

ZELBET

WYKŁAD

INŻ. ANTONIEGO SZUMANĄ

PROF. PRZY PAŃSTW. SZKOLE

BUDOWNICTWA

W POZNANIU

1972

Lehlabz

Lehlabes

ŻELBET

WYKŁAD INŻ. ANTONIEGO SZUMANA

PROF. PRZY PAŃSTW. SZKOLE BUDOWNICTWA

W POZNANIU

CZĘŚĆ I-sza

Z uwzględnieniem norm P.N.
B 195, 196

POZNAŃ w MARCU 1933 r.

ZAKŁADY KARTOGRAFICZNE - ROZYNEK - POZNAŃ, MYLNA 20

624.012.4



C2 - III.5462/1

D.497/60

1. BETON.

Nazwa wzięta z francuskiego béton, concret. Zapewne pochodzi od słowa łacińskiego bitumen /wosk ziemny/.

Beton jest to mieszanina tłuczni kamiennego z piaskiem i cementem zaprawiona wodą. Czyli mieszanina cementu, kruszywa i wody.

Do betonu można także prócz cementu dodawać i innych materiałów zaprawotwórczych, jak wapna trasu /produkt wulkaniczny z gór Eifel/, lub sztucznego trasu /patent Linka/ przez co szczególnie przy robotach wodnych uzyskujemy beton szczelny nieprzemakalny.

Do uszczelnienia betonu używa się także specjalnych domieszek, które w handlu spotykamy pod różnymi nazwami jak Biber, Ceresit i inne.-

Zamiast tłuczni /kamienia łamanego/ używać możemy także wysianych okrągłych kamieni, znajdujących się w naturze jako gruboziarnisty żwir. O ile taki żwir zawiera dostateczną ilość piasku do wytworzenia lepiszcza, używać go możemy do betonu bez innych domieszek.-

Zwykle uważamy wszelkie kamyki od wielkości 5 mm wwyż jako materiał gruby, wypełniający, poniżej tej wielkości jako piasek, materiał miękki, zaprawotwórczy, który z cementem i wodą tworzy lepiszcze.

Mieszanka samego piasku z cementem i wodą nie jest betonem, tylko zaprawą cementową, stosownie do ilości zużytego cementu mniej lub więcej tłustą. Zwykle wielkość kamienia nie odgrywa roli w mieszance betonowej, kamień jednak nie powinien być większy niż gęsie jaję, to znaczy, że powinien czy to w maszynie czy ręcznie, dozwolić się dobrze z innym materiałem wymieszać.- Gdy w żwirze znajdują się większe kamienie, nie włączamy ich do mieszanki, lecz możemy je użyć do betonu, n. p. do fundamentów, układając je tak, aby jeden drugiego nie dotykał. Tak ułożone zasypujemy betonem, ubijając go jak zwykle. Należy pamiętać, że i tu kamienie nie powinny być większe niż grubość warstwy betonu /20 cm/. Wielkość kamyków lub ziarn tłuczni, którą dopuszczamy do mieszanki betonowej jest wreszcie zależna od konstrukcji, którą wykonujemy.

Do cienkich ścianek, płyt stropowych, a w szczególności do zespołów żelazobetonowych nie możemy używać za wielkich kamieni, lub za grubego tłucznia.-

Aby wykonać beton lekki, dodajemy do kruszywa żuźła, lub lepiej drobno łamanego pumeksu /Bimstein/. Do żelbetu żuźła używać nie można. Pumeks jest natomiast materiałem zagranicznym i zbyt drogim. W ostatnich czasach pojawił się materiał patentowany zwany gazobetonem /aerokretem/, betonem porowatym. Jest to lekki beton, porowaty, sporządzony sposobem chemicznym /patent polski No 8404/.- Przez dodanie do zaprawy środka chemicznego, posiadającego właściwości łączenia z wodą, wywołuje się w zaprawie cementowej proces analogiczny do fermentacji ciasta pod działaniem drożdży. Po stwardnieniu powstaje materiał podobny do skamieniałej gąbki. Stosownie do ilości zużytego środka chemicznego, możemy wytwarzać gazobeton o różnym ciężarze właściwym, od 500 kg/m^3 do 1000 kg/m^3 . Najlżejszy materiał używa się przeważnie do celów izolacyjnych, najcięższy może być nawet stosowany do zespołów żelbetowych.

Beton wytwarzamy ręcznie lub maszynowo. Maszyny do betonu są dzisiaj do tego stopnia ulepszone, że beton maszynowy uważać należy bezwarunkowo za lepszy i pracę ręczną można dopuścić wyjątkowo tylko tam, gdzie zachodzi mniejsza ilość betonu lub konstrukcja podrzędniejsza.-

MIESZANKA RĘCZNA.

Na ziemi układamy podłogę z desek, której wielkość odpowiadać musi ilości jednorazowej ilości betonu. Nie zaleca się mieszać zbyt wielkiej ilości betonu na raz. Podłoga powinna być ułożona szczelnie, równo i starannie, a przed rozpoczęciem pracy, czysto zamieciona. Na tę podłogę składamy, stosownie do ustalonej mieszanki, oznaczoną ilość żwiru, rozprowadzając go w warstwę 20 do 25 cm grubą. Na tę warstwę rozsypujemy równo, przepisaną ilość cementu. Robotnicy przerzucają masę tę najpierw na sucho łopatami, jeden zaś grabi przerzucaną masę żelaznemi grabiami. Po dobrem, najmniej trzykrotnem przemieszaniu na sucho, miesza się tak samo, polewając masę przerzucaną wodą z konewki przez gęste sito.

- 3/. Stałości objętościowej /skurcz, pęcznienie/.
- 4/. Miałkości mielenia; najwyżej 2% na sicie 900 oczek/cm², 20% na sicie 4900 oczek/cm², pozostałości grubszych.
- 5/. Wytrzymałości, 200 kg/cm² po 7 dniach, 300 kg/cm² po 28 dniach.
- 6/. Opakowania i wagi. Beczki 200 kg brutto, 194 kg netto, worki papierowe po 50 kg brutto, 49 kg netto.

Rozróżniamy cementy szybko i wolno wiążące. Do betonu i żelbetu używamy zwykle cementów wolnowiązących. Szybkowiązących tylko w szczególnych wypadkach. Pod wolnowiązącym cementem rozumiemy taki, który zarobiony z wodą, przy temperaturze 15° do 18° C, wiąże w 1 godzinę lub później. W ostatnim czasie pojawił się we Francji, później w Niemczech i innych krajach cement t. zw. wysokowartościowy, cement fondu, Hochwertiger Cement. Cement ten odznacza się tem, że przyrost wytrzymałości w czasie twardnienia jest daleko szybszy, niż u zwyczajnego portlandcementu. Po 7 dniach uzyskuje cement wysokowartościowy wytrzymałość zwykłego cementu po 28 dniach. W Polsce wyrabia cement wysokowartościowy cementownia "Wiek" pod znakiem SS i dostarcza go dla odróżnienia od cementu zwykłego w workach czerwonych ze znakiem SS. Cement wysokowartościowy oddaje nam wiele usług, jeżeli chodzi o szybkie wykonanie robót żelbetowych, gdyż przy użyciu tegoż cementu można znacznie prędzej usuwać deskowanie.

Przy większych pracach żelbetowych należy pomimo obowiązujących norm przeprowadzić badanie cementu. Cement musi być suchy i w suchych szopach na budowie składany. Cement leżący w wilgoci, staje się najpierw grysikowaty, a przy dłuższem oddziaływaniu wilgoci, kamienieje zupełnie.

Wogóle cement leżący dłużej na składzie, nawet w dobrych warunkach, traci na wytrzymałości. Doświadczenie nas uczy, że strata ta dla cementów leżących na składzie 3, 6, 12 miesięcy wynosi:

8%, 14%, 22% i więcej straty wytrzymałości po 28 dniach.

PIASEK, ŻWIR, TŁUCZEŃ, KRUSZYWO.

Piasek znajdujemy w rzekach lub kopujemy w ziemi, także możemy go wytwarzać sztucznie przez mielenie kamieni. Od piasku wymagamy, aby był czysty i różnoziarnisty. Nie powinien być zanieczyszczony substancjami organicznymi lub gliną. Gлина jest szczególnie szkodliwa, gdy przylega do ziarenek piasku, lub je całkowicie otacza, także glina znajdująca się w grupkach, lub kawałkach jest w piasku nadzwyczaj niepożądana. Gлина rozdrobiona, sproszkowana, znajdująca się w piasku jako pył, jest mniej szkodliwa. Gliny takiej może znajdować się w piasku najwyżej do 3%, większa domieszka czyni piasek materiałem podejrzanym i piasek taki nie powinien być używanym do żelbetu bez mycia lub przeprowadzenia badań wytrzymałości. Piasek zawierający w sobie większą ilość grubszych ziarn i kamyków nazywamy żwirem lub żwirkiem.- Aby ściśle odróżnić pojęcie piasku i żwiru, ustalono, że pod piaskiem rozumiemy te części naturalnie lub sztucznie rozdrobionego kamienia, które przechodzą przez sito z oczkami okrągłymi 7 mm ϕ . Wszystko co pozostaje na sicie jest materiałem grubym - żwirem.

ŻWIR.

Stawiamy tu te same wymagania co do piasku. Czystość żwiru musi być jeszcze ściślej przestrzegana jak czystość piasku. Zanieczyszczenie gliną jest tu jeszcze szkodliwsze. Dalej wymagamy, aby kamienie były twarde, nierozpadające się ze skały zwiertzałej. Różnolitość ziarn jest również warunkiem dobroci żwiru.-

TŁUCZEŃ.

Tłuczeń jest to kamień łupany ręcznie lub maszynowo. Od tłuczni używanego do żelbetu, lub betonu wymagamy, aby był twardy, jednolity, czysty, różnoziarnisty. Do żelbetu używać możemy żwiru, lub tłuczni o ograniczonej wielkości ziarn. Tłuczeń i żwir taki powinien przejść przez sito z oczkami okrągłymi 30 mm ϕ .

KRUSZYWO.

Pod mianem kruszywa rozumiemy racjonalną mieszankę piasku i grubego

W "Betonie" inż. Jeżego Nechajja znajdujemy trochę odmienne liczby.
Na 1 m³ betonu potrzeba:

TABELA II.

Przy stosunku mieszanki: kg cementu: litrów kruszywa:

1 : 3	403	1010
1 : 4	332	1080
1 : 5	266	1120
1 : 6	224	1150
1 : 7	198	1180
1 : 8	175	1200
1 : 9	156	1210
1 : 10	138	1230
1 : 12	116	1250
1 : 15	95	1280

Jak widzimy, różnice wynoszą między dwoma tabelami od 12 do 20%.

Tłomaczy się to tem, że tak wyrażony stosunek nie określa ściśle ilpści zużytego kruszywa na jednostkę cementu. Tak jednostka cementu wyrażona objętościowo, jak i jednostka kruszywa są zmienne, zależnie od okoliczności.

W pierwszej linji gra tu rolę waga 1 litra lekko zsypanego cementu. Lekko zsypany cement waży od 1,2 do 1,4 kg/litr. Jeżeli weźmiemy przy mieszance 1 : 3 wagę cementu 1,2 kg/litr. to potrzebujemy na 3 m³ kruszywa 1200 kg cementu; przy wadze 1,4 kg/litr. - 1400 kg cementu. Polskie przepisy pozwalają nam przyjmować wagę cementu na 1,2 kg/litr. Ponieważ na ilość zużytego cementu na 1 m³ gotowego betonu wpływa i nie mniej jakość kruszywa, szczególnie jego uziarnienie i stosunek materiału miękkiego i grubego. Wyrażenie stosunku 1 : K cement : kruszywo, nie daje nam wyczerpującego określenia mieszanki. Nowsze przepisy określają słusznie przydział cementu na 1 m³ betonu, lub 1 m³ kruszywa w kilogramach. Polskie przepisy oznaczają najmniejszy przydział cementu dla betonu w konstrukcjach na 100 kg cementu; dla żelbetu na 300 kg cementu na 1 m³ kruszywa.

Doświadczenia przeprowadzone w stacji doświadczalnej Państwowej Szkoły Budownictwa wykazały następujące wytrzymałości betonu po 28 dniach dla betonu ubijanego.

Beton	200	kg	cementu	na	1000	ltr.	kruszywa,	mieszanka	1:4,5:3	183	kg/cm ²
"	300	"	"	"	"	"	"	"	1:3:2	259	"
"	400	"	"	"	"	"	"	"	1:2,25:1,5	409	"
"	500	"	"	"	"	"	"	"	1:1,8:1,2	423	"

Kruszywo zawierało 40% tłucznia /wapiennego/ 60% piasku.

b/. Wpływ stosunku materiału miążkiego do grubego w kruszywie na wytrzymałość betonu.

Jak wiemy, materiałem miążkiem, piaskiem jest to kruszywo, które przechodzi przez sito o oczkach okrągłych 7 mm, materiałem grubym to, co na tym sicie pozostaje. Dodatek materiału grubego, żwiru lub tłucznia do zaprawy cementowej, podnosi wytrzymałość betonu. Dziać się to będzie tak długo, dopóki ilość lepiszcza /zaprawy/ wystarcza do wypełnienia próżni pomiędzy grubymi ziarnami i ich zupełnego otoczenia.

Wyniki doświadczeń Grafa dają nam tutaj najlepszy obraz zwiększającej się wytrzymałości równoległe do zwiększającej się ilości materiału grubego w mieszance.

Wychodząc od mieszanki 1 : 2 cement : piasek, dodawał Graf do niej stopniowo coraz więcej materiału grubego, uzyskując następujące wyniki:

1/ mieszanka 1:2 cement : piasek - wytrzymałość po 28 dniach	360 kg/cm ²
2/ " 1:2:1 " : " tłuczeń	379 "
3/ " 1:2:2 " : " : "	399 "
4/ " 1:2:4 " : " : "	405 "

Widzimy tu wręcz przeciwne zjawisko niż w wypadku pierwszym, pomimo zmniejszającego się przydziału cementu wzrasta wytrzymałość betonu. Do mieszanki 1-szej potrzebujemy około 600 kg cementu na 1 m³ betonu, do 4-ej zaledwie 300 kg.

Zwiększenie wytrzymałości betonu przy tej samej ilości cementu w mieszance, a ze stopniowo zwiększającą się ilością grubego materiału w stosunku do miążkiego widzimy z badań tego samego badacza /Grafa/ w następującym zestawieniu:

Mieszanka cement wysoko-wartościowy i żwir naturalny w stosunku:	Stosunek materiału miążkiego do grubego w żwirze:	Wytrzymałość na ciśnienie po 28 dniach kg/cm ²	Waga /m ³
1 : 5	1 : 0,66	159	2,20
	1 : 1	222	2,26
	1 : 1,5	237	2,30
	1 : 2	259	2,32

Doświadczenia Państwowej Szkoły Budownictwa w Poznaniu wykazały:

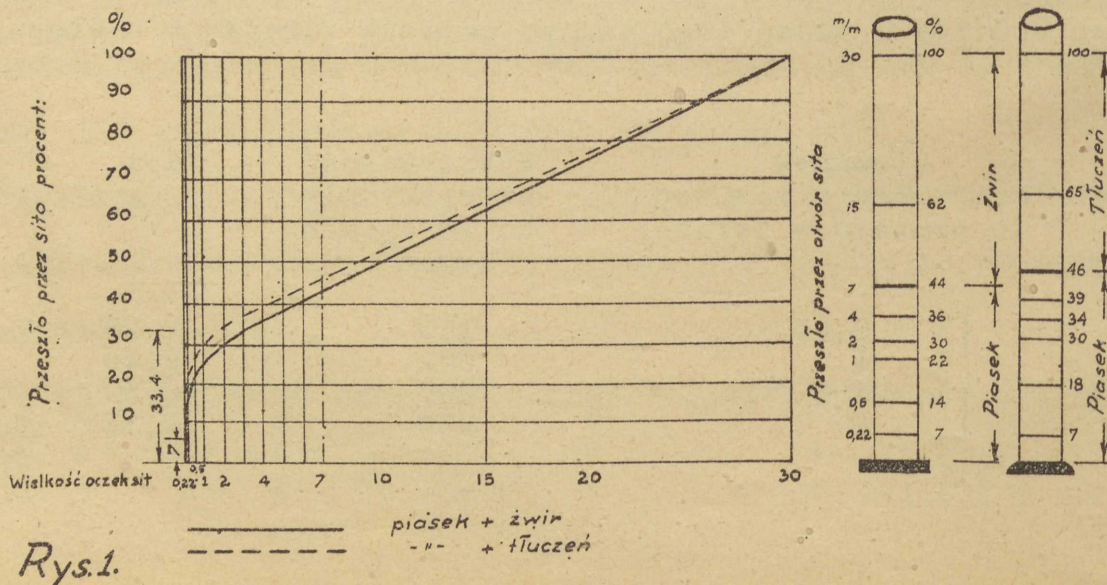
Mieszanka 300 kg cementu na 1 m ³ kruszywa	Stosunek materiału miążkiego do grubego.	Wytrzymałość po 7 dniach kg/cm ²	Wytrzymałość po 28 dniach kg/cm ²
"	żwir nat. 8% mat. grub.	60	138
"	z dodatkiem tłuczni wapniennego do 40%	97	223

Powyższe cyfry dają do myślenia.- Żwir naturalny posiada zazwyczaj mały tylko procent grubego materiału. Trzy próby przesiewu różnych żwirów w Stacji Dośw. Państw. Szk. Bud. wykazały zawartość materiału grubego w naturalnych żwirkach, używanych do żelbetu w Poznaniu od 4,5 do 15%. Przez dodanie do żwirku naturalnego żwiru wysianego lub tłuczni, możemy łatwo złożyć mieszankę znacznie tańszą, a wytrzymalszą.

c/. Wpływ uziarnienia kruszywa na wytrzymałość betonu.

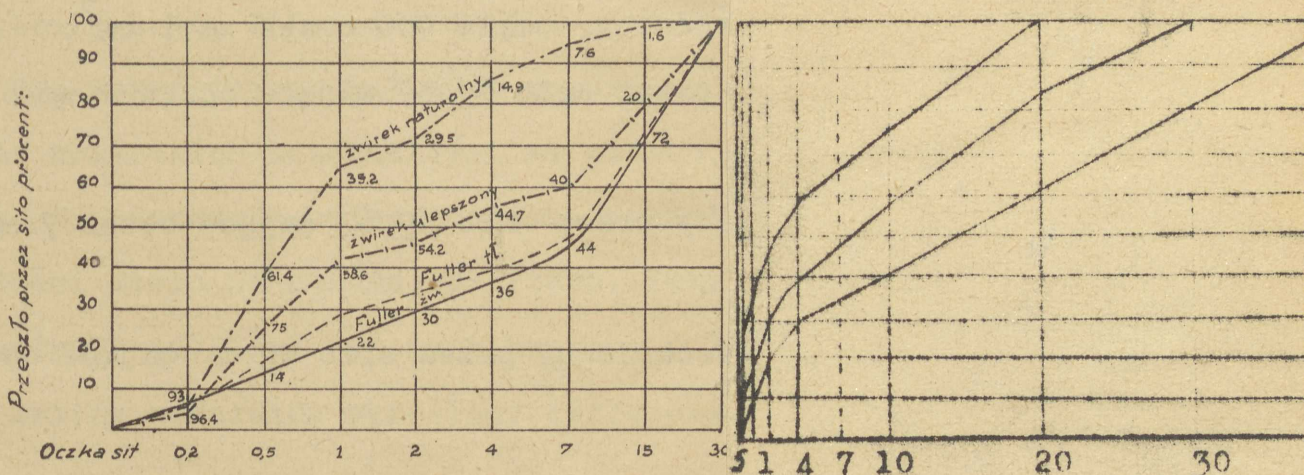
Nietylko stosunek ilościowy materiału miążkiego do grubego wpływa tak intensywnie na wytrzymałość betonu, nie mniej ważnym czynnikiem przy zestawieniu najkorzystniejszej mieszanki jest uziarnienie tak piasku jak i żwiru lub tłuczni. Znamienne pod tym względem mamy badania amerykańskiego Fullera i wymienionego już badacza niemieckiego Grafa.- Fuller wychodzi ze słusznego założenia, że mieszanka kruszywa powinna być najgęściejsza t. j. zawierać powinna jaknajmniej próżni. Kruszywo takie da przy względnie najmniejszej ilości cementu, najlepszy beton.

WYKRES NAJKORZYSTNIEJSZEGO UZIARNIENIA KRUSZYWA WEDŁUG FULLERA.



Rys.1.

WYKRES PORÓWNAWCZY.



Rys. 2.

- *zwirek naturalny badany w St. Dos. Państw. Szk. Bud. w Poznaniu*
- · - · - *ten sam zwirek ulepszony przez dodanie do 40% mat. grubego*
- *krzywa Fullera dla żwiru*
- *----- "----- "----- tłucznia*

Wykreślając na rzędnej pionowej wielkości ziarn kruszywa w milimetrach na rzędnej pionowej ilość przesiewu przez odnośne sita w procentach, otrzymywał Fuller dla najgęściejszej mieszaniny kruszywa linię zbliżoną do paraboli przedstawioną na rys. 1. i to dla piasku i żwiru oznaczoną ———, dla piasku i tłucznia oznaczoną -----.

Widzimy, że kruszywo tak zestawione powinno zawierać około 25% ziarn, przechodzących przez sito 1 mm □, około 33% ziarn przechodzących przez sito 3 mm ϕ i przeszło 50% ziarn pozostających na sicie 7 mm ϕ.

Jest rzeczą jasną, że w praktyce nie możemy ściśle stosować mieszanki najgęściejszej według paraboli Fullera, daje ona nam jednak doskonale wytyczne do oceny kruszywa. W rys. 2. przedstawione są linje Fullera według systemu sit polskich. Obok nich linja żwirku używanego w Poznaniu do robót żelbetowych; wykres tego żwirku ulepszanego przez dodanie do 40% materiału grubego.-

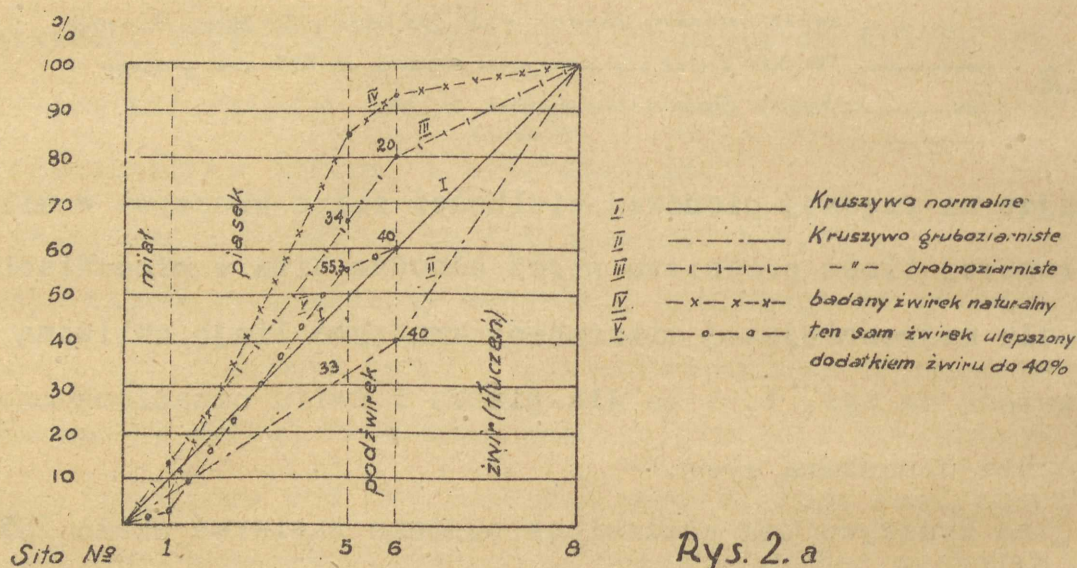
System Polski przesiewów kruszywa przewiduje dla żelbetu 8 sit i to No 1 - No 6 dla ziarn piasku, No 7 i No 8 dla ziarn żwiru lub tłucznia. Zbytąteczną jest rzeczą na budowie wykonywać wszystkie te zmuadne przesiewy. Nowsza propozycja przewiduje słusznie podział kruszywa na 4 rodzaje uziarnień.

1/. Pył lub miął, drobne ziarenka przechodzące przez sito N^o 1, mające oczka o wielkości 0,223 mm średnicy, czyli 900 oczek na 1 cm².

2/. Piasek przechodzący przez sito N^o 5, mające oczka 4 mm o, a pozostający na sicie N^o 1.

3/. Podźwirek przechodzący przez sito N^o 6, mające oczka 7 mm o, a pozostający na sicie N^o 5.

4/. Żwir lub tłuczeń przechodzący przez sito N^o 8, mające oczka 30 mm, a pozostający na sicie N^o 6.



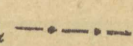
Rys. 2. a

Biorąc jako rzędne 2 strony kwadratu, rys. 2.a i odmierzając na pionowej ilości przesiewu w procentach, na poziomej 10 wielkości ziarn i to po jednej dla miálu i podźwirku, po cztery dla piasku i żwiru /tłucznia/, otrzymamy jako wykres dla kruszywa o drobnoziarnistym, lecz dostatecznym uziarnieniu, prostą I. Kruszywo takie zawierać będzie 10% miálu, 40% piasku, 10% podźwirku i 40% żwiru /tłucznia/. Przyjmując jako dozwoloną granicę zawartości materiału grubego w kruszywie 60% otrzymamy wykres dla kruszywa o gruboziarnistym, lecz jeszcze dozwolonem uziarnieniu linię łamaną II. Kruszywo takie posiadać będzie około 7% miálu, 26% piasku, 7% podźwirku i 60% żwiru /tłucznia/. Wykresy uziarnień zbliżone do II. i III. linii granicznej, a leżące pomiędzy nimi, będą przedstawiały uziarnienia kruszywa dozwolone dla żelbetu.

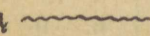
WSKAŹNIK MIAŁKOŚCI.

Do szybkiej oceny dobroci kruszywa posłużyć nam może jego wskaźnik mialkości. Pod wskaźnikiem mialkości rozumiemy dla danego systemu sit, sumę procentów wszystkich pozostałości na sitach, podzieloną przez sto.

Na rys. 2. oznaczają umieszczone na wykresach drobne liczby, procentowe pozostałości ziarn na odnośnych sitach. Sumy tych liczb podzielone przez 100, to wskaźnik mialkości badanych kruszyw.

Zatem żwirek naturalny określony linią  posiada wskaźnik mialkości:-

$$1,6+7,6+14,9+29,5+26,2+61,4+94,4 \approx 236, \text{ wskaźnik mialkości} = 2,36$$

Żwirek ten ulepszony przez dodanie do 40% materiału grubego, określony linią  posiada wskaźnik mialkości

$$20+40+44,7+54,2+58,6+75+96,4 \approx 389, \text{ wskaźnik mialkości} = 3,89$$

Wreszcie kruszywo zestawione według krzywej Fullera:

$$37+57+64+70+76+82+88 \approx 474, \text{ wskaźnik mialkości} = 4,74$$

Widzimy z tego, że dla systemu sit polskich pożądany wskaźnik wahać się może pomiędzy 3,8 a 5,5.- Biorąc system 4-ech sit otrzymamy /rys. 2.a/ uproszczony wskaźnik mialkości. Dla wykresu linii prostej:

$$40+50+90 = 180;$$

Dla materiału najgrubszego $60+66+94 = 220;$

Biorąc pod uwagę składniki kruszywa, żwir /tłuczeń/, podżwirek, piasek i mial. Możemy przyjąć wahania dobrego uziarnienia dla wskaźników mialkości pomiędzy 1,45 a 2,25. Ponieważ wszystkie najnowsze przepisy, dotyczące uziarnienia kruszywa wymagają przede wszystkim ściśle oznaczonego materiału grubego, przepisy niemieckie wymagają 20%, propozycje dla polskich przepisów idą znacznie dalej, oznaczając 40% jako wymagany procent żwiru lub tłucznia w kruszywie, jest rzeczą nader ważną, aby przy używanych żwirkach naturalnych, posiadających zwykle bardzo nieznaczny procent materiału przechodzącego przez sito 30 mm o, a pozostającego na sicie 7 mm o, wiedzieć na budowie dokładnie ile potrzeba dodawać grubego żwiru lub tłucznia, aby

uzyskać pożądaną stopień uziarnienia kruszywa.- Posłużyć może do tego następująca tabela /liczby zaokrąglone na 5 ltr./.

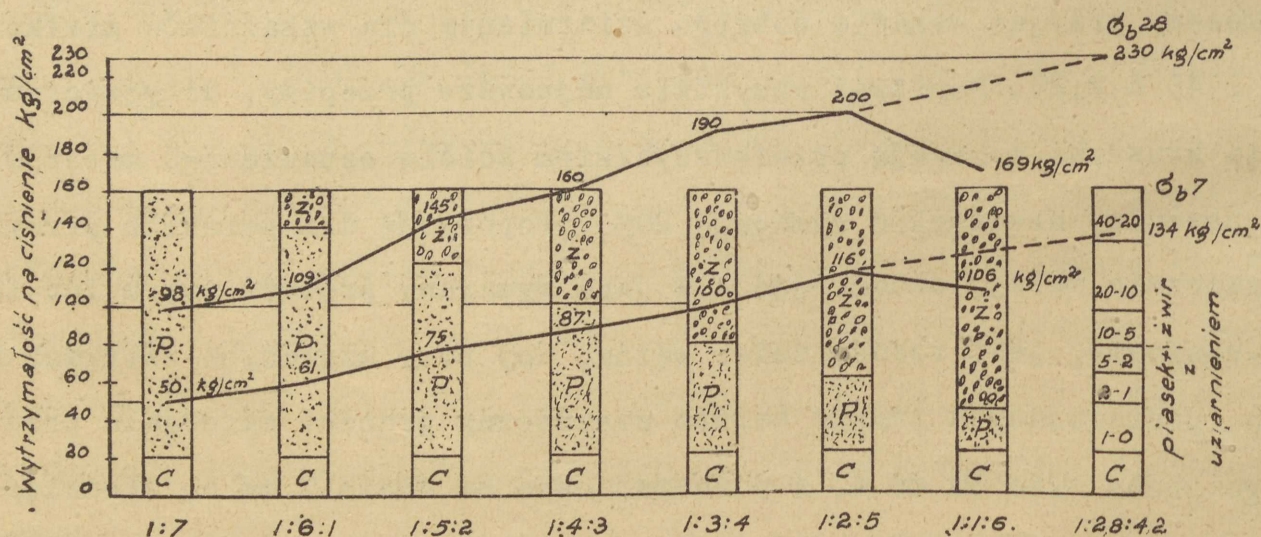
TABELA III.

Potrzebnego dodatku materiału grubego 17-30 mm ϕ / do żwirku naturalnego, aby posiadał przepisowe uziarnienie kruszywa.

%	Na 1 m ³ żwirku naturalnego posiada potrzeba dodać żwiru lub mater. tłuczniaby uzyskać grub.: stosunek:					%	Na 1 m ³ żwirku naturalnego potrzeba dodać żwiru lub mater. tłuczniaby uzyskać grub.: stosunek:					mat.grub.	
	4:1	2:1	3:2	1:1	2:3		4:1	2:1	3:2	1:1	2:3		
	20%	33 ¹ / ₃ %	40%	50%	60%		20%	33 ¹ / ₃ %	40%	50%	60%		
0%	250	500	665	1000	1500	litr.	15%	65	275	415	700	1125	litr." "
1	240	485	650	980	1475	"	16	50	260	400	680	1100	" " "
2	225	470	635	960	1450	"	17	40	245	385	660	1075	" " "
3	215	455	615	940	1425	"	18	25	230	370	640	1050	" " "
4	200	440	600	920	1400	"	19	15	215	350	620	1025	" " "
5	190	425	585	900	1375	"	20	0	200	335	600	1000	" " "
6	175	410	565	880	1350	"	21		185	315	580	975	" " "
7	165	395	550	860	1325	"	22		170	300	560	950	" " "
8	150	380	535	840	1300	"	23		155	285	540	925	" " "
9	140	365	515	820	1275	"	24		140	265	520	900	" " "
10	125	350	500	800	1250	"	25		125	250	500	875	" " "
11	115	335	485	780	1225	"	26		110	235	480	850	" " "
12	100	320	465	760	1200	"	27		95	215	460	825	" " "
13	90	305	450	740	1175	"	28		80	200	440	800	" " "
14	75	290	435	720	1150	"	29		65	185	420	775	" " "
							30		50	165	400	750	" " "

Wpływ dodatku materiału grubego do piasku, a także uziarnienia kruszywa widzimy najlepiej w wykresie podanym przez

" Anweisung für Mörtel und Beton"



Rys. 3.

Z wykresu tego widzimy, że przy zwiększającym się przydziale materiału grubego, zwiększa się i wytrzymałość betonu, jednak tylko tak długo, dopóki zaprawa /cement + piasek + woda/ wystarcza do wypełnienia próżni w żwirze. Przy 1:1:6, gdzie zaprawy jest już za mało, wytrzymałość betonu się zmniejsza.- Uziarnienie kruszywa wpływa nader dodatnio, gdyż mieszanka bez specjalnego uziarnienia 1:3:4 wykazuje wytrzymałość po 7 dniach 100 kg/cm^2 , po 28 dniach 190 kg/cm^2 , mieszanka uziarniona 1:2,8:4,2 wykazuje natomiast po 7 dniach 134 kg/cm^2 , po 28 dniach 230 kg/cm^2 .

A. WPŁYW ILOŚCI WODY NA MIESZANKĘ I JEJ WYTRZYMAŁOŚĆ.

Zależnie od przydziału ilości wody rozróżniamy 3 gatunki betonu.

Beton wilgotny /ubijany/. Beton plastyczny /nakładany/. Beton ciekły /lany/. Beton wilgotny przyspasabiamy w celu ubijania go żelaznymi ubijaczami. Ubijacz taki powinien mieć 12 kg wagi, podstawę od 10×10 do $20 \times 20 \text{ cm}$.

Beton plastyczny służy przeważnie do żelbetu, gdzie wkładki żelazne przeszkadzają w ubijaniu; beton ten poruszamy okrągłym żelazem, aby go zmusić do wypełnienia wszelkich zakamarków pomiędzy wkładkami żelaznymi i deskowaniami, a także, aby umożliwić ujście powietrza. Beton lany, który doprowadzamy zapomocą rynien na miejsce przeznaczenia, stosujemy tylko przy bardzo wielkich robotach betonowych w celach możliwie taniego wykonania, kosztem do pewnego stopnia wytrzymałości betonu. Do betonu takiego używa się specjalnych urządzeń.

PRYZDZIAŁ WODY NORMOWANY BYĆ MOŻE W TROJAKI SPOSÓB.

W procentowym stosunku:

- 1/ do wagi suchej mieszanki,
- 2/ do ilości przestrzennej mieszanki,
- 3/ do ilości cementu, tak nazwany stosunek woda-cement w skróceniu W:C

Te trzy rodzaje przysposobienia betonu wymagają następujących ilości wody:

	w % wagi	w % masy przestrzennej	stosunek:woda-cement dla żelbetu 300 kg cem. 1000 l.
1/ Beton			
ubijany /wilgotny/	5-7%	10-13%	0,3-0,45
nakładany /plastyczny/	7-10%	13-16%	0,45-0,7
lany /ciekły/	10-13%	16-22%	0,7-0,95

Należy nadmienić, że naturalną wilgoć, znajdującą się w kruszywie trzeba ustalić i uwzględnić n. p.

Wilgoci znajdujemy 3% t.j. na 1000 ltr. kruszywa 30 ltr. wody.

Przykład przydziału wody dla betonu ubijanego;

1/. Wagę suchego kruszywa ustalono na 1700 kg/m³ cementu 300 kg/1000 ltr. kruszywa. Przyjmujemy 6% wagi suchej mieszanki $1700+300=2000$ kg czyli 120 kg.

2/. Przy przydziale wody w stosunku procentowym masy przestrzennej.

Posiadamy 1000 ltr. kruszywa i 250 ltr. cementu, razem 1250 ltr.

9,5% od 1250 ltr. 120 ltr.

3/. Stosunek woda - cement 0,4. 120 ltr.

Chcąc uzyskać beton plastyczny potrzebowalibyśmy wody:

8% wagi suchej mieszanki /2000 kg/ 160 litrów

13% ilości przestrzennej /1250 ltr./ 160 "

0,54 stosunek woda-cement 160 "

Dla betonu lanego

11% wagi suchej mieszanki 220 "

18% ilości przestrzennej 220 "

0,74 stosunek woda-cement 220 "

Znalezioną ilość wilgoci w kruszywie, jak wyżej 30 ltr. należałoby od liczb powyższych odciągnąć.

B. WPŁYWY NA DOBROĆ BETONU NIEZALEŻNE OD MATERJAŁÓW.

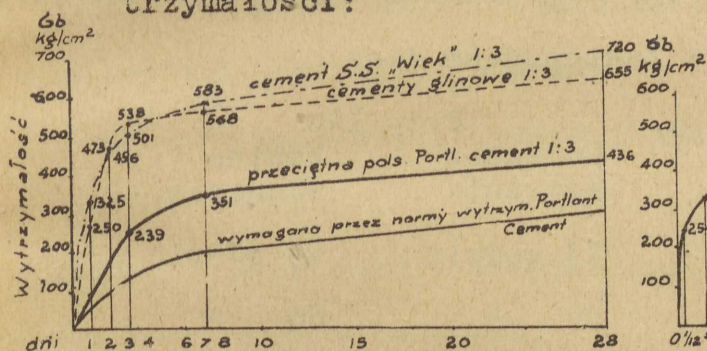
a/. Czas. Od chwili stężenia przygotowanego betonu, co jak wiadomo, następuje w kilka godzin po zarobieniu, wytrzymałość betonu zwiększa się stale, choć w nierównym tempie.-

Zwiększanie wytrzymałości w pierwszych dniach jest stosunkowo bardzo wielkie, stopniowo, z biegiem czasu staje się coraz powolniejsze. Jednak to zwiększanie wytrzymałości trwa, choć bardzo powolne i po latach. Przeprowadzone badania nie określiły dotychczas czasokresu, w którymby beton zakończył swój proces twardnienia.-

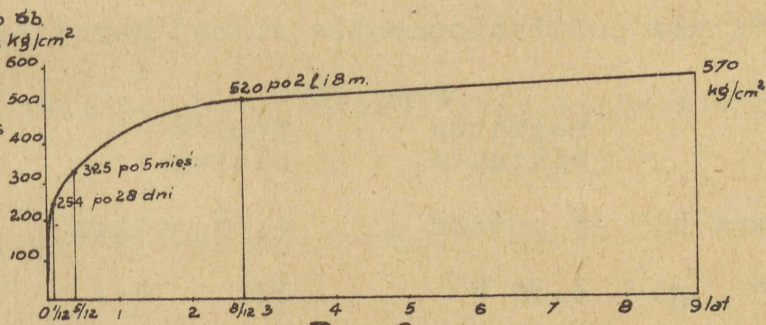
Termin, w którym uważamy beton za zdolny do użytku i poddania się siłom przewidzianym w obliczeniu statycznym określono ogólnie na 28 dni. Wytrzymałość betonu na ciśnienie po tym czasie oznaczamy: σ_{b28} Przebieg zwiększania wytrzymałości zapraw cementowych przy użyciu różnych rodzajów cementu daje nam rys. 5.

Zwiększanie wytrzymałości betonu z biegiem lat rys. 6. Beton w mieszance 1:2 :5, cement, piasek, tłuczeń, użyty przy budowie mostu przez Dunaj pod Munderkingen w r. 1893, badano przez 9 lat, uzyskując podane w wykresie wy-

trzymałości:



Rys. 5.



Rys. 6.

b/. Dobrze przygotowanie betonu.

Aby uzyskać wysokie wytrzymałości należy beton, czy to ręcznie, czy w maszynie, dobrze i dość długo przemieszczać. Dobrze go ubić żelaznymi dość ciężkimi ubijaczami.- Jako znamie dobrego ubicia uważamy wystąpienie na ubijanej powierzchni wilgoci.

Beton powinien być szybko zużyty, możliwie w szybszym, niż przepisy pozwalają, czasie, szczególnie w gorącej porze letniej; przytem chroniony przed bezpośrednim działaniem słońca.

Co do samego mieszania należy pamiętać, że

1/. otrzymujemy większe wytrzymałości, mieszając w maszynie naprzód piasek z cementem na sucho, a po przemieszaniu dodając materiał gruby równocześnie z wodą.



- 2/. Przedłużenie procesu mieszania wpływa bardzo dodatnio na wytrzymałość betonu.
- 3/. Zwiększenie wytrzymałości przez dłuższy proces mieszania jest zwykle większe dla mieszanki o ziarnach drobniejszych, niż o ziarnach grubszych
- 4/. Zwiększenie wytrzymałości jest większe dla betonu plastycznego, niż dla betonu wilgotnego, ubijanego.
- 5/. Zwiększenie wytrzymałości przez dłuższe mieszanie jest różne dla różnych typów mieszanek.
- 6/. Za wielka szybkość obrotów maszyny wpływa ujemnie na wytrzymałość betonu.

C. WPŁYW NIZKICH TEMPERATUR POWIETRZA NA WYTRZYMAŁOŚĆ MIESZANKI.

Nizkie temperatury przy przygotowaniu i zużyciu mieszanki wpływają na wiązanie cementu opóźniająco. Już od 6-ciu stopni Celzjusza w dół, spostrzegamy, że cement wiąże daleko wolniej. O. Graf ustalił dla temperatur 18°C i 1°C dla portlandcementów różnej marki następujące dane:

	Przy 18°C		Przy 1°C	
	Początek wiązania	Koniec wiązania	Początek wiązania	Koniec wiązania
Cement h.	5 godzin	8,30 godzin	13 godzin	29 godzin
" g.	3,30 "	12 "	27 "	80 "
" n.	5,45 "	10 "	14 "	34 "

Podobne wyniki ogłosił O. Werken.

Cement I.	4,30 godzin	8 godzin	15 godzin	32 godzin
" II.	4,10 "	7,50 "	14,30 "	31 "

Z tego powodu zaleca się przy robotach żelbetowych wykonywanych jesienią, zimą, lub wczesną wiosną, największą ostrożność przy wydeskowaniu. Zaprawy bowiem cementowe, które krótki czas po przygotowaniu marzną, tracą od 22 do 60% wytrzymałości po 28 dniach.

Lepiej wytrzymałe niskie temperatury cement glinkowy. Strata wytrzymałości wynosi w powyższym wypadku u tych cementów tylko 18 - 20%.

A. Gessner stwierdził, że beton zarobiony przy temperaturze 0°C do 5°C traci 2/3 wytrzymałości po 28 dniach, uzyskiwanej przy temp. +15°C do +20°C.

Zajmować się będziemy wyłącznie mieszankami dla żelbetu. Przepisy innych krajów oznaczają przeważnie najmniejszy przydział cementu na 1 m^3 betonu. Projekt nowych przepisów polskich przewiduje to samo. Znajomość zużycia cementu na 1 m^3 gotowego betonu jest pozatem konieczną dla kosztorysów i kalkulacyj. Tak więc musimy się zajmować obydwojma sposobami ustalenia mieszanki.

Przydzielenie cementu na 1 m^3 kruszywa wydaje się na pierwszy rzut oka bardzo prostem i pociągającym. Pewną trudność niewzględnioną w przepisach napotykamy tu, jeżeli kruszywo dostarczane jest osobno na budowę, jako piasek i żwir lub tłuczeń. Trudność ta jest tylko pozorną, gdyż określwszy wymagany stosunek piasku do żwiru lub tłucznia, natomiast pustkę w żwirze, lub tłuczniu jako P_u , oznaczmy ilość żwiru lub tłucznia jako x .

Ilość piasku będzie w tym wypadku równa $\frac{p}{z} \cdot x$, pustka stwierdzona w żwirze /tłuczniu/ $x P_u$. Z tych danych ustalamy równanie. $x + \frac{p}{z} \cdot x - P_u \cdot x = 1000$

Przykład:

$$x = \frac{1000}{1 + \frac{p}{z} - P_u}$$

Znaleziona pustka w żwirze /tłuczniu/ 0,46; wymagany stosunek piasku do żwiru /tłucznia/ $\frac{3}{2}$. $x = \frac{1000}{1 + 1,5 - 0,46} = 490 \text{ l.}$

grubego materiału potrzebujemy 490 ltr.

piasku $490 \cdot \frac{3}{2} = 735 \text{ "}$

Z powyższych 735 ltr. piasku ginie $490 \cdot 0,46$ /225 ltr/, wypełniając pustkę w żwirze, reszta $510 - 490$ daje razem ze żwirem 1000 ltr. kruszywa.

Ponieważ, jak to w dalszym ciągu z przytoczonych doświadczeń zobaczymy, pustka w kruszywie zależna jest w wysokim stopniu od procentu wilgoci, znajdującej się w kruszywie, przydział cementu powinien być oznaczony:

na 1 m^3 kruszywa w stanie suchym,

gdyż tylko w takim stanie daje przydział cementu stałą, niezależną od zmiennej okoliczności, ilość zużytego cementu na 1 m^3 betonu w przepisanej mieszance.

b/. Wydajność mieszanki.

Przydział 300 kg cementu na 1 m^3 kruszywa odpowiada mieszance w mia-

rach przestrzennych 1:4. Według przepisów polskich wolno nam przyjąć wagę lekko zsypanego cementu: 1 ltr. = 1,2 kg, zatem

250 ltr. cementu na 1000 ltr. kruszywa, czyli 1:4.

Jeżeli weźmiemy 1 metr sześcienny cementu, 4 m³ kruszywa, zaprawimy to wodą w stosunku W/C = 0,4, t.j. 480 litrami wody, to objętość przestrzenna poszczególnych składników będzie: 1+4+0,48 = 5,48 m³. Gotowego betonu otrzymamy daleko mniej, gdyż tak w cemencie jak w kruszywie znajduje się pustka, która przez zmieszanie i ubijanie zostanie w znacznej części wyeliminowana.

Wydażność mieszanki zależną jest zatem od wielkości pustki w jej składowych materiałach.

Pustka w sypkim materiale wyraża się wzorem $P_u = 1 - \frac{C_o}{C_w}$, gdzie C_o to ciężar objętościowy, C_w to ciężar właściwy materiału.

Dla cementu $C_o = 1,2$, $C_w = 3,05$. Dla kruszywa jest C_o zmienne, zależne od uziarnienia; średnio w stanie suchym możemy przyjąć 1800 kg/m³. Natomiast ciężar właściwy kruszywa znaleziono jako wynik licznych badań w St. Dośw.

Państw. Szk. Bud. w Poznaniu.

$$C_w = 2,63$$

Pustka w lekko zsypanym cemencie

$$P_u = 0,6$$

Wydażność lekko zsypanego cementu zatem:

$$0,4$$

Pustka w lekko zsypanym, suchym kruszywie: $P_u = 1 - \frac{1,8}{2,63} = 0,315$

Wydażność lekko zsypanego kruszywa 1,000 - 0,315 0,685

Zatem zwartej masy w żwierz uбитым betonie otrzymamy w powyżej przytoczonym wypadku

z 1000 ltr. cementu 400 ltr.

z 4000 ltr. kruszywa 2740 ltr.

z 480 ltr. wody 480 ltr. 3,620 m³ betonu.

Wydażność będzie w rzeczywistości cokolwiek większa, gdyż nawet przy najdokładniejszym zmieszaniu i ubiciu nie wyeliminujemy wszystkiego, w mieszance znajdującego się powietrza, chociaż przy dobrem ubijaniu zaznaczy się pewna strata wody. Kontrolą będzie tu próba wagi betonu.

Części składowe ważą:

cement	1200 kg
kruszywo 4 x 1800	= 7200 "
woda	<u>480 "</u>

razem 8880 kg.

Przy wadze świeżego betonu ubijanego 2300 kg będzie wydajność $\frac{8800}{2300} = 3,82 \text{ m}^3$.

C. TABELE I WZORY DO USTALENIA MIESZANKI.

Zestawienie mieszanki jest w pierwszej linii zależne od rodzaju konstrukcji, do której beton ma być użyty, a zatem od wymaganej dla betonu wytrzymałości

W podręcznikach, kalendarzach betonowych lub budowlanych znajdujemy zwykle tabele, które przystosowane do zwyczaju, panującego na budowlach, przydzielania materiałów składowych betonu w miarach przestrzennych, podają dla każdej mieszanki ilość przestrzenną cementu i kruszywa.

Tabele takie, wyjęte z książek podaliśmy na stronie 7-ej i 8-ej. Poniżej podajemy tabelę nieco odmienną przystosowaną do wagi lekko zsypanego cementu 1,2 kg/ltr. i lekko zsypanego kruszywa 1700 kg/m³.

TABELA IV.

Mieszanka	Przeciętna wytrzym. betonu po 28 dniach kg/cm ²	Na 1 m ³ betonu potrzeba:			Przydział wody dla bet. ubij. ltr.	Waga części skład. miesz. na 1 m ³ betonu kg.
		cementu:		kruszywa:		
		kg.	ltr.	ltr.		
1:2	350	500	417	1040	140	2400
1:3	300	425	350	1050	140	2365
1:4	270	330	275	1100	140	2340
1:4	240	300	250	1120	130	2330
1:5	215	270	226	1130	130	2310
1:6	175	230	192	1150	130	2300
1:7	150	200	166	1160	120	2290
1:8	130	175	146	1170	120	2280
1:10	90	142	118	1180	120	2260
1:12	80	120	100	1200	120	2260
1:15	60	100	70	1200	120	2260

Tabela taka da nam tylko w tym wypadku zadawalniające wyniki, jeżeli przydział kruszywa uzależnimy od jego wagi lekko zsypanego materiału. N. p. lekko zsypane kruszywo waży tylko 1560 gr/ltr. Mieszanka 1:4 wymaga w tym wypadku zamiast 1120 ltr. kruszywa/m³ betonu $\frac{1120 \cdot 1700}{1560} = 1220 \text{ ltr.}$

Wynika z tego jednak, że stosunek cement:kruszywo nie będzie już dokładnie 1:4, gdyż przydział cementu pozostanie ten sam t. j. 300 kg.

W wielu podręcznikach znajdujemy także wzory do obliczania potrzebnego cementu względnie kruszywa na 1 m³ gotowego betonu. Z wzorów takich, dających wyniki najwięcej zbliżone do rzeczywistości, można polecić następujący:

$C = \frac{1350}{1+K}$ w litrach - gdzie C oznacza ilość cementu. K ilość części kruszywa na 1 część cementu.

Dla mieszanki 1:4 $\frac{1}{2}$ otrzymamy: $C = \frac{1350}{5,5} = 246$ ltr., czyli 295 kg cementu.

Wynik jak widzimy bardzo podobny do podanego w tabeli, która przewiduje 300 kg cementu/m³ betonu.

Dla 1:7 otrzymamy 168 ltr. cementu,

" 1:10 " 122 " " , wyniki równa jak w tabeli.

