane dalej względy techniczne. Porównując poszczególne wyniki kolejnych wykonywanych etapów prac eksperckich stwierdzono, że stan techniczny przedmiotowego wiaduktu w zakresie podpór pośrednich ulega sukcesywnemu pogarszaniu się w funkcji czasu. W wyniku przeprowadzonych analiz wykazano, że na stwierdzoną propagację uszkodzeń bezpośrednio ma wpływ zastosowany ciągły układ statyczny wiaduktu potęgowany przez zły stan techniczny urządzenia dylatacyjnego typu palczastego (całkowity brak jego szczelności) w obrębie podpory nr 9 (środek rozpiętości estakady). Przeprowadzony monitoring obiektu oraz liczne wizje lokalne w terenie oraz niezbędne pomiary wykazały, ze stan techniczny palczastego urządzenia dylatacyjnego jest dalece niezadowalający (rys. 9). W trakcie tych obserwacji, nie stwierdzono zmiany kierunku głównych przemieszczeń dylatacji, natomiast wartość rozwarcia elementów palczastych jest wielokrotnie przekroczona w stosunku do wymaganych parametrów technicznych (rys. 8). W archiwalnej dokumentacji projektowej (z roku 1995 r.) wartość przemieszczeń oceniono na poziomie 34,0 mm wg wzoru:

$$\Delta_{ltz} = \alpha_t \Delta_t L = 0{,}00001 \times 20 \times 169200 = 33{,}84 \text{ mm} \quad (1)$$

W okresie zimowym w trakcie prowadzenia niezbędnych pomiarów sprawdzających pomierzone rzeczywiste rozwarcie palczastych elementów urządzenia dylatacyjnego wyniosło aż 135,5 mm.



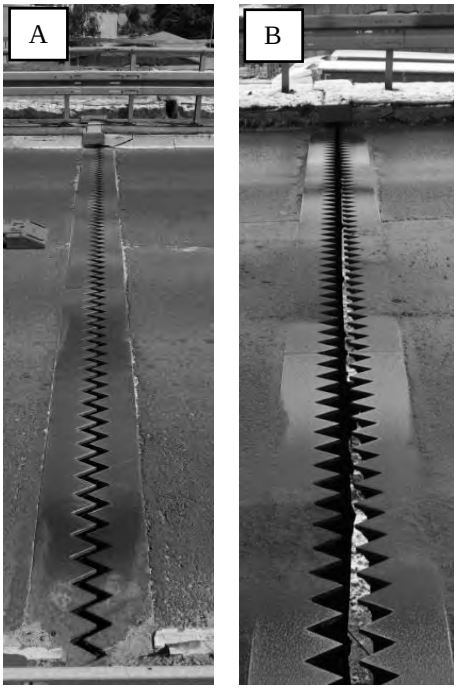
Rys. 8. Widok ogólny urządzenia dylatacyjnego zlokalizowanego na podporze pośredniej nr 9. Widoczne pozakrytyczne rozwarcie urządzenia zagrażające użytkownikom wiaduktu.

Dodatkowo na rys. 10 przedstawiono ilustrację porównawczą wartości rozwarcia palczastego urządzenia dylatacyjnego w okresie letnim oraz zimowym.

Stwierdzone pozakrytyczne „rozejście" się palczastych elementów konstrukcyjnych urządzenia dylatacyjnego, które przekraczało o znaczną wartość wielkości dopuszczalne dla tego typu urządzeń, powodując nieciągłość jedni na obiekcie. Opisywany stan techniczny urządzenia dylatacyjnego zagrażał w dużym stopniu bezpieczeństwu ruchu drogowego np. w sytuacjach awaryjnego hamowania pojazdów w strefie dylatacji (bezpośrednio na urządzeniu dylatacyjnym).



Rys. 9. Ogólny widok stanu technicznego podpory nr 9 i rozwarcia urządzenia dylatacyjnego.



Rys. 10. Porównanie rozwarcia urządzenia dylatacyjnego – stan a) lipiec 2022 r., b) grudzień 2022 r.

Ponadto, ponadnormatywne rozwarcie tego elementu wyposażenia obiektu mostowego w znacznym stopniu wpływa na imperfekcje geometryczne całego układu konstrukcyjnego wiaduktu jak i zwiększone oddziaływania dynamiczne.

W trakcie przeglądów stwierdzono dalszą propagację opisanych w ekspertyzie uszkodzeń dolnych stref podpór pośrednich w wyniku nadmiernych deformacji spowodowanych wpływem oddziaływań wywołanych zmianami temperatury (w kierunku poziomym), a tym samym wprowadzaniu dodatkowych momentów zginających w elementach filarów tarczowych (rys. 11).

W wyniku oddziaływania tych sił o charakterze cyklicznym (w zależności od występujących skrajnych wartości temperatury otoczenia) zewnętrzne „włókna" podpór pośrednich narażone są na rozciąganie, co wywołało dodatkowo powstanie sił ścinających pomiędzy zewnętrzną, skrajną warstwą zbrojenia konstrukcyjnego a jego otuliną betonową. Dodatkowo, proces ten był potęgowany stwierdzonymi na podstawie badań chemicznych agresywnymi czynnikami chemicznymi zachodzącymi w strukturze betonu konstrukcyjnego, a tym samym destrukcyjnej korozji zbrojenia. Wypadkową tych zjawisk były charakterystyczne ubytki o regularnej geometrii występujące głównie na czołowej powierzchni filarów – po stronie „rozciąganej" – rys. 12.

Opisywane uszkodzenia w postaci znacznych i wielkopowierzchniowych ubytków betonu podpór w dolnej ich strefie, występowały w przypadku podpór środkowych wiaduktu charakteryzujących się znaczną wysokością konstrukcyjną (należy dodać, że geometria podpór pośrednich posiada schemat tarczowy i jest zmienna, a słupy podpór „zwężają" się ku podstawom fundamentów).



Rys. 11. Widok strefy połączenia filara południowego podpory nr 9 z fundamentem. Widoczna degradacja otuliny na skutek oddziaływania zjawisk reologicznych (dodatkowych sił wewnętrznych od obciążeń termicznych) w wyniku okresowych zmian temperatury.



Rys. 12. Szczegół stopnia degradacji otuliny filara. Widoczny stopień zaawansowana korozji głównych prętów zbrojeniowych oraz strzemion.

Zdaniem autorów, wynika to bezpośrednio z opisywanych wcześniej zachodzących cyklicznych zjawisk reologicznych związanych ze zmianą temperatury (rozszerzalność termiczna), oraz schematu statycznego obiektu (uciąglenia przy wielu przęsłach).

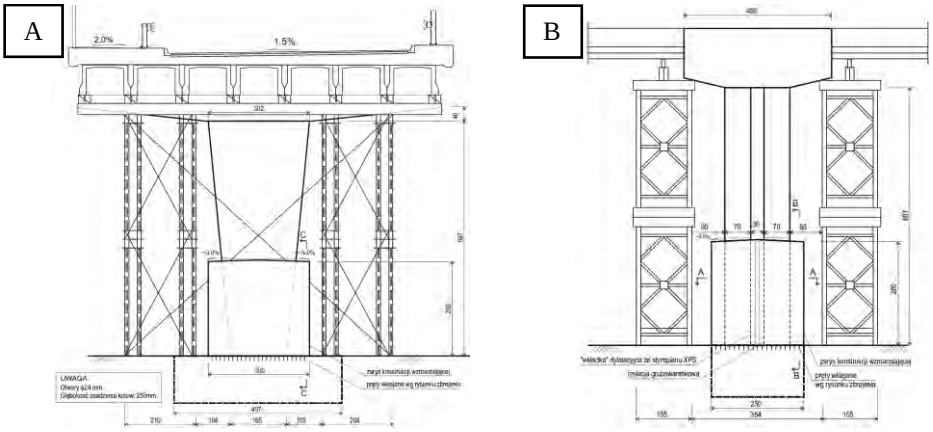
W wyniku opisywanych zjawisk uznano, że stan podpory środkowej nr 9 należało zakwalifikować, jako przedawaryjny, z uwagi na wykazywanie nieodwracalnych uszkodzeń dyskwalifikujących jej dalszą przydatność użytkową.

Ze względu na rodzaj i charakter uszkodzeń podpory stwierdzono, że konstrukcja filara wymaga pilnych zabiegów mających na celu jego stabilizację i wzmocnienie oraz zabezpieczenie konstrukcji przed niekontrolowaną deformacją geometryczną tego elementu (dla nitki użytkowanej tymczasowo).

Na zaprojektowany sposób wykonania tymczasowej stabilizacji konstrukcji filara wiaduktu zasadniczy wpływ miało zapewnienie odpowiedniego zabezpieczenia elementu konstrukcyjnego pod kątem niekontrolowanych przemieszczeń w płaszczyźnie poziomej oraz naprężeń ścinających w dolnej strefie podpory. Przy określaniu typu i zakresu proponowanego wzmócnienia uwzględniono specyfikę „pracy" mostowej konstrukcji uciąglonej oraz ekonomikę rozwiązań projektowych przy zastosowaniu nowoczesnych materiałów i technologii (uwzględniając tymczasowość rozwiązania). Przy doborze rozwiązań technologiczno-materiałowych dotyczących wykonania stabilizacji przedmiotowej konstrukcji brano pod uwagę również uwarunkowania lokalizacyjne podpory w bezpośrednim sąsiedztwie uprzednio wykonanych podpór tymczasowych w postaci przestrzennych stalowych elementów modułowych.

Z uwagi na stwierdzony przedawaryjny stan techniczny samej podpory, a także biorąc pod uwagę ogólny układ statyczny obiektu – jak wcześniej wspomniano obiekt został uciąglony po 8 przęseł, po odpowiednich analizach oraz konsultacjach z przedstawicielami Zarządcy obiektu, podjęto decyzję, że najwłaściwszym rozwiązaniem będzie zastosowanie zewnętrznej, żelbetowej wzmacniającej konstrukcji stabilizującej stanowiącej „obudowę" istniejących elementów filara usytuowanej na istniejącym fundamencie podpory (rys. 13).

W celu zachowania odpowiedniej „podatności" konstrukcyjnej obu elementów konstrukcyjnych filara z uwagi na odkształcenia spowodowane zmianami temperatury zaproponowano wykonanie odpowiedniego elementu dylatacyjnego umożliwiającego rektyfikację wzajemnych odkształceń względem siebie (grubość tego elementu wynikała z pomierzonych zakresów przemieszczeń dylatacji nad filarem w trakcie wykonywanych przeglądów).



Rys. 13. Schemat doraźnego rozwiązania projektowo-technologicznego mające na celu tymczasową stabilizację konstrukcji podpory estakady z wykorzystaniem wzmacniającej zewnętrznej żelbetowej konstrukcji nośnej (w tle widoczne są uprzednio wykonane podpory stalowe).

Dodatkowo, rozwiązanie projektowe przewidywało zastosowanie odpowiedniej elastycznej warstwy ograniczającej adhezję betonu nowej konstrukcji wzmacniającej do powierzchni istniejących elementów pionowych filara. W tym celu na wysokości projektowanego wzmocnienia zastosowano trwale plastyczną powłokę z materiału z zakresu wysoko modyfikowanej chemii budowlanej z możliwością aplikacji poprzez natrysk lub malowanie. W celu dodatkowej poprawy właściwości antyadhezyjnych zaproponowano zastosowanie środków przeznaczonych do zabezpieczania deskowań systemowych na uprzednio zastosowany izolacyjny materiał trwale plastyczny.

Zaprojektowane rozwiązanie w swoim założeniu charakteryzowało się swobodą przemieszczeń poszczególnych brył konstrukcyjnych wywołanych zjawiskami reologicznymi w kierunku podłużnym do osi obiektu. Dodatkowo przewidziano możliwość rektyfikacji położenia wzajemnych elementów konstrukcyjnych filara oraz konstrukcji wzmacniającej poprzez zastosowanie wkładek dylatacyjnych oraz powłok antyadhezyjnych.

Zastosowane rozwiązanie zabezpieczyło filar przed możliwością niekontrolowanych przemieszczeń w kierunku poprzecznym względem osi obiektu mostowego, przy jednoczesnej możliwości rektyfikacji odkształceń wywołanych zmianami temperatury względem osi podłużnej.

4. Podsumowanie i wnioski

Biorąc pod uwagę opisane powyżej rozważania można stwierdzić, że niewłaściwe rozwiązane uciąglenie przęseł może prowadzić do deformacji strukturalnych. Deformacje te mogą być stopniowe, a ich propagacja w funkcji czasu najczęściej prowadzi niechybnie do obniżenia nośności konstrukcji mostowej. Cykliczne oddziaływania termiczne potęgowane poprzez złe rozwiązane uciąglenie konstrukcji może prowadzić do uszkodzeń strukturalnych obiektów mostowych szczególnie, że narażone one są na działanie czynników atmosferycznych i procesy starzenia [13].

Należy mieć świadomość, że efektywność uciąglania konstrukcji w aspekcie dalszej eksploatacji oprócz aspektów wynikających z rozwiązań konstrukcyjnych samego uciąglenia, zależy w dużym stopniu od sposobu podparcia obiektów mostowych, w tym parametrów geometrycznych filarów.

Z konstrukcyjnego punktu widzenia, uciąglenie przęseł powoduje „włączenie" do współpracy podpór pośrednich, zatem ich wysokość konstrukcyjna stanowi znaczący parametr decydujący o prawidłowej „pracy" konstrukcji obiektu mostowego jako całości. Podatność podpór i fundamentów stanowi w tym przypadku wyznacznik możliwości wykonania uciąglenia. W przypadku podpór o małej wysokości konstrukcyjnej, a tym samym niewielkiej podatności, zjawiska reologiczne występujące w konstrukcji nośnej powodują wprowadzanie dodatkowych, znacznych sił wewnętrznych o zmiennych znakach, co w efekcie przyczynia się do przyspieszonej degradacji tych elementów konstrukcyjnych, a nawet ich całkowitej destrukcji.

