

G. W. M. ~~*H. F. C.*~~
8° 30 5

DER STÄDTISCHE TIEFBAU

LEITFADEN FÜR TECHNISCHE SCHULEN
UND FÜR GEMEINDEBEAMTE

VON

PROF. GÜRSCHNER UND

REGIERUNGS-
UND GEWERBESCHULRAT
ZU DANZIG

PROF. BENZEL

OBERLEHRER
AN DER KGL. BAUGEWERKSCHULE
ZU MÜNSTER I. W.

III. TEIL

STADTENTWÄSSERUNG

VON

PROF. GÜRSCHNER UND **PROF. BENZEL**

ZWEITE AUFLAGE

MIT 139 ABBILDUNGEN, 3 MEHRFARBIGEN PLÄNEN,
6 GRAPHISCHEN UND 5 ZAHLENTABELLEN



LEIPZIG UND BERLIN

DRUCK UND VERLAG VON B. G. TEUBNER

1913

628.2



628.2 / 11. 2675/3

Vorwort.

Die vorliegende 2. Auflage schließt sich ebenso wie die erste in der Verteilung und Behandlung des Lehrstoffes dem Lehrplan für die Tiefbauabteilungen der preußischen Baugewerkschulen vom 1. Juni 1908 an.

Die Erfahrungen, welche der Verfasser der Abschnitte A—J bei der Benutzung der 1. Auflage im Unterricht gesammelt hat, haben ihn zur Umarbeitung der Abschnitte A—E und eines Teiles von F veranlaßt.

Es wurde die Erörterung der Aufgabe und Art der Stadtentwässerung vorausgeschickt, um den Schülern zunächst einmal einen Überblick über das Fach, dem sie vorerst völlig fremd gegenüberstehen, zu geben. Die nächsten Abschnitte behandeln die teils praktischen, teils theoretischen Entwurfsgrundlagen, wie Material und Querschnittsformen, Abwassermenge, Berechnung der Leitungsquerschnitte, und leiten so zu dem Entwurf einer Stadtentwässerung über, zu dessen Aufstellung der Abschnitt E eine eingehende Anweisung in dem Aufbau, wie er sich bisher im Unterricht des Verfassers bewährt hat, gibt.

Die ins einzelne gehende Auseinandersetzung der Entwurfsarbeiten hielt Verfasser besonders deshalb für notwendig, weil die zur Verfügung stehende Zeit außerordentlich knapp ist, und dem Schüler daher die Möglichkeit gegeben werden muß, sich in Zweifelsfällen auch zu Hause im Leitfaden Rat zu holen. Es ließ sich nicht vermeiden, daß dabei auch Fragen, welche über den Rahmen eines Schulentwurfs hinausgehen, zur Erörterung kamen, wenn der Leitfaden für unsere Schüler auch in der Praxis ein brauchbarer Ratgeber sein sollte.

Ferner schien es wünschenswert, Berechnung und Konstruktion der Regenauslässe und Düker nicht wie in der 1. Auflage zu trennen, sondern im Abschnitt F im Zusammenhang zu bringen.

Die Kritik der 1. Auflage sprach sich mehrfach gegen die Aufnahme des Verzögerungswertes $\frac{1}{\sqrt{F}}$ aus. Verfasser, dem die Mängel dieses Wertes wohl bekannt sind, hat dazu auf Grund ausgedehnter Vergleichsrechnungen an einem größeren Entwurf in der Fußnote auf S. 18 Stellung genommen.

Doch glaubte Verfasser der dankenswerten Anregung und den neuesten Forschungen auf dem Gebiete der sog. Abflußverzögerung durch Einführung des z. Z. vollkommensten Verzögerungsverfahrens von Vicari-Hauff in die 2. Auflage Rechnung tragen zu müssen. Denn erst dieses Verfahren, welches Verfasser nebenbei schon öfters von besseren, sich freiwillig meldenden Schülern auf ihren Schulentwurf anwenden ließ, führt den Anfänger zum vollen Verständnis des nicht ganz einfachen Vorganges der Abflußverzögerung.

rung. Der größere Arbeitsaufwand, welchen dieses Verfahren gegenüber einfacheren, aber viel unzuverlässigeren erfordert, wird reichlich aufgewogen durch die Erzielung wirklich wirtschaftlicher Abmessungen der Entwässerungsleitungen und somit durch große Ersparnisse an den Baukosten. Das Verfahren kommt deshalb gerade für kleinere Orte, deren Kanalisation ja heute vornehmlich auf der Tagesordnung steht, in Betracht, weil diese fast durchweg die Kosten für eine Kanalisation nur schwer aufbringen können.

Das Verfahren von Vicari-Hauff bedingte natürlich auch eine Erörterung der Auswertung von Regenbeobachtungen.

Die Zahl der Berechnungsbeispiele hat sich in der Neuauflage von 19 auf 31 erhöht, wodurch die Brauchbarkeit des Leitfadens für Schüler und Praktiker nur gewonnen haben dürfte.

Auch die graphischen Tabellen sind um zwei vermehrt worden, welche dem „Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure“ mit gütiger Erlaubnis des Verfassers, Herrn Dr.-Ing. K. Imhoff, entnommen sind.

Der neu beigefügte mehrfarbige Entwässerungsplan (Tafel VII) veranschaulicht den Entwurf eines kleinen Entwässerungsgebietes, teils nach dem Misch-, teils nach dem Trennverfahren, mit Benutzung des genauen Verzögerungsverfahrens von Vicari-Hauff in einer Vollständigkeit, wie sie sonst in der Literatur kaum anzutreffen sein dürfte.

Tafel VIII „Bauzeichnung der Entwässerungsleitung einer Straße“ und Tafel IX „Entwässerungsanlage eines Grundstücks“ sind aus der 1. Auflage übernommen worden.

Die beigegebenen Tabellen, sechs graphische und fünf Zahlentabellen verleihen dem Leitfaden einen zweifellos praktischen Wert, da sie für die Berechnung aller zur Entwässerung einer mittleren Stadt erforderlichen Leitungen ausreichen.

Abschnitt A—J ist von Prof. Benzl, Abschnitt K und L von Prof. Gürschner bearbeitet worden.

Die Wiedergabe einer ganzen Reihe von Abbildungen aus Katalogen ist der Erlaubnis der Halbergerhütte bei Saarbrücken, der Geigerschen Fabrik in Karlsruhe i. B. und der Firma Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof zu verdanken.

Danzig und Münster i. W. im März 1913.

Gürschner. Benzl.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite		Seite
A. Aufgabe und Art der Stadtentwässerung	1	VI. Durchflußmengen und Abmessungen der Leitungen	43
I. Die Aufgabe der Stadtentwässerung	1	VII. Tiefe und Gefälle der Leitungen	48
II. Die Art der Stadtentwässerung	1	F. Einzelheiten der Entwässerungsanlagen	51
1. Das Mischverfahren. — Regenauslässe	2	I. Straßenleitungen.	52
2. Das Trennverfahren. — Shoneverfahren	4	II. Die Doppelleitungen des Trennverfahrens	55
B. Material und Querschnittsformen der Entwässerungsleitungen	7	III. Einsteigeschächte und Vereinigung von Straßenleitungen	55
I. Material	7	IV. Regenauslässe	66
1. Steinzeugrohre	7	V. Düker	72
2. Kanäle aus Klinkermauerwerk	7	VI. Heberleitungen	77
3. Betonleitungen	7	VII. Kreuzung von Leitungen	80
II. Querschnittsformen	8	VIII. Regeneinläufe und Schneeeinwürfe	80
1. Kreisquerschnitt	8	IX. Spüleinrichtungen	87
2. Eiquerschnitt	8	X. Sandfang	91
3. Andere Querschnitte	9	G. Kosten der Entwässerungsanlagen	92
C. Abwassermenge	10	H. Bau der Entwässerungsanlagen	94
I. Schmutzwasser	10	I. Reihenfolge d. Ausführung	94
1. Abwasser aus Hauswirtschaften	10	II. Bauzeichnungen	95
2. Abwasser aus Gewerbebetrieben	11	III. Kostenanschlag und Verbindungsunterlage	96
II. Niederschläge	11	IV. Festsetzung der Leitungstrasse	102
1. Versickerung des Regens	11	V. Vorbereitende Arbeiten	103
2. Verzögerung des Regenabflusses	12	VI. Einbau der Leitungen und Bauwerke	106
3. Stärke, Dauer und Häufigkeit der Regenfälle. — Regenmesser	18	1. Steinzeugrohrleitungen	107
D. Die Berechnung der Leitungsquerschnitte. — Füllhöhen	23	2. Gemauerte Kanäle.	110
E. Entwurf einer Stadtentwässerung	25	3. Betonleitungen	111
I. Umfang des Entwurfs	25	4. Eiserne Leitungen.	114
II. Unterlagen des Entwurfs	26	5. Bauwerke	114
III. Allgemeine Anordnung der Entwässerung	28	VII. Verfüllung der Baugrube	115
IV. Leitungsnetz	32	J. Grundstücksentwässerung	115
V. Tiefe und Gefälle des Leitungswasserspiegels	37	I. Leitungen und Entlüftung	115
		II. Eingüsse und Geruchverschlüsse.	118
		III. Fettfänge	122
		IV. Hochwasser- und Rückstauverschlüsse	123

	Seite		Seite
V. Entwurf	125	b) Größe der Rieselfelder	139
VI. Kosten	126	c) Zuleitung des Rieselwassers	141
K. Abwasserreinigung	126	Berechnung der Zweiglei-	
I. Allgemeines	126	leitungen	143
1. Verunreinigung der Vor-		Berechnung der Standrohr-	
flutgewässer	126	höhe	143
2. Selbstreinigung der Vor-		d) Herrichtung der Riesel-	
flutgewässer	127	felder	147
3. Anforderungen an die Rei-		e) Drainierung der Riesel-	
nigungsanlagen	127	felder	148
4. Allgemeine Anordnung		f) Spritzverfahren oder	
der Reinigungsanlagen	128	Schlauchberieselung	150
II. Hebung der Abwässer	130	3. Die biologische Reinigung	150
1. Anordnung des Pump-		a) Füllkörper	151
werks	130	b) Tropfkörper	153
2. Einrichtung des Pump-		4. Die mechanische Klärung	154
werks	131	a) Klärbrunnen	156
3. Berechnung der Maschi-		b) Absitzbecken	157
nenstärke	132	c) Faulräume	158
4. Druckleitungen	134	d) Schlammabseitung	160
III. Reinigungsanlagen	136	5. Die chemische Reinigung	161
1. Übersicht über die ver-		L. Kanalisationsbetrieb	162
schiedenen Arten der Ab-		1. Unterhaltungsarbeiten	162
wasserreinigung	136	2. Spülung des Kanalnetzes	163
2. Die Berieselung	138	3. Reinigung der Kanäle	165
a) Einfluß des Unter-			
grundes	138		

Benutzte und empfehlenswerte Werke:

- Frühling, die Entwässerung der Städte. Verlag von Engelmann, Leipzig.
- Metzger, Städteentwässerung und Abwasserreinigung. Verlag von Heymann, Berlin.
- Büsing, die Städtereinigung. Verlag von Bergsträßer, Stuttgart.
- Baumeister, Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung. Verlag von Toeche, Berlin.
- Heyd, Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Verlag der Dr. H. Haas'schen Buchdruckerei, Mannheim.
- Imhoff, Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin.
- Breitung, Auswertung von Regenbeobachtungen. Verlag von F. Leineweber, Leipzig.
- Hütte des Bauingenieurs. Verlag von Ernst & Sohn, Berlin.
- Mitteilungen aus der Kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserreinigung zu Berlin. Verlag von Hirschwald, Berlin.
- Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
- Technisches Gemeindeblatt. Verlag von Heymann, Berlin.
- Gesundheits-Ingenieur. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin.

Quellenverzeichnis der Abbildungen:

- Abb. 4 nach Th. Weyl, die Assanierung von Düsseldorf.
- Abb. 124 u. 127 nach der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
- Abb. 125, 128—131 nach dem Technischen Gemeindeblatt.
- Abb. 138 nach Frühling, die Entwässerung der Städte.

A. Aufgabe und Art der Stadtentwässerung.

I. Die Aufgabe der Stadtentwässerung

besteht

1. in der **unterirdischen Ableitung**

- a) **der Schmutzwässer**, Koch-, Spül-, Wasch-, Badewässer, Urin, Fäkalien aus Küchen, Waschküchen, Baderäumen, Aborten und Abwässer aus Gewerbebetrieben,
- b) **der Niederschläge** von Dächern, Straßen, Höfen, Gärten aus dem Gebiete geschlossener Ortschaften,

2. in dem **Unschädlichmachen** der gesundheitswidrigen Bestandteile der Abwässer.

II. Die Art der Stadtentwässerung

wird als „**Schwemmkanalisation**“ gekennzeichnet.

Es werden die Abwässer einschl. der Fäkalien, letztere unter Zugabe von Spülwasser (Spülaborte), in unterirdischen Gefälleleitungen aus dem Stadtgebiet fortgeschwemmt.

Die Leitungen folgen den Straßenzügen annähernd parallel deren Gefälle und vereinigen sich zu Sammelkanälen, welche das Abwasser einem Wasserlauf, doch gewöhnlich erst nach vorangegangener Reinigung, zuführen.

Ein Pumpwerk für das Abwasser ist erforderlich, wenn für die Reinigungsanlage nur in einer Lage Platz ist, die höher als der tiefste Punkt des Leitungsnetzes liegt, oder wenn der Wasserspiegel der Vorflut immer oder auch nur zeitweise, bei Hochwasser, über dem der Reinigungsanlage steht.

Je nachdem das Schmutzwasser und die Niederschläge gemischt in einer gemeinsamen Leitung oder getrennt in zwei verschiedenen Leitungen abgeführt werden, unterscheidet man das **Mischverfahren** und das **Trennverfahren**.

Gesundheitlich ist beiden Verfahren gleicher Wert beizumessen. Ausschlaggebend für die Wahl des Verfahrens sind nur die Kosten der Entwässerungsanlage und ihres Betriebes.

1. Das Mischverfahren.

ist in den meisten Fällen das billigere.

Vor allem ist das Leitungsnetz billiger, weil einfache Leitungen sowohl in der Erstherstellung als in der Unterhaltung billiger sind als Doppelleitungen von zusammen gleichem Fassungsvermögen. Es ist einfacher und übersichtlicher und daher auch billiger im Spülbetrieb.

Mehr Kosten verursacht dagegen die Reinigung des Abwassers, weil die Reinigungsanlage außer dem Schmutzwasser noch Regenwasser (im Jahresdurchschnitt etwa ein Drittel der Schmutzwassermenge) aufzunehmen hat, deshalb größer anzulegen ist und höhere Betriebskosten fordert. Zudem ist das ihr zufließende Abwasser einem starken Wechsel in Menge und Zusammensetzung unterworfen, so daß ihr Betrieb sich weniger wirtschaftlich gestaltet als bei dem Trennverfahren.

Muß das Abwasser, wie es in vielen Fällen erforderlich ist, zur Reinigungsanlage oder zur Vorflut gehoben werden, so ist auch der Betrieb des Pumpwerks infolge der größeren und stark wechselnden Wassermenge teurer und weniger wirtschaftlich als bei dem Trennverfahren.

Die Mischwasserleitungen werden mit ihrem Scheitel 2—3 m unter Straßenkrone gelegt, damit sie auch die Keller (Waschküchen) entwässern können. Ihre Abmessungen sind vornehmlich durch die Sturzregen bedingt, da diese eine 50—200mal größere Abflußmenge bringen als die Schmutzwässer.

Das Abwasser wird gewöhnlich talabwärts an der Grenze des Stadtgebietes vereinigt, von dort zu einer Reinigungsanlage und hierauf in einen Wasserlauf geführt.

Bei dem Mischverfahren wechselt das abzuführende Wasser in Menge und Verunreinigung außerordentlich stark, je nachdem trockenes Wetter ist oder Regen von geringster bis größter Stärke fällt. Um nun die Reinigungsanlage und das etwa erforderliche Pumpwerk bei Starkregen zu entlasten und nicht nach der größten Wassermenge, die nur wenige Male im Jahre zum Abfluß kommt, bemessen zu müssen, läßt man, sobald die Abflußmenge eines Kanals infolge starken Regens ein Mehrfaches der abzuführenden Schmutzwassermenge beträgt, das infolgedessen weniger unreine Abwasser zum Teil ungeklärt in vorhandene offene Gewässer ab.

Der Grad der Verdünnung, d. i. das Verhältnis der Gesamtabwassermenge zur Schmutzwassermenge, welches für die unmittelbare Einleitung des Kanalwassers in offenes Wasser nötig erscheint, wird von der Staatsbehörde je nach dem Zustande des Vorfluters, in der Hauptsache nach dessen Wassermenge bei niedrigstem Wasserstande zwischen 2 und 9 festgesetzt, wovon die untere Grenze nur für große Strom-

geschwindigkeit, kiesiges Flußbett und schwache Besiedelung der Ufer bei entsprechend großer Wassermenge in Betracht kommt. Am häufigsten wird eine 5fache Verdünnung vorgeschrieben.

Zum Ablassen des Kanalwassers bei starkem Regen werden an möglichst vielen Punkten des Leitungsnetzes in möglichster Nähe der vorhandenen Wasserläufe und Teiche oder auch da, wo alte, zur Schmutzwasserableitung untaugliche Kanäle gekreuzt werden, **Regenauslässe** in der Art angeordnet, daß nach Überschreitung der dem vorgeschriebenen Verdünnungsgrad entsprechenden Füllhöhe im Kanal das Wasser über eine Überfallschwelle in der Kanalwand — Regenüberfall (Abb. 43) — in einen abzweigenden Kanal — Notauslaß — und durch diesen auf kürzestem Wege im Gefälle zur Vorflut fließt.

Außer der Verringerung der Bau- und Betriebskosten der Reinigungsanlage und des etwa erforderlichen Pumpwerkes wird durch den Einbau von Regenauslässen eine weitere Ersparnis dadurch erzielt, daß die Abmessungen des Sammelkanals unterhalb eines Regenüberfalls entsprechend der erheblichen Abnahme der weiterzuführenden Wassermenge verkleinert werden können.

In welchem Maße diese Profilverkleinerung erfolgen kann, hängt davon ab, ob der Wasserstand der Vorflut zu jeder Zeit oder nur im Sommer, April bis September, wo Sturzregen zu erwarten sind, erlaubt, das Kanalwasser über den Regenüberfall abzulassen.

Bleibt der Wasserstand der Vorflut immer unter der Überfallschwelle, so ist ohne weiteres die Wirksamkeit des Regenüberfalles zu jeder Zeit gewährleistet.

Steigt die Vorflut zeitweise höher, so muß der Regenüberfall vorübergehend erhöht werden, um das Leitungsnetz vor einer Überflutung zu schützen (Abb. 43).

Steigt sie höchstens bis etwa 20 cm unter den Scheitel des Sammelkanals am Regenüberfall, so ist auch dann noch jederzeit eine Entlastung möglich.

In diesen Fällen braucht der weitergeführte Sammler nur das Schmutzwasser und die zu seiner Verdünnung erforderliche Regenmenge zu bewältigen. Kommt mehr Wasser infolge stärkeren Regens, so staut es sich auf und fließt über den Überfall ab.

Steigt die Vorflut zeitweise noch über das vorher angegebene Maß unter Kanalscheitel, so ist der Einbau von Regenüberfällen und mithin das Mischverfahren noch nicht ausgeschlossen. Voraussetzung für das Mischverfahren ist nur, daß in der Zeit der Sturzregen, April bis September, das Sommerhochwasser der Vorflut soweit wie oben angegeben unter dem Scheitel des Sammelkanals bleibt.

Doch geht in diesem Falle der Vorteil der Regenüberfälle — Einschränkung der Sammlerabmessungen unterhalb, der Reinigungsanlage

und des etwa erforderlichen Pumpwerks — zum Teil verloren. Denn es muß bei höheren Hochwasserständen im Winter der Regen mit dem Schmutzwasser zusammen ganz der Reinigungsanlage zugeführt oder gar dahin gepumpt werden. Doch dürfte es, falls keine Statistik der Winterregen vorliegt, genügen, für diesen Fall nur die Hälfte der Größtdurchflußmenge am Überfall (im Sommer) für den Sammelkanal unterhalb, für das Pumpwerk und die Reinigungsanlage in Rechnung zu stellen.

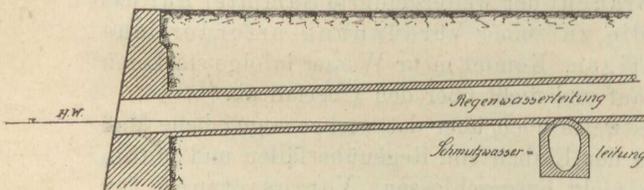
Da nun der Sammelkanal unterhalb des Regenüberfalles infolge seiner größeren Abmessungen eine Wassermenge, welche über die vorschriftsmäßig verdünnte Schmutzwassermenge hinausgeht, abführen kann, wird auch im Sommer ein Teil der Starkregen nicht über den Überfall, sondern unter dem Druck des Wasserspiegels durch die Sammelleitung weiterfließen und Pumpwerk und Reinigungsanlage belasten. Dies wird in um so stärkerem Maße eintreten, je höher das Sommerhochwasser über die Überfallsschwelle steigt, je mehr also diese bei Hochwasser im Sommer erhöht werden muß.

Es sollte daher der Sammelkanal und damit die Überfallsschwelle möglichst so hoch gelegt werden, daß das Sommerhochwasser letztere nie übersteigt.

2. Das Trennverfahren.

Für die Ableitung des Schmutzwassers gilt im allgemeinen dasselbe wie für die des Abwassers des Mischverfahrens, nur fallen Regenüberfälle und Notauslässe fort. Die Abmessungen der Schmutzwasserleitungen sind, weil diese nicht die verhältnismäßig viel größeren Regenmengen aufzunehmen haben, ganz erheblich kleiner als die der Mischwasserleitungen.

Die Regenwasserleitungen erhalten fast die gleichen Abmessungen wie letztere, werden aber höher gelegt, da sie nur die Geländeoberfläche zu entwässern haben, doch mit dem Scheitel nicht höher als 1,50 m unter Straßenkrone, um eine gegenseitige Behinderung des Wasserleitungs- und Kanalnetzes zu vermeiden. Sie führen das



Regenwasser im Gefälle auf kürzestem Wege, also an möglichst vielen Stellen, in offene Gewässer.

Ein zeitweiliger Rückstau der Vorflut in das Leitungsnetz ist ohne Bedenken, solange nicht das

Flußwasser durch die Regeneinläufe und Einsteigeschächte über das Gelände treten kann.

1. Das Trennverfahren ist daher vor allem dort am Platze,

Abb. 1. Trennverfahren.
Entlastung der Schmutzwasserleitung unmöglich.

wo zeitweise bei Sommerhochwasser die Entlastung einer tiefliegenden Mischkanalisation von den zu erwartenden Sturzregen nicht möglich ist (Abb. 1), wenn also ein Mischleitungsnetz bis zur Reinigungsanlage, sowie letztere selbst und auch das etwa erforderliche Pumpwerk nach dem stärksten Regen bemessen werden müßten.

Außerdem kommt das Trennverfahren in Betracht:

2. Wenn die oberirdische Ableitung der Niederschläge durch Rinnsteine zulässig erscheint, wie in kleineren Ortschaften, wo sich bisher Unzuträglichkeiten hieraus nicht ergeben haben (Teilkanalisation), oder wenn alte Leitungen vorhanden sind, welche unbedenklich zur Ableitung des Regenwassers, aber nicht des Schmutzwassers benutzt werden können.

An Regenwasserleitungen brauchen nämlich nicht gleich hohe Anforderungen bezüglich der Regelmäßigkeit des Sohlengefalles, der Glätte und Undurchlässigkeit der Kanalwände gestellt zu werden wie an Schmutzwasserführende Leitungen.

Auch wenn sich in dem einen oder anderen Falle noch der Bau einiger neuer Regenwasserleitungen als notwendig erweisen sollte, dürfte das Trennverfahren immer noch billiger sein als das Mischverfahren.

3. Bei langgestreckter Lage einer Stadt an einem Flusse, welche es ermöglicht, die Niederschläge durch kurze Leitungen von verhältnismäßig kleinen Abmessungen an vielen Punkten unmittelbar in den Fluß zu leiten.

4. Bei hohen Kosten der Hebung und Reinigung des Abwassers. In diesem Falle können die höheren Betriebskosten des Mischverfahrens den durch ein doppeltes Leitungsnetz bedingten Mehraufwand für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals überwiegen.

5. In Gebieten, welche zeitweise der Überflutung durch Hochwasser ausgesetzt sind, um ein Einströmen des Flußwassers durch die Sinkkasten in die Schmutzwasser führenden Leitungen und eine Überschwemmung oder eine Überlastung der Pump- und Reinigungsanlage zu verhüten.

In diesem Falle müssen tiefliegende Öffnungen des Leitungsnetzes für Schmutzwasser wie

Einsteigeschächte (Abb. 2), Einläufe im Kellergeschoß (Abb.

98) wasserdicht verschlossen werden können, damit ein Eindringen des Hochwassers durch diese verhindert wird.

Wird das Schmutzwasser im Gefälle und ohne vorherige Klärung der

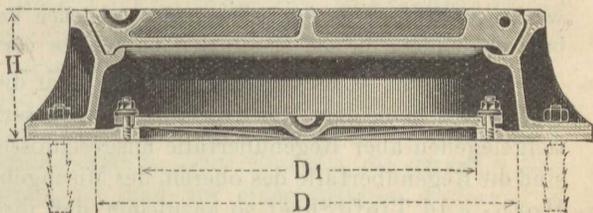


Abb. 2. Hochwassersicherer Schachtdeckel.

Vorflut zugeführt, so ist für Überschwemmungsgebiete das Trennverfahren nicht erforderlich, doch müssen auch in diesem Fall Ausgüsse im Keller einen Rückstauverschluß (Abb. 105) erhalten.

Ausgeschlossen ist das Trennverfahren in Gebieten, welche zeitweise unter Hochwasser liegen, aber durch Deiche vor Überflutungen geschützt sind, weil das Hochwasser durch die Regenwasserleitungen und Sinkkasten über das Gelände treten könnte. Dauern solche Hochwasser erfahrungsgemäß nur kurze Zeit, wie im Ebbe- und Flutgebiet, so wird man, um nicht alles Wasser pumpen zu müssen, während des Hochwassers die Notauslässe an ihrer Mündung abschließen und die Niederschläge in größeren Becken — Aufhaltebecken — aufspeichern, um sie nach dem Fallen des Hochwassers in die Vorflut abzulassen.

Das Shoneverfahren

ist eine besondere Art des Trennverfahrens, bei welchem das Schmutzwasser der einzelnen nur kleinen Entwässerungsgebiete im Gefälle einem Behälter zufließt und, sobald dieser gefüllt ist, selbsttätig durch Preßluft in einen hochliegenden Sammelkanal gedrückt wird.

Die Aufnahme der Niederschläge in das Shoneverfahren verbietet sich wegen der Kostspieligkeit der Anlage und wegen des zu starken Wechsels der Zuflußmenge in diesem Falle. — Die Ableitung der Niederschläge erfolgt vielmehr oberirdisch oder mittels wenig tiefliegender besonderer Leitungen.

Das Shoneverfahren ist empfehlenswert für sehr tiefliegende Gebiete, besonders für Mulden, welche bei Anwendung durchlaufender Gefälleleitungen eine außerordentliche Tiefe der weiter unterhalb gelegenen Kanalstrecken bedingen würden.

Es ist selbstverständlich, daß die Entscheidung, ob Misch- oder Trennverfahren, nicht einheitlich für das ganze zu entwässernde Gebiet getroffen werden muß, sondern daß je nach den örtlichen Verhältnissen bald das eine, bald das andere für die einzelnen Stadtgebiete vorzuziehen ist.

So kommt es nicht selten vor, daß zwar die hochgelegenen Gebiete eines Ortes nach dem Mischverfahren entwässert werden können, in den tiefgelegenen aber Regenüberfälle ausgeschlossen sind. In diesem Falle sind die Regenüberfälle des oberen, des Mischgebietes, am Hang zwischen Hoch- und Tiefgebiet so anzulegen, daß ihre Überfallschwelle noch über das höchste Hochwasser der Vorflut reicht, und die anschließenden Notauslässe als Hauptregenwasserkanäle durch das Tiefgebiet der Vorflut zuzuführen (Entwässerungsplan Tafel VII).

B. Material und Querschnittsformen der Entwässerungsleitungen.

I. Material.

1. **Steinzeug (Ton)rohre**, bis zur Sinterung gebrannt und mit Salzglasur versehen (Abb. 22)³, bilden wegen ihrer Säurebeständigkeit, Undurchlässigkeit und Glätte das beste Material für schmutzwasserführende Leitungen. Sie werden gewöhnlich nur in Größen bis 50 cm Φ verlegt, weil weitere Rohre sich nicht widerstandsfähig genug gegen Erddruck erwiesen haben.

Doch werden mitunter auch noch Rohre von 55,60 cm und mehr Durchmesser eingebaut, die aber zur Sicherung gegen Zerdrücktwerden mit Magerbeton umstampft werden.

2. **Kanäle aus Klinkermauerwerk** in Zementmörtel 1:3 dienen zur Ableitung größerer Wassermengen. Sie erhalten zweckmäßig eine Sohlenschale aus glasiertem Steinzeug (Abb. 23) als Schutz gegen die Säuren des unverdünnten Schmutzwassers bei Trockenwetter und gegen die schleifende Wirkung von mitgeführtem Sand, Steinchen, Ziegel- und Schieferstückchen. Als geringste Höhe gemauerter Kanäle ist 0,90 m anzusehen, weil das Gewölbe niedrigerer Profile kaum noch sauber ausgefugt werden kann. Doch dürfen Notauslässe und Regenwasserkanäle eine geringere Höhe erhalten, da deren Gewölbeleitung nicht unbedingt glattgefugt werden muß.

3. **Betonleitungen**, aus fertigen Rohren (Abb. 64) oder in der Baugrube gestampft (Abb. 66), eignen sich wenig zur Abführung von Schmutzwasser, da dessen Gehalt an Säuren, Alkalien, Salzen den Zement angreift. Doch werden sie ihrer Billigkeit wegen recht häufig zur Ableitung hauswirtschaftlicher Abwässer verwendet, sollten aber dann immer mit einem Schutzanstrich aus Goudron (Dr. Roths Inertol) oder noch besser, aber viel teurer, bis zur Höhe des Trockenwetterabflusses mit einer Verkleidung von Sohlshalen und kleinen Platten aus glasiertem Steinzeug, oberhalb wieder mit einem Goudronanstrich versehen sein.

Unbedingt sind Betonleitungen zu verwerfen, wenn saure oder alkalische gewerbliche Abwässer zum Abfluß gelangen. Aber auch in Orten, welche vorläufig keine Betriebe, die derartige Abwässer erzeugen, aufweisen, ist man vor einer späteren Änderung in dieser Beziehung nie sicher. Außerdem ist zu beachten, daß Betonleitungen in schwefelkieshaltigem Moorboden schnell zerfressen werden.

Einen weiteren Nachteil der Betonleitungen, aber nur der ausfertigen Rohren, bilden noch die gewöhnlich nur mit Zementmörtel

ausgefugten Stöße, welche bei nicht ganz sorgfältiger Verlegung oder bei unsicherem Baugrunde leicht undicht werden und so eine Verseuchung des Untergrundes hervorrufen können. Doch läßt sich diesem Nachteil durch Umstampfen der Stöße mit Beton und Eisenbewehrung dieser Betonringe begegnen, wodurch sich die Kosten für Betonleitungen natürlich wesentlich erhöhen.

Die erwähnten Nachteile fallen für Notauslässe, die nur zeitweise stark verdünntes Schmutzwasser abzuführen haben, und für die Regenwasserleitungen des Trennverfahrens, die nur Oberflächenwasser ableiten, nicht ins Gewicht. Als Material für solche Leitungen ist daher Zementbeton unbedenklich.

II. Querschnittsformen.

1. Die günstigste Querschnittsform der geschlossenen Leitungen für die Wasserabführung bei voller Füllung ist der Kreis, weil bei ihm der hydraulische Radius, das ist das Verhältnis des Wasserquerschnitts zum benetzten Umfang, einen Kleinstwert erlangt, der Reibungswiderstand also am geringsten ist. Dies trifft jedoch nicht zu für Füllhöhen, welche unter der Mitte des Kreisprofils bleiben (vgl. Taf. VI a). Außerdem haben die im Vergleich mit der vollen Füllung recht kleinen Wassermengen des Trockenwetterabflusses infolge der flachen Sohle des Kreisprofils nur eine geringe Schwimmtiefe, wodurch Ablagerungen begünstigt werden.

2. In dieser Hinsicht ist dem Kreis die sehr gebräuchliche Eiform (Taf. VI b) überlegen und ferner infolge ihrer größeren Höhe bei gleichem Fassungsvermögen durch die leichtere Begehbarkeit und daraus folgende bequemere Reinigung größerer Profile. Dagegen hat die Eiform für Steinzeugrohre, welche sich beim Brennen mehr oder weniger verziehen, den Nachteil, daß sich Eirohre beim Aneinanderpassen nicht wie Kreisrohre beliebig drehen lassen, bis wenigstens die

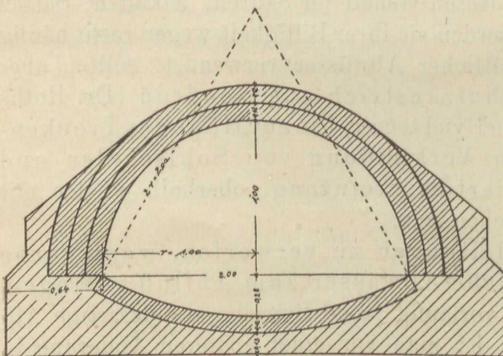


Abb. 3. Maulprofil.

Sohle glatt durchgeht, und daß infolgedessen kleine Absätze in der Sohle nicht immer zu vermeiden sind.

Die verhältnismäßig große Höhe der Eiform ist für Leitungen,

welche nur wenig verunreinigtes Wasser abzuführen haben und deshalb kaum von Ablagerungen zu säubern sind, wie Notauslässe und Regenwasserleitungen, sowie für schmutzwasserabführende Kanäle über Mannshöhe (1,80 m) ohne Wert und wird zum Nachteil, da sie eine tiefere Ausschachtung bedingt und die Bauausführung, besonders im Grundwasser, erschwert und verteuert.

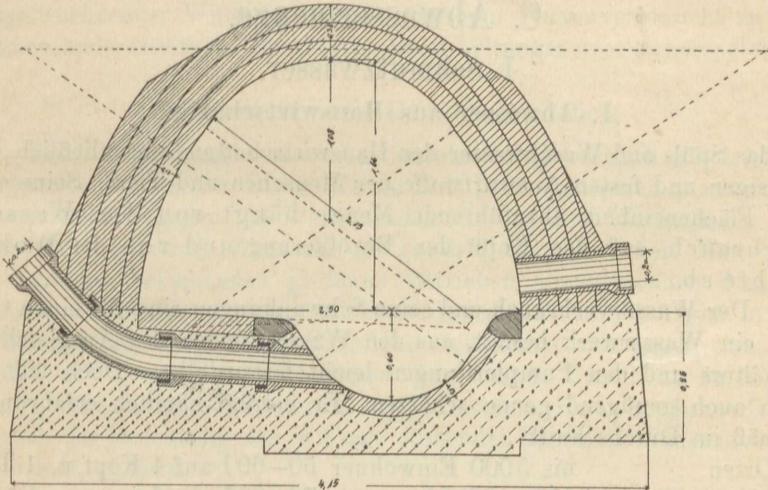


Abb. 4. Kanalprofil mit Schmutzwasserrinne.

3. Für solche Leitungen sind elliptische (Taf. VI c), Kreis- oder sogenannte gedrückte Profile, wie das **Hauben-** (Taf. VI d) und **Maulprofil** (Abb. 3), vorzuziehen. Letztere erhalten im Mischverfahren öfters eine Schmutzwasserrinne (Abb. 4), um bei Trockenwetter das Begehen der Kanäle auf dem seitlichen Absatz zu erleichtern.

Es kommen demnach in Betracht:

Für Schmutzwasserleitungen des Trennverfahrens und für Mischwasserleitungen:

- Steinzeugrohre von Kreisform: 0,20, 0,25, 0,30 ... 0,50 m Φ ,
- „ „ „ „ betonumstampft: 0,55, 0,60 ... 0,80 m Φ ,
- gemauerte Kanäle von Eiform: $\frac{0,60}{0,90}$, $\frac{0,70}{1,05}$, $\frac{0,80}{1,20}$... $\frac{1,20}{1,80}$ m,
- „ „ „ ellipt., Kreis- oder Haubenform über 1,80 m Höhe.

Für Mischwasserleitungen weniger empfehlenswert:

- Betonrohre mit Goudronanstrich von Eiform: $\frac{0,20}{0,30}$, $\frac{0,25}{0,375}$... $\frac{0,40}{0,60}$,
 $\frac{0,50}{0,75}$... $\frac{1,00}{1,50}$ m,
- Stampfbetonkanäle mit „ „ „ $\frac{0,80}{1,20}$, $\frac{0,90}{1,35}$... $\frac{1,20}{1,80}$ m,
- „ „ „ „ ellipt., Kreis- oder Haubenform über 1,80 m Höhe.

Für Regenwasserleitungen des Trennverfahrens und für Notauslässe des Mischverfahrens:

Betonröhre von Kreisform: 0,25 . . . 1,50 m Φ ,
 Stampfbetonkanäle } von Kreis-, Hauben- oder Maulform
 gemauerte „ } von 1,20 m Höhe an.

C. Abwassermenge.

I. Schmutzwasser.

1. Abwasser aus Hauswirtschaften

ist das Spül- und Waschwasser der Hauswirtschaften, einschließlich der flüssigen und festen Auswurfstoffe der Menschen und Tiere. Seine von der Flächeneinheit abzuführende Menge hängt von dem Wasserverbrauch auf den Kopf der Bevölkerung und von der Wohndichte ab.

Der Wasserverbrauch und seine Schwankungen sind für einen Ort, der ein Wasserwerk besitzt, aus den Wasserständen des Ausgleichbehälters und den Pumpleistungen leicht festzustellen. Doch läßt er sich auch genügend genau schätzen. Er beträgt nämlich erfahrungsgemäß im Durchschnitt

in Orten	bis 5000 Einwohner	50—60 l	auf 1 Kopf u. 1 Tag,
„ Mittelstädten v. 5000—100000	„	70—80 l	„ 1 „ 1 „ „
„ Großstädten über 100000	„	100—120 l	„ 1 „ 1 „ „

Er steigt im Sommer auf das $1\frac{1}{2}$ fache des durchschnittlichen Tagesverbrauchs und kurz vor Mittag auf das $1\frac{1}{2}$ fache des durchschnittlichen Stundenverbrauchs.

Da $\frac{1,5 \cdot 1,5}{24} = \frac{1}{9,4} \sim \frac{1}{10}$ ist, berechnet man den höchsten Stundenverbrauch auch mit $\frac{1}{10}$ des durchschnittlichen Tagesverbrauchs.