D. WAGA CZĘŚCI SKŁADOWYCH JAKO JEDYNIIE RACJONALNY

PUNKT WYJŚCIA DLA USTALENIA MIESZANKI.

Nie używamy dotychczas, lecz zapewne najpraktyczniejszym i najpewniejszym sposobem zestawienia mieszanki będzie, jeżeli za punkt wyjścia obierzemy wagę gotowego świeżego betonu.

Waga ta będzie dla mieszanek żelbetowych nieco wyższa od mieszanek chudych, używanych do betonu nieuzbrojonego, taki beton z kruszywa o wysokim przydziale tłuczni granitowego, porfirowego, bazaltowego, będzie cięższym od betonu z kruszywa żwirowego lub z tłuczniem wapiennym.

Omyłka nie będzie nigdy wielką, jeżeli dla betonu do konstrukcji żelbetowych przyjmieemy wagę:

1 m³ betonu z tłuczni około 2400 kg/m³.

1 m³ ze żwiru około 2350 kg/m³.

/Beton ten traci przez wyschnięcie w przeciągu 28 dni około 3 - 4% swej wagi/.

Jeden metr sześcienny betonu plastycznego z przepisowym przydziałem 300 kg na 1 m³ kruszywa, 3:2 piasek:żwir, którego wagę ustalono w stanie suchym na 1850 kg/m³, przy 8% wody wagi suchej mieszanki, wymagać będzie:

300 kg cementu + 1850 kg żwiru /1 m³/ + 170 kg wody = 2320

Wydatność $\frac{2320}{2350} \sim 1$ m³

Na budowach nie mamy i nie stosujemy do mieszanki betonowej kruszywa zupełnie suchego. Kruszywo na budowie zawiera zawsze pewien procent wilgoci. Badania Stacji Doświadczalnej Państw. Szk. Bud. w Poznaniu wykazały dla kruszywa o zmiennym stosunku materiału grubego i zmiennej zawartości wilgoci następujące wagi objętościowe, a także w stosunku większego procentu wilgoci w kruszywie, zwiększanie się pustki.

TABELA V.

A . P i a s e k .

Wilgoć w piasku:	0%	1%	2%	3%	4%	5%
Waga 1 ltr. kg:	1,633	1,411	1,343	1,306	1,273	bez zmiany
Zwiększenie objęt.:	0	0,160	0,233	0,280	0,302	średnia z
Pustka w kruszywie:	0,380	0,463	0,484	0,504	0,516	3 badań

B . K r u s z y w o . 4:1 /20% żwiru/

Wilgoć w kruszywie:	0%	1%	2%	3%	4%	5%
Waga 1 ltr. kg:	1,732	1,535	1,448	1,400	1,387	bez zmiany
Zwiększenie objęt.:	0	0,147	0,217	0,263	0,277	" "
Pustka w kruszywie:	0,340	0,416	0,450	0,468	0,470	" "

C . K r u s z y w o . 2:1 /33 $\frac{1}{3}$ % żwiru/

Wilgoć w kruszywie:	0%	1%	2%	3%	4%	5%
Waga 1 ltr. kg:	1,785	1,575	1,475	1,455	1,440	bez zmiany
Zwiększenie objęt.:	0	0,135	0,225	0,235	0,270	" "
Pustka w kruszywie:	0,320	0,375	0,440	0,446	0,453	" "

D . K r u s z y w o . 3:2 /40% żwiru/

Wilgoć w kruszywie:	0%	1%	2%	3%	4%	5%
Waga 1 ltr. kg:	1,859	1,657	1,559	1,532	1,510	bez zmiany
Zwiększenie objęt.:	0	0,127	0,220	0,236	0,250	" "
Pustka w kruszywie:	0,293	0,370	0,407	0,417	0,426	" "

Ciekawe to zestawienie uczy nas, że dotychczas praktykowana mieszanka na wszystkich budowach, zestawiana miarami objętościowymi nie daje nam nigdy równomiernego betonu, o jednakowym zużyciu cementu na 1 m³ gotowego betonu. Zużycie cementu jest tutaj wprost zależne od procentu wilgoci, którą piasek względnie kruszywo zawiera, tak samo wydajność mieszanki jest bezustannie zmienna. W dniach ciepłego, suchego lata zużywamy znacznie mniejsze ilości cementu, niż w dniach słotnych, gdy kruszywo nasiąknie wilgocią. Tak samo pogoda sucha wietrzna wysusza kruszywo i przyczynia się do mniejszego zużycia cementu.

Chcąc zatem ustalić zapotrzebowanie cementu, wody i kruszywa na 1 m^3 gotowego betonu na budowie musimy postępować jak niżej podano:

- a/. Stwierdzamy według przepisów najmniejszy przydział cementu, dotychczas jeszcze na 1 m^3 kruszywa.
- b/. Ustalamy stosunek piasku do żwiru względnie do tłucznia w kruszywie.
- c/. Po zbadaniu stosunku materiału miążkiego do grubego w dostarczonym kruszywie, ulepszamy je według tabeli przez dodanie materiału grubego, aż do wymaganego stosunku.
- d/. Oznaczamy wagę 1 m^3 suchego kruszywa jako przeciętną z III. prób w naczyniu 10 litrowem.
- e/. Badamy wilgoć w kruszywie.
- f/. Ustalamy potrzebną ilość wody stosownie do betonu ubijanego, plastycznego, lanego.
- g/. Ustalamy mieszankę według wagi, obliczając stosunek objętościowy cementu do kruszywa dla użytku na budowie.

P r z y k ł a d :

- a/. Przydział cementu 300 kg/m^3 kruszywa.
- b/. Stosunek piasku do żwiru 3:2.
- c/. Kruszywo zawiera tylko 11% żwiru, dodajemy, aby uzyskać powyższy stosunek t. j. 40% materiału grubego na 1000 ltr. naturalnego żwirku 486 ltr żwiru.
- d/. Waga ulepszonego kruszywa w stanie suchym wynosi $1,850 \text{ kg/ltr}$.
- e/. Badamy ilość wilgoci w 1 m^3 kruszywa znajdując n. p. 25 ltr. czyli 2,5%
Waga wilgotnego kruszywa $1,625 \text{ kg/ltr}$.
- f/. Dla betonu plastycznego potrzebujemy 8-9% wagi suchej, mieszanki.
- g/. Ustalając mieszankę, uwzględniamy stosunek cementu do wilgotnego kruszywa.

$$C = \frac{300 \cdot 1600}{1850} = 260 \text{ kg na } 1600 \text{ kg. kruszywa.}$$

Przydział wody 8% od $260+1600 = \sim 150 \text{ ltr}$. Przy uwzględnieniu wilgoci w kruszywie: $150-25 = 125 \text{ ltr}$.

Mieszanka w miarach przestrzennych: $\frac{260}{1,2} : 1000$, czyli 217:1000 t. j. 1:4,6.

Wydajność mieszanki ustalona przez stosunek wagi części składowych do wagi gotowego betonu. $260 + 150 + 1600 = 2010$ kg. $\frac{2010}{2350} \sim 0,86$

Na 1 m^3 betonu $\frac{260}{0,86} = \sim 300$ kg cementu,

potrzebujemy: $\frac{1000}{0,86} = \sim 1160$ ltr. kruszywa, zawierającego 2,5% wilgoci

$\frac{150}{0,86} = \sim 175$ ltr. wody.

Ponieważ kruszywo zawiera okrągło 30 ltr. wody, dodajemy na 1 m^3 betonu 145 ltr. wody. Przy przydziale 300 kg cementu na 1 m^3 betonu jest ustalenie mieszanki daleko prostsze. Waga betonu $2350 \text{ kg}/1 \text{ m}^3$; Waga cementu 300 kg; wody dla betonu plastycznego 8% od $2200 = 175$ kg. Razem $300 + 175 = 475$ kg. Pozostaje na kruszywo $2350 - 475 = 1875$ kg. Ustalamy wagę 1 ltr. kruszywa jak wyżej na 1,625 kg w tem 2,5% wody, czyli 25 ltr.

Zatem kruszywa w metrach sześciennych na 1 m^3 betonu $\frac{1.875}{1,625} = 1,17 \text{ m}^3$.

Mieszanka 250 litrów cementu. 1170 litrów żwiru czyli 1:4,7.

Kontrola wagi: cementu 300 kg żwiru $1,17 \cdot 1625 = 1900$ kg. Wody 145 kg. Gotowego betonu $300 + 1900 + 145 = 2345 = 1 \text{ m}^3$ betonu.

Z tych dwóch przykładów widzimy, że przy wysokim procencie materiału grubego, a co zatem idzie, przy małej próżni w kruszywie nie ma różnicy, czy przydział cementu będzie normowany na 1 m^3 kruszywa, czy też betonu. Natomiast spostrzeżemy znaczne różnice przy mniej gruboziarnistym kruszywie.

P r z y k ł a d d r u g i :

Przydział 300 kg cementu na 1 m^3 kruszywa, zawierającego tylko 20% materiału grubego, a ważącego $1730 \text{ kg}/\text{m}^3$ w stanie suchym.

Wody bierzemy do betonu plastycznego $\frac{8}{100} (300 + 1730) = 160$ kg.

Wydajność $\frac{300+160+1730}{2350} = 0,93$

Na 1 m^3 betonu zużywamy cementu: $\frac{300}{0,93} = 323$ kg.

Jeżeli kruszywo to na budowie zawierać będzie 3% wilgoci, to waga 1 m^3 kruszywa spadnie do $1400 \text{ kg}/\text{m}^3$. Wydajność spadnie $\frac{300+140+1400}{2350} = 0,785$,

a zużycie cementu wzrośnie do $\frac{300}{0,785} = 380$ kg na 1 m^3 betonu.

Przy przydziale cementu na 1 m^3 betonu, zmienny będzie tylko przydział przestrzenny żwiru.

Waga betonu 2350 kg. Waga cementu + wody 475 kg, waga zużytego kruszywa $2350 - 475 = 1875 \text{ kg}$. Zużycie kruszywa w mierze przestrzennej $\frac{1875}{1400} = 1,34 \text{ m}^3$.

Mieszanka 250 : 1340 = 1 : 5,4

P r z y k ł a d t r z e c i .

Ustalenie mieszanki przy przydziale osobnym piasku i tłuczni a 300 kg cementu na 1 m^3 betonu.

Waga gotowego świeżego betonu z tłuczni granitowego w stanie świeżym 2400 kg/m^3 . Waga piasku w stanie suchym 1630, waga tłuczni 1400 kg/m^3 .

Stosunek piasek - tłuczeń 3:2. Uwzględnić musimy różnicę wagi miar przestrzennych piasku i tłuczni $\frac{\text{piasek } 1630}{\text{tłuczeń } 1400} = \frac{1,16}{1,0}$, stosunek piasek tłuczeń zmienia się na 3,5 : 2.

Aby uzyskać 1 m^3 betonu plastycznego bierzemy: 300 kg cementu, 180 kg wody i 1920 kg kruszywa w tem 1225 kg piasku i 695 kg tłuczni.

Mieszanka w miarach przestrzennych:

250 ltr. cementu 750 ltr. piasku 500 ltr. tłuczni

Mieszamy: 1 : 3 : 2

Więcej wymaga rachunku, gdy piasek i tłuczeń dostarczone osobno, a przydział cementu oznaczony na 1 m^3 kruszywa. W tym wypadku przy danym stosunku piasek-tłuczeń, n. p. 3:2. Oznaczamy:

1/. pustkę w tłuczniu n. p. 1 - $\frac{1400}{2,65} = 0,47$.

2/. Przydział tłuczni według wzoru: $x = \frac{1000}{1-0,47+1,5} = 485$ litrów.

3/. Ustalamy mieszankę: 250 ltr. cementu, 730 ltr. piasku, 485 ltr. tłuczni.

Przy przyjętej powyżej wadze suchego piasku i tłuczni otrzymamy: wydajność 300 kg cementu + 180 kg wody + 1190 kg piasku + 680 kg tłuczni = 2350 kg, zatem i tu przydział, czy to na 1 m^3 , czy to na 1 m^3 betonu, da nam prawie równe wyniki.

Znajdziemy i tu odmienne wyniki, jeżeli używać będziemy piasku wilgotnego n. p. zawierającego 2% wilgoci.

Przykład czwarty.

a/ Przydział cementu 300 kg na 1 m³ betonu, waga piasku 1,4 kg/ltr, waga tłucznia 1,4 kg/ltr. stosunek: piasek-tłuczeń 3:2.

300 kg cementu, 160 ltr. wody, 1940 kg kruszywa, z tego 1160 kg piasku, 780 kg tłucznia. Mieszanka 250:830 ltr. piasku, 560 ltr. tłucznia.

Stosunek W/C. 0,52. Mieszamy 1:3,3:2,2.

b/ Przydział cementu 300 kg na 1 m³ kruszywa, waga części składowych jak wyżej.

X jak w przykładzie trzecim 485 ltr.

Mieszanka 250 ltr. cementu, 730 ltr. piasku, 485 ltr. tłucznia.

" 1 : 2,92 : 1,94

Wydajność: 300 kg " + 1020 kg " + 680 kg " + 160 wody :

$$\frac{2160}{2400} = 0,9 \text{ wydajności.}$$

Zużycie cementu na 1 m³ betonu $\frac{300}{0,9} = 333$ kg.

Ile weźmiemy cementu, piasku i tłucznia na jedną obsługę maszyny betonowej, jeżeli bęben zawiera 375 ltr. ?

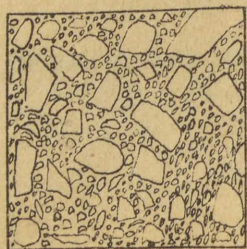
Mieszamy 1:2,92:1,94. Cementu i wody nie uwzględniamy, gdyż znikną w pustce kruszywa. Dzielimy 375: (2,92 + 1,94) otrzymując jednostkę równą przydziałowi cementu 77 ltr. Bierzemy: cementu 77 ltr. piasku, 225 ltr., tłucznia 150 ltr., wody 77.0,52 = 40 ltr. Wydajność jednej obsługi maszyny jest równa wadze części składowych, podzielonej przez wagę gotowego betonu, zatem

$$\frac{93 + 315 + 210 + 40}{2400} = 0,275 \text{ m}^3 \text{ betonu.}$$

ZAPRAWA I BETON SZCZELNE.

Chcąc uzyskać zaprawę szczelną, nieprzemakalną, oznaczamy pustkę w piasku suchym. Jeżeli do tego piasku dodamy tyle cementu ile ten piasek posiada pustki, to musimy, zarobiwszy to wodą, uzyskać zaprawę szczelną. Dla pewności dodaje się zwykle jeszcze 20% cementu, aby lepszemu starczyło także na zupełne otoczenie pojedynczych ziarenek.

Rys. 7.



Wody dajemy nie mniej, niż 0,4 do 0,62 w stosunku W/C.

Badania bowiem wykazały, że przy tym przydziale nieprzemakalność zaprawy jest najlepszą.

Piasek nasz waży w stanie suchym 1630 kg/m^3 . Jego pustka równa się $0,38$. Do uzyskania zaprawy szczelnej potrzebujemy na 1 m^3 piasku: $380+76=456$ ltr. czyli 550 kg cementu. Przyjmując stosunek $W/C = 0,45$ otrzymujemy mieszankę szczelną: 550 kg cementu, 225 ltr. wody, 1000 ltr. suchego piasku. Mieszanka ta zawiera lepiszcza $456.04+225 = 407 \text{ ltr.}$ Pustka w piasku lekko zsypanym 380 ltr. Zważyć tu należy, że pustka ta przez mieszanie jeszcze się znacznie zmniejszy, co nam daje rękojme zupełnie szczelnej mieszanki. Stosunek mieszanki $1:2,2$.

Ile możemy dodać do tej zaprawy grubego żwiru lub tłucznia, aby uzyskać beton szczelny ?

Wydażność powyższej mieszanki jest $550 + 225 + 1630 = \frac{2405}{2350} = 1 \text{ m}^3$.

Jeżeli pustka w żwirze, lub tłuczniu wynosi $0,48$, a na otoczenie ziarn weźmiemy znowu 20% więcej zaprawy, otrzymamy ilość tłucznia z równania:

$$0,48 \cdot 1,2 x = 1, \quad x = \frac{1}{0,48 \cdot 1,2} = 1,74 \text{ m}^3 \text{ tłucznia,}$$

czyli możemy wziąć kruszywo w stosunku $1:1,75$, piasek:żwir /tłuczeń/.

Mieszając $1:2,2:3,8$ ustalamy najekonomiczniejszy i najwytrzymalszy beton.

P r z y k ł a d .

Bierzemy 120 kg cementu, 220 ltr. piasku suchego, 380 ltr. tłucznia, lub żwiru 60 ltr. wody. Wydażność $120 + 360 + 530 + 60 = \frac{1070}{2400} = 0,445 \text{ m}^3$.

Zużycie cementu na 1 m^3 betonu $\frac{120}{0,445} = 270 \text{ kg}$.

Widzimy z tego, że przy odpowiednim uziarnieniu kruszywa najmniejszy przydział cementu dla żelbetu powinien być oznaczony na 270 kg na 1 m^3 betonu, gdyż beton powyższy gwarantuje z powodu swej szczelności zupełną ochronę żelaza przed rdzą przy wysokiej wytrzymałości betonu.

ŻELBET .

Beton jest odporny na ciśnienie, mało odporny na siły ciągnące. Brak ten ograniczał przez długi czas zakres jego zastosowania. Połączenie betonu z żelazem, konstrukcja dość nowa, wytworzyło nowy zupełnie materiał budowlany i rozszerzyło jego zastosowanie znakomicie, prawie na wszystkie dziedziny budownictwa, stwarzając nowy system budowlany, nowe formy, a zatem i nową architekturę.

Początki żelbetu sięgają zaledwie pół wieku wstecz. Na wystawie w Paryżu 1854 r. zbudował inż. Lambert kłódkę z cementu z żelaznymi wkładkami. W roku 1861. uzyskuje inż. Coignet pierwszy patent, a wkrótce potem używa ogrodnik Monier jako pierwszy, wkładki żelaznych do wielkich kubłów z cementu i uzyskuje odpowiednie patenty. Doskonałe własności tych przedmiotów zwracają uwagę inżynierów, którzy zaczynają ten nowy sposób konstrukcji zastosowywać praktycznie.

W stosunkowo już krótkim czasie rozpoczyna żelbet swój zwycięski pochód, stając do konkurencji z konstrukcjami z cegły, kamienia, żelaza i drzewa.

Myśl przewodnia żelbetu jest następująca: Beton wytrzymuje doskonale ciśnienia; mniej, a nawet mało odpornym jest on na siły ciągnące, ścinające lub wybaczące, Wzmacniając beton żelazem otrzymany materiał znakomicie odporny na wszystkie wewnętrzne siły działające w konstrukcji.

Aby jednak to uzyskać trzeba materiały te połączyć w pewną organiczną całość, tak, aby działanie było wspólne. Dokładne wypośrodkowanie wszystkich sił, oznaczenie wysokości i rodzaju naprężenia w każdym miejscu konstrukcji, a nade wszystko prawidłowe rozmieszczenie wkładek żelaznych, jest głównym zadaniem konstruktora.

DODATNIE WŁASNOŚCI ŻELBETU.

- 1/. Ogniotrwałość.- Beton w ogniu nie zapada się tak łatwo jak żelazo i drzewo, czyni zatem mniej niebezpieczne prace ratunkowe w czasie pożaru. Im beton starszy i w lepszej mieszance, tem ogniotrvalszy.
- 2/. Konstrukcja żelazna w betonie.- Żelazo w betonie nie rdzewieje.
- 3/. Szybkość wykonania, która wzrasta jeszcze przy użyciu cementu wysokowartościowego /ciment fondu/.
- 4/. Dobre wyzyskanie przestrzeni.- Mniejsze i smuklejsze filary, mniejsza wysokość konstrukcji, łatwość przystosowania, nawet do form skomplikowanych kręcone schody, galerje, konsole i t.p.
- 5/. Wielka wytrzymałość budowli. Stałość i sztywność, a zatem odporność na wstrząśnienia. Stropy dla maszyn, turbin, budowa w miejscach zagrożonych trzęsieniem ziemi, budowa mostów o wielkiej rozpiętości i t.p.

- 6/. Taniać budowy i taniać jej utrzymania.
- 7/. Budowa higjieniczna, odporna wobec drobnoustrojów organicznych /grzyb, zgnilizna/. Omijana przez robactwo, myszy i szczury.
- 8/. Odporność na wpływy atmosferyczne, działanie wody i wilgoci. Nieprzemakalność. Możliwość wykonania większych powierzchni bez zarysowań.
- 9/. Poddanie się każdej formie. Zatem podatność do wykonania pięknej i monumentalnej architektury. Łatwość obrabiania powierzchni dłutem i młotem. Jako strony poniekąd ujemne, należy wymienić: konieczność nadzwyczaj sumiennego wykonania i co z tego wynika, konieczność ciągłej i ścisłej kontroli tak materiałów, jak i wykonania pracy.

Trudne i kosztowne deskowania, zużycie wielkiej ilości drzewa, co jednak w ostatnim czasie przez zastosowanie cementu przedniego /wysokowartościowego/, zostało znacznie zmniejszone. Dość często wypadki na budowie powodowane nieumiejętnością i niesumiennością wykonawców, lub zawczesnym usunięciem podpór, przed zupełnym stężeniem betonu. Trudność zmian w wykończonej budowie.

ŻELAZO.

Do żelbetu używamy przeważnie żelaza zlewnege i stali zlewnej. Waga żelaza zlewnege wynosi 7800 kg/m^3 . Od żelaza stosowanege do żelbetu wymagamy, wytrzymałości na ciągnienie najmniej 3700 kg/cm^2 .

Spółczynnik sprężystości /elastyczność/ dla żelaza zlewnege należy przyjąć $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.- Granica ciastowatości 2250 kg/m^2 .

Powierzchnie walcowane powinny być gładkie, a żłom powinien wykazywać złożę jednostajne, pełne, bez śladów próżni.

Żelazo wzmacniająca ma zwykle przekrój kołowy, może mieć prostokątny, lub wieloboczny, powierzchnie płaskie lub karbowane, a największe wymiary przekroju nie powinny przekraczać w jakimkolwiek kierunku 50 mm. Najmniejszy przekrój stosowany do żelbetu, wynosi 5 mm o.

Żelazo dostarczane według ściśle oznaczonych wymiarów może się różnić:

co do długości	o - 10 mm.
co do przekroju	o 2%
co do wagi	o + 5% i - 2%.

Żelazo nawinięte na walcu o średnicy równej 2-krotnemu wymiarowi przekroju nie może wykazać na stronie rozciąganej żadnych śladów rozerwania żelaza. Żelazo dostarczane do żelbetu powinno być czyste, nie tłuste, bez luźnej rdzy. Rdza występująca jako ściernalny, żółty pył, jest nieszkodliwa. Żelazo należy oczyścić z wszelkich nieczystości przed ułożeniem w deskowaniu. Należy usunąć rdzę, jeżeli odpada łuskami.

WYCIĄG NAJWAŻNIEJSZYCH PRZEPISÓW DOTYCZĄCYCH WYKONANIA KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH.

Polska wydała w roku 1920. "Tymczasowe Przepisy". W roku 1923. 20 maja "Przepisy dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym", także przepisy w roku 1927. 2. września, oraz w roku 1929. 18. czerwca. W roku 1931. ukazał się w miesięczniku "Cement" projekt nowych przepisów dotyczących konstrukcji betonowych i żelbetowych.

Ponieważ ostateczne przepisy dotychczas się nie ukazały, podajemy obowiązujące przepisy z roku 1929. i proponowane zmiany, pozostawiające miejsce dla zaznaczenia zmian o ile przepisy w ostatecznym brzmieniu się ukażą:

Wyciąg z przepisów z roku 1929. 18. czerwca, dotyczący konstrukcji betonowych - /obowiązujących także przy konstrukcjach żelbetowych/.

Przed rozpoczęciem budowy mają być zrobione próby wytrzymałości według przepisów dotyczących prób wytrzymałości betonu zawartych w załączniku do niniejszego rozporządzenia.

Do mniejszych budowli można prób nie wykonywać, przyjmując naprężenie dopuszczalne według § 28. p.3.

Projekt zmian z roku 1931.

Przed rozpoczęciem budowy i w trakcie jej wykonania w odstępach 2-tyg. należy wykonywać próby wytrzymałości betonu.

Próby te mają być wykonane w ten sam sposób i w tych samych warunkach co beton na budowie.

Próby wykonane w innych warunkach nie mogą stanowić dostatecznej podstawy do oceny betonu na budowie wykonanego.

Próbki te powinny być wykonane w formach w formie walcowej o

Obowiązujące zmiany w przyszłości

średnicy 160 mm /powierzchnia 200 cm²/, lub 196 mm /powierzchnia 300 cm²/.

Władza budowlana może pozwolić na badanie betonu przy pomocy belek próbnych.

Do oceny wytrzymałości betonu, to jest dla wyznaczenia naprężeń, miarodajne są wyniki prób na kostkach 28-dniowych.

W wypadkach wyjątkowych, dla przybliżonej oceny, można próby wytrzymałości przeprowadzić po 8-dniach. Wytrzymałość po 8-dn, do wytrzymałości po 28-dniach, należy przyjmować jak 2:3. Wykonanie prób po 8-dniach nie zwalnia od wykonania prób po 28-dniach.

Beton należy zaraz po wymieszaniu nakładać do form; beton nie użyty w przeciągu 1-ej godziny w porze suchej i ciepłej, zaś w przeciągu 2-u godzin w porze wilgotnej i chłodnej, należy usuwać. Takiego betonu, wczas nie użytego, lub już stężałego nie wolno używać jako domieszki zamiast kamienia. Beton należy wlewać wzgl. sypać z możliwie małej wysokości. Największa wysokość spadu 3 mtr. Części zespołu, przyjęte w obliczeniu jako całość, należy zabetonować bez przerw.

Wrazie koniecznej przerwy należy roboty doprowadzić do przekrojów najmniej naprężonych.

Wrazie przerwy w betonowaniu należy starać się o należyte związanie betonu stężałego z betonem świeżym.



Rys. 8.

/Powierzchnie starego betonu należy silnie podrapać żelaznym zgrzebkem i bezpośrednio, przed nałożeniem świeżego betonu, poleać tłuścim mlekiem cementowym/.

Świeżo wykonany zespół należy, w czasie tężenia betonu, ochronić przed działaniem słońca, mrozu, deszczu, jakoteż conajmniej cztery dni, przed wstrząśnieniami i obciążeniami.

Zmiany polskich norm

Walce: P.N.
E 195, 196

średnica	ciśniona powierzchnia
A 100 mm ϕ	300 cm ²
B 160 " "	200 "
C 80 " "	50 "

Walce:

- A = dla masywnych robót betonowych
 - B = dla konstrukcji żelbetowych
 - C = dla prób kontrolnych na budowie
- na każde 200 m² żelbetu należy zrobić 1 próbę kontrolną /3 walce/ Na budowie można badać beton beleczkami próbnymi o wymiarze: 2,00 x 0,086 x 0,070 m.

"F" warstwami około 20 cm. grubymi i ubijać w sposób odpowiadających jego ciągłości, tak by osiągnąć możliwie doskonałe złączenie materiału.

Przy wysokości przekraczającej 3,0 m. beton winien być spuszcany rynnami lub innymi stosowymi urządzeniami.

Przerwy robocze w betonowaniu należy ustalić przed rozpoczęciem budowy.

Wyciąg z przepisów dotyczących konstrukcji żelbetowych, Za konstrukcje, żelbetowe uważa się konstrukcje, w których żelazo jest tak połączone z betonem, że obydwa materiały tworzą pod względem statycznym jedną całość. Ziarna kamienia zużytego w konstrukcjach żelbetowych powinny przechodzić przez sito o otworach 4×4 cm, nie powinny być jednak większe, niż odstęp wkładek w świetle.

Z uwagi na skurcz, należy utrzymywać w wilgoci przynajmniej 8-14 dni

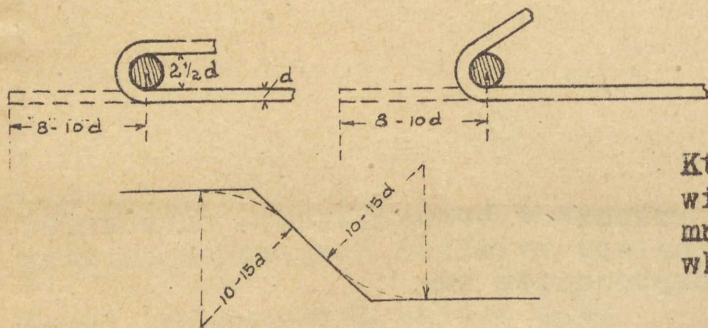
Kruszywo wchodzące w skład betonu winno być dobrane tak, aby czyniło zadość następującym warunkom:

- aby posiadało jaknajmniej próżni, aby było jaknajgęstsze.
- aby beton wykonany z tego kruszywa osiągnął dostateczną ciekłość przy możliwie małej ilości wody.
- aby beton był łatwo urabialny. Największe ziarno kruszywa dla robót żelbetowych winno przechodzić przez sito o otworach okrągłych 40 mm. średnicy.

Ziarna kamienia użyte w konstr. żelbet. powinny przechodzić przez sito o otworach okrągłych 30 mm. Piasek powinien zawierać najmniej 20% , najwyżej 70% ziarn poniżej 1 mm śred.

Kruszywo powinno zawierać 40% , najwyżej 80% piasku.

Wkładki żelazne należy w belkach żelbetowych zakotwić, zaginając końce w hak okrągły, lub ostrokątny.

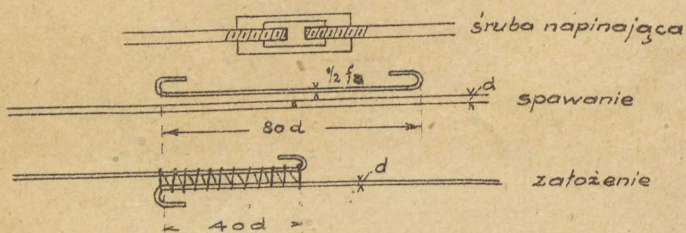


rys. 9

Wkładki żelazne winny być o ile możliwości z jednego kawałka. Jeżeli nie można łączenia uniknąć, powinno zetknięcie być takie, ażeby siły wewnętrzne nie mogły wkładek przesunąć, a na całej długości zetknięcia należy wkładki obwiązać drutem.

Łączenie

wkładek przez spawanie wymaga przeprowadzenia prób podczas budowy.



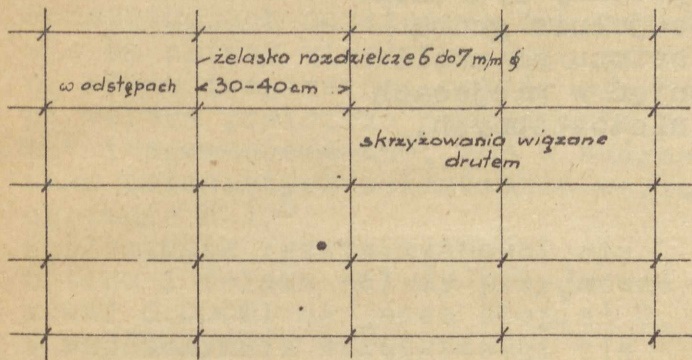
rys. 10

Którego średnica w świetle winna się równać conajmniej $2,5$ krot. grubości $1,5$ krotnej wkładki.

Przedłużenie wkładek dopuszczalne jest przez założenie, przez spawanie, wreszcie w inny sposób równorzędny, zaaprobowany przez władzę budowlaną. Długość założenia winna być obliczona ze względu na przyczepność żelaza do betonu.

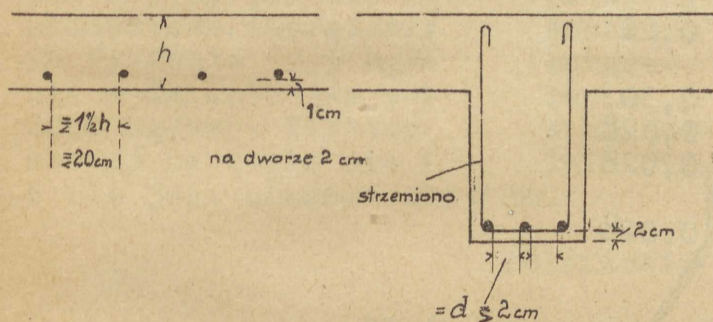
Styki wkładek powinny być średnio o 40 -krotną względem siebie przesunięciem - grubość wkładek te i nie znajdować się w miejscu największych naprężeń.

Wkładki należy w deskowaniu ustalić tak, aby przy nakładaniu betonu nie zmieniły swego kształtu ani położenia.



rys. 11.

Odstęp wkładek między sobą dla tego samego rodzaju wzmocnienia powinien być w świetle równy, lub większy od grubości wkładek. Nie powinien schodzić niżej, 2 cm, ani też przekraczać 20 cm lub 1,5-krotnej grubości płyty.



rys. 12.

Wkładki dwóch różnych wzmocnień jak n. p. podłużnego i poprzecznego, powinny do siebie przylegać. Strzemiona należy umieścić także w tych częściach belki, gdzie ze względów statycznych nie są potrzebne. Najmniejsza grubość okrycia nie może schodzić w płytach niżej 1 cm, a w innych zespołach 2 cm.

W konstrukcjach podlegających wpływom wyjątkowych zmian temperatury, wpływom chemicznym i t.p. należy grubość betonu ochronnego podnieść najmniej do 3 cm.

W belkach zginanych należy o ile możliwości wkładki pomieścić najwyżej w dwu warstwach. Jeżeli wkładki są rozmieszczone w trzech warstwach, to należy sprawdzić, czy naprężenie ścinające, liczone bez uwzględnienia strzemion i odgięć, nie przekraczają 15 kg/cm^2 . Jeżeli wkładki odgięte służyć mają jako uzbrojenie górne dla momentów ujemnych, należy je zakotwić należycie poza podporą w sąsiednim przęśle na długości równej 0,2 długości tegoż przęśla.

Uzbrojenie fundamentu powinno spoczywać przynajmniej na 5 cm warstwie betonu.

Wkładki powinny być chronione specjalnie grubą warstwą betonu od możliwych pęknięć w miejscach później niedostępnych.

Naprężenia dopuszczalne w betonie powinny odpowiadać wytrzymałości kostkowej betonu po 28-dniowym normalnym tężeniu

Naprężenie dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału, mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające.

Rodzaj naprężenia: Współczynnik zmniejszający.

Ściskanie

			P.N.
a/przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowym	0,26	0,28	0,28
b/ przy ściskaniu osiowym /słupy i filary/	0,18	0,22	0,22
c/wskosach belek nad słupami	0,28	0,30	0,35
Ścinanie	0,025	0,028	0,03
Przyczepność	0,025	0,028	0,03
Rozciąganie przy mimośrodkowym ściskaniu	0,028	0,028	

Wyższe naprężenia są dopuszczalne w przegubach i t.p. konstrukcjach. Przy mniejszych budowlach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne:

Rodzaj naprężenia: Naprężenie dop. bet. w kg/cm² przy ilości cem. na 1 m³ krusz. Przy ilości cementu w kg na 1 m³ betonu.

Rodzaj naprężenia:	Naprężenie dop. bet. w kg/cm ² przy ilości cem. na 1 m ³ krusz.			Przy ilości cementu w kg na 1 m ³ betonu.		
	500	400	300 kg.	500	400	300 kg.
Ściskanie						
a/przy zginaniu i obciążeniu mimośrodkowym	52	44,2	36,4 kg/cm ²	56	48	40 kg/cm ²
b/przy obciążeniu osiowym	36	30,6	25,2 "	44	38	30 " "
c/w skosach belek nad słupami	56	47,6	39,2 "	60	50	50 " "
Ścinanie	5	4,2	3,5 "	5,6	5	4
Rozciąganie przy mimośrodkowym ściskaniu	5,6	4,7	3,9 "	5,6	5	4
Przyczepność	5	4,2	3,5 "	5,6		

Siły ciągnące, ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,025 wytrzymałości kostkowej betonu, wzgl. odpowiednie wartości w powyższem

30% na beton, resztę

zestawieniu, należy przenieść na wkładki odgięte ukośnie i strzemiona.

Naprężenia dodatkowe z powodu zmian temperatury należy uwzględnić przy konstrukcjach narażonych bezpośrednio na zmiany ciepłoty. Jako granicę zmian temperatury należy przyjąć na wolnym powietrzu ochłodzenie o 15° i ogrzanie o 15° , zaś w budynkach osłoniętych ochładzanie wzgl. ogrzanie o 10° .

Spółczynnik rozszerzalności dla betonu i żelaza należy przyjmować równy 0,00001 na jeden stopień C, a współczynnik sprężystości dla betonu równy 210000 kg/cm².

W budowlach dłuższych niż 60 mtr. należy urządzić przerwy dylatacyjne, w odstępach co najmniej 50 mtr. Stropy ceglano betonowe z wkładkami żelaznymi należy obliczać, przyjmując stosunek współczynników sprężystości $n = 25$. Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie przyjmować należy jak dla muru obciążonego mimoosiowo, naprężenie dopuszczalne na ścinanie 2,5 kg/cm², naprężenia w żelazie jak przy żelbecie 1200 kg/cm². Warstwy betonu mieszczonych na cegle nie uwzględnia się, o ile jest cieńsza od 3 cm.

i ogrzanie o 20° C

granice zmian temperatury należy przyjąć na wolnym powietrzu ochłodzenie i ogrzanie 20° C.

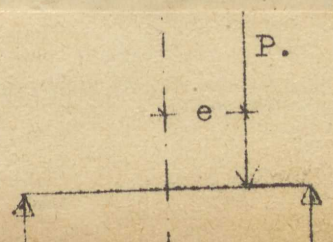
W odstępach co najmniej

"F" W częściach budowy w których najmniejszy wymiar betonu wynosi 70 cm.,... albo które spowodu nasypki lub innych urządzeń są mniej narażone na zmiany temperatury, mogą powyższą różnicę temperatur być niższe o 5° C.

OBLICZENIE PŁYTY ŻELBETOWEJ.

Płyta spoczywająca swobodnie na 2 łożyskach. Ustalamy następujące oznaczenia.

- h = wysokość płyty bez belki, t = wys. płyty belki teowej
- (H = wysokość żebra wraz z płytą.)
- a = grubość okrycia wkładek żel. od spodu płyty do punktu ciężkości wkładek.
- h' = h - a.
- H' = H - a.
- x = odstęp osi obojętnej od krawędzi ciśnionej.
- z = h' - $\frac{x}{2}$ = /h-a- $\frac{x}{2}$ / odległość punktów zaczepnych sił. ciągnącej i cisnącej.
- b = szerokość przekroju wzięt. w rachunek dla płyt. użyteczna pasa ściskanego
- (B = szerokość belki współdziałającej z płytą. w stropach żelbetowych.
- b₁ = szerokość żebra. w stropach żebrowych i belkach teowych.
- G_b = największe dopuszczalne naprężenie ciśnienia w betonie.
- D^b = suma ciśnienia w przekroju betonu.
- Z = suma ciągnięć w przekroju żelaza.
- T = suma sił ścinających.
- E_z = elastyczność żelaza.
- E_b = elastyczność betonu.
- n = $\frac{E_z}{E_b}$ = stosunek elastyczności.
- n = 15 dla ustrojów żelbetowych.
- n = 25 dla ustrojów ceglano-betonowych.
- g = obciążenie stałe na 1 m²
- p = obciążenie zmienne /użytkowe/ na 1 m².
- q = g + p
- Q = q · l
- e = mimośród /np. siły obciążającej przekrój/.
- r = promień rdzenny.
- f = strzałka ugięcia.



- F_i = przekrój sprowadzony, czyli przekrój słupów zbrojonych.
- F_r = przek. rdzenia przy słup. owijanych. Dla słupów zbroj. $F_i = F_o + 15F_r$
- F_s = przek. sprowadzony przy słup. owijanych. uzwoj. $F_i = 1,25F_r + 15F_z + 30$
- σ_z = największe naprężenie dop. w żelazie.
- σ_d = największe dop. naprężenie na ścinanie w betonie.
- τ = naprężenie na ścinanie z obliczenia.
- τ_s = naprężenie na ścinanie przejęte przez strzemiona.
- σ_u = największe naprężenie przyczepne
- C = odległość od łożyska, w której należy zginać wkładki żelazne przejmujące napręż. ścinające.
- F_z = potrzebny przekrój wkładek żelaznych, dla płyt, belek, słupów
- f_z = przek. jednej wkładki żelaznej.
- p_z = procent żelaza w stosunku do przek. betonowego.
- d = średnica wkładki żelaznej. d_r = średnica rdzenia słupa uzwojonego.
- P = siła skupiona.
- V = siła poprzeczna.
- N = siła normalna przy słupach i fundamentach.
- S = moment statyczny.
- M = moment zginający.
- I = moment bezwładności.
- W = moment oporu.
- i = promień bezwładności.
- l = rozpiętość od środ. do środka łożysk.
- l_s = rozpiętość w świetle /lub pomiędzy żebrami
- p_b = powierzchnia przekroju betonowego.
- p_u = procent żelaza wzmocnienia owijanego.
- F_u = przek. żelaza wzmocnienia owijanego, otrzymany przez podziel. objętości wzmocnienia przez długość słupa, pręta narożonego na wyboczenie.
- F_s = przekrój strzemienia
- F = przekrój drutu uzwojenia.

Naprężenia dopuszczalne.

- K_s = betonu na rozciąg. ścisk. i ścinanie
- K_z = zbrojenie " " "
- K_p = przyleganie zbrojenia do betonu.
- l_o = rozp. teoretyczna t.j. odstęp między teoretycznymi punkt. podpor.
- d_o = osiowy odstęp żeber
- l_w = długość wolna /swobodna

W płycie podanej zginaniu są siły cisnące w równowadze z siłami cisnącymi, zatem

$$Z = D \quad Z = \sigma_z \cdot F_z, \quad D = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b$$

Momenty sił wewnętrznych są sobie równe.

$$M = D \cdot \left(h' - \frac{x}{3} \right) = Z \cdot \left(h' - \frac{x}{3} \right) \quad \left| h' - \frac{x}{3} \right| = z \quad | Dz. = Zz.$$

z jest to ramię momentu sił wewnętrznych.

Wychodząc z następujących założeń:

- 1/ Beton przyjmuje naprężenia cisnące, - żelazo ciągnące.
- 2/ Naprężenia poszczególnych włókien są proporcjonalne do ich oddalenia od osi obojętnej, a proste przekroje pozostają prostymi i w czasie zgięcia.
- 3/ Rozszerzenia betonu są proporcjonalne naprężeniom.
- 4/ W różnych oddaleniach od osi obojętnej są wydłużenia równe dla betonu i żelaza, a elastyczność żelaza jest n razy większa od elastyczności betonu, czyli:

$$E_z = nE_b, \quad \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_z} = \frac{x}{h-x}, \quad \frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_z}{E_z} : h-x.$$

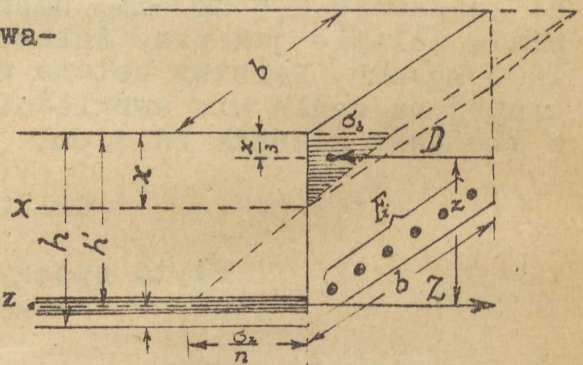
Wstawiając do tego równania wartość $E_z = nE_b$, otrzymamy po skróceniu

$$\sigma_b = \frac{\sigma_z \cdot x}{n/h' - x}, \quad \text{ponieważ } b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_b = F_z \sigma_z, \quad \sigma_b = \frac{2F_z \cdot \sigma_z}{b \cdot x}, \quad \frac{2F_z \cdot \sigma_z}{b \cdot x} = \frac{\sigma_z \cdot x}{n/h' - x}$$

$$\frac{bx^2}{2} = nF_z / h' - x /.$$

Z tego równania 2-ego stopnia oznaczamy x , czyli oddalenie osi obojętnej od górnej krawędzi ciśnionej

$$1/ \quad x = \frac{nF_z}{b} / - 1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{nF_z}}$$



Siła cisnąca jest równą powierzchni trójkąta $\frac{x}{2} \cdot \sigma_b$, pomnożonej przez szerokość rachunkową b . Siła ciągnąca jest równą przez $\frac{z}{2} \cdot \sigma_z$ krojowi żelaza, pomnożonemu przez naprężenie σ_z . Z równości momentów wypływa.

$$M = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b \cdot z}{2} = F_z \cdot z \cdot \sigma_z$$

Z tych równań możemy obliczyć największe naprężenie w betonie

$$2/ \sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot z}$$

i największe naprężenie w żelazie

$$3/ \sigma_z = \frac{M}{F_z \cdot z}$$

Jeżeli jako dane mamy: moment naprężenia w betonie i żelazie jak to się zwykle dzieje w praktyce, używamy uproszczonych wzorów, które dadzą się wyprowadzić z powyższych równań:

dla osi obojętnej

$$4/ x = s \cdot h'$$

dla wysokości rachunkowej płyty

$$5/ h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

dla potrzebnego przekroju żelaza

$$6/ F_z = t \sqrt{\frac{M}{b}} \cdot b$$

Współczynniki s , r , t zależne są od wielkości naprężeń w betonie i żelazie, oraz od stosunku elastyczności żelaza i betonu. Dla ułatwienia statycznych obliczeń wyrachowano je i ułożono w tabelach. Tabela dla $n = 15$ służy do płyt żelbetowych Tabela dla $n = 25$ dla płyt ceglano-żelbetowych.

UŻYCIE TABEL.

Z obciążenia stałego i zmiennego przy danej rozpiętości obliczamy M , moment zginający. Wyliczamy pierwiastek $\sqrt{\frac{M}{b}}$, gdzie b oznacza szerokość rachunkową. Dla płyt, przy obliczeniu momentu w kgm, jest $b = 1$, dla momentu w kgcm $b = 100$. Stosownie do uzyskanych wyników w stacji doświadczalnej z prób dla betonu po czasie tężenia 28 dni, lub zależnie od ilości zużytego cementu na 1 m^3 kruszywa, przyjmujemy naprężenie w betonie σ_b w pierwszej rubryce tabeli. Naprężenie w żelazie przyjmujemy zwykle $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Mniejsze naprężenia w żelazie tylko w wyjątkowych wypadkach.-

Aby ustalić potrzebną wysokość obliczanej płyty, szukamy w odpowiedniej rubryce dla oznaczonego σ_b współczynnika r , mnożąc go przez znaną wartość $\sqrt{\frac{M}{b}}$. Do tak wyliczonego h' dodajemy przepisowe a , co razem daje nam wysokość płyty h . Na tej samej linii, dla tego samego σ_b znajdujemy współczynnik t , który pomnożony wartością $b \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$ daje nam przekrój wszystkich wkładek żelaznych dla obliczanej szerokości b .

TABELA VII

do obliczenia wysokości i uzbrojenia wysokości płyt ceglano-żelbetowych

$\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$n = 25$

$\sigma_z = 1000 \text{ kg/cm}^2$

M w kgm				b w metrach			
$\sigma_b \text{ kg/cm}^2$	$x = s \cdot h'$	$h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_z = t \cdot b \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$\sigma_b \text{ kg/cm}^2$	$x = s \cdot h'$	$h' = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_z = b \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$
	s	r	t		s	r	t
10	0,172	1,115	0,080	10	0,200	1,035	0,104
11	0,186	1,021	0,087	11	0,216	0,953	0,113
12	0,200	0,945	0,095	12	0,231	0,885	0,122
13	0,213	0,882	0,102	13	0,245	0,827	0,132
14	0,226	0,828	0,109	14	0,259	0,777	0,141
15	0,238	0,781	0,116	15	0,273	0,733	0,150
16	0,250	0,739	0,123	16	0,286	0,696	0,159
17	0,262	0,702	0,130	17	0,298	0,662	0,168
18	0,273	0,669	0,137	18	0,310	0,632	0,177
19	0,284	0,641	0,144	19	0,322	0,605	0,185
20	0,294	0,615	0,150	20	0,333	0,581	0,194
21	0,304	0,590	0,157	21	0,344	0,559	0,202
22	0,314	0,569	0,164	22	0,355	0,539	0,210
23	0,324	0,550	0,170	23	0,365	0,521	0,219
24	0,333	0,532	0,177	24	0,375	0,504	0,227
25	0,342	0,515	0,183	25	0,385	0,489	0,235
26	0,351	0,499	0,190	26	0,394	0,474	0,243
27	0,360	0,484	0,196	27	0,403	0,461	0,251
28	0,369	0,471	0,202	28	0,412	0,448	0,259
29	0,377	0,458	0,208	29	0,420	0,437	0,266
30	0,385	0,447	0,215	30	0,429	0,426	0,274
31	0,393	0,435	0,221	31	0,437	0,416	0,281
32	0,401	0,425	0,226	32	0,444	0,407	0,289
33	0,408	0,416	0,232	33	0,452	0,397	0,296
34	0,415	0,406	0,238	34	0,459	0,389	0,304
35	0,422	0,398	0,244	35	0,461	0,381	0,311
36	0,429	0,388	0,251				
38	0,447	0,373	0,262				
40	0,455	0,359	0,274				

TABELA VIII

Współczynniki zmniejszające dla obliczenia słupów na wyboczenie.

uzbrojenie zwykłe, $\frac{l}{i} \leq 60$		50		uzwojenie, $\frac{l}{i} \leq 40$	
współczynnik zmniejsz.		współczynnik zmniejsz.		współczynnik zmniejsz.	
$\frac{l}{i} = 65$	$\beta = 0,88$	$\frac{l}{i} = 45$	$\beta = 0,97$	$\frac{l}{i} = 85$	$\beta = 0,65$
" " 70	" " 0,84	" " 50	" " 0,93	" " 90	" " 0,60
" " 75	" " 0,80	" " 55	" " 0,89	" " 95	" " 0,56
" " 80	" " 0,76	" " 60	" " 0,85	" " 100	" " 0,51
" " 85	" " 0,70	" " 65	" " 0,81		
" " 90	" " 0,63	" " 70	" " 0,77		
" " 95	" " 0,57	" " 75	" " 0,73		
" " 100	" " 0,51	" " 80	" " 0,69		

55 0,96
60 0,92

Wkładek żelaznych należy wybierać raczej większą ilość o mniejszej średnicy, niż przeciwnie. Najodpowiedniejszą grubość wkładki znajdujemy stosownie do rozpiętości płyty i naprężenia w żelazie z wzoru siódmego.

$$7/ \quad d = 0,00375 l.$$

Jeżeli z jakichkolwiek względów dana jest grubość płyty, której nam zmienić nie wolno, szukamy odpowiedniego współczynnika "r", ze wzoru $h' = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$, zatem $r = \frac{h'}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$.