Przedstawiony w opracowaniu przykład miejskiej estakady mostowej dobrze ilustruje ten problem. Temat ten wiąże się z dużymi utrudnieniami komunikacyjnymi dla mieszkańców miasta, z uwagi na konieczność przebudowy, przy tymczasowym ograniczonym ruchu drogowym do czasu wybudowania nowego obiektu. Ma to też duże znaczenie ekonomiczne jak i ekologiczne (konieczność dokonania rozbiórki a następnie utylizacji istniejących konstrukcji i materiałów będących w tym przypadku odpadem).

Literatura

1. Furtak K. Analiza skutków uciąglenia przęseł obiektów mostowych z belek prefabrykowanych "Płońsk". Inżynieria i Budownictwo nr 9/2008 r.
2. Furtak K. Ocena skutków uciąglenia konstrukcji wiaduktu z belek prefabrykowanych. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej. 2007. Nr 2. 35–42.
3. Machelski Cz. Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2008 r.
4. Wodyński R., Wysokowski A. Nowy efektywny sposób uciąglania eksploatowanych przęseł mostów drogowych. Etap I opracowanie koncepcji nowego sposobu uciąglania przęseł mostów drogowych. Raport nr TB-3/90. IBDiM Wrocław. 1991 r.
5. Biliszczuk J. Brzostowski Z., Machelski Cz., Aktualne tendencje kształtowania betonowych mostów drogowych o konstrukcji zespolonej. Materiały konferencyjne „Konstrukcje zespolone", Zielona Góra 1989 r.
6. Biliszczuk J.. Maliszkiewicz P., Analiza ciągłych ustrojów mostowych z prefabrykowanych belek sprężonych. Drogownictwo nr 4/1980 r.
7. Dziurla M. Nowak W. Wpływ zmian temperatury na zginanie podpór uciąglonych wieloprzęsłowych mostach prefabrykowanych. Inżynieria i Budownictwo nr 2/1989 r.
8. Machelski Cz., Brzostowski Z. O możliwości zastosowania uciąglenia pomostu w przęsłach prefabrykowanych typu "Płońsk". Drogownictwo nr 7/1989 r.
9. Czudek H, Łagoda G. Ochrona mostów zabytkowych w Polsce. Ochrona Zabytków 38/3–4 (150–151), 170–178. 1985 r.
10. Flaga K. Współczesne tendencje w budowie mostów podwieszonych z betonu Inż. Bud.–1992, nr 1/2, s. 32–37, bibliogr. 16 poz.
11. Madaj A., Mossor K., Siekierski W. Mosty z przęsłami przegubowymi – trwałość i warunki użytkowania na przykładzie wybranych obiektów. Archives of Institute of Civil Engineering, nr 24, 2017 r.
12. Wysokowski A. Howis J. „Ekspertyza stanu technicznego wraz z określeniem aktualnej nośności użytkowej wiaduktu w ciągu ul. Zjednoczenia w Zielonej Górze nr JNI 35005425 (wiadukt zachodni), wraz ze wskazaniem dalszego postępowania z obiektem mostowym w tym w zakresie możliwości prowadzenia ruchu drogowego na obiekcie". Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o., Żmigród, sierpień 2022 r.
13. Wysokowski A. Trwałość mostów stalowych. PWN, Warszawa 2022 r.

The impact of span lengthening on the emergency condition of the structure: a case study of an urban road overpass

Key words: effect of deformation on structures, urban road infrastructure, structural damage

MATERIAŁY SPONSOROWANE

SPONSORED MATERIALS

Zastosowanie szynowego systemu wspinania RCS na etapie prac rozbiórkowych dwóch żelbetowych, monolitycznych pylonów w elektrowni Ostrołęka

MATEUSZ ADAMCZUK
PERI Polska Sp. Z o.o., Oddział Warszawa

Streszczenie: W pracy przedstawiono rozwiązania technologiczne wykorzystane przy wyburzaniu wysokich pylonów żelbetowych w Elektrowni Ostrołęka. Zaprezentowano specjalnie dostosowany do tego celu szynowy system wspinania RCS, który pozwalał na przemieszczanie pomostów w dół. Omówiono poszczególne etapy realizacji i rozwiązania w nich zastosowane.

Słowa kluczowe: rozbiórka, wyburzanie, szynowy system wspinania RCS, pomosty robocze

1. Wprowadzenie

Początki elektryfikacji w Ostrołęce sięgają roku 1917. Na początku dwie małe elektrownie obsługiwały głównie oświetlenie uliczne. Od 1933 roku po wybudowaniu elektrowni na rzece Omulew rozpoczęto dostawy do odbiorców indywidualnych. Poważny rozwój energetyki nastąpił po roku 1953, kiedy rozpoczęła się budowa elektrociepłowni Ostrołęka A, a następnie od 1968 roku Ostrołęka B. W ciągu kolejnych lat obie elektrociepłownie były sukcesywnie rozbudowywane i modernizowane. W maju 2016 roku podjęto decyzję o przystąpieniu do projektu inwestycyjnego Ostrołęka C, w ramach którego miał powstać blok energetyczny o mocy 1000 MW. Elementem składowym tego bloku miały być dwa tytułowe pylony o wysokości 131 m każdy. W lutym 2020 roku podjęta została decyzja o zmianie technologii opartej na węglu na technologię bazującą na paliwie gazowym, co skutkowało wstrzymaniem budowy. Stan zastany w momencie podjęcia decyzji przedstawiono na rys. 1.

Brzemienna w skutkach decyzja spowodowała, że dotychczas wykonane pylony stały się zbędne i musiały być wyburzone. Proces demontażu pylonów musiał być tak przeprowadzony, aby ta niewątpliwa katastrofa inwestycyjna nie przerodziła się w katastrofę budowlaną.

Inwestor nie zdecydował się na rozbiórkę metodami strzałowymi, zatem zadanie sprowadzało się do opracowania metody demontażu trzonów stopniowo od góry. Do inżynierów PERI Polska z takim problemem zwróciła się jedna z polskich firm wyspecjalizowanych w rozbiórkach, która podjęła się wykonania tego zadania. Wspólnie rozpoczęto prace koncepcyjne nad rozwiązaniami technologicznymi, które miały spełnić wymagania dotyczące bezpieczeństwa prac i umożliwić sprawny demontaż pylonów w założonym harmonogramie.

Oba pylony miały zbliżoną geometrię o gabarytach w planie 11×13,5 m. Ściany zewnętrzne o grubości 50 cm oraz ściany wewnętrzne o grubości 25 cm. Konstrukcja wykonana była pierwotnie z zastosowaniem technologii deskowania ślizgowego. Biegi klatek schodowych zamontowano jedynie do wysokości 20 m, po czym proces realizacji wstrzymano. Z tego

powodu swobodny dostęp do wyższych partii konstrukcji był niemożliwy. Przy każdym z pylonów usytuowane były żurawie wieżowe pozostawione jeszcze z etapu realizacji.



Rys. 1. Pylony żelbetowe wysokości 131 m przeznaczone do rozbiórki.

Wstępna koncepcja zakładała wykorzystanie pomostów roboczych umieszczonych po obwodzie konstrukcji, na których dwa zdalnie sterowane roboty wyburzeniowe miały kruszyć ściany zewnętrzne. Demontaż ścian wewnętrznych zakładał wykorzystanie nożyc hydraulicznych podwieszonych do żurawia oraz zasilanych z urządzeń umieszczonych na podestach roboczych.

Należało znaleźć odpowiedzi na szereg pytań, które mnożyły się wraz z powstawaniem kolejnych koncepcji. W jaki sposób umieścić pomosty na wysokości 131 m bez fizycznego dostępu do tego miejsca? Jak wykonać zakotwienia pomostów? Jak precyzyjnie umieścić zakotwienia w ścianach? W jaki sposób przemieszczać pomosty w dół? Jak zapewnić komunikację ludzi na poziom roboczy oraz jak zapewnić im najwyższe standardy bezpieczeństwa pracy przy dynamicznych charakterze robót rozbiórkowych?

W szczególności zagadnienia BHP nabierały dużego znaczenia. Musiały być one dobrane do niestandardowej procedury demontażu monolitycznych elementów żelbetowych na znacznej wysokości. Zapewnienie bezpieczeństwa i warunków dla dobrej wydajności personelu pracującego przy rozbiórce były priorytetem. Ochrona przed upadkiem narzędzi i urobku ze znacznej wysokości musiała być zapewniona na każdym z etapów realizacji robót rozbiórkowych.

2. Wybór rozwiązania konstrukcji pomostów. Adaptacja szynowego systemu wspinania PERI RCS

Firma PERI jest wiodącym producentem oraz dostawcą systemów szalunkowych i rusztowań. W swojej ofercie posiada systemy pomostów samoczynnego wspinania wykorzystywane w trakcie wznoszenia wysokich budowli.

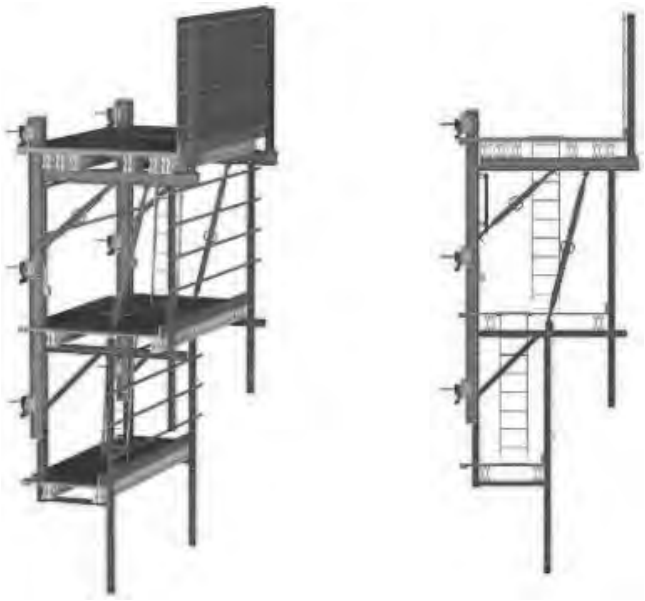
Zdecydowano się na tym zadaniu na wykorzystanie sprawdzonego i skutecznego systemu szynowego wspinania PERI RCS (Rail Climbing System). System RCS jest efektem prac badawczych popartych wieloletnim doświadczenie kadry inżynierskiej na całym świecie. Łączy on wszystkie zalety systemów wspinania w ramach jednego zestawu modułowego i może być stosowany np. jako pomost roboczy, przeciwwiatrowa osłona zabezpieczająca czy wysuwnica towarowa (rys. 2). Idea główna zastosowania systemu RCS to stworzenie wokół obrysu realizowanej konstrukcji zintegrowanych pomostów roboczych bazujących na systemowych elementach. Szerokie spektrum zastosowań jest podstawową cechą systemu RCS, pozwalającą tworzyć konstrukcje, które usprawniają prace budowlane i czynią je bezpieczniejszymi. Dzięki zastosowaniu szyn i uchwytów wspinania RCS, przemieszczana jednostka jest trwale powiązana z budowlą, w rezultacie proces przenoszenia przebiega szybko i bezpiecznie. W zależności od potrzeb jednostki podnoszone są na kolejną sekcję za pomocą systemowych siłowników hydraulicznych lub za pomocą żurawia. W przypadku zastosowania hydrauliki system RCS przemieszcza się „krokami" co 50 cm. RCS daje się łatwo dopasowywać do specyfiki dowolnej budowli, ponieważ jest kompatybilny z szeroką gamą elementów konstrukcyjnych wielofunkcyjnego systemu VARIOKIT.



Rys. 2. Przykład zastosowania systemu RCS w różnych wariantach.

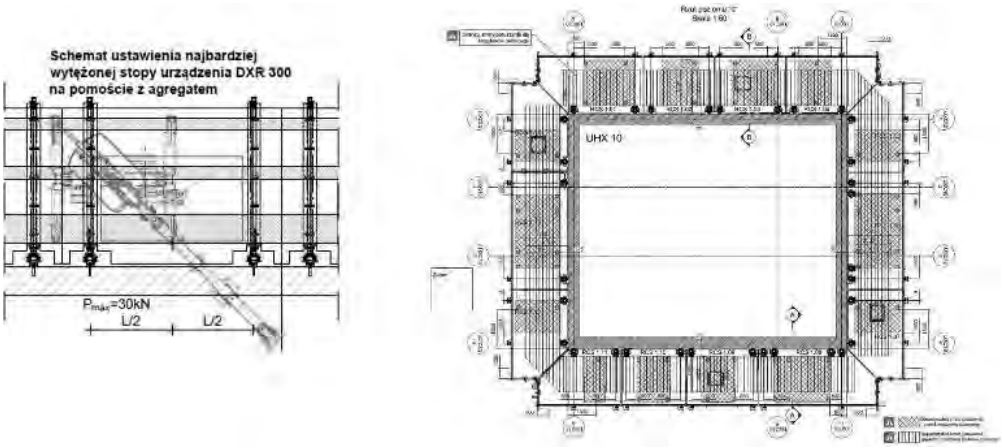
W przypadku przedmiotowego zadania, system RCS należało dostosować do aktualnych warunków pracy. Rozbiórka, w tym przypadku, jest zadaniem dokładnie odwrotnym, co wymagało nowatorskiego, niestandardowego podejścia do tego zagadnienia. Kierunek przemieszczania pomostów był inny niż w standardowych zastosowaniach. Niemożliwe było wykorzystanie wyłącznie gotowych rozwiązań. Konieczna była adaptacja i kreatywne użycie kombinacji różnych systemów. Z uwagi na swoje nowatorskie zastosowanie przy robotach demontażowych opracowany system otrzymał roboczą nazwę RDS czyli Rail Dismantling System.