Die Wohndichte der vollbebauten Fläche läßt sich durch Zählung der zugehörigen Hausbewohner ermitteln. Sie beträgt im Mittel bei dichter altstädt. Bebauung in Großstädten 400 Einwohner auf 1 ha,

„ „ „ „ „ Mittel „	300	„	„	1 „ „
„ „ „ „ „ Klein „	200	„	„	1 „ „
	in Landorten 150	„	„	1 „ „

Auf den noch nicht ganz bebauten und noch anbaufreien Flächen kann sie angenommen werden

für dichte neuzeitl. Bebauung in Großstädten zu 300 Einwohner auf 1 ha,

„ „ „ „ „ Mittel „	200	„	„	1 „ „
„ Kleinstädte und Landorte	150	„	„	1 „ „
„ offene Bebauung	100	„	„	1 „ „

Beispiel 1: Die von 1 ha in 1 Sekunde abzuführende Größtmenge des Hauswirtschaftswassers ergibt sich demnach

$$\text{i. M. zu } \frac{80 \cdot 200}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 0,445 \sim \frac{1}{2} \text{ sl/ha.}$$

Im Trennverfahren

wird die berechnete Abwassermenge aus Hauswirtschaften häufig verdoppelt, um einerseits einer etwaigen unerwarteten Zunahme infolge wachsender Wohndichte oder stärkeren Wasserverbrauchs zu begegnen, andererseits die Durchlüftung des Leitungsnetzes sicherzustellen.

2. Abwasser aus Gewerbebetrieben.

Die Menge des Abwassers aus bestehenden gewerblichen Betrieben, Färbereien, Gerbereien, Badeanstalten usw. ist im einzelnen unschwierig zu ermitteln, dagegen nur sehr unsicher die mit dem Wachsen der Betriebe zu erwartende Zunahme der gewerblichen Abwässer. Man wird die aus den bestehenden größeren Betrieben abzuführenden Wassermengen an der Einmündung der betreffenden Anschlußleitungen in die Straßenleitung besonders in Rechnung stellen und sich gegen eine Zunahme der gewerblichen Abwässer durch einen Zuschlag in Höhe der $\frac{1}{2}$ —2fachen Abwassermenge aus den Hauswirtschaften, je nach der Bedeutung der in Frage stehenden Stadt als Industrie- oder Badestadt, sichern.

Auszuschließen von den Entwässerungsleitungen sind solche Abwässer, welche feuergefährlich sind, einen schädlichen Säure-, Alkali- oder Salzgehalt oder eine Temperatur über 35°C haben. Derartige Abwässer sind vor der Einleitung in den Betrieben selbst unschädlich zu machen.

II. Niederschläge.

1. Versickerung des Regens.

Der Regen fließt nicht ganz durch die Leitungen ab, sondern versickert zu einem Teil, der um so größer ist, je rauher und durchlässiger die vom Regen getroffene Fläche, je dichter ihr Pflanzenbestand und je geringer ihr Gefälle ist. Die auf ein 1 Hektar in 1 Sekunde fallende Regenmenge in Litern ist daher noch mit dem **Versickerungswert** φ zu multiplizieren, um die Abflußmenge in sl/ha zu erhalten.

Für Dächer	$\varphi = 0,8 - 0,9$
„ fugendichtes Pflaster	$\varphi = 0,7 - 0,9$
„ Steinpflaster ohne Fugenverguß	$\varphi = 0,4 - 0,7$
„ Steinschlagbahn	$\varphi = 0,3 - 0,5$

Für Kieswege und unbefestigte Flächen ohne Pflanzenwuchs	$\varphi = 0,1 - 0,3$
„ Gärten und Parkanlagen	$\varphi = 0,05 - 0,15$
„ Äcker, Wiesen, Wald	$\varphi = 0 - 0,1$

Um den durchschnittlichen Versickerungswert für einen Ort oder für seine einzelnen Bauzonen zu erhalten, werden mehrere Blöcke mit normaler

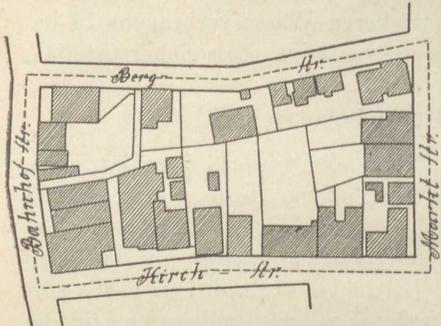


Abb. 5. Baublock zur Ermittlung des durchschnittlichen Versickerungswertes.

Bebauung bis zur Mitte der umgebenden Straßen, sowie die zugehörigen Einzelflächen mit verschiedenartiger Oberfläche ausgemessen, letztere mit dem passenden Versickerungswert multipliziert und ihre Summe durch den ganzen Flächeninhalt dividiert.

Beispiel 2 (Abb. 5):

Dachflächen	$0,350 \cdot 0,9 = 0,315$
Pflaster	$0,245 \cdot 0,4 = 0,098$
Garten	$0,395 \cdot 0,1 = 0,040$
	<u>0,990 ha</u> <u>0,453</u>

$$\varphi = \frac{0,453}{0,99} = 0,46$$

Im Durchschnitt kann gesetzt werden

für geschlossene altstädtische Bebauung	$\varphi = 0,7 - 0,9$, i. M. 0,8,
„ „ neuzeitliche „	$\varphi = 0,5 - 0,7$, „ „ 0,6,
„ Industrieviertel, offene „	
„ und Landorte	$\varphi = 0,3 - 0,5$, „ „ 0,4,
„ kahle Flächen, Bahngelände	$\varphi = 0,1 - 0,3$, „ „ 0,2,
„ öffentliche Gartenanlagen	$\varphi = 0,05 - 0,15$, „ „ 0,1.

Ist q_r die Regenmenge in sl/ha ,
 q „ Abfluß „ „ „ „
 F der Flächeninhalt eines Entwässerungsgebietes „ ha ,

so ist die Gesamtregenabflußmenge des Gebietes in sl

$$Q = q_r \cdot \varphi \cdot F = q \cdot F$$

Beispiel 3: $Q = 167 \cdot 0,46 \cdot 1,95 = 77 \cdot 1,95 = 150 sl$.

2. Verzögerung des Regenabflusses.

Einem bestimmten Punkt des Leitungsnetzes fließt mit Beginn eines Regenfalles zunächst nur Regen aus der nächsten Umgebung zu. Allmählich dehnt sich die Fläche, welche dem Punkte gleichzeitig Regenwasser zuschickt, immer mehr aus, bis schließlich bei genügend langer Dauer des Regens das ganze nach dem Punkte entwässernde Gebiet diesem zu gleicher Zeit Regen liefert. In diesem Falle ergibt

sich die größte Durchflußmenge in sl für die Leitung an dem betrachteten Punkte zu

$$Q_{max} = Q = q_r \cdot \varphi \cdot F.$$

Dauert aber der Regen nicht so lange Zeit, wie das Wasser gebraucht, um von dem äußersten Punkte des Leitungsnetzes bis zu dem angenommenen Punkte zu gelangen, so ist der Regen aus dessen nächster Umgebung bereits abgeflossen, wenn der Regen von dem äußersten Rande des Entwässerungsgebietes ankommt, und infolgedessen nur ein Teil von Q an dem fraglichen Punkte zu gleicher Zeit durch die Leitung zu führen. Es hat sich der Abfluß des auf das ganze Gebiet gefallenen Regens für den betrachteten Punkt, wie man sagt, verzögert.

Der geschilderte Vorgang wird durch die **Flutflächen** für die einzelnen Punkte des Leitungsnetzes verdeutlicht.

Beim Auftragen dieser darf angenommen werden, daß einer Straßenleitung, welche Wasser nicht noch aus anderen Straßen, sondern nur durch die Sinkkasten-, Regenrohr- und Grundstücksanschlußleitungen aufnimmt, der Regen des zugehörigen Entwässerungsgebietes auf die ganze Länge gleichmäßig verteilt zufließt.

Wenn

- l die Länge einer solchen Leitung in m ,
- Q „ Abflußmenge des zugehörigen Entwässerungsgebietes für einen bestimmten Regen „ sl ,
- v die Wassergeschwindigkeit in der Leitung „ m/sec ,
- t_r „ Regendauer „ sec ,
- t_1 „ Zeit, welche das Wasser zum Durchfließen der Strecke l gebraucht „ sec

ist, so ist

$$t_1 = \frac{l}{v}.$$

Beispiel 4 (Abb. 6):

$$t_1 = \frac{218}{0,91} = 240 \text{ sec.}$$

Werden nun $t_1 = 240$ $sec.$ und $t_r = 420$ $sec.$ als Abszissen, $Q = 150$ sl als Ordinate in einem bestimmten Maßstabe aufgetragen, so erkennt man, wenn $t_r > t_1$ ist, daß die Durchflußmenge am

unteren Ende der Leitung in t_1 Sekunden von 0 bis Q Sekundenliter gleichmäßig zunimmt, dann $(t_r - t_1) = (420 - 240) = 180$ $sec.$, also bis zum Auf-

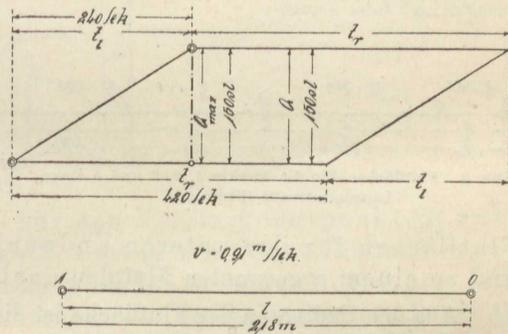
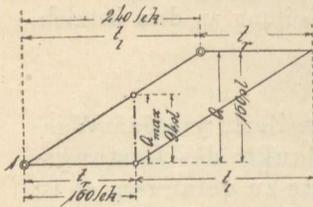


Abb. 6. Flutfläche für Punkt 1 ohne Verzögerung des Regenabflusses.



$$v = 0,91 \text{ m/s}$$

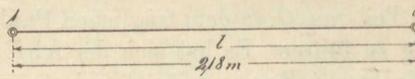


Abb. 7. Flutfläche für Punkt 1 mit Verzögerung des Regenabflusses.

hören des Regens gleich bleibt und nun wieder gleichmäßig auf Null fällt, bis auch das letzte am oberen Leitungsende eingeströmte Regenwasser die Strecke l durchflossen hat, also bis im ganzen $(t_r + t_l) = (420 + 240) = 660 \text{ sec.}$ verstrichen sind.

Die zur Wagerechten geneigten Linien, welche das Wachsen und Abnehmen der Durchflußmenge angeben, werden mit Anlauf- und Ablauflinie bezeichnet.

Ist $t_r = 150 \text{ sec.} < t_l = 240 \text{ sec.}$, so ist

$$\frac{Q_{\max}}{Q} = \frac{t_r}{t_l}$$

die größte Durchflußmenge $Q_{\max} = \frac{Q t_r}{t_l}$, und zwar um so kleiner, je kleiner $\frac{t_r}{t_l}$.

Beispiel 5 (Abb. 7):

$$Q_{\max} = \frac{150 \cdot 150}{240} = 94 \text{ sl}$$

nach $t_r = 150 \text{ sec.}$ und während $(t_l - t_r) = (240 - 150) = 90 \text{ sec.}$

Die größte Ordinate der Flutfläche gibt den Größtwert der Durchflußmenge an.

Ist die Geschwindigkeit in den einzelnen Strecken einer Leitung verschieden, so sind die

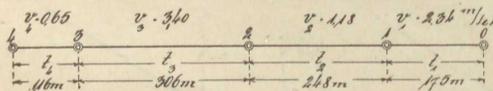
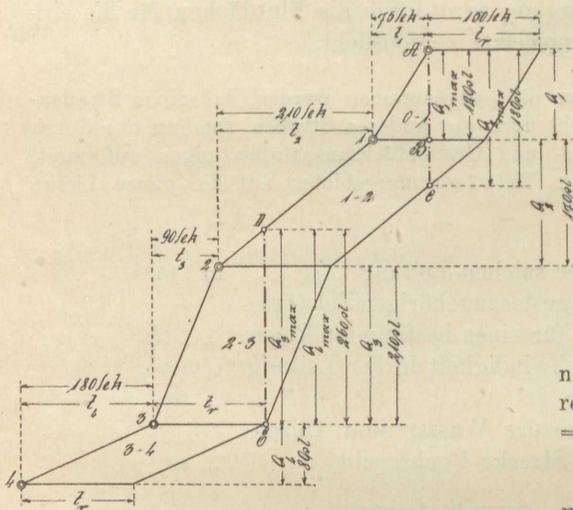


Abb. 8. Flutflächen für die Punkte 1, 2, 3 und 4 einer Leitungsstrecke (Flutplan).

Flutflächen für ihre unteren Endpunkte einzeln aufzutragen und zu einem sogenannten Flutplan aneinander zu reihen.

Aus den Ordinaten der Flutfläche ist die Größe der Durchflußmenge an jedem Leitungspunkte zu jedem beliebigen Zeitpunkt nach Beginn des Regens zu entnehmen. Die größte Durchflußmenge an jedem Punkte ergibt sich aus der größten Ordinate der Flutfläche des zugehörigen ganzen Entwässerungsgebietes.

Beispiel 6 (Abb. 8):

- An Punkt 1: $Q_{1max} = AB = Q_1 = 120 \text{ sl}$ nach $t_1 = 75 \text{ sec.}$
 „ „ 2: $Q_{2max} = AC = 180$ „ „ $(t_1 + t_2) = 75 + 210 = 285$ „
 „ „ 3: $Q_{3max} = DE = 260$ „ „ $t_r = 90$ „
 „ „ 4: $Q_{4max} = DE = 260$ „ „ $(t_4 + t_r) = 180 + 150 = 330$ „

Der Versickerungswert φ darf für die Teilgebiete der einzelnen Leitungsstrecken verschieden sein, denn mit zu- oder abnehmendem φ werden auch die Höhen der Flutflächen und damit die Ablesungen entsprechend größer oder kleiner.

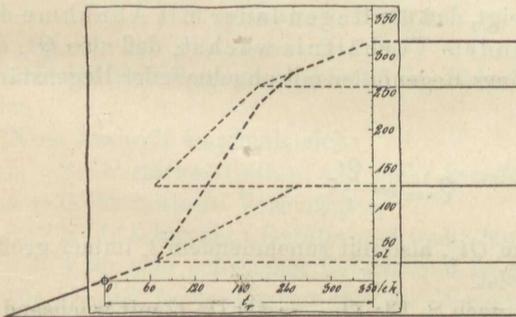
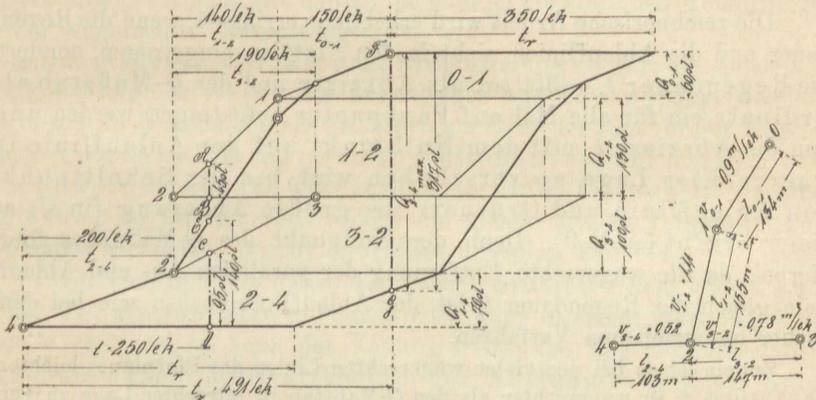


Abb. 9.
Flutplan einer Entwässerungsleitung nebst Zweigleitung.

Beispiel 7 (Abb. 9): Für den Vereinigungspunkt (2) zweier Leitungen (0-2 und 3-2) ergeben sich zwei Flutflächen übereinander, deren Anfangspunkte in eine Lotrechte fallen müssen. Der Durchflußmenge der Sammelleitung (an Punkt 4) in einem beliebigen Zeitabstande vom Beginn des Regens ($t = 250 \text{ sec.}$) entspricht die Summe der zugehörigen Flutflächenordinaten ($AB + CD = 45 + 95 = 140 \text{ sl} = ED$).

Zum leichten Auffinden der größten Flutflächenordinate werden

die vorspringenden Flächen zwischen lotrechten Parallelen, links nach unten, rechts nach oben, so angeschoben, daß eine geschlossene Gesamtflutfläche mit gleichen Ordinaten und von gleichem Flächeninhalt entsteht. Denn es braucht nun nur ein Q -Maßstab in lotrechter Lage mit dem Nullpunkt auf der Ablauflinie so weit verschoben zu werden, bis sich die größte Ablesung (für Punkt 4: $FG = 317 \text{ sl}$) an dem Maßstab ergibt. Die zugehörige Abszisse ($t_x = 491 \text{ sec.}$) gibt die Zeit an, welche vom Beginn des Regens verstreichen muß, bis die ermittelte Wassermenge (an Punkt 4) durch die Leitung zu führen ist.

Die zeichnerische Arbeit wird erheblich verringert, wenn die Regendauer und die Ablauflinien nicht in den Flutplan eingetragen, sondern die Regendauer $t_r = 350 \text{ sec.}$ als Abszisse und der Q -Maßstab als Ordinate ein für alle Mal auf Pauspapier aufgetragen werden und nun die Abszisse t_r mit dem Nullpunkt auf der Anlaufinie in wagerechter Lage so verschoben wird, bis der Schnittpunkt von Anlaufinie und Ordinate die größte Ablesung (in sl) an dieser ergibt (Abb. 9). Denn der Nullpunkt des Q -Maßstabes folgt hierbei, da die wagerechte Entfernung der parallelen An- und Ablauflinie gleich der Regendauer t_r ist, der Ablauflinie ebenso wie bei dem vorher beschriebenen Verfahren.

Zudem ist es bei den vielen wagerechten Linien des Flutplanes leichter, die Abszisse t_r in wagerechter als den Q -Maßstab in lotrechter Lage zu verschieben.

Die Regenstatistik zeigt, daß die Regendauer mit Abnahme der Regenstärke in steigendem Verhältnis wächst, daß also Qt_r , d. i. die Gesamtabflußmenge eines Regenfalles mit abnehmender Regenstärke immer größer wird.

Da nach S. 14

$$Q_{\max} = \frac{Qt_r}{t_i},$$

wird Q_{\max} mit wachsendem Qt_r , also mit zunehmendem t_r , immer größer, bis $t_r = t_i$ und $Q_{\max} = Q$ ist.

Wird $t_r > t_i$, so gilt nach S. 13: $Q_{\max} = Q$. Da Q mit wachsendem t_r immer kleiner wird, so wird auch Q_{\max} immer kleiner.

Es liefert daher die größte Durchflußmenge an einem Leitungspunkte derjenige Regen, dessen Dauer $t_r = t_i$, gleich der Zeit ist, welche das Wasser zum Durchfließen der Leitung bis zu dem Punkte gebraucht.

Da die Durchflußzeit t_i mit der Länge der Leitung zunimmt, so sind zur Bestimmung der Durchflußmengen an den einzelnen Punkten des Leitungsnetzes im allgemeinen um so länger dauernde, also um so schwächere Regen maßgebend, je länger die durchflossene Leitungsstrecke ist.

Hiernach genügt es nicht, der Ermittlung der größten Durchflußmengen an den verschiedenen Punkten des Leitungsnetzes nur einen Regenfall, etwa den stärksten, zugrunde zu legen.

Um nun nicht für alle Regen von verschiedener Stärke und Dauer besondere Flutpläne zur Feststellung der größten der Größtdurchflußmengen auftragen zu müssen, denkt man sich nach dem Vorgehen von Hauff die Flutpläne für die einzelnen Regen in gleichem Zeitmaßstabe, aber in Q -Maßstäben, die in umgekehrtem Verhältnis zu den Regenstärken stehen, gezeichnet (vgl. Beisp. 11 S. 22). Dadurch erhält man für alle Regen dieselbe Anlauflinie und zu ihr parallel die einzelnen Ablauflinien in der wagerechten Entfernung t_{r_1} , t_{r_2} usw.

Das Ablesen der Größtdurchflußmengen für die einzelnen Punkte erfolgt mittels eines Regenbildes auf Pauspapier, welches die einzelnen Q -Maßstäbe als Ordinaten am Ende der zugehörigen Regendauer-Abszisse enthält und mit dem Nullpunkt auf der Anlauflinie in wagerechter Lage so weit verschoben wird, bis sich die größte Ablesung an den Kurven, welche die gleichwertigen Teilpunkte der Ordinaten verbinden, ergibt (Entwässerungsplan Taf. VII).

Liegt eine mehrere Jahre umfassende Statistik über Stärke und Dauer der Regenfälle an einem Orte oder in seiner Nachbarschaft noch nicht vor, so kann der Verzögerung des Regenabflusses nur ungenau durch Multiplikation der Abflußmengen mit dem Verzögerungswert

$$\psi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}},$$

worin F das Entwässerungsgebiet in ha bedeutet, Rechnung getragen werden.

Nach Imhoff empfiehlt sich:

$n = 8$ für starkes Gefälle und mehr kreisförmige Gebiete,

$n = 6$ für mittlere Verhältnisse,

$n = 5$ für schwaches Gefälle und mehr längliche Gebiete,

$n = 4$ für sehr schwaches Gefälle und langgestreckte Gebiete.

Die Formel berücksichtigt also die Wassergeschwindigkeit in den Leitungen und die Art der Kanalverzweigung nur roh.

Aus Taf. I (entnommen dem „Taschenbueh für Kanalisations-Ingenieure“ von Dr.-Ing. K. Imhoff) können für die genannten 4 Fälle die Verzögerungswerte der einzelnen Gebietsgrößen abgegriffen werden.

Doch sollte eine Verringerung der Abflußmengen durch Multiplikation mit dem Verzögerungswert ψ erst bei Gebietsgrößen von über 2 ha vorgenommen werden.¹⁾

1) Die Verwertung von ψ auf noch größere Gebiete zu beschränken, hält Verfasser auf Grund von Vergleichsrechnungen, die er an Hand eines größeren,

3. Stärke, Dauer und Häufigkeit der Regenfälle.

Die für die Entwässerung eines Ortes maßgebenden Regen werden am sichersten durch selbstaufzeichnende **Regenmesser** während mehrerer Jahre ermittelt.

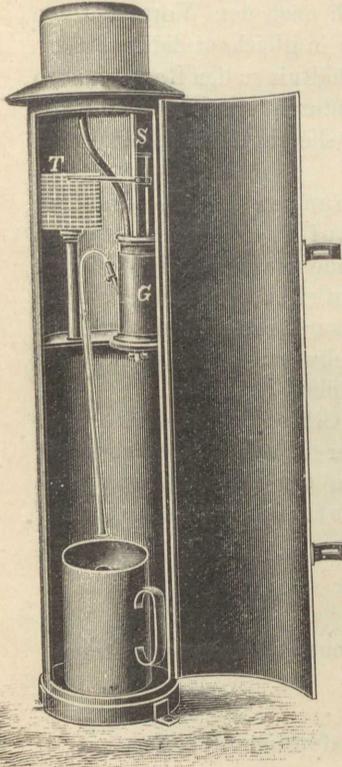


Abb. 10. Regenmesser von Hellmann.

Die Regenmesser sind von Mauern, Bäumen mindestens um die Höhe dieser entfernt aufzustellen, damit schrägfallender Regen nicht zum Teil durch solche Hindernisse von der Auffangfläche abgehalten wird. Aber auch eine dem Wind zu stark ausgesetzte Aufstellung auf Dächern, Türmen, kahlen Bergkuppen ist zu vermeiden, um den durch Regenböen hervorgerufenen Unregelmäßigkeiten in der Aufzeichnung zu entgehen.

Der gebräuchlichste Regenmesser ist der von Hellmann.

Der Regen gelangt von der kreisrunden Auffangfläche (200 qcm) eines zylindrischen Blechgehäuses durch eine Röhre in ein geschlossenes zylindrisches Gefäß mit seitlich angesetztem Heberrohr, hebt einen Schwimmer und überträgt diese Bewegung mittels des durch den Gefäßdeckel geführten Schwimmerstabes und eines daran befestigten Schreibarmes auf einen Papierstreifen mit Teilung, der um eine durch ein Uhrwerk gedrehte Trommel gelegt ist. Ist das Wasser bis zum Scheitel des Hebers gestiegen (200 ccm = 10 mm Regenhöhe), so fließt es durch diesen schnell in eine Sammelkanne ab, der Schreibstift fällt lotrecht auf Null zurück und kann nun von neuem ansteigen (Abb. 10).

Auf dem Papierstreifen, der nach einer

nach dem Verzögerungsverfahren aufgestellten Entwurfs vorgenommen hat, nicht für nötig. Auch ist es nicht erforderlich, für den Sammelkanal zweier Nebensammler die Summe der für jeden festgestellten Durchflußmengen so lange beizubehalten, bis das Niederschlagsgebiet des Sammelkanals selbst eine größere Durchflußmenge ergibt, wie vielfach empfohlen wird.

Die mittelst ψ berechneten Durchflußmengen übersteigen im allgemeinen die aus genauen Flutplänen ermittelten mit wachsender Gebietsgröße immer mehr. Wenn keine örtliche Regenstatistik vorliegt, ist daher die Anwendung der Verzögerungsformel unbedenklich, wenn nur die Regenstärke von vornherein groß genug, je nach Bedeutung des Ortes zu 150, 120, 100 sl/ha (vgl. S. 23), angenommen wird. Dagegen kann die mit Hilfe von ψ berechnete Entwässerungsanlage keinen Anspruch auf größtmögliche Wirtschaftlichkeit erheben (vgl. Entwässerungsplan Tab. I und II auf Taf. VII).

Umdrehung (24 Stunden) erneuert werden muß, ist die Regenhöhe durch wagerechte Linien (1 mm Regenhöhe = 8,2 mm) in Zehntelmillimeter, die Zeit durch lotrechte Linien (1 Stunde = 15,9 mm) in 10 Minuten geteilt.

Bei trockenem Wetter verläuft die aufgezeichnete Linie wagerecht, bei Regen um so steiler, je stärker der Regen ist. Die lotrechte Linie, welche nur die Gefäßentleerung anzeigt, bleibt außer Betracht. Die Höhe eines Regens geteilt durch den wagerechten Abstand des Anfangs- und Endpunktes, die Dauer, ergibt die Regenhöhe in mm für 1 Minute. Multipliziert man die erhaltene Zahl mit $\frac{10000 \cdot 100}{100 \cdot 60} = 166,7$, so erhält man die Regenstärke in sl/ha.

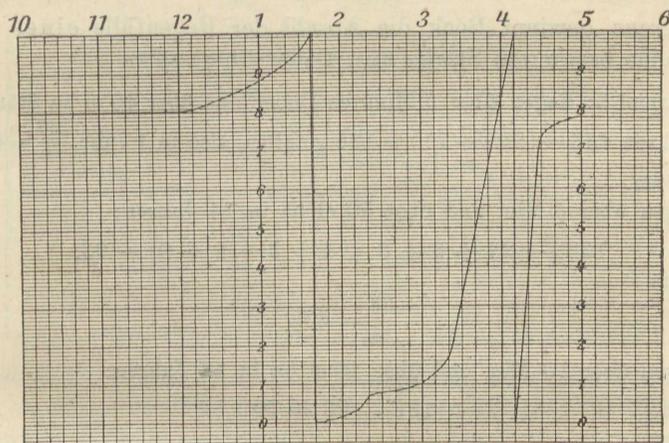


Abb. 11. Papierstreifen des Hellmannschen Regenmessers.

Beispiel 8 (Abb. 11): Von 3²⁰ Uhr bis 4¹⁰ Uhr sind $(10 - 1,6) = 8,4$ mm Regen gefallen, also in 1 Minute $\frac{8,4}{50} = 0,17$ mm oder $0,17 \cdot 166,7 = 28,4$ sl/ha.

Von 4¹⁰ Uhr bis 4³⁰ Uhr 7,4 mm Regenhöhe, demnach in 1 Minute $\frac{7,4}{20} = 0,37$ mm oder $0,37 \cdot 166,7 \sim 62$ sl/ha Regenstärke.

Die ermittelten Regenstärken werden einschl. der zugehörigen Regendauer unter Beifügung des Datums, ev. auch der Tageszeit, hintereinander aufgeschrieben.

Um eine klare Übersicht über Zahl, Stärke und Dauer der vorkommenden Regenfälle zu bekommen, sind die Regen mehrerer Jahre nach Stärken von 10 zu 10 sl/ha und nach der Dauer möglichst von Minute zu Minute zu ordnen.

Von Hannover teilt Bock folgende Regentafel aus den Jahren 1887—1900 mit.

Regen- dauer Minuten	Anzahl der Regen in 14 Jahren von sl/ha											Summe
	40 — 50	50 — 60	60 — 70	70 — 80	80 — 90	90 — 100	100 — 125	125 — 150	150 — 175	175 — 200	> 200	
1—2	133	33	30	9	14	1	4	2	1	0	2	229
2—5	31	10	11	4	3	2	2	3	0	1	4	71
5—10	22	6	7	10	3	6	6	0	2	1	3	66
10—15	6	5	4	1	0	1	2	2	1	1	3	26
15—20	6	3	1	0	2	0	1	2	1	1	0	17
20—30	4	2	0	2	0	2	1	1	0	0	0	12
30—45	3	2	0	0	0	1	0	1	2	0	0	9
45—60	2	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	5
60—120	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
Summe	207	61	55	26	22	14	17	11	7	4	12	436

Hieraus gewinnt Bock die Anzahl der Regenfälle eines Jahres, welche eine bestimmte Stärke und Dauer übertreffen.

Beispiel 9: Regen über 5 Minuten Dauer und über 40 sl/ha Stärke sind in 14 Jahren $436 - (229 + 71) = 136$ gefallen, also in 1 Jahr $\frac{136}{14} = 9,7$ mal zu erwarten.

Regen über 5 Min. und über 50 sl/ha in 14 Jahren:

$$136 - (22 + 6 + 6 + 4 + 3 + 2 + 0) = 93,$$

in 1 Jahr:

$$\frac{93}{14} = 6,6.$$

Regen über 10 Min. und über 40 sl/ha in 14 Jahren:

$$136 - 66 = 70,$$

in 1 Jahr:

$$\frac{70}{14} = 5.$$

Dauer über Minuten	Anzahl der Regen Hannovers in 1 Jahr von einer Stärke über sl/ha										
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
5	9,7	6,6	5,4	4,4	3,4	3,1	2,3	1,5	1,1	0,7	0,4
10	5	3,5	2,6	2,1	1,9	1,7	1,4	1,1	0,7	0,4	0,2
15	3,1	2	1,6	1,4	1,2	1,1	0,7	0,6	0,3	0,1	—
20	1,9	1,3	1	0,9	0,7	0,7	0,4	0,3	0,1	—	—
30	1,1	0,7	0,6	0,4	0,4	0,4	0,3	0,2	0,1	—	—
45	0,4	0,3	0,3	0,1	0,1	0,1	0,1	—	—	—	—

Aus einer solchen Tafel werden nun die wirtschaftlich gleichwertigen Regen, welche im Jahr 1, 2 oder 3 mal überschritten werden, je nach der Bedeutung eines Ortes als maßgebend für die Entwässerung festgestellt.

Beispiel 10: Aus der ersten Reihe (Regendauer über 5 Minuten) ergibt sich der Regen, welcher im Jahr einmal überschritten wird, wie folgt:

$$\frac{q_{r_1} - 150}{1,1 - 1} = \frac{175 - 150}{1,1 - 0,7}$$

$$q_{r_1} - 150 = \frac{2,5}{0,4}$$

$q_{r_1} = 156$ sl/ha und von 5 Minuten Dauer.

Zweimal im Jahr wird überschritten:

$$\frac{q_{r_2} - 100}{2,3 - 2} = \frac{125 - 100}{2,3 - 1,5}$$

$$q_{r_2} - 100 = \frac{7,5}{0,8}$$

$q_{r_2} = 109$ sl/ha und von 5 Minuten Dauer.

In Hannover wird überschritten im Jahr			
	1 mal	2 mal	3 mal
	ein Regen von der		
Dauer in Minuten	Stärke in sl/ha		
5	156	109	91
10	131	75	55
15	93	50	41
20	60	—	—
30	43	—	—

Vorstehende Werte können in Ermangelung einer örtlichen Regenstatistik im mittleren Teile des nördlichen Deutschlands für Entwässerungsentwürfe benutzt werden, und zwar die 1 mal überschrittenen Regen für Städte über 30000 Einwohner, die 2 mal überschrittenen für Städte bis 30000 Einwohner und die letzte Reihe für Landorte.

Für andere Gegenden Deutschlands gibt Meier in der „Hütte“ die Regen, welche im Jahr 1 mal übertroffen werden, an:

Ort	Regendauer in Minuten						
	5	10	15	20	25	30	
Berlin	172	125	100	83	70	63	} in sl/ha
Darmstadt	123	107	46	33	33	—	
Karlsruhe	125	87	55	42	33	—	
Stuttgart	110	95	60	46	32	30	

Die wirtschaftlich gleichwertigen Regen einer Reihe werden zur Ermittlung der Durchflußmengen im Entwurf nach dem Hauff'schen Verfahren zu einem Regenbild zusammengestellt.

Beispiel 11 (Abb. 12): Wird der Maßstab für den stärksten Regen der Hannoverschen Regenreihe, welche 1 mal im Jahr überschritten wird, zu $100 \text{ sl} = 20 \text{ mm}$ gewählt, so sind

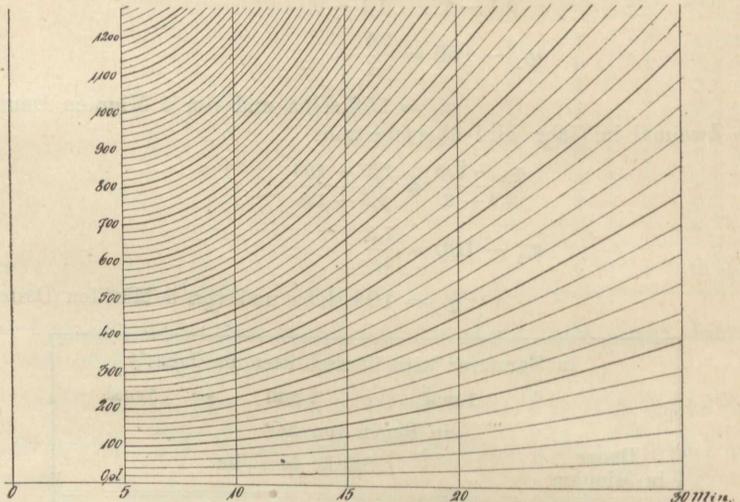


Abb. 12. Regenbild der wirtschaftlich gleichwertigen Regen Hannovers, welche im Jahr 1 mal überschritten werden.

für den Regen von 10 Minuten Dauer	$100 \text{ sl} = \frac{156}{131} \cdot 20 = 23,8 \text{ mm}$
„ „ „ „ 15 „ „	$100 \text{ sl} = \frac{156}{93} \cdot 20 = 33,5 \text{ „}$
„ „ „ „ 20 „ „	$100 \text{ sl} = \frac{156}{60} \cdot 20 = 52 \text{ „}$
„ „ „ „ 30 „ „	$100 \text{ sl} = \frac{156}{43} \cdot 20 = 72,6 \text{ „}$

Der Zeitmaßstab sei 1 Minute = 12 mm. Am Ende der Abszissen gleich 5, 10, 15, 20, 30 Minuten Regendauer werden die entsprechenden Regenstärken in den angegebenen Maßstäben als Ordinaten aufgetragen und die Endpunkte durch eine Kurve verbunden. Sollte letzteres nicht ohne weiteres stetig verlaufen, so sind die Verbiegungen der Kurve auszugleichen. Die Kurven für 200, 300 usw. sl erhält man durch wiederholtes Abtragen der Einheit auf den einzelnen Ordinaten.

Bei dem Übertragen des Regenbildes in Abb. 12 auf Pauspapier zwecks praktischer Benutzung empfiehlt es sich, um die in gleichem Maßstabe zu zeichnenden Flutpläne klar und deutlich zu erhalten, sowohl die Regenstärken wie die Zeitmaße zu vervierfachen.

Auf Tafel VII ist noch ein Regenbild in der halben praktisch brauchbaren Größe wiedergegeben, welches die wirtschaftlich gleichwertigen Regen des nördlichen Westfalens (Münsterlandes) umfaßt, die im Jahre 2 mal übertröffen werden.

Liegen Regenbeobachtungen an einem zu kanalisierenden Orte noch nicht vor, so kann die Regenstatistik eines benachbarten und ähnlich (an der gleichen Gebirgsseite) gelegenen Ortes als Unterlage für die Entwurfsbearbeitung dienen.

Fehlt es aber auch in Nachbarorten an derartigen Beobachtungen, so kann in Anlehnung an die Regenfälle, welche im Jahr 1mal, 2mal, 3mal überschritten werden, in Deutschland der Kanalberechnung in Großstädten und mittleren Gebirgsstädten ein Regen von 150 sl/ha „ Mittel „ „ kleineren „ „ „ „ 120 „ „ Klein „ „ Landorten „ „ „ „ 100 „ zugrunde gelegt werden, welche Zahlen noch mit dem passenden Versickerungswert φ und mit dem der Gebietsgröße entsprechenden Verzögerungswert ψ zu multiplizieren sind.

Zur überschläglichen Berechnung der Durchflußmengen in Vorentwürfen und zur Benutzung bei Übungsentwürfen ist noch die Tafel II aus dem „Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure“ von Dr.-Ing. K. Imhoff beigelegt. Sie ergibt ziemlich hohe Durchflußwerte, wie sie dem dicht bebauten rheinisch-westfälischen Industriegebiet (Emsschergebiet) angepaßt sind.

D. Die Berechnung der Leitungsquerschnitte

erfolgt nach den Formeln:

$$Q = Fv,$$

$$v = c\sqrt{Ri},$$

$$c = \frac{100\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \text{ nach Kutter,}$$

worin

Q die durchfließende Wassermenge in cbm/sec.,

F den Wasserquerschnitt in qm,

v die Durchflußgeschwindigkeit in m/sec.,

$R = \frac{F}{p} = \frac{\text{Wasserquerschnitt in qm}}{\text{benetzter Umfang in m}}$ den hydraulischen Radius in m,

$i = \frac{h}{l} = \frac{\text{absolutes Wasserspiegelgefälle in m}}{\text{Länge der Leitung in m}}$ das relative Wasserspiegelgefälle,

c einen Erfahrungswert bedeutet.

b ist abhängig von der Rauigkeit der Kanalwandungen und kann für Stadtentwässerungsanlagen aus glasiertem Steinzeug, gefugtem Klinkermauerwerk, Beton und Gußeisen im Mittel zu 0,35 angenommen werden.

Beispiel 12: Kreisprofil 0,50 m Φ

$$F = \frac{\pi \cdot 0,50^2}{4} = 0,196 \text{ qm},$$

$$p = \pi \cdot 0,50 = 1,57 \text{ m},$$

$$R = \frac{0,196}{1,57} = 0,125 \text{ m},$$

$$\sqrt{R} = \sqrt{0,125} = 0,354,$$

$$c = \frac{100 \cdot 0,354}{0,35 + 0,354} = 50,3,$$

Wasserspiegelgefälle 1 : 100 = 0,010 (10⁰/₁₀₀)

$$v = 50,3 \cdot 0,354 \sqrt{0,010} = 1,78 \text{ m/sec},$$

$$Q = 0,196 \cdot 1,78 = 0,349 \text{ cbm/sec} = 349 \text{ sl}.$$

Auf vorstehende Art sind die beigefügten 5 Tabellen für Kreis-, Ei-, ellipt., Maul- und Haubenprofile (Tafel III, IV, V) berechnet.