Znalazwszy współczynnik r, szukamy w rubryce $h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ mniej więcej równego współczynnika. Po znalezieniu oznaczamy odpowiednie G_b , i jeżeli to odpowiada naszym założeniom, znajdujemy z rubryki F_z potrzebny przekrój żelaza.-

Uwaga: Dla płyt gdzie szerokość b jest równa 1 m. wzór $\sqrt{\frac{M}{b}}$ upraszcza się do \sqrt{M} , M należy brać w kilogramometrach.

Gdy tabeli nie posiadamy, lub użyć nie chcemy, wyliczamy momenty, przyjmujemy przypuszczalną wysokość płyty h, oznaczamy potrzebne a i otrzymujemy $h - a = h'$. Dalej przyjmujemy grubość, ilość i przekrój F_z wkładek żelaznych i z danych wzorów 1, 2, 3, wyliczamy naprężenia w płycie G_b i G_z , po uprzednim wyliczeniu X. Jeżeli wynikające z rachunku naprężenia przekraczają dopuszczalne, powiększamy wysokość płyty, lub ilość wkładek żelaznych, lub wreszcie jedno i drugie, aż do osiągnięcia pożądanego wyniku.-

OBLICZENIE STATYCZNE.

Aby uzyskać pozwolenie na budowę musi być przedłożone nadzorowi budowlanemu obliczenie statyczne, zrobione na papierze w formie przepisowym. Obliczenie takie powinno zawierać wszystkie dane co do konstrukcji, ciężaru własnego, przeznaczenia użytkowego, ubikacji, ciężaru zmiennego, powinno zawierać dane co do mieszanki betonowej, dokonanych badań wytrzymałości po 28-dniach i przyjętych na mocy tych badań, dopuszczalnych naprężeń.-

Wykonanie obliczenia statycznego powinno być czyste, przejrzyste, zupełne.- Dobrze jest na jednej połowie stronicy pisać tekst, na drugiej rysować szkice.- Przykład obliczenia statycznego bez użycia tabeli z wzorów 1 do 3.-

OBLICZENIE KORYTARZA W GMACHU SZKOLNYM.

Strop korytarza ma rozpiętość w świetle

$$l_s = 3,00 \text{ rys. 14}$$

Rozpiętość rachunkowa:

$$l = 1,05 \cdot 3,00 = 3,15 \text{ m.}$$

Podłoga: na wyrównaniu z betonu 2 cm grubym, położy się warstwę terazzo 2 cm grubą.

Obciążenie użytkowe przepisowe dla korytarzy w budynkach użyteczności publicznej.

$$p = 400 \text{ kg/m}^2.$$

Mieszanka betonowa 300 kg cementu na m³ kruszywa. Kruszywo 4:1, piasek do żwir.

Załącza się świadectwo stacji doświadczalnej Państw. Szkoły Budown. w Poznaniu, w której stwierdzono dla powyższej mieszanki

$$\sigma_{b28} = 183 \text{ kg/cm}^2.$$

Dopuszczalne naprężenie w obliczeniu statycznym

$$0,26 \cdot 183 = 47,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Przyjęto jako najwyższe dopuszczalne naprężenie w obliczeniu $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$. Najmniejsza dopuszczalna grubość płyty dla płyt wolno opartych jest

$$h' = \frac{1}{27} \cdot l, \text{ przyjmujemy } \frac{1}{24} \cdot l \text{ czyli}$$

$$h' = 13,1 \text{ cm} \quad h = 13,1 + 1,6 \approx 15 \text{ cm}$$

$$h' = 15 - 1,6 = 13,4 \text{ cm.}$$

Grubość wkładek żelaznych:

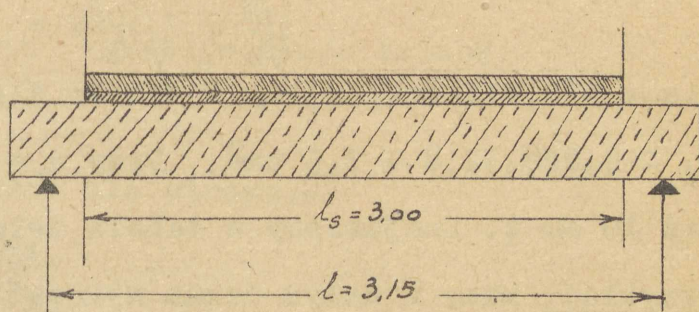
$$d = 0,00375 \cdot 3,15 = 11,8 \text{ mm.}$$

Przyjmujemy 12 mm., dajemy wkładki co 15 cm, czyli 6²/₃ na 1 mb, czyli

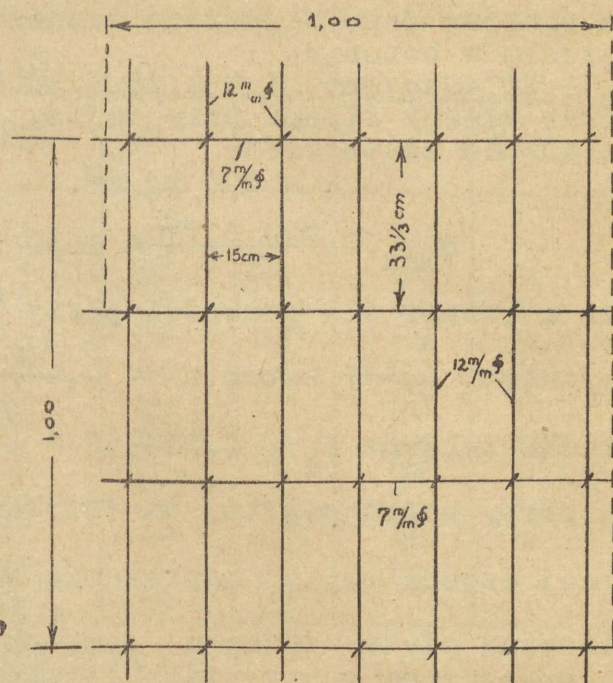
$$F_z = 7,54 \text{ cm}^2.$$

Wkładki żelazne zaopatrujemy w prawidłowe haki.

Dajemy żelazka rozdzielcze z żelaza 7 mm ϕ , 3 sztuki na 1 mtr. Rys. 15.



rys. 14



rys. 15

OBLICZENIE.

Cieężar stały: płyta $0,15 \cdot 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 terazzo i wyrów. $0,04 \cdot 2200 = 88 \text{ "}$
 tynk 22 "

$$g = 470 \text{ kg/m}^2 \quad p = 400 \text{ "} \quad q = 870 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Moment największy } M_{\max} = \frac{870 \cdot 3,15^2}{8} = 1080 \text{ kgm.}$$

$$x = \frac{15 \cdot 7,54}{100} / -1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 13,4}{15 \cdot 7,54}} = 4,44 \text{ cm, } \frac{x}{3} = 1,47 \text{ cm.}$$

$$z = 13,4 - 1,47 = 11,93 \text{ cm.}$$

największe naprężenie w betonie:

$$\sigma_b = \frac{216000}{100 \cdot 4,44 \cdot 11,93} = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

największe naprężenie w żelazie:

$$\sigma_z = \frac{10800}{7,54 \cdot 11,93} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Głębokość osadzenia płyty w murze równa jest grubości płyty w śr. przęsła.

OBLICZENIE PRZY UŻYCIU TABEL.

Przyjęta wysokość $h = 15 \text{ cm}$, $h' = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$. M jak wyżej 1080 Kg/m

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1080}{1}} = 32,8 \quad r = \frac{13,5}{32,8} = 0,411.$$

Dla $r = 0,411$ znajdujemy w tabeli dla $\sigma_2 = 1200 \text{ kg/cm}^2$. $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$.

$F_2 = 0,228 \cdot 32,8 = 7,5 \text{ cm}^2$. Przy $a = 1,5 \text{ cm}$ nie możemy wziąć grubszych wkładek niż $10 \text{ mm } \phi$. Znajdziemy w tabeli żelaza okrągłego 10 wkładek $zF_2 = 7,85 \text{ cm}^2$.

Przykład: Mamy w małym domku wykonać strop żelbetowy dla ubikacji $4,5 \times 3,5 \text{ mtr}$. Rys. 16.

Podłoga na wyrównaniu betonowem parkiet. Z powodu małych robót żelbetowych badań w stacji doświadczalnej nie przeprowadzono, zatem dla betonu: 300 kg cementu / m^3 kruszywa wolno nam przyjmując jako najwyższe dopuszczalne naprężenie w betonie

$$\sigma_b = 36,40 \text{ kg/cm}^2. \quad l = 1,05 \cdot 3,50 = 3,70 \text{ mtr}.$$

Ciężar własny stropu przyjmujemy: 400 kg/m^2
obciążenie użytkowe: 200 "

$$q = 600 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_{\max} = \frac{600 \cdot 3,7^2}{8} = 1030 \text{ kgm.}, \quad \sqrt{\frac{M}{b}} = 32.$$

Wzór z tabeli dla grubości płyty $h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$, r dla $\sigma_b = 36 \text{ kg/cm}^2$.

znajdujemy $0,411$ zatem $h' = 0,411 \cdot 32 = 13,15 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$.

Wkładki żelazne $F_2 = 0,228 \cdot 32 = 7,29 \text{ cm}^2$, czyli 9 wkładek 10 mm z $F_2 = 7,07 \text{ cm}^2$.

Dla płyty wolno opartej na łożyskach pozostają naprężenia ciskące wyłącznie w górnej części płyty, naprężenia ciągnące, wyłącznie w dolnej.

Obliczona płyta ubikacji jest obustronnie wpuszczona w mur, tak, że może powstać częściowe utwierdzenie płyty w murze. Jakkolwiek nie wolno nam uwzględnić tego przy obliczeniu statycznym w celu zmniejszenia momentu, musimy to uwzględnić w konstrukcji.

Z tego powodu zaginamy, o ile zachodzi potrzeba, wszystkie wkładki żelazne, które stosownie do zmniejszania się momentu ku łożyskom, stają się na dole zbyteczne. - Rys. 17.

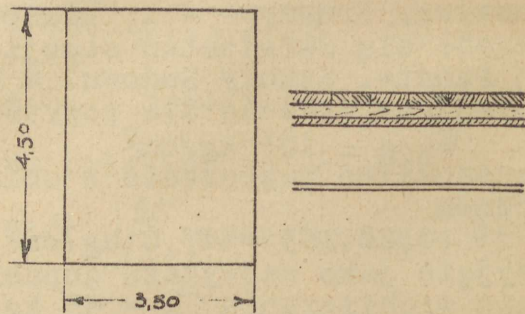
Aby oznaczyć miejsca, w których możemy

wkładki odginać do góry, rysujemy parabolę momentów. Strzałkę paraboli w środku

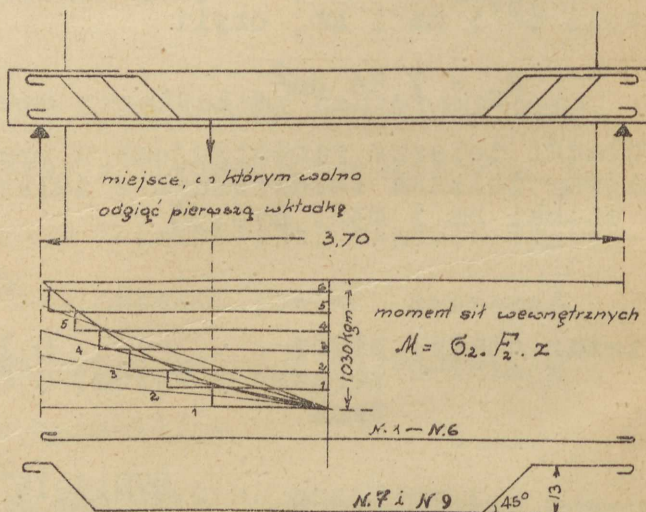
równamy wielkości przekroju żelaza, dzieląc ją na tyle części, ile zastosowa-

liśmy wkładek żelaznych. W naszym wypadku na $\frac{10}{6-2/3}$ części. Poziome przez punkty

1 do 6-ciu przedstawiające pojedyncze wkładki wycinają punkty w paraboli momen-



Rys. 16.



Rys. 17.

tów, w których moment zmniejszył się o tyle, że przekrój żelaza wystarczający do jego pokrycia, zmniejszył się także o jedną wkładkę.- Dla większej pewności powiększamy odstęp odgięcia wkładki, jak to wykazuje linja łamana.

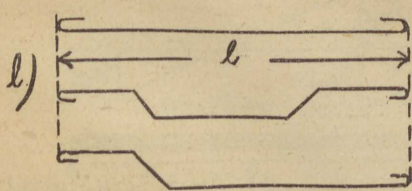
Ilość potrzebnych materiałów dla stropu.-

WYCIĄG ŻELAZA.

Tabela. IX.

ZWIEKSZENIE DŁUGOŚCI PRĘTA ŻELAZNEGO przez nadanie prawidłowych haków i ukośne odgięcie.

Na 1 hak prawidłowy potrzeba:		Na jedno odgięcie ukośne potrzeba przy wysokości w							
Przekrój żelaza	λ cm	w	δ cm	w	δ cm	w	δ cm	w	δ cm
8	5,5	8	3,5	32	13	56	23	80	33
10	7	10	4	34	14	58	24	82	33,5
12	8,5	12	5	36	15	60	24,5	84	34,5
14	10	14	6	38	15,5	62	25,5	86	35,5
16	11	16	6,5	40	16	64	26	88	36
18	12,5	18	7,5	42	17	66	27	90	37
20	14	20	8	44	18	68	28	92	37,5
22	15,5	22	9	46	19	70	29	94	38,5
24	17	24	10	48	20	72	29,5	96	39,5
26	18	26	10,5	50	21	74	30,5	98	40
28	19,5	28	11,5	52	21,5	76	31	100	41
30	21	30	12	54	22	78	32		



całkowita długość pręta $1 + 2 \lambda$
 " " " $1 + 2(\lambda + \delta)$
 " " " $1 + 2 \lambda + \delta$

Przykład WYCIĄGU ŻELAZA.

Sposób przysposobienia pręta	liczba porząd.	Przekrój żel.	Ilość sztuk	Potrzeb. długość pręta	Waga 1 m	Waga całości	Uwagi
1a		mm		mtr.	kg	kg	
1b	1 a	10	20	3,400	0,617	41,956	10 mm ϕ potrzeba 172,400 m. t.j. 106,371 kg
	1 b	10	30	3,480	0,617	64,415	
2a	2 a	24	10	6,400	3,551	227,264	24 mm ϕ potrzeba 189,000 m. III 671,139 kg
2b	2 b	24	15	6,640	3,551	353,680	
	2 c	24	2	3,500	3,551	24,859	
2c	2 d	24	4	4,600	3,551	65,338	
2b							

NAPREŻENIA ŚCINAJĄCE I PRACE.

Poza naprężeniami działającymi prostopadle do przekroju /cisnącemi i ciągnącemi/, działają wewnątrz ustroju żelbetowego naprężenia, działające w płaszczyźnie przekroju, zatem tangencjalnie w nim naprężenia ścinające i prace.

1/ Naprężenia prostopadle - rys. 18.a.

2/ Naprężenia poziome i ukośne - rys. 18. b i c.

Działania sił prostopadłych nie potrzebujemy uwzględnić w zespołach żelbetowych, natomiast naprężenia działające ukośnie powodują częstokroć ukośne zarysowania w bliskości łożyska, gdyż odporność betonu na ciągnięcia, nie zawsze jest dostateczną, aby im sprostać.

Przebieg tych naprężeń znany ze statyki, widzimy w rys. 19, podany dla najgłówniejszych wypadków a do d. Wielkość naprężenia na ścinanie jakiegokolwiek włókna belki jednolitej znajdziemy w równaniu

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I}$$

w równaniu tem oznacza:

V siłę ścinającą,

S Moment statyczny,

I Moment bezwładności całego przekroju.

Jeżeli wstawimy odnośne wartości, otrzymamy wzór uproszczony:

$$\tau = \frac{V}{b \cdot z}$$

gdzie z oznacza ramię sił wewnętrznych dla płyty:

$$z = h' - \frac{x}{3}$$

W wzorze wstawiamy V w kilogramach,

b i z w centymetrach.

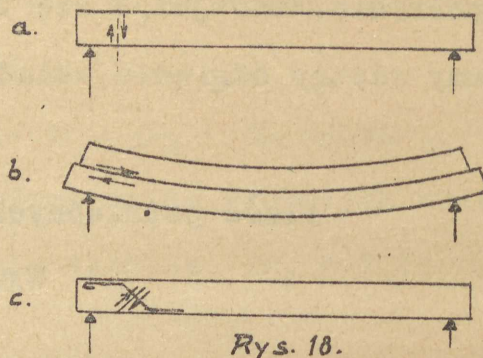
Największe wyrachowane τ_{max} nie powinno przekraczać 14 kg/cm².

Jeżeli z rachunku wypadnie większe, należy rozmiary belki odpowiednio zwiększyć.

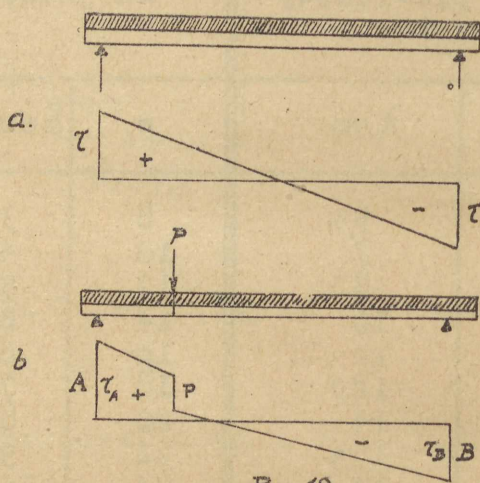
Polskie przepisy dotyczące obliczeń statycznych /cytowane już w innych miejscach, przepisują co do naprężeń ścinających § 37. ust. 6/.

Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,025 wytrzymałości kostkowej betonu, względnie im odpowiednie wartości w ust. 5, należy przenieść na wkładki odgięte ukośnie i strzemiona.

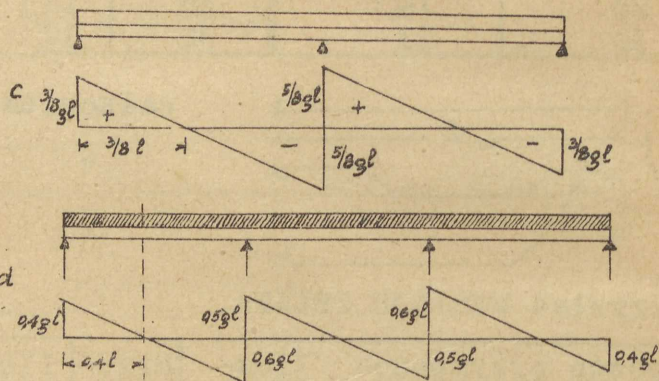
30% nadwyżki można przenieść na beton



Rys. 18.



Rys. 19.



Ust. 5. oznacza dopuszczalne naprężenia na ścinanie stosownie do ilości zużytego cementu na 1 m^3 kruszywa, a mianowicie:

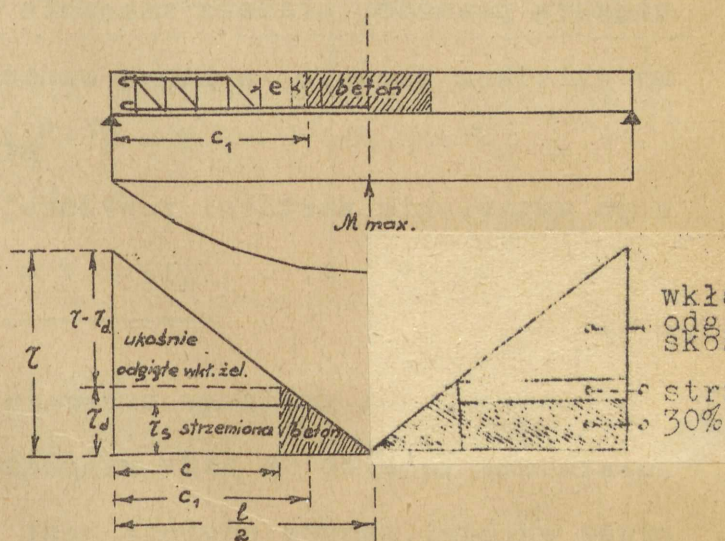
przy użyciu	500 kg	400 kg	300 kg	cementu / 1 m^3 kruszywa
dopuszczalne naprężenie	5 "	4,2"	3,5"	kg/cm^2 .

Ponieważ jak widzimy z powyższych przepisów, dopuszczalne naprężenia na ścinanie w betonie wahają się pomiędzy 3,5 a 5 kg/cm^2 . /Wyższych nad 5 kg/cm^2 nie należy nigdy stosować/, muszą nadmiar naprężenia przyjąć strzemiona i zagięte ukośnie wkładki żelazne.

Według przepisów musimy strzemiona zastosować w każdej belce, nawet tam, gdzie ich potrzeba nie wynika z obliczeń statycznych. Są one konieczne dla łączenia warstw betonu, a nadewszystko dla lepszego połączenia płyty z żebrem.

Rozpatrujemy wykres sił i naprężeń ścinających dla belki wolno podpartej, o obciążeniu równomiernym, rys. 20.

Trójkąt o przyprostokątnych $\frac{1}{2}$ i τ przedstawia sumę naprężeń ścinających. Powierzchnia tego trójkąta pomnożona na szerokość rachunkową b , to suma sił ścinających.



Według naszych przepisów wolno nam naprężenia, wywołane temi siłami, przydzielić w tych częściach belki, w których naprężenie nie przekracza dopuszczalnego naprężenia w betonie τ_d , betonowi.

Miejsce to znajdujemy w odległości c od łożyska przez pociągnięcie w odległości τ_d równoległej do podstawy trójkąta. Część belki, w której beton sam może przyjąć naprężenia ścinające jest w rys. 20, zacieniowana.

możemy znaleźć rachunkowo z podobieństwa trójkątów. $c : \tau - \tau_d = \frac{1}{2} : \tau$

$$g) c = \frac{1(\tau - \tau_d)}{2\tau}$$

Pozostały trapez naprężeń ścinających przejmują strzemiona i wkładki ukośne. Prostokąt o podstawie c , a wysokości τ_s będzie sumą naprężeń ścinających, przejętych przez strzemiona. τ_s jest zależne od ilości i grubości strzemion.

Naprężenie ścinające przejęte przez strzemiona:

$$10/ \quad \tau_s = \frac{2f_z G_z}{b \cdot e}$$

gdzie: f oznacza przekrój żelaza użytego na strzemiona,

G_z naprężenie w żelazie na ciagnienie,

b szerokość rachunkową,

e oddalenie strzemion pomiędzy sobą.

τ_s może być równe, lub mniejsze niż τ_d , wstawiając zamiast τ_d wielkość τ_s otrzy-

mamy:

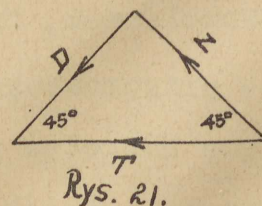
$$10 \text{ a/} \quad c_1 = \frac{l(\tau - \tau_s)}{2\tau}$$

Naprężenia poprzeczne, które przydzielić należy wkładkom żelaznym odgiętym ukośnie, przedstawiają się nam jako trapez leżący ponad linią τ_s . Jeżeli $\tau_s < \tau_d$, możemy zamiast trapezu wziąć trójkąt o podstawie c_1 , o wysokości $\tau_d - \tau_s$, co dając większą pewność, ułatwia znacznie obliczenia. Siła ścinająca, którą przydzielamy wkładkom ukośnym, a którą oznaczymy literą T będzie się równała

$$T = (\tau - \tau_s) \frac{c_1}{2} \cdot b,$$

a po wstawieniu wartości powyższej dla c_1

$$11/ \quad T = \frac{(\tau - \tau_s)^2}{\tau} \cdot b \cdot \frac{l}{4}$$



Ponieważ wkładki zaginamy przeważnie pod kątem 45° ,

rozkładamy tę siłę na siłę ciągnącą Z i cisnącą D . Zatem siła ciągnąca przejęta przez wkładki ukośne odgięte jest $Z = \frac{T}{\sqrt{2}}$ czyli:

$$12/ \quad Z = 0,707 T. \text{ Rys. 21.}$$

Potrzebny przekrój żelaza do przejęcia tej siły jest $F_z = \frac{0,707T}{G_z}$. Wstawiając odpowiednią wartość dla T , otrzymamy $F_z = \frac{l}{4\sqrt{2} \cdot 1200} \cdot \frac{\tau - \tau_s}{\tau} b \cdot l$. Jeżeli b i l wyrazimy w metrach otrzymujemy wzór do obliczenia przekroju wkładek odgiętych ukośnie:

$$13/ \quad F_z = 1,47 \frac{(\tau - \tau_s)^2}{\tau} \cdot b \cdot l. \quad /b \text{ i } l \text{ w metrach/}$$

Siła ciągnąca, przydzielona wkładkom ukośnym, przedstawia nam się jako trójkąt, względnie jako trapez, gdybyśmy wkładki odginali w równych od siebie odstępach, to wkładki bliżej łożyska przejmowałyby znacznie wyższe naprężenia niż wkładki więcej oddalane; Z tego powodu dzielimy powierzchnię trójkąta /względnie trapezu/ na tyle równych płaszczyzn, ile zamierzamy zagiąć wkładek.

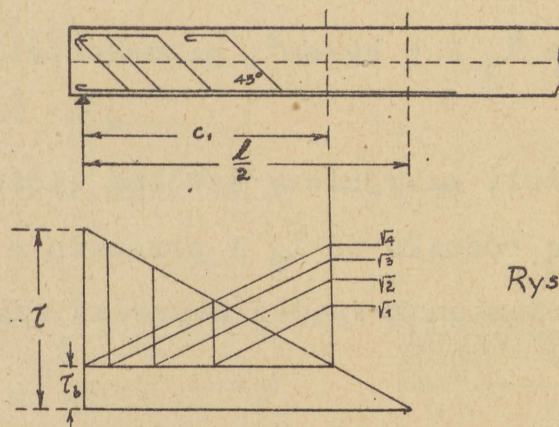
Rys. 22. daje nam wzór podziału trójkąta na życzoną ilość równych powierzchni.

Z punktów ciężkości równych powierzchni rzuca my prostopadłe na linię środkową belki, przez punkty rzutów prowadzone linie pod kątem 45° dają nam położenie wkładek ukośnie odgiętych.

Ze stosunku odcinków pomiędzy równoległymi:

$$\text{np. } \frac{\sqrt{6} - \sqrt{5}}{\sqrt{6}} = \frac{x}{c_1},$$

możemy zestawić tabelę odległości wkładek odgiętych ukośnie na linii środkowej belki.



Rys. 22.

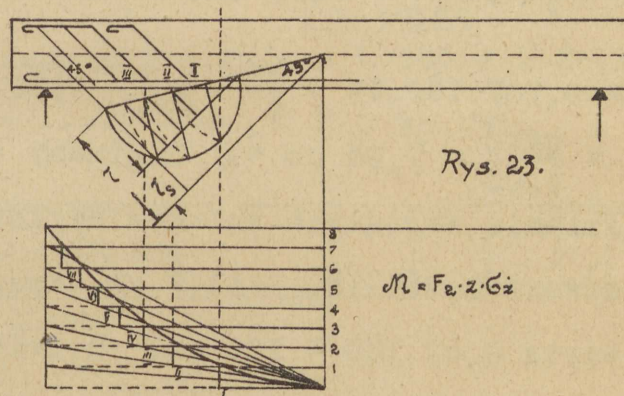
TABELA X.

Oddalenia odgiętych wkładek ukośnie od łożyska na linii środkowej.

Oddalenie wkładki	1-szej	2-giej	3-ciej	4-tej	5-tej	6-tej
Przy 6-ciu odgiętych wkł.	0,043 c ₁	0,130 c ₁	0,235 c ₁	0,350 c ₁	0,500 c ₁	0,725 c ₁
" 5- "	0,050 "	0,160 "	0,290 "	0,460 "	0,700 "	
" 4-ech	0,065 "	0,210 "	0,400 "	0,670 "		
" 3- "	0,090 "	0,300 "	0,610 "			
" 2-óch	0,145 "	0,540 "				
" 1-em	0,333 "					

Podział trójkąta naprężeń ścinających może być dokonany podług rys. 23.

Rysując trójkąt naprężeń ścinających na liniach rzuconych pod 45° ze środka belki i łożyska, otrzymujemy w liniach rzucanych z punktów ciężkości równych płaszczyzn, równocześnie położenie wkładek odgiętych ukośnie.



Rys. 23.

Wykreślając parabolę momentów i dzieląc moment na ilość zużytych wkładek, określamy punkty, w których z powodu zmniejszenia momentu wolno nam odginać wkładki ukośnie: Punkty I, II, i t.d. Jeżeli chcemy, aby naprężenia ścinające przejmowane przez beton były równe naprężeniom przejmowanym przez strzemiona wstawiamy $\tau_s = \tau_d$. Dla $\tau_d = 3,5 \text{ kg/cm}^2$ otrzymamy odległość strzemion z żelaza okrągłego 8 mm. pomiędzy sobą: $e = \frac{2F_z \cdot z}{\tau_d \cdot b}$, przejmując grubość żebra 25 cm i wstawiając wartości otrzymamy:

$$e = \frac{2,0,50 \cdot 1200}{3,5 \cdot 25} = 13,7 \text{ cm.}$$

Dla $\tau_d = 5 \text{ kg/cm}^2$, grubości żelaza 10 mm ϕ , a szerokości żebra 32 cm:

$$e = \frac{2,0,79 \cdot 1200}{5 \cdot 32} = 11,8 \text{ cm.}$$

Jeżeli przyjmiemy dowolną ilość strzemion o danej grubości żelaza, to τ_s będzie się różniło od τ_d i przeważnie będzie mniejsze, gdyż nie zaleca się przekazywać strzemionom więcej naprężeń ścinających ponad τ_d .

$$\tau_s \leq \tau_d$$

Wyliczona dokładnie siła ciągnąca T

$$T = c \cdot b \left(\frac{\tau + \tau_d}{2} - \tau_s \right)$$

$$z = 0,707 \cdot c \cdot b \left(\frac{\tau + \tau_d}{2} - \tau_s \right),$$

a przekrój wkładek odgiętych ukośnie $F_z = \frac{z}{G_z}$.

Przykład: Oddziaływanie w łożysku $A = 12500 \text{ kg}$, $l = 6,00 \text{ mtr}$, $b = 0,25 \text{ mtr}$,

$z = 50 \text{ cm}$, $\tau_d = 4 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau = \frac{12500}{25 \cdot 50} = 10 \text{ kg/cm}^2$. Wstawiamy $\tau_s = \tau_d$. Otrzymamy odstęp strzemion z żelaza 8 mm ϕ :

$$e = \frac{2,0,50 \cdot 1200}{4 \cdot 25} = 12 \text{ cm. Strzemiona dajemy co 12 cm.}$$

$$c = \frac{600}{2} \cdot \frac{10-4}{10} = 180 \text{ cm.}$$

$$z = 0,707 \cdot 180 \cdot 25 / \frac{14}{2} - 4 / = 9550 \text{ kg.}$$

$$F_z = \frac{9550}{1200} = 7,98 \text{ cm}^2. \text{ Odginamy cztery wkładki } 16 \text{ mm } \phi \text{ z } F_z = 8,04 \text{ cm}^2.$$

Oddalenie zagiętych wkładek od łożyska na linii środkowej:

pierwsza $0,065 \cdot 180 = 11,7 \text{ cm}$, druga $0,21 \cdot 180 = 38 \text{ cm}$, trzecia $0,40 \cdot 180 = 72 \text{ cm}$,

czwarta $0,67 \cdot 180 = 120 \text{ cm}$. Rozwiązanie drugie: na 1 metr. bież. belki dajemy

6 strzemion 8 mm ϕ

$$e = \frac{100}{6}, \tau_s = \frac{2fz \cdot G_z}{e \cdot b} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1200 \cdot 6}{100 \cdot 25} = 2,88 \text{ kg/cm}^2.$$

Siła ciągnąca $z = 0,707(180 \cdot 25 / \frac{14}{2} - 2,88) = 13100 \text{ kg.}$

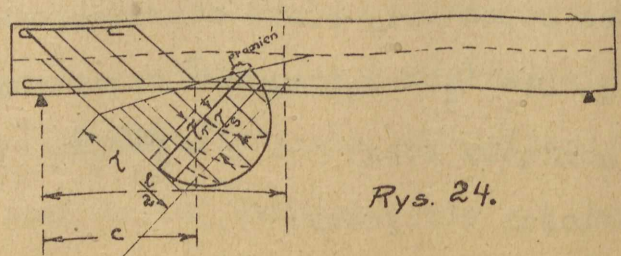
$$F_z = \frac{13100}{1200} = 10,9 \text{ cm}^2.$$

Odginamy 4 wkładki 20 mm ϕ

$$z \quad F_z = 12,57 \text{ cm}^2.$$

Oznaczenie położenia wkładek

graficznie. Rys. 24.



Rys. 24.

Przykład.- Belka nad oknem w fabryce.-

Rozpiętość w świetle 2,50 m, $l = 1,05, 2,50 = 2,70$ m.

Obciążenie murem i stropem. Rys. 25.

Wysokość belki $h = 42$ cm, szerokość $b = 41$ cm.

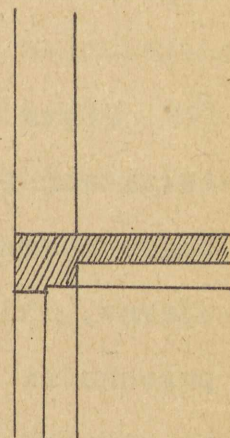
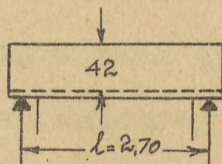
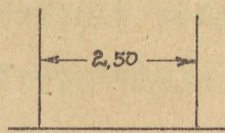
Obciążenie belki:

mur: $0,41 \cdot 2,00 \cdot 1800 = 1475$ kg/mb.

ciężar przenoszony przez strop = 3500 "

ciężar własny $0,41 \cdot 0,42 \cdot 2400 = 415$ "

$5390 \sim 5400$ kg/mb.



Rys. 25.

Największe dopuszczalne naprężenie z wytrzymałości

walcowej po 28 dniach $\sigma_b = 48$ kg/cm², $\tau_d = 4,5$ kg/cm².

Największy moment $M = \frac{5400 \cdot 2,7^2}{8} = 4950$ kgm. $h = 42$ $h-a = h' = 38$ cm.

$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{4950}{0,41}} = 110$. Sprawdzamy naprężenie dla danej wysokości.

Współczynnik $r = \frac{38}{110} = 0,346$. Przyjmujemy mniejsze naprężenie w żelazie, aby

uniknąć zbyt wysokiego naprężenia w betonie. Dla $\sigma_z = 900$ kg/cm² znajdujemy dla powyższego współczynnika, $\sigma_b = 45$ kg/cm². Potrzebny przekrój żelaza:

$F_z = 0,373 \cdot 110 \cdot 0,41 \approx 17$ cm², co odpowiada 7-iu wkładkom 18 mm ϕ z $F_z = 17,81$ cm².

Z tabeli: $x = 0,429 \cdot 38 = 16,3$ cm, z wzoru $x = \frac{15 \cdot 17,81}{41} / -1 + \sqrt{\frac{82 \cdot 38}{15 \cdot 17,81} + 1} = 16,4$ cm.

$\frac{x}{3} = 5,46$ cm, $z = 38 - 5,46 = 32,54$ cm. Sprawdzamy naprężenia w betonie i żelazie:

$\sigma_b = \frac{99000}{41 \cdot 16,4 \cdot 32,54} = 45$ kg/cm², $\sigma_z = \frac{49500}{17,81 \cdot 32,54} = 850$ kg/cm².

Obliczamy naprężenia ścinające:

$A = V = \frac{5400 \cdot 2,7}{2} = 7300$ kg.

$\tau = \frac{7300}{41 \cdot 32,54} = 5,5$ kg/cm².

Dopuszczalne naprężenie na ścinanie

przyjeliśmy: $\tau_d = 4,5$ kg/cm².

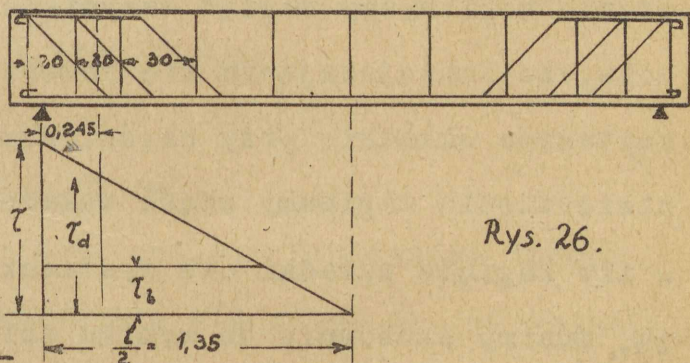
Ponieważ znalezione $\tau > \tau_d$, muszą być naprężenia

w tych częściach belki gdzie przekraczają dopuszczalne, przejęte przez strzemiona i wkładki odgięte ukośnie.-

Przyjmujemy strzemiona z żelaza 8 mm ϕ co 20 cm.

Znajdujemy $\tau_s = \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 1200}{41 \cdot 20} = 1,48$ kg/cm².

$z = \left(\frac{5,5 + 1,48}{2} / -1,48 / 24 \cdot 5 \cdot 41 \right) 0,707 = 2500$ kg.



Rys. 26.

$$F_z = \frac{2500}{1200} = 2,1 \text{ cm}^2. \quad c = \frac{1,35 \cdot 1}{5,5} = 24,5 \text{ cm}.$$

Wystarczy odgięcie 1 wkładki 18 mm ϕ z przekrojem 2,54 cm².

Odginamy ze względów konstrukcyjnych 3 wkładki. Rys. 26.

PLYTY UTWIERDZONE I CZĘŚCIOWO UTWIERDZONE.

Płyta utwierdzona obustronnie różni się od płyty wolno-spoczywającej na łożyskach innym przebiegiem naprężeń. Moment zgięcia w środku płyty jest tutaj znacznie mniejszy, zato w miejscach utwierdzenia, przy łożyskach powstają momenty ujemne. Charakterystyczne są punkty obojętne, w których naprężenie ciągnienia przechodzi z dolnych warstw płyty do górnych; leżą one w przybliżeniu $\frac{1}{5}$ od miejsca utwierdzenia.

W praktyce mamy zazwyczaj do czynienia z częściowym utwierdzeniem. Przepisy polskie dla żelbetu pozwalają uwzględnić utwierdzenie w końcach belki, lub płyty tylko o tyle, o ile odpowiedni ustrój je zapewnia, co należy uzasadnić rachunkiem. Przy zwykłym wpuszczaniu belki, lub płyty w mur ceglany nie można przy obliczeniu statycznym uwzględnić częściowego utwierdzenia.

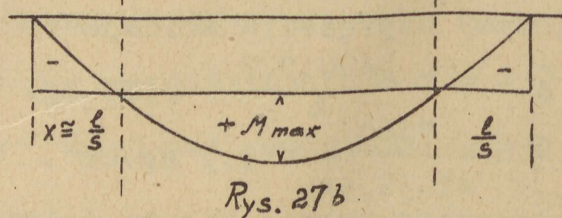
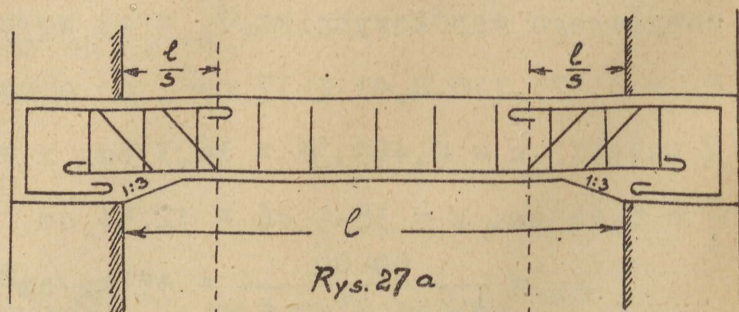
Faktyczne wykazane utwierdzenie wyraża-

my przez zmniejszenie momentu na: $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{12}$, $\frac{1}{14}$, $\frac{1}{20}$, a nawet przy zupeł-

nym $\frac{1}{24} q l^2$.- Przebieg momentu pokazuje rysunek 27b. Przy zupełnym utwierdzeniu moglibyśmy zagiąć wszystkie na dole, /że zmniejszającym się momentem/ zbyteczne wkładki; przy częściowym utwierdzeniu zaginamy część wkładek.

O ile zagięte wkładki nie wystarczają, musimy stosownie do wyniku obliczeń dodać proste żelazka w strefie momentów ujemnych. Aby tego możliwie uniknąć, zaleca się zwiększenie przekroju płyty, lub belki w miejscach utwierdzeń przez stosowanie skosów

1:3.-



PLYTA WSPORNIKOWA /WYSTAJACA/.

Jest to płyta jednostronnie utwierdzona, wolno-wisząca. Strefa naprężeń ciągnących leży w górnej warstwie płyty, z tego powodu kładziemy wkładki żelazne u góry.- Moment największy leży w miejscu utwierdzenia, moment najmniejszy, równy zeru na końcu płyty. Przebieg momentów określony jest parabolą.- (rys. 29)

Z tego powodu możemy stosować oszczędności w żelazie, skracając kolejno wkładki, stosownie do zmniejszania się momentu. Moment wyrotu musi być mniejszy od momentu utwierdzonego. Płyty wspornikowe mają szerokie zastosowanie przy schodach, galerjach, balkonach, rampach mostowych i.w.i.-

Przykład:

Stopień wmurowany o przekroju prostokątnym

0,30 x 0,15 mtr. 1,50 mtr. wystający.

Obciążony ciężarem użytkowym 500 kg/m².

Ciężar własny 0,30 x 0,15 x 2400 = 110 kg/mb.

Ciężar użytkowy 0,30 x 500 = 150 "

q = 260 kg/mb.

Wysokość dana h = 15 cm.

h' = 15 - 1,5 = 13,5 cm.

M = $\frac{260 \cdot 1,5^2}{2} = 293$ kg/m, szerokość b = 30 cm.

$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{293}{0,30}} = 31,2$.

Dla wyznaczenia potrzebnego przekroju żelaza z tabeli oznaczamy współczynnik:

r = $\frac{13,5}{31,2} = 0,432$, znajdziemy w tabeli dla $\sigma_z = 1200$ kg/cm².

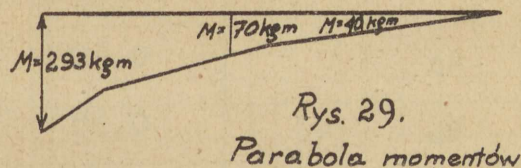
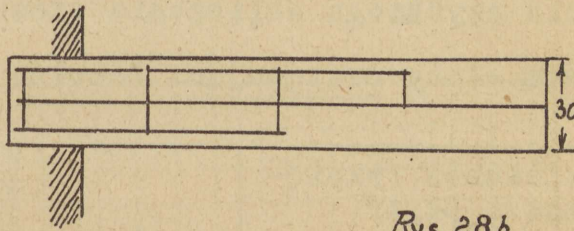
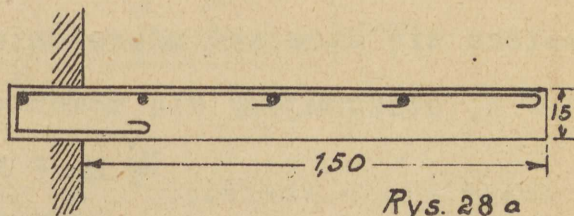
$\sigma_b = 38$ kg/cm², $F_z = 0,218 \cdot 31,2 \cdot 0,30 = 2,05$ cm².

Przyjmujemy 3 wkładki żelazne 10 mm ϕ z $F_z = 2,36$ cm².

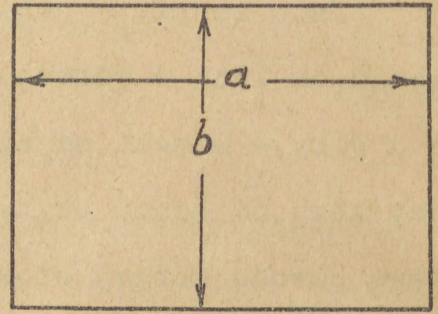
Stosownie do zmniejszającego się momentu nie potrzebujemy wszystkich trzech wkładek przeprowadzić do końca.- Żelazka rozdzielcze kładziemy tu pod wkładkami wzmacniającymi. Rys. 28 a-b

PLYTA WZDŁUŻ WSZYSTKICH BOKÓW WOLNO PODPARTA.

Płyta posiada rzut poziomy prostokątny, zbliżony do kwadratu o stronach a /większa/ i b /mniejsza/. Żelaza wkłada się na krzyż, zatem wkładki rozdzielcze współdziałają tu statycznie. Skuteczność krzyżowego uzbrojenia jest tem



większa, im kształt płyty zbliżony więcej do kwadratu. Gdy a oznacza dłuższą stronę płyty, b krótszą, to rozmieszczenie obciążeń przyjmujemy według podanych wzorów i rachujemy momenty dla każdej rozpiętości z wyrachowaniem obciążeniem.



Rys.30

$$14) q_a = \frac{b^4}{a^4+b^4} \cdot q \quad 15) q_b = \frac{a^4}{a^4+b^4} \cdot q$$

$$16) M_a = \frac{q a \cdot a^2}{8} \quad 17) M_b = \frac{q b \cdot b^2}{8}$$

Krzyżujące żelaza kładzie się bezpośrednio na siebie.- Jeżeli $a = 1,5 b$ nie zaleca się stosować uzbrojenia krzyżowego. Przy płycie kwadratowej, gdzie $a = b$, otrzymujemy dla momentów wzór:

$$18) M_a = M_b = \frac{q a^2}{16}$$

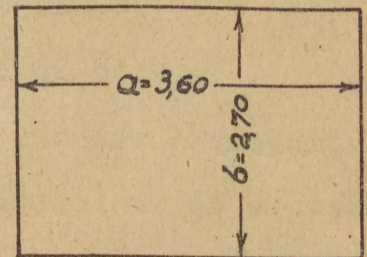
Dla szybkiego obliczenia stosunku obciążenia przy płytach o uzbrojeniu krzyżowym służy następująca tabela:

TABELA XI

Stosunek rozpiętości płyty $\frac{a}{b}$	1,00	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
q_a	0,50	0,41	0,33	0,26	0,20	0,17 q
q_b	0,50	0,59	0,67	0,74	0,80	0,83 q

Przykład:

Płyta prostokątna 3,60 mtr. długa, 2,70 mtr. szeroka, obciążona ciężarem zmiennym 250 kg/m^2 ma otrzymać uzbrojenie krzyżowe. Rys.31.



Rys.31.

stosunek $\frac{a}{b} = \frac{3,60}{2,70} = 1,33$
 zatem $q_a = 0,24 q$
 $q_b = 0,76 q$

Ciężar płyty: Grubość płyty przyjmujemy 12 cm

płyta	0,12 . 2400	290 kg/m^2
podłoga tynk		140 "
ciężar użytkowy		<u>250 "</u>

$q = 680 \text{ kg/m}^2$.

zatem $q_a = 0,24 \cdot 680 = 165 \text{ kg}$

$l_a = 1,05 \cdot 3,60 = 3,80 \text{ mtr.}$

$q_b = 0,76 \cdot 680 = 515 \text{ "}$

$l_b = 1,05 \cdot 2,70 = 2,85 \text{ "}$

Oznaczamy najpierw moment dla mniejszej rozpiętości zatem M_b .

$M_b = \frac{515 \cdot 2,85^2}{8} = 525 \text{ kgm.}$

$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{525}{1}} = 22,9$

$h' = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ cm.}$

$r = \frac{10,5}{22,9} = 0,458$

dla $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$ znajdujemy $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$, $F_z = 0,203 \cdot 22,9 = 4,66 \text{ cm}^2$,

co odpowiada: 6 wkładkom żelaznym 10 mm ϕ , z $F_z = 4,71 \text{ cm}^2$ na 1 mb. płyty.

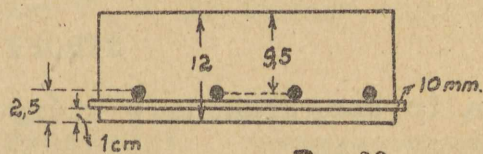
Rozpatrujemy moment dla rozpiętości l_a .

$M_a = \frac{165 \cdot 3,8^2}{8} = 300 \text{ kgm.}$ $\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{300}{1}} = 17,5$

wysokość użytkowa $h' = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm.}$

$r = \frac{9,5}{17,5} = 0,540$, dla $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

znajdujemy $\sigma_b = 29 \text{ kg/cm}^2$. $F_z = 0,172 \cdot 17,5 = 3,02 \text{ cm}^2$, odpowiada 6-ciu wkładkom 8 mm o z $F_z = 3,02 \text{ cm}^2$.



Rys. 32.

Żelaza rozmieszczamy tak, aby środek

płyty był nieco więcej wzmocniony niż

boki. Aby uwzględnić możliwe częściowe

utwierdzenie płyty zaginamy po 3 wkład-

ki z każdej strony.- Płyty z krzyżowym

uzbrojeniem stosowane są najczęściej przy

konstrukcjach ceglano-betonowych. Rys. 33.

Jakie korzyści osiągnęliśmy przy zasto-

sowaniu uzbrojenia krzyżowego ?

Obliczamy płytę jako spoczywającą wolno

na 2 podporach.

$M = \frac{680 \cdot 2,85^2}{8} = 690 \text{ kgm.}$ $\sqrt{690} = 26,2$

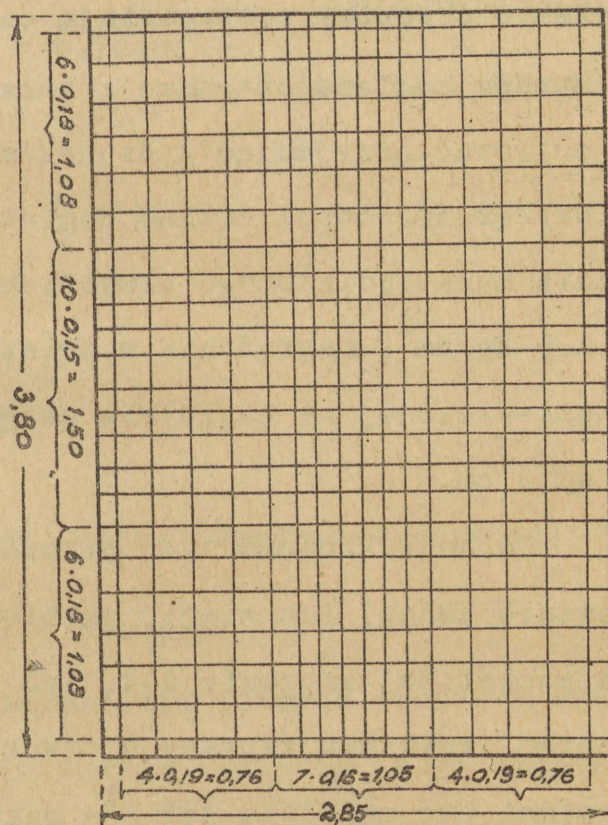
$h' = 10,5 \text{ cm,}$ $r = \frac{10,5}{26,2} = 0,400$

przy $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$ znajdujemy

$\sigma_b = 41 \text{ kg/cm}^2$ $F_z = 0,233 \cdot 26,2 = 6,20 \text{ cm}^2$.

odpowiada 8-miu wkładkom 10 mm ϕ /1 mb. płyty z $F_z = 6,28 \text{ cm}^2$.