Dla dwóch wież zaprojektowano łącznie 27 różnych jednostek pomostów RCS-RDS (rys. 3), które wyposażone były w szeroką, odpowiednio wzmocnioną, dwuwarstwową platformę roboczą. Oznaczono ją jako poziom 0, który przystosowany był do pracy ciężkiego robota wyburzeniowego. Podest poziomu -1, na którym znajdowała się przestrzeń do obsługi urządzeń hydraulicznych, przestrzeń socjalna oraz urządzenia zasilające wyburzeniowe szczęki hydrauliczne. Ostatni poziom -2 przeznaczony był do obsługi zakotwień oraz komunikacji. Główny podest roboczy 0 zasłonięto szczelną barierą ze sklejki, która zapewniała komfort pracy zabezpieczając pracowników przed warunkami atmosferycznymi oraz zatrzymywała odłamki kruszonego betonu.



Rys. 3. Układ konstrukcyjny specjalnych pomostów RCS-RDS.

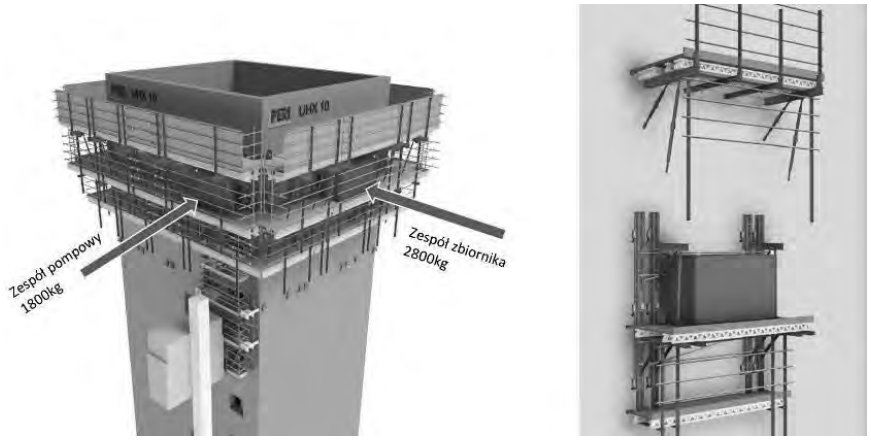
Inżynierowie z PERI przeanalizowali rozkład oraz wielkość obciążeń jaki mógł wygenerować robot wyburzeniowy w dwóch przypadkach. W trakcie przemieszczania się na podwoziu gąsienicowym po pomostach poziomu 0 oraz w trakcie jego pracy po rozłożeniu czterech stóp (rys. 4). Na tej podstawie zaprojektowano i opisano strefy przejazdu w których przewidywano trasę przejazdu robota oraz strefy pracy, czyli pozycje w których mogły znajdować się rozłożone stopy urządzenia. Miało to na celu zapewnienie najkorzystniejszej dystrybucji obciążeń na zakotwienia poszczególnych ram konstrukcyjnych.



Rys. 4. Z lewej przykład niekorzystnego przypadku obciążenia robotem wyburzeniowym. Z prawej zaprojektowane rozmieszczenie stref dopuszczalnego poruszania się robota wraz ze strefami dopuszczalnego położenia stopy robota w trakcie pracy.

Dodatkowe, znaczące obciążenia generowały dwa urządzenia zasilające szczęki hydraulicznie tj. zespół zbiornika płynu hydraulicznego o masie 2800 kg oraz zespół pompowy

układu hydraulicznego o masie 1800 kg (rys. 5). W konstrukcji pomostów, na których przewidziano miejsce dla tych urządzeń, zastosowano dodatkową parę ram konstrukcyjnych na indywidualnych zakotwieniach. Ramy zewnętrzne stanowiły podparcie dla podestu poziomu 0, natomiast ramy wewnętrzne przenosiły obciążenia z podestów poziomów -1 oraz - 2. Obie jednostki, konstrukcyjnie i statycznie odseparowane od siebie, przenikały się nawzajem. Pokazano ten układ na rys. 5.



Rys. 5. Z lewej widok modelu 3d zaprojektowanego układu pomostów RCS ze wskazaniem lokalizacji dodatkowych urządzeń generujących obciążenia. Z prawej układ konstrukcyjny pomostu na 4 ramach.

Komunikacja na podesty robocze odbywała się przy wykorzystaniu windy osobowej. Wymuszona konstrukcyjnie pozycja windy względem pylonu znacząco ograniczała dostępne miejsce pomiędzy ścianą pylonu a windą. Dostępna była mała przestrzeń o szerokości 1 m. W celu umożliwienia wyjścia z windy i skomunikowania się z podestami, zastosowano podwieszone rusztowanie PERI UP Flex (rys. 6), które dzięki zróżnicowanemu typoszeregowi idealnie znalazło zastosowanie w tym miejscu.



Rys. 6. Podwieszone rusztowanie komunikacyjne PERI UP Flex umożliwiające komunikację z windy osobowej na pomosty robocze RCS.

Zaprojektowanie układu konstrukcyjnego w formie modelu 3d pozwoliło wyeliminować ryzyko kolizji i zdecydowanie ograniczyło ilość problemów w trakcie montażu. Model ten przyczynił się również do stworzenia jasnej i klarownej dokumentacji montażowej dla Klienta, który dotychczas nie miał doświadczenia z tego typu konstrukcjami.

3. Faza montażu, osadzania zakotwień oraz wspinania się pomostów

W przypadku standardowego zastosowania systemów samoczynnego wspinania RCS jako zakotwienia pomostów, wykorzystuje się elementy osadzane w deskowaniu oraz zabetonowywane. Na tak przygotowanych kotwach montuje się uchwyt ścienny wspinania RCS. Z oczywistych względów typowe rozwiązanie zakotwienia nie miało w tym przypadku zastosowania, zatem zdecydowano się na adaptację i wyprodukowanie nowego uchwytu ściennego oraz zastosowanie kotew chemicznych.

Poszczególne podesty robocze zostały częściowo zmontowane w zakładach PERI Polska. Były dostarczone na budowę i na miejscu scalano je w gotowe jednostki RCS (rys. 7). Znacznie skrócono w ten sposób czas potrzebny do uruchomienia systemu. Ostatni etap montażu pomostów na budowie opierał się głównie na połączeniach sworzniami zamiast śrubami. Tego typu połączenia sworzniowe PERI stosuje w większości swoich systemów, aby minimalizować nakłady pracy przy ich montażu i generować oszczędności po stronie klientów. W warunkach warsztatowych osiąga się, co oczywiste, większą dokładność montażu.



Rys. 7. Pierwomontaż pomostów RCS w zakładach PERI (z lewej) oraz scalanie pomostów w całość na budowie (z prawej).

Powieszenie pomostów RCS na szczycie pylonów rodziło wątpliwości w aspekcie poprawnego osadzenia zakotwień metodami alpinistycznymi oraz późniejszego bezpiecznego osadzenia pomostów na dużej wysokości. Zdecydowano się zatem instalować pomosty nisko, na wysokości 9 m nad poziomem terenu, a następnie sukcesywnie przemieszczać w górę.



Rys. 8. Montaż pomostów RCS na ścianach pylonu.

Podczas etapu wspinania się pomostów prowadzony był proces osadzania zakotwień i zabezpieczania otworów w ścianach pylonu. Przyjęto rozstaw pionowy zakotwień co 2,1 m. Każdy z pylonów, wyposażony w 16 jednostek RCS, wymagał 32 punktów zakotwienia, na jednym tylko poziomie. Na obu obiektach wklejono ich w sumie łącznie 3300 kotew. W celu zagwarantowania niezawodności tak dużej liczby punktów kotwienia, prowadzono szczegółowy rejestr czasu osadzenia oraz temperatury betonu w momencie wklejenia.

Każdy z dźwigów wieżowych usytuowanych przy pylonach, zajmował swoimi wyporami kotwiącymi miejsce dla dwóch jednostek RCS (rys. 9). Z tego powodu konieczne było powieszenie tych pomostów już na szczycie pylonów. Pomosty, o których mowa zostały zaprojekowane w taki sposób, aby umożliwić montaż ich zakotwień od dołu, już w trakcie rozbiórki pylonu.



Rys. 9. Pomosty RCS w trakcie wspinania, z prawej strony widoczny żuraw wraz z kotwieniem uniemożliwiającym montaż dwóch pomostów na dole pylonu.

Przy wspinaniu RCS, użyto siłowników oraz pomp hydraulicznych, które są w standardowej ofercie PERI. Każdy z pylonów wyposażono w jedną mobilną pompę mogącą zasilać 4 siłowniki. Pozwalało to na wspinanie dwóch pomostów jednocześnie. Uzyskano średnie tempo wspinania 6,3 m dziennie, a w najkorzystniejszych warunkach do 10,5 m dziennie. Cały proces wspinania na szczyt zajął około jednego miesiąca dla obu obiektów.

Przy tak wyeksponowanej wieży jaką jest wysoki pylon usytuowany w otwartym terenie, kwestię wpływu warunków atmosferycznych na tempo prac musiały być uwzględnione w procesie budowy. W trakcie montażu pomostów RCS-RDS, licząc od pierwszych dostaw, przez 14 dni dźwigi były wyłączone z użytkowania ze względu na zbyt silny wiatr. Przy wielu utrudnieniach i zagrożeniach, które generowało opisywane zadanie aspekty meteorologiczne były istotnym czynnikiem wpływającym na płynność prac. Płynność, a przede wszystkim bezpieczeństwo, ponieważ jedyną drogą komunikacji na szczyt była winda osobowa operująca do prędkości wiatru 12 m/s. Powyższe wymuszało to na Wykonawcy monitorowanie prognoz pogody, w zasadzie w czasie rzeczywistym, z godziny na godzinę. Warto podkreślić, że na wypadek wyłączenia z użytku windy lub przymusowej ewakuacji personelu, żurawie

wyposażono w kosze dopuszczone do transportu ludzi. Natomiast na konstrukcji ram RCS wyznaczono miejsca do ewentualnego podpięcia alpinistycznych urządzeń ewakuacyjnych. Według stanu wiedzy autora, ostatecznie z żadnych z tych opcji nie skorzystano.

4. Zasadniczy etap prac wyburzeniowych

Po osiągnięciu przez pomosty RCS szczytu pylonów i wklejeniu wszystkich możliwych do wklejenia zakotwień, przystąpiono do właściwej fazy rozbiórki. Podesty poziomu 0 narażone były na intensywne zużycie. Na pomosty spadał gruz, a także ulegały one ścieraniu przez pracujące na nich roboty wyburzeniowe. Prosta zazwyczaj faza doboru poszycia dla pomostów stała się wyzwaniem. Dynamika i duża zmienność w obciążeniu pomostów skłoniła do zastosowania dwóch warstw poszycia, z których górna warstwa po zużyciu, mogła być wymieniona na nową. Dzięki temu rozwiązaniu sprostano wymaganiom narzuconym przez Wykonawcę. Wyeliminowano czas na ewentualne naprawy poszycia.

Z uwagi na konieczność odcinania zbrojenia palnikami gazowymi, poszycie zabezpieczono dodatkową farbą ognioochronną oraz lokalnie stosowano niepalne maty zabezpieczające przed przypadkowym zaprószeniem ognia. Podesty uszczelniono oraz wytyczono na nich strefy pracy robotów (rys. 10). Gruz powstający w trakcie wyburzenia był zrzucany do wnętrza pylonu, a następnie w porze nocnej usuwany koparką przez otwory wykonane w jego podstawie. Otwory te, o wymiarach 3,5×4,5 m wycięto techniką diamentową po uprzedniej analizie wytrzymałościowej konstrukcji.



Rys. 10. Widok na pomost poziomu 0, widoczne oznaczenia stref.

Prace rozbiórkowe na każdym z pylonów prowadzano z wykorzystaniem dwóch robotów oraz jednego zestawu szczęk hydraulicznych wyburzeniowych (rys. 11). Szczęki (po podwieszeniu do żurawia) podpinano do zasilania na szczycie pylonu. Wymagało to stałej komunikacji i kooperacji operatora szczęk oraz operatora żurawia. W wielu przypadkach bez zachowania kontaktu wzrokowego pomiędzy nimi. Z uwagi na to, że zawsze było dwóch operatorów nożyc, który działali niezależnie, sam proces koordynacji działań na pomostach stawał się zadaniem złożonym.