Sie werden folgendermaßen benutzt:

Beispiel 13 (Tabelle I zum Entwässerungsplan auf Tafel VII):

Strecke 101—104 der Konradstr., St. 9 + 75 bis St. 8 + 79, hat ohne Berücksichtigung der Verzögerung in der Strecke selbst 143 sl bei 2⁰/₁₀₀ Wasserspiegelgefälle abzuführen. Aus Tafel III ergibt sich unter 2⁰/₁₀₀ das kleinste Rohr, welches diese Wassermenge abführt, zu 0,50 Φ . Dasselbe führt vollgefüllt 156 sl mit einer Geschwindigkeit von 0,80 m/sec ab.

Nach dem Flutplan beträgt die Durchflußmenge nur mehr 116 sl. Hierfür ist bei 2⁰/₁₀₀ Wasserspiegelgefälle nur ein Rohr 0,45 Φ erforderlich, welches bei voller Füllung gerade 116 sl mit 0,73 m/sec Geschwindigkeit abführt.

Aus Tafel VI sind die **Füllhöhen** des Kreis-, Ei-, ellipt. und Haubenquerschnitts für die verschiedensten Durchflußmengen und die Durchflußmenge und Geschwindigkeit bei einer beliebigen Füllhöhe zu entnehmen.

Beispiel 14: Ein Eiprofil 0,80/1,20 hat bei 3⁰/₁₀₀ Wasserspiegelgefälle 1035 sl abzuführen. Nach Tafel IV führt es gefüllt 1120 sl mit einer Geschwindigkeit von 1,62 m/sec ab. 1035 sl sind rd. 92⁰/₁₀₀ von 1120 sl. Geht man in Tafel VI b von 92 der Abszisse lotrecht nach oben, so wird die Q -Kurve auf einer Wagerechten geschnitten, welche durch 80 der Ordinate geht. Die von 1035 sl hervorgerufene Füllhöhe beträgt demnach 80⁰/₁₀₀ der ganzen Profilhöhe, mitin $\frac{1,20}{100} \cdot 80 = 0,96 \text{ m}$. Die Geschwindigkeit bei dieser Füllhöhe wird gefunden, indem der Schnittpunkt der Wagerechten durch 80 und der v -Kurve auf die Abszisse gelotet wird. Dies ergibt rd. 112⁰/₁₀₀ der Geschwindigkeit von 1,62 m/sec bei voller Füllung, also $\frac{1,62}{100} \cdot 112 = 1,81 \text{ m/sec}$.

E. Entwurf einer Stadtentwässerung.

I. Umfang des Entwurfs.

Der Entwurf einer Stadtentwässerung hat sich auf ein Gebiet zu erstrecken, welches auch den voraussichtlichen Bevölkerungszuwachs der nächsten 30—40 Jahre aufnehmen kann. Es ist daher an Hand der Volkszählungen die bisherige jährliche Bevölkerungszunahme festzustellen, welche i. M. zu 2% angenommen werden kann, in Industrieorten aber bis 10% und mehr steigt.

Die künftige Einwohnerzahl wird berechnet aus

$$E_n = E \left(1 + \frac{p}{100} \right)^n = e \cdot p^n$$

worin p der jährliche Vomhundertsatz der Zunahme,
 n die Anzahl der in Rechnung gestellten Jahre,
 E die jetzige Einwohnerzahl,
 E_n die Einwohnerzahl nach n Jahren.

Die in den Entwurf einzubeziehende Flächengröße ergibt sich aus der jetzt bebauten und der von dem Bevölkerungszuwachs ($E_n - E$) künftig eingenommenen Fläche. In Anbetracht der heutigen, auf weiträumigeres Wohnen gerichteten Bestrebungen dürfte für Städte über 20000 Einwohner eine Wohndichte von i. M. 200 Einw./ha, „ „ unter 20000 „ „ „ „ „ 150 „ in den noch zu erschließenden Gebieten anzusetzen sein.

Beispiel 15: In einer Stadt von 5000 Einwohnern beträgt die jährliche Bevölkerungszunahme 2%. In 40 Jahren ist die Einwohnerzahl

$$\begin{aligned} E_{40} &= 5000 \left(1 + \frac{2}{100} \right)^{40} \\ \log E_{40} &= \log 5000 + 40 \cdot \log 1,02 \\ &= 3,69897 + 40 \cdot 0,00860 \\ &= 4,04297 \\ E_{40} &= 11040 \text{ Einwohner.} \end{aligned}$$

Die Bevölkerungszunahme beträgt demnach in 40 Jahren

$$\begin{aligned} E_{40} - E &= 11040 - 5000 \\ &= 6040 \text{ Einwohner.} \end{aligned}$$

Diese finden bei einer Wohndichte von 150 Einw./ha auf $\frac{6040}{150} \sim 40$ ha Unterkunft.

Die zurzeit bebaute Fläche umfaßt 25 ha. Der Entwässerungsentwurf hat sich infolgedessen auf eine Fläche von $25 + 40 = 65$ ha zu erstrecken.

Gewöhnlich ist jedoch die Ermittlung der in den Entwurf aufzunehmenden Fläche infolge zerstreuter Ortslage und infolge der Ungevißheit, nach welchen Richtungen vornehmlich der Anbau fortschreiten wird, nicht so einfach. Man wird vielmehr als Grenzen des Entwässerungsgebietes teils die natürlichen Wasserscheiden, teils den am weitesten vorgeschobenen Anbau annehmen müssen, sodann feststellen, ob die eingeschlossene Fläche auch dem auf obige Art berechneten Bevölkerungszuwachs entspricht, und großen Abweichungen durch Änderung der angenommenen Grenzen Rechnung tragen.

Liegt ein Bebauungsplan vor, bei dessen Aufstellung immer schon vorstehende Fragen geklärt werden sollten, so ergibt sich die Größe des Entwässerungsgebietes aus dessen Grenzen.

Doch ist immer noch zu untersuchen, ob die weiteren Flächen des die Stadt einschließenden Niederschlagsgebietes, welche vorläufig für den Entwurf noch nicht in Betracht kommen, im Bedarfsfalle unabhängig von der jetzt zu entwerfenden Anlage entwässert werden können, oder ob ihr Abwasser zum Teil oder ganz von dieser aufgenommen werden muß. In letzterem Falle ist in dem Entwurf des Leitungsnetzes, insbesondere bei der Berechnung der Abmessungen der Sammelkanäle gebührende Rücksicht hierauf zu nehmen. Auch muß für diesen Fall die Möglichkeit einer späteren Erweiterung der Reinigungsanlage und des erforderlichen Pumpwerks ins Auge gefaßt werden.

II. Unterlagen des Entwurfs.

Der Entwurf einer Stadtentwässerung erfordert zunächst einen **Lageplan** des zu entwässernden Gebietes im Maßstabe 1 : 2000 bis 1 : 5000, welcher die Straßenfluchtlinien und alle Gewässer enthält.

Ist für die zurzeit unbebaute Fläche noch kein Bebauungsplan aufgestellt, so muß dies nachgeholt werden, oder müssen wenigstens die Straßenzüge, welche zweckmäßig die Sammelkanäle dieses Gebietes aufnehmen und in der Regel den Sohlen der Geländefalten folgen werden, festgelegt werden.

Zur Beurteilung der Entwässerungsmöglichkeit der übrigen Flächen des in Betracht kommenden Niederschlagsgebietes genügen die Meßtischblätter 1 : 25000.

Falls die **Straßenhöhen** nicht aus dem Bebauungsplan entnommen werden können, sind alle Straßenkreuzungen, sowie etwa dazwischenliegende Gefällbrechpunkte der Straßenkrone einzunivellieren und die ermittelten Höhen über N. N. in den Lageplan einzuschreiben. Ist der Bebauungsplan nicht vollständig, so erhalten die nicht aufgeteilten Flächen zweckmäßig eine Darstellung ihrer Oberflächengestalt durch Höhenlinien im Höchstabstande von 1 m.

Zur Aufnahme der Höhen ist ein Festpunktnetz erforderlich, welches von jedem Geländepunkt aus das unmittelbare Annivellieren möglichst zweier Festpunkte gestattet.

Etwa vorhandene Entwässerungsleitungen und -gräben sind nach Lage, Höhe, Gefälle, Größe und Beschaffenheit aufzunehmen, um eine Unterlage dafür zu erhalten, ob sie in die neue Entwässerungsanlage, wenigstens als Notauslässe oder Regenwasserleitungen, einbezogen werden können oder nicht.

Im Hinblick auf die Bauausführung werden nach Möglichkeit die Grundwasserstände (aus den vorhandenen Brunnen) und die Bodenbeschaffenheit ermittelt, zu welchem Zweck auch Probebohrungen erwünscht sind.

Von größtem Einfluß auf die Ausgestaltung einer Entwässerungsanlage, auf die Entscheidung zwischen Misch- und Trennverfahren, auf die Wahl eines Pumpwerks und auf dessen dauernden oder zeitweiligen Betrieb sind die verschiedenen Wasserstände der Vorflut, der vorhandenen Flüsse, Bäche, Teiche. Es sind daher für mehrere Punkte der höchste Wasserstand — H. W. —, der höchste Sommerwasserstand (April bis September) — S. H. W. —, der mittlere Wasserstand aus dem Mittel der täglichen Wasserstände eines Jahres — M. W. —, das Mittel aus den Wasserständen unter M. W. während mehrerer Jahre — M. N. W. — und der niedrigste Wasserstand — N. W. — zu ermitteln.

Liegen Beobachtungen des zuständigen Wasserbau- oder Meliorationsbauamtes nicht vor, so sind wenigstens H. W., S. H. W. und N. W. mit Hilfe älterer Einwohner so genau als möglich festzustellen und nach Einbau von Pegeln die täglichen Beobachtungen, soweit noch die Zeit reicht, nachzuholen.

Für die Art der Reinigung des Abwassers vor seinem Eintritt in die Vorflut und für den Grad der Verdünnung des durch Notauslässe in offene Wasserläufe zu leitenden Schmutzwassers sind noch die Stromgeschwindigkeit und die Wassermenge des Vorfluters bei M. N. W. und namentlich bei N. W. von Wichtigkeit. Es sind daher diesbezügliche Messungen, wenn noch keine vorliegen, oberhalb, bei und unterhalb der Ortschaft bis auf eine Entfernung von etwa 15 km vorzunehmen, sowie das benetzte Profil, die Bebauung der Ufer, etwaige Strömungshindernisse, die Benutzung des Wassers, die Möglichkeit einer Verbindung des Wassers mit nahen Brunnen, die Größe etwaigen Schiffs- und Flußverkehrs festzustellen (preuß. Ministerialerlaß v. 30. März 1896).

Zur Darstellung der Vorflutverhältnisse werden die Meßtischblätter 1: 25 000 benutzt und in sie die Grenzlinien der verschiedenen Wasserstände, sowie etwaige Stauanlagen und Schöpfstellen für Trinkwasserversorgung eingezeichnet.

III. Allgemeine Anordnung der Entwässerung.

Zunächst wird man sich schlüssig werden müssen über Art und Ort der **Reinigungsanlage**.

Nach dem bereits erwähnten preuß. Ministerialerlaß ist in dem Erläuterungsbericht die Frage einer Reinigung der Kanalwässer durch Bodenberieselung jedesmal eingehend zu erörtern.

Der große Landbedarf für Rieselfelder (1 ha auf 200—400 Einwohner) nötigt, um die Kosten für die Anlage nicht zu hoch anwachsen zu lassen, zum Erwerb billigen Landes, Heide- oder Brachlandes, das fast immer erst in größerer Entfernung zu haben ist, wohin das Abwasser selten im Gefälle, sondern meistens durch Pumpen befördert werden muß.

Biologische und mechanische Kläranlagen beanspruchen eine erheblich kleinere Fläche (1 ha auf 20000—100000 Einwohner) und lassen sich daher in der Regel nicht allzuweit unterhalb der Stadt unterbringen. Sie erfordern hochwasserfreies Gelände in möglicherster Nähe des Vorfluters, damit einerseits Betriebsstörungen infolge von Überschwemmungen ausgeschlossen sind, und andererseits die Abflueitung für das gereinigte Wasser nicht zu lang und zu teuer wird. Die Lage der Reinigungsanlage wird außerdem noch durch die Forderung beeinflusst, daß die Einmündung der Abflueitung in die Vorflut nie oberhalb einer Stauanlage, sondern möglichst in einer Konkaven des Flußbettes, und zwar in schräger Richtung erfolgen soll, damit durch die dort herrschende größere Stromgeschwindigkeit eine möglichst schnelle Vermischung und Verdünnung des nie ganz reinen Abwassers mit dem Flußwasser gewährleistet ist (vgl. Abb. 108).

Die Kläranlage selbst ist zwecks Ersparung eines Pumpwerks möglichst so hoch zu legen, daß das gereinigte Wasser jederzeit, auch bei Hochwasser der Vorflut noch Gefälle zu dieser hat. Ist dieses bei tiefer Lage der Stadt und bei geringem Gefälle des Flusses auch nicht durch einen längeren Vorflutkanal mit schwachem Gefälle zu erreichen, so wird man den Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel des aus der Reinigungsanlage austretenden Wassers und dem Hochwasserstand der Vorflut tunlichst einzuschränken suchen, um an Förderhöhe und Pumpkosten zu sparen, sowie bei niedrigeren Wasserständen die Pumpen womöglich abstellen und das Wasser im Gefälle ablassen zu können.

Die Einrichtung hierzu wird zweckmäßig so getroffen, daß das **Pumpwerk** hinter der Reinigungsanlage aufgestellt, bei Hochwasser die Gefälleitung durch einen Schieber am Pumpwerk verschlossen und das Wasser durch eine kurze Druckleitung in sie übergepumpt wird.

Ist aber der gewöhnliche Wasserstand der Vorflut so hoch,

daß eine zeitweilige Unterbrechung des Pumpbetriebes von vornherein ausgeschlossen ist, so wird besser auf den Vorteil einer etwas geringeren Förderhöhe zugunsten einer für die Kellerentwässerung sicher ausreichenden Kanaltiefe und eines der Selbstspülung günstigen stärkeren Gefälles des Leitungsnetzes verzichtet werden. Das Pumpwerk wird in diesem Falle zweckwäßig vor der Reinigungsanlage angeordnet und letztere so hoch gelegt, daß sie jederzeit Vorflut hat, wodurch an Erdarbeit und Baukosten für die Reinigungsanlage gespart wird.

Liegt die Reinigungsanlage außerdem von der Stadt weit ab, was namentlich für Rieselfelder zutreffen wird, so kommt das Pumpwerk an den tiefsten Punkt des Straßenleitungsnetzes, um das Abwasser in eine flachliegende, zur Reinigungsanlage führende Gefälleleitung zu heben oder mittels einer Druckleitung dahin zu befördern. Eine abgelegene Lage des Pumpwerkes würde einen tiefliegenden Vorflutkanal bis zu ihm und damit höhere Baukosten bedingen.

Es kann als Regel gelten, das gesamte Abwasser eines Ortes am tiefsten Punkte zu vereinigen und durch einen kürzeren oder längeren Vorflutkanal der Reinigungsanlage zuzuführen oder erforderlichenfalls dahin zu pumpen. Denn sowohl die Baukosten als auch die Betriebskosten stellen sich bei dieser Anordnung in der Regel niedriger, als wenn das Abwasser der einzelnen Stadtteile getrennt abgeführt und womöglich getrennt gereinigt wird.

Um vorstehenden Grundsatz durchführen zu können, wird man öfters zu besonderen Anlagen genötigt sein. Flüsse müssen mittels Düker- (Abb. 49) oder Heberleitungen (Abb. 52) gekreuzt, Höhenrücken bei Höhenunterschieden unter 8—9 m mit Heberleitungen überschritten, sonst im Stollenbau durchquert oder mit längeren Ringkanälen umgangen, Mulden durch Zwischenpumpwerke (Shoneverfahren) entwässert werden.

Wenn bei größeren Höhenunterschieden im Gelände die hochgelegenen Gebiete ihr Abwasser der Reinigungsanlage im Gefälle zuführen können, während das Abwasser des Tiefgebiets dahin gepumpt werden muß, empfiehlt es sich, den Sammelkanal des Hochgebietes als Randkanal am Hang zwischen beiden Gebieten entlang zu führen und das Wasser des Tiefgebietes am Austritt aus der Stadt in ihn zu pumpen.

Befindet sich die Entwässerung des Tiefgebietes nur zeitweise (bei Hochwasser) unter Rückstau, das Pumpwerk also zweckmäßig zwischen Reinigungsanlage und Vorflut, so wird bei nicht zu großer Entfernung der Kläranlage vorteilhaft für jedes Gebiet ein Vorflutkanal gebaut, eine Trennung der Kläranlage nach Tief- und Hochgebiet vorgenommen und die für letzteres so hoch gelegt, daß sie jederzeit nach der Abflußleitung des Tiefgebietes und durch sie nach dem Flusse Vorflut hat, während bei Hochwasser die Abfluß-

leitung gegen die tiefliegende Reinigungsanlage abgeschlossen und das gereinigte Abwasser des Tiefgebietes in sie übergepumpt werden muß.

Eine Teilung der Entwässerung läßt sich auch in Orten, welche, auf der Wasserscheide zweier Niederschlagsgebiete gelegen, sich in beide hinein erstrecken, nur durch ein besonderes Pumpwerk vermeiden und ist deshalb häufig vorzuziehen, besonders wenn die Entwässerung nach beiden Seiten und die Trennung der Abwasserreinigung keine besonderen Schwierigkeiten bereitet.

Kurz vor der Reinigungsanlage oder, falls dieser ein Pumpwerk vorgeschaltet ist, kurz vor diesem ist das gesammelte Abwasser in einem sog. **Sandfang** von gröberen Verunreinigungen zu befreien. Schwimmstoffe, wie Holzstücke, Blätter, Stroh, Papier werden durch einen Rechen aus Eisenstäben zurückgehalten, Sinkstoffe, wie Sand, Ziegel- und Schieferstückchen, Kaffeesatz werden durch Verringerung des Gefälles bei gleichzeitiger Vergrößerung des Querschnitts, mithin durch Verringerung der Stromgeschwindigkeit zum Sinken gebracht (Abb. 61, 122). Hierdurch werden Erschwerungen und Störungen im Betriebe der Reinigungsanlage und des Pumpwerks vermieden.

Der Sandfang muß selbstverständlich ebenso wie das etwa erforderliche Pumpwerk in hochwasserfreiem Gelände liegen, damit Betriebsstörungen durch Überflutungen ausgeschlossen sind.

Kurz vor dem Rechen des Sandfangs zweigt eine gewöhnlich durch einen Spindelschieber (Abb. 44) verschlossene **Notleitung** ab, um bei Betriebsstörungen der Reinigungsanlage oder des Pumpwerks das Abwasser ausnahmsweise ungereinigt in die Vorflut ablassen zu können.

Vor gröberen Verunreinigungen (Kotballen) ist der Vorfluter durch einen Schwimmbalken mit Tauchplatte vor der Auslaßöffnung zu schützen.

Befindet sich der Sandfang vor der Reinigungsanlage, das Pumpwerk dahinter, ist also kein oder nur zeitweiliger Pumpbetrieb (bei Hochwasser) vorgesehen, so wird die Notleitung um die Reinigungsanlage herum in deren Abflußleitung eingeführt. Doch muß die Reinigungsanlage sowohl am Einlauf wie am Ablauf durch Schieber gegen den Stau des umgeleiteten Wassers abgeschlossen werden können. Hat die Abflußleitung bei Hochwasser keine Vorflut, so ist das Wasser der Umleitung ebenso wie das sonst durch die Reinigungsanlage geleitete durch einen zweiten Schieber gegen die Vorflut abzuschließen und überzupumpen.

Liegt das Pumpwerk vor der Reinigungsanlage, der Sandfang also vor jenem, so wird die Notleitung auf nächstem Wege zur Vorflut geführt. Um sie möglichst kurz zu halten, ist deshalb für den Sandfang und das mit ihm verbundene Pumpwerk eine Lage nahe dem Flusse erwünscht (Abb. 107). Für die Einmündung der Notleitung in die Vorflut gilt die auf S. 28 für die Einleitung des geklärten Abwassers er-

hobene Forderung, Einmündung in der Konkaven in schräger Richtung, natürlich in erhöhtem Maße.

Steht der Sandfang bei geöffnetem Schieber der Notleitung auch nur zeitweise (bei Hochwasser) unter dem Rückstau der Vorflut, so ist noch ein kurzes **Notdruckrohr** von dem Pumpwerk nach der Notleitung vorzusehen, um im Notfalle bei geschlossenem Schieber das Wasser in diese überpumpen zu können, wozu eine Ersatzpumpe bereitstehen muß, wenn nicht das Pumpwerk schon sowieso mehrere voneinander unabhängige Pumpen besitzt.

Immerhin wird man auch in dem Falle, daß schon am Pumpwerk eine Notleitung vorhanden ist, noch eine Umleitung der Reinigungsanlage anlegen, um diese im Bedarfsfalle ausschalten zu können.

Im Mischverfahren

dient die besprochene Notleitung gleichzeitig als **Hauptnotauslaß** für Sturzregen. Sobald die vorgeschriebene Verdünnung des Schmutzwassers durch Regenwasser erreicht ist, was an der Überspülung einer im Sandfang angebrachten Höhenmarke zu erkennen ist, wird der Abschlussschieber aufgezogen und das Wasser, soweit es nicht zur Reinigungsanlage weiterfließt oder durch die Pumpen gehoben wird, in die Vorflut abgelassen.

Da der Hauptnotauslaß bei Betriebsstörungen dem gesammten Abwasser Vorflut ohne erheblichen Aufstau geben soll, zweigt er nur wenig über Sohle des Hauptsammelkanals ab. Infolgedessen wird durch Aufziehen des Schiebers bei Sturzregen eine Öffnung freigelegt, welche mehr oder weniger unter die dem Verdünnungsgrade entsprechende Füllhöhe des Sammelkanals reicht. Doch ist dies unbedenklich, da sich im Gegensatz zu den in der ganzen Stadt zerstreuten übrigen Regenauslässen in nächster Nähe auf dem Pumpwerk oder an der Reinigungsanlage immer Aufsichtspersonal befindet, welches das rechtzeitige Öffnen und Schließen des Schiebers überwachen kann.

Soll der Hauptnotauslaß selbsttätig wirken, so ist dies durch einen Schieberverschluß des unteren Teiles der Öffnung von einer dem Verdünnungsgrad entsprechenden Höhe, der in Notfällen aufgezogen werden kann, zu erreichen. Muß die Überfallschwelle bei Hochwasser der Vorflut erhöht werden, so sind zwei Schützentafeln hintereinander anzubringen, welche dicht aneinanderschließen und sich gegeneinander verschieben lassen. Ist zeitweise (bei höchstem Hochwasser) ein vollständiger Abschluß erforderlich, so muß dafür noch ein zweiter Schieber in den Hauptnotauslaß eingebaut werden.

Zum Durchspülen

des Leitungsnetzes zwecks Beseitigung von Ablagerungen, wie es namentlich bei schwachem Gefälle von Zeit zu Zeit notwendig ist, werden etwa vorhandene hochgelegene Gewässer, insbesondere Mühlenteiche, Mühlengräben, durch Spülleitungen, die für gewöhnlich durch Schieber

abgeschlossen sind, mit dem Leitungsnetz verbunden, um den Verbrauch des teuren Wasserleitungswassers zu diesem Zweck möglichst einzuschränken.

Im Trennverfahren wird man Verbindungen der Schmutzwasserleitungen mit den in der Regel höher gelegenen Regenwasserleitungen vorsehen, um bei Regenfällen erstere ohne besondere Kosten spülen zu können.

IV. Leitungsnetz.

Der Entwurf des Leitungsnetzes wird zweckmäßig mit dem Eintragen der **Straßenleitungen** und der Einsteigeschächte in den Lageplan (vorläufig mit Bleistift) begonnen.

Gewöhnlich erhält jede Straße nur eine Leitung in der Mitte. Doch sind in Straßen von 20 m und mehr Breite zwischen den Straßenecklinien auch zwei Leitungen, an jeder Straßenseite eine, angebracht, um an Länge der Anschlußleitungen zu sparen. Die Leitung der einen Seite wird dann als Hauptleitung durchgeführt, während die der anderen Straßenseite als Nebenleitung ausgebildet und daher öfters (an den Querstraßen) an die erstere mittels Querleitungen angeschlossen wird.

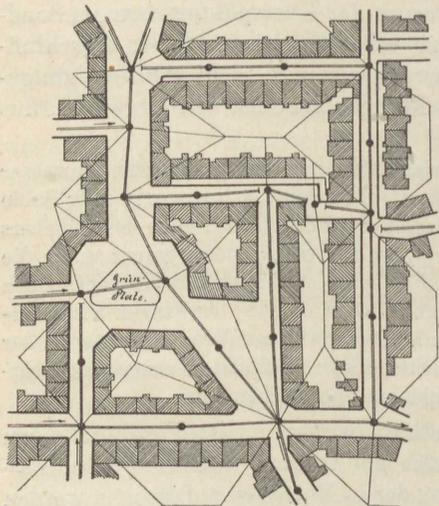


Abb. 13. Anordnung von Entwässerungsleitungen und Einsteigeschächten an Straßenkreuzungen und auf Plätzen.

Größere Plätze werden aus dem gleichen Grunde an allen vier Seiten mit Leitungen versehen. Sind die Platzseiten nur kurz oder durch Straßenmündungen unterbrochen, womöglich nur mit Eckhäusern besetzt, die auch nach den abgehenden Straßen entwässert werden können, so dürfte häufig eine Entwässerungsleitung in der Platzmitte oder an einer Seite genügen. Erscheint die Kreuzung von Grünflächen vorteilhaft, so ist dies ohne Bedenken (Abb. 13).

An allen Straßenkreuzungen werden die Leitungen durch **Einsteigeschächte**, die zur Besichtigung, Spülung und Reinigung der Leitungen erforderlich sind, verbunden und außerdem dazwischen durch Schächte in Haltungen von 31–60 m Länge zerlegt. Die Leitung

zwischen zwei Schächten wird im generellen Entwurf (Taf. VII) durchweg als gerade Linie gezeichnet. Am Zusammenstoß mehrerer Straßen, an Plätzen muß man mit möglichst wenig Schächten auszukommen suchen, wozu auch Leitungen, die der Bauflucht nicht parallel laufen, ins Auge zu fassen sind (Abb. 13).

Jeder Schacht hat mindestens zwei Leitungen miteinander zu verbinden, d. h. keine Leitung soll tot endigen. Es wird dadurch ein gewisser Ausgleich der Wassermengen zwischen den einzelnen Leitungen und Entwässerungsgebieten bei Strichregen, sowie eine kräftige Durchlüftung des Leitungsnetzes gewährleistet, besonders aber an Einsteigeschächten gespart.

Nachdem die Leitungen und Schächte eingetragen sind, werden zweckmäßig auf Pauspapier über dem Lageplan die Leitungen dem Straßengefälle folgend mit einem Buntstift nachgezogen, mit Gefällpfeilen versehen und die Hochpunkte der einzelnen Leitungsstränge durch einen Abschlußstrich kurz vor dem Endschacht gekennzeichnet.

Dabei werden die Leitungen auf kürzestem Wege zu einem Sammler, der im allgemeinen den Geländefalten folgen wird, vereinigt, und wird das Entwässerungsgebiet nur soweit in einzelne Sammlergebiete zerlegt, wie es die Gefällverhältnisse des Geländes und natürliche oder künstliche Hindernisse, wie größere Gewässer, Bahnanlagen, Umwallungen, verlangen, weil mehrere kleine Sammler in der Regel teurer sind als ein großer von gleichem Fassungsvermögen. Stehen daher an einer Straßenkreuzung zwei oder mehr Wege mit natürlichem Gefälle zur Verfügung, so wird der kürzeste zum Sammler und für diesen der kürzeste zur Vorflut und zur Reinigungsanlage, deren Lage im allgemeinen festgelegt sein wird, gewählt.

Zur Vereinigung des gesamten Abwassers sind Hindernisse wie die vorher erwähnten zu kreuzen, Wasserläufe, Bahneinschnitte, Festungsgräben vielfach mit Dükern (Abb. 49), seltener mit Heberleitungen (Abb. 52), welche Bauwerke wegen ihrer Kostspieligkeit jedoch auf die unbedingt nötige Zahl einzuschränken sind.

Auf der Pause erhält man somit ein Bild der natürlichen Entwässerungsgebiete, deren Grenzen (Wasserscheiden) noch mit einer farbigen Linie nachgezogen werden mögen, sowie ihres Leitungsnetzes.

Zeigt sich, daß infolge eines nach verschiedenen Niederschlagsgebieten fallenden Geländes das Wasser nicht ohne weiteres einem einzigen Punkte im Gefälle zugeführt werden kann, so muß untersucht werden, ob nicht mit Durchstechung des hinderlichen Höhenrückens oder mit dessen Umgehung außerhalb des geschlossenen Ortes oder mit Anlage einer Heberleitung sich das gesamte Abwasser an einem Punkte vereinigen läßt. Sind die genannten Maßnahmen nicht oder nur mit sehr großen Kosten durchführbar, so wird ein besonderes Pump-

werk erforderlich, wenn nicht auf die Zusammenführung des gesamten Abwassers verzichtet wird.

Die Notwendigkeit, kleine Bodenwellen zu durchbrechen, die Leitung also streckenweise tiefer zu legen, als es die Kellerentwässerung fordert, stellt sich übrigens fast bei jeder größeren Entwässerungsanlage ein, unter Umständen auch für den Vorflutkanal nach der Reinigungsanlage, wenn talwärts von dem tiefsten Punkt des ganzen Entwässerungsgebietes sich etwas höheres Gelände gegen das Flußufer vorschiebt. Hierbei sind Tiefen bis 6 und 8 m, die in offener Baugrube erreicht werden können, noch annehmbar, wenn sie sich nicht auf mehrere hundert Meter erstrecken. Für größere Tiefen auf kurze Strecken kommt auch der Stollenbau zur Ausführung der Leitungen in Betracht.

Der Umstand, daß das Gefälle der Zweigleitungen solcher Sammler, welche tiefer, als es für die Hausentwässerung erforderlich ist, liegen, nicht mehr an das Straßengefälle gebunden ist, wird öfters zweckmäßig dahin ausgenutzt, daß von dem Grundsatz, dem Geländegefälle zu folgen, abgewichen und statt dessen für das abfließende Wasser der kürzeste Weg zum Sammler gewählt wird.

In beschränktem Maße wird in vorstehendem Falle sogar eine Verschiebung der natürlichen Grenzen der Entwässerungsgebiete, eine Verringerung der einem Sammler zufließenden Wassermenge möglich sein, was erwünscht sein kann, wenn der Sammler sonst so große Abmessungen erhält, daß sein Bau bei schlechtem Baugrund, hohem Grundwasserstand und engen Straßen besonders große Schwierigkeiten macht.

Letzteres kann auch der Grund sein, ein in sich geschlossenes Entwässerungsgebiet in zwei Sammlergebiete zu zerlegen.

Einen besonderen Fall bildet die auf S. 29 erwähnte Trennung in ein Hoch- und ein Tiefgebiet, die nicht selten mit der Teilung in ein Mischgebiet und ein Trenngebiet verbunden sein wird.

Nachdem die Sammlergebiete abgegrenzt sind, ist zu untersuchen, ob sich an den Stellen, wo sich die Sammler einem Wasserlauf oder auch einem größeren Teiche nähern, eine **Entlastung durch einen Regenüberfall und Notauslaß** vornehmen läßt, oder ob wegen hohen Sommerhochwassers der Regenüberfall nach einem höheren Punkte des Leitungsnetzes verlegt und der Notauslaß eine größere Länge erhalten muß. Mitunter ist auch bei starkem Gefälle des Vorfluters eine sonst nicht mögliche Entlastung dadurch zu erzielen, daß der Notauslaß weiter unterhalb in den Fluß geführt wird. Dies gilt namentlich, wenn in den Vorfluter Stauwerke eingebaut sind.

Zu diesen Untersuchungen ist es notwendig, die Sammlergebiete, am besten mit dem Planimeter, auszumessen, die Durchflußmengen der Sammler, am schnellsten nach der Imhoff'schen Tafel (Taf. II), zu berechnen und die Abmessungen der Sammelkanäle an den fraglichen Punkten nach dem

Straßengefälle zu bestimmen. Der Scheitel des ermittelten Kanalprofils kann 2,00 m in Landorten, 2,50 m in Mittel- und Kleinstädten, 3,00 m in großstädtischen Straßen unter Gelände angenommen werden, worauf die Überfallhöhe nach F. IV. S. 66 und 68 bestimmt wird.

Es ist nun nach A. II. 1. S. 3 am vorteilhaftesten, wenn H. W. unter dem Überfall oder doch wenigstens etwa 20 cm unter dem Scheitel des Sammelkanals und S. H. W. unter der Überfallschwelle bleibt (Beisp. 19, Abb. 40). Doch ist eine Entlastung des Sammelkanals von Sturzregen im Sommer immer noch möglich, wenn S. H. W. 20—40 cm unter dem Kanalscheitel bleibt (Beisp. 20, Abb. 42).

Ist aber auch letzteres infolge hohen Wasserstandes der Vorflut nicht zu erzielen, so muß der Überfall nach einem höheren Punkte des Leitungsnetzes verlegt und bei größerer Ausdehnung des nicht zu entlastenden Leitungsnetzes für die tiefliegenden Gebietsteile das Trennverfahren gewählt werden.

Die Ableitung des Regenwassers einer Trennkanalisation macht auch bei hohen Wasserständen keine Schwierigkeiten, da die Regenwasserleitungen nur die Geländeoberfläche zu entwässern haben.

Wenn alle vorstehend angeschnittenen Fragen überschläglich geklärt sind, kann an den endgültigen Entwurf des Leitungsnetzes herangetreten werden.

Zunächst werden im Lageplan die Leitungsenden abgegrenzt und die Art der Verästelung des Leitungsnetzes festgelegt.

Die **Doppelleitungen** des Trennverfahrens werden, um die Übersicht über das Leitungsnetz und damit den Spülbetrieb zu erleichtern, soweit als möglich in der Gefällrichtung parallel geführt.

Sodann werden alle Leitungen, von der Reinigungsanlage oder dem Pumpwerk beginnend und gegen das Gefälle fortschreitend, mit 100 m-Stationen in Gestalt kleiner Kreise versehen.

Die Notauslässe und Regenwasserleitungen werden an dem Punkt, an welchem sie von der Misch- oder Schmutzwasserleitung zur Vorflut abzweigen, an die Station dieser Leitungen angeschlossen und bis zur Mündung abwärts stationiert. Soweit die Regenwasserleitungen mit den Schmutzwasserleitungen in der Gefällrichtung gleichlaufen, erhalten sie trotz der Längerverschiebung an den Straßenkreuzungen gleiche Stationen. Liegen die beiden Leitungsarten im Gegengefälle, so wird natürlich die Stationierung der Regenwasserleitung an die ihrer Vorflutleitung angeschlossen (Taf. VII).

Hierauf werden die **Flächen zwischen den einzelnen Leitungen** (Baublöcke, Plätze) gleichsam nach diesen hin **abgewalmt**, um die nach den einzelnen Leitungen entwässernden Flächen zu erhalten.

Eine peinliche Halbierung der Eckwinkel zu diesem Zwecke ist nicht nötig. Es genügt, dies freihändig zu machen, um möglichst einfache Teilflächen (Dreiecke, Trapeze, Vierecke) zu bekommen. Wo nur von einer Seite eine Nebenleitung einmündet, ist die gegenüberliegende Entwässerungsfläche rechtwinklig oder durch eine nur wenig schräge Gerade nach einem bequem-

liegenden Anfallspunkt zu teilen. Wo eine Endleitung anstößt, ist dies nicht notwendig (Abb. 13).

Sind die Grundstücke an der einen Langseite eines Blocks wesentlich tiefer als an der anderen, so ist die mittlere Teilungslinie (Firstlinie) entsprechend zu verschieben. Dasselbe gilt für Freiflächen, Plätze mit starkem Quergefälle, welche infolgedessen den Regen hauptsächlich der Leitung an der tiefliegenden Seite zuschicken.

Die Teilungslinien werden ganz dünn schwarz oder grau ausgezogen, die einzelnen Flächen ausgemessen und berechnet oder planimetriert und schließlich der Hektarinhalt, bis auf zwei Dezimalen genau, in schwarzer Zahl (ohne ha) eingeschrieben (Taf. VII).

Schließlich werden die Längenprofile der Straßen im Zuge der Leitungen im Längenmaßstabe des Lageplans und im 10—20fachen Höhenmaßstabe so aufgetragen, daß sich die **Längenprofile** der Leitungen, welche von rechts einmünden über, die von links unter dem Profil der zugehörigen Sammelleitung, als welche immer der längste im Gefälle zusammenhängende Leitungsstrang gilt, befinden und mit den Anschlußpunkten durch kräftige schwarze lotrechte oder rechtwinklig gebrochene Linien in Verbindung stehen (Taf. VII).

Wasserläufe, Gräben, Eisenbahneinschnitte und -dämme, Wälle, welche gekreuzt werden, sind im Querprofile darzustellen, Wasserläufe, welche als Vorflut dienen, auch an der Mündung von Notauslässen und Regenwasserkanälen und immer mit den verschiedenen Wasserständen in Preußischblau zu versehen.

Um die Blätter mit den Längenprofilen nicht zu unübersichtlicher Größe anwachsen zu lassen, sind die Längenprofile der einzelnen Sammlergebiete auf besonderen Blättern aufzutragen, unter Umständen aber auch noch diese in Nebensammler zu zerlegen und den Hauptsammler nur mit seinen kleinen Nebenleitungen auf einem besonderen Blatt darzustellen. Ist ein längerer Vorflutkanal zum Pumpwerk oder zur Reinigungsanlage erforderlich, so wird dessen Längenprofil von dem des Hauptsammlers abgetrennt und bei großer Länge auf mehreren Blättern, die klappenartig aneinander zu kleben sind, dargestellt.

Die Längenprofile der Notauslässe werden mit ihrem oberen Ende an das Profil der Leitung, von welcher sie abzweigen, angeheftet. Durchzieht ein Notauslaß mehrere Straßen, die bereits als Nebenprofile des Hauptsammlers erscheinen, so wird sein Längenprofil besser noch einmal im Zusammenhang dargestellt.

Auch bei dem Trennverfahren müssen häufig die Längenprofile einer Reihe von Straßen doppelt aufgetragen werden, um eine Übersicht über den Zusammenhang sowohl der Schmutzwasserleitungen als auch der Regenwasserleitungen bis zur Einmündung in die Vorflut zu gewinnen.

Doch sind später in alle Längenprofile mit Doppelleitungen immer beide Leitungen einzutragen, um die Möglichkeit des Anschlusses der Grundstücksentwässerung an beide Leitungen über oder unter der Parallelleitung durch klarzustellen.

Die Zusammenstellung der Längenprofile wird am besten vorerst mit Buntstiftstrichen von der Länge der einzelnen Profile auf einem Konzeptbogen vorgenommen, wonach sich die Ineinanderschachtelung der Profile zwecks Einschränkung der Blattgröße leicht vornehmen läßt. Als Mindesthöhe der Längenprofile einschl. der Zwischenräume kann bei dem Höhenmaßstabe 1 : 250 für Mischleitungen 7 cm, für Trennleitungen 9 cm gelten, wonach die Horizontalen der Profile, welche auf einem Blatt möglichst beizubehalten sind, gewählt werden können.

Die Längenprofile werden alsbald nach dem Lageplan stationiert und schwarz ausgezogen, die Straßenordinaten darüber, die Straßennamen von—bis darunter oder auch über die Horizontale geschrieben. An allen Kreuzungspunkten, gleichgültig ob eine Seitenleitung einmündet oder eine Endleitung anstößt, werden die Ordinaten vorläufig nur mit Bleistift gezogen, nach Fertigstellung bis unter die Leitungssohle schwarz ausgezogen, doch die Station und der Name der Seitenstraße gleich in schwarzer Tusche angeschrieben. Auch die Zwischenschächte werden vorläufig nur durch eine kurze Bleistiftordinate angegeben, die später, falls sich ein Profil- oder Gefällwechsel an dem Schacht ergibt, rot ausziehen, sonst fortzulassen ist, wogegen die Schächte selbst alle in der Farbe ihrer Leitung ausziehen sind.