Porównanie: Zapotrzebowanie żelaza dla płyty uzbrojonej krzyżowo:



Rys. 33.

Dla kierunku a: 16 wkładek 8 mm ϕ z hakami 16.4,00.0,395 = 25,3 kg.

" " b: 23 " 10 " ϕ " " 23.3,00.0,617 = 42,6 " 67,9 kg

Zapotrzebowanie żelaza dla płyty wolno - podpartej.

31 wkład. 10 mm ϕ z hakami 31.3,00.0,617 = 57,4 kg

wkład. rozdziel.: 10 " 6 " " " " 10.2,75.0,222 = 6,2 " 63,6 kg

Pod względem zapotrzebowania żelaza przedstawia się korzystniej płyta wolno-podparta, natomiast przy płycie uzbrojonej krzyżowo mamy mniejsze naprężenia w betonie zatem i mniejsze zapotrzebowanie cementu.

STROPY CEGLANO BETONOWE.

Są to konstrukcje, w których układamy zwyczajne cegły, lub tak zwane pustaki t. j. cegły z otworami tak, aby pomiędzy cegłami powstało żeberko betonowe, wzmocnione wkładką żelazną. - Konstrukcje takie mogą być zaopatrzone w nośną warstwę betonu, umieszczoną na cegłach.

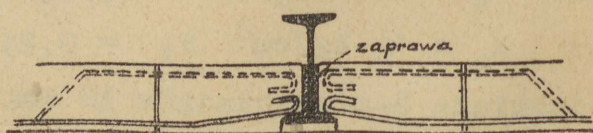
Polskie przepisy postanawiają, co do tych konstrukcyj co następuje:

- " Stropy ceglano-betonowe z wkładkami żelaznymi należy
- " obliczać, przyjmując stosunek współczynnika sprężystości $n = 25$.
- " Naprężenie dopuszczalne cegieł na ściskanie przyjmować należy jak
- " dla muru obciążonego mimoosiowo, naprężenie dopuszczalne na ścinanie
- " $2,5 \text{ kg/cm}^2$, naprężenia w żelazie jak przy żelbecie. Warstwy betonu
- " umieszczonej na cegle nie uwzględnia się zupełnie, o ile jest cieńsza
- " od 3 cm.-

Co do wykonania tych stropów należy nadmienić. Nie jest dozwolone stosowanie dwóch, lub więcej warstw cegieł na sobie. Cegły mogą być murowane na cementowej zaprawie 1:4, lub zalewane taką zaprawą, przyczem należy zapobiec wnikaniu zaprawy w otwory pustaków. Wysokość rachunkowa stropu nie powinna być mniejsza jak $\frac{1}{30}$ rozpiętości.

Często używaną konstrukcją jest strop Kleina (Rys. 34, 35, 36)

pomiędzy żelaznymi dźwigarami. Wkładki żelazne należy zaopatrzyć w prawidłowe haki. Żelaza powinny sięgać aż do dźwigara. Spoina pomiędzy dźwigarem a cegłami powinna być wy-



Rys. 34.

łana zaprawą cementową. Rys. 34.

Obliczenie stropu systemu Kleina.-

Ciężar własny stropu $g = 400 \text{ kg/m}^2$

ciężar użytkowy " $p = 200 \text{ "}$

$$q = 600 \text{ kg/m}^2.$$

$$l = 2,00 \text{ m}, M_{\max} = \frac{600 \cdot 2^2}{8} = 300 \text{ kgm. } \sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{300} = 17,32.$$

$$h = 13 \text{ cm } h' = 13 - 1,5 = 11,5 \text{ cm.}$$

$r = \frac{11,5}{17,32} = 0,664$ z tabeli dla $n = 25$ znajdujemy $\sigma_b = 18 \text{ kg/cm}^2$, zatem zupełnie dopuszczalne. $F_z = 0,137 \cdot 17,32 = 2,34 \text{ cm}^2$.

Grubość żeberka powinna wynosić najmniej 1/5 wysokości cegły; przy stropach zalewanych betonem, bierze się nie mniejszą od 3 cm. Na 1 żeberko potrzebujemy żelaza:

$$f_z = 2,34 \cdot 0,9 = 0,21 \text{ cm}^2. \text{ Zatem kładziemy:}$$

w jedno żeberko 1 wkładkę żelazną 6 mm ϕ , z $f_z = 0,28 \text{ cm}^2$

w co drugie " 1 " " 5 " ϕ , z $f_z = 0,20 \text{ "}$ na 1 żeberko $0,24 \text{ cm}^2$

Kontrola naprężeń:

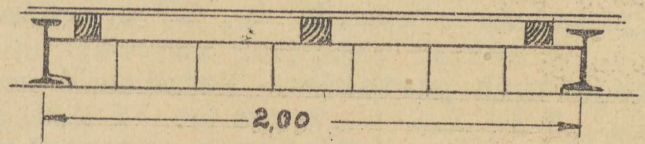
$$x = 0,273 \cdot 11,5 = 3,15 \text{ cm}, \frac{x}{3} = 1,05 \text{ cm}, z = 10,45$$
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 30000}{100 \cdot 3,15 \cdot 10,45} = 18,5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_z = \frac{30000}{2,64 \cdot 10,45} = 1110 \text{ kg/cm}^2.$$

Naprężenia ścinające:

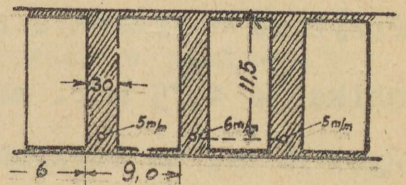
$$\tau = \frac{600}{100 \cdot 10,45} = 0,6 \text{ kg/cm}^2, \text{ zatem zupełnie dopuszczalne.}$$

STROPY CEGLANO BETONOWE Z PUSTAKÓW.-

Stropy takie posiadają dla domów mieszkalnych dużo dobrych stron, a wykluczają właściwości ujemne stropów czysto żelbetowych.- Stropy te są lżejsze, trzymają lepiej ciepło, nie przepuszczają głosu, tynk na powierzchni żeberkowej pustaków trzyma się daleko lepiej, niż na gładkiej powierzchni żelbetowej. Deskowanie jest prostsze i tańsze, może być szybciej usunięte. Stropy te, o większej wysokości rachunkowej, dają się wykonać w większych rozpiętościach bez żeber.-

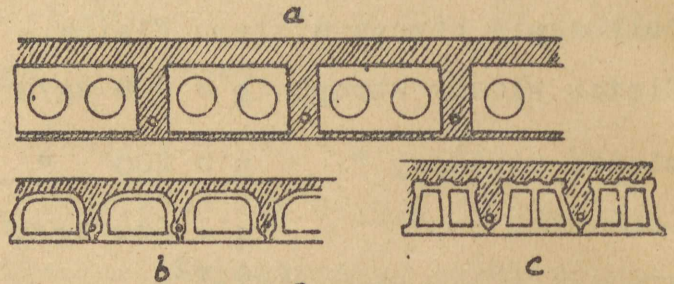


Rys. 35.



Rys. 36.

Stropów takich jest bardzo dużo systemów, podajemy w rys. 37. a, b, c, różne rodzaje tych pustaków. - Nadmienić wreszcie należy, iż najprostszym wykonaniem byłyby stropy, w których zamiast pustaków użyłoby cegieł porowatych, lub cegieł z gazobetonu.

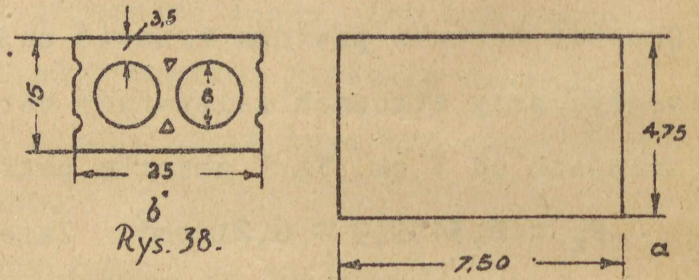


Rys. 37.

Cegielnie dostarczają pustaków w różnych wysokościach, przeważnie 10 cm, 12 cm, 15 cm, 20 cm wysokich. Długość i szerokość zwykle 25 cm.

Przykład obliczenia stropu pustakowego.

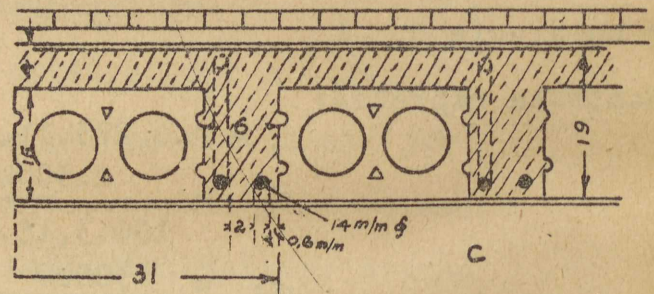
Ubikacja 4,75 mtr. na 7,50 mtr. w świetle Rys. 38 a. ma otrzymać strop z pustaków Westphala rys. 38b. Rozpiętość rachunkowa $l = 1,05 \cdot 4,75 = \sim 5,0$ mtr.



Rys. 38.

Przyjmujemy pustaki 15 cm wysokie, 25 cm długie i tyleż szerokie. Warstwa betonu nad pustakami 4 cm.

Podłoga parkiet na wyrównaniu cementowem rys. 38 c.



Rys. 39.

Ciężar własny stropu:

15 cm gruba warstwa cegl. żelb.	1300 kg/m ³	195 kg/m ²
4 " " " betonu	2200 "	88 "
podłoga		52 "
tynek		20 "
		<hr/>
		g = 355 kg/cm ²
ciężar zmienny użytkowy		p = 200 "
		q = 555 kg/cm ² .

Moment największy $M_{max} = \frac{555 \cdot 5^2}{8} = 1760$ kgm.

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1760}{1}} = 42.$$

$h = 19$ cm $h' = h - a = 19 - 1,7 = 17,3$.

Szukamy współczynnika r dla oznaczenia naprężenia σ_b

$$r = \frac{17,3}{42} = 0,412, \quad \sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z = 0,230 \cdot 42 = 9,65 \text{ cm}^2$$

Odległość pomiędzy żeberkami 31 cm. Na jedno żeberko przypada żelaza

$$0,31 \cdot 9,65 = 3,0 \text{ cm}^2. \quad \text{Odpowiada to 2 wkładkom } 14 \text{ mm } \phi \text{ z } F_z = 2 \cdot 1,54 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

Dla przejścia możliwego momentu ujemnego przy łożysku zaginamy w każdym żeberku jedną wkładkę.

Obliczenie naprężeń ścinających. $A = V = \frac{555 \cdot 5}{2} = 1390 \text{ kg}.$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot z}, \quad z = h' - \frac{x}{3}, \quad x = 0,418 \cdot 17,3 = 7,2 \text{ cm}, \quad z = 17,3 - 2,4 = 14,9 \text{ cm}.$$

$$\tau = \frac{1390}{100 \cdot 14,9} = 0,93 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{zatem naprężenie dopuszczalne.}$$

UWAGA. Pustaków nie wpuszcza się całkowicie w mur, gdyż otwory w pustakach osłabiałyby mur na ciśnienie. Rys. 39.

Przykład II-gi.

Strop cegl. żelbet. o wzmocnieniu krzyżowym nad ubikacją 5,00 x 6,00 mtr w świetle, przy obciążeniu zmiennem 400/kg/m². Rys. 40 i 41.

Podłoga: na wyrównaniu cementowem parkiet.

Obciążenie stałe:

Płyta cegl. bet. 20 cm wys. 1300 kg/m³ = 260 kg/m³

Warstwa betonu 4 " " 2200 " = 88 "

Podłoga 52 "

tynk 20 "

$$g = 420 \text{ kg/m}^3$$

ciężar zmienny $p = 400 \text{ "}$

$$q = 820 \text{ kg/m}^3.$$

Rozpiętości od środka do środka łożysk:

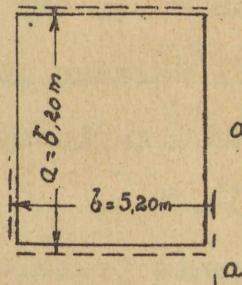
$$l_a = 6,20 \text{ mtr.}$$

$$l_b = 5,20 \text{ "}$$

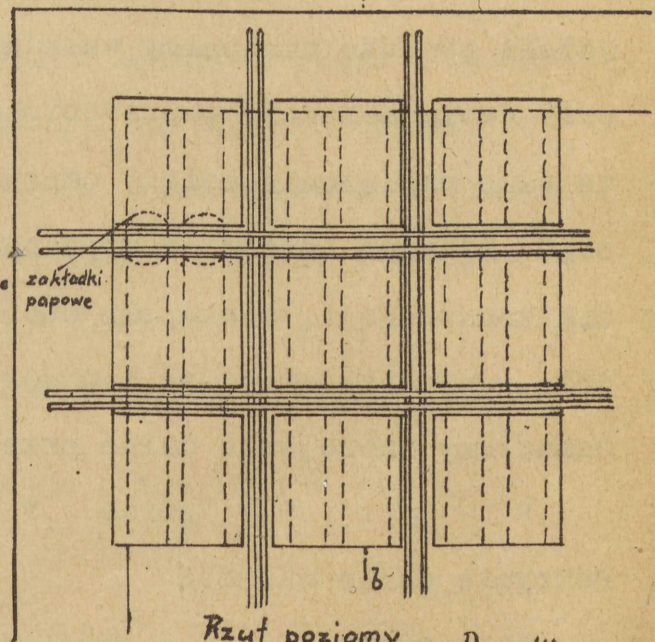
stosunek $\frac{a}{b} = \frac{6,20}{5,20} = \sim 1,20$

zatem $q_b = 0,679 = 0,67 \cdot 820 = 550 \text{ kg/m}^2$

$$q_a = 0,33 q = 0,33 \cdot 820 = 270 \text{ "}$$



Rys. 40



Rzut poziomy Rys. 41

$$M_{b\max} = \frac{550 \cdot 5,2^2}{8} = 1870 \text{ kgm} \quad \sqrt{\frac{1870}{1}} = 43,2$$

$$M_{c\max} = \frac{270 \cdot 6,2^2}{8} = 1300 \text{ " } \quad \sqrt{\frac{1300}{1}} = 36,0$$

Rachunkowa grubość płyty dla rozpiętości b

$h' = 24 - 1,7 = 22,3 \text{ cm}$ /a przyjęliśmy odpowiadające grubości wkładki żelaznej 14 mm o/.

$r = \frac{22,3}{43,2} = 0,518$. W tabeli dla $n = 25$ znajdu-

jemy odpowiednie naprężenie $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$. $\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

$F_z = 0,183 \cdot 43,2 = 7,9 \text{ cm}^2$. Odstęp pomiędzy żeberkami $0,25 + 0,06 = 0,31 \text{ m}$.

Na jedno żeberko $0,31 \cdot 7,9 = 2,45 \text{ cm}^2$ żelaza.

Przyjmujemy jedną wkładkę 12 mm ϕ z $f_z = 1,13$

" " 14 " ϕ " $f_z = 1,54$ 2,67 cm^2 .

Jedną wkładkę 12 mm ϕ zaginamy.

h' dla rozpiętości a = $24 - /1+1,4+0,6/ = 21 \text{ cm}$.

$r = \frac{21}{36} = 0,581$, $\sigma_b = 22 \text{ kg/cm}^2$.

$F_z = 0,164 \cdot 36 = 5,9 \text{ cm}^2$ na 1 żeberko $0,31 \cdot 5,9 = 1,83 \text{ cm}^2$

Przyjmujemy 1 wkładkę 10 mm o z $F_z = 0,79$ i jedną 12 mm ϕ z $f_z 1,13$.

Wkładki 10 mm ϕ zaginamy. Obliczenie naprężeń ścinających zbyteczne.-

PLYTY OBUSTRONNIE WZMOCNIONE.

Zwiększenie przekroju wkładek żelaznych, zmniejsza wysokość płyty.

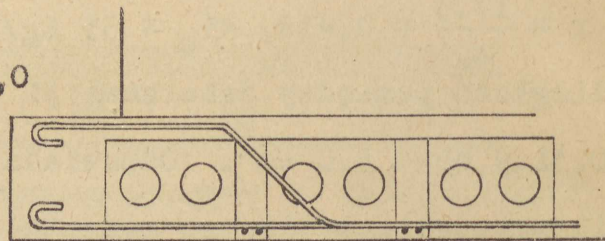
Jeżeli ponadto umieścimy wkładki żelazne i w strefie ciśnienia, zmniejszamy przy danym momencie naprężenia tak cisnące, jak i ciągnące, a pozostawiając te same naprężenia, możemy odpowiednio, zwiększwszy wzmocnienie żelazne, zmniejszyć przekrój betonu. W wypadkach, gdzie dysponujemy bardzo ograniczoną wysokością konstrukcji, stosujemy uzbrojenie obustronne t. z. zaopatrujemy płyty na dole w strefie ciągnięć i u góry w strefie ciśnień w żelazne wkładki.

Oznaczamy uzbrojenie dolne przez F_z

" " górne " F_z'

Pokrycie dolne wkładek a

" górne " a'



Przekrój a-b

Rys. 42.

Położenie osi obojętnej x znajdujemy według wzoru:

$$19/ \quad x = \frac{-\frac{n/F_z + F_z'}{b} \pm \sqrt{\left(\frac{n/F_z + F_z'}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} / F_z h' + F_z a'}}{2}$$

Naprężenie w betonie:

$$20/ \quad \sigma_b = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} / h' - \frac{x}{3} + n F_z' \frac{x - a'}{x} / h' - a'}$$

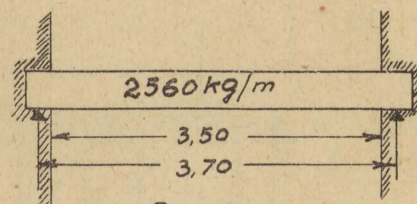
Naprężenie w żelazie:

dla wkładek dolnych na ciągnięcie: $21/ \quad \sigma_z = \frac{n \cdot \sigma_b / h' - x}{x}$

dla wkładek górnych na ciśnienie: $22/ \quad \sigma_z' = \frac{n \cdot \sigma_b / x - a'}{x}$

Przykład:

Belka nad drzwiami /Rys. 43/ o rozpiętości 3,50 m. w świetle, szerokości 0,41 m, a obciążona ciężarem własnym i użytkowym: $q = 2560 \text{ kg/m}$, posiada rozporządzalną wysokość $h = 0,35 \text{ m}$. Aby nie przekroczyć dopuszczalnych naprężeń w betonie i żelazie, stosujemy obustronne wzmocnienie żelazem. Rys. 44.



Przyjmując głębokość łożysk na 0,20 m., otrzymujemy $l = 3,70 \text{ m}$. Rys. 43.

$$M = \frac{2560 \cdot 3,7^2}{8} = 4400 \text{ kgm} / 440000 \text{ kgcm/}$$

Przyjmujemy ilość wkładek żelaznych dolnych i górnych sposobem próby i rachujemy naprężenia, zmieniając wkładki żelazne tak długo, aż naprężenia będą w granicach dopuszczalnych. Aby jednak mieć jakikolwiek punkt oparcia, obliczamy dla przyjętego najwyższego, dopuszczalnego naprężenia w betonie i żelazie

$$n. p. \quad \sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

rozmiary belki i ilość potrzebnych wkładek żelaznych dla pojedynczego uzbrojenia.

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{4400}{0,41}} = 103,5 \quad h' = 0,357 \cdot 103,5 = 37 \text{ cm} \quad h = 37 + 3 = 40 \text{ cm}.$$

$$F_z = 0,324 \cdot 103,5 \cdot 0,41 = 13,7 \text{ cm}^2.$$

Stosownie do tego wyniku przyjmujemy:

$$F_z = 5 \text{ sztuk } 20 \text{ mm } \phi = 15,70 \text{ cm}^2, \quad F_z' = 4 \text{ sztuki } 18 \text{ mm } \phi = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$F_z + F_z' = 25,88$$

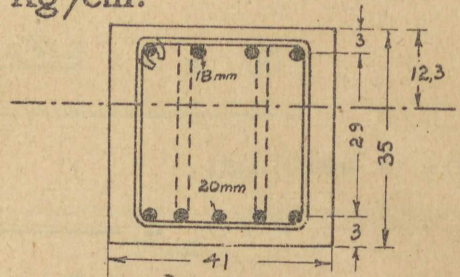
$$x = \frac{15 \cdot 25,88}{41} + \sqrt{\left(\frac{15 \cdot 25,88}{41}\right)^2 + \frac{30}{41} / 15,7 \cdot 32 + 10,18 \cdot 3} = 12,3 \text{ cm}.$$

$$z = 32 - 4,1 = 27,9 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{440000}{\frac{41 \cdot 12,3}{2} \cdot 27,9 + 15 \cdot 10,18 \cdot \frac{9,3}{12,3} \cdot 29} = 42,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 15 \cdot 42,4 \cdot \frac{19,7}{12,3} = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

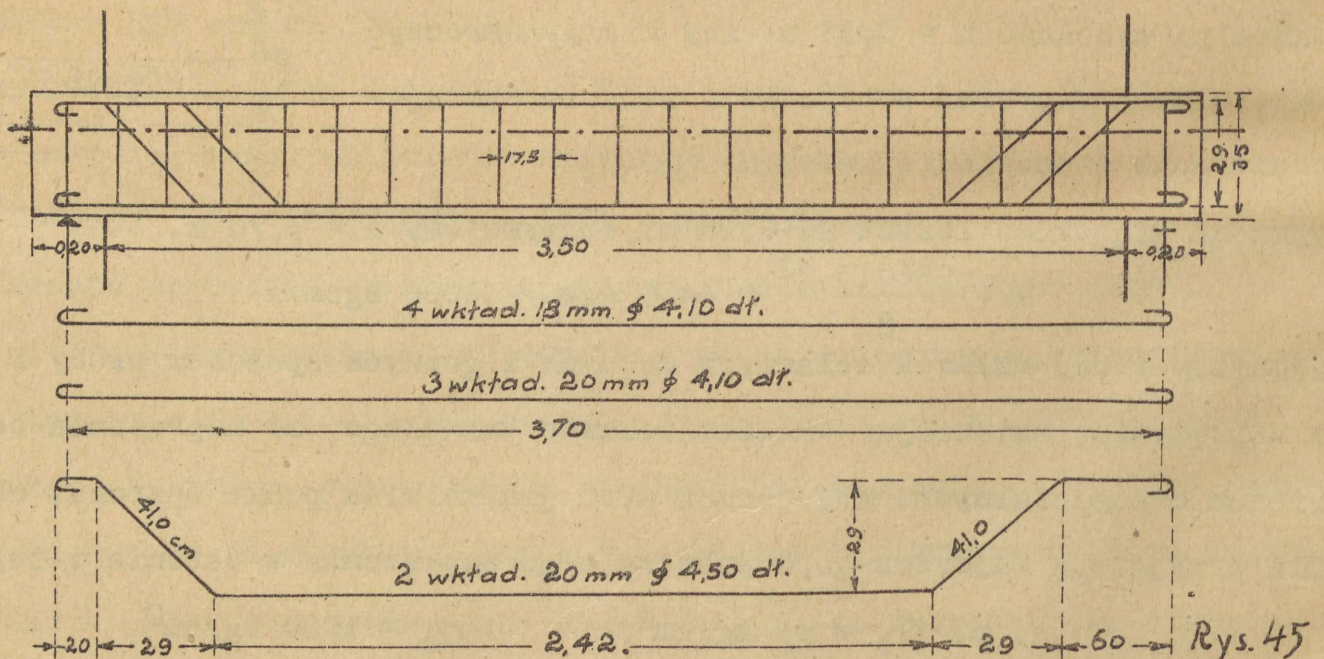
$$\sigma_2' = 15 \cdot 42,4 \cdot \frac{9,3}{12,3} = 480 \text{ kg/cm}^2$$



Rys. 44.

Naprężenia ścinające: $A = V = \frac{2560 \cdot 3,7}{2} = 4740 \text{ kg}$; $\tau = \frac{4740}{41 \cdot 27,9} = 4,15 \text{ kg/cm}^2$, co jest dopuszczalne. Pomimo to zaginamy 2 wkładki dolne i dajemy w równych odstępach co 17,5 cm. strzemiona, a to z powodu, że wkładki górne, podlegające ciśnieniu, powinny ze względu na możliwe wyboczenie, otrzymać strzemiona, i to w odległości połowy mniejszego boku przekroju. Strzemion tych będzie 21 sztuk z żelaza 8 mm ϕ . Rys. 45

ZESTAWIENIE RYSUNKOWE ZAPOTRZEBOWANIA ŻELAZA
I DŁUGOŚCI WKŁADEK.



Rys. 45

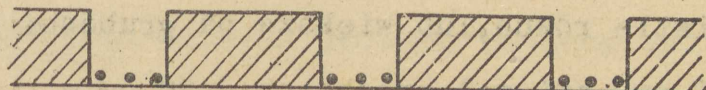
BELKI TEOWE.-

Ze zwiększoną rozpiętością, lub zwiększonym obciążeniem wzrasta grubość płyty, konstrukcja staje się za ciężką i nie ekonomiczną.-

Zważając, że w naszym założeniu przy obliczaniu ustrojów żelbetowych przyjmuje siły ciągnące żelazo, możemy bez ujmy dla stateczności konstrukcji ująć

w zbyt grubej płycie żelbetowej częściowo beton ze strefy ciągnięcia.

Tak powstaje belka teowa.-rys. 46



Rys. 46

Wkładki żelazne koncentrujemy w powstałych tak żebrach.-

Zwykle stosujemy płytę do grubości 15 cm, pozatem staje się ekonomiczniejszym ustrój żeber teowych.-

Praktyczne usługi może nam oddać przy projektowaniu poniższa tabela, podająca grubość płyty do 15 cm i odpowiednie do niej rozpiętości.-

TABELA XI

dla obciążenia całkowitego niewyższego niż 600 Kg/cm².

Przy $\sigma_b \leq 40 \text{ kg/cm}^2$

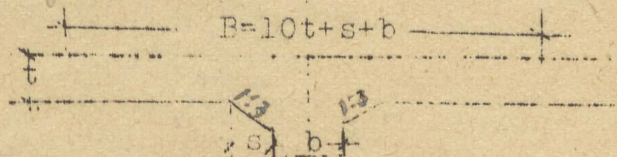
Grubość płyty w cm	8	9	10	11	12	13	14	15 cm.
Rozpiętości dla płyt wolno opartych:								
dla płyt ciągłych a pola skrajne	1 = 1,92	2,16	2,40	2,64	2,88	3,12	3,36	3,60 m
b " środkowe	1 = 2,28	2,56	2,85	3,14	3,42	3,70	4,00	4,27 "
	1 = 2,56	2,88	3,20	3,52	3,84	4,16	4,48	4,80 "

Z polskich przepisów dla ustrojów żelbetowych należy przedewszystkiem uwzględnić w stosunku do belek teowych co następuje:

$$\text{Podłoga } \frac{f \cdot d}{105,100}$$

Szerokość użyteczna płyty współdziałająca po każdej stronie żebra żelbetowych dźwigarów teowych, należy przyjąć równą połowie szerokości skosu z dodaniem 5-cio krotnej grubości płyty, lecz nie większą niż połowę odległości pomiędzy osiami żeber.-

$$5t + \frac{s + b}{2} \quad \text{po każdej stronie osi.}$$

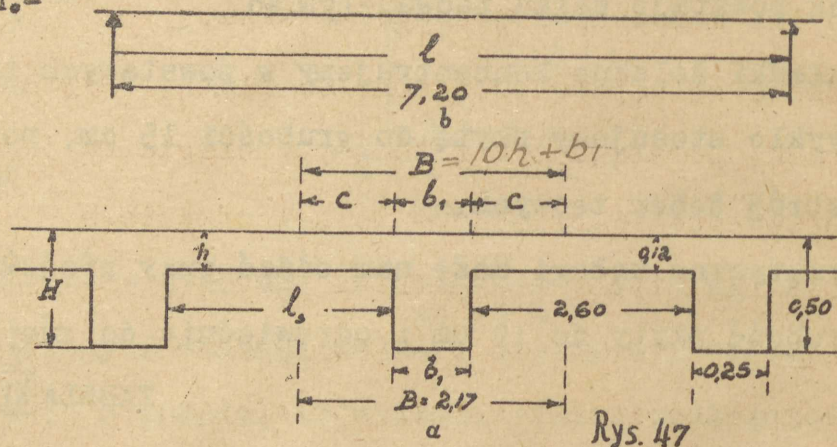


Płytę można tylko wtedy uwzględnić jako współdziałająca, gdy jej grubość nie jest mniejsza od 1/10 wysokości belki. Przy mniejszej grubości należy sprawdzić ścinanie między płytą, a żebrami.

Odstępy wkładek pomiędzy sobą dla tego samego rodzaju wzmocnienia powinny być w świetle równe, lub większe od grubości wkładek, nie mogą jednak być mniejsze niż 2 cm, ani też przekraczać 20 cm.-

Przykład: rys. 47 a i b

- Grubość płyty nad żebrami: $h = 0,12$ m
 Odstęp pomiędzy żebrami: $l_s = 260$ "
 Rozpiętość: $l = 7,20$ "
 Grubość żebra: $b = 0,25$ "
 Wysokość: $H = 50$ cm.



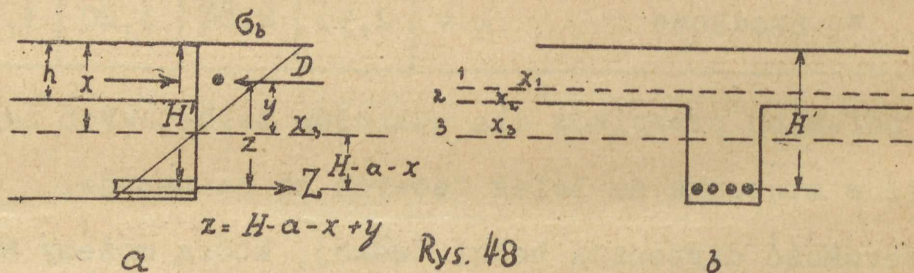
$$\frac{l_s}{l} = \frac{260}{720} = 0,36, \quad c = 0,47 \cdot 260 = 122 \text{ cm}, \quad e = 8 \cdot 12 = 96 \text{ cm}.$$

- 1/ $B = 2 \cdot 122 + 25 = 269$ cm. Obowiązuje szerokość
 2/ $B = 2 \cdot 96 + 25 = 217$ " $B = 217$ cm.
 3/ $B = 9 \cdot 25 = 225$ cm
 4/ $B = 10h + b_1 = 120 + 25 = 125$ cm.

Wzory służące do wyliczenia naprężeń w belce teowej.-

Położenie osi obojętnej może być trojaki:

- 1/ Oś obojętna przechodzi przez płytę.
- 2/ Oś obojętna przechodzi przez linię dolną płyty.
- 3/ Oś obojętna przecina żebro. rys. 48 a i b



W dwóch pierwszych wypadkach używamy tych samych wzorów jakie znaleźliśmy dla obliczenia płyty, patrz wzory 1-szy, 2-gi i 3-ci; należy jedynie wstawić B zamiast b.

Jeżeli oś obojętna przechodzi przez żebro, obowiązują następujące wzory.

$$25/ \quad x = \frac{H' n F_z + \frac{B h^2}{\epsilon}}{n F_z + B h}$$

Odległość punktu zaczepienia sił cisnących od osi obojętnej

$$26/ \quad y = x \frac{h}{2} + \frac{h^2}{12x - h/6} \quad \text{lub} \quad y = \frac{2}{3} \left(x + \frac{x-h}{2x-h} \right) \quad h = \text{grubość płyty nad żebrami.}$$

Naprężenie w żelazie:

$$27/ \quad \sigma_z = \frac{M}{F_z / H' + y - x/}$$

H = wysokość żebra wraz z płytą.
 H' = $H - a$.

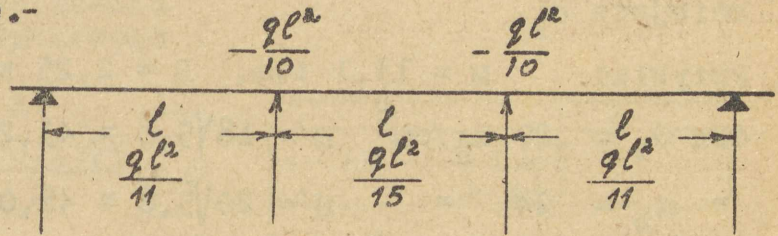
Naprężenie w betonie:

$$28/ \quad \sigma_b = \frac{x}{n/H' - x/} \cdot \sigma_z$$

Co do wkładek żelaznych pozwalają polskie przepisy używać żelazo o najmniejszym przekroju $5 \text{ mm } \phi$, a największym $50 \text{ mm } \phi$. Wkładki żelazne powinny być o ile możliwości z jednego kawałka.

Żebra żelbetowe połączone są płytą.- Płyta ta spoczywa na żebrach jako podporach, powstaje przez to płyta ciągła na 3 do n podporach, czyli płyty 2-wu przęsłowe, 3-przęsłowe do n-1 przęsłowe.-

Dla płyt tych, z wyjątkiem dwuprzęsłowych, o mniejwięcej równych rozpiętościach i równym obciążeniu, możemy przyjąć momenty w przybliżeniu:



Rys. 49

dla pól skrajnych

$$29/ \quad M = \frac{ql^2}{11}$$

dla pól środkowych

$$30/ \quad M = \frac{ql^2}{15}$$

na podporach moment ujemny

$$31/ \quad -M_e = -\frac{ql^2}{10}$$

F. w granicach $l_{min} = 0,8 l_{max}$ przy jednakowym obciążeniu wszystkich przęseł.

$\frac{q \cdot l^2}{9}$ dla dwuprzęsłowych $\frac{q \cdot l^2}{8}$

Określenie wysokości belki po znalezieniu momentu.-

Jako najmniejsza dozwolona wysokość zebra, lub belki żelbetowej przyjąć możemy

$$H_{min} = \frac{1}{20} l$$

Jeżeli nie jesteśmy ograniczeni względami konstrukcji w przyjęciu wysokości belki, to zważywszy, że ilość żelaza zwiększa się w stosunku do zmniejszającej się wysokości belki, konstruować będziemy z możliwie wielką wysokością belki, aby budować ekonomicznie.-

Praktyczne liczby ułatwiające oznaczenie wysokości płyt i belek podaje inżynier Lerche, które uzupełniamy w stosunku do naszych przepisów

Współczynnik dla oznaczenia wysokości płyt i belek: przekroju żelaza:

M = 1000 kgm dla $G_b = 50 \text{ kg/cm}^2$	11	8,8
M = 1000 " " " = 40 "	13	7,2
M = 1000 " " " = 36,4 " <i>35.00</i>	14,5	6,6
M = 1000 " " " = 27 "	18	5,1
M = 1000 " " " = 24 "	20	4,6
M = 1000 " " " = 20 "	23	4,0

Zastosowanie tabeli jest następujące: Po znalezieniu momentu w tonach-metrach mnożymy jego pierwiastek odpowiednim współczynnikiem.-

Przykład /patrz str. 24-ta/. Znaleziony moment $M = 1,18 \text{ tm}$. $\sqrt{1,18} = 1,086$.

dla $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ $h' = 11 \cdot \sqrt{1,18} = 11 \cdot 1,086 = 12 \text{ cm}$; $F_z = 8,8 \sqrt{1,18} = 9,6 \text{ cm}^2$.

" $\sigma_b = 40$ " $h' = 13 \sqrt{1,18} = 14,1$ "; $F_z = 7,2 \sqrt{1,18} = 7,8$ "

" $\sigma_b = 36,4$ " $h' = 14 \sqrt{1,18} = 15,2$ "; $F_z = 6,6 \sqrt{1,18} = 7,2$ " .

Dla projektowania żeber i belek bierzemy ze względów oszczędności na żelazie mniejsze σ_b .

Przykład: $M = 13,1 \text{ t.m}$. $B = 2,25 \text{ m}$ $\sqrt{\frac{13,1}{2,25}} = \sqrt{5,8}$

dla $\sigma_b = 27 \text{ kg/cm}^2$ $H' = 18 \sqrt{5,8} = 43,2 \text{ cm}$; $F_z = 5,1 \sqrt{5,8} \cdot 2,25 = 27,7 \text{ cm}^2$.

" $\sigma_b = 24$ " $H' = 20 \sqrt{5,8} = 48,0$ " $F_z = 4,6 \sqrt{5,8} \cdot 2,25 = 24,8$ "

" $\sigma_b = 20$ " $H' = 23 \sqrt{5,8} = 55,0$ " $F_z = 4 \sqrt{5,8} \cdot 2,25 = 21,6$ " .

Sprawdzamy naprężenia w betonie i żelazie:

1/ $M = 1,18 \text{ t.m}$, $\sigma_b = 36,4 \text{ kg/cm}^2$, $h' = 15,2 \text{ cm}$, $F_z = 7,2 \text{ cm}^2$,

$x = 0,312 \cdot 15,2 = 4,75 \text{ cm}$, $\frac{x}{3} = 1,6 \text{ cm}$.

$M = 118000 \text{ kgcm}$.

$$\sigma_b = \frac{236000}{100 \cdot 4,75 \cdot 13,6} = 36,5 \text{ kg/cm}^2; \sigma_z = \frac{118000}{13,6 \cdot 7,2} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

2/ $M = 13,1 \text{ t.m}$, $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$, $H' = 55 \text{ cm}$, $F_z = 21,6 \text{ cm}^2$, $B = 2,25 \text{ m}$.

$M = 1310000 \text{ kgcm}$ $x = 0,200 \cdot 55 = 11 \text{ cm}$, $z = 55 - \frac{11}{3} = 51,3 \text{ cm}$.

$$\sigma_b = \frac{2620000}{225 \cdot 11 \cdot 51,3} = 20 \text{ kg/cm}^2; \sigma_z = \frac{1310000}{21,6 \cdot 51,3} = 1180 \text{ kg/cm}^2$$

PRZYKŁADY OBLICZENIA.

Strop ceglano betonowy dla pokoju w połączeniu ze stropem żelbetowym dla werandy.-

Obciążenie użytkowe dla pokoju 250 kg/m^2 .

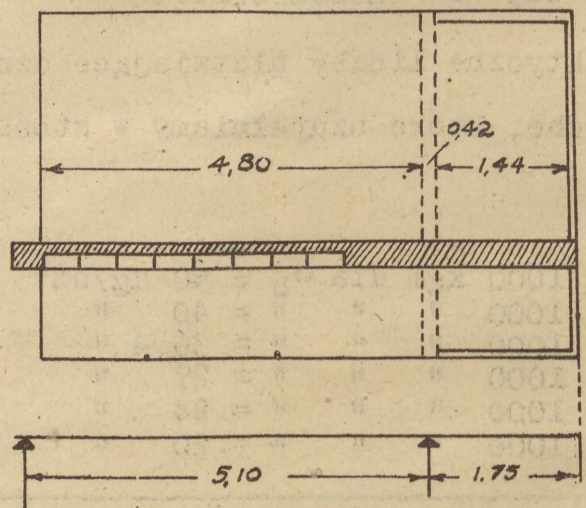
" " " werandy 500 "

Rozpiętość $l = 5,10 \text{ m}$; $l_1 = 1,75 \text{ m}$.

Ciężar własny stropu nad pokojem:

plyta cegl.bet.	$0,15 \cdot 1300$	$= 195 \text{ kg/m}^2$
" betonowa	$0,04 \cdot 2200$	$= 88$ "
plyty prasow.kork.na wyr.cem.		32 "
tynek		20 "
	$g =$	335 kg/m^2

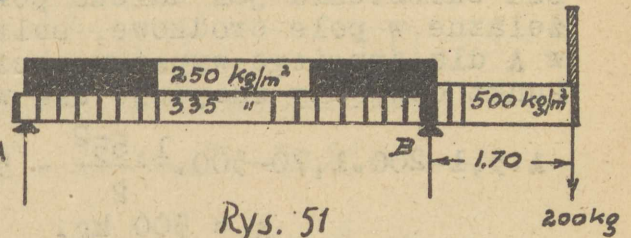
Ciężar użytkowy	$p =$	250 "
-----------------	-------	-------



Rys. 50

Ciężar własny płyty wspornikowej na werandzie, którą wykonujemy z żelbetu.
 Płyta żelbetowa $0,19 \cdot 2400 = 416 \text{ kg/m}^2$
 Terazzo na wyrównaniu cement 64 "
 Tynk 20 "

$g = 500 \text{ kg/m}^2$
 $p = 500 \text{ "}$
 Ciężar użytkowy
 Ciężar balustrady łącznie z naciskiem poziomym. rys. 51 200 kg/mb.



Rys. 51

Moment największy otrzymamy przy obciążeniu całkowitem stropu, a bez ciężaru użytkowego na werandzie.-

Obliczamy oddziaływanie na podporę A.-

$$A \cdot 5,1 + \frac{335 + 250}{5} \cdot 1,2 \cdot 5,5 - 200 \cdot 1,70 - \frac{500 \cdot 1,75^2}{2} = 0$$

$$A = 1270 \text{ kg}; x = \frac{1270}{585} = 2,17 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 1270 \cdot 2,17 - 585 \cdot \frac{2,17^2}{2} = 1370 \text{ kgm}$$

$$\sqrt{1370} = 37,1.$$

$$h = 19 \text{ cm} \quad h' = 19 - 1,7 = 17,3 \text{ cm} \quad r = \frac{17,3}{37,1} = 0,465$$

$$G_p = 285 \text{ kg/cm}^2 \quad F_z = 0,205 \cdot 37,1 = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$G_z = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Na jedno żeberko przypada: } 0,21 \cdot 7,62 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Przyjmujemy 1 wkładkę 14 mm } \phi \text{ z } f_z = 1,54 \text{ "}$$

$$1 \text{ wkładkę 12 mm } \phi \text{ z } f_z = 1,13 \text{ "}$$

$$F_z = 2,67. \text{ "}$$

Wkładki 14 mm ϕ zaginamy.

Moment ujemny dla płyty wspornikowej w B

$$-M_B = -\frac{200 \cdot 1,70^2}{2} + 500 \cdot \frac{1,75^2}{2} + 500 \cdot \frac{1,65^2}{2} = -1790 \text{ kgm.}$$

$$\sqrt{1790} = 42,3 \quad r = \frac{16,3}{42,3} = 0,385$$

$$G_p = 40 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z = 0,297 \cdot 42,3 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$G_z = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Z każdego żeberka zaginamy wkładki 14 mm ϕ , tak,

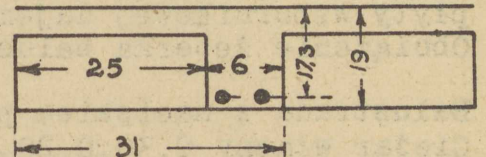
że z zagiętych wkładek posiadamy:

$$3 \cdot \frac{100}{93} \cdot 1,54 = 5,0 \text{ cm}^2,$$

oprócz tego dodajemy 6 wkładek 13 mm ϕ

$$\text{z } F_z = \underline{7,96 \text{ "}}$$

$$\text{razem } F_z = 12,96 \text{ cm}^2$$



Rys. 52

Dla określenia jak daleko powinny sięgać wkładki żelazne w pole środkowe, obliczamy oddziaływanie w A dla drugiego wypadku obciążenia /rys.53/. Punkt obojętny znajduje się w oddaleniu 2 y od A.-

$$-A \cdot 5,1 - 200 \cdot 1,70 - 500 \cdot \frac{1,65^2}{2} - 500 \cdot \frac{1,75^2}{2} + 335 \cdot \frac{5,1^2}{2} = 0$$

$$A = 500 \text{ kg.}$$

$$500 - 335y = 0; \quad y = 1,5 \text{ m}; \quad 2y = 3,00 \text{ m};$$

Punkt obojętny leży w oddaleniu 2,10 m od B. Dla przejścia ciężaru balustrady na brzegach płyty wspornikowej dajemy żeberka 0,30.0,20.rys. 54 a i b. Obciążenie żeberka balustradą i ciężarem własnym.

Balustrada z naciskiem poziomym 200 kg/mb.
Ciężar własny 0,30.0,20.2400

$$q = \frac{150}{350} \text{ kg/mb.}$$

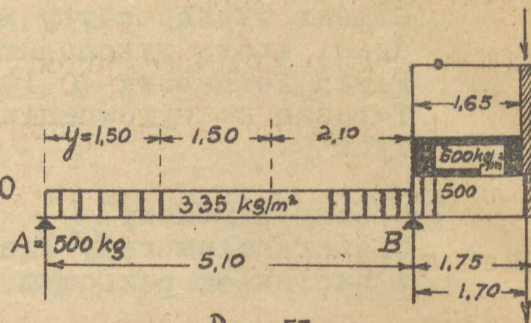
$$M = 350 \cdot \frac{1,75^2}{2} = 540 \text{ kg} \quad \sqrt{\frac{540}{0,20}} = 52$$

$$r = \frac{26,5}{52} = 0,505 \quad G_b/G_z = 31/1200 \text{ kg/cm}^2.$$

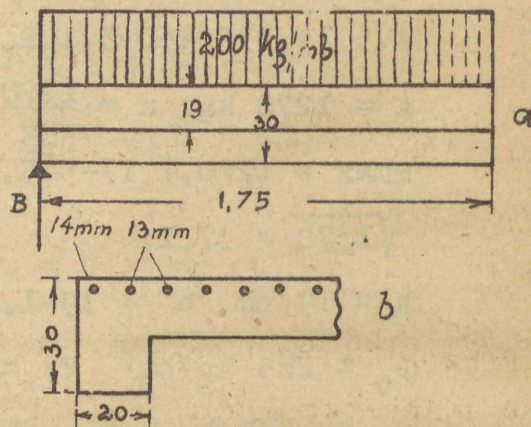
$$F_z = 0,182 \cdot 52 \cdot 0,20 = 1,9 \text{ cm}^2$$

Dajemy 2 wkładki 1-sza 13 mm ϕ
1-ga 14 mm ϕ } z $F_z = 2,67 \text{ cm}^2$,

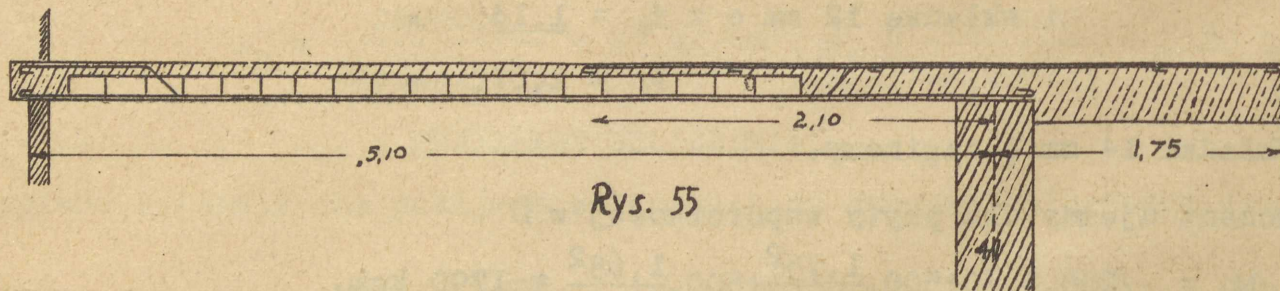
które posiadamy z zagiętych i dołożonych wkładek.



Rys. 53



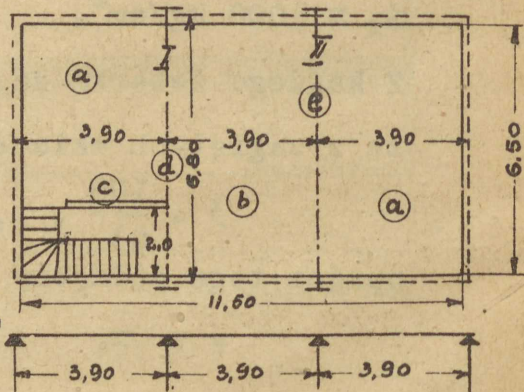
Rys. 54



Rys. 55

STROP CEGLANO-BETONOWY POMIEDZY DZWIGARAMI ŻELBETOWYMI.

Rozmiary ubikacji 11,50 6,50 m w świetle. Dzielimy na 3 pola, przez co powstaje płyta 3-przęsłowa, o równych rozpiętościach 3,90 m, oparta na dwóch dźwigarach żelbetowych. Na dźwigarze oznaczonym I stoi ściana na 1 cegłę grubą; w środku znajdują się drzwi 2 m szerokie. W polu pierwszym przewidziano otwór na schody 2 m szeroki. Na brzegu otworu balustrada: /150 kg/mb + 50 kg nacisku poziomego/.rys. 56. Strop otrzymuje podłogę z płyt cementowych 2 cm gr. na wyrównaniu cementowym /wagi łącznej 80 kg/m²/.



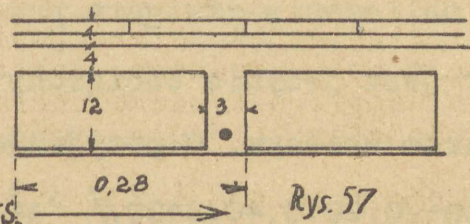
Rys. 56

Obliczenie stropu.

lit a. Płyta pół skrajnych.

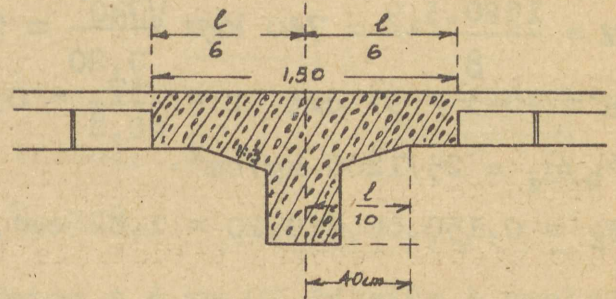
Pustaki ceglane 12 cm grube, 25 cm długie

i szerokie, na nich warstwa betonu 4 cm gruba. rys.