Harmonogram realizacji inwestycji opracowano w cyklu dobowym. Niezbędnym było uwzględnienie w nim czasu potrzebnego na obniżanie pomostów, obniżanie wind osobowych oraz szereg innych czynności pomocniczych. Oprócz samego zaprojektowania konstrukcji RCS–RDS inżynierowie PERI wspierali Klienta w aspekcie właściwego zaplanowania dobowego cyklu prac. Projektanci firmy PERI dostosowali konstrukcję oraz procedury przemieszczania hydraulicznego tak, aby jak najlepiej zoptymalizować cały proces. Niezależnie od dużej wagi

jaką przywiązywano do odpowiednio dobrej jakościowo dokumentacji nieodzownym był częsty nadzór na budowie. Założono, że obecność technologa przy wszystkich newralgicznych zadaniach na etapie montażu, wspinania, wyburzania oraz opuszczania jest niezbędna. Przyjęcie takiego modelu nadzoru pozwoliło na płynną realizację wszystkich etapów. Tak założona koncepcja prowadzenia kontraktu wymagała ze strony PERI Polska znacznych nakładów czasowych. Niemniej jednak założony cel został osiągnięty. Potwierdzeniem poprawności naszych działań było wyeliminowanie przerw w robotach spowodowanych problemami użytkowymi pomostów RCS–RDS. Dla całości robót rozbiórkowych prowadzonych w trybie dwuzmianowym osiągnięto prędkość wyburzania obniżającą wysokość pylonów o 1,5 m dziennie. Odpowiadało to 110 m³ usuniętego żelbetu na dobę. Było to zbieżne w całości ze wstępnymi założeniami przedstawionymi przez Wykonawcę w harmonogramie.



Rys. 11. Urządzenia wyburzające.

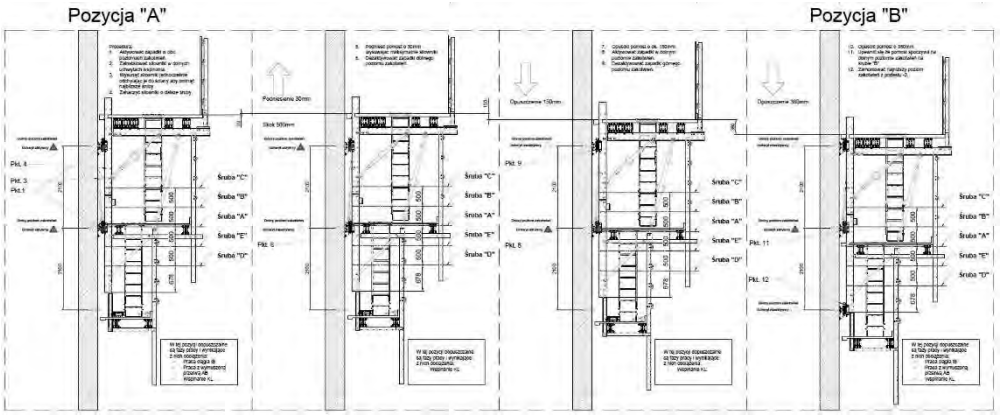


Rys. 12. Pylony w trakcie rozbiórki.

5. Adaptacja systemowych rozwiązań w nietypowej sytuacji

System RCS w typowym zastosowaniu został zaprojektowany z myślą o sekwencyjnym wspinaniu, na wysokość związaną bezpośrednio z wysokością kondygnacji. W takim przypadku pozycja zakotwień względem układu ramy co kondygnację jest jednakowa i jednakowy jest układ statyczny trybu pracy. W przedmiotowym rozwiązaniu system

dostosowano specjalnie do potrzeb klienta i zaprojektowano go w taki sposób, aby umożliwić przemieszczanie pomostów w dół co 0,5 m, każdorazowo co krok zadając im pełne obciążenie robocze. Nowatorskie było opracowanie samej procedury przemieszczania pomostów w dół (rys. 13), która znacznie różni się od typowej procedury wspinania.



Rys. 13. Wycinek opisu procedury opuszczania pomostu o 50 cm.

Oprócz samej zmiany kolejności poszczególnych operacji, dostosowaniu uległy układy hydrauliki siłowej (dla zapewnienia równomierności pracy siłowników) oraz przekrój konstrukcji ramy nośnej. W trakcie ruchu w dół, zależności geometryczne powstające pomiędzy szyną wspinania a uchwytem wspinania, spowodowały konieczność umożliwienia użytkownikowi płynnej regulacji geometrii ramy. Szyna wspinania RCS została podzielona na dwie części, z połączeniem przegubowym. Zapewniono tym samym możliwość regulacji kąta pomiędzy górną częścią, a dolną częścią pomostu RCS.

5. Podsumowanie

Faza wyburzania z zastosowaniem specjalnych platform roboczych RCS zakończyła się na wysokości 35 m nad poziomem gruntu (rys. 14), skąd platformy zostały zdemontowane. Pozostająca konstrukcja została wyburzona maszynami ciężkimi z zastosowaniem tradycyjnych metod rozbiórkowych. Proces kroczenia platform RCS w dół trwał 4 miesiące, w trakcie których dokonano rozbiórki 5720 m³ konstrukcji żelbetowej o masie około 14 295 t. Od momentu podjęcia decyzji o wstrzymaniu inwestycji do zgłoszenia zakończenia prac rozbiórkowych upłynęło raptem półtora roku. W 18 miesięcy opracowano niestandardową dokumentację niezbędną dla opisanych wyżej robót rozbiórkowych. Zmobilizowano sprzęt i zrealizowano wstępną prefabrykację platform w zakładach montażowych PERI Polska. Całość zadania wykonano zgodnie z harmonogramem czasowym przy zachowaniu wszystkich, wstępnych warunków ekonomicznych.

Application of the RCS rail climbing system during the demolition works of two concrete, monolithic pylons at the Ostrołęka power plant

Key words: emolition, dismantling, rail climbing system RCS, working platforms

Konsekwencje zmian jakościowych i ilościowych ścieków komunalnych dla trwałości konstrukcji zbiorników oczyszczalni ścieków

JANUSZ BANERA
Sika Poland Sp. z o.o.

Streszczenie: W opracowaniu opisano wpływ zmian jakościowych i ilościowych ścieków komunalnych na ich agresywność chemiczną w stosunku do betonowych konstrukcji I budowli w obrębie infrastruktury sektora gospodarki wodno-ściekowej i ich reperkusje odnośnie wytycznych w zakresie kryteriów wyboru stosowanych do materiałów ochrony powłokowej tych konstrukcji.

Słowa kluczowe: powłoki do ochrony powierzchniowej betonu, korozja betonu, odporność chemiczna, biogenny kwas siarkowy, zdolność przesklepiania rys, ochrona betonu, powłoki żywiczne, powłoki ochronne, Xolutec

Zmiany jakościowe i ilościowe ścieków komunalnych do których doszło w latach 1990–2010 w znacznym stopniu wpłynęły na ich agresywność chemiczną w stosunku do betonowych konstrukcji i budowli w obrębie infrastruktury sektora gospodarki wodno-ściekowej wywołując reperkusje odnośnie wytycznych w zakresie kryteriów wyboru stosowanych materiałów do ochrony powłokowej tych konstrukcji.

Środowisko panujące w kanałach i zbiornikach oczyszczalni ścieków jeszcze przed pojawieniem się zmian składu ścieków jakie wystąpiły we wskazanym powyżej okresie były skrajnie trudne i destrukcyjne dla betonowych budowli i konstrukcji ze względu na kilka różnych czynników niszczących i korozyjnych.

Po pierwsze mamy w tym środowisku do czynienia z silnymi przepływami wody i zawieszonymi w jej masie drobnymi ciałami stałymi, które ocierając podczas przepływu o powierzchnie ścian i dna zbiorników czy kanałów wywołują silną abrazję, a dodatkowo w wyniku kawitacji zachodzi destrukcyjne zjawisko implozji, które powoduje powierzchniowe uszkodzenia struktury betonu.

Równolegle w wyniku okresowych i cyklicznych zmian temperatury (zwłaszcza w komorach fermentacyjnych i bioreaktorach) betonowe ściany zbiorników w związku z stosunkowo wysokim współczynnikiem rozszerzalności i odwrotnie kurczliwości termicznej poddawane są silnym naprężeniom, co skutkuje powstawaniem drobnych rys i pęknięć, a w ekstremalnych warunkach może skutkować powstawaniem rys w całej objętości elementu betonowego, prowadząc do utraty szczelności oraz obniżenia jego trwałości i skrócenia okresu użytkowania w wyniku wnikania w strukturę betonu agresywnych korozyjne substancji.

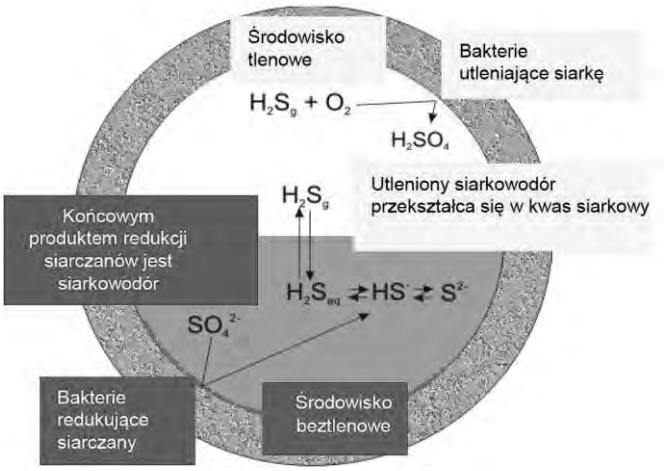
Zjawiska te zachodzą w środowisku wysoce agresywnym chemicznie co powoduje powiększanie się tych wszystkich drobnych uszkodzeń mechanicznych w wyniku procesów korozyjnych.

Złożony skład chemiczny ścieków zawierający różnego rodzaju kwasy organiczne i tłuszczowe nie jest bardzo agresywny na etapie wejście do oczyszczalni ścieków. Staje się wysoce

agresywny wraz z przebiegiem procesów ich oczyszczania, gdy podczas mechanizmu rozkładu masy organicznej w ściekach przez bakterie beztlenowe żyjące pod powierzchnią ścieków wytwarzane są duże ilości siarkowodoru jako środka ubocznego procesu przemiany materii bakterii zjadających masę organiczną. Gdy siarkowodór ten przedostaje się do strefy gazowej powyżej lustra ścieków, żyjące tam bakterie tlenowe utleniają w nim siarkę konwertując go do postaci biogennego kwasu siarkowego (rys. 1), który osiadając na powierzchniach konstrukcji betonowych zbiorników implikuje bardzo kwaśne środowisko na poziomie 3 lub nawet 2 pH. Niestety tak kwaśne środowisko powoduje korozję zarówno betonu jak i prętów stalowego zbrojenia.



Rys. 1. Uszkodzenia betonu pod wpływem korozji siarczanowej. (Źródło: Janusz Banera. Ochrona konstrukcji betonowych narażonych na oddziaływanie czynników chemicznych. WPPK-2018 Innowacyjne i współczesne rozwiązania w budownictwie – Konstrukcje Żelbetowe TOM IV).



Rys. 2. Proces powstawania biogennego kwasu siarkowego w ściekach. (Źródło: Opracowanie własne. Na podstawie – Prezentacja PowerPoint. Elisabeth Casas Bolivar. Szkolenie techniczne. Water management – Waste Water. Barcelona 2017).

Opisany powyżej stan faktyczny odpowiadający stanowi wiedzy w tym zakresie w latach 90-tych ubiegłego stulecia odzwierciedlał wytyczne w zakresie wymagań stosowania odpowiednich w tamtych czasach zabezpieczeń powłokowych konstrukcji betonowych w obrębie infrastruktury gospodarki wodno-ściekowej w Europie celem przedłużenia ich trwałości i bezpiecznego okresu użytkowania.

Do wstępnej oceny przydatności poszczególnych materiałów powłokowych można posługiwać się badaniami laboratoryjnymi mającymi na celu sprawdzenie parametrów wytrzymałościowych badanych materiałów w zasymulowanych warunkach środowiskowych odpowiadających tym realnym.

Początkiem lat 90-tych zastały przeprowadzone szeroko zakrojone na skalę Europy badania odporności różnych typów technologii zabezpieczeń powierzchniowych betonu w sektorze gospodarki wodno-ściekowej, gdzie dla celów wstępnej oceny przydatności tych materiałów wykorzystano badania laboratoryjne, a wnioski z przeprowadzonych badań zostały przedstawione w bardzo ciekawej publikacji z 1994 roku.

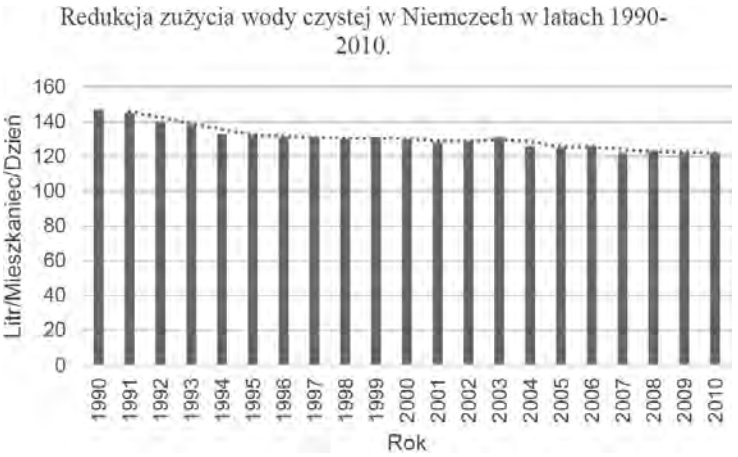
Analiza badań laboratoryjnych przedstawiona w tej publikacji wykazała, że na badane 71 różnych materiałów, test ten przeszło pomyślnie tylko 21.

Co ciekawe, powłoki polimocznikowe zaliczyły ten trudny test. A takie materiały jak winyloester (którego odporność chemiczna zdaje się przewyższać odporność innych żywic) nie zdały egzaminu w tych warunkach.