V. Tiefe und Gefälle des Leitungswasserspiegels.

Maßgebend für die Entwässerung ist immer die Tiefe und das Gefälle der in die Längenprofile einzutragenden Wasserspiegellinien. Denn nur der Stand des Wasserspiegels zeigt an, ob ein Rückstau der in Rechnung gestellten Abflußmenge aus der Straßenleitung in die Keller eintreten kann oder nicht. Nur wenn sich der Wasserspiegel einer Leitung mit Gefälle an den einer anderen Leitung und schließlich an den der Vorflut anschließt, ist eine Gewähr dafür vorhanden, daß die nach dem Wasserspiegelgefälle zu dimensionierenden Leitungen die rechnungsmäßige Wassermenge abführen.

Von vornherein sei bemerkt, daß die Leitungen unter dem Wasserspiegel zum mindesten mit dem Scheitel in der Wasserspiegelinie liegen müssen, damit sich nicht der Wasserspiegel bei Vollauf der Leitungen, wofür diese bemessen werden, höher einstellt, in die Keller zurückstaut und dort Überschwemmungen hervorruft (Abb. 15—16, Taf. VII).

Da die Anschlußleitungen der Grundstücke mindestens 10‰, gewöhnlich 20‰ Gefälle haben sollen, muß der Wasserspiegel der Straßenleitung 30—50 cm unter Kellersohle liegen. In großstädtischen Geschäftsstraßen mit Läden, die höchstens eine Stufe über der Straße und häufig über Lagerkellern liegen, ist mit Kellertiefen bis 2,50 m und mehr unter Straßenkrone zu rechnen. In Wohnstraßen, sowie in Mittel- und Kleinstädten liegen die

Erdgeschosse höher und sind die Keller niedriger, so daß die Annahme einer Kellertiefe von 2,0 m ausreichen dürfte. In Landorten und Kleinhausgebieten wird die Voraussetzung einer Kellertiefe von 1,50 m unter Straßenkrone genügen.

Es kann daher die Tiefe der Wasserspiegellinie unter Straßenkrone im Mittel angenommen werden

für großstädtische Geschäftsstraßen	zu 3,00 m
„ Wohnstraßen, sowie für Mittel- und Kleinstädte	„ 2,50 „
„ Landorte und Kleinhausgebiete	„ 2,00 „

Doch empfiehlt es sich immer, bevor man sich über die Normaltiefe des Wasserspiegels schlüssig wird, an Ort und Stelle die vorhandenen und üblichen Kellertiefen festzustellen.

Außerdem sind besonders tiefe Keller aufzunehmen und in die betreffenden Längenprofile einzutragen, um untersuchen zu können, ob sich die erforderliche Tieferlegung der Wasserspiegellinie ohne erheblichere Mehrkosten für den Kanalbau ermöglichen läßt, oder ob nicht besser den Hausbesitzern die Beseitigung ihrer Kellerabwässer mittels Wasserstrahlpumpe zu überlassen ist, wobei auch zu bedenken ist, daß nicht alle Keller, sondern nur solche, in denen sich eine Waschküche, Küche, ein Baderaum oder ein Schmutzwasser ablassender Gewerbebetrieb (Wurstlerei, Färberei usw.) befindet, entwässert zu werden brauchen.

Eine größere als die durchschnittliche Tiefe des Leitungswasserspiegels fordern ferner noch große Grundstückstiefen wegen des

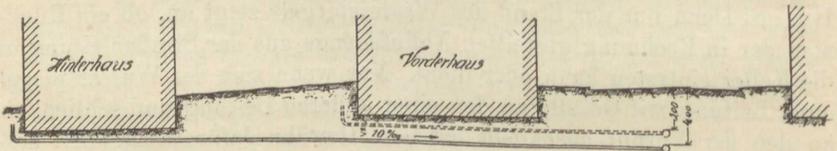


Abb. 14. Entwässerung eines von der Straße abfallenden Grundstückes.

Mehrverbrauchs an Gefälle für die Anschlußleitungen und namentlich von der Straße abfallendes Gelände an Hangstraßen. Es ist daher immer in solchen Straßen die zur Entwässerung der tiefsten Punkte der angrenzenden Grundstücke erforderliche Tiefe des Wasserspiegels besonders festzustellen, wobei vor allem die Keller etwaiger Hinterhäuser, aber auch die Höfe, jedoch nicht die Gärten, in welchen die Niederschläge zum größten Teil versickern, in Rücksicht zu ziehen sind (Abb. 14).

Die Tieferlegung des Wasserspiegels in Hangstraßen ist fast immer durchführbar, da diese infolge ihrer meist hohen Lage in der Regel mehr als ausreichende Vorflut haben.

Hin und wieder ist auch eine Tieferlegung des Wasserspiegels,

namentlich am oberen Ende eines Leitungsstranges, angebracht, um diesem Spülwasser aus einem Teich, Graben oder Bach im Gefälle zuführen zu können.

Öfters wird es erwünscht sein, wegen mangelnder Vorflut, wegen übergroßer Tiefe des Leitungswasserspiegels unterhalb infolge schwachen oder gar streckenweisen Gegengefälles des Geländes den Wasserspiegel höher zu legen, als im Durchschnitt zu verlangen ist. Doch dürfte eine Ermäßigung der oben angegebenen drei Zahlen auf 2,50, 2,00, 1,75 m das knappste Maß für die Wasserspiegeltiefe auf eine längere Strecke sein, während für einzelne Tiefpunkte des Geländes und Leitungsenden auch wohl noch 2,25, 1,75, 1,50 m als zulässig angesehen werden können.

Für die Regenwasserleitungen des Trennverfahrens, welche ja nur die Geländeoberfläche zu entwässern haben, genügt eine Wasserspiegeltiefe von nur wenigen Zentimetern unter der Straßenrinne, von 15 bis 20 cm unter Straßenkrone. Doch ist den Regenwasserleitungen selbst eine Scheiteldeckung von 1,50 m zu geben, damit sie und die Wasserleitungsrohre, welche in frostfreier Tiefe liegen müssen, sich nicht gegenseitig im Wege sind. Wenn es der Wasserstand der Vorflut zuläßt, legt man daher den Wasserspiegel der Regenwasserkanäle für Betonrohre 1,60 m, für gemauerte und Stampfbetonkanäle 1,75 m unter Straßenkrone, um die Leitungen bei Sturzregen keinem Innendruck auszusetzen. Aber auch diese Tiefe reicht in Hangstraßen oft nicht aus, um die Tiefpunkte der Höfe an der Talseite zu entwässern. Es ist deshalb in solchen Straßen die Wasserspiegeltiefe der Regenwasserleitungen besonders zu ermitteln, indem der Wasserspiegel der Anschlußleitungen zu 1,00 m unter den tiefsten Punkten der Höfe und sein Gefälle nach der Straßenleitung zu mindestens 10‰ angesetzt wird.

Tiefen des Leitungswasserspiegels, welche die festgestellte Durchschnittstiefe überschreiten, aber zur Entwässerung tiefer Keller und Höfe oder zur Spülung der Leitungen aus offenen Wasserläufen erwünscht sind, werden an den betreffenden Stellen in die Längenprofile eingetragen und mit ihrer Ordinate versehen.

Ferner sind sowohl die Ordinaten des Wasserspiegels, welche nach E. IV, S. 35 zur Entlastung des Sammelkanals erwünscht sind, als auch die, welche zu diesem Zweck unbedingt eingehalten werden müssen, an den betreffenden Stellen einzutragen.

Nachdem die Längenprofile auf die angegebene Weise vorbereitet sind, beginnt man mit dem Eintragen der Wasserspiegellinie des Hauptsammlers, ohne den etwa nötigen Vorflutkanal zur Reinigungsanlage vorläufig zu berücksichtigen. Das Gefälle der Wasserspiegellinie läßt man auf möglichst lange Strecken durchgehen. Zeigt sich

beim Anlegen der Reißschiene an die Geländelinie an einzelnen Punkten eine Überschreitung der Geraden um 25 bis höchstens 50 cm oder eine Unterschreitung um 0,50 bis höchstens 1,00 m, so wird man deshalb keinen Gefällbruch einlegen. Sind die Abweichungen größer, so werden Gefällbrechpunkte möglichst an Straßenkreuzungen, jedenfalls immer nur an Schächten angeordnet, um die Durchschnittstiefe des Wasserspiegels vom Gelände aus abgetragen und durch gerade Linien verbunden.

Bleibt einer oder mehrere der eingetragenen außergewöhnlichen Tiefpunkte unter der Linie, so ist diese, nötigenfalls unter Einfügung neuer Brechpunkte, entsprechend tiefer und flacher zu legen. Doch soll das Wasserspiegelgefälle des Hauptsammlers möglichst noch 1‰ , im Notfall noch $0,5\text{‰}$, ausnahmsweise noch $0,3\text{‰}$ betragen.

Soll das Abwasser der Reinigungsanlage durch einen Vorflutkanal im Gefälle zugeführt werden, so muß natürlich vom tiefsten Punkt der Wasserspiegellinie im Entwässerungs(Stadt)gebiet selbst noch so viel Gefälle zur Reinigungsanlage vorhanden sein, wie vorher für den Hauptsammler verlangt wurde. Trifft dies nicht zu, so ist zu erwägen, ob besser der Wasserspiegel des Sammelkanals gehoben oder der der Reinigungsanlage gesenkt wird, ob vielleicht letztere, falls der Vorfluter ein stärkeres Gefälle hat, besser weiter flußabwärts zu legen ist, um an Gefälle zu ihr und zu der Vorflut zu gewinnen, oder ob die Einschaltung eines Pumpwerks vor oder hinter der Reinigungsanlage vorzuziehen ist.

Liegt der Wasserspiegel des Hauptsammlers fest, so werden an ihn die Wasserspiegellinien der Nebensammler, an diese die der Zweigleitungen nach gleichen Gesichtspunkten angeschlossen. Doch ist zu beachten, daß die Wasserspiegellinien der Längenprofile ein um so stärkeres Mindestgefälle haben müssen, je weniger Profile sich an sie anschließen, je weniger Wasser also ihre Leitungen abzuführen haben, je kleiner diese werden. Als geringstes Wasserspiegelgefälle kann gelten

	für Nebensammler I. Ordnung	$0,5\text{‰}$
„	„ II.	1 „
„	„ III.	2 „
„	Endleitungen	3 „

Am Anschluß eines Längenprofils an ein anderes braucht der Wasserspiegel der Nebenleitung nicht unmittelbar an den der Hauptleitung anzuschließen, sondern kann auch höher liegen, so daß ein Absturz im Wasserspiegel entsteht. Dies wird namentlich ins Auge zu fassen sein, wenn der Wasserspiegel der Hauptleitung aus besonderen Gründen ausnahmsweise tief liegt, während für die Seitenstraße als Wohnstraße nur eine wesentlich geringere Wasserspiegeltiefe erforder-

lich ist, um an Erdarbeiten für die Nebenleitung, die ja unter ihrer Wasserspiegellinie liegen muß, zu sparen. Kann jedoch der Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel höchstens 50 cm betragen, so wird man auf einen Gefällabsturz verzichten und das Mehrgefälle zur Vergrößerung der Abflußgeschwindigkeit und zur Verringerung des Leitungsquerschnitts ausnutzen. Dies kommt auch für größere Höhenunterschiede der Wasserspiegel in Betracht, wenn das Gefälle der Seitenstraße nur gering ist und in der dem Straßengefälle parallelen Leitung infolgedessen Ablagerungen zu befürchten sind.

Am oberen Ende eines Längenprofils soll der Wasserspiegel möglichst ebenso hoch oder auch höher liegen als der durchlaufende Wasserspiegel der Querstraße, damit nicht das Wasser aus dieser in die Endleitung überfließen kann und sie stärker belastet, als ihr Querschnitt rechnermäßig zuläßt (Abb. 18). Um die Lage der Wasserspiegel zueinander zu übersehen, sind an den oberen Enden der einzelnen Längenprofile die Wasserspiegel der Querstraßen durch einen wagerechten Strich anzugeben und ihre Ordinaten anzuschreiben.

Die erhobene Forderung wird sich nicht immer, namentlich in einem Regenwasserleitungsnetz bei flachem Gelände und hohem Wasserstand der Vorflut erfüllen lassen. Es muß dann durch Verschuß des Leitungsendes, welcher noch ein besonderes Entlüftungsrohr erfordert, der Eintritt des Wassers aus der durchlaufenden Querleitung verhindert werden (Abb. 19).

An einem Hochpunkt des Geländes, von welchem aus die Wasserspiegellinien nach allen Seiten abfallen, wird man diese gleichhoch legen, doch sind etwaige Unterschiede in der Höhenlage der einzelnen Wasserspiegel ohne Bedenken.

Die Wasserspiegellinie eines Notauslasses wird meistens an S. H. W. der Vorflut angeschlossen und, wenn irgend möglich mit Steigung zur Überfallschwelle am Sammelkanal geführt. Ist letzteres infolge höheren Sommerhochwasserstandes ausnahmsweise nicht möglich, so erhält der Wasserspiegel des Notauslasses tunlichst schwaches Gefälle ($\leq 0,5\%$), um eine möglichst ausgiebige Entlastung des Sammelkanals, der Reinigungsanlage und des Pumpwerks bei Starkregen im Sommer zu erzielen.

Ist das Gefälle zur Vorflut und die Uferhöhe groß, so wird der Wasserspiegel des Notauslasses an der Einmündung in die Vorflut auf H. W. oder noch höher gehoben, um an Erdarbeiten zu sparen und den unter der Wasserspiegellinie liegenden Notauslaß bei Wasserständen über S. H. W. keinem Innendruck auszusetzen. Doch wird man die Wasserspiegellinie eines Notauslasses entsprechend dem auf S. 39 von den Regenwasserkanälen Gesagten nicht höher als 1,60—1,75 m unter Gelände legen, falls nicht der Sommerhochwasserstand der Vorflut eine

höhere Lage verlangt. In freiem Gelände, wo ein Wasserleitungsnetz nicht vorhanden ist, genügt dagegen eine Tiefe von 0,60—0,75 m.

Für den Anschluß der **Wasserspiegellinie der Regenwasserleitungen** des Trennverfahrens an die Vorflut gelten die gleichen Grundsätze wie für Notauslässe. Bei flachem Gelände und hohem Sommerhochwasser wird die Wasserspiegellinie an letzteres angeschlossen, mit schwacher Steigung so weit geführt, bis eine Tiefe von 1,60—1,75 m unter Gelände erreicht ist, und von da ab dem Geländegefälle angepaßt.

Werden die Wasserspiegel der Notauslässe und Regenwasserkanäle an das Sommerhochwasser angeschlossen und die Leitungen für das Gefälle dieser Wasserspiegel berechnet, so stellt sich bei höherem Hochwasser im Winter auch die Leitungswasserspiegellinie entsprechend höher ein. Da aber in dieser Zeit nur schwächere Regen abzuführen sind, so wird auch das bei Regen sich wirklich einstellende Wasserspiegelgefälle schwächer sein als das eingezeichnete und an das Sommerhochwasser angeschlossene. Es wird daher nur selten ein Ansteigen der Wasserspiegellinie bis über Gelände und eine daraus folgende Überschwemmung der Straßen bei höchstem Hochwasser zu befürchten sein.

Es empfiehlt sich aber, wenn das Hochwasser bis auf wenige Zentimeter unter den tiefsten Punkt des Entwässerungsgebietes steigen kann, die Wasserspiegellinien der Regenwasserkanäle gewählter Abmessung für die halbe Größtdurchflußmenge (im Sommer) zu bestimmen und, falls sie an einem oder mehreren Punkten über das Gelände steigen, die Kanalabmessungen so zu vergrößern, daß die Wasserspiegellinie bei den angenommenen Durchflußmengen unter dem Gelände bleibt.

Ein Überstau aus Notauslässen ist von vornherein ausgeschlossen, da diese gegen das Leitungsnetz abzuschließen sind, sobald das Hochwasser über die Kanalwasserspiegellinie am Überfall steigt, und dann nur mehr unter dem hydrostatischen Druck der Vorflut stehen.

Die **Wasserspiegellinien der Schmutzwasserleitungen** des Trennverfahrens werden zweckmäßig erst in die Längenprofile eingezeichnet, wenn das Regenwasserleitungsnetz vollständig berechnet und eingetragen ist.

Sie werden am vorteilhaftesten 20 cm unter die Sohle von Rohrleitungen, 40 cm unter die von gemauerten oder Stampfbetonkanälen des Regenwasserleitungsnetzes und mit diesen parallel gelegt, um die Anschlußleitungen für die Keller- und Hausentwässerung unter jenen durchführen zu können und keinem Rückstau aus der vollgefüllten Schmutzwasserleitung auszusetzen (Abb. 24—25). Bei dieser Anordnung entstehen an den Profilwechseln kleine Abstürze im Schmutzwasserspiegel, die bei schwachen Gefällen besser durch ein stärkeres Gefälle der Wasserspiegellinie der Schmutzwasserleitungen ausgeglichen werden, um Ablagerungen möglichst zu verhindern. Reicht die

erhaltene Tiefe für die Kellerentwässerung nicht aus, so muß der Abstand zwischen Schmutz- und Regenwasserleitung größer gewählt oder letztere tiefer gelegt werden.

Die Wasserspiegellinien sind vorläufig nicht auszuziehen und die Gefälle und Ordinaten an den Kreuzungs- und Brechpunkten nur mit Bleistift einzuschreiben, da Änderungen mit dem Fortschreiten der Entwurfsarbeit nicht immer zu vermeiden sind. So werden die Wasserspiegellinien nach dem oberen Ende zu öfters noch mehrmals in konkaver Linie zu brechen sein, um den kleineren Leitungen eine größere Abflußgeschwindigkeit zur Verhütung von Ablagerungen zu erteilen.

Die Entwässerungsleitungen sollen sich nämlich möglichst selbst reinspülen. Dazu bedarf es aber einer Wassergeschwindigkeit von mindestens $0,6 \text{ m/sec.}$, während bei regelmäßigem Spülbetrieb noch eine Geschwindigkeit von $0,4 \text{ m/sec.}$ zulässig ist. Man wird also eine Abflußgeschwindigkeit von $0,6 \text{ m/sec.}$ nur notgedrungen unterschreiten.

Danach ergibt sich ein Mindestgefälle des Wasserspiegels

für Kreisrohre	0,20 Φ 5	$\frac{0}{100}$,	ausnahmsweise	3	$\frac{0}{100}$
„ „	0,25—0,35 Φ 3	$\frac{0}{100}$,	„	2	$\frac{0}{100}$
„ „	0,40—0,50 Φ 2	$\frac{0}{100}$,	„	1	$\frac{0}{100}$
„ „	0,55—1,00 Φ				
u. Eikanäle bis 1,00 m Höhe	1	$\frac{0}{100}$,	„	0,5	$\frac{0}{100}$
„ Eikan. v. 1,00—1,80 „ „	0,5	$\frac{0}{100}$,	„	0,3	$\frac{0}{100}$
„ größere Kanäle	0,3	$\frac{0}{100}$,	„	0,2	$\frac{0}{100}$

Zeigt sich demnach bei der späteren Dimensionierung der Leitungen, daß einzelne Profile, besonders die Leitungen gegen das obere Ende zu, nicht das nötige Wasserspiegelgefälle haben, so ist dieses zu verstärken und nach unten zu mit wachsender Profilgröße wieder so weit zu verringern, daß der Anschluß an den Wasserspiegel des Sammelkanals erreicht wird.

Wenn der Entwurf fertig ist, wird alles auf die Wasserspiegel Bezügliche mit Preußischblau ausgezogen und beschrieben.

VI. Durchflusmengen und Abmessungen der Leitungen.

Bei dem Mischverfahren erübrigt es sich meistens, wenn nicht etwa das Entwässerungsgebiet sehr groß ist, oberhalb der Regenüberfälle die gegenüber der Regenmenge unerhebliche Menge des Schmutzwassers aus Hauswirtschaften besonders zu berücksichtigen. Unterhalb der Regenüberfälle muß dagegen das weiterfließende Schmutzwasser und das zu seiner Verdünnung erforderliche Regenwasser eingesetzt und den weiterhin zufließenden Wassermengen zugeschlagen werden. Kann der Regenüberfall im Winter bei Wasserständen der Vorflut über S. H. W.

nicht benutzt werden, so muß sogar im Sammelkanal unterhalb mit der Hälfte der Größtdurchflußmenge am Überfall (im Sommer) gerechnet werden, falls nicht die Regenstatistik der Wintermonate Oktober bis März nur schwächere Regenfälle zeigt.

Immer sind die Schmutzwassermengen aus Gewerbebetrieben an den Einflußstellen besonders in Rechnung zu stellen.

Bei dem **Trennverfahren** sind natürlich die Regenwasser- und Schmutzwassermengen gesondert zu berechnen.

Liegt eine Tafel der wirtschaftlich gleichwertigen Regen vor, so wird der stärkste Regen der für den betreffenden Ort in Betracht kommenden Regenreihe nach Multiplikation mit dem passenden Versickerungswert der Berechnung der Regenabflußmengen der Einzelflächen zugrunde gelegt.

Zur Übersicht über den aufzutragenden **Flutplan** ist von dem Leitungsnetz eine Pause (**Leitungsstreckenplan** auf Tafel VII) anzufertigen. An den Schächten wird die Station vermerkt. Außerdem erhalten diese mit dem Fortschreiten des Flutplanes fortlaufende Nummern.

Um den Flutplan auftragen und die Ablesungen auf ihm übersichtlich zusammenstellen zu können, wird die beigefügte **Tabelle I** auf Tafel VII benutzt.

Als zusammenhängendes Sammelgebiet ist dasjenige aufzufassen, welches durch einen Notauslaß oder einen Regenwasserkanal nach ein und demselben Punkte des Flusses Vorflut hat. Die Flutpläne werden für jedes derartige Gebiet gesondert aufgezeichnet.

Mit der Berechnung der Tabelle und mit dem Auftragen des Flutplanes beginnt man an der obersten Strecke des Leitungsstreckenplanes.

Beispiel 16 aus dem Entwässerungsplan Tafel VII:

Leitungsstrecke 41—32 in Str. 22 von St. 12 + 59 bis St. 12 + 25 ist 34 m lang und hat $(0,07 + 0,06) = 0,13$ ha zu entwässern. Die Abflußmenge beträgt $116 \cdot 0,4 = 47$ sl/ha, also auf 0,13 ha: $47 \cdot 0,13 = 6$ sl. Das Wasserspiegelgefälle ist 4‰ . Nach Tabelle I. würde ein Kreisrohr $0,15 \Phi$ genügen. Doch wird als kleinstes Profil für Straßenleitungen des Mischverfahrens ein Rohr $0,25 \Phi$ mit einer Leistungsfähigkeit von 32 sl und einer Geschwindigkeit von 0,66 m/sec bei Vollauf gewählt. Die Durchflußzeit ergibt sich zu $t = \frac{l}{v} = \frac{34}{0,66} = 52$ Sekunden.

Nun wird im Maßstabe des stärksten Regens von 180 sec Dauer des Regenbildes (100 sl = 20 mm, in der um die Hälfte verkleinerten Tafel = 10 mm) die Abflußmenge von 6 sl zu $\frac{20}{100} \cdot 6 = 1$ mm (= 0,5 mm) von einer Wagerechten lotrecht nach unten abgetragen, durch den Fußpunkt eine Wagerechte gezogen und auf dieser vom Fußpunkt aus die Durchflußzeit im Zeitmaßstabe des Regenbildes (60 sec = 12 mm bzw. 6 mm) zu $\frac{12}{60} \cdot 52 = 10$ mm (= 5 mm) abgemessen. Durch Verbindung des Endpunktes der

Wagerechten mit dem oberen Endpunkte der Lotrechten erhält man die Anlauflinie. Da die Dauer des stärksten Regens von 180 sec größer als die Durchflußzeit von 52 sec ist, tritt natürlich noch keine Verzögerung an Punkt 32 ein.

An die so erhaltene Flutfläche der Strecke 41—32 reiht sich die der Strecke 32—97 in gleicher Weise an, doch ist immer die Summe der aufeinander folgenden Abflußmengen zu bilden und von der obersten Wagerechten abzutragen, damit sich nicht die Ungenauigkeiten beim Abtragen fortlaufend addieren und die Ablesungen mit wachsendem Flutplan immer ungenauer werden.

Die Durchflußzeit der Strecke 41—32—97 beträgt $(52 + 136) = 188$ sec. Eine Verzögerung des stärksten Regens von 180 sec Dauer tritt also für Punkt 97 ein. Doch liefert der nächst schwächere Regen von 109 sl/ha und 240 sec Dauer die gleiche Durchflußmenge von $(6 + 18) = 24$ sl, wie die aufgelegte und mit dem Nullpunkt auf der Anlauflinie wagerecht verschobene Regenbild-Pause zeigt. Es darf also, abgesehen davon, daß das gewählte Kreisrohr $0,25 \Phi$ als das zulässig kleinste gilt, eine Profilverkleinerung nicht vorgenommen werden.

An Punkt 97 schließt sich die Strecke 98—97 der Konradstr. an die Sammelleitung an. Es ist daher deren Flutfläche so anzutragen, daß ihre Spitze lotrecht unter der Spitze der bisher gezeichneten Flutfläche liegt.

Umfaßt eine Nebenleitung mehrere Strecken, deren Gesamtdurchflußzeit mehr als 180 sec beträgt, so ist ihr Flutplan zunächst auf Pauspapier aufzutragen und erst dann, wenn die Gesamtdurchflußzeit der Nebenleitung festgestellt ist, mittels Durchstechens an die Flutflächen der Sammelleitung anzureihen. Die Durchflußmengen der Nebenleitung müssen von der Pause nach Auflegen und Verschieben des Regenbildes abgelesen werden. Z. B. Nebensammler Kaiserstr.—Ibbenbürener Str. des Entwässerungsplanes auf Tafel VII.

Die Vorflut der Strecken 41—32—97 und 98—97 bildet die Strecke 97—99. Nachdem ihre Flutfläche angereiht ist, wird die Summenlinie der erstgenannten Strecken gezeichnet, indem lotrechte Bleistiftlinien in Abständen von $\frac{1}{2}$ —1 cm gezogen, die einzelnen Flutflächenordinaten einer solchen Linie an einem Papierstreifen aneinandergereiht, von der unteren Wagerechten abgetragen und die erhaltenen Endpunkte durch Gerade verbunden werden (vgl. auch Abb. 9). Nach Auflegen und Verschieben des Regenbildes ergibt sich eine Durchflußmenge von 54 sl gegenüber einer Gesamtabflußmenge von 61 sl. Das Kreisrohr $0,35 \Phi$ muß aber beibehalten werden, da das nächst kleinere Rohr $0,30 \Phi$ bei 3‰ Gefälle nur 46 sl abführt.

Doch wird als Zufluß aus der Strecke 97—99 nur die abgelesene Durchflußmenge von 54 sl für die nächste Vorflutstrecke 99—100 in Rechnung gestellt, so daß sich deren Abflußmenge auf $(54 + 16 + 12) = 82$ sl gegenüber der Gesamtabflußmenge von $(61 + 16 + 12) = 89$ sl stellt. Dadurch ergibt sich eine Querschnittersparnis, da bei 2‰ Gefälle für 89 sl ein Kreisrohr $0,45 \Phi$, für 82 sl aber nur ein Rohr $0,40 \Phi$ erforderlich ist. Der Flutplan zeigt eine weitere Herabsetzung der abzuführenden Wassermenge auf

70 sl, die aber für die Strecke 99—100 bedeutungslos ist, weil zur Abführung von 70 sl immer noch ein Rohr 0,40 Φ nötig ist.

Die erste unmittelbare Profilverringerung auf Grund der Ableitung erfolgt in Strecke 101—104. Die Summe der Abflußmenge und der Zuflüsse aus den Strecken 100—101 und 103—101 ist $(23 + 75 + 45) = 143$ sl, das entsprechende Rohr bei $\frac{2}{100}$ Gefälle 0,50 Φ , die Durchflußmenge nach dem Flutplan nur 116 sl, also der wirklich erforderliche Leitungsquerschnitt nur 0,45 Φ .

An der Stelle, wo das Wasser die Mischleitung über den Regenüberfall verläßt und in die Regenwasserleitung des Tiefgebiets tritt, ist bei der angenommenen 5fachen Verdünnung des Schmutzwassers eine Regenwassermenge gleich der 4fachen Schmutzwassermenge in Spalte 8 in Abzug zu bringen. Die Größe des Entwässerungsgebietes bis zu dem Regenüberfall an Punkt 110 ist 9,26 ha. Die Schmutzwassermenge beträgt $\frac{80 \cdot 150}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 0,33$ sl/ha, an Punkt 110 also $9,26 \cdot 0,33 \sim 3$ sl und die zur Verdünnung erforderliche Regenwassermenge $4 \cdot 3 = 12$ sl. Für Strecke 110—110^a ist demnach der Zufluß aus Strecke 109—110 nicht 230 sl, wie vorher an dem Flutplan abgelesen, sondern $(230 - 12) = 218$ sl.

Der gleiche Abzug ist von allen Ablesungen für die Strecken des Sammlers unterhalb des Regenüberfalles zu machen. So sind in Strecke 110—110^a von den abgelesenen 230 sl noch 12 sl abzuziehen, um die wirkliche Durchflußmenge von 218 sl zu erhalten, in Strecke 110^a—112^a: $(235 - 12) = 223$ sl.

Die Flutfläche der letzten Strecke zur Vorflut, die keinen unmittelbaren Zufluß mehr erhält, wird nicht aufgetragen, da ja die zuletzt ermittelte Durchflußmenge weder zu- noch abnimmt.

Die Numerierung der Schächte des vorliegenden Entwässerungsplanes entspricht deshalb nicht der Reihenfolge der Strecken in der Tabelle, weil der Entwurf aus einem größeren herausgeschnitten ist.

Unterhalb des Regenüberfalles sind die **Durchflußmengen der Schmutzwasserleitungen**, wie folgt, berechnet: Strecke 110—110^a hat einen Zufluß aus Strecke 109—110 von 3 sl Schmutzwasser und $4 \cdot 3 = 12$ sl Regenwasser und eine Abflußmenge von den angrenzenden Entwässerungsflächen von $\frac{0,14 + 0,05}{2} \cdot 0,33 = 0,03$ sl, im ganzen also eine Durchflußmenge von 15,3 sl, welche der Schmutzwassersammler in Str. 28 aufnimmt.

Die Leitung der Kaiserstr. zwischen Str. 28 und Emsstr. hat $(0,12 + 0,09) \cdot 0,33 = 0,07$ sl abzuführen. Hierzu kommen an der Ecke der Kaiserstr. und Emsstr. noch 4,19 sl und bis zur Abzweigung des Regenwasserkanals nach der Ems $(0,08 + 0,05) \cdot 0,33 = 0,04$ sl hinzu, so daß die Leitung in der Emsstr. 4,3 sl weiterzuführen hat.

Die erforderlichen Leitungsquerschnitte werden nach dem Gefälle des Wasserspiegels, der im vorliegenden Falle im Scheitel der Leitungen liegt, bestimmt. Für die angegebenen geringen Wassermengen genügen durchweg die für Straßenleitungen zulässig kleinsten Rohre von 0,20 Φ .

Beispiel 17: Tabelle II auf Taf. VII enthält die Berechnung der Durchflußmengen mit Hilfe der Imhoffschen Tafel der Verzögerungswerte (Taf. I)

Wegen des durchschnittlich schwachen Gefälles und wegen des mehr länglichen Entwässerungsgebietes ist die Linie für $n = 5$ zugrunde gelegt. Die Abflußmengen von Gebieten unter 2 ha wurden nicht mittels ψ verkleinert, um eine Sicherheit für die Ableitung der stärksten, aber nur kurzen Regen zu haben.

Die ermittelten Leitungsabmessungen weichen im vorliegenden Falle nicht viel von den genauer berechneten der ersten Tabelle ab.

Beispiel 18: Der Tabelle II auf Taf. VII sind noch vier weitere Spalten beigefügt, welche die nach der Tafel von Imhoff (Taf. II) (für schwache Bebauung und schwaches Gefälle) berechneten Durchflußmengen und die hiernach bestimmten Leitungsabmessungen enthalten.

Ist der Versickerungswert für die einzelnen Teile des Niederschlagsgebiets verschieden, so sind in Tab. I (Taf. VII) die Spalten 5 und 6 etwa folgendermaßen zu teilen:

Niederschlagsgebiet in ha				Abflußmenge in sl				Summe
bebaut		offen	Anlagen	[Regenstärke 116 sl/ha]				
geschlossen	weit			$\varphi = 0,8$	0,6	0,4	0,1	
I.	II.	III.	IV.	I.	II.	III.	IV.	

Werden die Durchflußmengen mit Hilfe von ψ ermittelt (Tab. II), so werden im gleichen Falle Spalte 3 und 4, wie folgt, erweitert:

Niederschlagsgebiet in ha					Abflußmenge in sl					
der Zufüsse		der letzten Strecke bebaut		Anlagen	Summe	der Zuflußstrecken ohne Verzögerung	[Regenstärke 120 sl/ha]			
Str.	ha	geschlossen eng	weit				offen	$\varphi = 0,8$	0,6	0,4
		I.	II.	III.	IV.	sl	I.	II.	III.	IV.

Zur überschläglichen Berechnung der Durchflußmengen nach Imhoff (die letzten 4 Spalten in Tab. II) bedarf es einer Unterteilung der Spalte 4 nie.

In die Längenprofile werden die, gleichgültig auf welche Art, ermittelten Durchflußmengen unmittelbar über der Horizontalen blau, die Schmutzwassermengen des Trennverfahrens rot eingeschrieben, sowie die gefundenen Abmessungen nebst der zugehörigen Leitungslänge rot, für Regenwasserleitungen blau eingesetzt.

Auf Grund der berechneten Leitungsabmessungen wird man hin und wieder die auf dem Lageplan vorgenommene Einteilung in Haltungen etwas abändern. Es empfiehlt sich nämlich in kleineren Rohrleitungen von 0,20 und 0,25 Φ den Größtabstand der Einsteigeschächte in Rücksicht auf den Spülbetrieb auf 50 m zu beschränken, in bequem begehbaren Kanälen ihn aber auf 80–100 m zwecks Kostenersparnis auszudehnen.

VII. Tiefe und Gefälle der Leitungen.

Wie schon unter E. V. S. 37 bemerkt, muß sich das **lichte Profil** der Leitungen **unter der Wasserspiegellinie** befinden, weil sich sonst, wenn die ermittelte Durchflußmenge abzuführen ist, der Wasserspiegel der für Vollauf berechneten Leitungen höher einstellt.

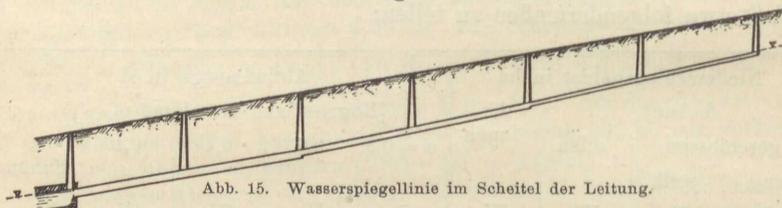


Abb. 15. Wasserspiegellinie im Scheitel der Leitung.

Dem wird dadurch genügt, daß der Scheitel der Leitungen in die Wasserspiegellinie gelegt wird (Abb. 15).

Doch weicht man von dieser Anordnung bei schwachen Wasserspiegelgefällen ($< 10\text{--}20\text{‰}$) kleiner Mischwasserleitungen,

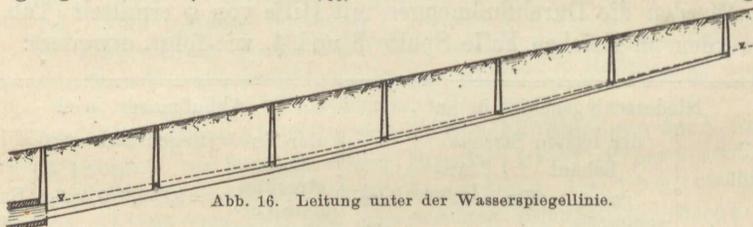


Abb. 16. Leitung unter der Wasserspiegellinie.

welche nur wenig Schmutzwasser führen, ab und gibt den Leitungen selbst ein stärkeres Gefälle, um die Geschwindigkeit der kleinen Wassermengen bei Trockenwetter zu erhöhen und dadurch Ablagerungen möglichst zu verhindern (Abb. 16).

Bei höheren Profilen (Eiförmig) ist dies nicht so nötig, weil deren größere Schmutzwassermenge meistens schon eine ausreichende Geschwindigkeit besitzt, und auch weniger empfehlenswert, weil die Baukosten solcher schon sowieso tiefreichender Kanäle mit tieferer Ausschachtung in steigendem Verhältnis, namentlich bei schlechtem Baugrund, hohem Grundwasserstand, engen Straßen, wachsen.

Auch für die Schmutzwasser- und Regenwasserleitungen des Trennverfahrens, welche in der Regel eine größere Füllhöhe, also auch eine

größere Wassergeschwindigkeit aufweisen, ist ein Sohlengefälle, das stärker als das Wasserspiegelgefälle ist, von geringerer Bedeutung.

Jedoch ist man genötigt, auch Regenwasserkanälen bei flachem Gelände und hohem Sommerhochwasser der Vorflut, an welches ja die Wasserspiegellinie anzuschließen ist, ohne Rücksicht auf letztere streckenweise ein stärkeres Sohlengefälle zu geben, damit sie 1,60—1,75 m Scheiteldeckung erhalten und dem Wasserleitungsnetz nicht im Wege sind.

Der Höhenunterschied zwischen Kanalscheitel und Wasserspiegel, der sich bei stärkerem Gefälle der Leitungen ergibt, zeigt den **Innen-Druck** an, welchem die Leitungen zeitweise, bei Sturzregen oder bei Hochwasser der Vorflut ausgesetzt sind. Solang dieser 1,50 m nicht überschreitet, kann er für gut eingebaute Entwässerungsleitungen als unbedenklich angesehen werden. Doch empfiehlt es sich, die Stöße von Betonrohren, falls der Druck 0,50 m übersteigen oder längere Zeit (in Regenwasserleitungen bei Hochwasser) anhalten kann, durch Umstampfen eines eisenbewehrten Betonringes zu dichten (Abb. 65).

Damit aber die Leitungen nicht schon bei geringeren Durchflusssmengen und bei tiefem Wasserstand der Vorflut unter Druck kommen, muß das Sohlengefälle gleich oder größer als das Wasserspiegelgefälle sein. Kann dies ausnahmsweise nicht durchgeführt werden, so ist der Leitungsquerschnitt nach dem schwächeren Sohlengefälle zu berechnen.

Bei der Vereinigung solcher Leitungen, welche zeitweise einem Innen-Druck ausgesetzt sind, wird verlangt, daß ein größeres Kreisrohr in ein Eiprofil mit kleinerem Krümmungshalbmesser der Sohle so hoch eingeführt wird, daß seine Leibung nicht über die des Eiprofils vortritt, damit nicht bei kleinen Wassermengen ein Rückstau entsteht (Abb. 17).

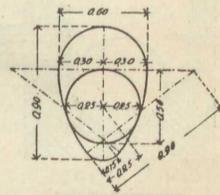


Abb. 17. Einmündung eines breiteren in ein schmäleres Profil.