Ciężar własny:

1/płyta cegl.-betonowa z żeberka-			
mi	0,12.1300	kg/m ³	~ 160 kg/m ²
2/warstwa betonu	0,04.2200	"	~ 90 "
3/podłoga i tynk			~ 100 "
	g =		350 kg/m ²
Ciężar użytkowy	p =		250 "
	q =		600 kg/m ²



Dając dźwigary podług szkicu rys. 58, zapewniamy ciągłość płyty, zatem w polu skrajnym.

$$M_{max} = \frac{600 \cdot 3,9^2}{11} = 830 \text{ kgm}, \quad \sqrt{830} = 28,9.$$

$$h' = 16 - 1,7 = 14,3 \text{ cm}, \quad r = \frac{14,3}{28,9} = 0,495$$

$$\sigma_b / \sigma_z = 26 / 1200 \text{ kg/cm}^2. \quad F_z = 0,190 \cdot 28,9 = 5,49 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Na 1 żeberko } 0,28 \cdot 5,49 = 1,54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Jedna wkładka } 14 \text{ mm } \phi \text{ w każdym żeberku } f_z = 1,54 \text{ cm}^2$$

lit b. Płyta pola środkowego.-

$$M_{max} = \frac{600 \cdot 3,9^2}{15} = 610 \text{ kgm} \quad \sqrt{610} = 24,7$$

$$r = \frac{14,4}{24,7} = 0,581; \quad \sigma_b / \sigma_z = 21,5 / 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z = 0,160 \cdot 24,7 = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Na 1 żeberko } 0,28 \cdot 3,95 = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jedna wkładka } 12 \text{ mm } \phi \text{ z } f_z = 1,13 \text{ cm}^2$$

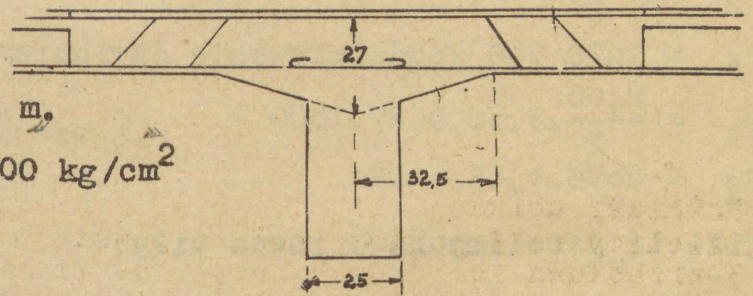
Moment ujemny nad podporami.- rys. 59

$$-M_c = - \frac{600 \cdot 3,9^2}{10} = - 915 \text{ kgm}. \quad b_0 = 0,25 \text{ m},$$

$$\sqrt{\frac{915}{0,25}} = 60,5; \quad \text{Przyjmujemy } \sigma_b / \sigma_z = 36 / 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h' = 0,447 \cdot 60,5 = 27 \text{ cm}$$

$$F_z = 0,208 \cdot 60,5 \cdot 0,25 = 3,15 \text{ cm}^2$$



Rys. 59

Zaginamy żelaza co drugiego żeberka, czyli posia-

$$\text{damy z pół skrajnych } \frac{5,49}{2} = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{z pola środkowego } \frac{3,95}{2} = 1,97 \text{ "}$$

$$\text{posiadamy } 4,21 \text{ cm}^2.$$

lit c. Obliczenie dźwigara pod balustradą.

Dźwigar jest jedynie obciążony balustradą

i ciężarem własnym. H przyjmujemy 40 cm, $b_0 = 20$ cm.

$$A = \sqrt{200 + 0,20 \cdot 0,40 \cdot 2400} / \frac{3,9}{2} = 760 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{1520 \cdot 3,9}{8} = 740 \text{ kgm} \quad \sqrt{\frac{740}{0,20}} = 60,8$$

$$H' = 40 - 3 = 37 \text{ cm}; \quad r = \frac{37}{60,8} = 0,610$$

$$\sigma_b / \sigma_z = 25 / 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_z = 0,150 \cdot 60,8 \cdot 0,20 = 1,82 \text{ cm}^2.$$

Dajemy 3 wkładki 10 mm ϕ z przekr. 2,36 cm².

lit d. Obliczenie dźwigara obciążonego ścianą,
z płytą częściowo dwustronną, częściowo jednostronną.

Siły działające na dźwigar:

Obciążenie płytą dwustronną: $600 \cdot 3,90 = 2340 \text{ kg/mb}$

Ciężar własny $0,25 \cdot 0,50 \cdot 0,65 \cdot 0,20 / 2400 = 330$ "

$$q = 2670 \text{ kg/mb}$$

Obciążenie płytą jednostronną

$$600 \cdot 2,075 = 330$$

$$q = 1575$$

Obciążenie ścianą /§ 5, ust. 9-ty Przep./-. Ściana α
ograniczona linjami pod kątem 60°. Dzielimy ją na
poszczeg. siły /szkic/. rys. 61

$$P_1 = \frac{2,10}{2} \cdot 3,50 \cdot 0,27 \cdot 1800 = 1800 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{2,40}{2} \cdot 1,50 \cdot 0,20 \cdot 2,00 / 0,27 \cdot 1800 = 1070$$

$$P_3 = 1070 + 760 \text{ /oddziaływanie dźwigara/} = 1830$$

$$P_4 = \frac{2,00}{2} \cdot 3,50 \cdot 0,27 \cdot 1800 = 1700$$

$$P_g = 2670 \cdot 4,65 = 12420 \text{ kg}$$

Siłę tę dzielimy na 3 równe siły:

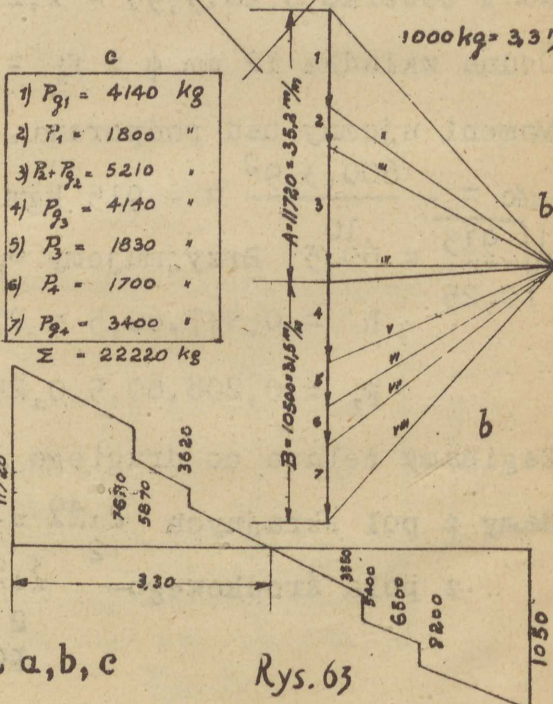
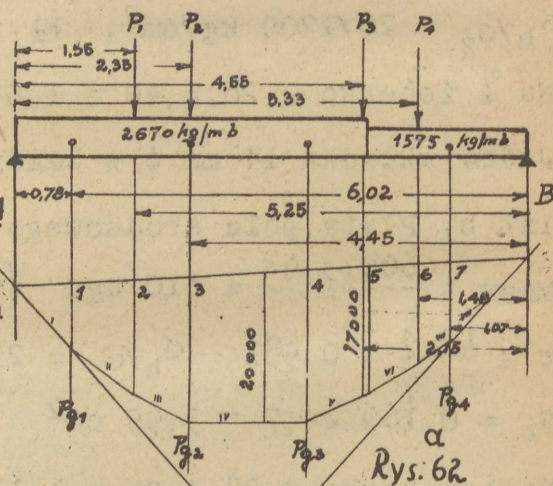
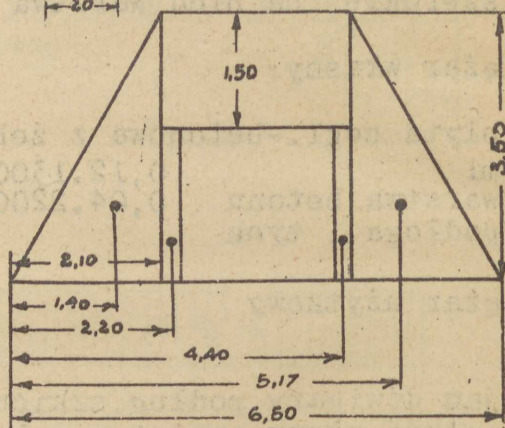
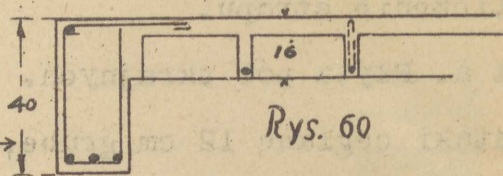
$$P_{g1} = P_{g2} = P_{g3} = 4140 \text{ kg}$$

$$P_{g4} = 1575 \cdot 2,15 = 3400$$

$$22220 \text{ kg.}$$

Z obliczenia graficznego otrzymujemy $A = 11720 \text{ kg.}$

$M_{max} = 20000 \text{ kgm}; M_1 = 17000 \text{ kgm}; x = 3,30$ rys. 62 a, b, c



Rys. 63

Szerokość rachunkowa żebra 1,50 m wynika z konstrukcji /rys. 58/

$$\sqrt{\frac{M}{B}} = \sqrt{\frac{20000}{1,5}} = \sqrt{13300} \approx 115.$$

Przyjmujemy $G_b = 28 \text{ kg/cm}^2$ przy $G_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

$$H = 0,549 \cdot 115 = 63,2 \text{ cm} \sim 65 \text{ cm}; \quad H = 70 \text{ cm}.$$

$$F_z = 0,166 \cdot 115 \cdot 1,5 = 26,8 \text{ cm}^2.$$

Przyjmujemy 9 wkładek 20 mm ϕ z $F_z = 28,27 \text{ cm}^2$.

Moment w miejscu, gdzie płyta staje się jednostronna:

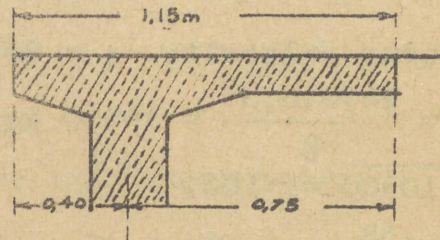
$M_1 = 1700 \text{ kgm}$, szerokość rachunkowa /rys. 64/ 1,15 m.

$$\sqrt{\frac{M}{B}} = \sqrt{\frac{17000}{1,16}} = \sqrt{14800} = 123.$$

$$r = \frac{65}{123} = 0,528; \quad G_b = 29 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_z = 0,172 \cdot 123 \cdot 1,15 = 23,8 \text{ cm}^2.$$

W miejscu tem musimy mieć jeszcze 8 wkł. 20 mm ϕ z $F_z = 25,13 \text{ cm}^2$.



Rys. 64

OBLICZENIE NAPRĘŻEŃ ŚCINAJĄCYCH.

$$\tau = \frac{A}{b \cdot z}, \quad x = 0,260 \cdot 65 = 16,9 \text{ cm}.$$

/oś obojętna wychodzi tak mało poza płytę, że x możemy rachować według tabeli

$$\text{dla płyt/ } \frac{x}{z} = 5,63 \text{ cm} \quad z = 65 - 5,63 = 59,37 \text{ cm}$$

$$\tau_A = \frac{11720^3}{25 \cdot 59,37} = 7,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Przyjmujemy strzemiona 8 mm ϕ i obliczamy τ_s - naprężenia przejęte przez strzemiona. Odległość strzemion pomiędzy sobą $e = 14 \text{ cm}$.

$$\tau_B = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1200}{25 \cdot 14} = 3,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Naprężenie ścinające przy łożysku B.

$$\tau_s = \frac{10500}{25 \cdot 59,37} = 7,1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Rysujemy wykres naprężeń ścinających, rys. 65

posługując się wykresem sił ścinających rys. 63

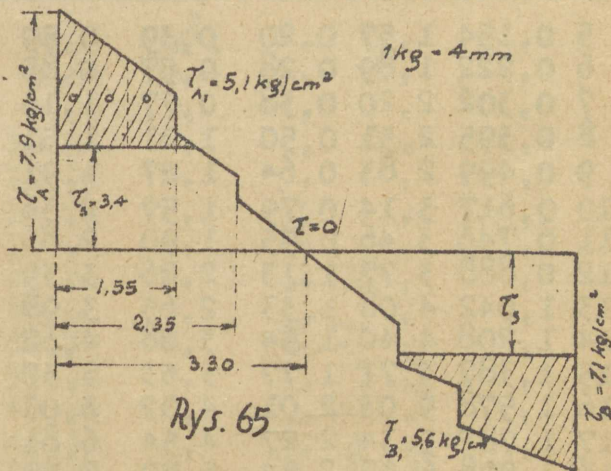
$$\tau_A = \frac{7600}{25 \cdot 59,37} = 5,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{B1} = \frac{8200}{25 \cdot 59,37} = 5,6 \text{ "}$$

Wielkość sił ścinających T jest równą powierzchni wykresu zacieniowanej powyżej linii τ_s , pomnożonej przez szerokość belki. - rys. 65

$$T_A = \frac{4,5 + 1,7}{2} \cdot 155 \cdot 25 = \sim 12200 \text{ kg/zaokrąglone w górę w celu uwzględnienia małego trójkąta}$$

$$\text{Siła ciągnąca Z} = 0,707 \cdot 12200 = 9400 \text{ kg}.$$



Rys. 65

Potrzebny przekrój wkładek zagiętych ukośnie:

$$\frac{Z}{G_2} = \frac{9400}{1200} = 7,83 \text{ cm}^2. \text{ Zaginamy 3 wkładki } 20 \text{ mm } \phi \text{ z } F_z = 9,42 \text{ cm}^2.$$

Aby znaleźć miejsce odgięć, dzielimy trapez na 3 równe powierzchnie.-

Lit e. Obliczenie belki z płytą dwustronną.

Rozmiary belki te same co pod literą d.

Ciężar całkowity $q = 2670 \text{ kg/mb.}$

$$M = \frac{2670 \cdot 6,8^2}{8} = 15500 \text{ kgm. } \sqrt{\frac{M}{B}} = \sqrt{\frac{15500}{1,5}} =$$

$$= \sqrt{10300} = \sim 102.$$

$$r = \frac{65}{102} = 0,637; \quad G_b = 24 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_z = 0,144 \cdot 102 \cdot 1,5 = 22,0 \text{ cm}^2.$$

Prze-krój 1 m. tośc
w w d II.
mm kg. w cm.

TABELA ŻELAZA OKRĄGŁEGO.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
5	0,154	1,57	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	2,16
6	0,222	1,89	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11
7	0,302	2,20	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	4,23
8	0,395	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53
9	0,499	2,83	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36	7,00
10	0,617	3,14	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,29	7,07	7,85	8,64
11	0,746	3,46	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	10,45
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	12,44
13	1,042	4,08	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,27	14,60
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	16,93
15	1,387	4,71	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,37	14,14	15,90	17,67	19,44
16	1,578	5,03	2,01	4,02	5,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	22,12
17	1,782	5,34	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70	24,97
18	1,998	5,65	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	27,99
19	2,226	5,97	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52	28,35	31,19
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	34,56
21	2,719	6,60	3,46	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,71	31,17	34,64	38,10
22	2,984	6,91	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	41,81
23	3,261	7,23	4,15	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,39	41,55	45,70
24	3,551	7,54	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24	49,76
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	54,00
26	4,168	8,17	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,79	53,08	
28	4,834	8,80	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	
30	5,549	9,42	7,08	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,54	63,62	70,69	

odpowiada 7 wkładkom 20 mm ϕ z $F = 21,99 \text{ cm}^2$

$$A = V = \frac{2670 \cdot 6,8}{2} = 9100 \text{ kg.}$$

$$x = 0,231 \cdot 65 = 15 \text{ cm}$$

$$z = 65 - 5 = 60 \text{ cm.}$$

$$\tau = \frac{9100}{25 \cdot 60} = 6,1 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_s \text{ jak wyżej } 3,4 \text{ kg/cm}^2$$

Przekrój potrzebnych wkładek odgiętych ukośnie

$$F_z = 1,47 \frac{(6,1 - 3,4)^2}{6,1} \cdot 0,25 \cdot 6,80 = 3 \text{ cm}^2.$$

Wystarczy 1 wkładka odgięta 20 mm ϕ , zaginamy zw względów konstrukcyjnych

2 wkładki.-

IŁOŚĆ SZTUK I PRZEKRÓJ W CM².

12	13	14	15	16	17	18	19	20	
2,36	2,55	2,75	2,95	3,14	3,34	3,53	3,73	3,93	cm ² .
3,39	3,68	3,96	4,24	4,52	4,81	5,09	5,37	5,65	"
4,62	5,00	5,39	5,77	6,16	6,54	6,93	7,31	7,70	"
6,03	6,53	7,04	7,54	8,04	8,55	9,05	9,55	10,05	"
7,63	8,27	8,91	9,54	10,18	10,81	11,45	12,09	12,72	"
9,42	10,21	11,00	11,78	12,57	13,35	14,14	14,92	15,71	"
11,40	12,35	13,30	14,26	15,20	16,16	17,11	18,06	19,01	"
13,57	14,70	15,83	16,96	18,10	19,23	20,36	21,49	22,62	"
15,93	17,26	18,58	19,91	21,24	22,56	23,89	25,22	26,55	"
18,47	20,01	21,55	23,09	24,63	26,17	27,71	29,25	30,79	"
21,21	22,97	24,74	26,51	28,27	30,04	31,81	33,58	35,34	"
24,13	26,14	28,15	30,16	32,17	34,18	36,19	38,20	40,21	"
27,24	29,51	31,78	34,05	36,32	38,59	40,86	42,13	44,40	"
30,54	33,08	35,63	38,17	40,72	43,26	45,80	48,35	50,89	"
34,02	36,86	39,69	42,53	45,36	48,20	51,04	53,87	56,71	"
37,70	40,84	43,98	47,12	50,27	53,41	56,55	59,69	62,83	"
41,56	45,03	48,49	51,95	55,42	58,88	62,35	65,81	69,27	"
45,62	49,42	53,22	57,02	60,82	64,62	68,42	72,23	76,03	"
49,86	54,01	58,17	62,32	66,48	70,63	74,79	78,94	83,10	"
54,29	58,81	63,33	67,86	72,38	76,91	81,43	85,95	90,48	"
58,91	63,81	68,72	73,63	78,54	83,45	88,36	93,27	98,18	"

27 mm. 4,495 kg; 8,48 d.II.

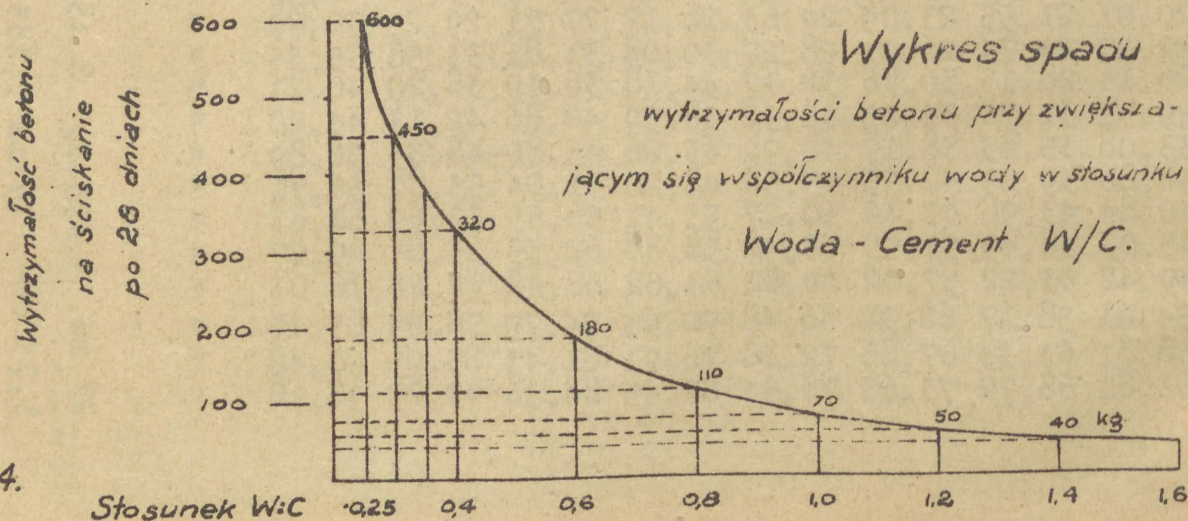
5,73 cm². 29 mm 5,185 kg

9,11 d.II. 6,60 cm².

SPROSTOWANIE OMYŁEK W DRUKU. -

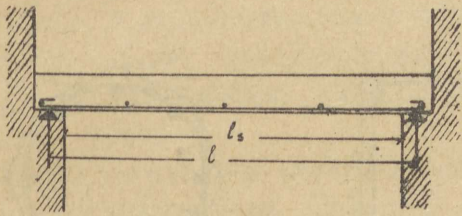
Str.	4-ta	5-ty rząd	od góry	zamiast	194	czytaj	190
"	7-ma Tabela	2-gi	" " dołu	"	kg/cm	"	kg/cm ²
"	8-ma	25-ty	" " góry	"	grubego. Wyraże...	"	grubego, wyraże
"	8-ma	30-ty	" " "	"	na 1 m ³	"	na 1 m ³ kruszywa.
"	9-ta	Zestawienie na dole	rubryka 4-ta"	"	Waga /m ³	"	Waga t/m ³
"	13-ta	10-ty rząd	od góry	"	miążkości	"	miążkości: 2,36
"	13-ta	13-ty	" " "	"	"	"	" : 3,89
"	13-ta	15-ty	" " "	"	"	"	" : 4,74
"	16-ta	4-ty	" " "	"	7-13%	"	10 do 13%
"	18-ta	2-gi	" " dołu	"	00C do 50C	"	00C do -50C
"	20-ta	10-ty	" " "	"	510 490	"	510+490
"	21-sza	9-ty	" " "	"	źwieżo	"	świeżo
"	22-ga	12-ty	" " "	"	1:4	"	1:4 $\frac{1}{2}$
"	23-cia	12-ty	" " góry	"	równa	"	równe
"	30-ta	12-ty	" " "	"	wybaczące, otrzymamy...	"	wybaczące. Wzmacniając beton żelazem otrzymamy...
"	43-cia	22-gi	" " "	"	obliczeniu b = 45	"	obliczeniu G _b = 45
"	52-ga	17-ty i 19-ty	" " "	"	$\frac{1}{12}$ itd. $\frac{1}{24} q \cdot l^2$	"	$\frac{1}{12}$ itd. $\frac{1}{24} q \cdot l^2$
"	53-cia	19-ty	" " "	"	$M = \frac{260 \cdot 1,5^2}{2}$	"	$M = \frac{260 \cdot 1,5^2}{8}$

Rysunek do str. 16-ej /przed ustępem B. Wpływy na dobroć.../.

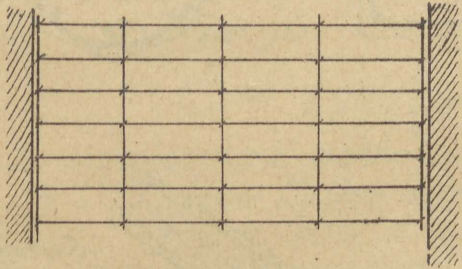
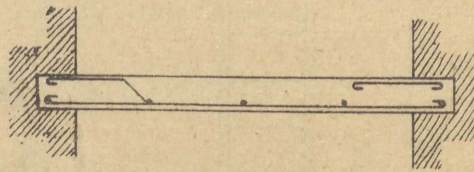


Przykłady wzmocnienia żelazem konstrukcji żelbetowych

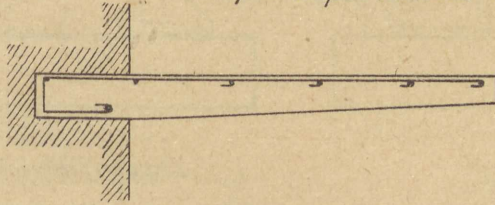
Płyta wolno podparta



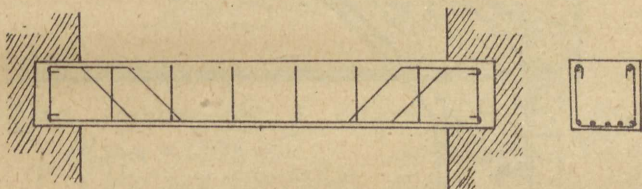
Płyta wpuszczona w mur



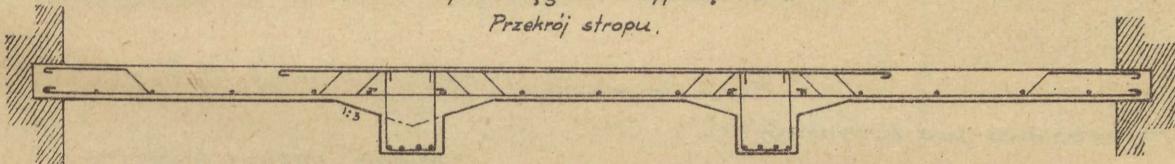
Płyta wspornikowa



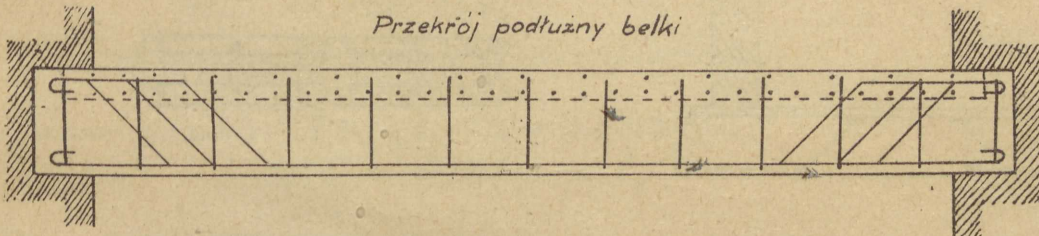
Belki żelbetowe nad oknami i bramami



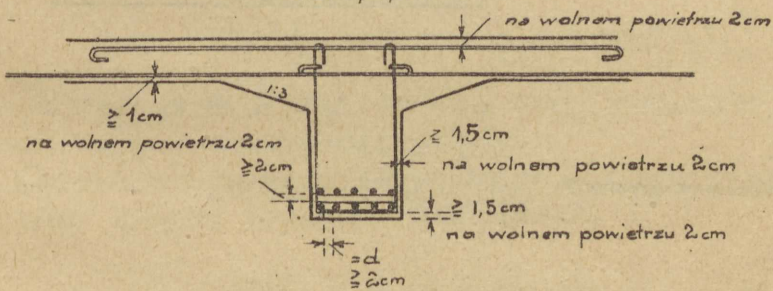
Płyta ciągła trzyprzęstowa
Przekrój stropu.



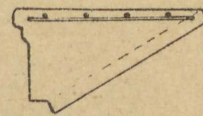
Przekrój podłużny belki



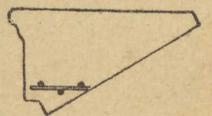
Rozmieszczenie i minimalne odstępy wkładek żelaznych
w belce i płycie



Przekrój stopni żelbetowych



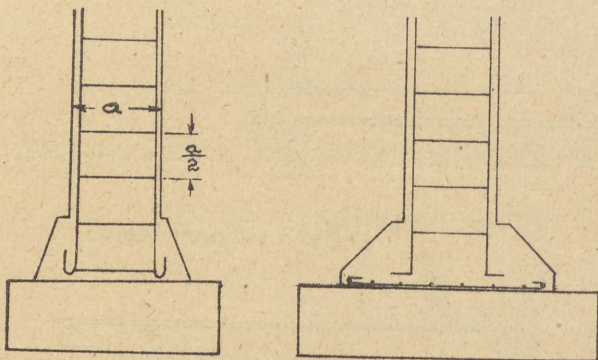
wolno wiszący



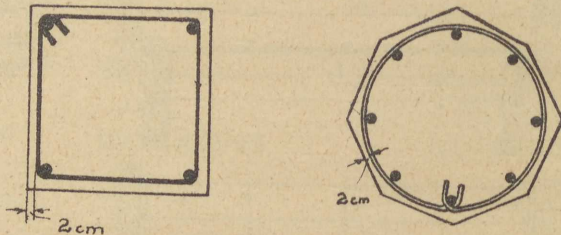
wolno podparty

Stupy żelbetowe

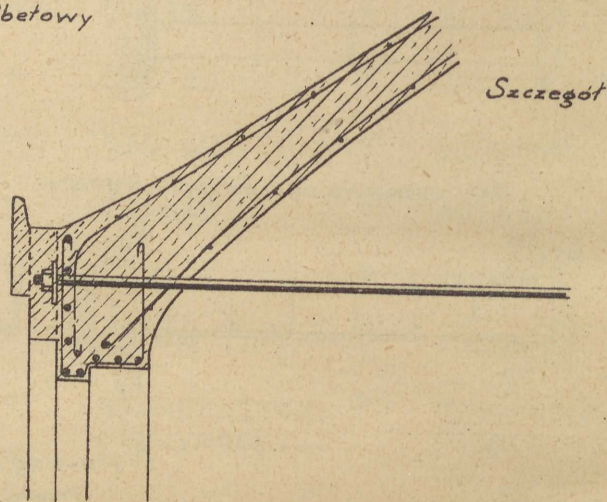
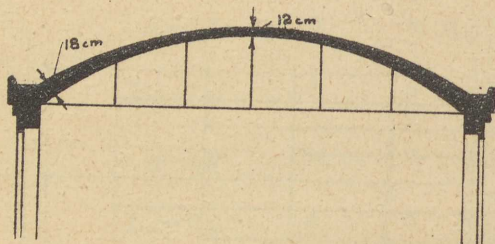
Przekroje podłużne



Przekroje

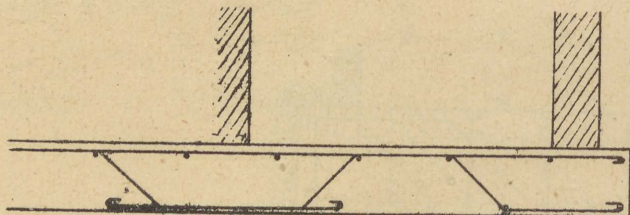


Dach sklepiony żelbetowy



Fundamenty

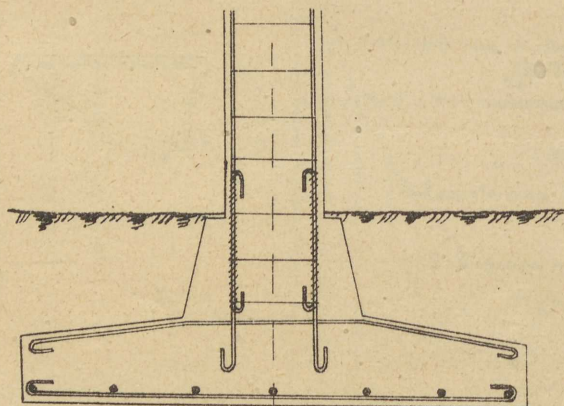
Płyta żelbetowa pod budynkiem



Ścianki szczelne żelbetowe



Fundament stupa



Plata dwuprzestowa

Godane i dopuszczone do obliczeń momenty dla płyt ciągłych, o mniej więcej równych rozpiętościach przęsł, $l_1 \geq 0,8 l_2$, a mianowicie dla pól skrajnych $M_1 = \frac{q l^2}{11}$, dla pól środkowych $M_2 = \frac{q l^2}{15}$, nad podporami $-M_c = \frac{q l^2}{9}$, nie mogą być zastosowane dla płyty dwuprzestowej. Przy obliczeniu takiej płyty, o równomiernym obciążeniu rozróżniamy 2 wypadki obciążenia.

I. Obciążenie równomierne całkowite daje nam

1. największe oddziaływanie w C, t.j. w łozysku środkowym, tak dla obciążenia stałego, jak i zmiennego.

$$C = 1,25(g+p)l_0$$

2. największe oddziaływanie w łozyskach A i B, lecz tylko dla ciężaru stałego (własnego), gdyż dla ciężaru zmiennego (użytkowego) otrzymamy większe wartości w drugim wypadku obciążenia.

$$A = B = 0,375 g l_0$$

Dla obciążenia stałego otrzymujemy największe momenty i największy moment ujemny: $M_{1,max} = 0,07 g l_0^2$, $-M_c = -0,125 g l_0^2$

II Obciążenie ciężarem zmiennym 1-go przęsła daje nam największe oddziaływanie w A dla ciężaru zmiennego:

$$A = 0,437 p l_0$$

i największy moment dla ciężaru zmiennego:

$$M_1 = 0,096 p l_0^2$$

Zestawienie największych wartości:

Oddziaływanie: ³²⁾ $A = (0,375 g + 0,437 p) l_0$

" ³³⁾ $C = 1,25(g+p) l_0$

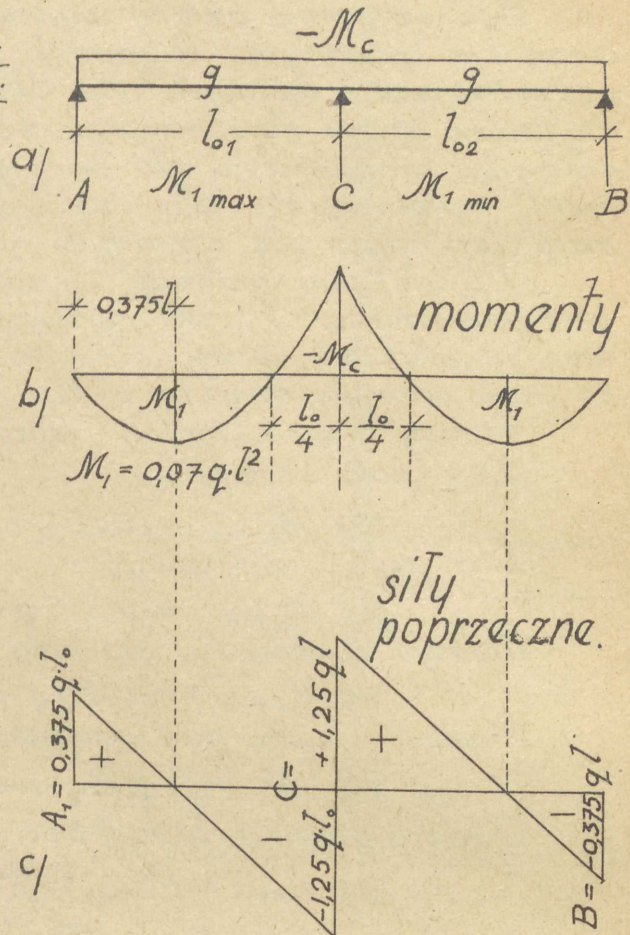
Momenty: ³⁴⁾ $M_{1,max} = (0,07 g + 0,096 p) l_0^2$

³⁵⁾ $M_{2,min} = (0,07 g - 0,025 p) l_0^2$

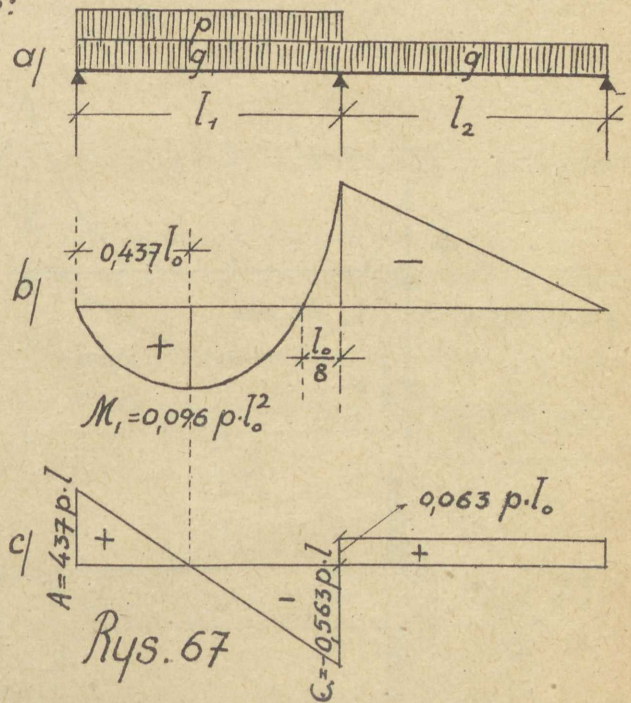
Jeżeli $p \geq 2,0 g$, należy dać wkładki u góry na całą rozciągłość płyty.

Oddalenie punktu obojętnego t.j. jak daleko należy dać górne wkładki od punktu C:

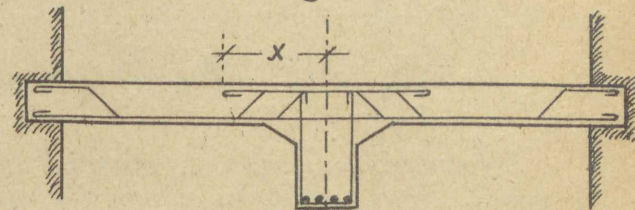
$$36) \quad x = \frac{l_0}{4} + \frac{p}{g} \cdot \frac{l_0}{8}$$



Rys. 66



Rys. 67



Rys. 68

Plata trzy i więcej przęsłowa.

Rozróżniamy cztery wypadki obciążenia ciężarem zmiennym. Wypadek pierwszy daje nam oddziaływanie i momenty dla obciążenia stałego. Wypadek drugi daje największe momenty dla obciążenia zmiennego dla pól skrajnych, a moment najmniejszy dla pola środkowego; moment ten staje się ujemnym o ile $p \geq 2g$

Największy moment w polu środkowym otrzymujemy w 3-cim wypadku obciążenia, zaś największy moment ujemny nad podporami daje nam wypadek 4-ty: obciążenia

Wzory największych momentów:

Dla pola skrajnego:

$$37) M_{1, \max} = (0,08g + 0,101p)l_0^2$$

Dla pola środkowego:

$$38) M_{2, \max} = (0,025g + 0,075p)l_0^2$$

Moment najmniejszy dla pola środkowego:

$$39) M_{2, \min} = (0,025g - 0,05p)l_0^2 *$$

Moment ujemny nad podporami:

$$40) -M_c = -(0,1g + 0,117p)l_0^2$$

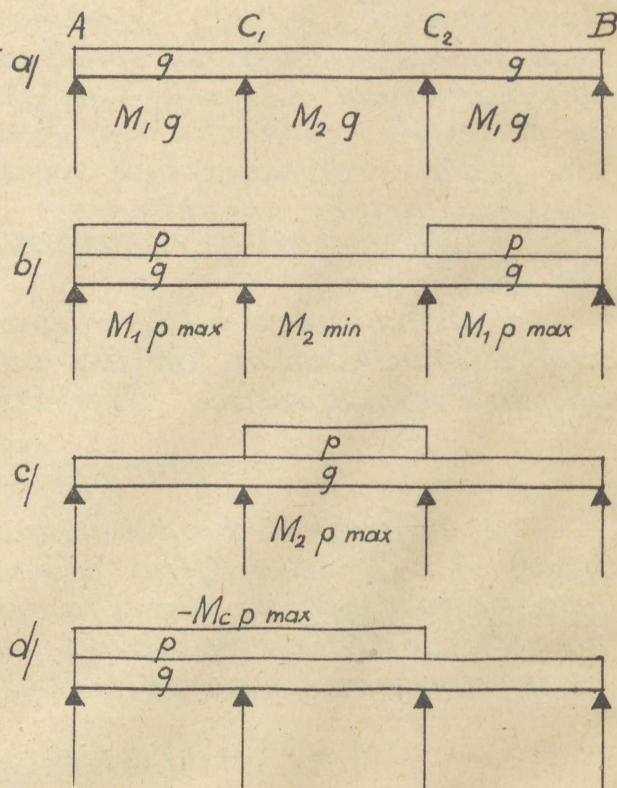
Oddziaływania łozyskowe:

$$41) A_{\max} = B_{\max} = (0,4g + 0,45p)l_0$$

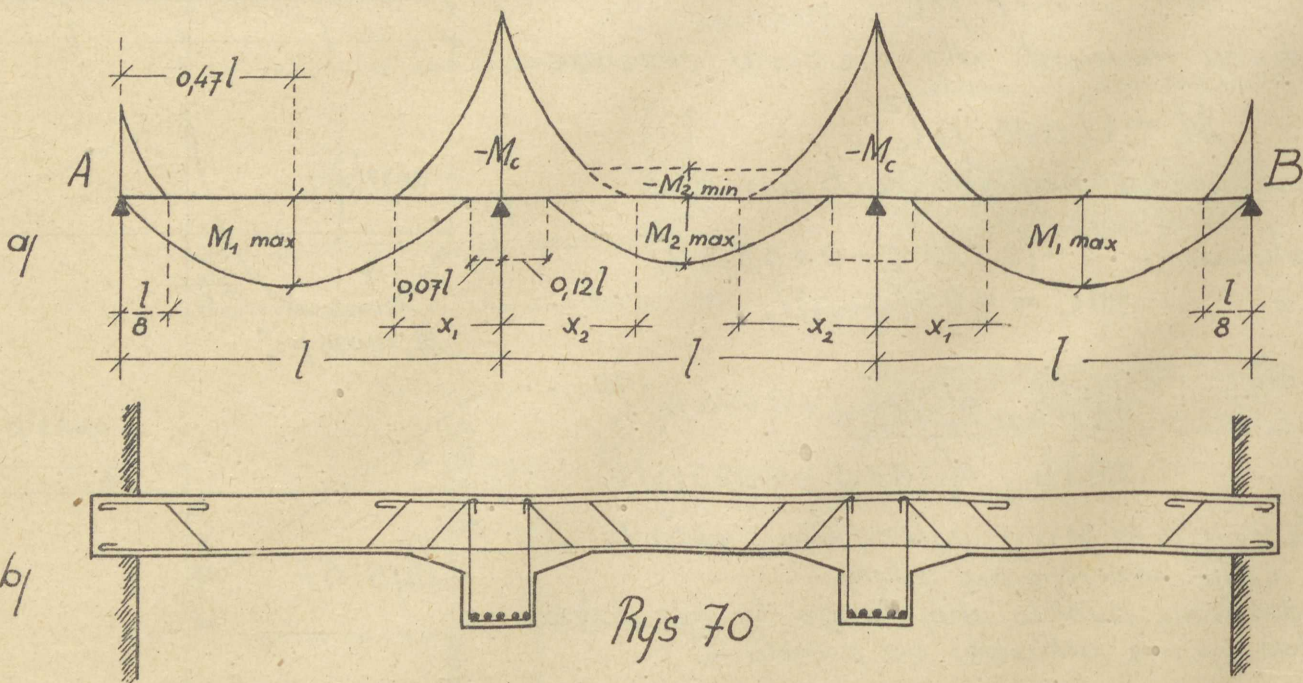
$$42) C_1 = C_2 = (1,1g + 1,2p)l_0$$

Oddalenia punktów obojętnych od C

dla pól skrajnych: 43) $x_1 = \frac{l_0}{5} + \frac{p}{g} \cdot \frac{l_0}{10}$, dla pól środkowych: 44) $x_2 = \frac{l_0}{2} - \sqrt{\frac{1}{20} - \frac{p}{10g}}$



Rys. 69.



Rys 70

Rozmieszczenie wkładek żelaznych stosownie do momentów.

Przepisy polskie (normy) nie wymagają obliczenia x , wymagając, aby wkładki górne, przejmujące momenty ujemne sięgały poza oś podpory w każdym przęśle na długość najmniej 0,2 rozpiętości przęsła.

*) PN B195 momenty ujemne w środku płyty między belkami można uwzględnić w połowie wartości obliczonej dla belek ciągłych, z uwagi na opór belek przeciw skręcaniu.

Przykłady obliczeń

Sala o rozmiarach 7,50 x 5,50 rys. 71 ma otrzymać strop żelbetowy przy obciążeniu użyt. $p = 300 \text{ kg/m}^2$. Ustalono mieszankę 270 kg cementu na 1 m^3 betonu. Beton plastyczny, $\frac{w}{c} = 0,7$, kruszywo 3:1 piasek: żwir. Wytrzymałość walcowa $R_{28} = 195 \text{ kg/cm}^2$, $K_b = 0,28 \cdot 195 = 54,5 \text{ kg/cm}^2$

Przyjęto $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$

Obliczamy płytę 2^u przęsłową,

$$l_0 = 0,375 + 0,10 = 3,85 \text{ m}$$

Podłoga: nasypka piasku, na legarach podłoga drewniana

Przyjmujemy grubość płyty $h = 13 \text{ cm}$.

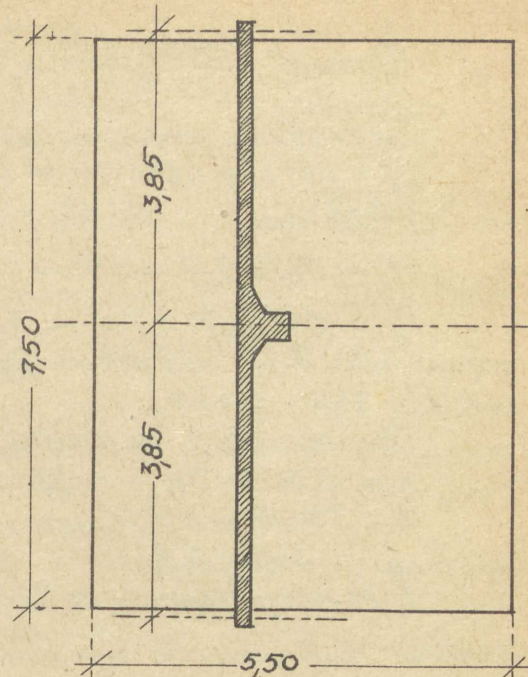
Ciężar własny stropu: Rys. 72
 płyta żelbetowa... $0,13 \text{ m}^3$ po $2400 \text{ kg/m}^3 = 312 \text{ kg/m}^2$

piasek..... $0,07$ " " 1600 " = 112 "

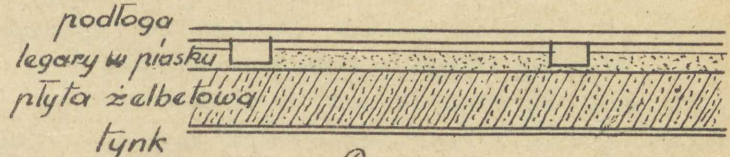
podłoga, tynk (razem)..... ~ 51 "

$$\left. \begin{aligned} g &= 475 \text{ kg/m}^2 \\ p &= 300 \text{ "} \end{aligned} \right\} q = 775 \text{ kg/m}^2$$

ciężar użytkowy.....



Rys. 71



Rys. 72

Moment największy w płycie:

$$M_{1, \max} = (0,07 \cdot 475 + 0,096 \cdot 300) \cdot 3,85^2 = 920 \text{ kgm} \cdot \sqrt{\frac{920}{1}} = 30,4$$

$$h = 13 \text{ cm}; h_i = 13 - 1,5 = 11,5 \text{ cm}$$

$$r = \frac{11,5}{30,4} = 0,380, \text{ odpowiada } \sigma_b = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z = 0,248 \cdot 30,4 \cdot 1,0 = 7,54 \text{ cm}^2. \text{ Przyjęto 10 wkładek } 10 \text{ mm } \phi \text{ z } F_z = 7,85 \text{ cm}^2$$

Moment najmniejszy przy obciążeniu ciężarem zmiennym jednego pola:

$$M_{1, \min} = (0,07 \cdot 475 - 0,025 \cdot 300) \cdot 3,85^2 = +380 \text{ kgm} \text{ (moment dodatni pozostaje bez uwzględnienia)}$$

Moment ujemny nad podporami rys. 73.

Szerokość zebra $b_0 = 0,25$,

$$\sigma_b = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$-M_c = -0,125 \cdot 775 \cdot 3,85^2 = -1140 \text{ kgm}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1440}{0,25}} = \sqrt{5770} = 76$$

$$\text{Potrzebna wysokość } h_i = 0,381 \cdot 76 = 29 \text{ cm}$$

Przekrój żelaza $F_z = 0,248 \cdot 76 \cdot 0,25 = 4,7 \text{ cm}^2$, zaginaemy po 3 wkładki z każdego pola $F_z = 4,71 \text{ cm}^2$.

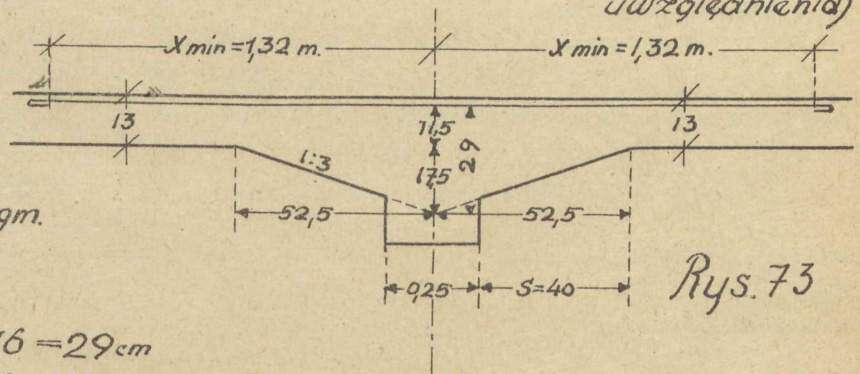
$$\text{Jak daleko powinny sięgać górne wkładki? } x = \frac{385}{4} + \frac{300}{475} \cdot \frac{385}{8} = 1,32 \text{ m}$$

Obliczenie zebra:

$$\text{rozpiętość } l_0 = 1,05 \cdot 5,50 = \sim 580$$

$$\text{Obciążenie przez płytę, } 3,85 \cdot 775 = \sim 3000 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ciężar własny zebra i skosów przyjmujemy } \sim 400 \text{ " } \left. \right\} q = 3400 \text{ kg/m}$$



Rys. 73

Moment $\frac{3400 \cdot 5,8^2}{8} = 14250 \text{ kgm.}$

Szerokość rachunkowa

$B = 10 \cdot 13 + 40 + 25 = 1,95 \text{ m.}$

$\sqrt{\frac{14250}{1,95}} = 2,7$ dla $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ znajd. (str. 65)

$H_1 = 14,5 \cdot 2,7 = 39 \text{ cm.}; H = H_1 + a; a = 2 + 0,6 + 22 + 1 = 25,6 \text{ cm.}$

$F_z = 6,4 \cdot 2,7 \cdot 1,95 = 33,6 \text{ cm}^2, H = 45 \text{ cm.}$

odpowiada 9-ciu wkładkom $22 \text{ mm } \phi$ z przekro-
jem $F_z = 34,21$. rys. 74

Napreżenia ścinające

$x = 0,304 \cdot 39 = \sim 12 \text{ cm}; \frac{x}{3} = 4;$

$z = 39 - 4 = 35$

$\tau = \frac{3400 \cdot 5,8}{25 \cdot 35} = 11,3 \text{ kg/cm}^2$, Dopusz-

czalne napreżenie na ścinanie w betonie

$K_b = 0,03 \cdot R_{28} = 0,03 \cdot 195 = 5,85 \text{ kg}$

przyjęto 5 kg/cm^2

Strzemiona dajemy z żelaza $6 \text{ mm } \phi$
co 15 cm . (najmniejsza odległość strzemion $\frac{H}{2}$)

Według norm polskich przekazu-
jemy siły ścinające w tych częściach
belki, gdzie te przekraczają napre-
żenia dopuszczalne na ścinanie w
betonie 1) strzemionom, 2) wkładkom
odgiętym ukośnie 3) jest dozwolone
przydzielenie 30% tych sił betono-
wi. rys. 75

Siła ścinająca $T = \frac{\tau + K_b \cdot c \cdot b}{2}$

$c = \frac{\tau - K_b \cdot l}{\tau} \cdot \frac{l}{2} = \frac{11,3 - 5}{11,3} \cdot 290 = 162 \text{ cm.}$

$T = \frac{11,3 + 5}{2} \cdot 162 \cdot 25 = 33000 \text{ kg.}$

30% betonu = 9900 kg.