Podczas tych testów nie była jednak badana bezkrytycznie tylko odporność chemiczna materiałów, ale również wpływ oddziaływania agresji chemicznej na inne ich parametry techniczne jak sprężystość i zdolność przesklepiania rys czy przyczepność do podłoża. Badanie odporności chemicznej podczas tej analizy uwzględniało oprócz kwasu siarkowego różne kwasy organiczne w tym także kwasy tłuszczowe jakie również występują w ściekach. Analiza przeprowadzona na podstawie wykonanych badań pokazuje jak bardzo agresywne i korozyjne jest to środowisko jeszcze przed uwzględnieniem zmian wpływających na znaczne zmiany w tym zakresie.

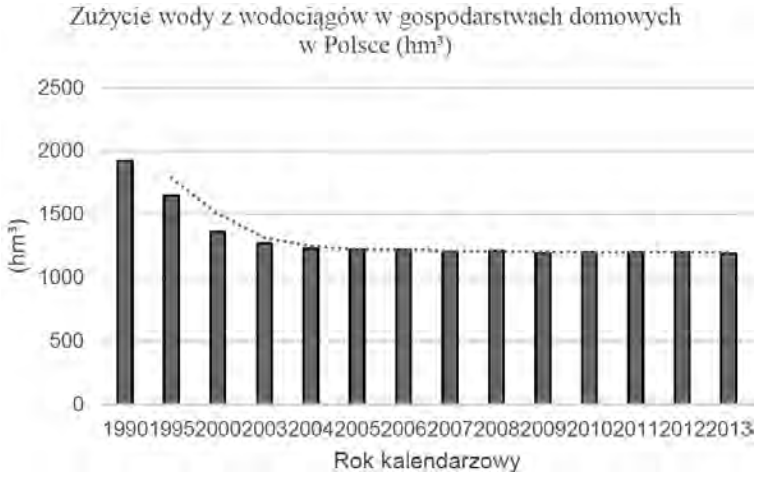
Na przełomie XX i XXI wieku zaszły pewne zmiany cywilizacyjne, które drastycznie zmieniły warunki środowiskowe w tym sektorze budownictwa. W wyniku rozdzielenia kanalizacji ścieków od instalacji wody deszczowej i ograniczonego zużycia wody czystej w gospodarstwach domowych przez wprowadzenie wodo oszczędnych zmywarek i pralek, perlatorów kranowych itd. ścieki uległy znacznemu zagęszczeniu (zwiększeniu zawartości masy organicznej).

Przykładowo badania redukcji zużycia czystej wody w gospodarstwach domowych w Niemczech18 (M.N. Pons, 2004.) wykazały (rys. 3), że w przedziale czasu od 1990 do 2011 roku ilość ta zmniejszyła się o 25%.



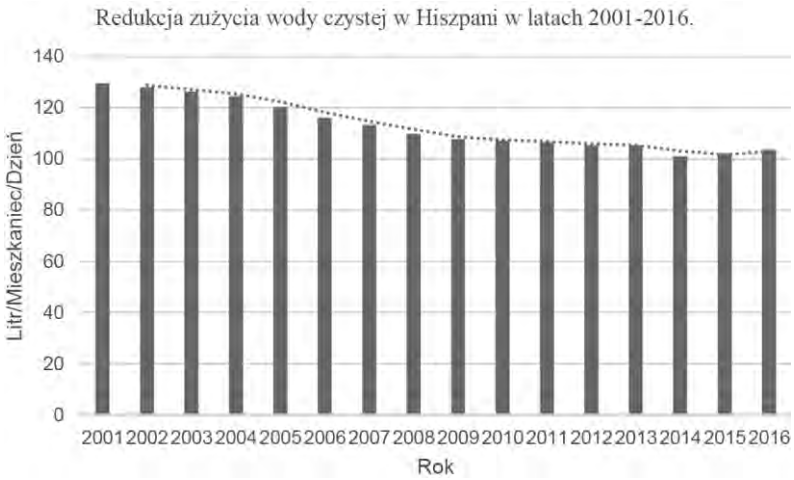
Rys. 3. Redukcja zużycia wody czystej w Niemczech w latach 1990–2010. (Źródło: opracowanie własne na podstawie: Prezentacja Power Point. 360° Concrete Protection for Extreme Conditions in Wastewater Industry. Albert Berenguel. Konferencja IRWO Poznań 2018).

W Polsce jak przedstawiono na rys. 4 w analogicznym okresie zanotowano jeszcze większe spadki poboru wody z wodociągów na potrzeby bytowe w gospodarstwach domowych sięgające aż 38%.



Rys. 4. Redukcja zużycia wody z wodociągów w gospodarstwach domowych w Polsce w latach 1990–2013. (Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z Izby Gospodarczej Wodociągi Polskie).

Podobne badania prowadzone na wielkomiejskim obszarze Barcelony w latach od 2001 do 2016, jak przedstawiono na rys. 5 wykazały 30% spadek zużycia wody.



Rys. 5. Redukcja zużycia wody czystej w Hiszpani w latach 2001–2016. (Źródło: opracowanie własne na podstawie: Prezentacja Power Point. 360° Concrete Protection for Extreme Conditions in Wastewater Industry. Albert Berenguel. Konferencja IRWO Poznań 2018).

Ponieważ w tej samej jednostce objętościowej ścieków obecnie jest większa ilość masy organicznej, którą bakterie muszą rozłożyć, niż jeszcze w latach 90-tych, doszło do zintensyfikowania procesów metabolicznych bakterii beztlenowych co spowodowało, że poziom siarkowodoru w ściekach z 10 ppm w początku lat 90-tych wzrósł (rys. 2) do drastycznie wysokiego w przedziale 100–300 ppm, a w przypadkach hermetyzowanych bioreaktorów nawet do poziomu 1000 ppm.

To zjawisko spowodowało wzrost populacji bakterii tlenowych w ściekach co skutkuje zwiększoną koncentracją kwasu siarkowego i dalszym obniżeniem pH na powierzchni konstrukcji betonowych z 3 do 1 lub nawet poniżej 1 pH. Niestety nie jest to zjawisko chwilowe, lecz utrzymuje się długotrwale przyśpieszając mechanizmy korozyjne betonu (rys. 6).

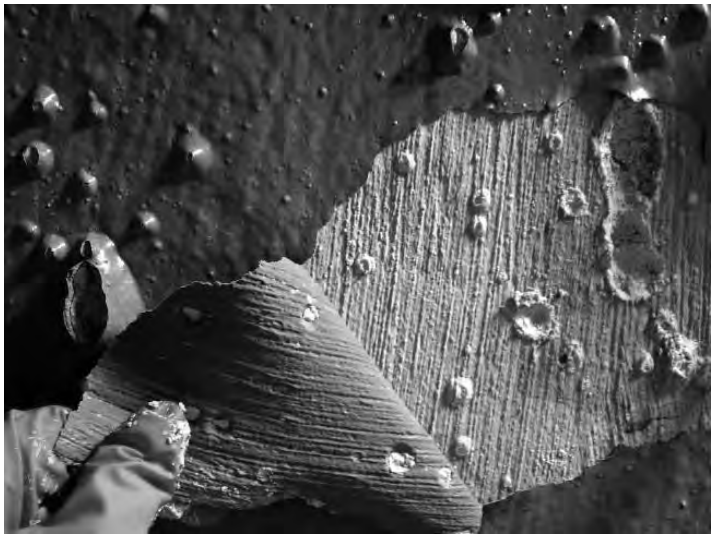


Rys. 6. Schemat wpływu zagęszczenia ścieków w wyniku ograniczonego zużycia wody czystej i oddzielenia instalacji wody deszczowej na wzrost stężenia biogennego kwasu siarkowego w ściekach. (Źródło: Opracowanie własne na podstawie publikacji: Marleni N., Gray S., Sharma A., Burn S. i Muttil N., Impact of Water Source Management Practices in Residential Areas on Sewer Networks – A Review, Water Science and Technology, 2012, wyd. 65, nr 4).



Rys. 7. Korozja żelbetowego stropu nad zbiornikiem w wyniku oddziaływania biogennego kwasu siarkowego. (Źródło: Zdjęcie wykonane przez Albert Berenguel Puigdomenech – Marketing Manager – Industrial and Concrete Refurbishment Europe).

Wobec powyższych zmian i wzrostu agresywności chemicznej w środowisku ścieków dziś materiały do ochrony powłokowej konstrukcji betonowych, które w latach 90-tych były stosowane i dobrze znosiły te warunki ulegają uszkodzeniom (rys. 8) jakie wcześniej nie były obserwowane, ponieważ nie były one w chwili ich tworzenia przewidywane do zastosowania w tak wysoce agresywnym chemicznie środowisku jakie występuje w ściekach obecnie.



Rys. 8. Przykład destrukcji materiału ochrony powłokowej w wyniku agresji chemicznej. (Źródło: Zdjęcie wykonane przez Dr. Engin Seyhan – Application Manager – Sika Industrial and Concrete Refurbishment Europe).

Ciekawe wnioski na temat wytycznych dotyczących doboru materiałów do wykonywania powłok ochronnych w zmieniających się warunkach ekspozycji środowiskowej w oczyszczalniach ścieków przedstawia publikacja Pana Nixona z 2001 roku, której konkluzją jest stwierdzenie, że warunki środowiskowe w ściekach wywołują utratę elastyczności różnych materiałów, co podobnie jak przy zastosowaniu sztywnych materiałów powoduje powstawanie w powłoce rys i pęknięć umożliwiających przenikanie substancjom korozyjnym pod powłokę i degradację konstrukcji betonowej w miejscach ich wtargnięcia.

W środowisku ściekowym oprócz odporności chemicznej na standardowe kwasy organiczne należy brać pod uwagę dodatkowe biogenne reakcje chemiczne, które są trudne do zasymulowania w warunkach laboratoryjnych.

Optymalną metodologię badań laboratoryjnych z uwzględnieniem tego czynnika stosowano podczas testów przeprowadzanych na Uniwersytecie w Duisburgu w Instytucie Fraunhofer do badania korozji biogennej.

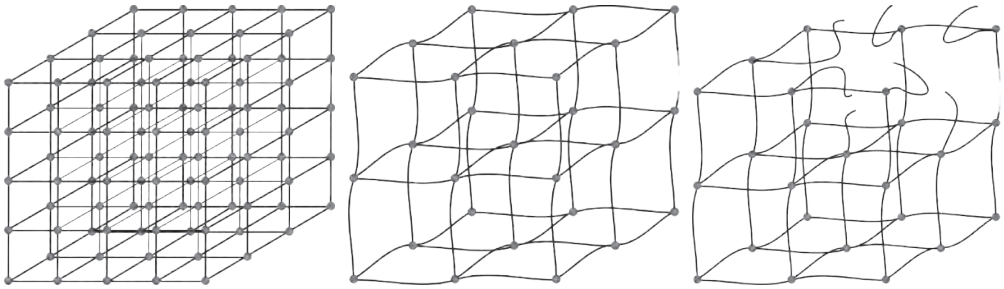
Metoda badania opracowana przez Instytut Fraunhofer pozwala zasymulować warunki przyśpieszonej korozji przy udziale biogennego kwasu siarkowego. Na bazie doświadczeń Instytutu Fraunhofer w zakresie tego testu wiemy, że przyspiesza on tempo korozji o 8 do 10 razy w porównaniu z realnymi warunkami jakie panują w środowisku ściekowym, co oznacza, że 6 miesięcy trwania testu odpowiada okresowi 5–6 lat w naturalnym środowisku ściekowym.

Główne wnioski z badań korozji biogenicznej na Uniwersytecie w Duisburgu są następujące:
– Beton nie jest odporny na istniejące warunki środowiskowe w gospodarce wodno-ściekowej.
– Cementowo-polimerowe zaprawy naprawcze (nawet te siarczano odporne) w długim okresie czasu również nie są wystarczająco odporne.
– Nawet wysoka odporność chemiczna materiału nie oznacza automatycznie wystarczającej odporności na biogenne reakcje chemiczne.
– Odporność różnych materiałów na kwasy organiczne jest zwykle bardzo ograniczona.
– Nawet dobra lub bardzo dobra odporność chemiczna bez elastyczności i zdolności przesklepiania rys powłoki ochronnej to za mało.
– Wszystkie błędy w aplikacji skutkujące nałożeniem niewystarczająco grubej warstwy powłoki nie zabezpiecza betonu przed korozją.

Pod względem chemicznym stosunkowo łatwo jest wytworzyć materiał o wysokiej odporności chemicznej, ponieważ za odporność chemiczną materiału odpowiada bezpośrednio gęstość sieciowania struktury molekularnej materiału (rys. 5), co można dość łatwo regulować, a im większa jest ta gęstość tym wyższa jest odporność chemiczna. Jednak gęstość sieciowania wiązań chemicznych reguluje również elastyczność materiału i im większa jest ta gęstość tym materiał staje się sztywniejszy, a jak wspomniano już wcześniej materiał do skutecznych zabezpieczeń powłokowych obok wysokiej odporności chemicznej musi być jednocześnie elastyczny i zdolny do przesklepiania rys, ponieważ trwałość zabezpieczeń powłokowych nie wynika z samej tylko odporności chemicznej materiału, z którego zostało ono wykonane. Jeżeli materiał ten będzie nawet najbardziej odporny chemicznie, lecz będzie stanowił sztywną powłokę bez zdolności do rozciągania się i przesklepiania rys to zacznie pękać na rysach powstających w podłożu betonowym pod wpływem jego skurczu, pozwalając przenikać substancjom agresywnym chemicznie w miejscu pęknięć pod powłokę i miejscowo degradować konstrukcję betonową.

Im większa jest gęstość sieciowania:
– Tym wyższa odporność chemiczna
– Tym niższa elastyczność

Agresywność chemiczna przerywa wiązania chemiczne (połączenia) między cząsteczkami.