Für die zeitweilig unter Druck stehenden Mischwasserleitungen gilt außerdem, daß, solange sie nur Schmutzwasser (bei Trockenwetter) abführen, nirgends ein Aufstau eintritt und Ablagerungen infolge verringerter Geschwindigkeit hervorgerufen werden. Eine **Zweigleitung** soll deshalb nicht in Sohlenhöhe der Hauptleitung, sondern so hoch einmünden, daß sich die Schmutzwasserspiegel beider Leitungen in gleicher Höhe befinden.

In kleineren Rohren (bis 0,50 Φ) ist der Unterschied in der Schmutzwasserfüllhöhe meistens so gering, daß man deren Sohle an den Profilwechsellstellen ohne Absatz durchgehen läßt. Mündet aber ein kleineres Rohr in einen begehbaren Kanal (Eiprofil), so wird es 15—20 cm über Kanalsohle eingeführt. Von größeren Kanälen, die eine erhebliche Schmutzwassermenge abzuführen haben, ist die Füllhöhe

des Schmutzwassers nach D. Beisp. 14, S. 24 zu berechnen und hiernach die Einmündungshöhe der Seitenleitungen zu bestimmen.

Die Sohle der **Endhaltungen** wird am oberen Ende, wo die abzuführende Wassermenge gleich Null ist, in den Wasserspiegel gelegt, damit ein Abfluß nach rückwärts in die durchgehende Leitung nicht erfolgen kann (Abb. 18). Doch ist das Sohlengefälle so stark zu wählen, daß sich der Rohrquerschnitt am unteren Ende der Haltung, sowie der aller folgenden Leitungen unter dem Wasserspiegel befindet.

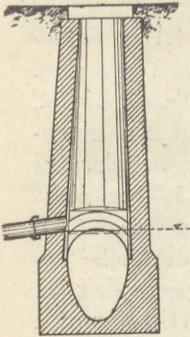


Abb. 18. Ausmündung einer Endleitung.

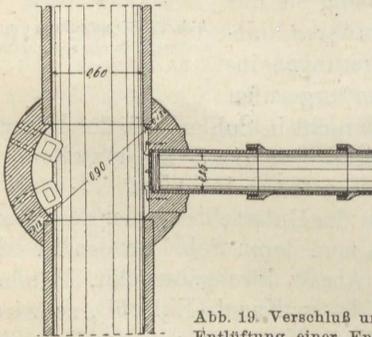
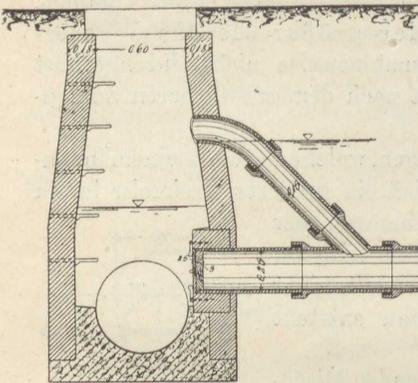


Abb. 19. Verschuß und Entlüftung einer Endleitung, welche unter ihrem Wasserspiegel oder dem der durchgehenden Leitung liegt.

Liegt der Wasserspiegel am Ende eines Regenwasserleitungsstranges infolge hohen Sommerhochwasserstandes der Vorflut und schwachen Geländegefälles der Erdoberfläche näher als 1,75 m, so wird das Leitungsende nur auf 1,75 m unter Straßenkrone gehoben, mit einer Klappe oder auch nur mit einem Holzpfropfen verschlossen und durch eine kurze Abzweigleitung nach dem Schachte in Höhe des Wasserspiegels entlüftet. Der Verschuß wird nur zu Spül- und Reinigungszwecken bei Bedarf geöffnet (Abb. 19).

Vom unteren Ende des Leitungsnetzes ausgehend werden zunächst die **Sammelkanäle** in die Längenprofile eingetragen, und zwar gewöhnlich so, daß ihr Scheitel in die Wasserspiegellinie fällt. Die dadurch an den Profilwechsellern entstehenden Absätze in der Sohle werden beim Bau durch trompetenartige Übergangsstücke mit stärkerem Sohlengefälle ausgeglichen. Die kleineren Nebenleitungen schließen sich im Mischverfahren bei starkem Wasserspiegelgefälle in gleicher Weise (Scheitel in der Wasserspiegellinie) an. Nur die Endhaltungen erhalten ein stärkeres Sohlengefälle, so daß sie mit der Sohle in Wasserspiegelhöhe endigen. Bei dem Bau werden größere Absätze in der Sohle, besonders an der Einmündung in Sammelkanäle, durch

Absturzkammern mit S-förmig gekrümmter Sohle (Abb. 37), kleinere Absätze durch stärkeres Sohlengefälle in den Schächten vermittelt.

Bei schwachem Wasserspiegelgefälle der Rohrleitungen wird deren Sohle an die Sammelkanäle in Höhe des Schmutzwasserspiegels (gewöhnlich 15—20 cm über Sohle des Sammelkanals) angeschlossen und vielfach in gerader Linie bis zum Wasserspiegel des oberen Endpunktes durchgeführt. Ist der Gefällunterschied der Leitungssohle und des Wasserspiegels nur gering, so ist unter Umständen das Sohlengefälle in konkaver Linie an einigen Schächten zu brechen, damit alle Leitungen bis auf die Endhaltung ganz unter der Wasserspiegellinie bleiben. Aus dem gleichen Grunde erweist sich ein Bruch des Sohlengefalles gewöhnlich an den Punkten als notwendig, wo sich ein Brechpunkt des Wasserspiegelgefälles befindet.

Notauslässe und Regenwasserleitungen erhalten von ihrer Einmündung in die Vorflut aus eine Deckung von 1,60—1,75 m, falls ihre Wasserspiegellinie höher liegt, und zwar bis zu dem Punkte, wo letztere diese Tiefe unter Gelände erreicht, und folgen von da ab mit ihrem Scheitel der Wasserspiegellinie.

Die Schmutzwasserleitungen des Trennverfahrens werden bis auf die wie vor anzulegende Endhaltung in der Regel mit dem Scheitel in die Wasserspiegellinie gelegt.

Die Leitungen werden rot, im Trennverfahren die Schmutzwasserleitungen rot, die Regenwasserleitungen blau, ausgezogen und die Sohlenordinaten, die Längen, Abmessungen und Gefälle in den gleichen Farben eingeschrieben.

F. Einzelheiten der Entwässerungsanlagen.

Dem Entwurf einer Entwässerungsanlage sind die Querschnitte der vorkommenden gemauerten und in der Baugrube gestampften Kanäle im Maßstabe 1:10—1:25 beizufügen.

Von den sich wiederholenden Bauwerken, wie Einsteigeschächten, Spülschächten, Regeneinläufen, deren Maße nicht oder nur wenig voneinander abweichen, sind Normalien in 1:10—1:25 aufzustellen.

Leitungen und Bauwerke, welche nur einmal vorkommen oder infolge der örtlichen Verhältnisse größere Abweichungen voneinander aufweisen, wie Dücker, Heberleitungen, Vereinigungen begehbarer Kanäle, schwierigere Kreuzungen von Kanälen, Regenüberfälle, Kanalmündungen in die Vorflut, Sandfänge usw. sind für jeden Einzelfall zur Darstellung zu bringen, Dücker und Heberleitungen in 1:100—1:200, Bauwerke in 1:25—1:50, Eisenteile in 1:5—1:10.

Hinsichtlich der Bauwerke aus Mauerwerk oder Beton sei vorab bemerkt:

Geschlossene Hohlräume werden gewöhnlich durch halbkreisförmige Gewölbe zwecks Verringerung des Gewölbeschubes und der Widerlagsstärke abgeschlossen.

Man macht sie, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, 1,80 m hoch, um bequem darin stehen zu können, doch ist eine geringere Überdeckung als 50 cm über Scheitel zu vermeiden, um eine ausreichende Verteilung einzelner Radlasten auf das Gewölbe zu erzielen.

Hohlräume, in welchen sich die Kanalluft staut, Luftsäcke, sind zu vermeiden. Es geschieht das am einfachsten dadurch, daß auf den Scheitel des höchsten Gewölbes ein Einsteigeschacht aufgesetzt wird. Ist das nicht zugänglich, so ist die höchste Stelle durch eine senkrecht eingemauerte, kurze Steinzeugrohrleitung nach einem kleinen gemauerten, in der Straßenoberfläche mit einer durchlöcherten Abdeckung verschlossenen Kasten zu entlüften (Abb. 39).

Der Einbau von Eisenteilen ist möglichst zu beschränken, da sie stark dem Rosten ausgesetzt sind.

I. Straßenleitungen.

Steinzeugrohre haben eine Wandstärke von annähernd $\left(\frac{d}{20} + 1\right)$ cm. Ihre Verbindung erfolgt durch 6—7 cm tiefe Muffen, deren Weite ungefähr 4 cm größer ist als der äußere Rohrdurchmesser, und welche mit einem Teerstrick und Asphaltkitt ausgefüllt werden. Zum besseren Haften des letzteren ist das Muffeninnere ebenso wie das Schwanzende des Rohres außen mit Rillen versehen. Das Muffenende wird immer gegen die Stromrichtung gelegt (Abb. 22).

Steinzeugrohre über 0,50 m Φ werden mit Magerbeton (1:12 bis 1:15), im Kämpfer 15—20 cm, im Scheitel 10 cm stark, umstampft.

Die Baulänge der Steinzeugrohre beträgt 0,50, 0,60, 0,75, 1,00 m, die der Abzweigrohre 0,60 und 0,75 m.

Gemauerte Kanäle sind bis 0,90 m Weite im Scheitel $\frac{1}{2}$ Stein, im

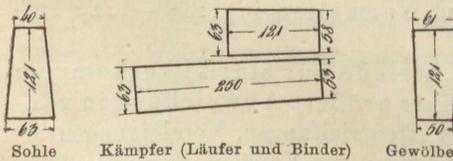


Abb. 20. Keilsteine für Entwässerungskanäle.

Kämpfer 1 Stein, bis 1,20 m Weite 1 und $1\frac{1}{2}$ Stein stark. Sie werden in einzelnen Ringen aus Keilsteinen (Klinkern) (Abb. 20) hergestellt und mit Hartbrandsteinen von Normalform hintermauert.

Außen erhalten sie einen 2 cm starken Rappputz.

Als Unterlage dienen gewöhnlich dem Kanalquerschnitt angepaßte,

mindestens 3 Monate alte Betonsohlstücke (1 : 3 : 4 bis 1 : 4 : 8) von nicht über 200 kg Gewicht (Abb. 34).

Sohlschalen aus Steinzeug, an Stelle einer gemauerten Sohlrolle, werden entweder als einfache, an der Unterseite geriffelte Schalen in die Mittelsohlstücke einbeton-

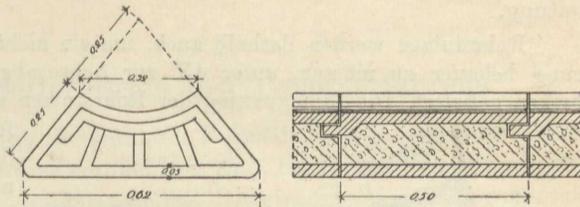


Abb. 21. Sohlstück aus Steinzeug.

niiert (Abb. 23) oder in der Form von Steinzeug-Sohlstücken, deren Hohlräume ausbetoniert werden, verwendet (Abb. 21).

Betonleitungen bis 1,50 m Weite werden aus fertigen Rohren zusammengesetzt, von 1,20 m ab bis zu den größten Abmessungen in der Baugrube gestampft.

Die 1 m langen Betonrohre haben eine Wandstärke von rd. $\frac{1}{5}$ der kleinsten bis rd. $\frac{1}{10}$ der größten Weite (Abb. 64).

Sie erhalten zur Verbindung Falze, welche mit Zementmörtel verstrichen werden. Um Betonrohre, welche zeitweise unter Druck stehen, werden zwecks Sicherung der Stoßdichtung Betonringe gestampft, in welche womöglich ein Drahtnetz, mehrere Band-eisen oder schwache Rundeisen eingebettet werden (Abb. 65).

Die Achse **nicht-begehbarer Leitungen** aus Steinzeug oder Beton muß zwischen zwei Einsteigeschächten eine schnurgerade Linie bilden, um die Leitungen von den Schächten aus bequem und sicher auf Beschädigungen und Ablagerungen hin besichtigen (abspiegeln) und reinigen zu können (Abb. 135, 137).

In einer Haltung darf weder die Richtung, noch das Gefälle, noch der Querschnitt wechseln.

In **begehbare Kanäle** aus Mauerwerk oder Beton ($\geq 0,90$ m hoch) und allenfalls noch in Regenwasserleitungen von mindestens 0,60 m Höhe werden zur Vermittelung von Richtungswechseln Bogenstücke, auch zwischen zwei Schächten, eingelegt, deren Krümmungshalbmesser mindestens gleich der 5fachen lichten Weite des Profils, gewöhnlich 10 m, ist (vgl. Abb. 39).

Die Bogenstücke von Betonkanälen sind, wenn sie nicht unmittelbar in der Baugrube eingestampft werden, aus Mauerwerk herzustellen.

Profilwechsel werden durch 2—3 m lange kegelförmige Übergangsstücke vermittelt, deren Sohle, wenn die Scheitellinie durchlaufen soll, ein entsprechend stärkeres Sohlgefälle erhält (Abb. 41).

Zur Einleitung des Abwassers in Steinzeugrohrleitungen und kleine Betonleitungen dienen Abzweigrohre (Abb. 22), in größere Betonkanäle und gemauerte Kanäle eingemauerte Rohrstützen (Abb. 23),

zur Einleitung in letztere auch Einlaßstücke aus Steinzeug (Abb. 23). Die Einlässe bilden gewöhnlich einen Winkel von 45° mit der Hauptleitung.

Rohrstutzen werden deshalb auch, um sie nicht bei schräger Einmauerung behauen zu müssen, unter 45° zur Achse abgeschnitten, von den Fabriken geliefert. Die Einmauerung der Rohrstutzen in gemauerte Kanäle erfordert viel Verhau. In

dieser Beziehung sind die außen rechteckigen Einlaßstücke vorzuziehen, die aber wesentlich teurer sind; ihre Hohlräume sind vor dem Vermauern mit Beton auszufüllen.

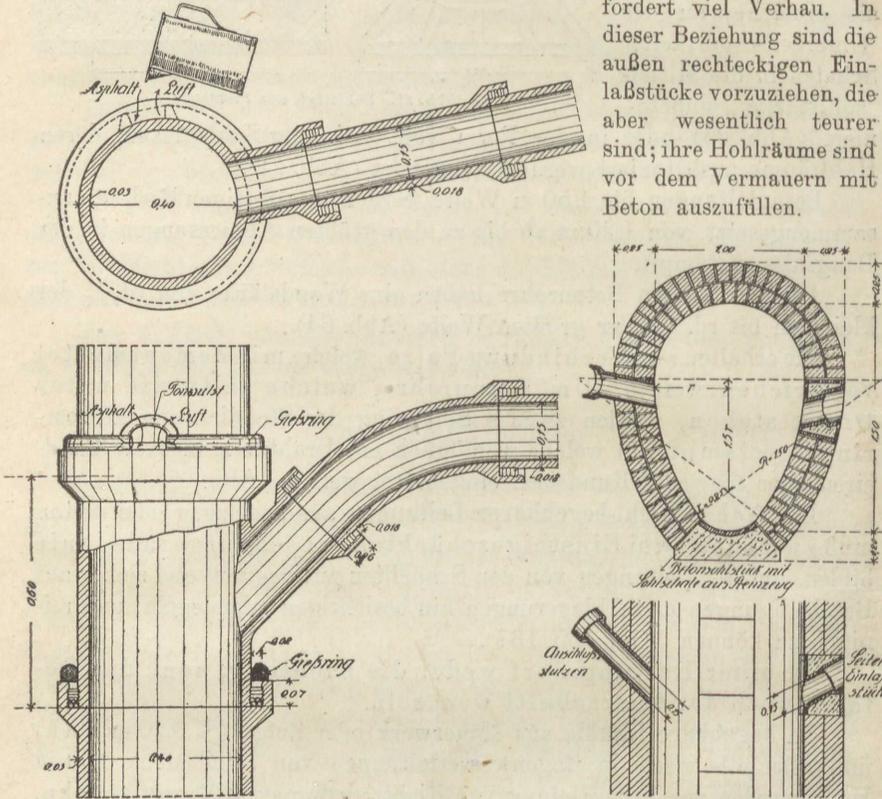


Abb. 22.

Abzweigrohr aus Steinzeug (Asphaltdichtung).

Abb. 23.

Gemauerter Kanal (Eiprofil) mit Einlässen.

Die Einlässe sind mit Gefälle ($\leq 20\%$) so hoch in die Straßenleitung einzulegen, daß bei dem Trockenwetterabfluß wenigstens ein Teil der Einlaßmündung frei bleibt, damit die Entlüftung des Leitungsnetzes durch die Anschlußleitungen genügend gewahrt bleibt. Gewöhnlich mauert man sie so ein, daß ihr Scheitel mit dem Kämpfer zusammenfällt, doch sollte ihre Höhe über Kanalsohle in Rücksicht auf die den Kanal begehenden Arbeiter höchstens $0,80$ m betragen.

Die Einlässe sind entsprechend der Weite der Regeneinlauf- und Grundstücksanschlußleitungen $12,5$ oder besser 15 cm weit. Ausnahms-

weise kommt ein Durchmesser von 20 cm in Betracht für die Entwässerung sehr großer Grundstücke und viel Wasser abführender Gewerbebetriebe.

II. Die Doppelleitungen des Trennverfahrens.

Behufs Verringerung der durch die Doppelleitungen bedingten hohen Kosten des Trennverfahrens empfiehlt es sich, beide Leitungen gleichzeitig in einer Baugrube herzustellen. Die einzelnen Leitungen müssen jedoch, um sie ohne Schwierigkeiten prüfen, spülen, reinigen zu können, nebeneinander angeordnet werden, ferner aber in Rücksicht auf die unvermeidlichen Kreuzungen

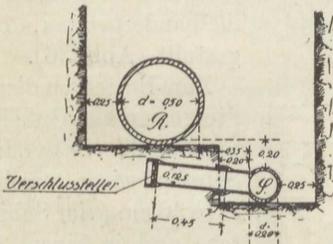


Abb. 24. Trennverfahren-Doppelsteinzeugrohrleitung.

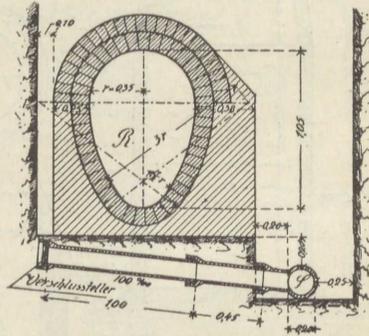


Abb. 25. Trennverfahren-Doppelleitung aus einem gemauerten Kanal und einem Steinzeugrohr.

beider Arten von Leitungen an den Straßenecken und die von beiden Seiten einmündenden Anschlußleitungen auch in verschiedener Höhe.

Diese Anordnung ist bei der Barmer Kanalisation dahin vervollkommenet, daß sich zwischen zwei Steinzeugrohrleitungen gerade noch eine Schachtwand von 1 Stein Stärke mit je 5 cm Spielraum bis zu den lichten Profilen beiderseits aufführen läßt, und daß in der Höhe zwischen zwei Profilen gerade noch Raum verbleibt für die Schachtsohle des oberen Profiles (Abb. 24—25).

Stürzt infolge losen Bodens die Bankettecke beim Einbau der unteren Leitung ein, so wird sie vor Verfüllung des unteren Rohres in Magerbeton wiederhergestellt.

III. Einsteigeschächte und Vereinigung von Straßenleitungen.

Einsteigeschächte erhalten mit Rücksicht auf den Erddruck möglichst eine runde Form, unten 0,80—1,00 m weit, nach oben auf 0,50—0,60 m Weite zusammengezogen. Es empfiehlt sich, mit dem Ziehen erst 1,00—1,50 m über der Leitungssohle zu beginnen, damit man bei Reinigungsarbeiten nicht zu sehr beengt ist. Die drei

Soll das Einfallen von Straßenschmutz durch diese in die Leitungen verhindert werden, so sind kleine Eimer unter die Deckel zu hängen, welche öfters entleert werden müssen (Abb. 29 u. 30).

Um ein Ausgleiten der Pferde zu verhüten, werden Deckel verwendet, welche zwischen Rippen mit Holzklötzen ausgekeilt sind (Abb. 29). Ihre Stärke beträgt 18—20 cm. Auf dem Fußsteig genügen schwächere Abdeckungen, die mit Asphalt ausgegossen sind (Abb. 30).

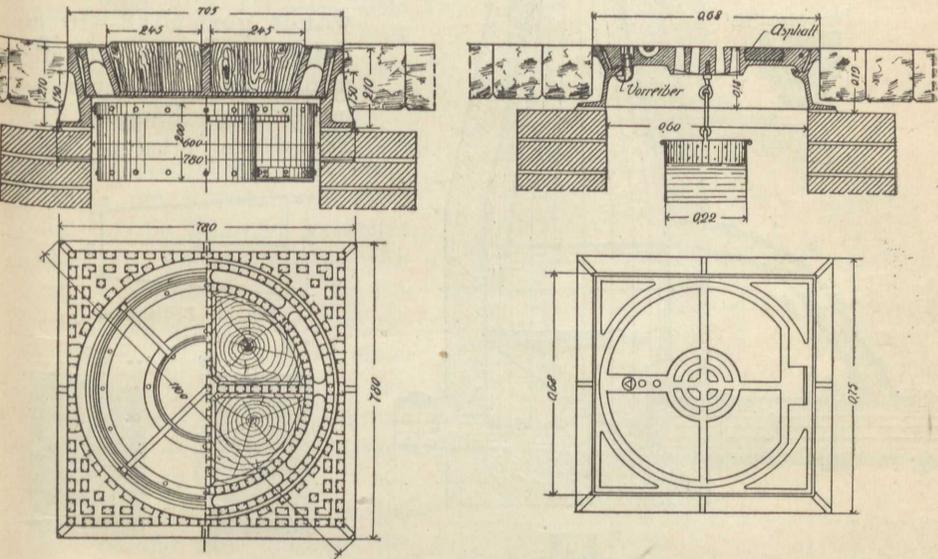


Abb. 29. Schachtabdeckung mit Holzklötzfüllung.

Abb. 30. Schachtabdeckung mit Asphaltfüllung.

Nicht-begehbare Leitungen werden rinnenartig durch den Schacht geführt, Profilveränderungen wird durch eine entsprechend kegelförmige Rinne Rechnung getragen. Seitlich einmündende Leitungen werden in gekrümmter Rinne in die Hauptleitung eingeführt (Abb. 31). Absätze in der Sohle werden durch entsprechend stärkeres Gefälle der Rinne ausgeglichen.

Die Rinnen werden am einfachsten aus halben Steinzeugrohren (geraden, Bogen- und Abzweigrohren), gekrümmte auch aus Mauerwerk oder Beton hergestellt. Da sich stark gekrümmte Rinnen in Ziegelmauerwerk nur schwierig (unter Verwendung von halben oder gar nur Viertelsteinen) herstellen lassen, so läßt man öfters die Rohre in niedrige Vorkammern einmünden, welche gestatten, eine Rinne von größerem Halbmesser einzulegen (Abb. 38). Dieses gilt besonders für Einmündungen, welche gegen die Stromrichtung der Hauptleitung gerichtet sind, wenn nicht durch Vergrößerung oder durch eine andere Grundrißform

des Schachtes (Ellipse) der Durchführung der Rinne mit genügend großem Halbmesser Rechnung getragen wird.

Begehbare Kanäle gehen in den Einsteigeschächten bis zum Kämpfer glatt durch. Im Gewölbe wird eine Lücke von 1,00 m Länge ausgespart. Die verbleibenden Stirnwände werden wagrecht abgeglichen. Auf diese und die Kämpfer zwischen ihnen werden die Schachtwände, gern mit 8—10 cm Stich, aufgesetzt und allmählich zum Kreis zusammengezogen. Kämpfer und Stirnwände erhalten eine

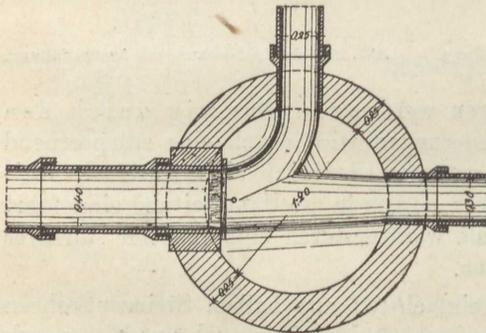
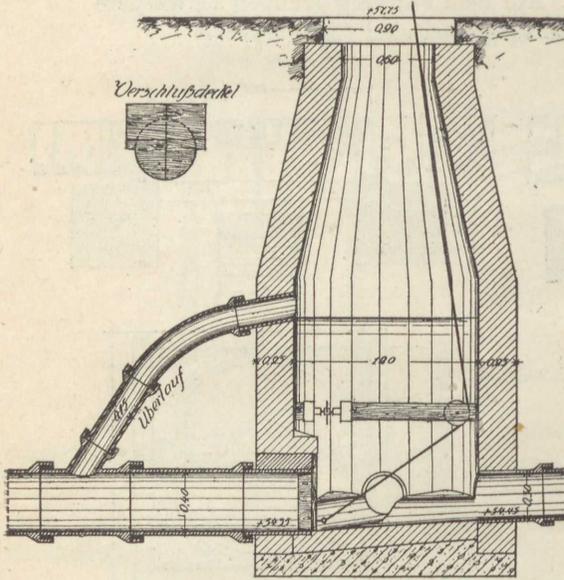


Abb. 31. Einsteigeschacht einer Steinzeugrohrleitung mit Spüleinrichtung und Überlauf.

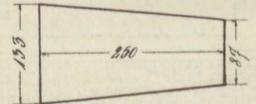


Abb. 32. Radialstein.

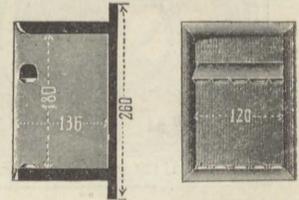


Abb. 33. Steigkasten.

Stärke von $1\frac{1}{2}$ Stein, wenn die 1 Stein starken Schachtwände mit Stich nach außen angesetzt werden sollen. Die wagerechten Vorsprünge in den Leibungen werden mit Zementmörtel schräg

abgeglichen, damit kein Schmutz auf ihnen sitzen bleibt. Die Wand, in welche die Steigeisen eingemauert werden, wird aus dem früher genannten Grunde gern lotrecht aufgemauert und die gegenüberliegende Schachtwand desto stärker gezogen. Die auf die Stirnwände gesetzten Schachtwandungen werden gleichmäßig gezogen, weil dadurch das Be-

steigen des Schachtes erleichtert wird; die Öffnung kommt also in die Mitte zwischen die beiden Stirnwände (Abb. 37, 39).

Bis zur Höhe des Wasserspiegels werden auch wohl Steigkasten statt der Steigeisen eingemauert, um den Leitungsquerschnitt durch die vorstehenden Steigeisen nicht zu verringern (Abb. 33). Doch sammelt sich andererseits in den Steigkasten leichter Schmutz an als an den Steigeisen.

In breiteren Kanälen, welche ein überstarkes Ziehen der auf die Kämpfer gesetzten Schachtwände verlangen würden, wird nur ein Teil des Gewölbes ausgespart, der stehenbleibende Teil durch einen Stichbogen zwischen den Stirnwänden abgefängt und auf diesen die eine Schachtwand aufgesetzt (Abb. 34).

Mitunter verlangt starker Fuhrverkehr oder die Lage des Kanals unter Straßenbahngleisen die Verlegung des Kanalzuganges auf den Fußsteig. Es wird dann der unter diesem angelegte Einsteigeschacht durch einen begehrbaren Kanal mit flacher Sohle und senkrechten Wänden, 0,80 m breit und 1,80 m hoch, mit dem Entwässerungskanal unter dem Fahrdamm verbunden. Die Sohle des Zuganges ist mindestens so hoch zu legen, daß bei Trockenwetter kein Kanalwasser in ihn eintreten kann.

Damit bei Regenwetter etwa eingedrungenes Wasser wieder leicht abfließt, erhält die Sohle ein Gefälle von 20—40‰ (Abb. 35).

Hin und wieder legt man auch Treppeneingänge zu Besichti-

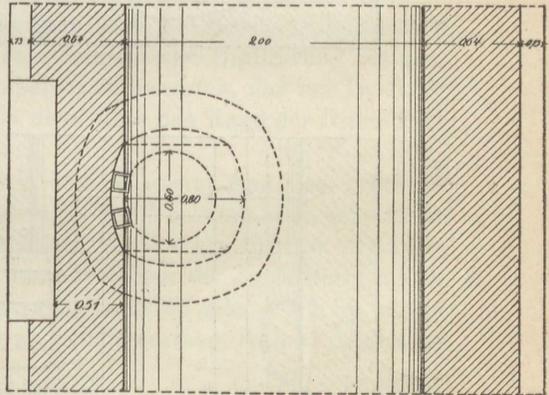
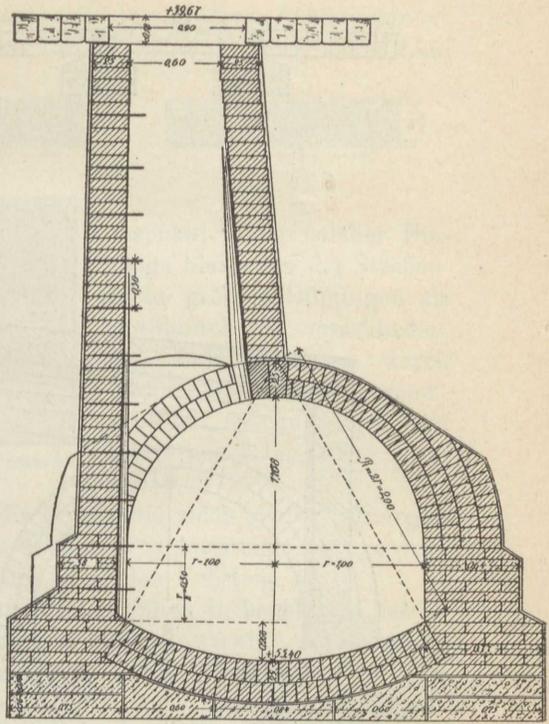


Abb. 34. Einsteigeschacht eines größeren gemauerten Kanals (Haubenprofil).

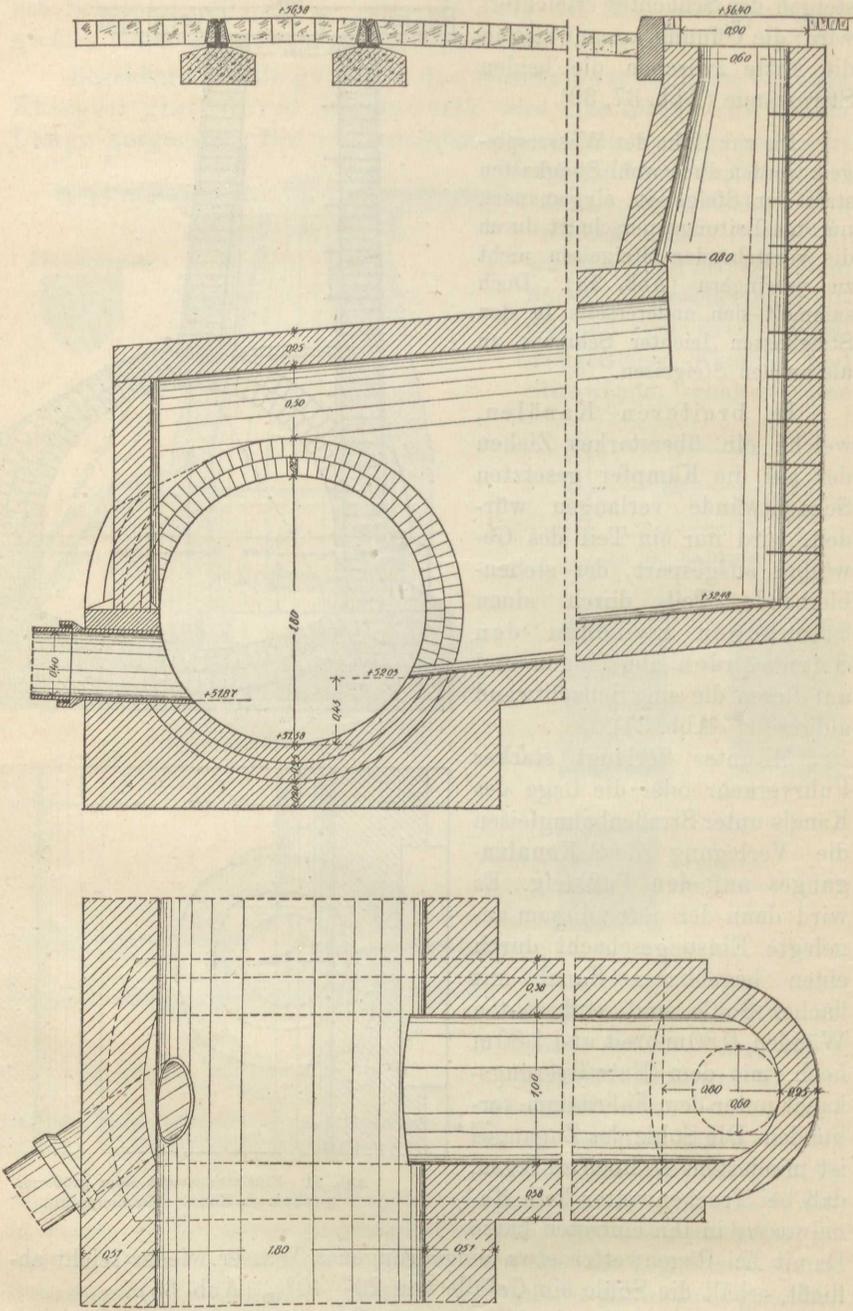


Abb. 35. Seiteneingang eines gemauerten Kanals (Kreisprofil).

gungsbauwerken, besonderen Spülkammern oder größeren Arbeitsräumen, z. B. für die Schneebeseitigung, an (Abb. 57). Infolge der größeren Län-

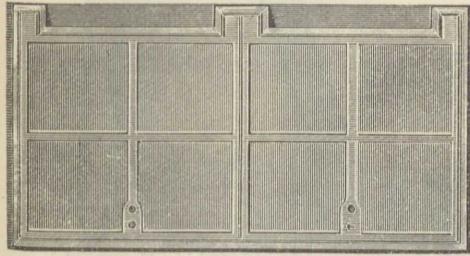
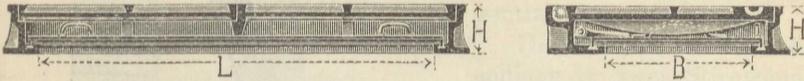


Abb. 36. Rechteckige Doppelscharnier-Schachtabdeckung.

genentwicklung solcher Eingänge bleiben in der Straßenfläche größere Öffnungen als gewöhnlich zu verschließen. Es geschieht dieses durch rechteckige Abdeckungen (Abb. 36), welche bei größerer Länge aus 2 bis 3 Teilen bestehen.

Um den Fahrverkehr durch die Freilegung solch großer Öffnungen nicht zu belästigen und ihn sowie die Ein- und Aussteigenden nicht zu gefährden, verlegt man den Eingang unter den Fußsteig.

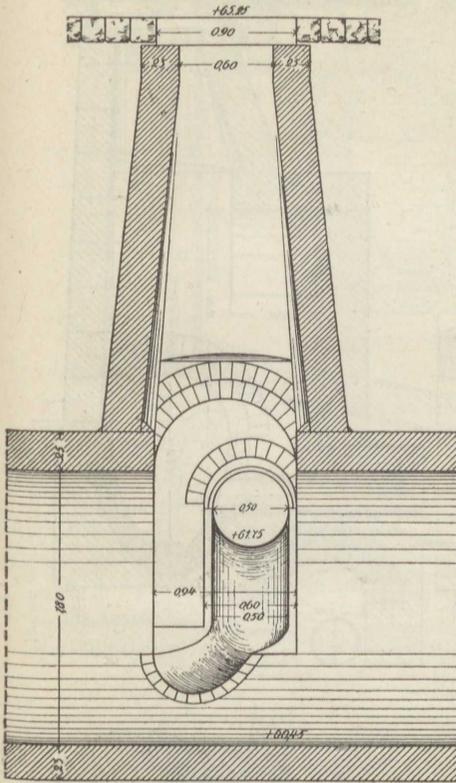
Die Einmündung nicht-begehrbarer Leitungen in begehbare hat so hoch über der Sohle zu erfolgen, daß bei Trockenwetter kein Rückstau eintritt. Mündet das Rohr unter einem Winkel von 45° und weniger in den Kanal, so wird es einfach in die Kanalwand eingemauert und nach der Leibung abgehauen (Abb. 35). Bildet das einmündende Rohr einen größeren Winkel mit der Stromrichtung, so wird eine niedrige Vorkammer an den Kanal angebaut, in welche eine gekrümmte Rinne vom halben Rohrprofil zwecks tangentialer Einführung des seitlichen Zuflusses eingelegt wird. Dabei ist zu beachten, daß bei Trockenwetter das Wasser des Hauptkanals nicht über den Rand der Rinne tritt (Abb. 38).

Mündet die Seitenleitung über dem Wasserspiegel des Trockenwetterabflusses ein, so ist die Rinne in der Vorkammer in stärkerem Gefälle mit ihrer Sohle bis unter diesen Wasserspiegel zu senken, um den freien Fall des Wassers, unter welchem die Kanalwand leiden würde, zu verhüten. Ist der Höhenunterschied sehr groß, so ist die Rinne im Längenschnitt S-förmig zu krümmen (sog. Schwanenhals) (Abb. 37).

An der Einmündung von Seitenleitungen ist immer ein Einsteigeschacht anzuordnen, welcher ein Durchleuchten der nicht begehrbaren Leitungen und das Durchziehen von Bürsten durch sie gestattet.

Im Trennverfahren wird die Vereinigung der Leitungen ziemlich verwickelt (Abb. 38).

Die Vereinigung begehrbarer Kanäle erfolgt immer im Bogen. Der



Zu Abb. 37.

Hauptkanal geht gewöhnlich gerade durch, der Seitenkanal schließt an ihn im Bogen tangential an.

Die Gewölbe beider Kanäle endigen in zwei Stirnwänden, welche einen Winkel miteinander bilden. Diese sind so anzuordnen, daß das innere Widerlager der beiden Kanäle in der Stirn gerade noch $\frac{1}{2}$ Stein stark ist. Das Kanalprofil, welches das vereinigte Wasser weiter zu führen hat, endigt in einer Stirn am Berührungspunkte der beiden Kanalachsen. Die äußeren Widerlager zwischen den Stirnen sind der Profilerweiterung entsprechend kegelförmig zu gestalten und die oberen Schichten zu dem Zweck in der Kämpferlinie auslaufen zu lassen. Für die gebogene Kämpferlinie ist dazu ein stärker als die mittlere Bogenlinie gekrümmter Bogen zwischen die beiden Stirnen behufs Überlei-

tung des schmäleren in das breitere Profil einzulegen. Die inneren Widerlager der zu vereinigenden Kanäle laufen von den Stirnen in dem ursprünglichen Profil weiter und verschneiden sich in einem zum Berührungspunkte der Achsen auslaufenden Grate. Die schwierige Herstellung des letzteren in Ziegelmauerwerk ist vielfach die Veranlassung, ihn und die anschließenden Teile der Sohle in Haustein auszuführen. Das Bauwerk wird durch ein halbkreisförmiges, sich allmählich erweiterndes Gewölbe mit ansteigendem Scheitel, ein sog. Trompetengewölbe, geschlossen.