Strzemiona co 15 cm . z żelaza $6 \text{ mm } \phi$
na długości 162 cm .

11 strzemion z przekrojem $2 \cdot 0,28 \cdot 11 = 6,16 \text{ cm}^2$

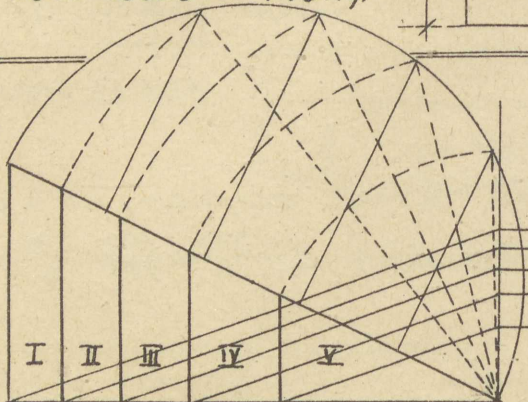
Siła przejęta przez strzemiona:

$6,16 \cdot 1000 = 6160 \text{ kg}$

$3300 - 6160 = 16940 \text{ kg.}$

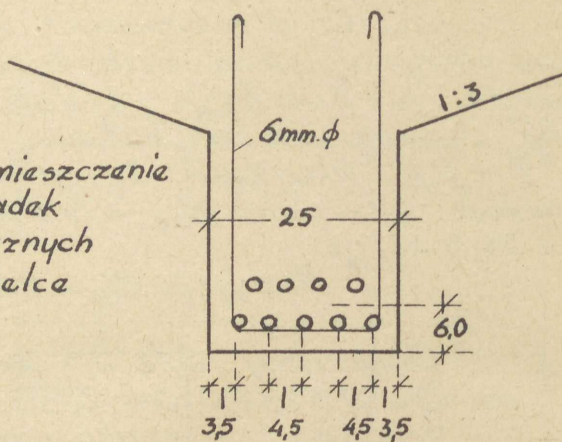
Godziat Δ i \square na
rowne powierzchnie:

Rys. 76

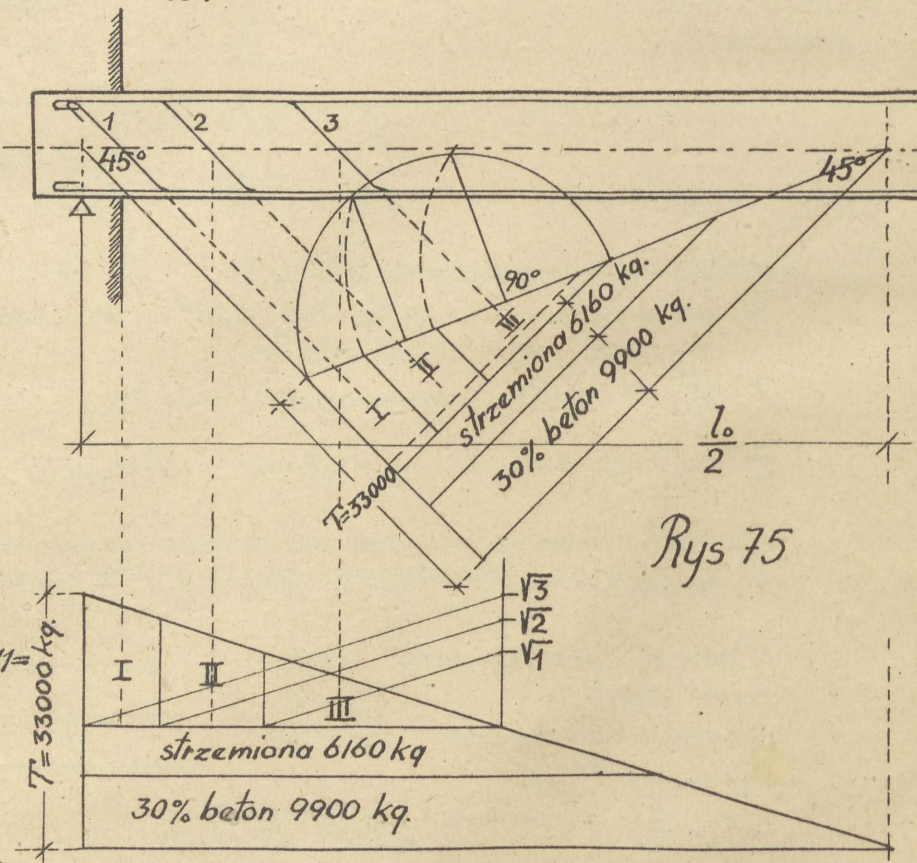


Godzielić trójkąt na 5 równych powierzchni

rozmieszczenie
wkładek
żelaznych
w belce



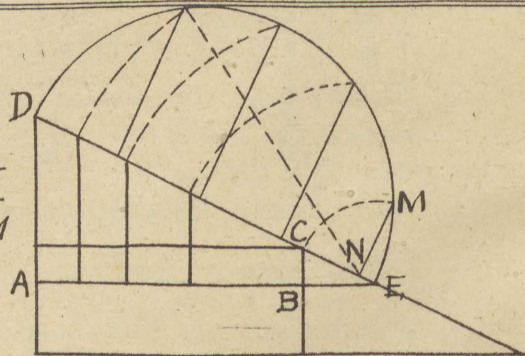
Rys. 74



Rys 75

Rys. 77

Przez środek
EC zotoczyć
łuk do M. Rzu-
cić prostopa-
dłą na DE z M
Godzielić DN
na 4 równe
części



Godzielić trapez ABCD na 4 równe
powierzchnie

pozostaje na wkładki odgięte ukośnie: 16940 kg.

Siła ta działa w kierunku poziomym.

Siła ciągnąca działająca pod 45° $Z = 0,707 \cdot 16940 = \sim 12000$ kg

Potrzebny przekrój wkładek odgiętych ukośnie $F_z' = \frac{12000}{1200} = 10,00$ cm²

Odginamy 3 wkładki 22 mm ϕ , $F_z = 11,4$ cm²

Alby każda z wkładek przejmowała równą siłę, dzielimy wykres sił na równe powierzchnie. Rys. 75

Siła przejęta przez beton odpowiada naprężeniu $\tau_b = \frac{9900}{162 \cdot 25} = 2,45$ kg/cm²

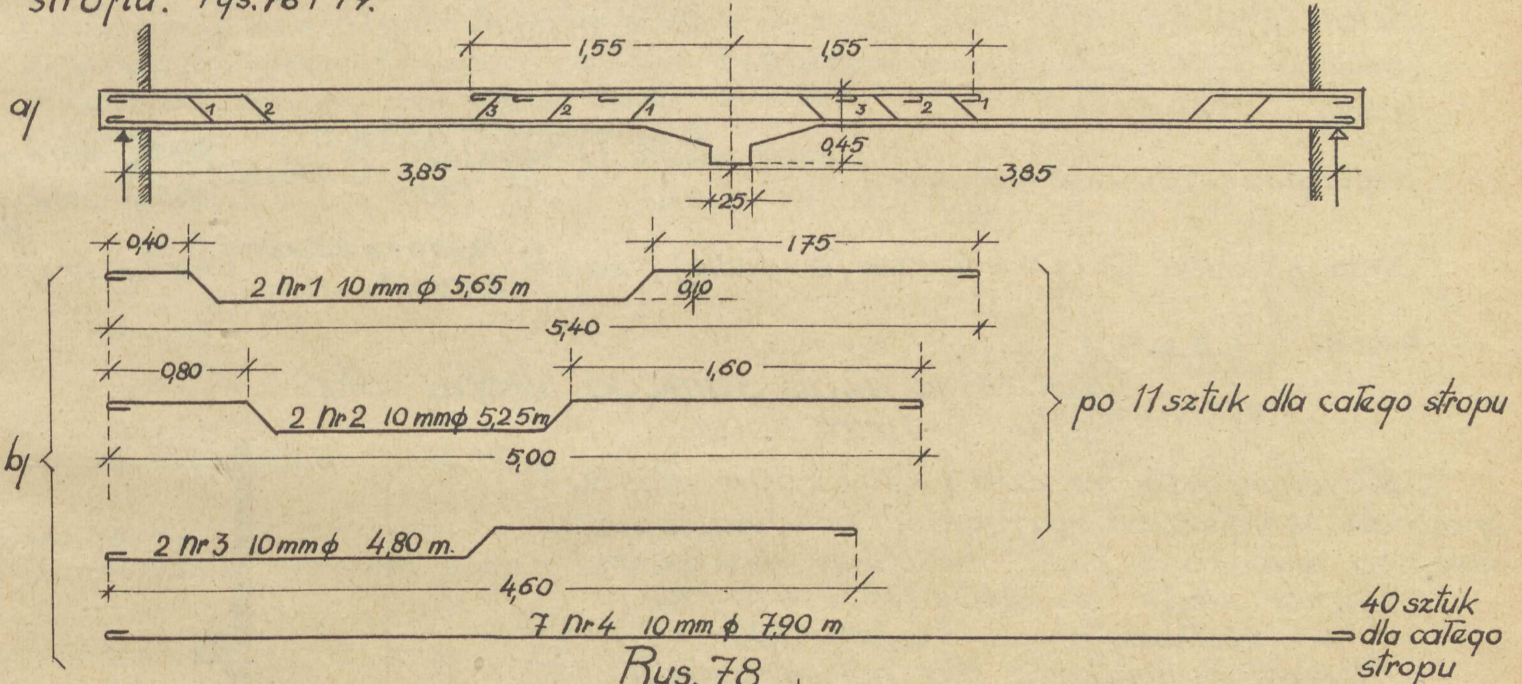
" " " strzemiona " " $\tau_s = \frac{6160}{162 \cdot 25} = 1,52$ "

Uwzględniamy te naprężenia w wykresie Rys. 75

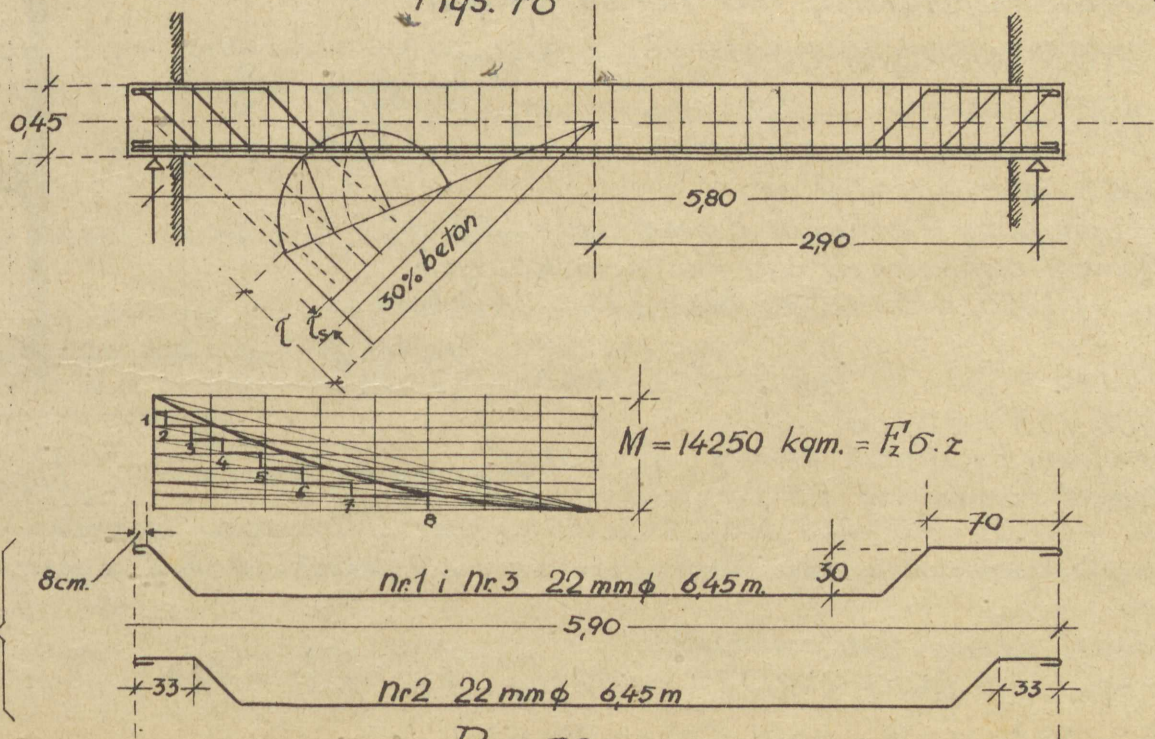
Jeżeli wykres zrobimy na liniach pociągniętych pod 45° od linii środkowej belki i podzielimy trójkąt względnie trapez sił na tyle równych powierzchni, ile mamy wkładek odgiętych ukośnie, to linie ciężkości tych powierzchni dają nam położenie wkładek odgiętych ukośnie. rys. 75

Oddalenie wkładek odgiętych na linii środkowej znajdujemy najprościej według tabeli X str. 49. $c = 162$, wkładek odgiętych 3. 1sza odległość od łozyska $0,09 \cdot 162 = \sim 15$ cm., 2ga odległość $0,3 \cdot 162 = \sim 49$ cm., 3cia odległość $0,61 \cdot 162 = \sim 97$ cm.

Wyciąg żelaza i obliczenie zapotrzebowania materiałów dla całego stropu: rys. 78 i 79.



Rys. 78



Rys. 79

Wyciąg żelaza

Rodzaj odjęcia żelaza	L. porz.	Grze. krój	Ilość sztuk	długość		Waga		Uwagi:	
				1pręta	całości	1m.	φ całości		
		mm.	szt.	m.	m.	kg.	m.	kg.	
	1a	10	40	7,90	316,00	0,617			
	1b	10	11	4,80	52,80			płyta	
	1c	10	11	5,25	57,75				
	1d	10	11	5,40	59,40				
					485,95	0,617	10		299,831
	1e	6	16	7,50	12,00	0,222	6	26,640	wkt. rozdzielcza
	2a	22	6	6,25	37,50	2,984			żebro
	2b	22	3	6,45	19,35				
					56,85	2,984	22	169,640	
	2c	6	36	0,9	32,40	0,222	6	7,193	strzemiona
									razem: 503,304

Obliczenie betonu i materiałów składowych:

Beton: $7,70 \cdot 5,60 \cdot 0,13 + 0,45 \cdot 0,25 \cdot 6,10 = 6,291 \text{ m}^3$

Cementu: 1700 kg. (= 34 worki po 50 kg.)

Wody: 1200 l.

Kruszywa: 12200 kg. (suchego) $\left\{ \begin{array}{l} \text{waga piasku suchego } 1650 \text{ kg/m}^3 \\ \text{" żwiru " } 1300 \text{ " } \end{array} \right\}$ stos 3:1 $\left. \begin{array}{l} 9660 \text{ kg.} \approx 6,00 \text{ m}^3 \text{ piasku} \\ 2540 \text{ kg.} \approx 2,00 \text{ m}^3 \text{ żwiru} \end{array} \right\}$ (flucznią)

Strop posiada $7,5 \cdot 5,5 = 41,25 \text{ m}^2$ (w świetle); zatem $\left. \begin{array}{l} 12,200 \text{ kg. żelaza} \\ 0,155 \text{ m}^3 \text{ betonu} \end{array} \right\}$ na 1 m^2 stropu.

Obliczenie tego samego stropu dla płyty 3-przęstowej.

Dzielimy pola na 2,50 + 2,70 + 2,50 m. Rys 80.

Spowodu mniejszych rozpiętości pól przyjmujemy mniejszą wysokość płyty $h = 10,0 \text{ cm}$. $h_1 = 8,6 \text{ cm}$.

Ciezar staty $q = 240 + 175 = 415 \text{ kg/m}^2$

" użytkowy $p = \dots \dots \dots 300 \text{ "}$

Moment największy dla pól skrajnych:

$M_{1max} = (0,08 \cdot 415 + 0,101 \cdot 300) 2,5^2 = 415 \text{ kgm.}$

$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{415} = 20,38$, $r = \frac{8,6}{20,4} = 0,422$, $\sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2$

$F_z = 0,223 \cdot 20,38 = \sim 4,52 \text{ cm}^2$

Przyjmujemy 9 wkładek 8 mm. ϕ , $F_z = 4,52 \text{ cm}^2$

Moment największy dla pól środkowych:

$M_{2max} = (0,025 \cdot 415 + 0,075 \cdot 300) 2,7^2 = 240 \text{ kgm.}$

$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{240} = 15,5$, $r = \frac{8,6}{15,5} = 0,555$, $\sigma_b = 28 \text{ kg/cm}^2$

$F_z = 0,166 \cdot 15,5 = 2,57 \text{ cm}^2$

Przyjmujemy 7 wkładek 7 mm ϕ , $F_z = 2,69 \text{ cm}^2$

Moment najmniejszy dla pól środkowych

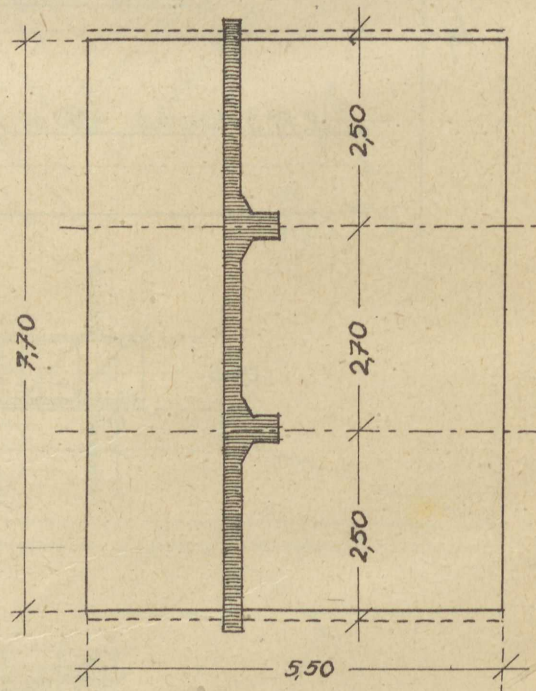
$M_{2min} = (0,025 \cdot 415 - 0,05 \cdot 300) 2,7^2 = -33,5 \text{ kgm.}$

Spowodu ujemnego, chociaż zanikomego momentu ujemnego w polu środkowym dajemy 2 wkładki 6 mm. ϕ w górnej warstwie pola środkowego

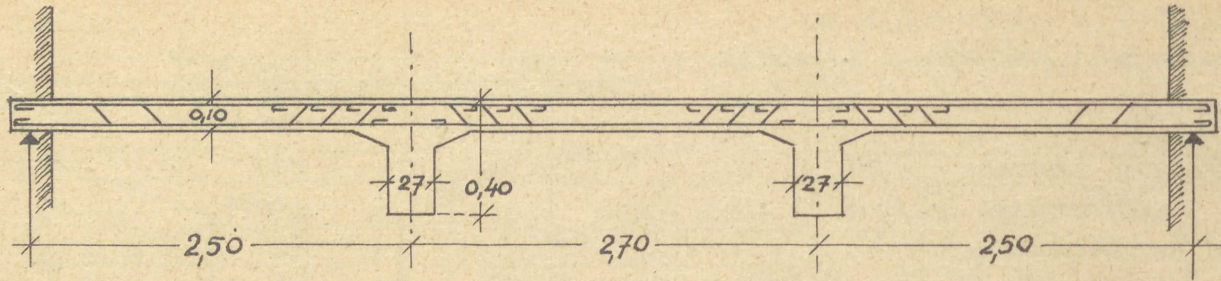
Moment ujemny nad zębrami:

$-M_c = -(0,1 \cdot 415 + 0,117 \cdot 300) 2,7^2 = -557 \text{ kgm.}$, $\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{557}{0,25}} = 47,2$

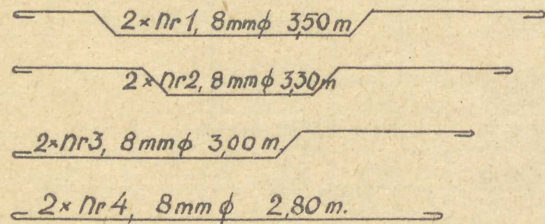
dla $\sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2$ $h_1 = 0,419 \cdot 47,2 = \sim 20 \text{ cm.}$



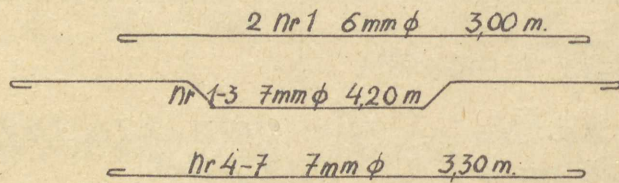
Rys. 80



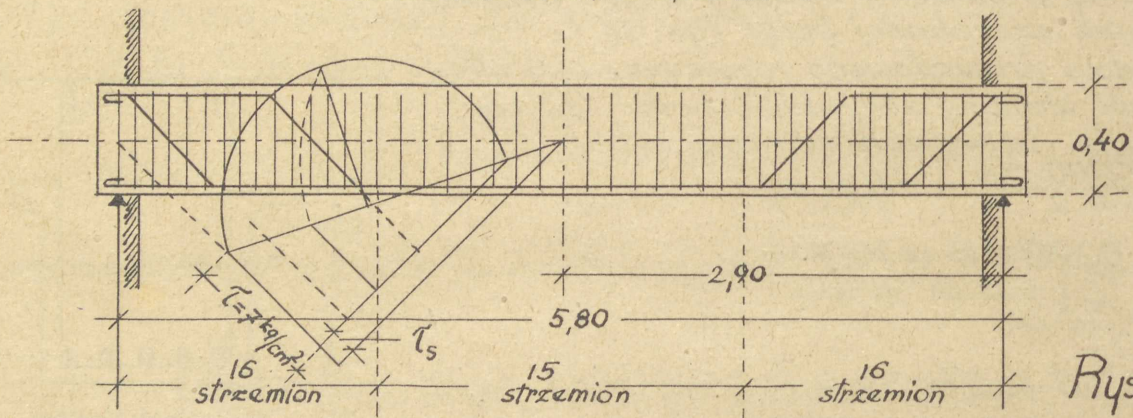
pola skrajne
dwa razy



Rys. 83

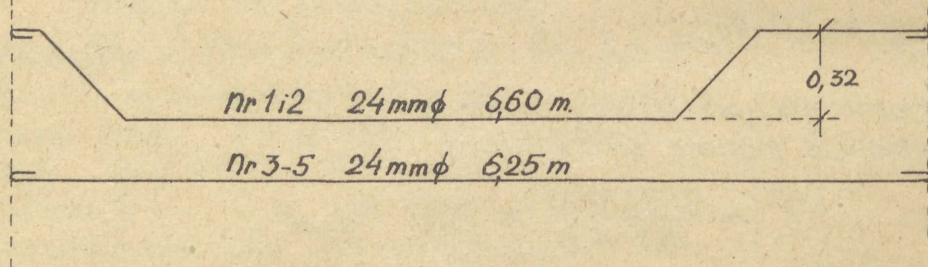


pole srodkowe
jeden raz



Rys. 84

Dwa zebra
2 razy



Rodzaj odgięcia zelaza	L. porz.	Grze- kroj	Ilość sztuk	Długość		Waga			Uwagi:
				1pręta	całości	1 m.	φ	całości	
		mm.	szt.	m	m.	kg.	mm	kg.	
	1a	8	54	280	151,20	0,395			pola skrajne
	1b	"	12	3,50	42,00				
	1c	"	12	3,30	39,60				
	1d	"	10	3,00	30,00				
					26280	"	8	103,493	
	2a	7	17	4,20	71,40				pole srodk.
	2b	"	22	3,30	72,60				
					144,00	0,302	7	43,488	
	2c	6	11	3,00	33,00	0,222	6	7,326	" " wkt. górne
	2d	6	16	7,50	120,00	"	6	26,640	wkt. rozdzielcze
	3a	24	6	6,25	37,50				2 zebra
	3b	"	4	6,60	26,40				
					63,90	3,551	24	226,909	
	3c	6	94	0,8	75,20	0,222		16,694	strzemiona
						razem:		424,550 kg.	

Stupy żelbetowe

Stup betonowy możemy wzmocnić przez zastosowanie wkładek żelaznych. Żelazo w takim zespole podlega n razy większemu naprężeniu, niż beton, gdzie n jest stosunkiem sprężystości (elastyczności) żelaza do sprężystości betonu.

$$n = \frac{E_z}{E_b} = \sim 15$$

Jeżeli przekrój betonu stupa nazwiemy F_b , przekrój żelaza F_z , naprężenie w betonie wywołane siłą osiową N (normalna, pionowa) σ_b , to otrzymamy równanie:

$$F_b \cdot \sigma_b + n \cdot \sigma_b \cdot \frac{F_z}{F_b} = N, \text{ biorąc } F_b \text{ za nawias otrzymamy:}$$

$$F_b \left(\sigma_b + n \cdot \sigma_b \cdot \frac{F_z}{F_b} \right) = N \text{ zatem przekrój betonu:}$$

$$F_b = \frac{N}{\sigma_b \left(1 + n \frac{F_z}{F_b} \right)}$$

$\frac{F_z}{F_b}$ jest to stosunek przekrojów żelaza i betonu. Stosunek ten wyrażamy w procentach np. 1%, 1,5% i t.p. wzmocnienia żelaznego. Wstawiając $\frac{F_z}{F_b} = \varphi$, otrzymujemy wzór do oznaczenia potrzebnego przekroju betonu, zależny od wielkości siły i dopuszczalnych naprężeń w betonie

$$F_b = \frac{N}{\sigma_b (1 + n \cdot \varphi)}$$

Polskie normy P.N. B.195/1196 przepisują dla stupów żelbetowych co następuje:

§ 10.1.5. Wzmocnienie pionowe stupów prostokątnych, lub okrągłych, powinno się składać przynajmniej z 4 prętów rozmieszczonych w narożach, wzgl. na obwodzie.

1.6. Wiazania poprzeczne należy w stupach umieścić w odstępach równych conajwyżej 15 to krotnej średnicy prętów podłużnych, względnie najmniejszemu poprzecznemu wymiarowi stupa

1.7. Najmniejsza grubość okrycia betonem 2 cm.

§ 11.1.18. Dla obliczenia naprężeń w stupach żelbetowych przy obciążeniu osiowym, należy całkowity przekrój betonu zwiększyć o 15 to krotny przekrój poprzeczny wkładek stalowych (żelaznych). Przekrój wkładek powinien wynosić najmniej 0,8% najwięcej 3% przekroju betonu. Jeżeli uzbrojenie podłużne jest silniejsze niż 3%, to z nadwyżki ponad 3% wolno uwzględnić tylko 3-cią część.

Jeżeli wymiary stupa są większe niż to wynika z obliczenia statycznego, należy ilość uzbrojenia ustosunkować do przekroju statycznie potrzebnego.

1.19. Dla stupów uzwojonych należy przy wyznaczaniu ściskania w betonie przyjąć przekrój zastępczy (idealny) F_i . Dla rdzenia kotowego:

$$F_i = 1,25 F_r + 15 F_z + 30 F_u$$

dla kwadratowego $F_i = 1,25 F_r + 15 F_z + 15 F_u$, gdzie oznacza:

- F_r przekrój betonu wewnątrz zwojów uzbrojenia,
- F_z " wzmocnienia podłużnego,
- F_u " otrzymany przez podzielenie objętości uzwojenia przez długość stupa.

$$F_u = \pi \cdot d \frac{f_z}{s}; \quad \begin{array}{l} f_z - \text{przekrój żelaza, użytego do owijania} \\ s - \text{skok uzbrojenia} \\ d - \text{średnica rdzenia betonowego.} \end{array}$$

Należy przestrzegać następujących warunków:

a) Przekrój zastępczy musi być równy, lub mniejszy od 3-krotnego przekroju rdzenia:

$$F_i \leq 3 F_r$$

b) Uzbrojenie podłużne winno być nie mniejsze niż jedna czwarta uzbrojenia poprzecznego:

$$F_z \geq 0,25 F_u \quad \text{i - wynosi conajmniej 0,8\% przekroju rdzenia}$$

$$F_z \geq 0,008 F_r$$

c) Skok uzwojenia, względnie odstęp pierścieni jest mniejszy od 8 cm, a nadto mniejszy od 0,2 średnicy rdzenia przy naprężeniu w betonie nieuzbrojonego rdzenia

do 50 $\frac{kg}{cm^2}$
" 100 "

Dla pośrednich wartości można interpolować.

d) zawartość uzbrojenia wynosi co najmniej 0,7% przekroju rdzenia

$$F_u \geq 0,007 F_b$$

1.20. Dla słupów ściśkanych należy uwzględnić niebezpieczeństwo wyboczenia przez zastosowanie współczynnika zmniejszającego, jeżeli smukłość t.j. stosunek swobodnej długości pręta l_w do najmniejszego promienia bezwładności i , przekracza:

50 w wypadku uzbrojenia podłużnego

40 " " " uzwojonego (współczynniki zmniejszające patrz str. 41)

Przy obliczaniu promienia bezwładności słupów uzwojonych uwzględnić się całkowitą powierzchnię przekroju słupa betonowego, oraz 15^{to} krotną powierzchnię wkładek podłużnych.

Przykłady:

Słup żelbetowy 6,0 m. wysoki przenosi ciężar osiowy $N = 75000$ kg. Stosownie do mieszanki 300 kg. cementu na $1m^3$ betonu, bez badania wytrzymałości walcowej po 28 dniach, przyjmujemy $\sigma_b = 30$ kg/cm², wzmocnienie 1% F_b

Wymagany przekrój betonowy $F_b = \frac{75000}{30(1+15 \cdot 0,01)} = \frac{75000}{34,5} = 2162$ cm²

Przy przekroju kwadratowym strona kwadratu $a = \sqrt{2162} = 46,5$ cm

Jeżeli w sile N nie był uwzględniony ciężar własny słupa, wprowadzamy go po ustaleniu wymiarów słupa, zaokrąglając je w wyż.

Ciężar własny: $0,50 \cdot 0,50 \cdot 6,00 \cdot 2400 = 3600$ kg.

Wymagany przekrój betonu $F_b = \frac{78600}{34,5} = 2278$ cm², zatem przekrój 50·50 cm

wystarczy. Żelaza potrzebujemy 1% zatem 22,8 cm² co odpowiada:

4 wkładkom 28 mm ϕ z przekrojem 24,63 cm².

lub 8 mł 20 " ϕ " " " 25,13 "

W pierwszym wypadku wzmocnienie poprzeczne co 40 cm.

w drugim " " " " " 30 cm.

Stosunek $\frac{l_w}{a} = 12$ zatem wyboczenia nie ma.

Obliczenie tego samego słupa o wysokości 10 m:

Przy badaniu wytrzymałości walcowej $R_{28} = 200$ kg/cm²

Dopuszczalne naprężenie $\sigma_b = 0,22 \cdot 200 = 44$ kg/cm²

Przyjmujemy 40 kg/cm²

Ciężar własny $0,45 \cdot 0,45 \cdot 10,00 \cdot 2400 = \sim 5000$ kg. Żelaza 1,2%

$$F_b = \frac{80000}{40(1+15 \cdot 0,012)} = 1700$$
 cm²
 $a = 41,25$ cm. $F_z = \frac{1,2 \cdot 1700}{100} = 20,4$ cm²

odpowiada 4 wkładkom 26 mm ϕ , czyli 21,24 cm², lub 8 " 18 mm ϕ 20,36 cm²

Badamy niebezpieczeństwo wyboczenia.

$$J = \frac{45^4}{12} + 15 \cdot 2 \cdot 7,63 \cdot 19^2 = 443000$$

$$F_i = 2025 + 15 \cdot 20,36 = 2330$$
 cm²

$$i = \sqrt{\frac{443000}{2330}} = 13,8$$
 cm, $\frac{l}{i} = \frac{1000}{13,8} = 72,5$

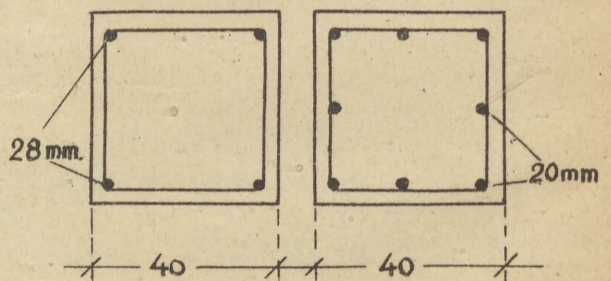
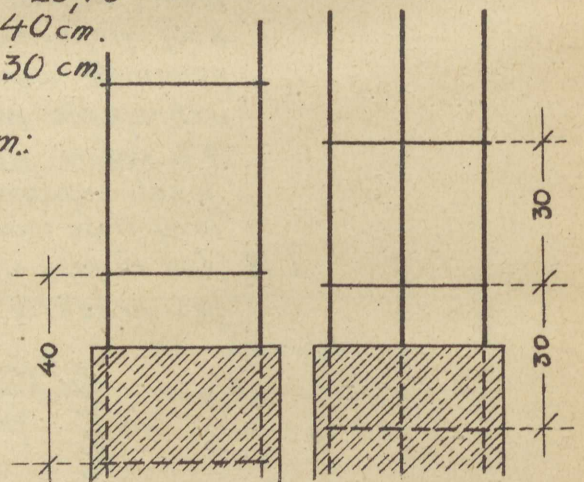
Przy współczynnika zmniejszającym 0,81

$$\sigma_b = 40 \cdot 0,81 = 32,4$$
 kg/cm²

$$F_b = \frac{80000}{32,4(1+15 \cdot 0,012)} = 2100$$
 cm² należy przy-

jąć wymiary słupa $a = 47$ cm. Stwierdzenie naprężeń: $\sigma_b = \frac{80000}{2520} = \sim 32,0$ kg/cm²

$$F_i = 47^2 + 15 \cdot 20,36 = \sim 2520$$
 cm²



Rys 85 (§10 l.6)

Stupy uzwojone.

Przykład:

Obliczyć stupa o rdzeniu okrągłym przenoszący ciężar 100000 kg. wraz z ciężarem własnym.

$$l_w = 5,00 \text{ m. } R_{28} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 0,22 \cdot 230 = 50,6 \text{ kg/cm}^2$$

Przyjmujemy średnicę rdzenia 40 cm.

$$F_r = \frac{\pi \cdot 40^2}{4} = 1256 \text{ cm}^2$$

Przekrój żelaza

$$F_z = 1\% F_r = 12,56 \text{ cm}^2, \text{ przyjmujemy}$$

6 wkładek 16 mm ϕ $F_z = 12,06 \text{ cm}^2$

Uzwojenie: skok 6 cm, żelazo 10 mm ϕ

$$F_u = \frac{\pi \cdot 40 \cdot 0,79}{6} = 16,5 \text{ cm}^2$$

Przekrój zastępczy (idealny)

$$F_i = 1,25 \cdot 1256 + 15 \cdot 12,06 + 30 \cdot 16,5 = 2253 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{100000}{2253} = 44,4 \text{ kg/cm}^2$$

Stwierdzamy wypełnienie warunków:

a) $F_i = 2253 \text{ cm}^2, 3F_r = 3 \cdot 1256 = 3768 \text{ cm}^2, F_i < 3F_r \quad F_z > 0,25 F_u$

b) $F_z = 12,06, F_u = 16,5$

c) skok uzwojenia 6 cm. średnica rdzenia 40 cm. $\sigma_b < 50 \text{ kg/cm}^2 \quad s < 8 \text{ cm} \text{ i } < 0,2 \cdot 40$

Badamy niebezpieczeństwo wyboczenia

$$F_b = n \cdot r^2 \cdot \eta \cdot \frac{180}{n} = 8 \cdot 25^2 \cdot 0,414 = 2070 \text{ cm}^2$$

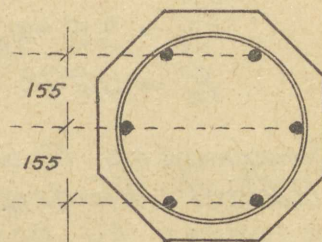
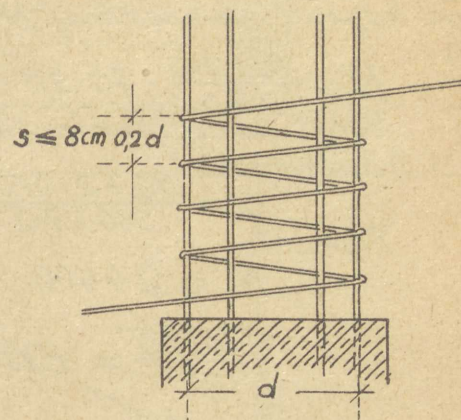
$$F_i = 2070 + 15 \cdot 12,06 = 2250 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{\pi \cdot 50^4}{64} + 2 \cdot 15 \cdot 15,5^2 \cdot 4,02 = 335000 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{335000}{2250}} = 12,2 \text{ cm. } \frac{l}{i} = \frac{500}{12,2} = 41. \text{ niebezpieczeństwo wy-}$$

boczenia minimalne, uwzględnione już przez zastosowanie mniejszego naprężenia

$$\sigma_b = 44,4 \text{ kg/cm}^2, \text{ dopuszczalne } 50 \text{ kg/cm}^2$$



Rys. 86

Fundamenty

Fundament żelbetowy dla stupa owijanego, przy dopuszczalnym obciążeniu gruntu 25 kg/cm². Grunt nosny znajdujemy w głębokości 1,25 m. poniżej terenu.

Fundament opieramy na warstwie chudego betonu około 20 cm. grubiej, której w obliczeniu statycznym nie uwzględniamy Rys. 87

Stupa przenosi na fundament w linii terenu ciężar $N = 100000 \text{ kg}$, ciężar fundamentu uwzględniamy w ten sposób, że od dopuszczalnego ciśnienia na grunt odliczamy wagę graniastostupa betonowego o wysokości równej głębokości fundamentu, a o przekroju 1 cm². Wagę tego graniastostupa, liczymy: 1 cm³ = 2 gramom

waga: $W = 2h$ w gramach, gdzie h = głębokości fundamentu.

Podstawa fundamentu:

$$F = \frac{N}{\sigma} = \frac{100000}{2,5 - 0,02 \cdot 1,25} = 44500 \text{ cm}^2$$

Strona podstawy kwadratowej $a = \sqrt{44500} = \sim 210 \text{ cm} = 2,10 \text{ m}$.

Siła działająca na wspornik równa się podstawie trapezu, pomnożonej przez ciśnienie natcm² gruntu:

$$N = \frac{10+210}{2} \cdot 70 \cdot 2,5 = \sim 24400 \text{ kg}$$

Gruntk zaczepienia siły leży w punkcie ciężkości trapezu:

$$x = \frac{70 + 2 \cdot 210}{210 + 70} = \sim 41 \text{ cm}$$

Moment:

$$M = 24400 \cdot 0,41 = \sim 10000 \text{ kgm}$$

$$\sqrt{\frac{10000}{1}} = 100, \quad h = 50 \text{ cm},$$

$$h_1 = 45 \text{ cm}, \quad r = \frac{45}{100} = 0,45$$

$$\sigma_b = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z^1 = 0,208 \cdot 100 \cdot 1 = 20,8 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy 12 wkładek 15 mm ϕ z $F_z^1 = 21,21 \text{ cm}^2$
Wkładki kładziemy gęściej w środku, zwiększając odstęp ku brzegom płyty.

Obliczenie fundamentowej płyty żelbetowej.

Dopuszczalne obciążenie gruntu $\sigma \leq 0,7 \text{ kg/cm}^2$

Ciezar budynku danego w rzucie Rys: 88

ściany zewnętrzne $2(10,10 + 8,00) 15 \text{ t} = \sim 54,30 \text{ t/mb.}$

" wewnętrzne $8 \cdot 4,5 \text{ t} + 4,43 \cdot 3,5 \text{ t} = \sim 52,0 \text{ t/mb.}$

płyta: $11,10 \cdot 10 \cdot 0,6 \cdot 2400 = \sim 160,0 \text{ t/mb.}$

Razem: $\sim 755,0 \text{ t/mb.}$

Cisnienie na grunt $\frac{755000}{1100 \cdot 1000} = \sim 0,7 \text{ kg/cm}^2$

Obliczamy płytę 2 przęsłową o stałym obciążeniu

$$g = 7000 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{\text{max}} = (0,07 \cdot 7000) \cdot 4,84^2 = 11500 \text{ kgm}$$

$$\sqrt{11500} = 108, \quad r = \frac{56}{108} = 0,520, \quad \sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z^2 = 0,177 \cdot 108 = 19 \text{ cm}^2$$

odpowiada 8 wkładkom 18 mm ϕ z $F_z^2 = 20,36 \text{ cm}^2$

Ujemny moment nad ścianą środkową:

$$-M_c = -0,125 \cdot 7000 \cdot 4,84^2 = 20500 \text{ kgm}$$

Przyjmujemy szerokość 55 cm

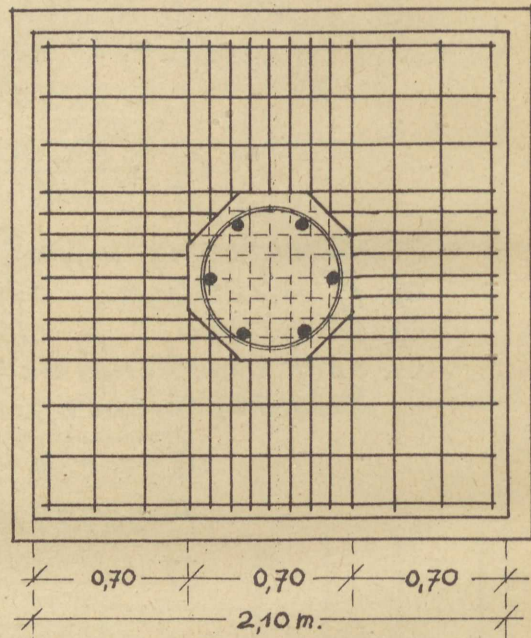
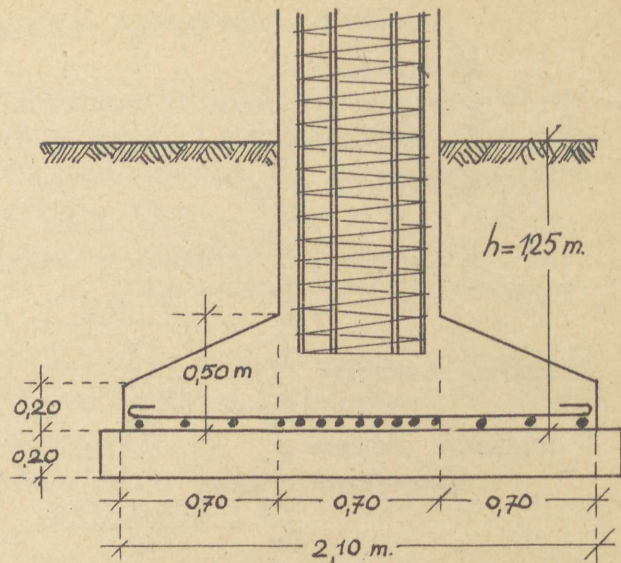
$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{20500}{0,55}} = \sqrt{37000} = 193$$

Dla σ_b 40 kg/cm² $H_1 = 0,41 \cdot 193 = \sim 80 \text{ cm}$

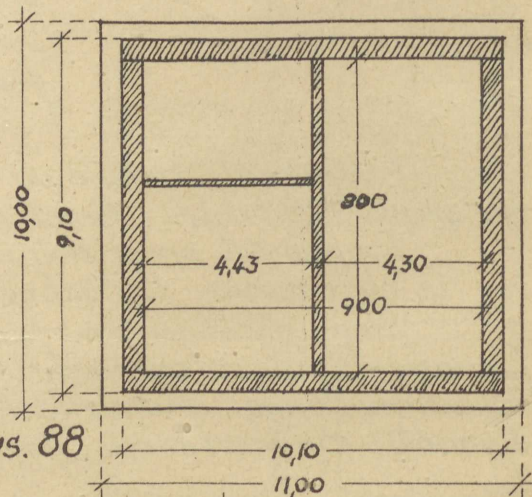
$$F_z^3 = 0,228 \cdot 193 \cdot 0,55 = 24,3 \text{ cm}^2$$

Zaginamy po 5 wkładek z każdego pola, prowadząc je w dolnej (górnej) warstwie poza 1/4 rozpiętości, co daje 10 wkładek 18 mm ϕ z $F_z^3 = 25,45 \text{ cm}^2$

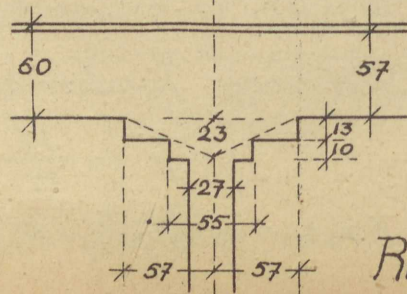
Aby przejąć możliwy moment ujemny nad ścianą



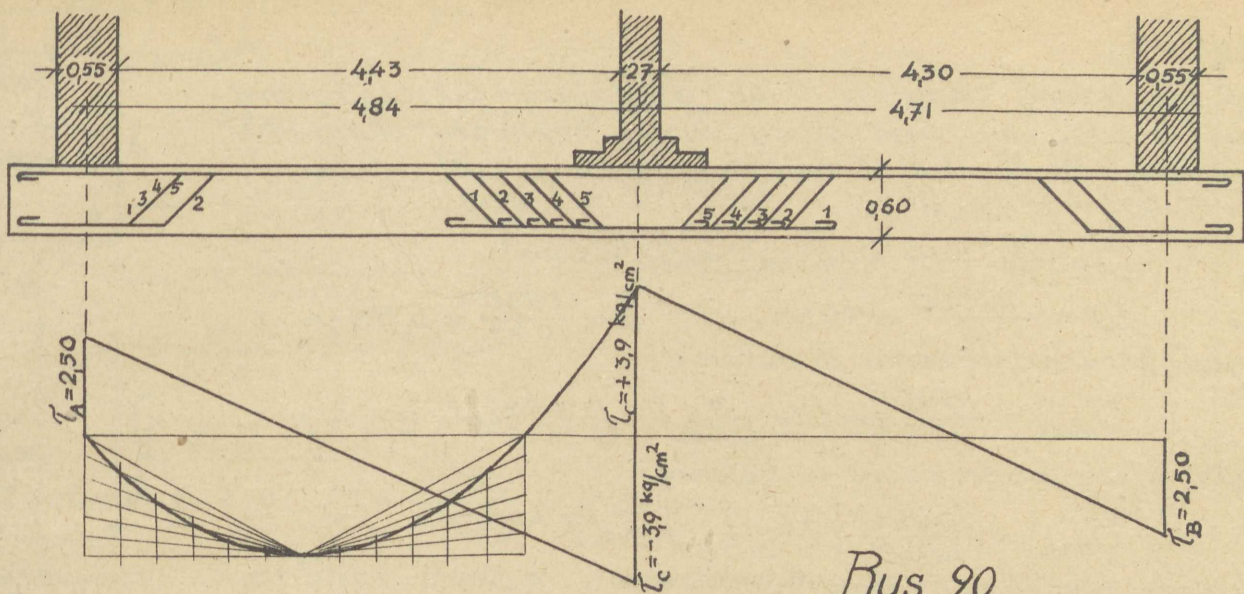
Rys. 87



Rys. 88



Rys. 89



Rys. 90

poprzeczną, dajemy tam wkładki poprzeczne w górnej warstwie
10 wkładek 12 mm. ϕ na 1 mb. płyty.

Oddziaływania $A=B=0,375 \cdot 6600 \cdot 4,77 = 12800 \text{ kg.}$, $C=1,25 \cdot 6600 \cdot 4,77 = 39500 \text{ kg.}$

$$\tau_A = \frac{12800}{100 \cdot 51} = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (z = 0,85 \cdot 60 = 51 \text{ cm})$$

$$\tau_C \text{ na lewo} = -\frac{19750}{100 \cdot 51} = -3,9 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_C \text{ na prawo} = +3,9 \text{ kg/cm}^2$$

Napreżenia ścinające pozostają poniżej napreżeń dopuszczalnych w betonie. Zatem posiadamy już ze względów statycznych wkładki odgięte ukosnie.
Przekrój płyty, momenty, napreżenia ścin. rys 90

Stupy i ustroje obciążone mimoosiowo.

Jeżeli na przekrój stupa, sklepienia, muru oporowego i t.p. działają siły, których wypadkowa nie przechodzi przez punkt ciężkości wzgl. osi przekroju, to przekrój obciążony jest mimoosiowo. Działanie siły wypadkowej mimoosiowo jest równem działaniu osiowemu siły N i momentowi $N \cdot e$ (Rys 91)

Ustalamy następujące określenia:

Momenty bezwładności w stosunku do osi przekroju

$$\left. \begin{array}{l} J \text{ całego zespołu} \\ J_b \text{ przekroju betonu} \\ J_z \text{ " wkładki żelaznych} \end{array} \right\} J = J_b + J_z$$

Moment wytrzymałości $W = \frac{J}{h/2}$

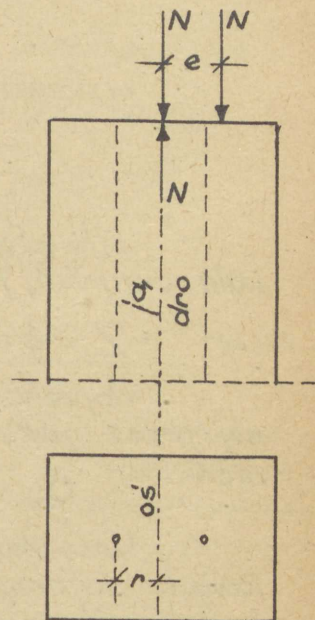
$F_i = F_b + n \cdot F_e$, promień jedyny $r = \frac{W}{F_i}$

e = ekscentryczność siły wypadkowej

Wzór do obliczenia napreżeń w betonie:

$$\sigma_{b \max} = \frac{N}{F_i} \left(1 + \frac{e}{r}\right) \quad \dots \text{ napreżenie największe.}$$

$$\sigma_{b \min.} = \frac{N}{F_i} \left(1 - \frac{e}{r}\right) \quad \dots \text{ napreżenie najmniejsze.}$$



Rys. 91

Przykład:

Stup obciążony ciężarem 15 ton, działającym (ekscentrycznie) mimoosiowo w oddaleniu 5 cm. od osi stupa. Rozmiary stupa 30x30 cm, wzmocnienie 1% F_b , czyli 6 wkładek 14 mm ϕ z $F_z = 9,24 \text{ cm}^2$, $F_i = 900 + 15 \cdot 9,24 = 1048 \text{ cm}^2$

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 9,24 \cdot 12^2 = 87500 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{87500}{15} = 5830 \text{ cm}^3, \quad w = \frac{5830}{1048} = 5,58 \text{ cm}$$

największe naprężenie w betonie:

$$\sigma_{\max} = \frac{15000}{1048} \left(1 + \frac{5}{5,58}\right) = 27 \text{ kg/cm}^2$$

najmniejsze naprężenie w betonie:

$$\sigma_{\min} = \frac{15000}{1048} \left(1 - \frac{5}{5,58}\right) = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

Wykres naprężeń Rys. 93

Wykreślamy w podziałce linię AB przekroju, określamy środek S, w którym prostopadle odmierzamy w przyjętej podziałce naprężeń np. 1 kg = 1 mm, naprężenie środkowe $\frac{N}{F_i}$, w naszym przykładzie $\frac{15000}{1048} = 14,3 \text{ kg/cm}^2$. Wyznaczamy jądro, odmierzając od S środka promienie jądra r. Łączymy punkt końcowy naprężenia środkowego z punktami końcowymi jądra aż do przecięcia z siłą wypadkową N, działającą w odległości e od środka. Połączenie prawego punktu jądra odcina nam na linii N σ_{\max} , połączenie lewego punktu σ_{\min} .