Rys. 9. Schemat struktury molekularnej materiałów elastomerowych. (Źródło: opracowanie własne na podstawie: Powłoki polimocznikowe w budownictwie, Janusz Banera, Marek Maj, Andrzej Ubysz, DTP:D-CONCEPT, Grupa MD, Poznań 2017, s. 23–24).

Niestety stworzenie materiału, który łączyłby te dwie cechy jest nie lada wyzwaniem.

Metodologia badania odporności chemicznej nie jest skomplikowana. Jest ona ściśle określona przez normę PN-EN 13529 opisującą trzy standardy oznaczone klasami od I do III.
– Klasa I to odporność na działanie substancji chemicznej na powierzchnię materiału bez dodatkowego ciśnienia przez okres 3 dni.
– Klasa II to odporność na działanie substancji chemicznej na powierzchnię materiału również bez dodatkowego ciśnienia przez okres 28 dni.
– Klasa III to odporność na działanie substancji chemicznej na powierzchnię materiału z dodatkowym ciśnieniem przez okres 28 dni.

Następnie jest badana utrata twardości Bucholz'a lub Shore'a badanego materiału i jeżeli nie zmniejsza się ona więcej niż o 50%, materiał ten jest uznawany za odporny na daną substancję.

Metodologia badania zdolności przesklepiania rys jest również określona przez normy, tym razem przez Normę PN-EN 1062-7, która rozgranicza dwa typy zdolności przesklepiania rys:
– Statycznej, inaczej mówiąc zdolność przesklepiania rys z obciążeń statycznych, która jest określana klasami A x (rys. 6), gdzie x określa zakres szerokości rozwarcia rysy w podłożu, którą badana powłoka jest w stanie przesklepić bez pęknięcia.

Tablica 1. Klasy zdolności przesklepiania rys z obciążeń statycznych według Normy PN-EN 1062-7. (Źródło: opracowanie własne na podstawie normy: PN-EN 1062-7).

Klasy zdolności przesklepiania rys z obciążeń statycznych	
Klasa	**Szerokość rozwarcia rysy (mm)**
A1	0,1
A2	0,25
A3	0,5
A4	1,25
A5	2,5

– Dynamicznej (przy cyklicznym rozszerzaniu się rys i ich ponownym zwężaniu z wielokrotnym powtarzaniem się tego zjawiska). W tym przypadku jest ona określana klasami B× (rys. 7), gdzie prócz szerokości rozwarcia rysy w podłożu jest uwzględniane ilość cykli naprzemiennego rozszerzania i zwężania rysy oraz częstotliwość powtarzania tych cykli.

Tablica 2. Klasy zdolności przesklepiania rys z obciążeń dynamicznych według Normy PN-EN 1062-7. (Źródło: opracowanie własne na podstawie normy: PN-EN 1062-7).

Klasy zdolności przesklepiania rys z obciążeń statycznych			
Klasa	**Szerokość rozwarcia rysy (mm)**	**Liczba cykli**	**Częstotliwość (Hz)**
B1	0,1–0,15	100	0,03
B2	0,1–0,15	1000	0,03
B3.1	0,1–0,3	1000	0,03
B3.2	0,1–0,3	20000	1
B4.1	0,2–0,5	1000	0,03
B4.2	0,2–0,5	20000	1

Oprócz właściwości użytkowych materiałów już po ich związaniu bardzo ważne są również ich właściwości dotyczące warunków otoczenia podczas aplikacji. Musimy pamiętać, że prace związane z wykonywaniem powłok ochronnych w obiektach sektora gospodarki wodno-ściekowej są z reguły prowadzone w bardzo trudnych warunkach. W zamkniętych pomieszczeniach, które do czasu rozpoczęcia remontu były zanurzone w wodzie (wypełnione ściekami), a więc konstrukcje te są zazwyczaj mokre, a w powietrzu panuje wysoka wilgotność, zazwyczaj przekraczająca maksymalną dopuszczalną dla prawidłowego wiązania materiałów standardowych z żywic reaktywnych. Czas na wykonanie prac jest ograniczony, a używane materiały wymagają dobrej przyczepności do podłoży, które jest mokre i zanieczyszczone.

To są bardzo ważne zagadnienia, ponieważ przy zastosowaniu tradycyjnych materiałów wymagane jest zapewnienie suchego i czystego podłoża, a uzyskanie takich warunków w tak trudnym środowisku jest czasochłonne i kosztowne.

Przy rozpatrywaniu zalecanych kryteriów przy wyborze odpowiedniej technologii powłok ochronnych należy zwracać uwagę zarówno na właściwości użytkowe, czyli parametry techniczne już związanych materiałów jak również właściwości robocze podczas aplikacji, jak te wymienione we wspomnianej już wcześniej publikacji Pana Nixona z maja 2001 r.

Kryteria dotyczące właściwości użytkowych:

– Podwyższona długoterminowa odporność na kwas siarkowy (H2SO4.)
– Niska nasiąkliwość: (Kapilarna absorbcja wody).
– Odporność na biogenne reakcje chemiczne.
– Optymalna przyczepność do podłoża betonowego.
– Wysoka zdolność mostkowania rys (zarówno klasy A jak i B).
– Wysoka odporność mechaniczna (na ścieranie i uderzenia).

Kryteria dotyczące stosowania:

– Tolerancja na wilgoć przy nakładaniu i utwardzaniu.

– Łatwość uzyskania ciągłej warstwy powłoki pozbawionej porów i perforacji.
– Całkowity czas utwardzania i ograniczenia dotyczące nakładania kolejnej warstwy.
– Możliwość nakładania produktu na powierzchniach pionowych i poziomych ponad głową bez zacieków.
– Przyczepność do podłoża metalowego, ponieważ w niemal każdym zbiorniku betonowym w oczyszczalniach ścieków występują elementy stalowe jako wsporniki lub mocowania do montażu urządzeń technologicznych, które również wymagają zabezpieczenia.

Podsumowując wnioski dotyczące postawionej na wstępie tezy, że zmiany jakościowe i ilościowe ścieków komunalnych do jakich doszło w latach 1990–2010 w znacznym stopniu wpłynęły na ich agresywność chemiczną w stosunku do betonowych konstrukcji i budowli w obrębie infrastruktury sektora gospodarki wodno-ściekowej wywołując reperkusje odnośnie wytycznych w zakresie kryteriów wyboru stosowanych materiałów do ochrony powłokowej tych konstrukcji warto przeanalizować przydatność różnych typów technologii w tym nowym świetle i odpowiedzieć na pytanie „ Czy istnieje obecnie dostępna na rynku technologia, która byłaby w stanie sprostać tak trudnym i złożonym wymaganiom?”.

Jeżeli zbierzemy wszystkie dostępne na naszym rynku typy technologii ochrony powłokowej na jednym wykresie, w którym uwzględnimy zarówno odporność chemiczną jak również zdolność przesklepiania rys to zauważymy, że wzrost elastyczności (zdolności z przesklepiania rys) na ogół zmniejsza odporność chemiczną tych materiałów i zależność ta przebiega przez wykres niemalże po linii prostej.

Jeżeli podzielimy te materiały na elastyczne i sztywne jak również na bardziej i mniej odporne chemicznie – to tych jednocześnie elastycznych i odpornych chemicznie zostanie nam zaledwie kilka.

Jeżeli dołożymy do tego tolerancję na wilgotne podłoże podczas aplikacji to zostanie nam tylko jedna technologia spełniająca te wszystkie wymagania jednocześnie, a mianowicie XOLUTEC.

Technologia XOLUTEC to nie nazwa produktu, to ogólna nazwa bazy chemiczne nowej generacji podobnie jak nazwa (epoksyd, poliuretan, winyloester czy polimocznik), która dzięki zastosowaniu systemu wzajemnie przenikających się krzyżowo wiązań chemicznych łączy właściwości wymagane obecnie w środowisku ścieków, jak wysokiej odporności chemicznej, bardzo dobrej zdolności przesklepiania rys i dodatkowo wysokiej tolerancji na wilgoć w podłożu podczas aplikacji.

XOLUTEC tworzy kombinację wszystkich właściwości wymaganych przy wyborze materiału do zastosowania w opisywanym właśnie środowisku ściekowym zgodnie z wymienionymi zaleceniami w publikowanych wytycznych przez Pana Nixona:
– Po pierwsze wyróżnia ją wysoka odporność na kwas siarkowy i kwasy organiczne.
– Po drugie posiada wysoką zdolność przesklepiania rys, aż do 0,7 mm rozwarcia rysy.
– Dodatkowo posiada specyficzną i długotrwałą (ok. 12 lat) odporność na korozję biologiczną wywołaną przez bakterie.
– Jest wysoce odporna na obciążenia mechaniczne jak ścieranie i uderzanie i wywiązuje bardzo dużą przyczepność do podłoża betonowego.
– Charakteryzuje się bardzo niską nasiąkliwością kapilarna absorbcja wody na poziomie 0,0005 kg/m^2/h0,5 zgodnie z Normą PN-EN 1062-3 gdzie wymagane jest < 0,1 kg/m^2/h0,5.
– Posiada bardzo wysoki współczynnik oporu dyfuzyjnego dla metanu $(5-6)\frac{\mathrm{cm}^3}{\mathrm{m}^2*\mathrm{d}*\mathrm{bar}}$

To jest część właściwości dotyczących parametrów technicznych materiału po związaniu, czyli właściwości użytkowych. I druga część dotycząca właściwości materiału podczas aplikacji:

– System posiada wysoką tolerancję na wilgoć podłoża podczas aplikacji i utwardzania (wymaga jedynie optycznej oceny bez konieczności badania wartości wilgoci resztkowej w betonie).
– Może być aplikowany za pomocą wałka lub maszynowo za pomocą natrysku co pozwala wykonać ciągłą powłokę bez perforacji na pionowych powierzchniach ścian i na suficie.
– Ma krótki czas utwardzania nawet w niskich temperaturach i wysoką przyczepność do podłoży stalowych.

Wybór tej technologii pozwala skrócić czas potrzebny na przeprowadzenie prac renowacyjnych zbiornika w porównaniu z innymi materiałami, a tym samym zredukować koszty wynikające z przestoju czyli wyłączenia zbiornika z eksploatacji, ponieważ dzięki wysokiej tolerancji na wilgoć podłoża nie ma konieczności czekania do jego całkowitego wyschnięcia, a dzięki możliwości aplikacji natryskowej i krótkiemu czasowi utwardzania się materiałów całą aplikację systemu (tj. gruntowania i nakładania powłoki głównej) można wykonać zaledwie w ciągu 24 godzin by po kolejnych 24 godzinach utwardzania napełnić już zbiornik wodą i przywrócić go do użytkowania. Dzięki temu zastosowanie technologii tego typu daje możliwość szybkiego przywrócenia remontowanego zbiornika do eksploatacji.

Wysoka tolerancja na wilgoć podłoża podczas aplikacji nie tylko skraca czas potrzebny na przeprowadzenie prac, ale również zmniejsza ryzyko delaminacji, pęcherzenia i pękania powłoki w okresie późniejszego użytkowania, które jest bardzo wysokie przy stosowaniu standardowych materiałów w skrajnych warunkach wilgotnościowych.

Zastosowanie w takiej sytuacji materiałów powłokowych na bazie technologii XOLUTEC obniża ryzyko niepowodzenia inwestycji i ewentualnych konieczności poprawek po skończonej aplikacji bez których nie można rozpocząć użytkowania wyremontowanego zbiornika.

Nie bez znaczenia jest również fakt, że związku z wyjątkową trwałością systemów powłokowych opartych na bazie chemicznej XOLUTEX zastosowanie tego typu systemu w praktyce redukuje koszty eksploatacji ograniczając konieczność napraw i wydłużając cykle okresów pomiędzy kolejnymi renowacjami.

Receptura bazy chemicznej oznaczonej nazwą XOLUTEC została opracowana specjalnie z myślą o przeznaczeniu do stosowania w materiałach i systemach do ochrony powłokowej konstrukcji betonowych w obrębie infrastruktury gospodarki wodno-ściekowej uwzględniając aktualne warunki ekspozycji środowiskowej i materiały na bazie tej technologii nadają się do zastosowań we wszystkich rodzajach zbiorników w oczyszczalniach ścieków jak osadniki, zbiorniki fermentacji wstępnej, zlewnie, piaskowniki, przepompownie, bioreaktory czy zbiorniki zagęszczania osadów i zbiorniki na gnojowicę, a także zbiorniki do produkcji biogazu ponieważ przy jej tworzeniu zostały uwzględnione wszystkie wymagania i zagrożenia wynikające z skrajnie trudnych warunków ekspozycji środowiskowej jaka panuje w ściekach zgodnie z najnowszym i aktualnym stanem wiedzy, a trwałość materiałów na bazie technologii XOLUTEC potwierdzono w wielomiesięcznych testach przyśpieszonej korozji biogennej prowadzonych w Instytucie Fraunhofer w Duisburgu i w naturalnych warunkach ściekowych w wielu oczyszczalniach ścieków na całym świecie (rys. 10 – 12).

W świetle przedstawionych informacji nasuwa się wniosek, iż celem zapewnienia trwałości planowanych prac renowacyjnych elementów infrastruktury w zakresie gospodarki wodno-ściekowej należy w procesie doboru stosowanej technologii uwzględniać zmianę wytycznych dotyczących kryteriów wyboru materiałów dobierając technologię nowej generacji, które na etapie formulacji uwzględniały podwyższone wymagania ich odporności zgodnie z aktualnym stanem wiedzy na temat ekspozycji środowiskowej w tym sektorze budownictwa.