Da sich an dessen höchster Stelle, an dem Punkte, wo die beiden Kanäle in das Bauwerk münden, Steigeisen bis unten hin nicht bequem anbringen lassen, so wird der Einsteigeschacht gern an das untere Ende des Bauwerks verlegt und jene Stelle besonders entlüftet (Abb. 39).

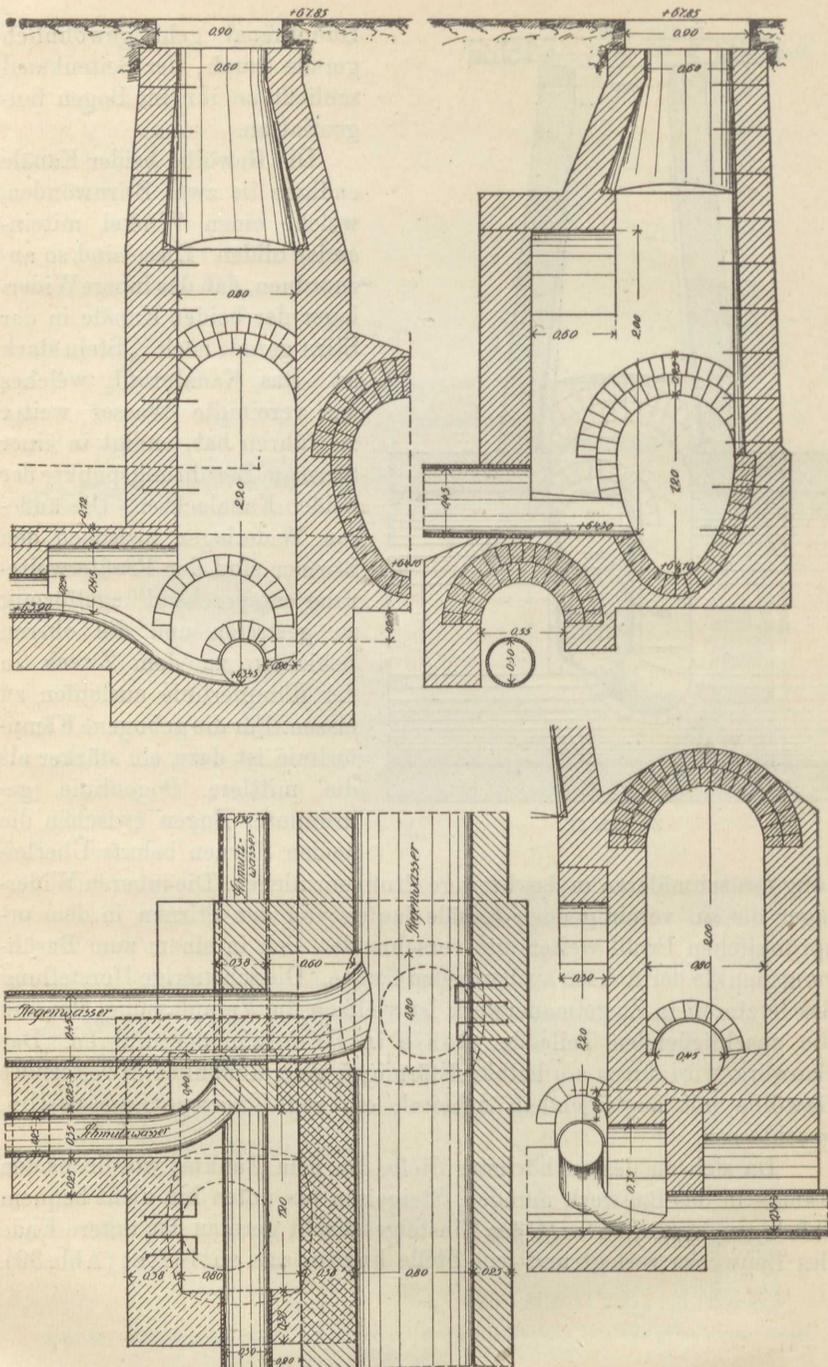


Abb. 38. Doppelschacht für das Trennverfahren.

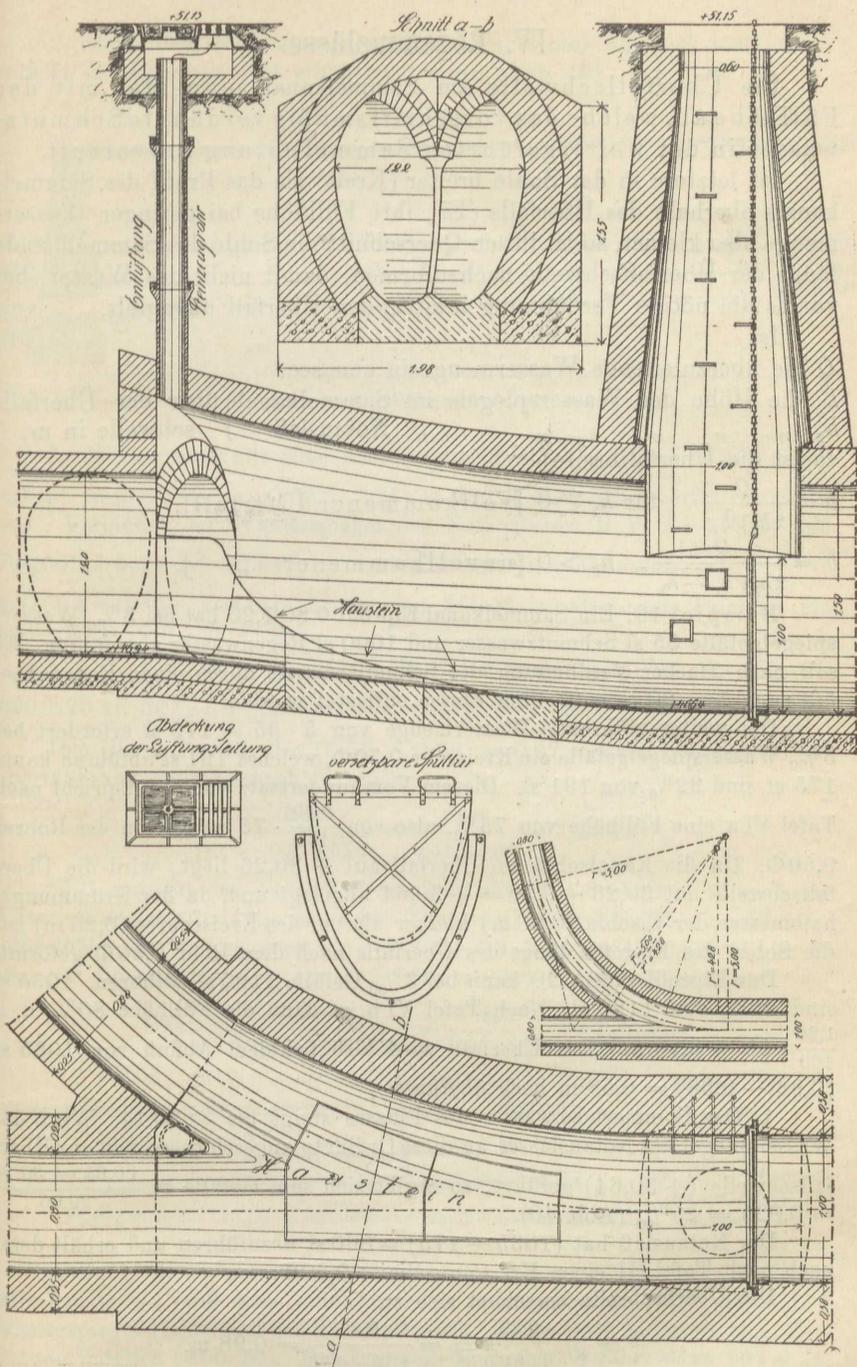


Abb. 39. Vereinigung zweier gemauerter Kanäle nebst versetzbare Spültür.

IV. Regenauslässe.

Die Überfallschwelle am Sammelkanal schneidet mit der Füllhöhe ab, welche das vorschriftsmäßig verdünnte Schmutzwasser in der weitergeführten Sammelleitung hervorruft.

Ist letztere in der Sohle breiter (Kreis) als das Profil des Sammelkanals oberhalb des Überfalls (Ei), ihre Füllhöhe bei geringer Wassermenge also kleiner, so ist ihrem Querschnitt die Sohle des Sammelkanals längs der Überfallschwelle nachzuformen, damit nicht das Wasser, bevor es die nötige Verdünnung besitzt, den Überfall überspült.

Ist

Q die überzuleitende Wassermenge in cbm/sec,
 h_1 die Höhe des Wasserspiegels im Sammelkanal } über der Überfall-
 h_2 „ „ „ „ „ „ Notauslaß } schwelle in m,
 so ist die Überfallbreite

$$b = \frac{Q}{2h_1\sqrt{h_1}} \quad \text{für } h_2 \leq 0 \text{ [vollkommener Überfall]},$$

$$b = \frac{Q}{2h_1\sqrt{h_1 - h_2}} \quad \text{„ } h_2 > 0 \text{ [unvollkommener „]}.$$

Beispiel 19: Ein Sammelkanal Eiprofil 0,80/1,20 hat bei 3%₀₀ Wasserspiegelgefälle 35 sl Schmutzwasser und 1000 sl Regenwasser abzuführen. Er soll nach 5facher Verdünnung des Schmutzwassers durch einen Regenüberfall nach dem 20 m entfernten Flusse entlastet werden.

Die weiterzuführende Wassermenge von $5 \cdot 35 = 175$ sl erfordert bei 3%₀₀ Wasserspiegelgefälle ein Kreisrohr 0,50 Φ , welches 191 sl abführen kann. 175 sl sind 92%₀₀ von 191 sl. Diesem Vomhundertsatz von Q entspricht nach Tafel VI a eine Füllhöhe von 75%₀₀, also von $\frac{0,50}{100} \cdot 75 \sim 0,38$ m des Rohres 0,50 Φ . Da die Kanalsole am Überfall auf + 30,26 liegt, wird die Überfallschwelle auf $30,26 + 0,38 = + 30,64$ angelegt und, da der Krümmungshalbmesser der Eisohle (0,20 m) kleiner als der des Kreisrohres (0,25 m) ist, die Sohle des Eiprofils längs des Überfalls nach dem Rohr 0,50 Φ geformt.

Das Eiprofil 0,80/1,20 kann bei 3%₀₀ Gefälle 1120 sl abführen. 1035 sl sind 92%₀₀ von 1120 sl. Nach Tafel VI b ist dann die Füllhöhe 80%₀₀, d. i. $\frac{1,20}{100} \cdot 80 = 0,96$ m. Der Überfall wird also bei dem Abfluß von 1035 sl $(0,96 - 0,38) = 0,58$ m hoch überflutet.

1. Das Sommerhochwasser des Flusses steigt bis + 30,14. Wird der Wasserspiegel des Notauslasses an diese Ordinate angeschlossen und zur Überfallschwelle (+ 30,64) geführt, so ergibt sich sein Gefälle zu $\frac{30,64 - 30,14}{20,00} = 0,025 = 25\%_{00}$ (Abb. 40).

Der Notauslaß hat $(1035 - 175) = 860$ sl abzuführen und erhält demnach nach Tafel III einen Kreisquerschnitt 0,60 Φ .

Die Überfallbreite berechnet sich zu

$$b = \frac{0,86}{2 \cdot 0,58\sqrt{0,58}} = \frac{0,86}{1,16 \cdot 0,76} = 0,98 \text{ m.}$$

2. Steigt das Hochwasser des Flusses im Winter nur auf +30,60, so braucht der Überfall nicht erhöht zu werden (Abb. 40).

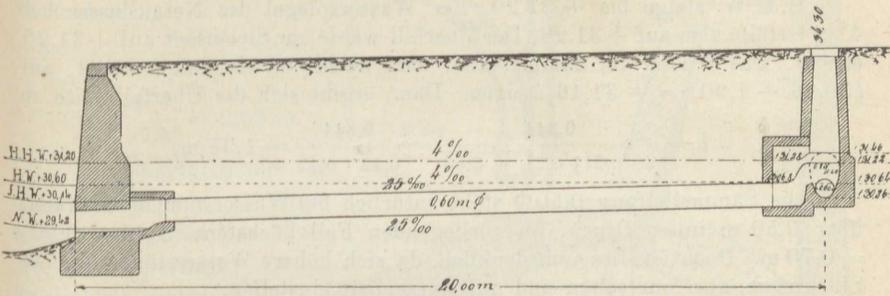


Abb. 40. Regenauslaß mit vollkommenem Überfall bei S. H. W.

Im Winter muß mit einer Abflußmenge von $\left(\frac{1000}{2} + 35\right) = 535$ sl gerechnet werden, wovon $(535 - 175) = 360$ sl über den Überfall zu leiten sind. Verbindet der Wasserspiegel des Notauslasses H. W. (+30,60) und Überfallsschwelle (+30,64), so verbleibt nur ein Gefälle von $\frac{30,64 - 30,60}{20,00} = 0,002 = 2\text{‰}$. Zur Abführung von 360 sl ist also nach Tafel III ein Kreisrohr $0,70\Phi$ erforderlich.

535 sl, d. s. 48% von 1120 sl, füllen nach Tafel VI b das Eiprofil $0,80/1,20$ zu 54% der ganzen Höhe, mithin $\frac{1,20}{100} \cdot 54 = 0,65$ m hoch.

Der Überfall wird also $(0,65 - 0,38) = 0,27$ m hoch überflutet. Die Überfallbreite muß demnach betragen

$$b = \frac{0,36}{2 \cdot 0,27\sqrt{0,27}} = \frac{0,36}{0,54 \cdot 0,52} = 1,28 \text{ m.}$$

Will man für den Notauslaß das Rohr $0,60\Phi$ beibehalten, so muß das Wasserspiegelgefälle 4‰ betragen. Dies ergibt am Überfall eine Wasserspiegelhöhe des Notauslasses von $(30,60 + 20 \cdot 0,04) = +30,68$, also 4 cm über der Überfallsschwelle. Die Überfallbreite berechnet sich dann zu

$$b = \frac{0,36}{2 \cdot 0,27\sqrt{0,27 - 0,04}} = \frac{0,36}{0,54 \cdot 0,48} = 1,39 \text{ m.}$$

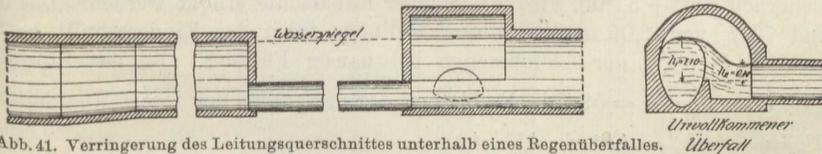


Abb. 41. Verringerung des Leitungsquerschnittes unterhalb eines Regenüberfalles.

3. Steigt das höchste Hochwasser des Flusses im Winter über die Überfallsschwelle, so muß diese erhöht werden. Bleibt aber H. H. W. unter dem Wasserspiegel (Scheitel) des Sammelkanals, so ist noch jederzeit eine Entlastung möglich (Abb. 40). Die Sammelleitung $0,50\Phi$ führt dann 191 sl ab.

Das übrige Wasser $(535 - 191) = 344$ sl staut sich, bis es über den Überfall fließt.

H. H. W. steige bis $+31,20$, der Wasserspiegel des Notauslasses bei 4‰ Gefälle also auf $+31,28$. Der Überfall werde zur Sicherheit auf $+31,25$ erhöht. Das Wasser im Sammelkanal darf höchstens bis zum Scheitel, auf $(30,26 + 1,20) = +31,46$ steigen. Dann ergibt sich die Überfallbreite zu

$$b = \frac{0,344}{2 \cdot 0,21\sqrt{0,21 - 0,03}} = \frac{0,344}{0,42 \cdot 0,42} = 1,95 \text{ m.}$$

Die Sammelleitung $0,50\Phi$ steht natürlich bei Wasserständen im Kanal über $0,50$ m unter Druck, im vorliegenden Fall höchstens $(1,20 - 0,50) = 0,70$ m. Doch ist dies unbedenklich, da sich höhere Wasserstände nur bei Starkregen, also nur selten und nur kurze Zeit einstellen.

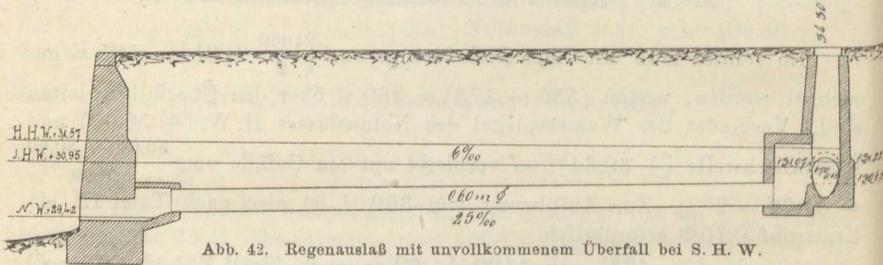


Abb. 42. Regenauslaß mit unvollkommenem Überfall bei S. H. W.

Beispiel 20: Steigt die Vorflut im Winter zeitweise so hoch, daß kein Gefälle vom Kanalwasserspiegel nach dem Hochwasserstand des Flusses verbleibt, so muß die im Winter zu erwartende Kanalwassermenge von 535 sl weiter- und der Reinigungsanlage oder vorher dem Pumpwerk zugeführt werden. Dazu ist bei 3‰ Wasserspiegelgefälle ein Eiprofil $0,70/1,05$ erforderlich, welches 780 sl abführen kann (Abb. 42).

Die Überfallhöhe ergibt sich nun aus der Füllhöhe des Eiquerschnitts $0,70/1,05$ bei einem Abfluß von 175 sl. 175 sl sind 23‰ von 780 sl. Die Füllhöhe wird nach Tafel VI b 37‰ von $1,05$ m, also $\frac{1,05}{100} \cdot 37 = 0,39$ m. Die Überfallsschwelle kommt auf $(30,26 + 0,39) = +30,65$.

Wird angenommen, daß das Sommerhochwasser nicht, wie in Beisp. 19, auf $+30,14$, sondern auf $+30,95$ steigt (Abb. 42), so muß der Überfall zur Sicherheit auf $+31,00$, also 74 cm über Kanalsole erhöht werden. $0,74$ m sind 71‰ von $1,05$ m. Bei dieser Füllhöhe führt der Eiquerschnitt nach Tafel VI b 76‰ der Abflußmenge bei ganzer Füllung, also das Eiprofil $0,70/1,05 \cdot \frac{780}{100} \cdot 76 = 594$ sl. Es bleiben demnach über den Überfall zu leiten $(1035 - 594) = 441$ sl (Abb. 42).

Der Notauslaß $0,60\Phi$ kann 441 sl nach Tafel III bei 6‰ Wasserspiegelgefälle abführen. Sein Wasserspiegel stellt sich also am Überfall auf $(30,95 + 20 \cdot 0,006) = +31,07$ oder 7 cm über der erhöhten Schwelle ein. Der Eikanal $0,80/1,20$ wird nach früherem von 1035 sl $0,96$ m hoch, bis $(30,26 + 0,96) = +31,22$ oder 22 cm über der erhöhten Überfallsschwelle

zu überwölben und unterhalb den Notauslaßkanal im Bogen von dem Sammelkanal abzuschwenken (Abb. 43).

Steigt die Vorflut zeitweise über die Überfallschwelle, so sind **Damm balken** vorzusehen. Es sind das sorgfältig abgeschliffene Flacheisen von 30 mm Stärke und 100 mm Höhe, welche von oben zwischen lotrechte Führungseisen (eingemauerte Flacheisen oder mit Steinschrauben befestigte Winkelseisen) eingeschoben werden.

Die Führungseisen haben eine Schneide und die Damm balken einen genau auf diese passenden schwalbenschwanzförmigen Einschnitt (Abb. 43).

Ist der Überfall sehr breit, so daß infolge der großen Spannweite die Damm balken dem Wasserdruck nicht mehr standhalten, so wird er durch senkrechte in der Überfallmauer und im Gewölbe eingemauerte Kreuzeisen oder Winkelstützen aus 2 L oder 4 L Eisen geteilt (Abb. 43). Um die Damm balken zwischen zwei Kreuzeisen einschieben zu können, ist in einem über H. W. ein kleiner Ausschnitt von der Höhe eines Damm balkens anzubringen.

Die Damm balken werden zu jederzeitiger Benutzung an Ort und Stelle auf eingemauerten Eisenstäben aufbewahrt (Abb. 51).

Kann das Hochwasser der Vorflut so nahe unter Gelände steigen, daß die Überfallkammer mit einem entsprechend hohen Damm balkenverschluß nicht mehr überwölbt werden könnte, so muß in den Notauslaß ein Spindelschieber zwecks

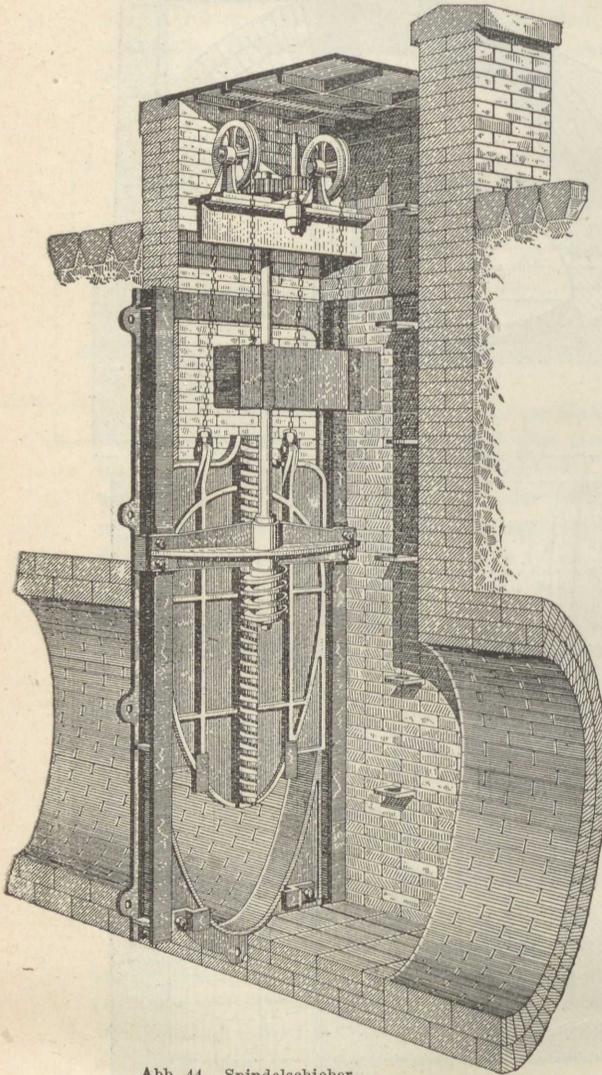


Abb. 44. Spindelschieber.

vollständigen Abschlusses der Vorflut bei solch hohen Wasserständen eingebaut werden (Abb. 44).

Gegen plötzlich eintretendes Hochwasser sichert man sich häufig noch durch selbsttätige Verschlüsse in Form von **Hängeklappen** oder **Stemmtoren** an der Mündung des Notauslasses in die Vorflut. Doch sind diese unsicher in ihrer Wirkung und machen von Hand zu bedienende Verschlüsse nie entbehrlich. Hängeklappen erhalten einen schrägen Anschlag mit Dichtungsring aus Hartblei oder Messing, oder auch aus Paragummi. Zwecks leichter Beweglichkeit werden sie möglichst leicht aus gebuckelten Blechen (4—8 mm stark) hergestellt (Abb. 45) oder mit einem Gegengewicht versehen. Letzteres wird auch umklappbar eingerichtet, um die Klappe nach Eintritt des Hochwassers in ihrer Abschlußstellung zu sichern (Abb. 46).

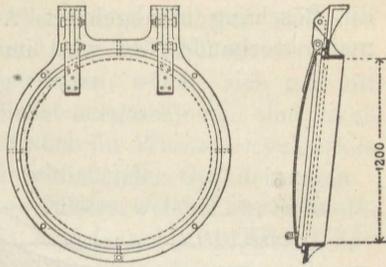


Abb. 45. Hängeklappe mit schmiedeeisernem, gewölbtem Deckel.

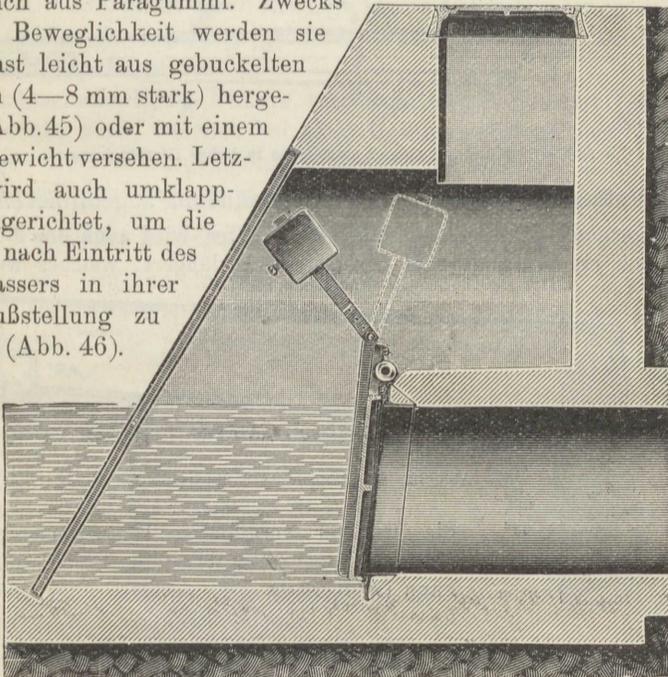


Abb. 46. Hochwasserabschlußklappe mit umklappbarem Gegengewicht.

Die **Einmündung der Notauslässe** in die Vorflut erfolgt schräg zur Stromrichtung und möglichst in der Konkaven. Ihre Sohle muß unter N. W. austreten, damit nicht das ausströmende Wasser die Uferböschung beschädigt oder die Ufermauer beschmutzt. Liegt der Notauslaß über N. W., so wird deshalb von dem Punkt aus, wo der Notauslaßkanal in die Uferböschung einschneidet, das Wasser in einem offenen Gerinne

die Böschung hinabgeleitet (Abb. 47). Ist eine Ufermauer vorhanden, so wird im gleichen Falle ein Ab-

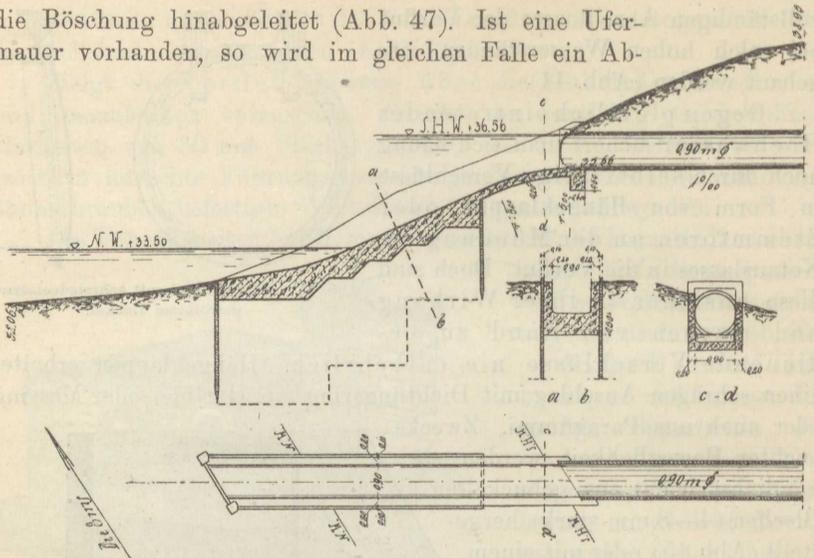


Abb. 47. Mündung eines Notauslasses in hoher Uferböschung.

sturz im Notauslaßkanal kurz vor der Einmündung angeordnet (Abb. 48).

Bei geringer Stromgeschwindigkeit am Ufer, wird auch der Notauslaßkanal durch ein Rohr bis zum Stromstrich verlängert, welches wenigstens

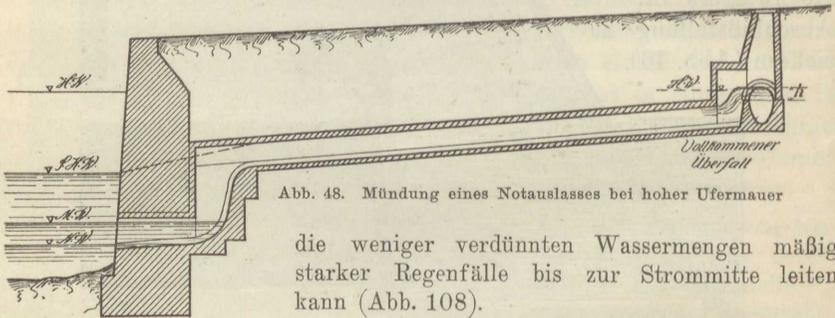


Abb. 48. Mündung eines Notauslasses bei hoher Ufermauer

die weniger verdünnten Wassermengen mäßig starker Regenfälle bis zur Strommitte leiten kann (Abb. 108).

V. Düker

dienen zur Unterführung von Wasserläufen, Bahneinschnitten, Unterpflastertunnels, großen zu kreuzenden Entwässerungskanälen, wenn die Durchlegung einer Gefälleleitung eine Tiefe der Vorflutleitung bedingen würde, welche wesentlich über die für die Kellerentwässerung notwendige Tiefe hinausginge.

Da Düker einen Sack der Gefälleleitung bilden (Abb. 49), also stets gefüllt sind, ist für sie der Kreisquerschnitt wegen seines günstigen hydraulischen Radius der vorteilhafteste.

Sie sind Druckleitungen und werden am einfachsten nach den unter D. Seite 23 angegebenen Formeln und nach Tafel III. für das Kreisprofil berechnet. Damit in ihnen Ablagerungen, welche sich nur mit Schwierigkeiten beseitigen lassen, möglichst ausgeschlossen sind, muß ihre Durchflußgeschwindigkeit und damit auch ihr Wasserspiegelgefälle im allgemeinen größer sein als in den anschließenden Gefälleleitungen.

Es empfiehlt sich, der Berechnung eines Dükers, welcher nur Schmutzwasser abzuführen hat (Trennverfahren), eine Geschwindigkeit der größten Schmutzwassermenge von 1,50 m/sec zugrunde zulegen. Da entsprechend dem Wasserverbrauch (vgl. Abb. 3 im II. Teil „Wasserversorgung“) die Schmutzwassermenge im Stundendurchschnitt etwa $\frac{2}{3}$ der Größtmenge, nachts noch $\frac{1}{6}$ davon beträgt, so würde demnach die Geschwindigkeit im Schmutzwasserdüker mindestens 0,25 m/sec, im Durchschnitt 1,00 m/sec sein. Etwaige kleine Ablagerungen in der Nacht dürften infolge der erheblich größeren Wassergeschwindigkeit am Tage wieder fortgespült werden.

Der Querschnitt des Dükers wird ermittelt, indem auf Tafel III ein Rohr gesucht wird, welches bei einer Geschwindigkeit von mindestens 1,50 m/sec die rechnungsmäßige Wassermenge abführen kann. Die Geschwindigkeit der letzteren wird jedoch etwas kleiner sein, wenn das gefundene Rohr eine größere Wassermenge fassen kann, da v nur von $\frac{Q}{F}$ abhängig ist. Um nun einen unnötig großen Gefällverlust zu vermeiden, wird man das Wasserspiegelgefälle wählen, bei welchem der gefundene Rohrquerschnitt die rechnungsmäßige Wassermenge soeben noch abführt.

Die Wasserspiegellinie des Dükers hat die Wasserspiegel der anschließenden Gefälleleitungen zu verbinden. Das Dükerrohr mündet am Einlauf und Auslauf in deren Sohlenhöhe aus.

Beispiel 21: Ein Düker von 60 m Länge hat eine Schmutzwassermenge von 90 sl abzuführen. Dem entspricht nach Tafel III ein Rohr 0,30 Φ , welches 107 sl mit einer Geschwindigkeit von 1,51 m/sec bei einem Wasserspiegelgefälle von 16 $\frac{0}{100}$ abführt. Als Gefälle genügt jedoch 12 $\frac{0}{100}$, bei welchem ein Rohr 0,30 Φ noch 93 sl ableitet.

Die Geschwindigkeit ergibt sich

$$\text{für } 90 \text{ sl : } v = \frac{Q}{F} = \frac{0,09}{0,0707} = 1,27 \text{ m/sec}$$

$$\text{„ } \frac{2}{3} 90 = 60 \text{ „ : } = \frac{0,06}{0,0707} = 0,85 \text{ „}$$

$$\text{„ } \frac{1}{6} 90 = 15 \text{ „ : } = \frac{0,015}{0,0707} = 0,21 \text{ „}$$

Das absolute Wasserspiegelgefälle ist

$$h = 60 \cdot 0,012 = 0,72 \text{ m.}$$

Regenwasserdüker (Trennverfahren) werden ähnlich, aber besser für eine Geschwindigkeit des Größtabflusses von 3,00 m/sec berechnet, damit nicht infolge des großen Unterschiedes der vorkommenden Durchflußmengen die Geschwindigkeit bei schwachen Regenfällen allzu klein wird und etwa mitgeführter Sand im Düker abgesetzt wird.

Eine Geschwindigkeit von 3,00 m/sec ist unbedenklich, besonders da sie sich nur äußerst selten und nur auf kurze Zeit (bei Sturzregen) einstellen wird.

Beispiel 22: Größte Durchflußmenge 1000 sl. Nach Tafel III führt ein Rohr 0,70 Φ 1171 sl mit 3,04 m/sec Geschwindigkeit bei einem Wasserspiegelgefälle von 18 $\frac{0}{100}$ ab. Doch reicht 14 $\frac{0}{100}$ Gefälle für 1000 sl aus.

$$\text{Für 1000 sl : } v = \frac{1}{0,385} = 2,60 \text{ m/sec}$$

$$\text{„ 500 „ : } = \frac{0,5}{0,385} = 1,30 \text{ „}$$

$$\text{„ 200 „ : } = \frac{0,2}{0,385} = 0,52 \text{ „}$$

$$\text{„ 100 „ : } = \frac{0,1}{0,385} = 0,26 \text{ „}$$

Hat ein Düker außer Schmutzwasser noch Regenwasser abzuführen, so wird für letzteres zweckmäßig ein zweites Rohr vorgesehen, welches von dem Schmutzwasserrohr durch eine Überlaufschwelle in Höhe von dessen Scheitel getrennt ist, so daß es erst zur Wirkung kommt, wenn bei Regen die ankommende Wassermenge nicht mehr von dem nur für die Schmutzwassermenge berechneten ersten Rohr aufgenommen werden kann, sich infolgedessen aufstaut und in das Regenwasserrohr überfließt.

Das für das Schmutzwasserrohr gewählte Wasserspiegelgefälle gilt auch für das Regenwasserrohr. Letzteres braucht nicht an die Sohle der beiderseitigen Gefälleleitungen anzuschließen, doch muß es selbstverständlich ganz unter der Wasserspiegellinie bleiben.

Beispiel 23: Ein Düker hat außer 90 sl Schmutzwasser noch 1000 sl Regenwasser abzuführen. Für die Schmutzwassermenge ist nach Beispiel 21 ein Rohr 0,30 Φ bei 12 $\frac{0}{100}$ Wasserspiegelgefälle erforderlich, für die Regenwassermenge bei gleichem Gefälle ein Rohr 0,80 Φ .

Es ist jedoch in diesem Falle 14 $\frac{0}{100}$ Gefälle vorzuziehen, um für den Regenwasserdüker nur 0,70 Φ zu erhalten.

Zweigt von dem Einlaufschacht des Dükers ein Notauslaß ab, wie es vor der Unterdükerung eines Wasserlaufes die Regel ist, so genügt, falls der Notauslaß jederzeit in Tätigkeit treten kann, öfters ein Rohr, welches das Schmutzwasser und das zu seiner Verdünnung erforderliche Regenwasser mit einer Geschwindigkeit von 3,00 m/sec abführt. Am Einlaufschacht ist der Wasserspiegel des Dükers an die Regen-

überfallsschwelle anzuschließen und das Dükerrohr ganz unter diese zu legen, seine Sohle also bei geringer Überfallhöhe und großem Dükerdurchmesser unter Umständen tiefer als die Sohle des Zubringerkanals.

Beispiel 24: Vor dem Düker in Beispiel 23 befinde sich ein Regenüberfall, über den jederzeit die Starkregen zur Vorflut gelangen können. Der Sammelkanal bringt im Höchsthalle 1090 sl und erhält infolgedessen bei $\frac{2}{100}$ Wasserspiegelgefälle einen Eiquerschnitt 0,90/1,35, welcher 1250 sl abführt. Der erforderliche Verdünnungsgrad ist zu 5 angenommen. $5 \cdot 90 = 450$ sl sind 36% von 1250 sl. Diesem Vomhundertsatz entspricht nach

Tafel VIb eine Füllhöhe von 46% des Eiprofils, also von $\frac{1,35}{100} \cdot 46 = 0,62$ m,

womit die Höhe der Regenüberfallsschwelle über Kanalsohle gegeben ist.

Der größten Durchflußmenge des Dükers von 450 sl entspricht bei 3,00 m/sec Geschwindigkeit ein Rohr 0,45 Φ und ein Wasserspiegelgefälle von 34% . Es wird jedoch 31% Gefälle gewählt, bei welchem noch 456 sl durch den Düker 0,45 Φ fließen können.

$$\text{Für } 450 \text{ sl} : v = \frac{0,45}{0,159} = 2,83 \text{ m/sec}$$

$$\text{„ } \frac{450}{5} = 90 \text{ „} = \frac{0,09}{0,159} = 0,56 \text{ „}$$

$$\text{„ } \frac{2}{3} 90 = 60 \text{ „} = \frac{0,06}{0,159} = 0,38 \text{ „}$$

$$\text{„ } \frac{1}{6} 90 = 15 \text{ „} = \frac{0,015}{0,159} = 0,09 \text{ „}$$

Absolutes Gefälle $h = 60 \cdot 0,031 = 1,86$ m.

Da nach vorstehendem Beispiel die Geschwindigkeit bei Trockenwetter recht klein ausfällt und außerdem bei längeren Dükern viel Gefälle verbraucht wird, ist meistens die Anlage zweier Dükerrohre, eins für Schmutzwasser und eins für Regenwasser, vorzuziehen, welche, durch eine Überlaufschwelle getrennt, beide unter der Schwelle des Regenüberfalls vom Einlaufschacht abgehen müssen.

Beispiel 25: Für die Schmutzwassermenge von 90 sl des Dükers in Beispiel 24 genügt nach früherem ein Rohr 0,30 Φ bei einem Wasserspiegelgefälle von 12% , für $(450 - 90) = 360$ sl Regenwasser bei gleichem Gefälle ein Rohr 0,50 Φ .

Das Schmutzwasserrohr 0,30 Φ kann in Sohlenhöhe des Sammelkanals abgehen, da sich dann sein Scheitel noch $(0,62 - 0,30) = 0,32$ m unter der Schwelle des Regenüberfalls befindet, der Überlauf zum Regenwasserdüker wird demnach von den überlaufenden 360 sl 0,32 m hoch überflutet.