Przy większej ekscentryczności siły wypadkowej zachodzą w przekroju siły cisnące i ciągnące.

Gonieważ moduł elastyczności betonu na ciśnienie nie jest równy modułowi na ciągnięcie, możemy używać powyżej podany sposób obliczenia tylko przy mniejszych naprężeniach na ciągnięcie ($\sigma_{\min} \leq -10 \text{ kg/cm}^2$)

Przyjmujemy, że w powyżej podanym przykładzie, przy tym samym przekroju, równym obciążeniu i tych samych wkładkach żelaznych, $e = 8 \text{ cm}$;

naprężenie największe $\sigma_{\max} = \frac{15000}{1048} \left(1 + \frac{8}{5,58}\right) = 35 \text{ kg/cm}^2$

" najmniejsze $\sigma_{\min} = \frac{15000}{1048} \left(1 - \frac{8}{5,58}\right) = -6,3 \text{ kg/cm}^2$

Wkładki żelazne muszą być tak silne, aby mogły przejąć wszystkie naprężenia ciągnące. Szerokość sfery ciągnięcia znajdujemy z wzoru:

$$c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot \overline{AB}$$

wstawiając wartości otrzymujemy:

$$c = \frac{6,3}{35 + 6,3} \cdot 30 = 4,6 \text{ cm}$$

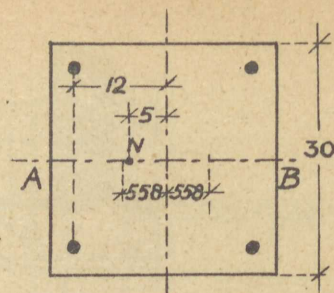
siła ciągnąca jest zatem równa powierzchni trójkąta ciągnięcia, pomnożonej przez szerokość Rys. 94

$$Z = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\min} \cdot c \cdot \overline{AB} = \frac{1}{2} \cdot 6,3 \cdot 4,6 \cdot 30 = 434 \text{ kg}$$

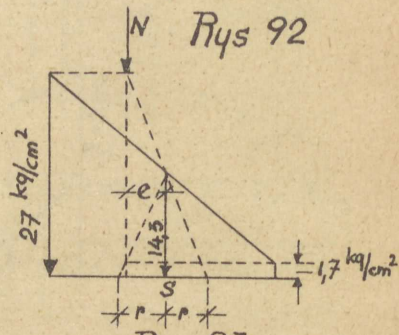
Naprężenie w żelazie równa się tej sile podzielonej przez przekrój wkładek żelaznych w strefie ciągnięcia

$$\sigma_z = \frac{434}{4,62} = 94 \text{ kg/cm}^2$$

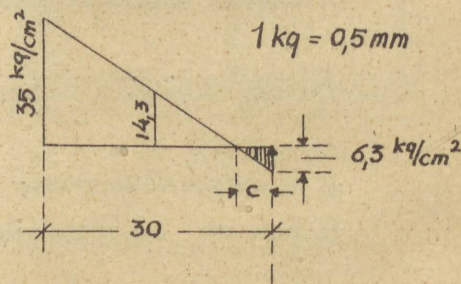
Przy murach oporowych, lub sklepieniach żelbetonowych dajemy wkładki żelazne zwykle tylko w strefie naprężeń ciągnących. W takim wypadku obliczamy naprężenia krawędziowe bez uwzględnienia wkładek żelaznych.



Rys 92



Rys 93



Rys. 94

Dany przekrój 40x100. rys. 95

$$N = 16^t, \quad e = 12 \text{ cm} \quad \text{Rys.}$$

$$r = 6,67 \text{ cm.} \quad F_b = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{30000}{4000} \left(1 + \frac{12}{6,67}\right) = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{30000}{4000} \left(1 - \frac{12}{6,67}\right) = 6 \text{ kg/cm}^2$$

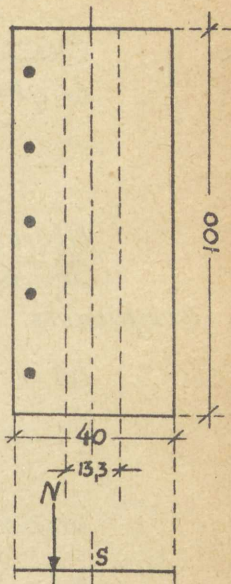
$$c = \frac{6}{21+6} \cdot 40 = 8,9 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 8,9 \cdot 100 = 2670 \text{ kg.} \quad \text{Przydzielamy}$$

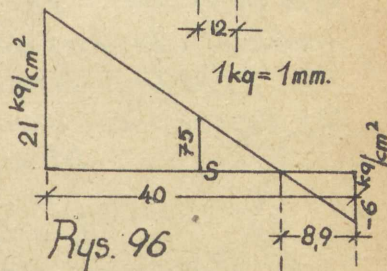
całą siłę żelazu, zatem $F_z = \frac{2670}{1200} = 2,22 \text{ cm}^2$

Przyjmujemy 5 wkładek 8 mm ϕ posiadających przekrój $F_z = 2,51 \text{ cm}^2$

Wykres naprężeń przedstawiony na rysunku 96 ym



Rys. 95



Rys. 96

Obliczenie muru oporowego

Mur podtrzymuje ulicę, położoną o 3,50 m. ponad dolnym terenem. Przyjmujemy mur katowy. Rozmiary uwidocznione w Rys 97. Stopę fundamentu przyjmujemy 1,0 m poniżej terenu

Określamy ciśnienie ziemi na mur graficznie, przyjmując ciężar ziemi 1700 kg/m³. Obciążenie przez ulicę 800 kg/m² uwzględniamy przez wprowadzenie 0,50 m wysokiego nasypu ziemi. Kąt skarpy naturalnej przyjmujemy $\varphi = 37^\circ$, kąt tarcia $\delta = 25^\circ$

Z obliczenia graficznego (Rys. 97 my. -) otrzymujemy wielkość ciśnienia ziemi na mur

$$E = \frac{110+0,12}{2} \cdot 4,25 \cdot 1700 = 4410 \text{ kg.} \quad E \text{ działa pod kątem } 15^\circ.$$

Punkt zaczepienia leży na wysokości punktu trapezu ABCD, który otrzymaliśmy z przemiany trójkąta ciśnienia ziemi (Rys 97), zatem 1,55 m. powyżej górnego kantu płyty fundamentowej

Sily prostopadłe, działające na podstawę fundamentu są następujące:

1). Ciężar ściany poniżej terenu: $G_1 = \frac{0,50+0,30}{2} \cdot 0,75 \cdot 2400 = 720 \text{ kg./mb}$

2). " " powyżej " $G_2 = \frac{0,30+0,15}{2} \cdot 3,50 \cdot 2400 = 1900 \text{ "}$

3). " płyty fundamentowej $G_3 = 1,90 \cdot 0,25 \cdot 2400 = 1140 \text{ "}$

4). " ziemi spoczyw. na prawej str. płyty fundamentowej $G_4 = 4,25 \cdot 1,10 \cdot 1700 = 7900 \text{ "}$ rys.104

Razem: $\frac{11660 \text{ "}}$

Zestawiamy wielobok sił i sznurowy (Rys. 97), określając wielkość i kierunek siły wypadkowej. Punkt zaczepienia sił otrzymujemy na wypadkowej sił normalnych na wysokości zaczepienia siły parcia ziemi.rowadząc z punktu zaczepienia wypadkową wszystkich sił, otrzymujemy w przecięciu jej z linią stopy fundamentu, jej mimosrodkowość. Obliczamy największe i najmniejsze obciążenia gruntu.

Największa siła pionowa z uwzględnieniem siły pionowej parcia ziemi jest: $N = 13000 \text{ kg.}$, mimosrodkowość $e = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm.}$

$$\sigma_{\max} = \frac{13000}{19000} \left(1 + \frac{640}{190}\right) = 1,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 190 \cdot 100 = 19000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{13000}{19000} \left(1 - \frac{640}{190}\right) = 0,18 \frac{kg}{cm^2}$$

Obciążenie gruntu w granicach dopuszczalnych

Wykres graficzny tych naprężeń (Rys. 98my) daje nam te same wartości:

$$c = \frac{0,176}{1,72} \cdot 190 = \sim 0,20 m = \sim 20 cm.$$

Obliczenie ściany muru oporowego

Ścianę obliczamy jako płytę wspornikową, na którą działa w punkcie zaczepienia siła E , siła pozioma $H = 4300 kg$. (Rys. 103 str. 93.)

$$M = 155 \cdot 4300 = 6665 kqm. \quad \sqrt{\frac{6665}{1}} = 81,5$$

Ściana posiada w nasadzie 50 cm grubości (przekroj a-b Rys. 97)

$$h = 50 cm, \quad h - a = 50 - 2,6 = 47,4 cm.$$

współczynnik $r = \frac{47,4}{81,5} = 0,583$, odpowiada $\sigma_b = 26 kg/cm^2$, $\sigma_z = 1200 kg/cm^2$

$F_z = 0,156 \cdot 81,5 = 12,7 cm^2$ Przyjmujemy 12 wkładek 12 mm ϕ z przekrojem 13,57 cm². Przez wykres paraboli momentów Rys. 100 ustalamy wielkość momentów dla każdej wysokości muru oporowego.

Na linii terenu (przekroj c-d) wynosi grubość ściany 30 cm. Moment w tej wysokości mierzymy w paraboli (Rys. 100)

$$M = 3800 kqm. \quad \sqrt{3800} = 61,5$$

$$h = 30 cm, \quad h_1 = 27,4, \quad r = \frac{27,4}{61,5} = 0,445, \quad \sigma_b = 36 kg/cm^2, \quad \sigma_z = 1200 kg/cm^2$$

$$F_z = 0,208 \cdot 61,5 = 12,8 cm^2, \text{ czyli te same wkładki co w przekroju a-b.}$$

Zważając zmniejszanie się momentu w miarę wysokości, możemy zaoszczędzić żelaza przystosowując ilość wkładek do zmniejszającego się momentu z uwzględnieniem jednak i zmniejszającego się przekroju ściany. rys. 101

Na wysokości jednego metra ponad terenem mamy moment $M = 2350 kqm$.

$$\sqrt{2350} = 48,3, \quad h = 30 - \frac{15}{350} \cdot 100 = 25,7, \quad h_1 = 23,1, \quad r = \frac{23,1}{48,3} = \sim 0,480$$

$$\sigma_b = 33 kg/cm^2, \quad \sigma_z = 1200 kg/cm^2, \quad F_z = 0,192 \cdot 48,3 = 9,20 cm^2.$$

Powyżej tej wysokości (powyżej przekroju e-f) Rys. 101 wystarcza 9 wkładek 12 mm ϕ z przekrojem 10,8 cm²

Na wysokości 2 m ponad terenem mamy moment $M = 1300 kqm$

$$\sqrt{1300} = 36,0, \quad h = 30 - \frac{15}{350} \cdot 200 = 21,4 cm. \quad h_1 = 18,8, \quad r = \frac{18,8}{36} = 0,524$$

$$\sigma_b = 30 kg/cm^2, \quad \sigma_z = 1200 kg/cm^2, \quad F_z = 0,177 \cdot 36,0 = 6,38 cm^2$$

Powyżej tej wysokości (powyżej przekroju g-h) Rys. 101 wystarcza 6 wkładek 12 mm ϕ z przekrojem 6,79 cm².

Obliczenie płyty fundamentowej:

Działanie sił jest tu poniekąd dwójakie, tak że płyta powinna, aby sprostać wszelkim możliwościom naprężeń, otrzymać wzmocnienie obustronne. rys. 105

Na płytę działa reakcja obciążenia gruntu (Rys. 102). Z wykresu naprężeń Rys. 99. obliczamy działające siły: Siła P_2 równa jest trapezowi naprężeń pomnożonemu na szerokość rachunkową, $b = 100 cm$

$$P_2 = \frac{154 + 1,23}{2} \cdot 100 \cdot 30 = 4150 kg.$$

$$\text{a siła } P_1 = \frac{0,82}{2} \cdot 100 \cdot 90 = 3690 kg.$$

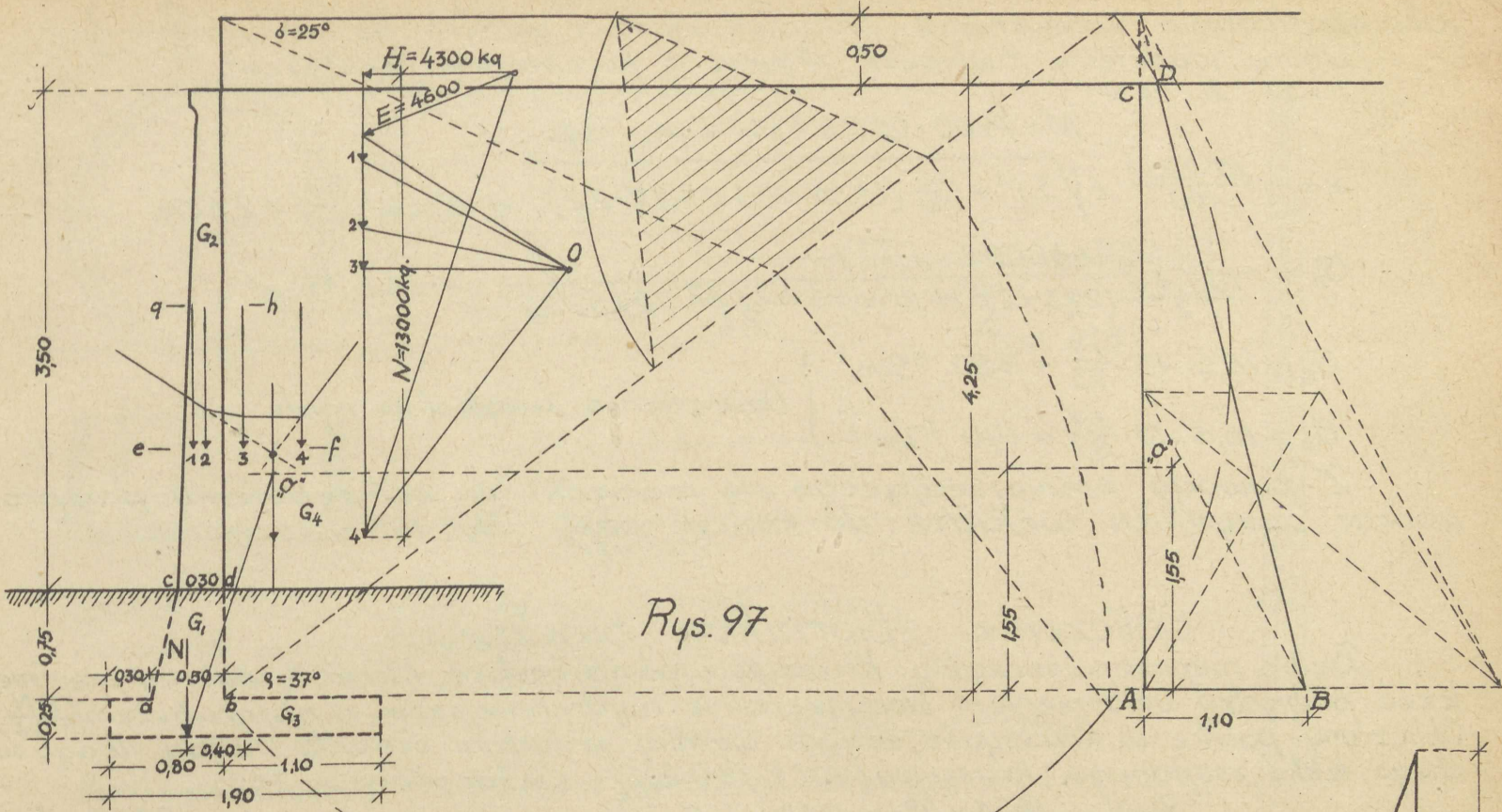
Większy moment daje siła P_1 Rys. 99

$$M = 3690 \cdot 30,0 = 1110 kqm. \quad \sqrt{1110} = 33,4$$

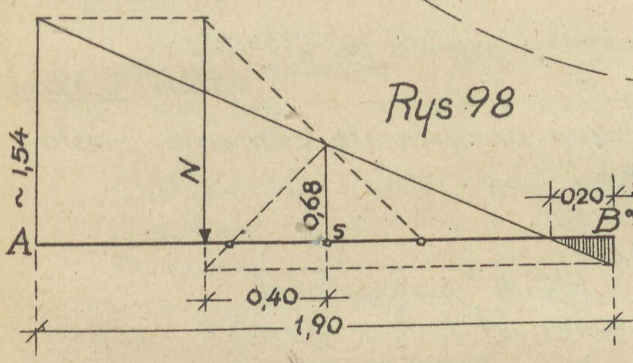
$$h = 30 cm, \quad h_1 = 27,5, \quad r = \frac{27,5}{33,4} = 0,810, \quad \sigma_b = 18 kg/cm^2, \quad \sigma_z = 1200 kg/cm^2, \quad F_z = 0,111 \cdot 33,4 =$$

$[= 3,71 cm^2]$ Ze względu na możliwe niekorzystne okoliczności (jak wyżej) przyjmujemy 8 wkładek 10 mm ϕ z przekrojem $F_z = 6,29 cm^2$

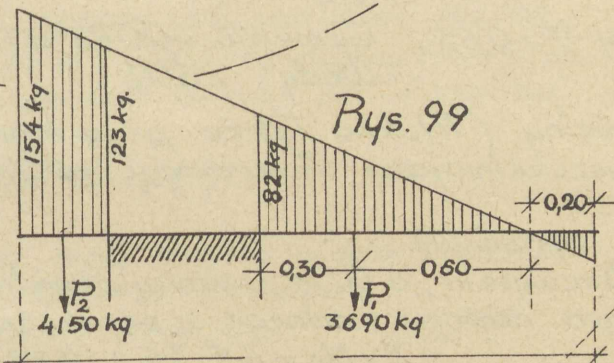
Naprężenia ciągnące w warstwach górnych płyty mogą powstać przy działaniu ciężaru ziemi, spoczywającego na płycie. Przyjmujemy najniekorzystniejszy z możliwych wypadków, że płyta niesie ten ciężar bez oparcia stopy fundamentu na gruncie (nierówne osiadanie, podmycie i t.p.). Płytę rachujemy



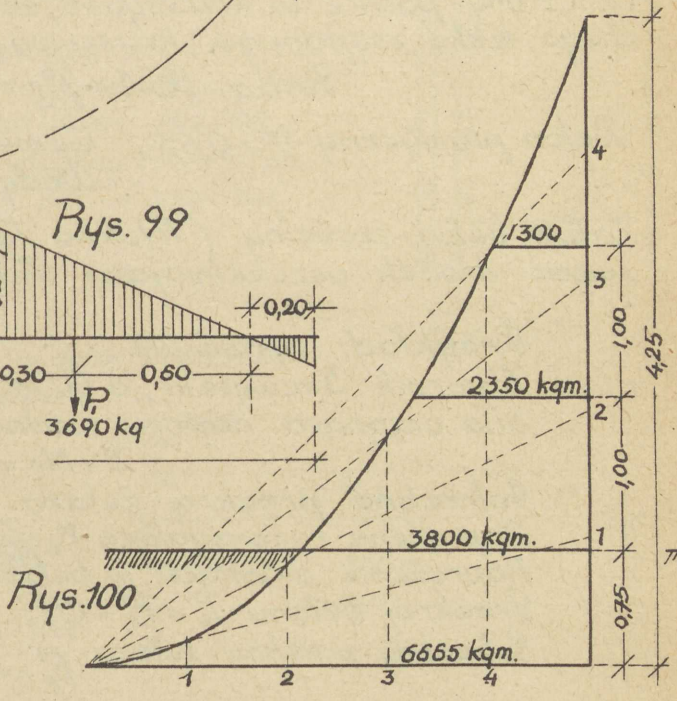
Rys. 97



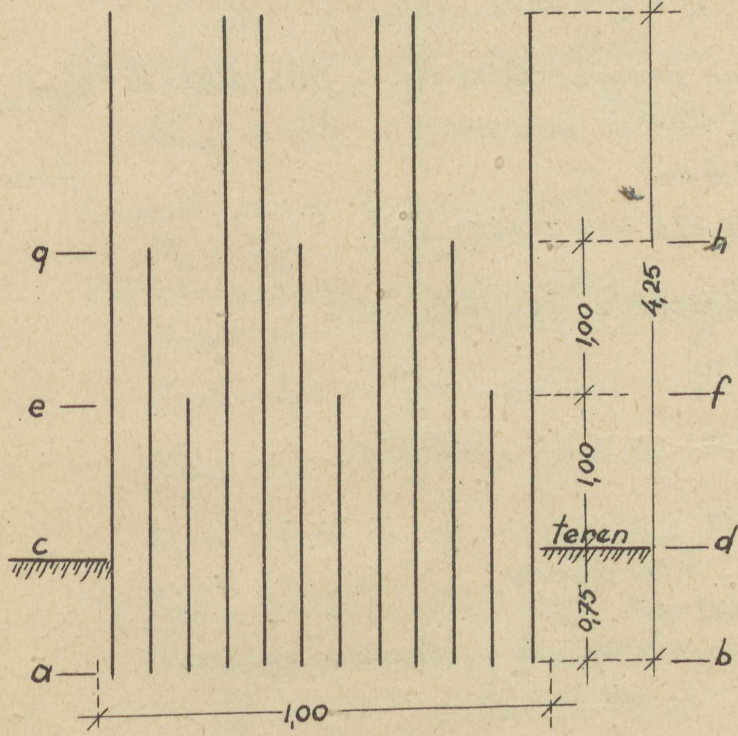
Rys. 98



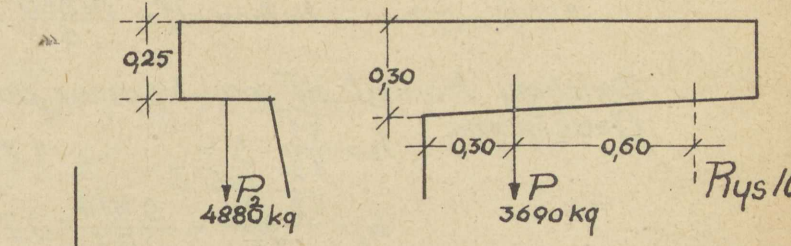
Rys. 99



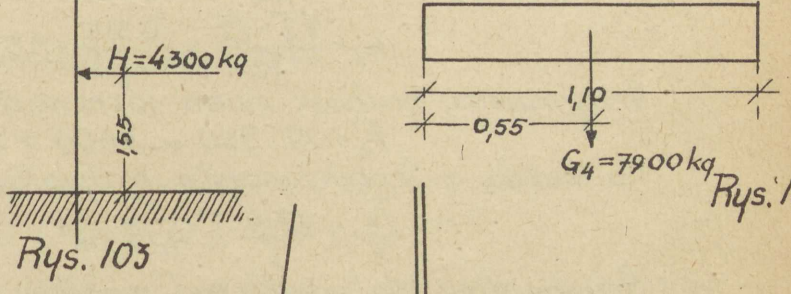
Rys. 100



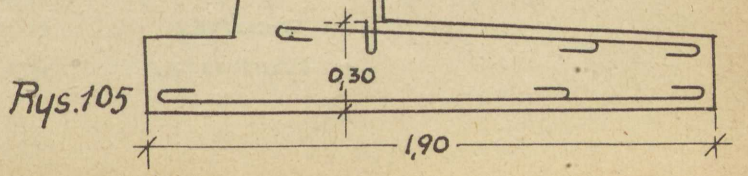
Rys. 101



Rys. 102



Rys. 103



Rys. 105

jako obustronnie wzmocnioną. Stosunek wkładek dolnych do górnych $\frac{F_z}{F_z'} = \frac{1}{2}$;
 Ugóry kładziemy 9 wkładek 14mm ϕ z przekrojem $F_z = 13,85 \text{ cm}^2$
 $h = 30$, $h_1 = 27,3$

$M = 7900 \cdot 0,55 = 4300 \text{ kqm}$. Rys...

$x = -\frac{15 \cdot 20,14}{100} + \sqrt{3,1^2 + \frac{30}{100} (13,85 \cdot 27,3 + 6,29 \cdot 2,7)} = 8,3 \text{ cm}$, $\frac{x}{3} = 2,6 \text{ cm}$.

$\sigma_b = \frac{430000}{\frac{100 \cdot 8,3}{2} (27,3 - 2,6) + 15 \cdot 6,29 \frac{8,3 - 2,7}{8,3} \cdot 27,3 - 2,7} = 16,6 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_z = 16,6 \cdot 15 \cdot \frac{19}{8,3} = 580 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_z = 16,6 \cdot 15 \cdot \frac{5,6}{8,3} = 170 \text{ kg/cm}^2$

} Naprężenia względnie małe

Z powodu zmniejszającego się momentu nie potrzebujemy przeprowadzać wszystkich wkładek do końca płyty. Rys. 105

Obliczenie zbiorników żebietowych.

Beton nieprzepuszczalny. Kruszywo jaknajgęstsze, którego wykres powinien leżeć pomiędzy uziarnieniem dopuszczalnie najdrobniejszym, a najgrubszym ($\frac{P.N.}{B.198}$).
 Obliczamy pustkę w kruszywie, stosując wg. niej przydział cementu i wody. Waga suchego, lekko zsypanego kruszywa (10l.) 18,0 kg/l, Ciężar właściwy 2,63,

Pustka: $\phi_u = 1 - \frac{1,8}{2,63} = 0,32$ na 1 m^3 $0,320 \text{ m}^3$

Beton plastyczny $\frac{w}{c} = 0,65$, Cementu: 400 kg w tem masy wypełn. $400 \cdot 0,33 = 0,132 \text{ m}^3$

Wody: 260l. " " " $0,260 \text{ m}^3$ $0,392 \text{ m}^3$

Zatem beton szczelny. (Można także przy mniejszym przydziale cementu zastosować środek uszczelniający, stwierdzając co tańsze.)

Przykład: rys 106 i 109.

Zbiornik 3m wysoki, 6,60 m średnicy w świetle $\sim 100 \text{ m}^3$ zawartości

Sila ciągnąca naporu wodnego w przekroju ścian $N = \frac{h^2}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ t}$.

$Z = Nr = 4,5 \cdot 3,3 = 14,85 \text{ t}$.

$r =$ promień przekroju w świetle.

Gotrzebny przekrój żelaza $F_z = \frac{Z}{\sigma_z}$; $F_b = F_b' + 15 F_z$

Naprężenie rozciągające $K_b = \frac{Z}{F_b}$

Naprężenie ciągnące w betonie możemy przyjąć $0,03 R_{28} = 0,03 \cdot 200 = 6 \text{ kg/cm}^2$

Przekrój betonu $F_b = F_b' - 15 F_z$ $F_b = \frac{Z}{\sigma_z} - 15 F_z$

Gotrzebny przekrój żelaza $F_z = \frac{14850}{1200} = 12,4 \text{ cm}^2$

" " betonu $F_b = \frac{14850}{6} - 15 \cdot 12,4 = \sim 2300 \text{ cm}^2$

Dzielimy trójkąt sił na 3 równe powierzchnie rys. 107

Analitycznie: $h_1 = \frac{\sqrt{1}}{\sqrt{3}} \cdot 3 = 1,720 \text{ m}$.

$h_2 = \frac{\sqrt{2} - \sqrt{1}}{\sqrt{3}} = \frac{0,414}{1,73} = 0,730 \text{ m}$.

$h_3 = \frac{\sqrt{3} - \sqrt{2}}{\sqrt{3}} = \frac{0,318}{1,73} = 0,550 \text{ m}$.

Grzyjmujemy grubość ścian 16cm. na dole, 8cm u góry

$F_b = 12 \cdot 300 = 3600 > 2300 \text{ cm}^2$

Na każdą z trzech warstw o działaniu równej sily potrzeba żelaza:

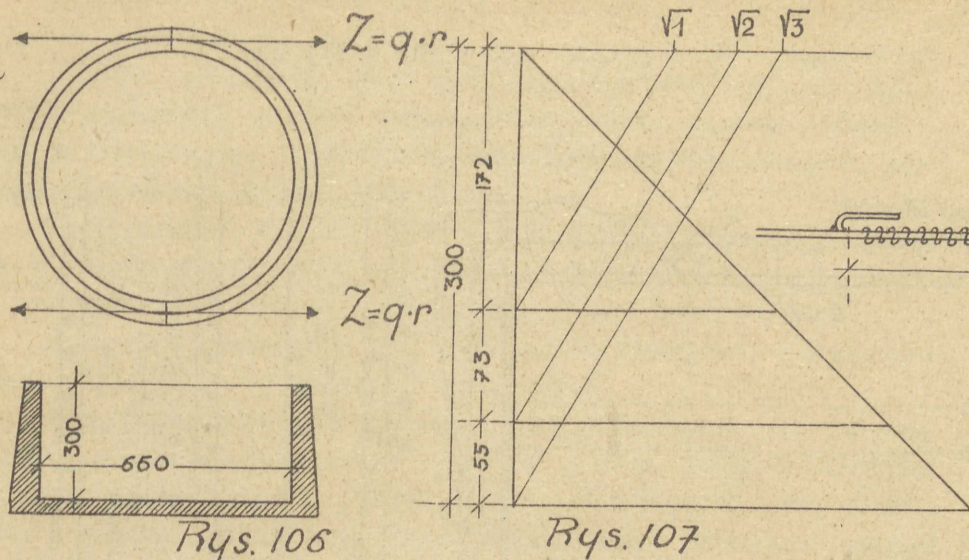
$\frac{F_z}{3} = \frac{12,4}{3} = 4,15 \text{ cm}^2$

Grzyjmujemy dla najwyższej warstwy 12 wkładek 7mm ϕ 4,61 cm^2

" średniej " 8 " " 8 " " 4,02 "

" najniższej " 4 " " 12 " " 4,52 "

Razem $13,15 \text{ cm}^2$



Rys. 106

Rys. 107

Rys. 108

Wkładki rozmieszczamy po obu stronach ściany
Najniższa warstwa posiada przekrój:

$$\frac{16 + 14,55}{2} \cdot 55 = 15,275 \cdot 55 = 840 \text{ cm}^2$$

$$F_z = 840 + 15 \cdot 4,52 = 905 ; K_b = \frac{1}{3} \cdot \frac{14850}{905} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$$

Ponieważ w górnych warstwach przekroje betonu są większe, zatem naprężenia mniejsze. Sierscienie żelaza posiadają długość przekraczającą 20 m, zatem musimy je spawać lub zaktadać. rys.108.

Długość zaktadu $l_1 = \frac{d}{4} \cdot \frac{1200}{6} = 50d$. Zaktady należy rozmieszczać tak, aby w jednym przekroju nie było więcej jak 1 zaktad.

Obliczenie zbiornika kwadratowego.

Wielkość $6 \times 6 \times 3 \text{ m} = 108 \text{ m}^3$

Ponieważ największe naprężenia mają miejsce w dolnej warstwie o najmniejszym przekroju obliczamy tylko tę warstwę. Podział trójkąta sił, jak przy zbiorniku okrągłym. Ściana jest obciążona na długości 6 m.

$$l_s = 6 \text{ m}, l_o = 6,30 \text{ m}.$$

Moment w polach dla kwadratowej zamkniętej ramy:

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{24} = \frac{1}{3} \text{ momentu } \frac{q l^2}{8} \text{ dla płyty wolno podpartej.}$$

Moment ujemny w narożnikach

$$M_n = \frac{q l^2}{12} = 2 M_{\max}$$

Dla obciążenia niecałkowitego: ... rys.110

$$M_{\max} = \frac{1}{3} \cdot \frac{A(x+a)}{2} ; x = a + \frac{A}{p} ; q = \frac{1}{3} \cdot \frac{q}{2} = 1,5 \text{ t/m}.$$

$$Z = A = \frac{q l}{2} = \frac{1,5 \cdot 6}{2} = 4,5 \text{ t.} \quad x = 0,15 + \frac{4,5}{1,5} = 3,15 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = \frac{1}{3} \cdot \frac{4,5 \cdot 3,30}{2} = 2,475 \text{ tm}.$$

$$M_n = -4,95 \text{ tm.} ; \text{ Szerokość rachunkowa } b = 0,55 \text{ m}$$

$$1) \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = \sqrt{\frac{2475}{0,55}} = \sqrt{4500} = 67$$

Przyjmujemy grubość ścian 30 cm, w narożnikach 50 cm. rys.111.

$$r = \frac{27}{67} = 0,400 ; \sigma_b = 42 \text{ kg/cm}^2 \quad F_z = 0,236 \cdot 67 \cdot 0,65 = 8,7 \text{ cm}^2$$

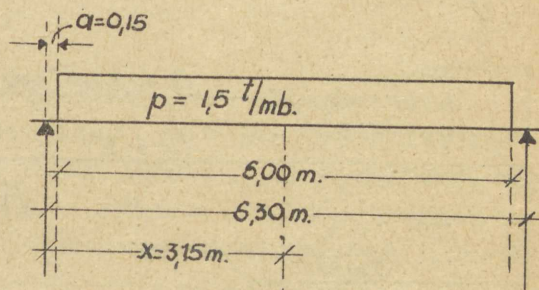
Przyjmujemy 5 wkładek $15 \text{ cm } \phi$ x $F_z = 10,05 \text{ cm}^2$ z tego 2 wkładki odginamy ukośnie.

Dochodzą wkładki potrzebne na rozciąganie

$$F_z = \frac{4500}{1200} = 3,75 \text{ cm}^2 = 6 \text{ wkł. } 9 \text{ mm } \phi.$$



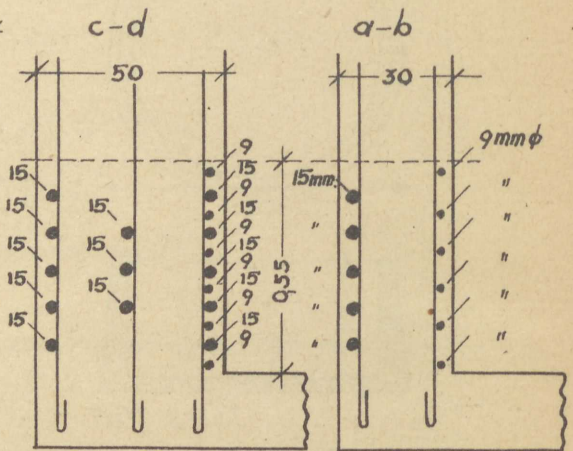
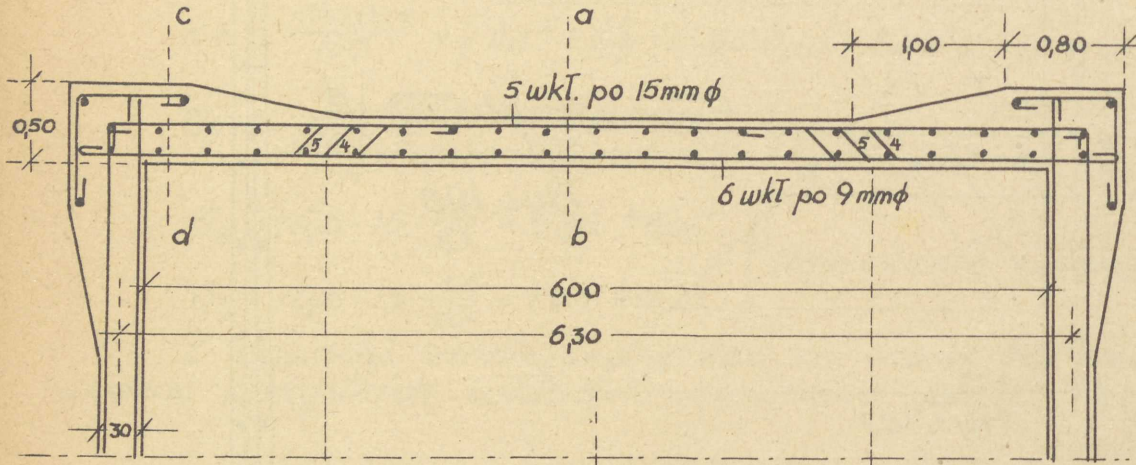
Rys. 109



Rys. 110

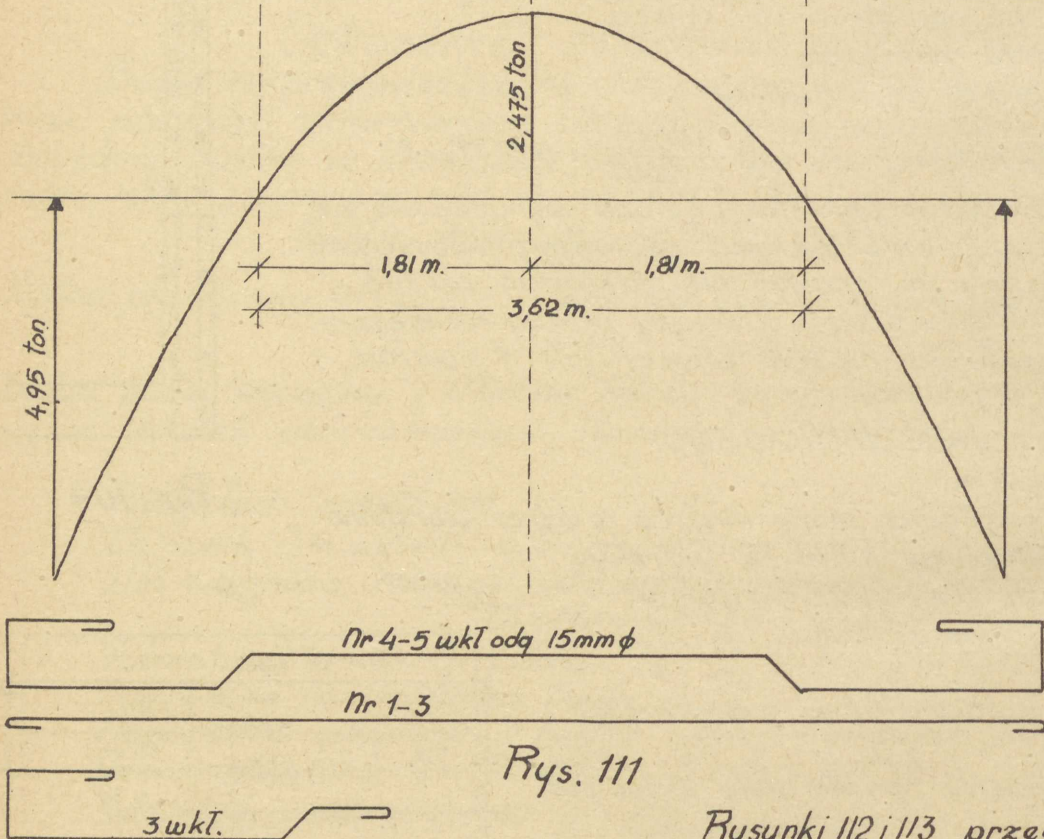
$$2) \sqrt{\frac{M_n}{b}} = \sqrt{\frac{4950}{0,55}} = \sqrt{9000} = 95$$

$$r = \frac{47}{95} = 0,492, \quad \sigma_b = 32 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z = 0,187 \cdot 95 \cdot 0,55 = 9,7 \text{ cm}^2$$



Rys. 112

Rys. 113



Rys. 111

Gosiadamy odgięte 2 wkładki 15 mm ϕ $F_z = 10,05 \text{ cm}^2$, dodajemy 3 wkładki 15 mm ϕ $F_z = 10,05$.

Znalezienie punktów obojętnych l_2 rys. 111.

$$\frac{q \cdot l^2}{8} = 2,475 \text{ tm.}$$

$$l^2 = \frac{\sqrt{2,475 \cdot 8}}{1,5} = \sqrt{13,2} = 3,62 \text{ m.}$$

Obliczenie naprężeń ścinających $\tau = \frac{4,5}{55 \cdot 0,9 \cdot 4,7} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$

Naprężenie małe, które przejmuje beton.

Rysunki 112 i 113 przedstawiają rozmieszczenie wkładek w przekroju dolnej warstwy.

Schody żelbetowe

Konstrukcja schodów żelbetowych może być rozwiązana w sposób wieloraki.

Schody możemy robić fabrycznie w żelaznych lub drewnianych formach i układać gotowe, lub też ubijać w deskowaniu na budowie jak stropy.

Schody fabrykowane w formach wymagają dokładnego rysunku, wczesnego zamówienia i bardzo dokładnego wykonania. Powinny mieć czas do zupełnego związania t.j. najmniej 4 do 6 tygodni. Schody wkłada się równocześnie z murywaniem ścian; mniej praktyczne i pewne jest pozostawienie w murze otworów, w które się później gotowe stopnie wmurowuje. W pierwszym wypadku należy schody ochronić przed uszkodzeniem przez spadające z górnych pięter kawałki cegieł i inne odtamki starannem i dokładnem okryciem deskami.

Przy schodach robionych fabrycznie rozróżniamy: Rys. 114 i 115.

- 1.) Stopnie wolnooparte na dwu podporach
- 2.) " " jednym końcem wmurowane (wolnowiszące).

Wysokość stopnia H bierze się, zwykle 15 cm do 17 cm, zwykłą szerokość $b = 30$ cm.

Z tego stosunku $\frac{H}{b} = \tan \alpha$ wyliczyć można, uwzględniając wysokość piętra nachylenie płaszczyzny schodowej, a przyjmując szerokość przystanków schodowych (podestów), wielkość klatki schodowej.

Postępować można także odwrotnie i z wysokości piętra i rozporządzałnej wielkości klatki schodowej ustalić rozmiary stopni i podestów.

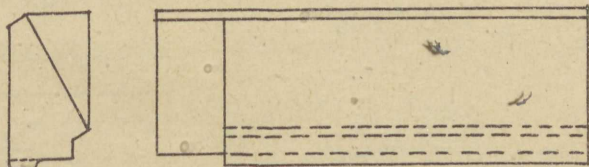
Długość ramienia jest tak samo zależna od szerokości klatki schodowej i odwrotnie.

Dla zwyczajnych domów mieszkalnych bierze się, zwykle długość ramienia 1,40 do 1,60 m., dla gmachów użytku publicznego 1,8 do 3,0 m. Materiały do fabrykacji stopni powinny być pierwszej jakości, piasek czysty roznoziarnisty, tłuczeń czysty, drobny. Mieszanka: 300-400 kg. cem./1m³ bet. Jeżeli stopnie ze sztucznego kamienia otrzymują linoleum rys. 114 pozostawiamy w stopniu miejsce, które uzyskujemy, wkładając do formy 3 do 5 mm. grubą deseczkę, którą po zrobieniu stopnia wyjmujemy. Dla umocowania płyt drewnianych (najlepiej dębowych), służących na okładzinę dla stopni betonowych, dajemy w stopniach drewniane lub ołowiane wkładki, do których przymocowujemy okładzinę, śrubami mosiężnymi rys. 115. Celem ochrony już ułożonych stopni ze sztucznego kamienia dajemy sztabę ochronną z żelaza lub mosiądzu także i z wkładkami ołowianymi, przymocowaną kotwicami żelaznymi.

Głównymi zaletami stopni ze sztucznego kamienia z wzmocnieniem żelaznym jest wielka ich wytrzymałość, ogniotrwałość i tania.

Przykład: Obliczenie stopni wolno podpartych na dwu podporach

Dana wysokość piętra 3,60 m. i rozmiary klatki schodowej 7,00 na 3,40 m. rys. 117. Przyjmujemy 22 stopni. Dzieląc wysokość piętra przez ilość stopni, otrzymujemy wysokość jednego stopnia $H = \frac{3,60}{22} = 163,6$ mm. Przy fabrykacji stopni należy pamiętać o spoinach, stopnie bowiem na budowie układamy na zaprawie cementowej. Spoiny



Rys. 116

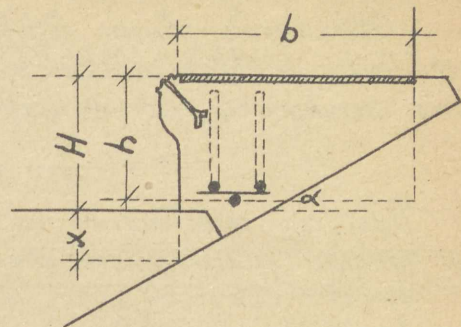
te robi się, niewielkie 3 do 5 mm, a to ze względu na dokładnie w mocnych drewnianych, heblowanych, lub też żelaznych formach fabrykowane stopnie. W naszym przykładzie przyjęlibysmy H bez spoiny 160 mm. Dla dokładniejszego wmurowania otrzymują stopnie o przekroju trójkątnym główki prostokątne rys. 116

$$1 \text{ mb. stopnia waży: } \left(\frac{0,33 + 0,03}{2} \cdot 0,164 + 33 \cdot 0,04 \right) \cdot 2400 = 102 \text{ kg.}$$

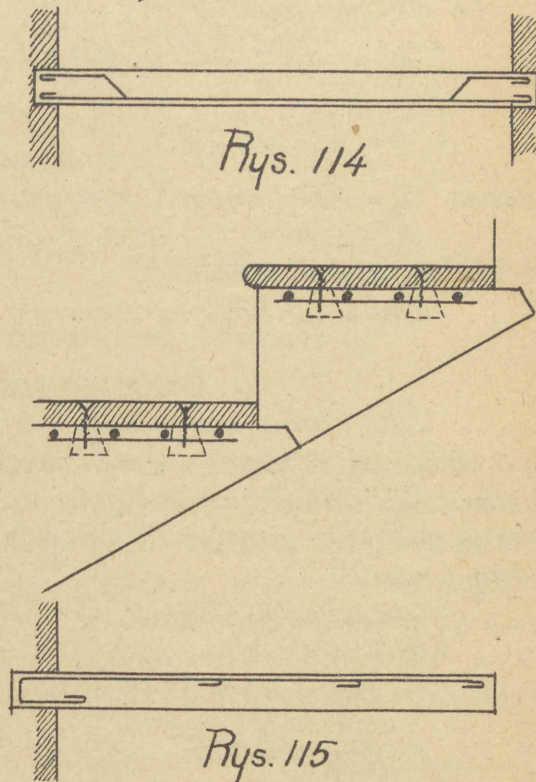
$$\text{Obciążenie użytkowe } 500 \text{ kg/m}^2, \text{ 1 mb. stopnia } 0,30 \cdot 1 \cdot 500 = 150 \text{ kg.}$$

$$\text{Okładzina dębowa, tynk i dla zaokrąglenia } = 18 \text{ kg.}$$

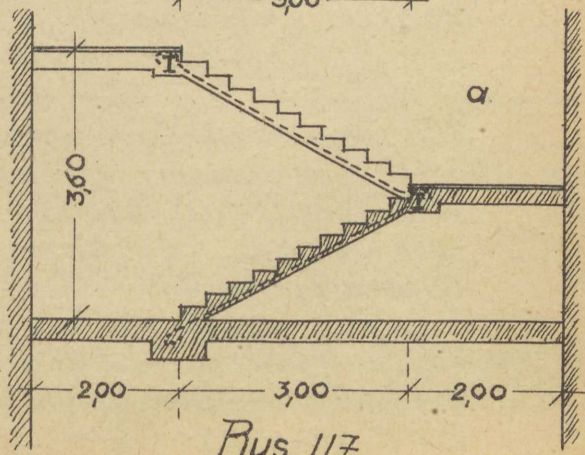
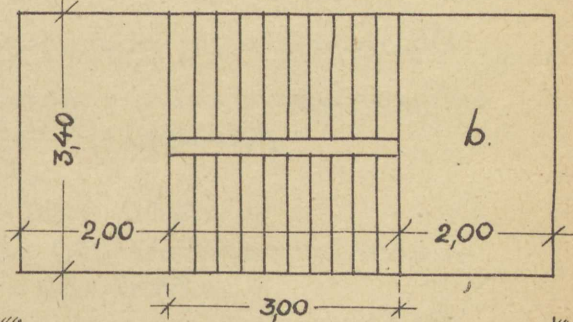
$$\text{Razem 1 mb } 270 \text{ kg.}$$



Rys. 114



Rys. 115



Rys. 117

Obliczenia stopni trójkątnych jest obliczeniem niezupatnie dokładnym, lecz wystarczającym. Przyjmujemy przekrój stopnia zastępczy, prostokątny według wzoru Soilingera:

$$h = \frac{H}{2} + x \quad \text{rys.118}$$

Rysując dokładnie w podziałce wymierzamy x znajdując w naszym przykładzie $x = 6,5 \text{ cm}$.

$$h = 8 + 6,5 = 14,5 \text{ cm}, \quad h_1 = 14,5 - 1,5 = 13 \text{ cm}, \quad b = 0,30 \text{ m}.$$

$$l = 1,60 \text{ m.} \quad \text{rys.119}$$

$$M = \frac{270 \cdot 1,6^2}{8} = 86,5 \text{ kqm.} \quad \sqrt{\frac{86,5}{0,30}} = 17$$

$$r = \frac{13}{17} = 0,763.$$

Przyjmując naprężenie w żelazie $\sigma_z = 1000 \text{ kg/cm}^2$ znajdujemy w tabeli $\sigma_b = 18 \text{ kg/cm}^2$

$F_z = 0,144 \cdot 17 \cdot 0,30 = 0,74 \text{ cm}^2$, czyli 3 wkł. $6 \text{ mm} \phi$ z przekrojem $0,85 \text{ cm}^2$

Dwie wkładki możemy zagiąć do góry.

Obliczenie stopni wolnowiszących.