Rys. 10. Miejska oczyszczalnia ścieków AQUANET Poznań 23 000 m². (Źródło: Zdjęcie wykonane przez Janusz Banera Sika Poland).



Rys. 11. Zbiornik na ścieki Sinno French (SUEZ)12 000 m² – Szanghaj, Chiny. (Źródło: Zdjęcie wykonane przez Elisabeth Casas-Bolivar – Sika Specification Manager Europa).



Rys. 12. Oczyszczalnia ścieków komunalnych Petronas 10 000 m² Kuantan, Malezja. (Źródło: Zdjęcie wykonane przez Engin Seyhan – Sika Application Manager Industrial and Concrete).

Bibliografia:

1. Banera J., Maj M., Ubysz A., Powłoki polimocznikowe w budownictwie, DTP:D-CONCEPT, Grupa MD, Poznań 2017.
2. Halicka A., Franczak D., Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na ciecze, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
3. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2011.
3. Trwałość materiałów stosowanych do napraw i ochrony betonu, redakcja zbiorowa: Kamiński M., Jasiczak J., Buczkowski W., Błaszczyński T., Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2009.
4. Marleni N., Gray S., Sharma A., Burn S. i Muttil N., Impact of Water Source Management Practices in Residential Areas on Sewer Networks – A Review, Water Science and Technology, 2012, wyd. 65, nr 4.
5. Nixon R., Wastewater treatment plants: Coating selection guidelines for changing exposure conditions, JPCL, maj 2001 r.
6. Redner J.A., Hsi R.P. i Esfandi E.J., Evaluating coatings for concrete in wastewater facilities: An update, JPCL, grudzień 1994.
7. Seruga A., Szydłowski R., Zych M., Ocena postępującego procesu zarysowania ścian cylindrycznych w monolitycznych zbiornikach żelbetowych, Czasopismo Techniczne. Wyd. Politechniki Krakowskiej, z.1 – B/2008.
8. Suchan M., Wymagania techniczne dotyczące materiałów do napraw konstrukcji z betonu, Materiały Budowlane, Nr 11, 1998.
9. Zakowicz A., Wymagania dla zbiorników na gnojówkę/gnojowicę, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 1/2010.
10. Instrukcja ITB nr 453/2009, Ochrona powierzchniowa betonu w warunkach agresji chemicznej, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2009.
11. PN-EN 1504-2:2006, Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 2: Systemy ochrony powierzchniowej betonu.
12. PN-EN 13529:2005. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Odporność na silną agresję chemiczną.
13. Norma PN-EN 13578:2008 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Metody badań – Kompatybilność z betonem wilgotnym.
14. PN-EN ISO 4628-2:2005, Farby i lakiery. Ocena zniszczenia powłok. Określanie ilości i rozmiaru uszkodzeń oraz intensywności jednolitych zmian w wyglądzie. Część 2: Ocena stopnia spęcherzenia.
6. PN-EN 1062-7:2005, Farby i lakiery – Wyroby lakierowe i systemy powłokowe stosowane na zewnątrz na mury i beton – Część 7: Oznaczanie właściwości pokrywania rys.
15. PN- EN 1062-3:2008 Farby i lakiery – Wyroby lakierowe i systemy powłokowe stosowane na zewnątrz na mury i beton – Część 3: Oznaczanie przepuszczalności wody.
16. PN-EN ISO 4628-4:2005, Farby i lakiery. Ocena zniszczenia powłok. Określanie ilości i rozmiaru uszkodzeń oraz intensywności jednolitych zmian w wyglądzie. Część 4: Ocena stopnia spękania.
17. Poradnik ITB 479/2012, Naprawa i ochrona konstrukcji żelbetowych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2012.
18. https://mbcc.sika.com/pl-pl
19. https://masterseal-m689.master-builders-solutions.pl/
20. https://info-mbcc.sika.com/pl/masterseal-7000cr/

Consequences of qualitative and quantitative changes in municipal wastewater for the durability of wastewater treatment plant tank structures

Key words: surface protection coatings for concrete, concrete corrosion, chemical resistance, biogenic sulfuric acid, crack bridging ability, concrete protection, resin coatings, protective coatings, Xolutec

INDEKS AUTORÓW
AUTHOR INDEX

INDEKS AUTORÓW

AUTHOR INDEX

A

Adamczak-Bugno Anna	Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym	399
Adamczuk Mateusz	Zastosowanie szynowego systemu wspinania RCS na etapie prac rozbiórkowych dwóch żelbetowych, monolitycznych pylonów w elektrowni Ostrołęka	1009
Aupperle Kenneth	Challenges and opportunities for new nuclear construction: lessons learned – but not followed	51

B

Babiak Michał	Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń hali produkcyjnej z częścią socjalną	263
Banera Janusz	Konsekwencje zmian jakościowych i ilościowych ścieków komunalnych dla trwałości konstrukcji zbiorników oczyszczalni ścieków	1019
Baron Adrian	Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną	221
Baryłka Adam	Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia	525
	Zagrożenie katastrofą budowlaną w wyniku braku analizy stateczności skarpy	475
Bereza Wiesław	Diagnostyka stanu technicznego prefabrykowanej żelbetowej konstrukcji budynku z początku XX wieku	605
Białecki Daniel	Ekstrakcja chlorków z płyt stropowych nad podziemnym garażem w praktyce	783
Bień Jan	Ocena nośności użytkowej mostów drogowych	955
Blazy Julia	Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu	837
Błazik-Borowa Ewa	Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych	535
Błaż Julia	Awaria konstrukcji stołów na farmie fotowoltaicznej	505
Błyszko Jarosław	Analiza stanu awaryjnego słupa energetycznego 110 kV po podwyższeniu	513
	Zmiany projektowe na etapie budowy wynikiem przeciążenia filrów murowanych w budynku mieszkalnym wielorodzinnym	85
Boba-Dyga Bożena	Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia" – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?	191
Borucka-Lipska Jolanta	Awaria nowo budowanego wiaduktu na skutek kolizji z transportem ponadgabarytowym	859
	Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie	915
Brol Janusz	Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła	319

C

Cała Marek	Awarie w tunelach na drodze S1 (dawnej S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka	423
	Procesy zapadliskowe w rejonie Trzebini geneza i przyczyny powstawania	21
Chajec Adrian	Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej	577
Chmielewski Ryszard	Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia	525
Chomacki Leszek	Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły	431
	Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną	221

Chromik Adam	Przykład niespełnienia wymagań podstawowych prawa budowlanego w budynku hali sportowej	115
Cyrulik Ewa	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149
Czarnecki Sławomir	Przyczyny odpadania okładziny z płytek klinkierowych z elewacji nowego średniowysokiego budynku	97

D

Demır Cem	Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes	39
Donajko Olgierd	Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej	329
Drabczyk Zofia	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149
Drobiec Joanna	Diagnostyka drewnianych elementów konstrukcji dachu w XIX wiecznym kościele w Osiecznicy	105
Drobiec Łukasz	Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu	837
	Katastrofa budowlana belki żelbetowej na skutek braku spełnienia wymagań konstrukcyjnych	585
	Przykład niespełnienia wymagań podstawowych prawa budowlanego w budynku hali sportowej	115
	Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej	329
Dudek Marta	Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym	869

F

Fangrat Jadwiga	Wybrane aspekty awarii stalowych przekryć dachowych w warunkach pożaru rozwiniętego	567
Fedorczak-Cisak Małgorzata	Diagnostyka komfortu użytkowania i dobór technologii remontu sakralnego obiektu zabytkowego	125
Firek Karol	Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze	137
Francke Barbara	Wpływ warunków gruntowo-wodnych na zagrożenia awariami obiektów budowlanych – studium przypadku	441

G

Godlewski Tomasz	Grunty ekspansywne jako praprzyczyna awarii zabytkowego podziemnego zbiornika wody pitnej	453
Goksu Caglar	Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes	39
Gołdyn Michał	Ocena nośności i wzmacnianie słupów żelbetowych w historycznym budynku produkcyjnym	745
	Weryfikacja obciążeń użytkowych stropu w budynku przemysłowym	757
Gołębiowski Łukasz	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Górecki Marcin	Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych	535
Gromysz Krzysztof	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149
Grzyb Krzysztof	Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu	837
	Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej	329
Gwazdacz Michał	Analiza przyczyn awarii konstrukcji z elementów prefabrykowanych	487
Gwoździewicz Piotr	Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym	869

H

Habiera-Waśniewska Elżbieta	Stan przedawaryjny zabytkowej więźby wieszarowej kościoła z XIX wieku	161
Halicka Anna	Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych	535

Hebda Lesław	Ekstrakcja chlorków z płyt stropowych nad podziemnym garażem w praktyce	783
Hojdys Łukasz	Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia" – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?	191
Hoła Anna	Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej	577
Hoła Jerzy	Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych	171
	Przyczyny odpadania okładziny z płytek klinkierowych z elewacji nowego średniowysokiego budynku	97
	Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej	577
Howis Jerzy	Wpływ uciąglenia przęseł na awaryjny stan konstrukcji na przykładzie drogowej estakady miejskiej	997
Huang Dan	Comprehensive materials characterization protocol for assessing fire-induced damage in concrete elements	823
Hulimka Jacek	Stan awaryjny żelbetowej estakady spowodowany korozją materiałów konstrukcyjnych	597
Hurtado Pablo	Bridge deck deterioration in California Box-Girder Bridges	881

I

Ilkı Alper	Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes	39

J

Janiec Mateusz	Analiza wyników impregnacji przeciwogniowej drewna konstrukcyjnego na potrzeby budynków średniowysokich – przyczynek do dyskusji nad bezpieczeństwem ogniowym konstrukcji drewnianych	213
Jasiński Marcin	Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie	915
Józefczyk Łukasz	Sytuacja niezamierzonego obciążenia jako realne zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych	769
Juraszek Janusz	Diagnostyka i zapobieganie awariom na przykładzie konstrukcji wsporczej suwnicy	341
Jurczak Robert	Awaria systemu odwodnienia obiektu mostowego przyczyną uszkodzeń nawierzchni – studium przypadku	893

K

Krzysztof Kaczorek	Analiza wybranych opracowań eksperckich zrealizowanych w latach 2014–2023 w kontekście najczęściej występujących problemów technicznych	355
Kadak Andrew C.	Challenges and opportunities for new nuclear construction: lessons learned – but not followed	51
Kałuża Marta	Obliczanie nośności ścinanych ścian murowanych wzmocnionych siatkami kompozytowymi	179
Kańka Stanisław	Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym	869
Karolak Anna	Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych	171
Kaszubska Monika	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Kępniak Maja	Fibrobetonowa posadzka na wybiegu dla zwierząt w ZOO – trudności i błędy specyfiacji	793
Kinasz Roman	Diagnostyka stanu technicznego prefabrykowanej żelbetowej konstrukcji budynku z początku XX wieku	605
Klimus Zuzanna	Analiza przyczyn awarii konstrukcji z elementów prefabrykowanych	487
Kocot Wojciech	Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze	137
Koda Eugeniusz	Wpływ warunków gruntowo-wodnych na zagrożenia awariami obiektów budowlanych – studium przypadku	441
Korentz Jacek	Analiza nośności skorodowanych słupów żelbetowych wzmocnionych różnymi technikami	617

Kotala Bernard	Awaria konstrukcji wsporczej paneli fotowoltaicznych w wyniku błędów w projektowaniu	543
	Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła	319
Kotarski Artur	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Kouame Andrea Noelly	Prevention of structural failure of plain concrete applications: statistical parameters of flexural and compressive strengths	625
Kowalski Robert	O pożarze w rejonie ważnego słupa żelbetowego, który był dobrze zaprojektowany	633
Kozicki Jan	Stan przedawaryjny zabytkowej więźby wieszarowej kościoła z XIX wieku	161
Koziński Krzysztof	Uszkodzenia ścian działowych – analiza przypadków w aspekcie bezpieczeństwa i sposobów naprawy	203
Kozłowski Marcin	Nośność poawaryjna szkła warstwowego mocowanego punktowo z lokalnie osadzoną siatką stalową	803
Krajewski Piotr	Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia" – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?	191
Krampikowska Aleksandra	Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstwowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym	399
Krawczyk Łukasz	Ocena nośności i wzmacnianie słupów żelbetowych w historycznym budynku produkcyjnym	745
	Weryfikacja obciążeń użytkowych stropu w budynku przemysłowym	757
Kruszka Leopold	Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia	525
Krzemiński Michał	Analiza wybranych opracowań eksperckich zrealizowanych w latach 2014–2023 w kontekście najczęściej występujących problemów technicznych	355
Kubica Jan	Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła	319
Kulpa Maciej	Wykorzystanie DFOS w diagnostyce i monitoringu obiektów mostowych	903
Kwiecień Arkadiusz	Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia" – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?	191
Kwiecień Sławomir	Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu	837

L

Leks Anna	Wpływ metahaloizytu na skutki reakcji alkalia-kruszywo w betonie	813
Lemańska Katarzyna	Stary 180 m komin przemysłowy jak nowy – przedłużenie życia nowatorskimi metodami wzmacniania	679
Lisowski Marcin	Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków	367

Ł

Łabuzek Barbara	Nietrafiony projekt żelbetowego stropu kasetonowego dużej rozpiętości i sposób przywrócenia jego właściwości użytkowych	725
Łaziński Piotr	Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie	915
Łukowski Paweł	Fibrobetonowa posadzka na wybiegu dla zwierząt w ZOO – trudności i błędy specyfiacji	793