Setzt man für den Regenwasserdüker nur ein Wasserspiegelgefälle von 11% , welches noch zur Abführung von 360 sl ausreicht, an, so ergibt sich bei 60 m Dükerlänge ein Höhenunterschied der beiden Wasserspiegellinien am Einlaufschacht von $60(0,012 - 0,011) = 0,06$ m und eine Höhe des Wasserspiegels des Regendükers über der Überlaufschwelle von

$$(0,32 - 0,06) = 0,26 \text{ m.}$$

Danach berechnet sich die Überlaufbreite zu

$$b = \frac{0,36}{2 \cdot 0,32 \sqrt{0,32} - 0,26} = \frac{0,36}{0,64 \cdot 0,24} = 2,34 \text{ m.}$$

Das Regenwasserrohr darf mit seinem Scheitel höchstens in den berechneten Wasserspiegel, also mit seiner Sohle höchstens

$$(0,62 - 0,06 - 0,50) = 0,06 \text{ m}$$

über Kanalsohle gelegt werden.

Ist eine Entlastung des Sammelkanals im Winter bei Wasserständen der Vorflut über S. H. W. ausgeschlossen, so muß der Regendüker die Hälfte der größten Regenwassermenge (im Sommer) am Überfall bewältigen können. Der Wasserspiegel des Dükers ist für diesen Fall an die Füllhöhe des Sammelkanals, welche die Schmutzwassermenge und die halbe Regenwassermenge hervorruft, anzuschließen, sein Gefälle bleibt jedoch dasselbe, da sich auch der Wasserspiegel des Vorflutkanals entsprechend erhöht.

Beispiel 26: $\left(\frac{1000}{2} + 90\right) = 590 \text{ sl}$ sind 47 % von 1250 sl, der ganzen Wassermenge, welche das Eiprofil 0,90/1,35 bei 2 ‰ Gefälle abführen kann. Diesem Vmhundertsatz entspricht nach Taf. VI b eine Füllhöhe von 53 % der ganzen Profilhöhe, also von $0,53 \cdot 1,35 = 0,72 \text{ m}$.

Bei 12 ‰ Gefälle führt das Rohr 0,30 Φ 93 sl ab. Es verbleiben demnach für den Regenwasserdüker $(590 - 93) = 497 \text{ sl}$, wofür bei 12 ‰ Gefälle ein Rohr 0,60 Φ erforderlich ist. Doch kann ein so großes Rohr schon bei 8 ‰ Gefälle 517 sl abführen. Daraus ergibt sich bei 60 m Dükerlänge ein Höhenunterschied der Wasserspiegel beider Dükerrohre am Einlauf von 60 $(0,012 - 0,008) = 0,24 \text{ m}$. Der 0,30 m hohe Überlauf zwischen beiden Rohren liegt also $(0,72 - 0,30) = 0,42$ unter dem Wasserspiegel des Schmutzwasserdükers, $(0,42 - 0,24) = 0,18 \text{ m}$ unter dem des Regenwasserdükers.

Die Überlaufbreite berechnet sich demnach für diesen Fall zu

$$b = \frac{0,497}{2 \cdot 0,42 \sqrt{0,42} - 0,18} = \frac{0,497}{0,84 \cdot 0,49} = 1,21 \text{ m.}$$

Da aber die für die Abflußverhältnisse im Sommer berechnete Überlaufbreite größer ist, muß diese mit 2,34 m beibehalten werden.

Ebenso bleibt die Lage der Rohre am Einlaufschacht dieselbe.

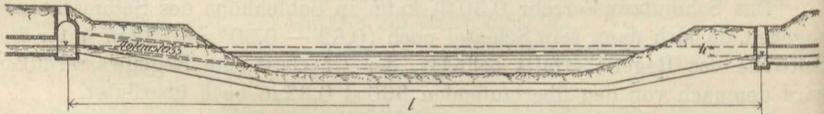


Abb. 49. Düker.

Düker werden im Längenschnitt gewöhnlich in schlanker Krümmung dem Querprofil des zu kreuzenden Flußbettes oder Einschnittes angepaßt (Abb. 49) und erhalten am tiefsten Punkte eine Deckung von mindestens 0,50 m. Sie werden aus geschweißten Rohren oder

aus nahtlosen Mannesmannrohren von 4—10 m Länge zusammengesetzt. Ihre Verbindung erfolgt durch aufgeschweißte oder aufgenietete Flansche, welche miteinander vernietet oder unter Einlage eines Ringes aus ölgetränkter Pappe, Holzstoff, Kautschuk, Blei oder weichem Eisen miteinander verschraubt werden (Abb. 50).

Richtungs- und Gefällwechsel der Dükerleitungen sind durch Bogenstücke zu vermitteln.

Der Einlaufschacht erhält einen Schlammfang, um die von dem Wasser mitgeführten Sinkstoffe möglichst vor dem Einlauf abzusetzen und von dem Düker fernzuhalten (Abb. 51). Um erforderlichenfalls Bürsten oder sonstige Geräte zur Entfernung von Ablagerungen durchziehen zu können, wird schon beim Einbau ein Kupferdrahtseil lang durch das Dükerrohr gelegt.

Größere Dükerrohre müssen, um sie zwecks Vornahme von Ausbesserungen (Anstrich) oder Räumungsarbeiten auspumpen zu können, am Einlauf und am Auslauf mit Spindelschiebern abgeschlossen werden können. Der Schieber im Auslaufschacht muß aber, um zum Düker gelangen zu können, die Dükeröffnung freilassen und ist deshalb vor der Leitung, welche die Vorflut des Dükers bildet, anzubringen.

VI. Heberleitungen.

Querschnitt und Wasserspiegelgefälle von Heberleitungen werden ähnlich wie von Dükern berechnet, nur braucht die Durchflußgeschwindigkeit nicht größer zu sein als in Gefälleleitungen ($v = 0,6 - 0,8$ m/sec), da infolge der aufwärts gerichteten Bewegung des Wassers in dem ansteigenden Leitungsast die meisten Sinkstoffe in dem Schlammfang des Einlaufschachts zurückbleiben.

Die Anwendung von Heberleitungen ist beschränkt, da ihre Hubhöhe durch den Luftdruck begrenzt ist. Letzterem entspricht bekanntlich eine Wassersäule von 10,33 m. Es gilt nun für die Hubhöhe

$$H < 10,33 - h, \quad H + h < 10,33$$

worin h das absolute Wasserspiegelgefälle der Heberleitung bedeutet (Abb. 52). Um die Tätigkeit des Hebers möglichst sicherzustellen, bleibt man gewöhnlich noch 1—2 m unter obiger Grenze von H .

Für Heberleitungen, welche vollständig in der Erde verlegt werden können, z. B. bei Überschreitung von Höhenrücken, genügen gußeiserne Rohre mit Muffen- oder Flanschenverbindung. Sie werden rd. 1,50 m tief verlegt und möglichst der Geländegestaltung angeschmiegt (Abb. 52).

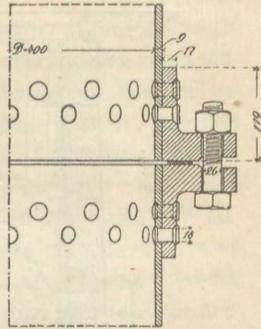
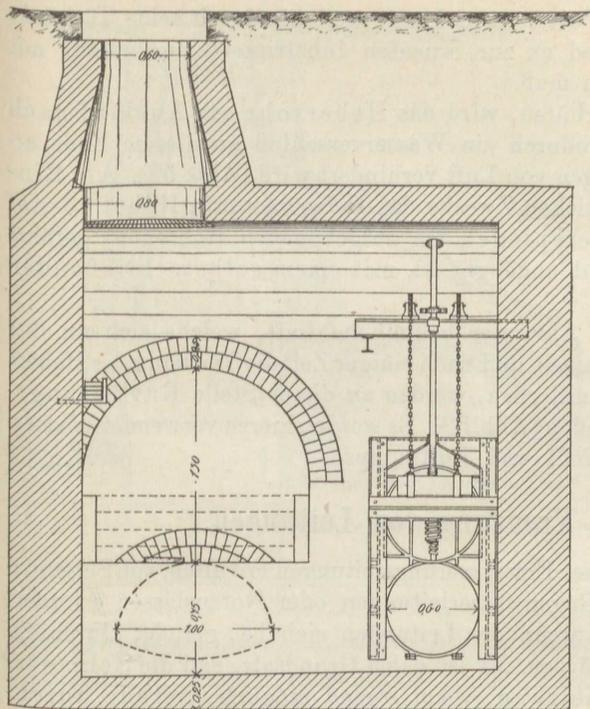


Abb. 50. Flanschenverbindung eines schmiedeeisernen Rohres.



Zu Abb. 51.

Heberleitungen, welche an Stelle von Dückern zur Kreuzung von Wasserläufen dienen, werden auf Brücken gelegt oder an ihnen aufgehängt. Weil sie in ihrer freien Lage leicht beschädigt werden können, macht man sie aus Schmiedeeisen oder ummantelt die gußeiserne Leitung noch mit einem weiteren schmiedeeisernen Rohre.

Letztere Anordnung bietet zugleich einen Schutz gegen Einfrieren im Winter, obwohl dies bei der verhältnismäßig

hohen Temperatur des Abwassers kaum zu befürchten ist.

In freiliegende Leitungen muß eine bewegliche Verbindung eingebaut werden, welche in der Art einer Stopfbüchse kleine Verschie-

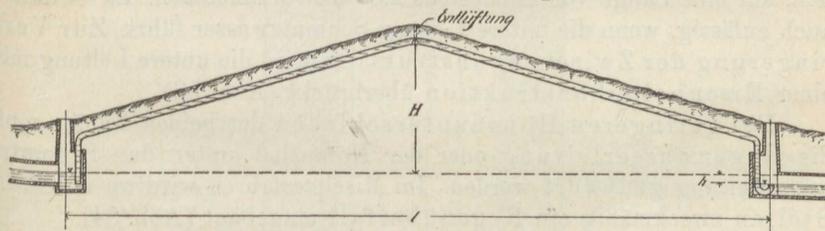


Abb. 52. Heberleitung.

bungen der beiden Leitungshälften zueinander gestattet, wenn sich das Material infolge Temperaturänderung ausdehnt oder zusammenzieht.

Aus dem gleichen Grunde empfiehlt es sich bei Ummantelung eines eisernen Rohres durch ein anderes eisernes Rohr, das innere auf Rollen zu lagern, damit sich beide unabhängig voneinander bewegen können.

Für den Betrieb der Heberleitungen ist es sehr wichtig, daß keine

Luft in den Heber eintreten kann, weil hierdurch seine Tätigkeit unterbrochen wird und er zur erneuten Inbetriebsetzung wieder mit Wasser gefüllt werden muß.

Um dieses zu verhüten, wird das Heberrohr am Auslauf nach oben gekrümmt, wodurch ein Wasserverschluß an diesem Ende erzielt und das Eindringen von Luft verhindert wird (Abb. 52). Am Einlauf wird zu dem gleichen Zwecke das Heberrohr möglichst so tief wie der Unterwasserspiegel (im aufgebobenen Rohrende) geführt oder, wenn dies nicht zugänglich ist, mit einem selbstschließenden Ventil versehen.

Um die in dem Abwasser befindliche Luft, welche sich an der höchsten Stelle sammelt und nach einiger Zeit die Wirkung des Hebers aufheben würde, zu entfernen, werden an dieser Stelle Entlüftungseinrichtungen getroffen (Abb. 52). Es werden hierzu verwendet Wasserstrahlpumpen, Saugwindkessel, Luftpumpen.

VII. Kreuzung von Leitungen.

Die Kreuzung neuer Entwässerungsleitungen mit alten, von Schmutzwasserleitungen mit Regenwasserleitungen oder Notauslässen erfordert besondere Bauwerke, wenn die Leitungen sich bei gerader Durchführung durchdringen würden. Es ist dabei Grundsatz, daß die Schmutzwasserführende Leitung, wenn irgend möglich, gerade durchgeführt wird, die andere gedükert wird.

Bei nur geringem Einschnneiden des oberen Profiles in das untere kann man die Verringerung der Höhe des letzteren durch eine entsprechende Verbreiterung ausgleichen. Der Übergang ist allmählich, auf eine Länge von mindestens 2,00 m, vorzunehmen. Es ist dieses auch zulässig, wenn die untere Leitung Schmutzwasser führt. Zur Verringerung der Zwischenkonstruktion wird die untere Leitung mit einer Eisenbetonkonstruktion überbrückt (Abb. 53).

Bei geringeren Höhenunterschieden der beiden Kanäle muß die Regenwasserleitung oder der Notauslaß unter der Schmutzwasserleitung gedükert werden. Im Mischverfahren wird an solchen Stellen zweckmäßig ein Regenüberfall eingebaut (Abb. 54).

Es ist selbstverständlich, daß an derartigen Kreuzungen ein Einsteigeschacht, erforderlichenfalls auch zu beiden Seiten der Kreuzung, angeordnet wird. Man wird diesen zweckmäßig so ausgestalten, daß von ihm beide Leitungen bestiegen werden können (Abb. 54).

VIII. Regeneinläufe und Schneeeinwürfe.

Regeneinläufe zur Einleitung des Regenwassers in die Entwässerungsleitungen werden entweder mit einem Rost (Abb. 55) abgedeckt

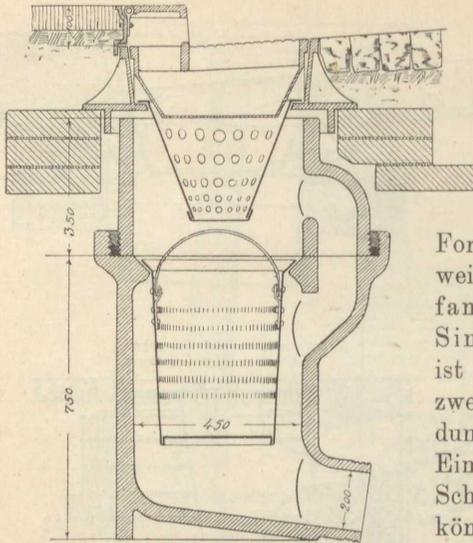


Abb. 55 a. Sparsinkkasten (ohne Schlammfang und ohne Wasserverschluß) mit Laubeimer und Sandeimer.

Die Regeneinläufe werden mit der Straßenleitung durch 15 cm weite Steinzeugrohrleitungen unter Zuhilfenahme von Bogenrohren verbunden.

Sie erhalten gewöhnlich die Form von Sinkkasten, so genannt, weil sie mit einem Schlammfang zum Zurückhalten der Sinkstoffe versehen sind. Letzterer ist ungefähr 80 cm tief und enthält zweckmäßig einen dicht an die Wandungen schließenden verzinkten Eimer, um den angesammelten Schlamm bequem herausheben zu können. Der Schlammeimer hat am Boden ein nach oben schlagendes Klappventil, um ihn nach Entleerung wieder in das im Schlamm-

fang stehenbleibende Wasser einsetzen zu können (Abb. 55).

Zur Zurückhaltung der Schwimmstoffe erhält der Sinkkasten einen Wasserverschluß, bestehend in einem nach oben gebogenen Ansatz.

Die den Wasserverschluß bewirkende Zunge hat hin und wieder noch eine gewöhnlich verschlossene Reinigungsöffnung, welche gestattet, ein Rund-eisen in das Abflußrohr zwecks Beseitigung von Verstopfungen einzuführen (Abb. 55).

Der Wasserspiegel im Sinkkasten soll in frostfreier Tiefe liegen, also 1,00—1,50 m unter der Straßenoberfläche.

Die Sinkkasten sind meistens von kreisrundem Querschnitt und werden aus glasiertem Steinzeug (2—3 rohrartig aufeinander gesetzte Stücke) oder aus Beton, seltener aus Gußeisen hergestellt.

Auf Sinkkasten aus Steinzeug werden die Abdeckungen nicht unmittelbar aufgesetzt, um eine Beschädigung durch darüberfahrendes Fuhrwerk zu verhüten. Es wird vielmehr ein kleines Fundament mit geringem Zwischenraum um das obere Ende des Sinkkastens gemauert und auf dieses die Abdeckung gesetzt. Damit nicht das einströmende Wasser dieses Fundament unterspült, wird es durch einen Trichter zusammengehalten und über die Mitte des Sinkkastens geführt.

Eine gleiche Anordnung ist auch für Sinkkasten aus Beton und Guß-

eisen wünschenswert, welche Materialien durch die Stöße von darüberfahrenden Fuhrwerken leicht Sprünge bekommen.

Die durch die Abfuhr des Wassers aus den Schlammheimern hervorgerufenen hohen Kosten der Sinkkastenreinigung ist die Veranlassung, daß auch **Regeneinläufe ohne Schlammfang** (Sparsinkkasten) zur Verwendung kommen. Der Schlammfang ist durch einen freihängenden, geschlitzten Eimer ersetzt, welcher Sinkstoffe wie Sand zurückhält, das Wasser aber abfließen läßt.

Auch ein Wasserverschluß erübrigt sich meistens, da auf den Abschluß der etwa aus den Sinkkasten austretenden Kanalluft in Straßen, in welchen sich durchlochte Schachtdeckel befinden, kein Wert gelegt zu werden braucht, ist jedenfalls im Trennverfahren immer entbehrlich. Zum Zurückhalten von Sperrstoffen, wie Laub, Stroh, Reisern, dient ein zweiter großlöcheriger Laubeimer unmittelbar unter dem Rost (Abb 55a).

Bei starken Gefällen und begehbaren Kanälen, welche sich leicht reinigen lassen, genügt es auch wohl, namentlich im Trennverfahren, die Abflußleitung senkrecht bis unter den Rost zu verlängern (Abb. 56).

Schneeeinwürfe dienen zur schnellen Entfernung des Schnees von der Straße; sie dürfen nur über viel Wasser führenden Kanälen angelegt werden, um Verstopfungen zu verhüten. Den Kanal selbst erweitert man, um einen Absatz zu schaffen, von welchem aus Arbeiter die Schneemassen verteilen und durch Besprengen mit Wasserleitungswasser schnell zum Schmelzen und Abschwimmen bringen. Der Zugang zu dieser Stelle ist von dem Schneeeinwurf zu trennen (Abb. 57).

Es können auch Einsteigeschächte dazu benutzt werden, wenn die eingeworfenen Schneemassen im Verhältnis zu der durchfließenden Wassermenge stehen.

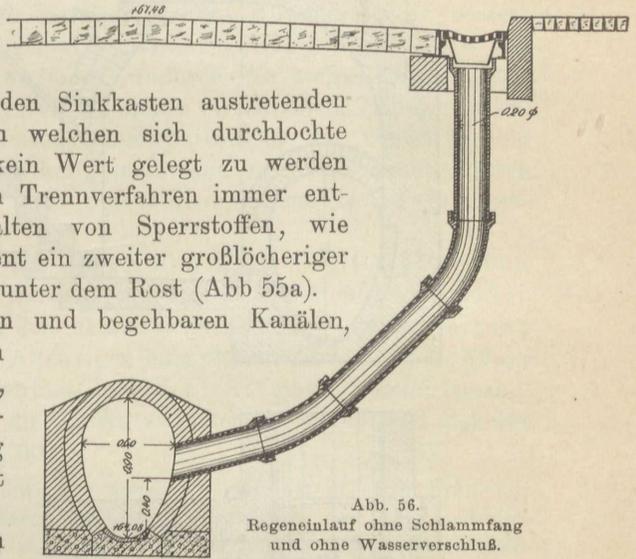


Abb. 56.
Regeneinlauf ohne Schlammfang
und ohne Wasserverschluß.

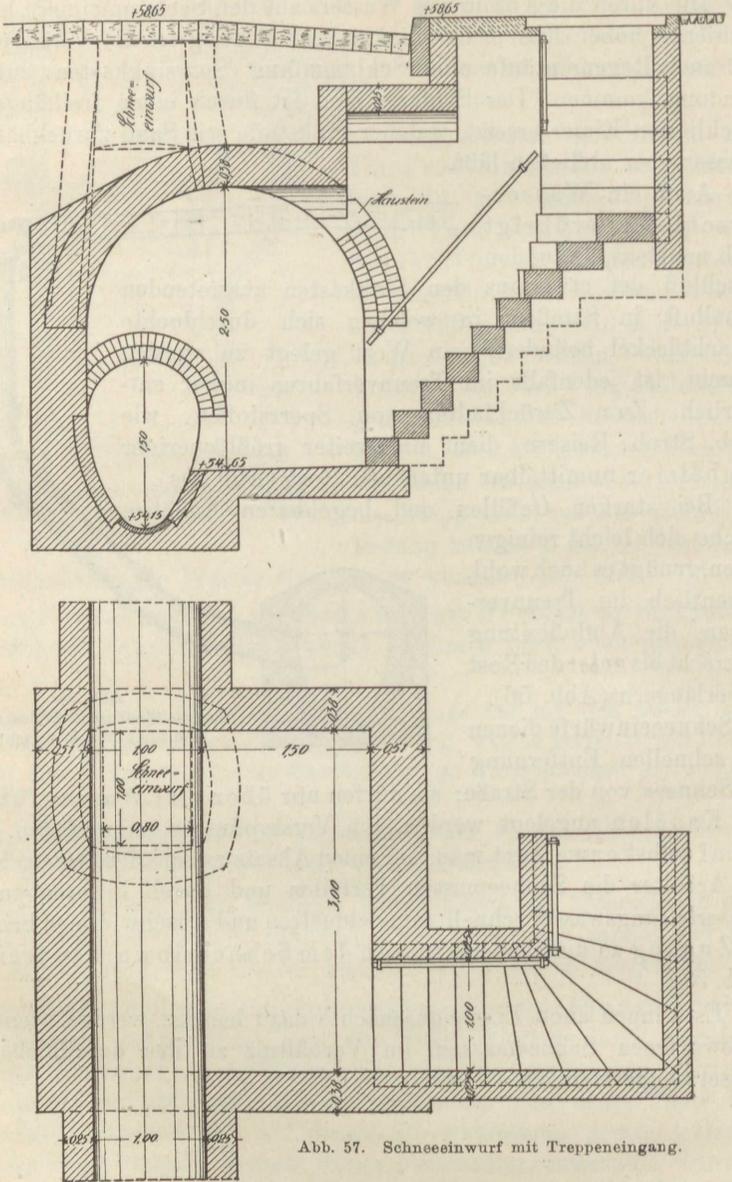


Abb. 57. Schneeeinwurf mit Treppeneingang.

IX. Spüleinrichtungen.

Schmutzwasser führende Leitungen verlangen besonders bei schwachen Gefällen zwecks Reinigung öfters eine kräftige Durchspülung. Es geschieht das dadurch, daß die von einem Schachte abgehende Leitung verschlossen wird, so daß sich das Abwasser anstaut. Gleichzeitig läßt man noch reines Wasser aus der Wasserleitung oder aus einem hochgelegenen Gewässer zulaufen, um den Aufstau zu beschleunigen und durch die Verdünnung des Abwassers eine bessere Reinigung zu erzielen. Nach einem ausreichenden Stau wird der Verschuß plötzlich geöffnet, wodurch die aufgestaute Wassermasse mit großer Gewalt durch die bisher verschlossene Leitung stürzt. Mit der Zunahme des Leitungsquerschnittes in der Gefällrichtung nimmt natürlich die Spülwirkung mehr und mehr ab. Infolgedessen sind in Abständen von 100—200 m immer neue Spülungen notwendig.

Es ist zu beachten, daß durch den Stau keine Kellerüberflutungen hervorgerufen werden. Um dies zu verhüten, wird in kleinere Leitungen kurz vor dem oberen Schacht eine Überlaufleitung mittels aufrechtgestellten Abzweiges eingeführt (Abb. 31). Größere Kanäle werden der Sicherheit halber nicht ganz verschlossen, damit das Wasser durch die Lücke zwischen Abschluß und Scheitel überfließen kann (Abb. 39, 60).

Einrichtungen zu Spülzwecken werden vorteilhaft in allen Einsteigeschächten der nicht begehbaren Leitungen vorgesehen, um jede Leitungsstrecke kräftig durchspülen zu können. In begehbaren Kanälen sind Spülvorrichtungen weniger nötig, da sich diese bequem durch Arbeiter mit Schaufel und Bürste reinigen und unter Zuhilfenahme fahrbarer Spülwagen auch ohne feste Einrichtungen spülen lassen.

Der zum Spülen notwendige Verschuß der Leitungen ist so einfach und billig wie möglich zu gestalten. Es empfehlen sich daher fest eingebaute eiserne Klappen-, Schieber- und Türverschlüsse im allgemeinen wenig. Sie sind teuer, rosten leicht, sind daher sorgfältig zu unterhalten und erfordern meistens Nischen, Schlitzlöcher in den Kanalwandungen, in welchen sich leicht Schmutz ansammelt.

Es sei noch bemerkt, daß ein vollständig wasserdichter Abschluß der Profile, der auch kleinste Wassermengen nicht mehr durchsickern läßt, für Spülzwecke nicht erforderlich ist.

Kleinere Leitungen, wie Steinzeugrohrleitungen, werden am einfachsten durch kurze **Holzstöpsel**, welche mit Filz oder Gummi abgedichtet sind, verschlossen. Sie sind mit einer Holzscheibe benagelt, welche über die obere Rohrhälfte übersteht und sich gegen den Spiegel, in welchen das Rohr eingemauert ist, legt. Unten ist eine Öse eingeschraubt, an welcher eine Leine befestigt ist, um nach ausreichendem

Aufstau des Wassers den Stöpsel von der Straße aus mit einem plötzlichen Ruck herausziehen zu können.

Letzteres wird wesentlich erleichtert, wenn die Leine zunächst annähernd wagrecht zur gegenüberliegenden Schachtwand und dort über eine Rolle senkrecht nach oben geführt wird. Die Rolle wird in dem Schlitz einer Schraubsteife befestigt und diese zwischen den Schachtwänden eingeklemmt. Es empfiehlt sich noch, die auf den Stöpsel genagelte Scheibe oben wagrecht abzuschneiden, diese Kante abzurunden und eine Schicht des Spiegels in entsprechender Höhe etwas vorstehen zu lassen, so daß sie als Drehkante bei dem Herausziehen des Stöpsels zur Wirkung kommt (Abb. 31).

Für jede Rohrweite werden natürlich besondere Stöpsel von der Spülmannschaft mitgeführt.

Für begehbare Kanäle eignen sich als einfachste Verschlüsse

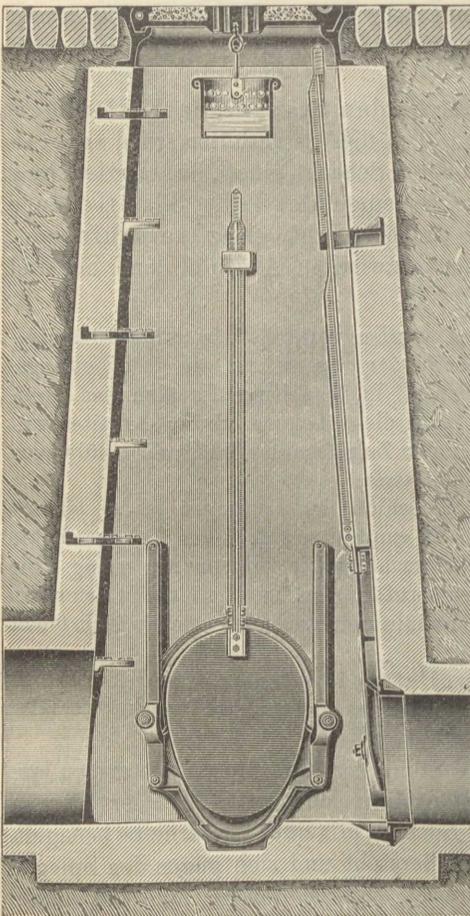


Abb. 58. Handzugschieber.

versetzbare Spültüren. Sie bestehen aus einem eisernen Rahmen mit Schlitz, welcher genau der Profilform entspricht und in die Kanalleitung eingemauert wird, und einem dazu passenden Schieber aus versteiftem Blech, welcher von der Spülmannschaft mitgeführt wird und überall da eingesetzt werden kann, wo Rahmen gleichen Profils eingemauert sind (Abb. 39). Das Aufziehen der Schieber, besonders größerer Profile, verlangt jedoch meistens die Aufstellung einer Winde über der Schachtöffnung.

Festeingebaute Spülverschlüsse sind nur an solchen Stellen angebracht, wo sich häufig Ablagerungen zeigen und deshalb regelmäßig Spülungen vorgenommen werden müssen, wie an unvermeidlichen starken Gefällsbrechpunkten (an der Einmündung steiler Straßen in Talstraßen).

Sie bestehen je nach

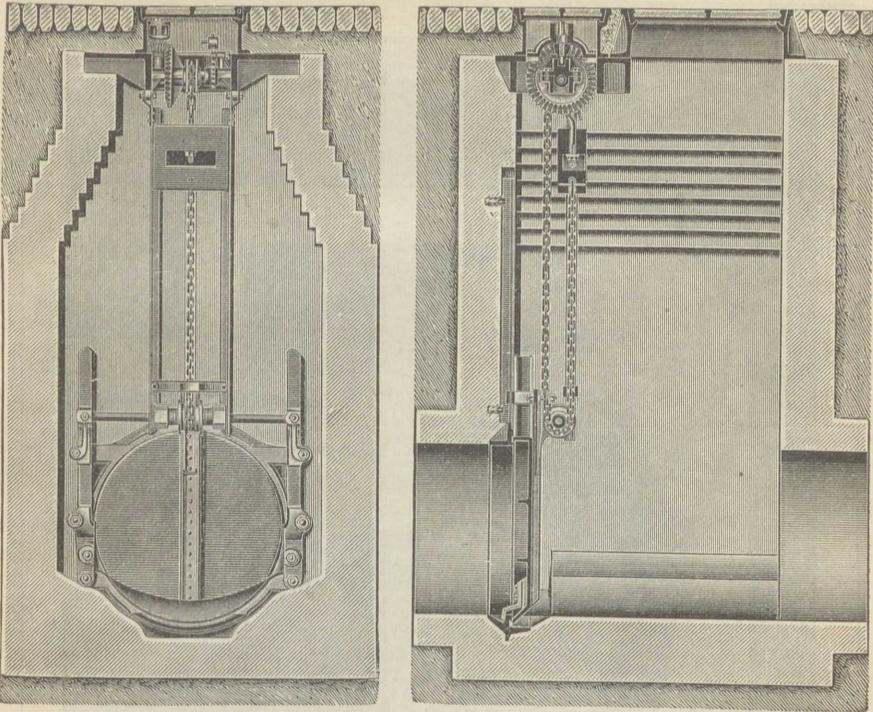


Abb. 59. Kettenrollenzugschieber.

Größe und Art des Profils aus eisernen Klappen, Handzugschiebern, Kettenrollenzugschiebern oder Spültüren. Die Dichtungsflächen werden meistens mit einer Messingeinlage versehen, um ihr Rosten auszuschließen und die leichte Bewegbarkeit und den dichten Schluß nicht in Frage zu stellen.

Spindelschieber empfehlen sich nicht, da sie sich nicht schnell genug öffnen und deshalb das Wasser nicht zur vollen Spülwirkung kommen lassen.

Klappen und Handzugschieber (ohne Übersetzung) (Abb. 58) eignen sich nur für kleine Profile. Für größere Profile kommen **Kettenrollenzugschieber** mit Übersetzung (Abb. 59) in Betracht, ihr Eigengewicht wird durch ein Gegengewicht ausgeglichen, so daß bei dem Aufziehen nur die Reibungswiderstände zu überwinden sind.

Beide Schieberarten legen sich in der Stromrichtung gegen ihre Dichtungsflächen, so daß der Druck des aufgestauten Wassers noch zur Abdichtung beiträgt.

Fest eingebaute Spültüren finden Verwendung in größeren begehbaren Kanälen. Sie sind um eine senkrechte Achse drehbar gelagert und so eingerichtet, daß sie sich bei einer bestimmten Stauhöhe selbsttätig öffnen. Sie werden deshalb gegen den Strom ge-

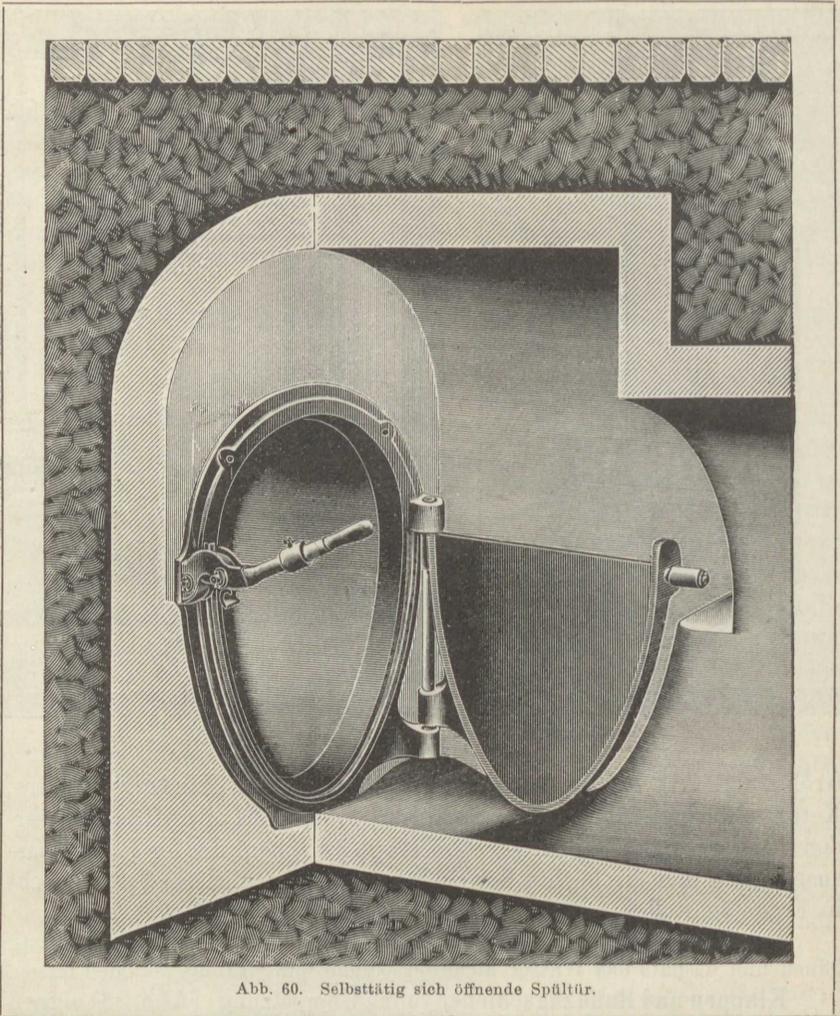


Abb. 60. Selbsttätig sich öffnende Spültür.

geschlossen und in dieser Stellung durch einen am Rahmen drehbar gelagerten Hebel mit Sperrklaue, welche über eine an der Tür angebrachte Rolle greift, gehalten. Bei genügendem Wasserdruck gleitet die Rolle aus der Sperrklaue, die Tür schlägt auf und läßt das aufgestaute Wasser plötzlich ab (Abb. 60).

Verschiedentlich finden auch selbsttätig wirkende Kanalspüler Verwendung. Es sind dies Behälter von 1–5 cbm Inhalt aus Mauerwerk oder Beton, welche aus der Wasserleitung oder einem hochgelegenen Gewässer (auch aus Springbrunnen, Laufbrunnen) gespeist werden und sich bei einer bestimmten Füllhöhe, meistens infolge

Heberwirkung, plötzlich selbsttätig in die benachbarte Entwässerungsleitung entleeren.

Sie sind angebracht am oberen Ende der häufiger trocken laufenden Endleitungen, doch reicht ihre Spülwirkung infolge der allmählichen Verflachung der Spülwelle nicht allzu weit. Ihre häufigere Anwendung verbietet ihre Kostspieligkeit und ihr dem verschiedenartigen Wetter nur bei aufmerksamster Bedienung anzupassender, im allgemeinen großer Wasserverbrauch.

X. Sandfang.

Der Sandfang vor der Reinigungsanlage oder vor dem Pumpwerk dient zum Zurückhalten der größeren Sink- und Schwimmstoffe.

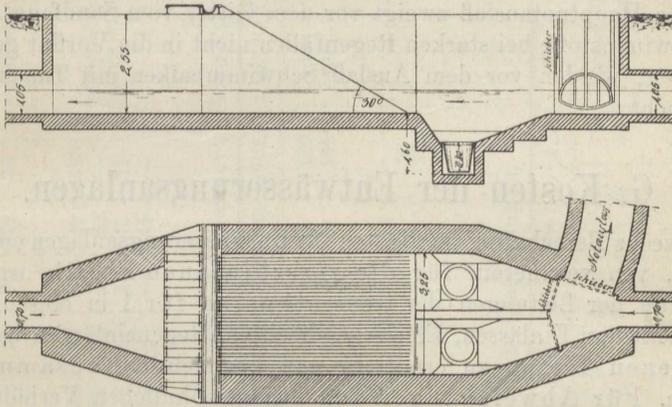


Abb. 61. Sandfang mit Eimer und Schrägreden.

Sein Querschnitt wird neuerdings meistens rechteckig gestaltet, und zwar so groß, daß die Wassergeschwindigkeit nur 0,25—0,30 m/sec. beträgt und Sinkstoffe wie Sand, Kaffeesatz sich infolgedessen absetzen.

Der Sandfang erhält gewöhnlich eine trichterartige Vertiefung, aus welcher die Sinkstoffe von Zeit zu Zeit mittels Bagger entfernt werden (Abb. 122, 126). Statt dessen empfiehlt es sich auch, namentlich für kleinere Anlagen, in den Trichter einen Eimer mit dicht anschließendem Rand zur Aufnahme der Sinkstoffe einzusetzen, der nach Bedarf herausgehoben und entleert wird. Damit während dieser Zeit keine Sinkstoffe in den Trichter gelangen, teilt man zweckmäßig den Sandfang durch eine Zwischenwand und schließt den Teil, welcher geleert werden soll, durch Schieber ab (Abb. 61).

Imhoff macht die Sandfangsohle flach und entwässert sie durch eine gewöhnlich verschlossene Drainage, um den Sand trocken heraus-

werfen zu können, wozu natürlich zwei Kammern zwecks Auswechslung erforderlich sind. Er hält einen Sandfang nur für große Anlagen und für das Mischverfahren nötig.

Zum Zurückhalten der Schwimmstoffe gelten heutzutage Grobrechen, Stabrechen mit 5—10 cm Zwischenraum als ausreichend. Sie werden vorteilhaft unter rund 30° zur Wagerechten angeordnet, um die angeschwemmten Holzstücke, größeren Stoff- und Papierfetzen, Stroh mit einem Handrechen an langer Stange nach oben in eine dort angebrachte Querrinne ziehen zu können (Abb. 61).

Muß das Abwasser zur Reinigungsanlage gehoben werden, so werden die Saugköpfe der Pumpenleitungen hinter dem Gitter in einer Vertiefung angeordnet, um zeitweise das Wasser zwecks Reinigung des Sandfangs möglichst tief absenken zu können.

Der Hauptnotauslaß zweigt vor dem Gitter vom Sandfang ab; um die Schwimmstoffe bei starken Regenfällen nicht in die Vorflut gelangen zu lassen, werden vor dem Auslaß Schwimmbalken mit Tauchplatten angebracht.

G. Kosten der Entwässerungsanlagen.

Zwecks Berechnung der Kosten für Entwässerungsanlagen empfiehlt es sich, von vornherein für die verschiedenen Profile und Materialien der Leitungen die Gesamtkosten für 1 m einschließlich des Anteiles an Einlässen, Einsteigeschächten, Regeneinläufen bei verschiedenen Tiefen zu ermitteln und übersichtlich zusammenzustellen. Für Abweichungen von den gewöhnlichen Verhältnissen, wie sie nur mit der Hacke oder gar nur durch Sprengen (Fels) lösbare Bodenarten, Grundwasserandrang, schlechter Baugrund darstellen, sind entsprechende Zuschläge zu den normalen Kosten für 1 m in die Zusammenstellung aufzunehmen.