Dla klatki schodowej o danych rozmiarach w szkicu obliczamy stopnie wolnowiszące. Dla podestów dajemy belki żelbetowe. Uwzględniamy przy obliczeniu stopni obciążenie żelazną poręczą, ważącą 30 kg/mb. , zatem na 1 stopień 10 kg. rys.120

$$\text{Obciążenie stopnia } Q = 270 \cdot 1,60 = 430 \text{ kg.}$$

$$M = 0,80 \cdot 430 + 1,50 \cdot 0,10 = 360 \text{ kqm}$$

$$h = 14,5, \quad h_1 = 14,5 - 1,5 = 13 \text{ cm.} \quad \sqrt{\frac{360}{0,30}} = 34,6$$

$$r = \frac{13}{34,6} = 0,375, \quad \sigma_b = 44 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Potrzebny przekrój żelaza } F_z = 0,279 \cdot 34,6 \cdot 0,30 = 2,90 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy 4 wkładki $10 \text{ mm} \phi$ z przekrojem $3,14 \text{ cm}^2$

Plata podestowa rys.121

Obliczenie żebra podestowego

Mamy tu jak wykazuje rys.122 do czynienia z belką kątową posiadającą płytę tyklo po jednej stronie

$$\text{Według } \frac{P.N.}{B 195} \quad B = 5h + b_1 + \frac{s}{2} = 50 + 25 + \frac{30}{2} = 90 \text{ cm.}$$

$$\text{Obciążenie płytą podestową: } \frac{q_1 \cdot l}{2} = \frac{820 + 1,90}{2} = 780 \text{ kg/mb.}$$

Cieżar własny żebra i skosu:

$$(0,25 \cdot 0,40 + \frac{0,10 \cdot 0,30}{2}) \cdot 2400 = \frac{280}{q} = 1060 \text{ kg/mb.}$$

$$Q_1 = 1060 \cdot 3,60 = 3800 \text{ kg.}$$

$$\text{Ciężar schodów } 10 \cdot 270 = 2700 \text{ kg/mb.} \quad \text{rys.123}$$

$$Q_2 = 2700 \cdot 1,60 = 4320 \text{ kg.}$$

Reakcja Tożyskowa:

$$A = \frac{4320 \cdot 2,70 + 3800 \cdot 1,80}{3,60} = 5140 \text{ kg.}$$

Siła poprzeczna jest zerem w miejscu x . Wartość x otrzymamy z równania:

$$5140 - 1060(x + 0,1) - 2700x = 0 \quad \text{czyli}$$

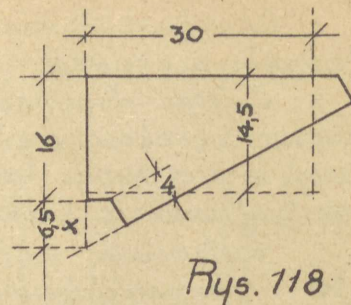
$$5034 = 3760x, \quad x = 1,42 \text{ m.}$$

Największy moment:

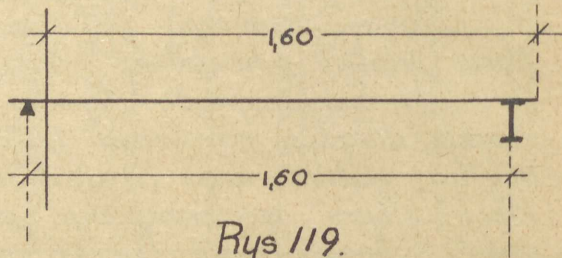
$$M_{\max} = 5140 \cdot 1,52 - 1060 \cdot \frac{1,52^2}{2} - 2700 \cdot \frac{1,42^2}{2} = 3850 \text{ kqm.}$$

Szerokość rachunkowa płyty:

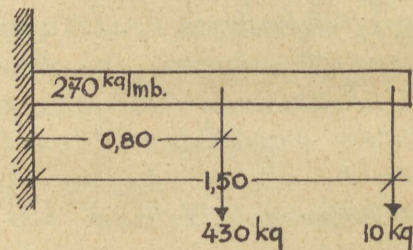
$$B = 5 \cdot 0,10 + 0,25 + \frac{0,30}{2} = 0,90 \text{ m.}$$



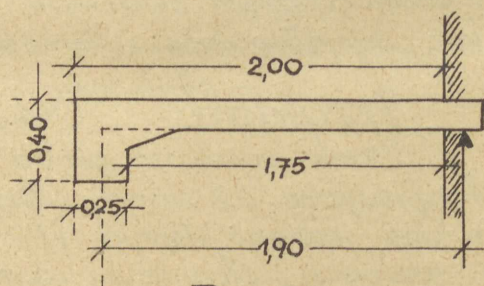
Rys. 118



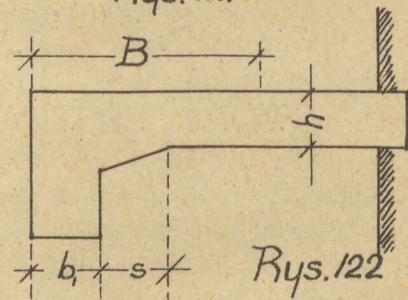
Rys 119.



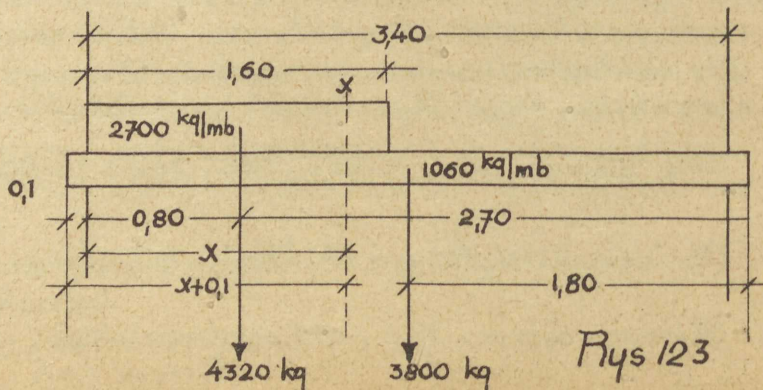
Rys. 120



Rys. 121



Rys.122



Rys 123

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{3850}{0,90}} = 65,3, \quad h_s = 40 - 3 = 37 \text{ cm}, \quad r = \frac{37}{65,3} = 0,565, \quad \text{znajdujemy w tabeli dla}$$

$$\sigma_b = 27 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z = 0,160 \cdot 65,3 \cdot 0,90 = 9,4 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy 5 wkładek 16 mm ϕ z przekrojem $F_z' = 10,05 \text{ cm}^2$.

Obliczamy naprężenia scinające.

$$A = V = 5140 \text{ kg}, \quad x = 0,252 \cdot 37 = 9,3 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 3,1 \text{ cm},$$

$$z = 37 - 3,1 = 33,9 \text{ cm}.$$

$$\tau = \frac{5140}{25 \cdot 33,9} = 6,1 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{naprężenie dopuszczalne}$$

$$\tau_d = 3,5 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau - \tau_d = 6,1 - 3,5 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{3,6}{2} \cdot \frac{2,6}{6,1} = 0,77 \text{ m}.$$

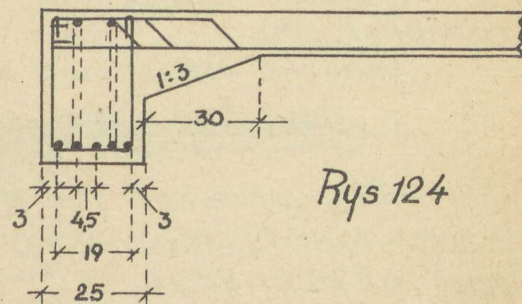
Zaginamy 2 wkładki 16 mm ϕ z przekrojem 4,02 cm^2 i dajemy co 20 cm. strzemiona z żelaza 6 mm. ϕ

Obliczamy naprężenia, które przejmują strzemie

na: $\tau_s = \frac{0,56 \cdot 1200}{20 \cdot 25} = 1,34 \text{ kg/cm}^2$, naprężenia we wkładkach odgiętych ukośnie:

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} = \frac{0,707 \cdot 77 \cdot 25 \left(\frac{6,1 + 3,5}{2} - 1,34 \right)}{4,02} = 1170 \text{ kg}, \quad \text{zatem odpowiednie.}$$

Przekrój belki podestowej rys 124



Rys 124

Schody na płycie żelbetowej, wykonane na miejscu.

Na gotowej płycie żelbetowej rys 127 wykonujemy trójkątne stopnie betonowe lub z cegły. Stopnie te otrzymują okładzinę z 3 cm. grubych desek dębowych.

Rozmiary klatki schodowej przyjmujemy te same co poprzednio. Obliczenie płyty podestowej jak w przykładach poprzednich, przyjmujemy te same rozmiary i te same wkładki żelazne. Przy obciążeniu jedynie płyty ramienia schodów rys. 125 mogą zająć w płycie podestowej naprężenia ujemne; uwzględniając to dajemy w górnej warstwie płyty podestowej 3 wkładki żel. 6 mm. ϕ .

Płyta środkowa jest częściowo utwierdzona przez przeprowadzanie wkładek żelaznych w zębra płyt podestowych i zakotwiczenie ich hakami przepisowemi.

Możemy zatem dla najniekorzystniejszego jej obciążenia, przy całkowitym obciążeniu pola środkowego, a wolnych od ciężaru polach skrajnych, z dostateczną pewnością liczyć momentem:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12}, \quad \text{lub} \quad M = \frac{Q \cdot l}{12}$$

Obliczenie ciężaru stałego q na 1 m^2 płyty: Kąt nachylenia $\tan \alpha = \frac{16}{30} = 0,533 \approx 28^\circ 5'$
 $\cos \alpha = 0,882$

$$\text{Płyta 13 cm gruba} \frac{0,13 \cdot 2400}{\cos \alpha} = \frac{312}{0,882} = \dots \dots \dots 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{trójkątowe betonowane stopnie} \left(3 \frac{1}{3} \text{ stopnia na } 1 \text{ m}^2 \right) \frac{3,33 \cdot 0,16 \cdot 0,30}{2} \cdot 2200 = 176 \text{ ''}$$

$$\text{tynk i okładzina dębowa} \dots \dots \dots 44 \text{ ''}$$

$$\text{obciążenie użytkowe} \dots \dots \dots 500 \text{ ''}$$

$$q = 1070 \text{ ''}$$

$$Q = 300 \cdot 1070 = 3210 \text{ kg}.$$

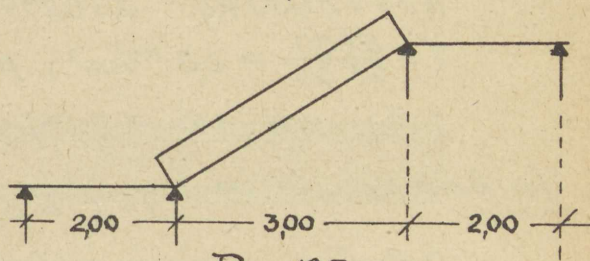
Podczas gdy ciężar spoczywa na przestrzeni 3 m., bierzemy jako rozpiętość rachunkową (rys. 127 my.) $l = 3,25 \text{ m}$. od środka do środka zębra podestowego.

$$M = \frac{3210 \cdot 3,25^2}{12} = 870 \text{ kgm.}, \quad \sqrt{\frac{M}{b}} = 29,4, \quad h = 13 \text{ cm.}, \quad h_s = 13 - 1,5 = 11,5 \text{ cm}.$$

$$r = \frac{11,5}{29,4} = 0,392, \quad \text{przyjmując } \sigma_b = 1000 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{znajdujemy } \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F_z = 0,293 \cdot 29,4 = 8,6 \text{ cm}^2 \text{ czyli 11 wkładek } 10 \text{ mm. } \phi \text{ z przekrojem } 8,64 \text{ cm}^2$$

4 z tych wkładek, przeciwdziałając możliwemu momentowi ujemnemu zaginamy, dodając jeszcze z tego samego powodu w górnej strefie płyty cztery wkładki 10 mm ϕ po każdej stronie 1 m. długości (rys. 127 str. 101)



Rys. 125

Obliczenie żebra podestowego. rys. 129.

Obciążenie płytą i ciężarem własnym 1060 kgmb (patrz str. 98)

$$Q_1 = 1060 \cdot 3,60 = 3820 \text{ kg.}$$

Obciążenie płytą ramienia schodów 3,0 · 1070 = 3210 kgmb na długości ramienia 1,60

Reakcja Toczykowa w A

$$A = \frac{5140 \cdot 2,70 + 3820 \cdot 1,80}{3,60} = 5800 \text{ kg.}$$

Siła poprzeczna jest dla x zerem.

$$5800 - 1060(x + 0,10) - 3210x = 0$$

czyli $4270x = 5694$

skąd $x = 1,33 \text{ m.}$

Moment największy w x (rys. 126)

$$M_{\max} = 5800 \cdot 1,43 - 1060 \cdot 1,43 \frac{1,43}{2} - 3210 \cdot \frac{1,33}{2} \cdot 1,43 = 4160 \text{ kgm.}$$

Szerokość rachunkowa płyty jak w przykładzie poprzednim $B = 0,90 \text{ m.}$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{4160}{0,90}} = 67,9, \quad h = 40 \text{ cm}, \quad h_1 = 37,2 \text{ cm.}, \quad r = \frac{37,2}{67,9} = 0,549$$

$$\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 28 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z' = 0,166 \cdot 67,9 \cdot 0,9 = 10,5 \text{ cm}^2$$

5 wkładek 16 mm ϕ z przekrojem 10,5 cm²

Napreżenia scinające

$$A = V = 5800 \text{ kg.} \quad x = 0,259 \cdot 37,2 = 9,6 \text{ cm.}, \quad \frac{x}{3} = 3,2 \text{ cm.} \quad z = 37,2 - 3,2 = 34 \text{ cm.}$$

$$\tau = \frac{5800}{25 \cdot 34} = 6,8 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{przyjmując dopuszczalne } \tau_d = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau - \tau_d = 6,8 - 3,5 = 3,3 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_s = \frac{1,0 \cdot 1200}{25 \cdot 20} = 2,4 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{przyjmując strzemiona } 8 \text{ mm } \phi \text{ co } 20 \text{ cm}$$

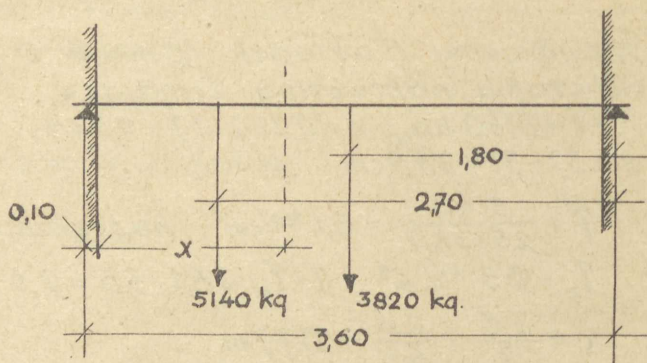
$$\tau - \tau_s = 6,8 - 2,4 = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Odległość zagięcia wkładek } c = \frac{3,6}{2} \cdot \frac{3,3}{6,8} = 0,88 \text{ m.}$$

Wymagany przekrój żelaza wkładek zagiętych:

$$F_z = 1,47 \cdot \frac{4,4^2}{6,8} \cdot 0,25 \cdot 3,6 = 3,76 \text{ cm}^2$$

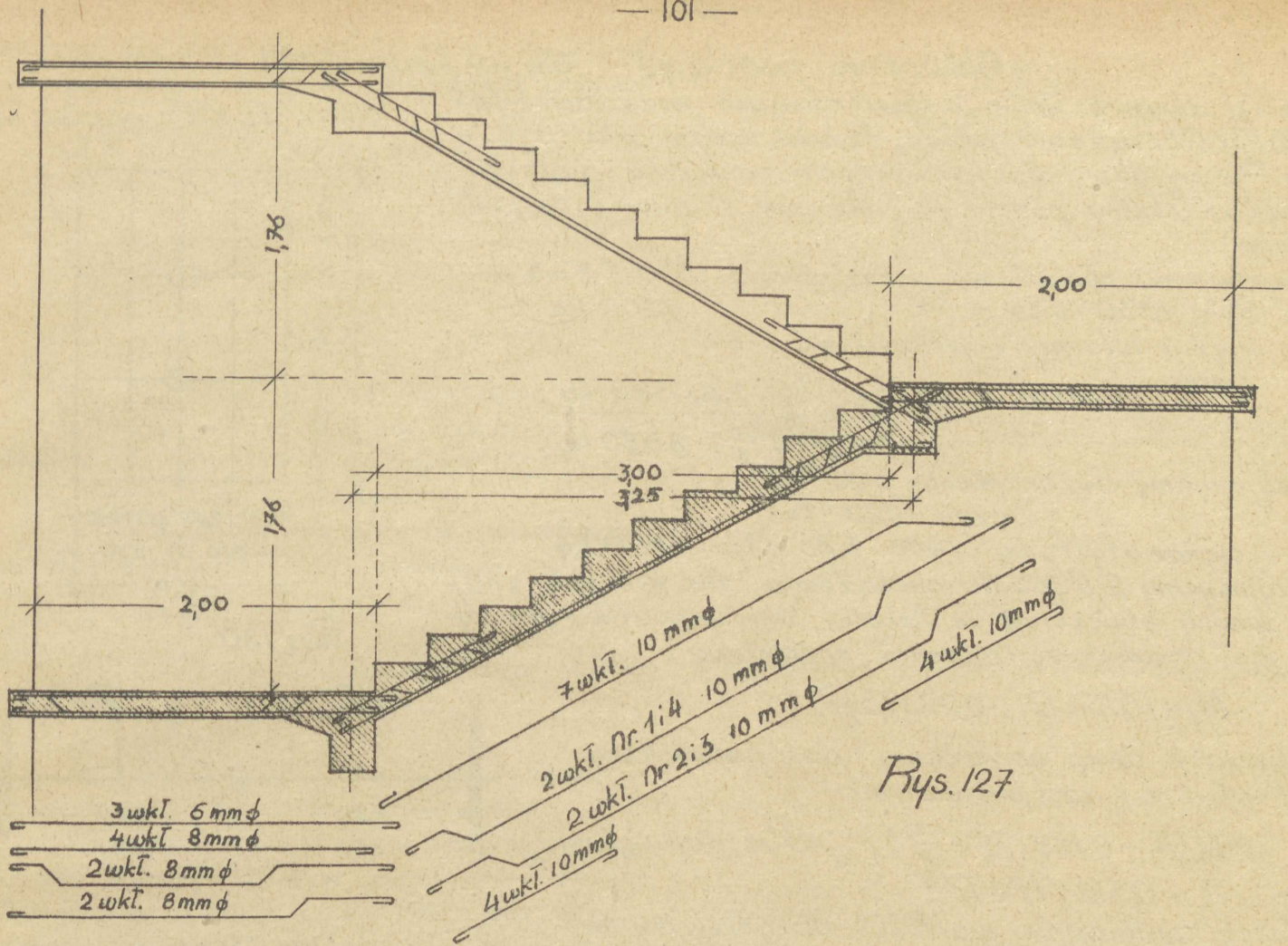
Zaginamy 2 wkładki 16 mm ϕ z przekrojem 4,02 cm² i dajemy strzemiona z żelaza 8 mm ϕ co 20 cm.



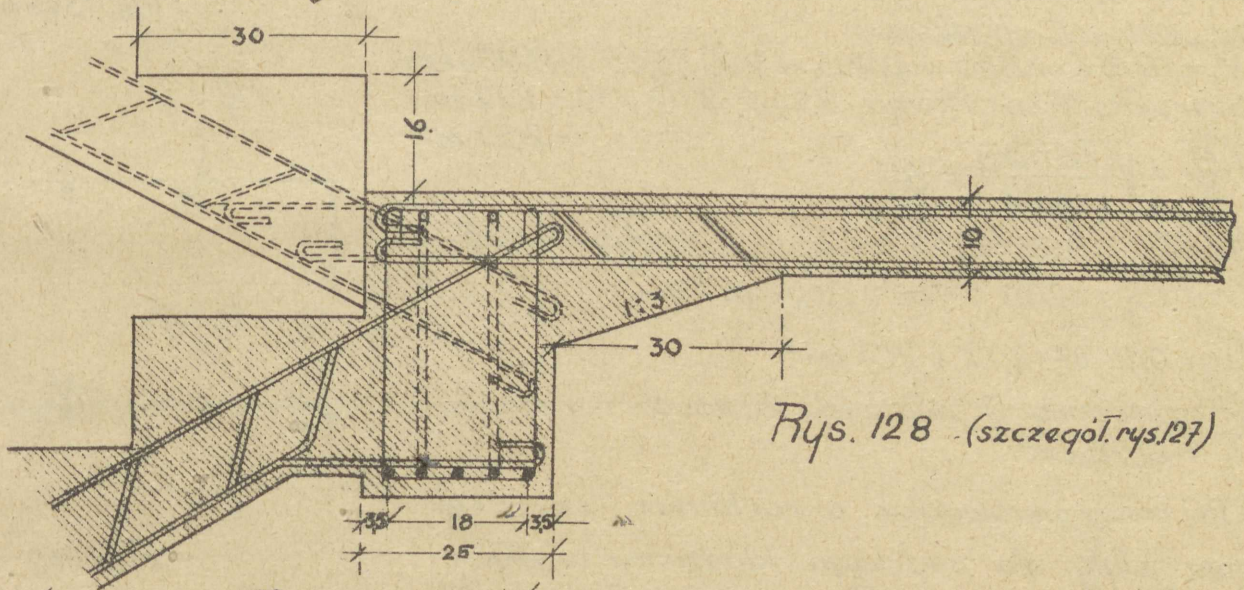
Rys. 126

Obliczenie schodów w konstrukcji ceglano betonowej jest do poprzedniego tak podobne, że powtórzenie go zdaje się zbędnym.

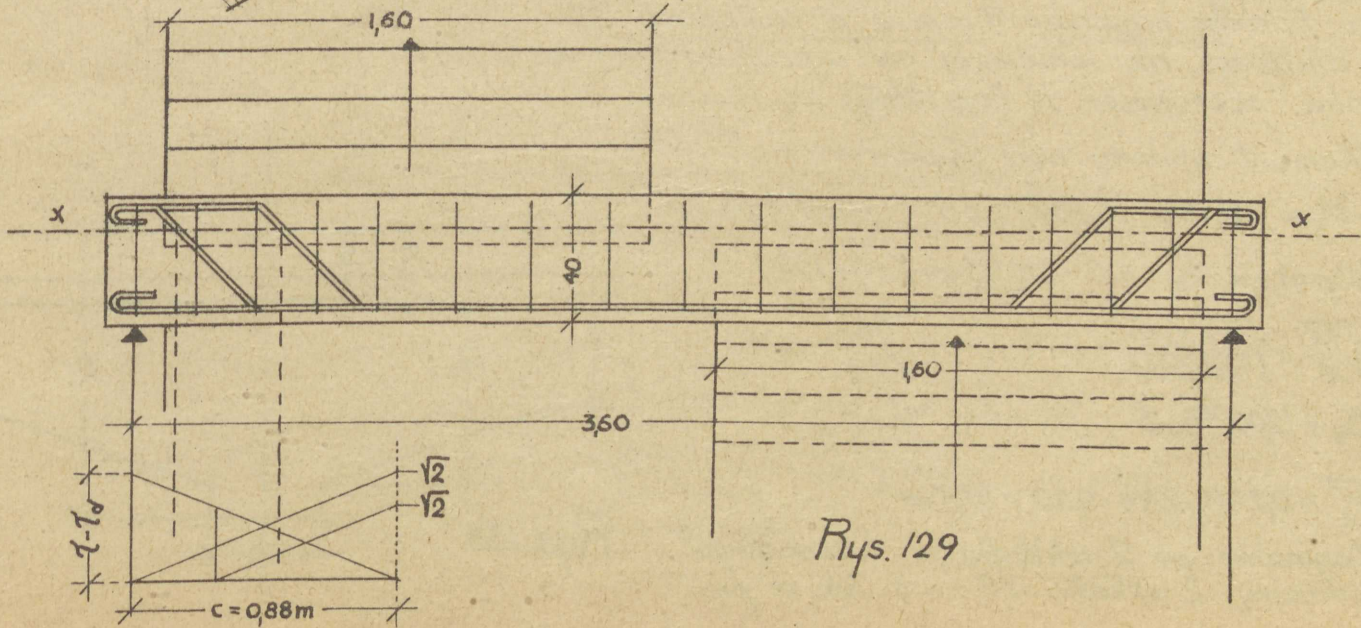
Ciężar własny stopni trójkątnych, wykonanych w cegle zwyczajnej, a jeszcze więcej w cegle z otworami, a także ciężar płyt w tej konstrukcji będzie mniejszy, co należy w rachunku uwzględnić.



Rys. 127



Rys. 128 (szczegół. rys. 127)



Rys. 129

Obliczenie podciągu dla ubikacji rys.130

Belka dwuprzęsłowa, o dwu równych przęsłach $l=5,65$ m. rys.131. i 132. Obciążenie przez zębra, zatem siła poje — dynicza P w środku, dla uproszczenia rachunku dodamy do P ciężar własny podciągu jako siłę skupioną, co jest dozwolone

Grzyjmujemy obciążenie przez zębra 1330 kg/mb.

$$G_g = 1330 \cdot 5,65 = 7500 \text{ kg.}$$

ciężar własny podciągu ze sko-

$$\text{sami: } (0,30 \cdot 0,28 + 0,20 \cdot 0,60) \cdot \frac{5,65}{2} \cdot 2400 = 1380 \text{ kg}$$

$$\text{Ciężar stały } P_g = 8880 \text{ kg.}$$

Grzyjmujemy ciężar zmienny 500 kg/m^2
czyli 1400 kg/mb.

$$\text{ciężar użytkowy } 1400 \cdot 5,65 = P_p = 7900 \text{ kg.}$$

Grzyjmujemy 2 wypadki obciążenia, dla których znaj-
dujemy wzory obliczenia w tabeli. Dla wypadku pierw-
szego jest największy moment środkowy:

$$M_1 = (0,156 P_g + 0,203 P_p) l.$$

Wypadek drugi obciążenia daje największy
moment ujemny nad podporami:

$$-M_c = -0,188 (P_g + P_p) l, \text{ oraz największą}$$

$$\text{reakcję } A = 0,312 (P_g + P_p)$$

Grzez wstawienie wartości otrzymujemy naj-
większy moment środkowy:

$$M_1 = (0,156 \cdot 8880 + 0,203 \cdot 7900) 5,65 = 16900 \text{ kgm.}$$

$$\text{Szerokość użytkowa } B = 2 \cdot 8 \cdot 12 + 30 = 222 \text{ cm} = 2,22 \text{ m.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{B}} = \sqrt{\frac{16900}{2,22}} = 87$$

$$h = 75, \quad h_1 = 75 - 3 = 72, \quad r = \frac{72}{87} = 0,825$$

$$\text{Grzy } \sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z = 0,111 \cdot 87 \cdot 222 = 21,3 \text{ cm}^2$$

Grzyjmujemy 7 wkładek $20 \text{ mm } \phi$ z przekro-
jem $F_z = 21,98 \text{ cm}^2$.

Oby móc wprowadzić w rachunek szerokość
użytkową płyty dla podciągu wkładzimy w płycie
wkładki żelazne najmniej $7 \text{ mm } \phi$ w odstępach $12,5$
cm, o długości nie mniejszej od wprowadzonej do
rachunku szerokości B (rys.134 ty.)

Moment ujemny nad stępem:

$$-M_c = -0,188 \cdot 16780 \cdot 5,65 = 17800 \text{ kgm.}$$

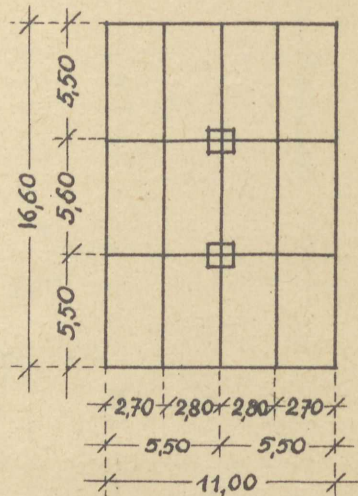
Wysokość $h_1 = 100 - 7 = 93 \text{ cm}$ (rys.135.)

$$\sqrt{\frac{M}{B}} = \sqrt{\frac{17800}{0,30}} = 244, \quad r = \frac{93}{244} = 0,382$$

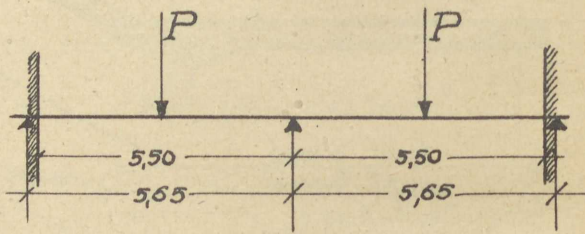
$$\sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_z = 0,248 \cdot 244 \cdot 0,30 = 18,1 \text{ cm}^2$$

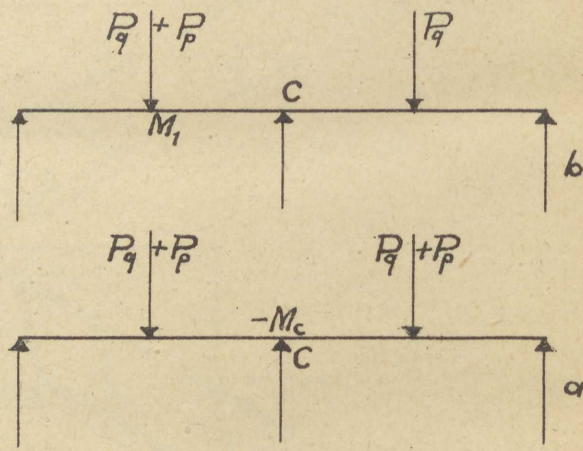
Zaginamy po 2 wkładki z każdego po-
ła i dodajemy 2 wkładki $20 \text{ mm } \phi$ tak, że po-



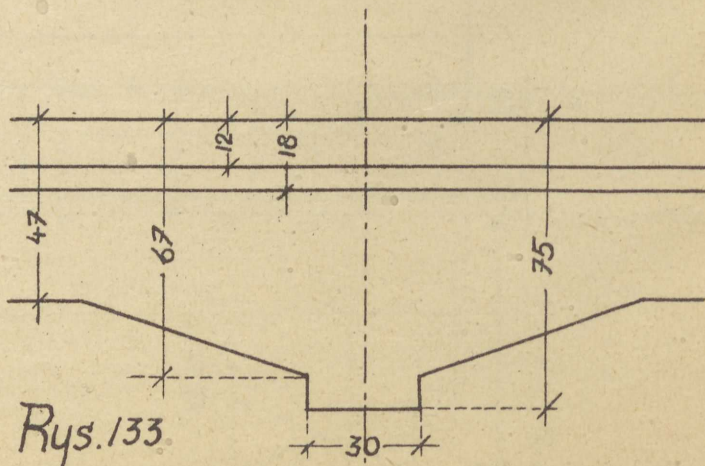
Rys. 130



Rys. 131



Rys. 132



Rys. 133

siadamy przekrój 6 wkł. 20 mm ϕ z $F_z = 18,84 \text{ cm}^2$
 Ustalamy moment i natężenia przy końcu skosów (rys. 135 i 136).

$$A = 0,312 \cdot 16780 = 5280 \text{ kg.}$$

$$M_s = 5280(5,65 - 0,75) - 16780 \cdot 2,05 = 8900 \text{ kgm.}$$

$$\sqrt{\frac{8900}{0,30}} = 172, \quad h_1 = 75 - 7 = 68$$

$$r = \frac{68}{172} = 0,395, \quad \sigma_z = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 42 \text{ kg/cm}^2, \quad F_z = 0,238 \cdot 172 \cdot 0,30 = 12,3 \text{ cm}^2$$

W miejscu tem musimy zachować 4 wkładki 20 mm ϕ z przekrojem $12,57 \text{ cm}^2$.

Natężenia scinające:

Przyjmujemy obciążenie równomierne bez uwzględnienia ciężkości

$$A = \frac{G+P}{2} = \frac{16780}{2}$$

$$A = 8390 \text{ kg.} \quad \text{Cz lewej strony} - 8390 \text{ kg.}$$

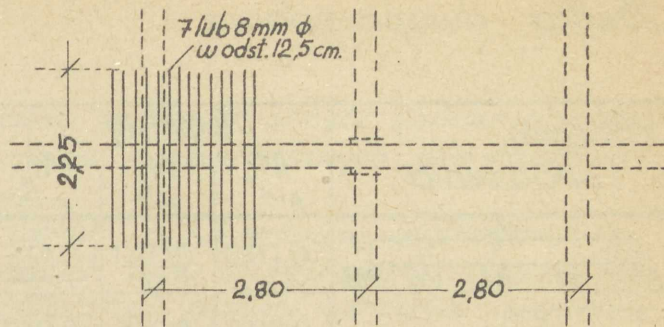
$$\text{Cz prawej strony} + 8390 \text{ kg.}$$

$$\tau_A = \frac{8390}{30,674} = 4,15 \quad \text{w C naprężenia}$$

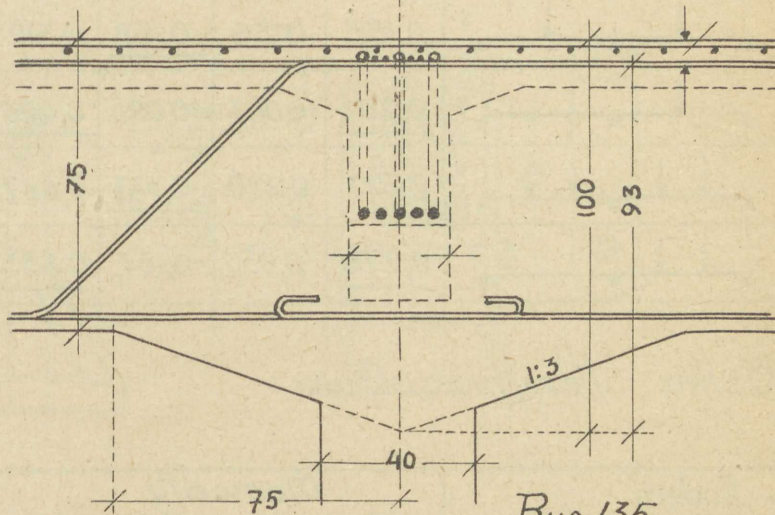
są mniejsze, gdyż ramię „z” większe.

Wysokość naprężen jest dopuszczalną dla samego betonu pomimo to dajemy strzemiona $6 \text{ mm } \phi$ co 20 cm . i dla większej pewności mamy zajęte żelaza.

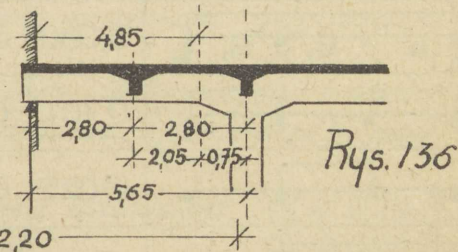
Rozmieszczenie wkł. żelaznych w podciągu rys. 137 a i b



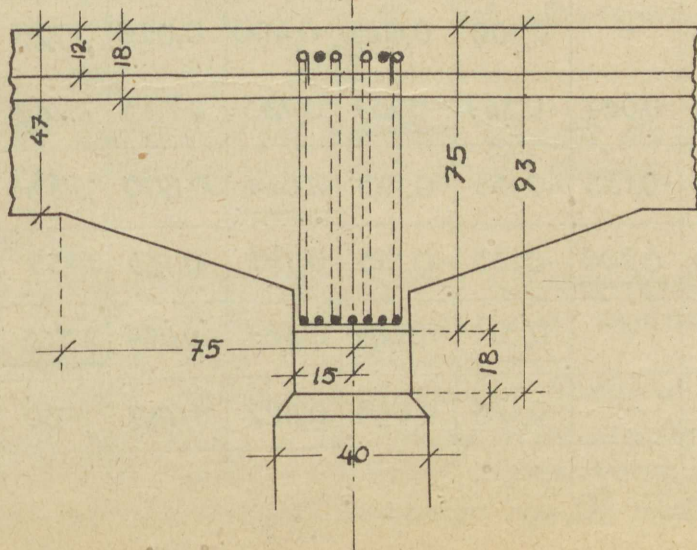
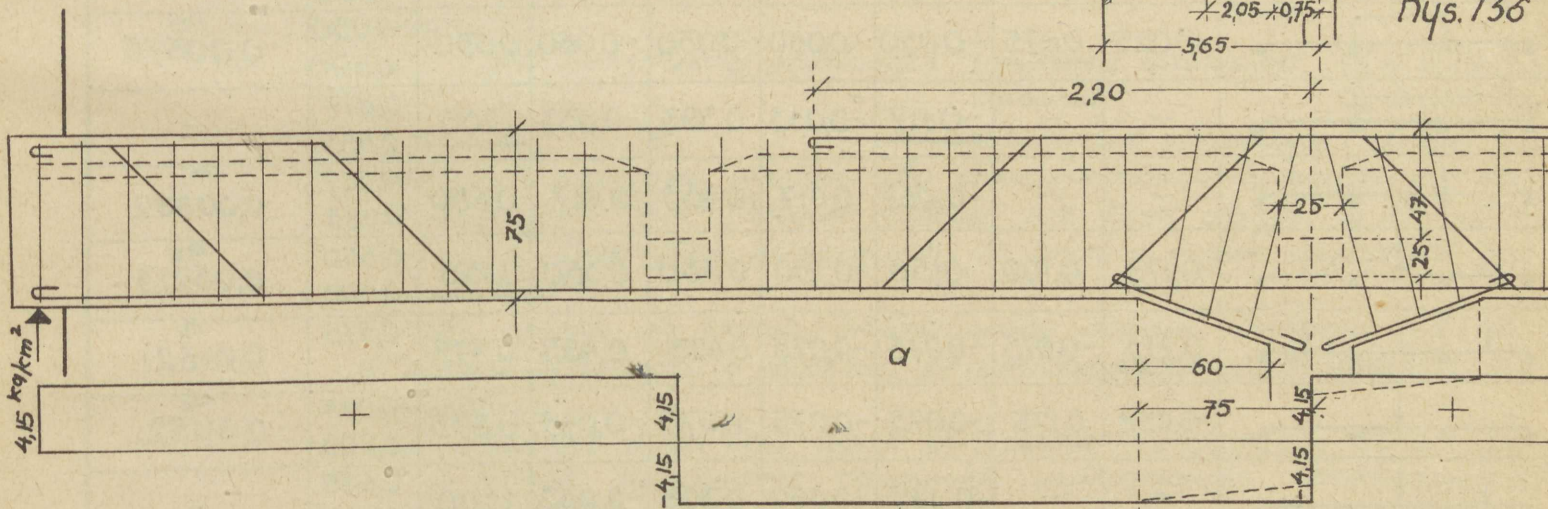
Rys. 134



Rys. 135



Rys. 136



b

Rys. 137

Belka dwuprzęsłowa

Rodzaj obciążenia	Momenty			Siły poprzeczne i oddziaływania			C na lewo C na prawo	Grzbiecienia w środku belki $\delta = m \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$
	M_1 $p \cdot l^2$	M_2 $p \cdot l^2$	$-M_c$ $p \cdot l^2$	A $p \cdot l$	B $p \cdot l$	C $p \cdot l$		
	0,070	0,070	-0,125	0,375	0,375	1,250	-0,625 0,625	m 0,00520
	0,096	-0,025	-0,063	0,437	-0,063	0,625	-0,563 +0,063	0,00906
	0,156	0,156	-0,188	0,312	0,312	1,376	-0,688 0,688	0,00915
	0,203	-0,047	-0,094	0,406	-0,094	0,688	0,594 0,094	0,01502
	0,222	0,222	-0,333	0,667	0,667	2,668	-1,334 1,334	0,01470
	0,278	-0,056	-0,167	0,833	-0,167	1,334	-1,167 0,167	0,02505

Belka trzyprzęsłowa

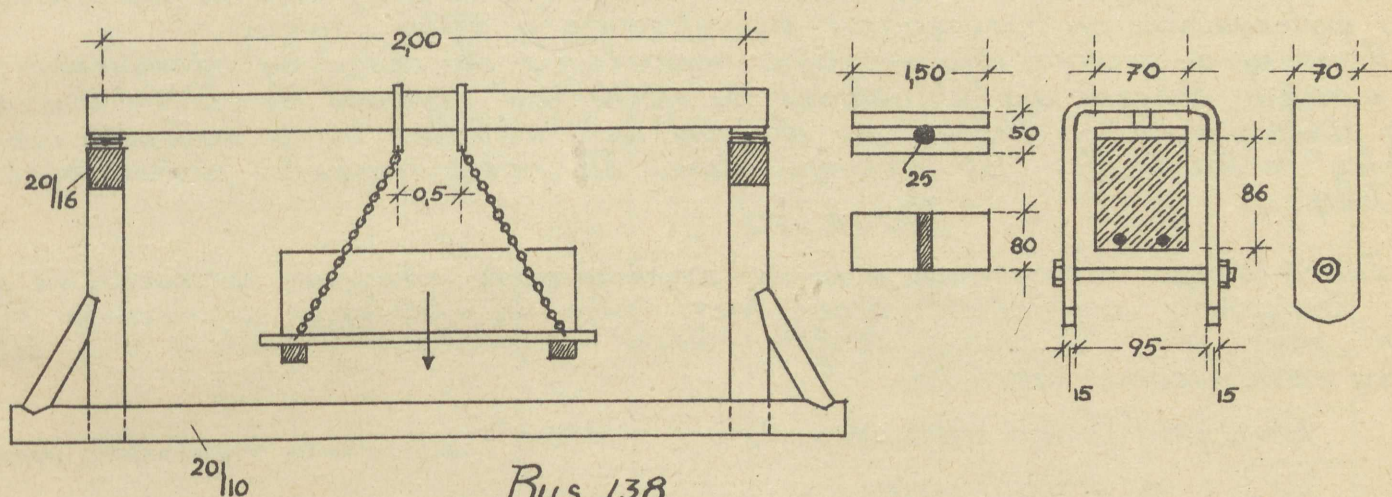
Rodzaj obciążenia	Momenty				Siły poprzeczne i oddziaływania			C na lewo C na prawo	Grzbiecienia w środku belki $\delta = m \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$
	M_1 $p \cdot l^2$	M_2 $p \cdot l^2$	M_{C1} $p \cdot l^2$	M_{C2} $p \cdot l^2$	A $p \cdot l$	B $p \cdot l$	C $p \cdot l$		
	0,080	0,025	-0,100	-0,100	0,400	0,400	1,100	-0,600 0,500	m_1 0,0675
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,450	0,450	0,550	-0,550 0,550	m_1 0,00987
	-0,025	0,075	-0,050	-0,050	-0,050	-0,050	0,550	-0,050 0,500	m_2 0,00675
	-	-	-0,117	-0,033	0,383	-0,033	1,200	-0,617 0,583	-
	-	-	-0,067	0,017	0,433	0,017	0,650	-0,567 0,083	m_1 0,00882
	0,175	0,100	-0,150	-0,150	0,350	0,350	1,150	0,650 0,500	m_2 0,00213
	0,213	-0,075	-0,075	-0,075	0,425	0,425	0,575	-0,575 0	m_1 0,01621
	-0,038	0,175	-0,075	-0,075	-0,075	-0,075	0,575	-0,075 0,500	m_2 0,01152
	-	-	-0,175	-0,050	0,325	-0,050	1,300	0,675 0,625	-
	-	-	0,100	0,025	-0,400	0,025	0,725	-0,600 0,125	m_1 0,01465
	0,244	0,067	-0,267	-0,267	0,733	0,733	2,267	-1,267 1,000	m_1 0,01880
	0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	0,800	1,133	-1,133 0	m_1 0,02718
	0,044	0,200	-0,133	-0,133	0,133	-0,133	1,133	-0,133 -1,000	m_2 0,01890
	-	-	0,311	-0,089	0,689	-0,089	2,533	-1,311 1,222	-
	-	-	-0,178	0,044	0,822	0,044	1,400	-1,178 0,222	m_1 0,02436

Próbné badania betonu

A) Przed budową

P.N. B 196 § 5. Przed rozpoczęciem budowy należy wykonać, w celu ustalenia należy tego składu betonu z materiałów przewidzianych dla budowy, badania wytrzymałości betonu.

Dla żelbetu miarodajny jest wynik z 28 dniowej wytrzymałości na ściskanie z 3 prób walcowych typu B, 160 mm ϕ . Wyniki niższe niż 20% średniej arytmetycznej, należy odrzucić, wyzna-



Rys. 138

czając średnią z wyników pozostałych. Próby należy wykonać i traktować tak, aby beton wykonany na budowie odpowiadał betonowi ustalonymu drogą prób.

Napężenie dopuszczalne w obliczeniach statycznych należy ustalić z wyników prób, stosując przepisowe współczynniki pewności:

Dla konstrukcji poddanych ściskaniu osiowemu $\sigma_b \leq 0,22 R_{28}$
 " " " zginaniu $\sigma_b \leq 0,28 R_{28}$
 " " " naprężeniom ścinającym $T \leq 0,03 R_{28}$,

przyczem najwyższe wartości dla dopuszczalnego σ_b ogranicza się do $R_{28} = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Wogóle zaleca się brać wyniki o 10-15% mniejsze. Naprężen ścinających nie brać z reguły wyższych jak $T = 5 \text{ kg/cm}^2$)

Chcąc zyskać na czasie, można próby poddać badaniu już po 7 dniach, obliczając z wyniku, prawdopodobne wytrzymałości po 28 dniach.

P.N. dozwalają w tym celu wynik po 7 dniach zwiększyć o 60%. Daje to jednak przeważnie za wysokie wytrzymałości; dokładniejsze wyniki otrzymamy z wzoru autora:

$$R_{28} = R_7 + 80\% \cdot \frac{W}{C} \text{ lub stosowanego w Niemczech wzoru:}$$

$$R_{28} = R_7 + 6\sqrt{R_7};$$

Próby wykonane po 7 dniach tężenia nie zwalniają od dokonania, jedynie miarodajnych, prób po 28 dniach.

B) W czasie budowy:

Do prób kontrolnych można używać walców o $\phi 80 \text{ mm}$, zmniejszając wynik o 15%. Doświadczenia wykazały, że korzystniej i pewniej używać prób o $\phi 160 \text{ mm}$.

Na budowie można przeprowadzić badania betonu przy pomocy beleczek próbnych. Tutaj należy brać średnią z 3 prób. Wymiary beleczek $2,20 \times 0,07 \times 0,086 \text{ m}$. Wzmocnienie 2 wkładki $12 \text{ mm } \phi$ $F_2 = 2,26 \text{ cm}^2$. Przyrząd do tamania beleczek rys. 138 można łatwo zrobić na każdej

budowie. Tak zrobione i obciążone beleczki dają naprężenia w betonie: $\sigma_b = \frac{P}{3}$. Wynik ten należy zmniejszyć o 25% tak że ostatecznie otrzymujemy $\sigma_b = \frac{P}{4}$, gdzie siła łamiąca P równa się ciężarowi łamiącemu, wadze pomostu z wieszakami i podkładkami i $\frac{2}{3}$ ciężaru własnego beleczki t.j. ~ 20 kg.

Zastosowanie wkładek stali „Jsteq”

Stal „Jsteq” jest zwykłym żelazem okrągłym czyli stalą A 35 używaną jako zwykłe wzmocnienie konstrukcji żelbetowych, u której przez prawidłowe skreślenie i równomierne naprężenie poza granicę ciastowatości (plastyczności), wyeliminowano tę granicę, a wytrzymałość na rozciąganie powiększono o 50% i więcej.

Przepisy pozwalają dopuszczalne naprężenia dla stali „Jsteq” odpowiednio zwiększyć a zatem obliczać dla tych wkładek $\sigma_z = 1800$ kg/cm² zamiast $\sigma_z = 1200$ kg/cm². Obliczenia statyczne można zrobić jak dla zwykłych wkładek biorąc zastępczy przekrój stali „Jsteq” z tabeli. XIII lub używając tabeli. XII robic obliczenie potrzebnych wkładek „Jsteq”.

Przykład:

Żebra stropu obliczonego w dowolnym przykładzie mają otrzymać wzmocnienie stalą „Jsteq”. Znalaziony moment $M = 19800$ kgm. Dla $\sigma_b = 30$ kg/cm² znaleziono $F_z = 32,5$ cm² zatem dla stali „Jsteq” $\frac{32,5 \cdot 2}{3} = 21$ cm² odpowiada 7 sztuk 14 z $F_z = 21,55$ cm² lub przy zastosowaniu tabeli. XII

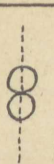
$$F_z' = 0,100 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \cdot b = 0,100 \cdot 96,4 \cdot 2,12 = \sim 21 \text{ cm}^2 \text{ odpowiada 7 wkładkom 14mm } \S$$

Tabela. XII

do oznaczenia osi obojętnej, wysokości i uzbrojenia płyt żelbet. stalą „Jsteq”
 $n = 15$ $\sigma_z = 1800$ kg/cm²

σ_b	$s = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_z + n \cdot \sigma_b}$	$r = \sqrt{\frac{2}{(1 - \frac{1}{3}s) s \cdot \sigma_b}}$	$t = \frac{1}{r(1 - \frac{s}{x}) \sigma_b}$
	$x = s \cdot h_1$	$h_1 = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_z' = t \sqrt{\frac{M}{b}} \cdot b$
	s	r	t
20	0,143	0,855	0,068
25	0,172	0,705	0,083
30	0,200	0,598	0,100
35	0,222	0,524	0,115
40	0,250	0,467	0,127
42	0,259	0,450	0,135
44	0,268	0,430	0,141
46	0,277	0,415	0,149
48	0,286	0,402	0,154
50	0,294	0,388	0,159
52	0,302	0,375	0,165
55	0,314	0,360	0,172
60	0,333	0,336	0,186
65	0,351	0,316	0,198
70	0,369	0,297	0,214
75	0,385	0,284	0,225
80	0,400	0,270	0,238

Tabela dla stali „Isteq” XIII

	Przekroj poprzeczny prętów w cm^2 przy ilości sztuk									Waga kg/m.
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
5,5	0,47	0,95	1,42	1,90	2,37	2,85	3,32	3,80	4,27	0,373
6	0,57	1,13	1,70	2,26	2,83	3,39	3,96	4,52	5,09	0,443
7	0,77	1,54	2,31	3,08	3,85	4,62	5,39	6,16	6,93	0,604
8	1,01	2,01	3,02	4,02	5,03	6,03	7,04	8,04	9,04	0,788
9	1,27	2,54	3,82	5,09	6,36	7,63	8,90	10,18	11,51	0,998
10	1,57	3,14	4,71	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,14	1,232
11	1,90	3,80	5,70	7,60	9,50	11,40	13,30	15,20	17,10	1,491
12	2,26	4,52	6,78	9,04	11,30	13,57	15,83	18,09	20,36	1,774
13	2,65	5,31	7,96	10,62	13,27	15,92	18,58	21,23	23,89	2,082
14	3,08	6,16	9,23	12,31	15,39	18,47	21,55	24,63	27,71	2,415
15	3,53	7,07	10,60	14,14	17,67	21,20	24,74	28,27	31,81	2,772
16	4,02	8,04	12,06	16,08	20,11	24,13	28,15	32,17	36,19	3,154
17	4,54	9,08	13,62	18,16	22,70	27,24	31,78	36,32	40,86	3,560
18	5,09	10,18	15,27	20,36	25,45	30,54	35,62	40,71	45,80	3,995
19	5,67	11,36	17,01	22,68	28,35	34,02	39,62	45,36	51,03	4,451
20	6,28	12,57	18,83	25,73	31,42	37,70	43,98	50,26	56,55	4,932