M

Mackiewicz Monika	Wady zabytkowej więźby dachowej przyczyną zmiany jej schematu statycznego	305
Majewski Marcin	Ekstrakcja chlorków z płyt stropowych nad podziemnym garażem w praktyce	785
Majewski Tomasz	Awaria betonowej posadzki przemysłowej w następstwie błędów projektowych i wykonawczych	643
	Błędy projektowe i wykonawcze płyty fundamentowej garażu podziemnego	667
	Przedawaryjny stan techniczny estakady suwnicy pomostowej o udźwigu 20 ton po wieloletnim okresie użytkowania	655
Marcinowski Jakub	Nośność wyboczeniowa ściany stalowego silosu na zboże	555
Martysz Gabriel	Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń hali produkcyjnej z częścią socjalną	263
Matuszczak Joanna	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149

Matysek Piotr	Uszkodzenia ścian działowych – analiza przypadków w aspekcie bezpieczeństwa i sposobów naprawy	203
Mazurek Aleksandra	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Mieszkowski Radosław	Grunty ekspansywne jako praprzyczyna awarii zabytkowego podziemnego zbiornika wody pitnej	453
Mikulski Erik	Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków	367

N

Niedostatkiewicz Maciej	Awaria betonowej posadzki przemysłowej w następstwie błędów projektowych i wykonawczych	643
	Błędy projektowe i wykonawcze płyty fundamentowej garażu podziemnego	667
	Degradacja i uszkodzenia podbudowy jako przyczyny awarii betonowych posadzek przemysłowych	233
	Przedawaryjny stan techniczny estakady suwnicy pomostowej o udźwigu 20 ton po wieloletnim okresie użytkowania	655
Niewiadomski Paweł	Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych	171
Noakowski Piotr	Stary 180 m komin przemysłowy jak nowy – przedłużenie życia nowatorskimi metodami wzmacniania	679
Nowak Andrzej S.	Bridge deck deterioration in California Box-Girder Bridges	881
	Prevention of structural failure of plain concrete applications: statistical parameters of flexural and compressive strengths	625
Nowogońska Beata	Diagnostyka drewnianych elementów konstrukcji dachu w XIX wiecznym kościele w Osiecznicy	105

O

Olczyk Norbert	Awaria konstrukcji stołów na farmie fotowoltaicznej	505
	Zmiany projektowe na etapie budowy wynikiem przeciążenia filrów murowanych w budynku mieszkalnym wielorodzinnym	85
Olek Jan	Comprehensive materials characterization protocol for assessing fire-induced damage in concrete elements	825
Oleszek Radosław	Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego	943
Owsiak Zdzisława	Wpływ metahaloizytu na skutki reakcji alkalia-kruszywo w betonie	813

P

Pająk Zbigniew	Przyczyny uszkodzeń budynku poczekalni	687
Pawłowicz Joanna Agnieszka	Wady zabytkowej więźby dachowej przyczyną zmiany jej schematu statycznego	305
Piątek Bartosz	Wykorzystanie DFOS w diagnostyce i monitoringu obiektów mostowych	903
Piekarczuk Artur	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Piotrowski Tomasz	Budowa elektrowni jądrowej w Polsce – prawo, standardy i local content	67
Porzyc Łukasz	Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego	943
Pradelok Stefan	Przebudowa wiaduktu drogowego w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie	915
Protchenko Kostiantyn	Evaluation of residual load-bearing capacity of beams reinforced with innovative hybrid HFRP bars after structural failures under fire conditions	695

R

Raczkiewicz Wioletta	Diagnostyka żelbetowej konstrukcji tunelu w zakładzie przemysłowym	735
Radomski Wojciech	Katastrofy mostów – ciąg dalszy	927
Radziszewska-Zielina Elżbieta	Diagnostyka komfortu użytkowania i dobór technologii remontu sakralnego obiektu zabytkowego	125
Rakoczy Anna M	Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego	943
Recha Faustyn	Analiza ugięcia jako możliwość szacowania parametru korozyjnego zbrojenia w żelbecie	707
Ribeiro Diogo	Ocena przydatności do użytkowania sprężonego obiektu mostowego	943
Roszkowski Paweł	Wybrane aspekty awarii stalowych przekryć dachowych w warunkach pożaru rozwiniętego	567

Rusek Janusz	Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły	431
	Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze	137
	Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną	221
Rutkowski Damian	Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków	367
Rykaczewski Michał	Analiza wyników impregnacji przeciwogniowej drewna konstrukcyjnego na potrzeby budynków średniowysokich – przyczynek do dyskusji nad bezpieczeństwem ogniowym konstrukcji drewnianych	213
Ryżyński Władysław	Degradacja i uszkodzenia podbudowy jako przyczyny awarii betonowych posadzek przemysłowych	233

S

Sadłowski Karol	Awaria konstrukcji ściany oporowej umocnienia skarpy na skutek błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na sąsiedniej działce	465
	Awaria posadzki betonowej w zakładzie przetwórstwa spożywczego jako skutek nieszczelności kanalizacji	495
Sadowski Łukasz	Nieprawidłowe wykończenie zagrażające trwałości i bezpiecznemu użytkowaniu balkonów w nowych budynkach wielorodzinnych	171
	Przyczyny odpadania okładziny z płytek klinkierowych z elewacji nowego średniowysokiego budynku	97
	Przyczyny powstania rys w nowej podłodze betonowej w reprezentacyjnej sali wystawienniczej	577
Sakharov Volodymyr	Nośność wyboczeniowa ściany stalowego silosu na zboże	555
Sankowski Jacek	Modyfikacje konstrukcji z profili giętych dwukierunkowo pod zwiększone obciążenia	525
	Zagrożenie katastrofą budowlaną w wyniku braku analizy stateczności skarpy	475
Sarı Bilal	Performance of the built environment against february 2023 Türkiye earthquakes	39
Schindler Anton K.	Shrinkage cracking potential of cement composites assessed by the restrained ring test	849
Schoenowitz-Żuradzka Sylwia	Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym	869
Sidło Andrzej	Budowa elektrowni jądrowej w Polsce – prawo, standardy i local content	67
Sieczkowski Jan	Analiza przyczyn uszkodzenia złączy w wielkopłytowym budynku W-70	717
Siwowski Tomasz	Ocena nośności użytkowej mostów drogowych	955
	Wykorzystanie DFOS w diagnostyce i monitoringu obiektów mostowych	903
Skiba Magdalena	Nietypowe nawierzchnie tramwajowe wykonywane z uwzględnieniem zaleceń konserwatorskich na terenie Wrocławia	967
Słowik Leszek	Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły	431
	Wyburzenie ścianki działowej w kamienicy a potencjalne zagrożenie awarią budowlaną	221
Snela Małgorzata	Niebezpieczeństwa związane ze stosowaniem profili zamkniętych w dźwigarach stalowych	535
Sobczyk Kamil	Zagrożenie katastrofą budowlaną w wyniku braku analizy stateczności skarpy	475
	Zastosowanie monitoringu geodezyjnego w diagnostyce konstrukcji budynków	367
Stecz Piotr	Ocena stanu awaryjnego zabytkowego fortu 49a „Dłubnia” – czy odtworzenie formy historycznej może zniszczyć zabytek?	191
Steidl Tomasz	Diagnostyka komfortu użytkowania i dobór technologii remontu sakralnego obiektu zabytkowego	125
Stopkowicz Agnieszka	Awarie w tunelach na drodze S1 (dawnej S69) Przybędza – Węgierska Górka – Milówka	423
	Procesy zapadliskowe w rejonie Trzebini geneza i przyczyny powstawania	21
Stryszewska Teresa	Ocena procesów starzeniowych wybranych elementów konstrukcyjnych w istniejącym moście wantowym	869
Suchoń Damian	Negatywny wpływ eksploatacji górniczej na wznoszone segmenty szkoły	431
Surma Mateusz	Sytuacja niezamierzonego obciążenia jako realne zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych	769
Szczotka Józef	Analiza przyczyn awarii konstrukcji z elementów prefabrykowanych	487

Szer Iwona	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
	Warunki wietrzne na rusztowaniu i ich wpływ na bezpieczeństwo pracowników	389
Szer Jacek	Trójwymiarowe obrazowanie cyfrowe w diagnostyce i ocenie awarii obiektów budowlanych	379
Szmigiera Elżbieta	Evaluation of residual load-bearing capacity of beams reinforced with innovative hybrid HFRP bars after structural failures under fire conditions	695
Szoblik Łukasz	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149
Szojda Leszek	Awaria konstrukcji wsporczej paneli fotowoltaicznych w wyniku błędów w projektowaniu	543
Szulc Jarosław	Analiza przyczyn uszkodzenia złączy w wielkopłytowym budynku W-70	717
Szwedowicz Paweł	Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze	137
Szydłowski Rafał	Nietrafiony projekt żelbetowego stropu kasetonowego dużej rozpiętości i sposób przywrócenia jego właściwości użytkowych	725

Ś

Śliwka Andrzej	Awaryjna naprawa przegubu gerberowskiego w moście płytowym	975
Świątek-Żołyńska Sylwia	Degradacja i uszkodzenia podbudowy jako przyczyny awarii betonowych posadzek przemysłowych	233
Świt Grzegorz	Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym	399

T

Tanistra-Różanowska Agnieszka	Sposób zabezpieczenia konstrukcyjnego historycznych elementów drewnianej więźby dachowej zabytkowego baraku B138 byłego obozu koncentracyjnego i zagłady Auschwitz II-Birkenau	149
Teodorczyk Michał	Analiza przyczyn uszkodzenia złączy w wielkopłytowym budynku W-70	717
Tokptayeva Raikhan	Comprehensive materials characterization protocol for assessing fire-induced damage in concrete elements	823
Tworzewski Paweł	Diagnostyka żelbetowej konstrukcji tunelu w zakładzie przemysłowym	735

U

Urban Tadeusz	Weryfikacja obciążeń użytkowych stropu w budynku przemysłowym	757
Urban Tadeusz	Ocena nośności i wzmacnianie słupów żelbetowych w historycznym budynku produkcyjnym	745
Urbanowicz Damian	Awaria konstrukcji ściany oporowej umocnienia skarpy na skutek błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na sąsiedniej działce	465
	Awaria posadzki betonowej w zakładzie przetwórstwa spożywczego jako skutek nieszczelności kanalizacji	495
Urbański Marek	Evaluation of residual load-bearing capacity of beams reinforced with innovative hybrid HFRP bars after structural failures under fire conditions	695

W

Warzocha Maciej	Awaria konstrukcji ściany oporowej umocnienia skarpy na skutek błędów wykonawczych prac budowlanych prowadzonych na sąsiedniej działce	465
	Awaria posadzki betonowej w zakładzie przetwórstwa spożywczego jako skutek nieszczelności kanalizacji	495
Wasik Dominik	Nośność poawaryjna szkła warstwowego mocowanego punktowo z lokalnie osadzoną siatką stalową	803
Waśniewski Tomasz	Stan przedawaryjny stropu nad piwnicą w budynku Miejskiego Domu Kultury	251
Wdowiak-Postulak Agnieszka	Wykorzystanie metody emisji akustycznej do badań wzmocnionych belek z drewna klejonego warstowo pod obciążeniem wielokrotnie zmiennym	399
Węgliński Szymon	Błędy projektowe i wykonawcze przyczyną uszkodzeń hali produkcyjnej z częścią socjalną	263
	Wpływ obciążenia pojazdów na awarię nawierzchni placu składowania kontenerów	985
Węglorz Marek	Stan awaryjny konstrukcji dachu zabytkowego kościoła	319

Wieczorek Barbara	Stan awaryjny i metodyka naprawy konstrukcji więźby dachowej zabytkowego kościoła w Borowej Wsi	409
	Stan awaryjny wież kościoła p.w. Dobrego Pasterza	283
Wieczorek Mirosław	Awaryjna naprawa przegubu gerberowskiego w moście płytowym	975
	Stan awaryjny wież kościoła p.w. Dobrego Pasterza	283
	Stan awaryjny i metodyka naprawy konstrukcji więźby dachowej zabytkowego kościoła w Borowej Wsi	409
	Stan awaryjny i metodyka naprawy zabytkowego budynku siłowni	273
Wierzbicki Krzysztof	Odwodnienie dachów płaskich w obiektach wielkopowierzchniowych	293
Wiśniewski Dawid	Ocena nośności użytkowej mostów drogowych	955
Wodyński Aleksander	Ocena skuteczności zabezpieczeń konstrukcyjnych zabytkowego kościoła oraz ich wpływu na odporność budynku na oddziaływania górnicze	137
Wojciechowski Szymon	Sytuacja niezamierzonego obciążenia jako realne zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji hal wielkopowierzchniowych	769
Woyciechowski Piotr	Fibrobetonowa posadzka na wybiegu dla zwierząt w ZOO – trudności i błędy specyfiacji	793
Wróblewski Tomasz	Analiza stanu awaryjnego słupa energetycznego 110 kV po podwyższeniu	513
Wysokowski Adam	Wpływ uciąglenia przęseł na awaryjny stan konstrukcji na przykładzie drogowej estakady miejskiej	998

Z

Zając Jakub	Analiza uszkodzeń i deformacji posadzki na podbudowie z reaktywnego żużlu	837
	Przyczyny katastrofy budowlanej hali pneumatycznej	329
Zieliński Adam	Shrinkage cracking potential of cement composites assessed by the restrained ring test	849
Zimiński Kamil	Wady zabytkowej więźby dachowej przyczyną zmiany jej schematu statycznego	305

Ż

Żołnierczuk Maciej	Wpływ warunków gruntowo-wodnych na zagrożenia awariami obiektów budowlanych – studium przypadku	441
Żółtowski Krzysztof	Ocena nośności użytkowej mostów drogowych	955