Allgemein gültige Zahlen lassen sich für vorgenannte Einheiten nicht angeben, da die Kosten für Entwässerungsanlagen nach Ort und Zeit in zu weiten Grenzen schwanken. Einen ungefähren Anhalt mögen die auf Seite 93 zusammengestellten, größtenteils von Frühling im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ mitgeteilten Preise für 1 m Entwässerungsleitung geben.

Große Kanäle mit schwieriger Bauausführung, namentlich bei starkem Grundwasserandrang und schlechtem Baugrund, bei Ausführung im unterirdischen Stollenbau, ferner Düker- und Heberleitungen, besondere und größere Bauwerke, wie Vereinigungen begehbarer Kanäle, Regenüberfälle, Notauslaßmündungen, schwierigere Kreuzungen, Sandfänge, sind einzeln zu veranschlagen.

Für ganz rohe Kostenüberschläge, wie sie für Gemeinden, an welche die Notwendigkeit einer regelrechten Stadtentwässerung neu

1. Steinzeugrohrleitungen.

Durchmesser in m	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	
	Berlin	14	15	18	21	25	29	
Brix für westliche Vororte von Berlin (Entwurf), im Mittel.	31	33	35	38	45	49	53	} einschließlich Einsteigeschächte, Sinkkasten, Vorhalten von Geräten, Bauleitung.
Magdeburg	—	—	21	23	27	29	—	
Hannover	—	23	34	35	38	47	51	
Dobel für Stuttgart, im Mittel	—	—	30	—	—	45	—	

2. Kanäle aus Ziegelmauerwerk (Eiprofil).

Weite in m	0,60	0,90	0,70	1,05	0,80	1,20	0,90	1,35	1,00	1,50	1,10	1,65	1,20	1,80	
	Berlin, im Trockenren	60	75	90	105	120	130	140	} ausschließl. Einsteigeschächte, Sinkkasten, Vorhalten von Geräten, Bauleitung.						
" " Grundwasser	105	120	135	150	165	185	215	} einschließl. Einsteigeschächte, Sinkkasten, Vorhalten von Geräten, Bauleitung.							
Brix für westliche Vororte von Berlin (Entwurf), im Mittel.	—	123	133	150	—	—	—								
Magdeburg	—	—	65	—	76	—	—								
Dobel für Stuttgart, im Mittel	45	57	70	—	90	—	—								

3. Betonleitungen.

Profilhöhe in m	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	
	Dresden, im Mittel	21	26	29	38	49	61	64	
* Wien	—	—	—	—	35	41	48	53	

4. Einsteigeschächte.

aus Ziegelmauerwerk, 1,00 m weit, 150—240 \mathcal{M} .

5. Sinkkasten.

Betonsinkkasten 70—100 \mathcal{M} .
Steinzeugsinkkasten, im Mittel 120 \mathcal{M} .

herantritt, in Betracht kommen, seien nachfolgende Zahlen, welche auf Angaben von Heyd in „Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren“ fußen, genannt. Die mitgeteilten Preise sind natürlich stark beeinflußt durch die Größe und die Wohndichte des zu entwässernden Gebietes, durch die mehr oder weniger guten Bodenverhältnisse und durch die Lage des Gebietes zur Vorflut und sind deshalb nur mit großer Vorsicht zu benützen. Doch kann im allgemeinen angenommen werden, daß die Einheitspreise mit der Größe des Entwässerungsgebietes, mit der Einwohnerzahl wachsen.

Kosten für 1 m Straßenleitung	20—75	Mk.
„ des Leitungsnetzes von 1 ha	5000—12000	„
„ „ „ auf 1 Einwohner	20—75	„
„ für Unterhaltung und Betrieb	0,10—0,90	Mk./Kopf
Desgl. einschließlich Verzinsung und Tilgung des Anlagekapital	1—3	„ „

Es sei an dieser Stelle noch erwähnt:

Es betragen im Mittel für	die Baukosten in Mk. auf 1 Kopf	die jährlichen Kosten für Betrieb, Verzinsung und Tilgung in Mk. auf 1 Kopf
Pumpanlage und Hauptdruckleitung	3—6	0,20—1,50
Mechanische Klärung	2—3	0,30—0,50
Reinigung der Abwässer durch Berieselung	5—10	0,40—1,00
Biologische Reinigung	4—10	0,50—1,10

H. Bau der Entwässerungsanlagen.

I. Reihenfolge der Ausführung.

Der Bau des Leitungsnetzes geht im allgemeinen vom tiefsten Punkte, dem Sandfang, nach oben vor sich, damit die Leitungen, sobald sie fertig sind, Vorflut haben und in Betrieb genommen werden können.

Gleichzeitig ist durch diese Baufolge die Möglichkeit gegeben, beim Bauen im Grundwasser dieses durch die fertige Leitung abzuführen. Da das Grundwasser während des Baues bis Unterkante Leitung zu senken ist, sein Abfluß in die fertige Leitung aber nur in Sohlenhöhe möglich ist, so muß es meistens in diese übergepumpt werden. Nur wenn die fertige Leitung tiefer als die zu bauende liegt oder ein starkes Gefälle hat, so daß durch eine kurze Stichleitung ein genügend tiefer Punkt der ersteren erreicht werden kann, sind Pumpen entbehrlich.

Um an mehreren Stellen des Stadtgebietes gleichzeitig mit dem Bau der Entwässerungsleitungen beginnen zu können, ohne im einzelnen die Vorteile, welche sich an den Beginn vom Sandfang aus

knüpfen, aufgeben zu müssen, empfiehlt es sich, zuerst die Notauslässe und im Anschluß an sie die Leitungen, welche durch sie entlastet werden sollen, zu bauen. Die Entwässerung findet dann vorläufig durch die Notauslässe unmittelbar zur Vorflut statt. Die Überfallrücken dürfen daher erst in die Kanäle eingebaut werden, wenn mit dem weiteren Ausbau des Leitungsnetzes die Entwässerungsleitungen mit dem Sandfang verbunden sind.

Hin und wieder bieten auch alte vorhandene Leitungen Gelegenheit, an sie einen Teil des neuen Leitungsnetzes vorübergehend anzuschließen und ihm so vorläufig Vorflut zu verschaffen.

II. Bauzeichnungen.

Für die Ausführung genügen die auf die unter E. beschriebene Weise entstandenen Pläne nicht. Auf Grund dieser sind vielmehr Bauzeichnungen, Lagepläne im Maßstabe 1:500 bis 1:1000 anzufertigen, welche die Bauflechtlinien, Vorgartenlinien, Bordsteinkanten, vorhandene Wasser-, Gas- und andere Leitungen, die zu bauende Entwässerungsleitung mit den Ordinaten und dem Gefälle der Sohle, die zu ihr gehörigen Einsteigeschächte und Sinkkasten, die Grundstücksgrenzen und womöglich die Austrittsstellen der Grundstücksentwässerungsleitungen enthalten.

Letztere werden durch Nachfrage bei den Besitzern festgestellt.

Ist eine genügende Auskunft auf diese Weise nicht zu erhalten, so werden selbstverständlich Einlässe für etwa vorhandene Regenfallrohre, im übrigen aber für die Grundstücksentwässerung ein Einlaß in der Nähe der unteren Grenze und, falls das Grundstück nicht bebaut ist, je ein Einlaß für Regenfallrohre an beiden Grenzen, für schmale Grundstücke auch nur einer an der unteren Grenze, vorgesehen.

Der Einbau der Einlässe möglichst an der unteren Grenze erfolgt, um Anschlüsse an oberhalb gelegene Einlässe und damit doppelt gekrümmte Anschlußleitungen zu vermeiden und dafür lieber etwas längere Anschlußleitungen in Kauf zu nehmen.

Ist ein größeres Grundstück noch nicht in Baustellen zerlegt, so sieht man hierfür alle 7 m einen Einlaß vor.

Hierzu kommen noch die Einlässe für die Regeneinläufe der Straße.

Da die Anschlußleitungen im großen und ganzen rechtwinklig auf die Straßenleitung zulaufen, so erfolgt ihre Verbindung mit den schrägen Einlässen durch ein Bogenrohr (Abb. 22). Die Einlässe sind deshalb etwa 0,50 m unterhalb der festgestellten oder angenommenen Austrittsstellen einzulegen.

Die Zahl der 0,60 m langen Abzweige ist der Bauzeichnung entnommen. Bei fehlenden Angaben wurden zwei Abzweige (Regenrohr- und Hausanschluß) für ein Grundstück angenommen.

6. Der Bedarf an Dichtungsmaterial für die Rohrmuffen und Verschlußteller wurde angenommen zu

Durchmesser i. m	0,125	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	Verschlußteller 0,15 Φ
Teerstrick in kg	0,2	0,25	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	0,1
Asphaltpflicht i. kg	0,8	1,5	2,0	3,0	4,0	3,5	5,0	6,5	8,5	0,4

7. Die Baugrube wurde 0,50—0,60 m breiter als die Leitungen und Bauwerke bemessen.

Die Baugrubenlänge für die Einsteigeschächte der Steinzeugrohrleitungen ist von der Baugrube der Leitungen in Abzug gebracht. Die Baugruben der Einsteigeschächte sind besonders in Rechnung gestellt.

An den 4 Straßenkreuzungen, vom tiefsten Punkt beginnend, betragen die Geländeordinaten: 46,81 — 46,92 — 47,56 — 48,21

„ Sohlen „ 42,90 — 43,01; 43,33 — 44,17 — 45,30

„ Höhenunterschiede 3,91 — 3,91; 3,59 — 3,39 — 2,91 m.

8. Die wiederherzustellenden Pflasterflächen sind rd. 0,40 m breiter als die Baugrube in Rechnung gestellt.

Die Baugruben der Sinkkasten fallen zum Teil in den Fußsteig.

9. Die eingesetzten Preise erheben natürlich keinen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit.

Die Preise für die Steinzeugwaren sind der Preisliste der „Deutschen Steinzeugwarenfabrik, Friedrichsfeld (Baden)“ entnommen und um einen Betrag für die Beförderung mit der Bahn und von dem Bahnhof zur Baustelle erhöht.

Die genannte Fabrik liefert ab Friedrichsfeld:

Lichte Weite des Rohres in m	Gerade Rohre für 1 m		Abzw. 0,60 m lg für 1 Stück		Bogenrohre für 1 m		Verschlußteller Preis f. 1 Stück Mk.
	Gewicht kg	Preis Mk.	Gewicht kg	Preis Mk.	Gewicht kg	Preis Mk.	
0,125	20	1,10	17	1,50	10	1,10	0,35
0,15	25	1,35	21	1,80	12,5	1,35	0,40
0,20	34	2,00	28	2,65			
0,25	53	2,70	47	3,60			
0,30	66	4,00	56	5,35			
0,35	85	5,00	65	6,65			
0,40	108	6,35	78	8,45			
0,45	137	8,35	90	11,15			
0,55	150	10,65	115	14,20			

Steinzeugsinkkasten mit Schlammweimer und Rost, 0,45 Φ , 480 kg schwer, das Stück 105 Mk

Die Preise für Schachtabdeckungen und Steigeisen sind dem Musterbuch Abt. IV. der „Halbergerhütte bei Saarbrücken“ entnommen und mit einem Zuschlag für Bahnbeförderung usw. versehen.

Die Preise für Schachtabdeckungen sind natürlich je nach Ausbildung sehr verschieden.

10. Die Ausrechnung erfolgte mit dem Rechenschieber, die erhaltenen Zahlen wurden im allgemeinen nach oben abgerundet.

Kostenanschlag

für die Entwässerung der Sedanstraße
von St. 10 + 84,30 bis St. 14 + 23,80

Nr.	Anzahl	Gegenstand	Preis		Betrag	
			M	Pf	M	Pf
		I. Erdarbeiten.				
		St. 10 + 84,00 bis St. 11 + 90,50: $106,50 \cdot 1,70 \cdot 4,11 = \text{rd. } 745 \text{ cbm}$				
		St. 11 + 90,50 bis St. 13 + 29,75: $(139,25 - 5,00) \cdot 1,00 \cdot \frac{3,59 + 3,39}{2} = \text{„ } 469 \text{ „}$				
		Einsteigeschächte: $5,00 \cdot 2,00 \cdot \frac{3,68 + 3,62 + 3,59}{3} = \text{„ } 37 \text{ „}$				
		St. 13 + 29,75 bis St. 14 + 23,20: $(93,45 - 3,00) 0,80 \cdot \frac{3,39 + 2,91}{2} = \text{„ } 228 \text{ „}$				
		Einsteigeschächte: $3,00 \cdot 2,00 \cdot \frac{3,59 + 3,35}{2} = \text{„ } 21 \text{ „}$				
		Sinkkasten: $18 \cdot 1,40^2 \cdot 2,50 = \text{„ } 89 \text{ „}$				
		Sinkkastenanschlüsse: $18 \cdot 6,00 \cdot 0,80 \cdot \frac{3,20 + 1,00}{2} = \text{„ } 183 \text{ „}$				
1	1772	cbm Boden auszusachten, das Straßenbefestigungsmaterial gesondert seitlich zu lagern, die Baugrube nach Fertigstellung der Leitung wieder ordnungsmäßig zu verfüllen, den übrigbleibenden Boden abzufahren und die Straße zu reinigen, einschließlich Absteifen der Baugrube, Überbrücken an Übergängen, Sicherung etwaiger die Baugrube kreuzenden Leitungen und Vorhalten der erforderlichen Hölzer, Ketten, Geräte usw.			3	5316
		II. Maurerarbeiten.				
		St. 10 + 84,30 bis St. 11 + 90,25: $105,95 \cdot \left(1,10 \cdot 0,80 + \frac{1}{2} \frac{0,85^2 \pi}{4} + 2 \frac{0,20 + 0,10}{2} \cdot 0,25 - 4,95 \cdot 0,30^2 \right) = \text{rd.}$				
		zu übertragen				5316

Nr.	Anzahl	Gegenstand	Preis		Betrag		
			M	ℳ	M	ℳ	
						5316	—
2	89	Übertrag cbm Ziegelmauerwerk des eiförmigen Kanals 0,60/0,90 m aus Keil- und Hintermauerungssteinen in Zementmörtel 1:3 herzustellen, außen 2 cm stark zu berappen, innen glatt zu fugen, die Anschlußrohre sauber einzumauern, mit Steinzeugtellern zu verschließen und den Verschuß mit Teerstrick und Asphaltkitt abzudichten einschließlich Vorhalten der erforderlichen Gerüste, Geräte usw. und ausschließlich Materiallieferung	12	—	1068	—	
		$\frac{\pi}{4} \frac{1,50^2 - 1,00^2 + 1,10^2 - 0,60^2}{2} (2,80 + 2,80 + 3,68 + 3,62 + 3,59 + 3,55) = \text{rd.}$					
3	16,5	cbm Ziegelmauerwerk der Einsteigeschächte aus Radialsteinen in Zementmörtel 1:3 herzustellen, außen 2 cm stark zu berappen, innen glatt zu fugen, die einmündenden Rohre sauber einzumauern und erforderlichenfalls mit Holztellern dicht zu verschließen, die Steigeisen einzumauern und die Abdeckung ordnungsmäßig zu verlegen einschließlich Vorhalten der erforderlichen Gerüste, Geräte usw. und ausschließlich Materiallieferung	10	—	165	—	
		$\frac{\pi}{4} 1,00^2 \left(4 \cdot 0,20 + 2 \cdot \frac{0,45}{2} + \frac{0,40}{2} + \frac{0,25}{2} \right) - \frac{1,00}{2} \frac{\pi}{4} \left(2 \cdot 0,45^2 + 0,40^2 + 0,25^2 \right) = \text{rd.}$					
4	1	cbm Ziegelmauerwerk der Sohlen der Steinzeugroherschächte aus Keil- und Normalsteinen in Zementmörtel 1:3 herzustellen und die sichtbaren Flächen glatt zu fugen einschließlich Vorhalten der erforderlichen Gerüste, Geräte usw. und ausschließlich Materiallieferung	10	—	10	—	
III. Rohrlegerarbeiten.							
5		Steinzeugrohre zu verlegen und die Muffen mit Teerstrick und Asphaltkitt zu dichten, die erforderlichen Abzweige einzulegen, mit Steinzeugtellern zu verschließen und den Verschuß mit Teerstrick und Asphaltkitt abzudichten einschließlich der erforderlichen Gerüste, Geräte usw. und ausschließlich Materiallieferung, und zwar					
a	99	St. 11 + 90,50 bis St. 12 + 90,75 : 100,25 — 1,50 = rd. m Steinzeugrohre 0,45 Φ	—	95	94	05	
b	38	St. 12 + 90,75 bis St. 13 + 29,75 : 39,00 — 1,00 = rd. m Steinzeugrohre 0,40 Φ	—	90	34	20	
c	92	St. 13 + 29,75 bis St. 14 + 23,80 : 94,05 — 2,00 = rd. m Steinzeugrohre 0,25 Φ	—	75	69	—	
d	126	Anschlußleitungen der Sinkkasten: 18 · 7,00 = rd. m Steinzeugrohre 0,15 Φ	—	60	75	60	
		zu übertragen			6831	85	

Nr.	Anzahl	Gegenstand	Preis		Betrag		
			M	℥	M	℥	
						Übertrag	6831 85
		IV. Versetzen von Sinkkasten.					
6	18	Stück Sinkkasten aus Steinzeug zu versetzen, die Stöße mit Teerstrick und Asphaltkitt zu dichten, den Eimer einzusetzen und die Abdeckung ordnungsmäßig zu untermauern und zu verlegen einschließlich Vorhalten der erforderlichen Gerüste, Geräte usw. und ausschließlich Materiallieferung	5	—	90	—	
		V. Pflasterarbeiten.					
		St. 10 + 83,50 bis St. 11 + 91,00: 107,50 · 2,10 = rd. 226 qm					
		St. 11 + 91,00 bis St. 13 + 29,75: (138,75 — 6,25) · 1,40 = rd. 186 qm					
		Einsteigeschächte: 6,25 · 2,40 = „ 15 „					
		St. 13 + 29,75 bis St. 14 + 23,70: (93,95 — 3,75) · 1,20 = „ 109 „					
		Einsteigeschächte: 3,75 · 2,40 = „ 9 „					
		Sinkkasten: 18 · 1,80 · 1,30 = „ 42 „					
		Sinkkastenanschlüsse: 18 · 5,70 · 1,20 = „ 122 „					
7	710	qm Kopfsteinpflaster in Sandunterbettung über der verfüllten Baugrube aus dem vorhandenen Pflaster- und Unterbettungsmaterial regelrecht wieder herzustellen einschließlich Nachlieferung fehlenden Pflastersandes	1 10		781	—	
		An den Sinkkasten: 18 · 2,50 =					
8	45,00	m Bordschwellen einschließlich Untermauerung wieder zu verlegen 18 · 2,50 · 0,30 =	— 85		38 25		
9	13,50	qm Mosaikpflaster wieder herzustellen einschließlich Nachlieferung fehlenden Pflastersandes	1 10		14 85		
		VI. Materiallieferung frei Baustelle.					
10		Klinkersteine von vorgeschriebener Form anzuliefern, abzuladen und regelrecht aufzusetzen, und zwar Schächte (89,00 — 105,95 · 0,30 + 1,00 · 0,4) 0,4 + Abfall durch Verhau = rd.					
a	24	Tausend Keilsteine 16,5 · 0,4 + Abfall durch Verhau = rd.	50	—	1200	—	
b	7	Tausend Radialsteine Schächte Sinkkastenrostuntermauerung [105,95 · 0,3 + 1,00 · 0,6 + 18 ($\frac{1,00^2 \pi}{4} - \frac{0,50^2 \pi}{4} $) 0,23] · 0,4 + Abfall durch Verhau = rd.	50	—	350	—	
		zu übertragen					9305 95

Nr.	Anzahl	Gegenstand	Preis		Betrag	
			M	Pf	M	Pf
		Übertrag			9305	95
11	16	Tausend gut gebrannte Hintermauerungssteine von Normalformat anzuliefern, abzuladen und regelrecht aufzusetzen	28	—	448	—
		$\underbrace{\text{Rapputz des Kanals}}_{47 \cdot 0,7 + 105,95 \cdot 3,20 \cdot 0,02} + \underbrace{\text{Rapputz der Schächte}}_{\left(\frac{\pi \cdot 1,51 + \pi \cdot 11,1}{2} \cdot 0,02\right)}$				
		$(2,80 + 2,80 + 3,48 + 3,42 + 3,39 + 3,15) = \text{rd.}$				
		42 cbm Zementmörtel				
		$\frac{42}{3} \cdot 1400 = \text{rd.}$				
12	19720	kg Portlandzement anzuliefern und abzuladen 100 kg	5	—	986	—
13	42	cbm scharfen Mauersand anzuliefern und abzuladen	2	—	84	—
14		Steinzeugrohre anzuliefern und abzuladen, und zwar $99 - 29 \cdot 0,60 = \text{rd.}$				
a	82	m gerade Steinzeugrohre 0,45 Φ	10	—	820	—
		$38 - 11 \cdot 0,60 = \text{rd.}$				
b	32	m gerade Steinzeugrohre 0,40 Φ	7	70	246	40
		$2 \cdot 0,50 =$				
c	1	m „ „ 0,35 Φ	6	10	6	10
		$92 - 25 \cdot 0,60 = \text{rd.}$				
d	78	m „ „ 0,25 Φ	3	40	265	20
		$126 - 36 \cdot 0,30 = \text{rd.}$				
e	118	m „ „ 0,15 Φ	1	70	200	60
f	36	Stück Bogenrohre 0,15 Φ , je 18 zu 60° und 30°	1	60	57	60
g	27	Stück schräg abgeschnitt. Rohrstützen 0,15 Φ , 0,50 m lang	1	—	27	—
h	29	Stück Abzweige 0,45/0,15 Φ , 0,60 m lang	12	30	356	70
i	11	„ „ 0,40/0,15 „ 0,60 „ „	9	50	104	50
k	25	„ „ 0,25/0,15 „ 0,60 „ „	4	20	105	—
		$27 + 29 + 11 + 25 = \text{rd.}$				
l	95	Stück Verschlüßteller aus Steinzeug 0,15 Φ	—	40	38	—
15	18	Stück Steinzeugsinkkasten mit Schlammeimer und Rost, 0,45 Φ , anzuliefern und abzuladen	110	50	1989	—
		Rohrmuffen: $(82 + 29) \cdot 6,5 = \text{rd.}$ 725 kg				
		$(32 + 11) \cdot 5,0 =$ „ 216 „				
		$2 \cdot 4,0 =$ „ 8 „				
		$(78 + 25) \cdot 2,0 =$ „ 206 „				
		$(118 + 36) \cdot 1,0 =$ „ 154 „				
		Verschlüßteller: $95 \cdot 0,4 =$ „ 38 „				
		Sinkkasten: $18 \cdot 3 \cdot 6,5 =$ „ 353 „				
16	1700	kg Asphaltkitt anzuliefern 100 kg	8	25	140	25
		zu übertragen			15180	30

Nr.	Anzahl	Gegenstand	Preis		Betrag	
			M	ℳ	M	ℳ
		Übertrag				15180 30
		Rohrmuffen: $(82 + 29) \cdot 0,9 = \text{rd. } 101 \text{ kg}$				
		$(32 + 11) \cdot 0,8 = \text{,, } 36 \text{ ,,}$				
		$2 \cdot 0,7 = \text{,, } 2 \text{ ,,}$				
		$(78 + 25) \cdot 0,5 = \text{,, } 53 \text{ ,,}$				
		$(118 + 36) \cdot 0,25 = \text{,, } 38 \text{ ,,}$				
		Verschlußsteller: $95 \cdot 0,1 = \text{,, } 10 \text{ ,,}$				
		Sinkkasten: $18 \cdot 3 \cdot 0,9 = \text{,, } 49 \text{ ,,}$				
17	290	kg Teerstrick anzuliefern 100 kg	38	—		110 20
		$2 \cdot (2,80 + 1,03) + 3,28 + 3,22 + 3,19 + 2,95 = \text{rd. } 0,30$				
18	68	Stück gußeiserne Steigeisen anzuliefern	1	35		91 80
19	6	Stück gußeiserne Abdeckungen für Einsteigeschächte einschließlich Schmutzeimer anzuliefern	80	—		480 —
20		Für unvorhergesehene Fälle und Bauleitung (rd. 10 %) und zur Abrundung				1637 70
		Sa.				17500 —

IV. Festsetzung der Leitungstrasse.

Die Leitungstrasse wird an Hand der Bauzeichnung und auf Grund des örtlichen Befundes bestimmt.

Die Eintragung der Fluchtlinien, Bordkanten, Wasser- und Gasrohre usw. in die Bauzeichnung bezweckt, einen Überblick über die für die Entwässerungsleitung noch freien Straßenflächen zu geben. Man wird selbstverständlich anderen Leitungen möglichst fernbleiben, um die Ausführung nicht zu erschweren und um Rohrbrüchen während des Baues aus dem Wege zu gehen.

Gestattet es die Lage der vorhandenen Leitungen, so legt man die Entwässerungsleitung in die Straßenmitte, um gleich lange Anschlußleitungen für die Grundstücke beider Straßenseiten zu erhalten (Taf. VIII).

Sind Leitungen zu beiden Seiten der Straße vorgesehen, so werden sie tunlichst unter den Seitensteigen angeordnet, um die Anschlußleitungen kurz zu halten, den Fuhrverkehr während des Baues möglichst wenig zu behelligen und nicht die teurere Fahrbahnbefestigung aufreißen und wiederherstellen zu müssen.

Kommt eine Führung der Entwässerungsleitung nahe und parallel der Bordkante in Frage, so ist darauf zu sehen, daß die Sinkkasten noch neben der Leitung Platz haben, und daß die Abdeckungen der Einsteigeschächte ganz in der Fahrbahn oder ganz im Fußsteig hinter der Bordschwelle Platz finden.

Es empfiehlt sich immer, an den Stellen, wo Einsteigeschächte geplant sind, vor der endgültigen Festsetzung der Kanalachse **Probelöcher** quer zur Achse auszuheben, um Aufschluß über etwaige, den Bau der Schächte an diesen Punkten beeinträchtigende Hindernisse zu erhalten und dementsprechend die Kanalachse bestimmen zu können.

Vorhandene Leitungen, welche die Achse der Entwässerungsleitungen kreuzen, sind ebenfalls, aber in der Richtung der Kanalachse, aufzugraben, um festzustellen, ob sie der Durchführung der Entwässerungsleitung nicht etwa hinderlich sind und umgelegt werden müssen oder eine Dükerung der zu bauenden Leitung nötig machen.

Es wird bemerkt, daß eine Unterbrechung der Schmutzwasser führenden Gefälleleitungen durch Düker oder Heberleitungen möglichst zu vermeiden und die Umlegung von Wasser- und Gasrohren oder die Dükerung alter oder nur Regenwasser führender Entwässerungsleitungen vorzuziehen ist.

Erst wenn alle auf die Durchführung der Leitung bezüglichen Verhältnisse an Ort und Stelle klargestellt sind, werden die Mittelpunkte der Einsteigeschächte und die sonstigen Knickpunkte der Kanalachse durch Pfähle, Spitzbolzen oder in das Pflaster eingemeißelte Kreuze festgelegt, die etwa (in größere Kanäle) einzulegenden Bogen nach Halbmesser und Bogenlänge bestimmt und die Längen gemessen.

Die Bauzeichnung wird den etwaigen Änderungen entsprechend verbessert oder, was bei erheblichen Verschiebungen der Leitungsachse vorzuziehen ist, eine neue Bauzeichnung angefertigt. In die Bauzeichnung werden nach dem allgemeinen Entwurf die Stationen der Leitung und die Sohlenordinaten der Stationen, Einsteigeschächte und sonstigen Gefällbrechpunkte eingerechnet.

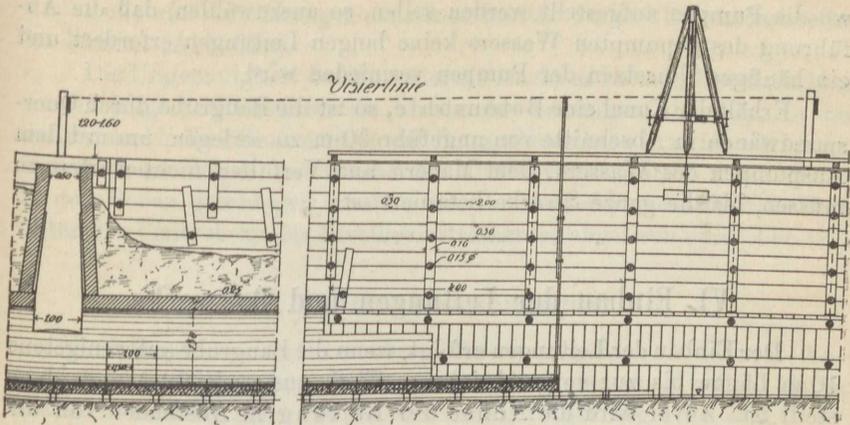
V. Vorbereitende Arbeiten.

Die mit dem Bau von Entwässerungsleitungen in Stadtstraßen verknüpfte starke Beeinträchtigung des Verkehrs fordert eine sorgfältige Überlegung des Bauvorganges, damit der Fortschritt der Arbeiten keine Störungen erleidet.

Die Enge der Straßen verlangt meistens die Anfuhr und zweckmäßige Verteilung der Baumaterialien vor der Ausschachtung der Baugrube, um einerseits den durch die ausgehobene Erde beengten Verkehr durch die Baufahren nicht noch mehr zu behindern, andererseits die Materialien nicht unnötig weit mit der Schiebkarre oder mit der Hand zur Verwendungsstelle befördern zu müssen.

Vor der Ausschachtung der Baugrube sind die vermarkten Punkte der Leitungsachse auf Marken, welche sich außerhalb der Baugrube befinden, einzumessen, so daß sie jederzeit wieder genau festgestellt werden können.

Bezüglich der Herstellung der Baugrube und der Bewältigung



gemauerten Kanales im Grundwasser.

Einbauen anderer Leitungen, insbesondere Absperrschieber und Feuerhähne der Wasserleitung, dürfen durch den ausgeschachteten Boden nicht verschüttet werden, um bei Rohrbrüchen, Bränden jederzeit zu ihnen gelangen zu können.

Da ein Teil des Bodens durch die zu bauende Leitung verdrängt wird, so ist dieser von vornherein rechnerisch festzustellen und nach Beginn der Ausschachtung hintereinander abzufahren. Die Verfüllung der ersten Strecke erfolgt dann nach Fertigstellung der Leitung mit dem weiterhin ausgeschachteten und in Kippwagen angefahrenen Boden.

Doch ist zu beachten, daß vorkommendenfalls der schlechteste, nicht zur Verfüllung geeignete Boden, wie Fels, Steine, Schlamm, zur Abfuhr gelangt. Auch ist darauf zu achten, daß etwa ausgeschachteter Mauer- sand der unmittelbaren Verwendung auf der Baustelle vorbehalten bleibt.

Um in engen Straßen den Verkehr möglichst wenig zu beeinträchtigen, wird der für die Verfüllung liegenbleibende Boden an der Außenseite durch steile Bohlenwände gestützt, welche ihren Halt an angenagelten wagerechten, 1,50—2,00 m in die Erdhaufen reichenden Bohlen finden (Abb. 62a).

In sehr engen Straßen wird man aus demselben Grunde den zur Verfüllung nötigen Boden in Kippwagen laden und nach Seitenstraßen abfahren, um ihn dort bis zur Widerverfüllung zu lagern.

Bei großer Tiefe der Leitungen und bei großem, nicht umzuleitendem Verkehr in engen Straßen kommt noch die Ausführung im unterirdischen Stollenbau in Betracht. Doch sind die Kosten und die Schwierigkeiten dieser Bauart gewöhnlich erheblich größer als beim Tagebau, so daß man sie, wenn irgend zugänglich, vermeiden wird.

Liegt die zu bauende Leitung im Grundwasser, so sind die Stellen,

wo die Pumpen aufgestellt werden sollen, so auszuwählen, daß die Abführung des gepumpten Wassers keine langen Leitungen erfordert und ein häufiges Umsetzen der Pumpen vermieden wird.

Erhält der Kanal eine Betonsohle, so ist die Baugrube durch Querspundwände in Abschnitte von ungefähr 50 m zu zerlegen, um mit dem Auspumpen des Wassers, dem Mauern und Verfüllen nicht warten zu müssen, bis die ganze Strecke betoniert ist.

VI. Einbau der Leitungen und Bauwerke.

Der Einbau der Leitungen erfolgt, wenn die Baugrube auf wenigstens 10 m Länge bis zur vorgeschriebenen Tiefe ausgeschachtet und abgesteift ist. Zuvor wird die Achse der Leitung in Abständen von ungefähr 10 m auf den obersten Steifen eingefluchtet und durch eingeschlagene Drahtstifte gekennzeichnet. Eine zwischen letzteren ausgespannte Schnur gestattet, die Achse auf die Baugrubensohle bequem herunterzuloten (Abb. 63). Für Bogen gemauerter Kanäle wird eine Schablone aus Holz zugeschnitten und in der Achse auf die obersten Steifen genagelt, welche so in gleicher Weise ein Herunterloten der Achse ermöglicht.

Die Stationen werden an der obersten Absteifbohle eingemessen und angeschrieben, ferner die einzulegenden Einlässe durch Kreise mit roter Kreide angegeben. Da die Einlässe, besonders der Steinzeugrohrleitungen, nicht immer genau an den bezeichneten Stellen eingebaut werden können, sind sie nach Verlegung an der Baugrubenwand hochzuloten und an der obersten Bohle mit blauer Farbe zu vermerken, um sie nach Fertigstellung einer längeren Strecke zwecks Eintragung in die Ausführungszeichnung aufmessen zu können.

Die Tiefe und das Gefälle der Leitungen wird mittels waggerchter Visierbretter, welche ungefähr 1,50 m über der Erdoberfläche und in einem bestimmten, auf ganze oder halbe Meter abgerundeten Abstände von der Leitungssohle einnivelliert und an zwei seitlich der Baugrube eingerammte Pfosten angenagelt werden, angegeben. Die Visierbretter werden über den Mittelpunkten der Einsteigeschächte, sowie am Anfang und Ende etwaiger Bogen und selbstverständlich an etwa dazwischen liegenden Gefällbrechpunkten rechtwinklig zur Kanalachse angebracht und mit einem zweifarbigen Anstrich zur Kennzeichnung der Achse versehen. Eine kleine Visiertafel an einer Latte von der Länge des Abstandes zwischen den Visierbrettern und der Leitungssohle ermöglicht dann das Einvisieren der Sohlenhöhe an jeder Stelle der Leitungssachse zwischen zwei Visierbrettern. Jede einzelne Gefälllinie ist durch mindestens drei Visierbretter fest-

zulegen, um Versackungen einzelner Bretter durch Visieren feststellen zu können (Abb. 62a).

Die Ungenauigkeit des Einvisierens macht es ratsam, bei Gefällen unter 5‰ die Höhen für die Sohle der Leitungen alle 5 m, an den ganzen und halben Stationen, in der Baugrube selbst einzunivellieren, indem kleine Pfähle, auf welche die Nivellierlatte gestellt wird, so tief in den Boden geschlagen werden, bis die vorher berechnete Soll-Tiefe unter der Visierebene des Nivellierinstrumentes abgelesen wird (Abb. 63).

1. Steinzeugrohrleitungen.

Steinzeugrohre sind vor ihrer Verwendung durch leichtes Anschlagen auf Risse zu prüfen. Haben sie dabei einen hellen, klaren Klang, so sind sie heil. Sie müssen innen vollständig rein sein.

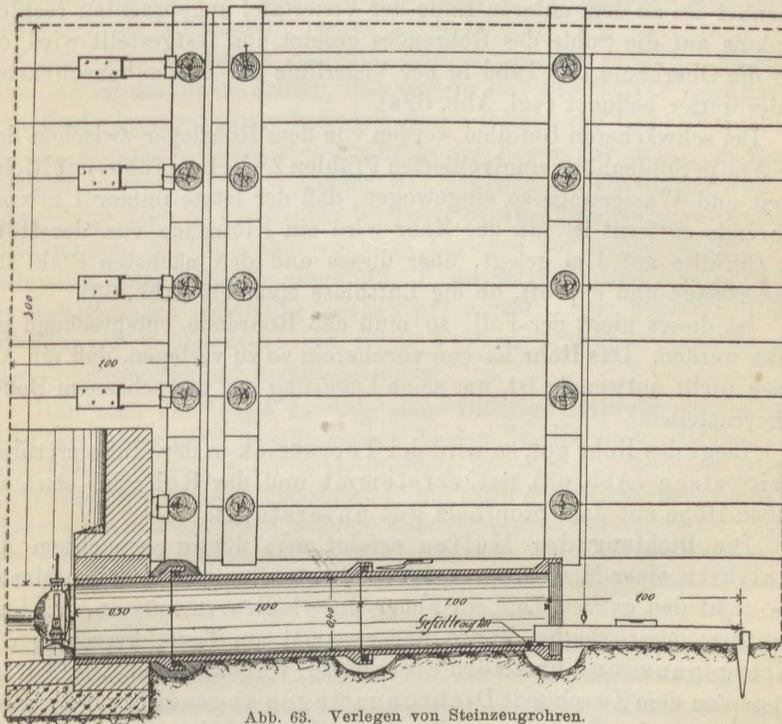


Abb. 63. Verlegen von Steinzeugrohren.

Ihre Verlegung erfolgt von unten nach oben.

Das erste Rohr, gewöhnlich nur 0,50 m lang, wird in die Wand des unteren Einsteigeschachtes eingemauert (Abb. 63).

Es soll nur wenig aus der Schachtwand herausragen, damit es bei kleinen Versackungen der Rohrleitung nicht so leicht abbricht.

Das nächste Rohr wird am Schwanzende dreimal mit einem Teerstrick umwickelt und in die Muffe des ersten von dem Rohrleger und seinem Gehilfen eingeschoben. Es ist darauf zu achten, daß es glatt an das erste anschließt, und daß besonders in der Sohle kein Absatz entsteht. Um dies gut beurteilen zu können, wird in den unteren Schacht vor das Rohr eine Lampe mit Reflektor (Lokomotivlampe) gestellt (Abb. 63). Sollte das Rohr etwas unrund sein, so ist es so weit zu drehen, bis wenigstens die Sohle glatt durchgeht.

Seine richtige **Achslage** wird dadurch bestimmt, daß in das Rohr ein Stäbchen von der Länge des Rohrdurchmessers und mit einem Kerb in der Mitte wagerecht eingelegt, ein Lot vor das Rohr an die Achsschnur gehängt und das Muffenende des Rohres so weit nach links oder rechts verschoben wird, bis Kerb und Lot übereinstimmen (Abb. 63).

Die richtige **Höhenlage** wird geprüft, indem der wagerechte Schenkel des an dem unteren Ende der Visiertafel angebrachten rechten Winkels auf die Sohle des Rohrendes gesetzt und festgestellt wird, ob sich die Oberkante der Tafel in der Visierlinie der beiden benachbarten Visierbretter befindet (vgl. Abb. 62a).

Bei schwächeren Gefällen werden von dem Rohrleger zwischen den alle 5 m in Sohlenhöhe einnivellierten Pfählen Zwischenpfähle mit Richtscheit und Wasserwage so eingewogen, daß der letzte immer 1 m vom Rohrende entfernt ist. In das Rohr wird ein Klötzchen von der Höhe des Gefälles auf 1 m gelegt, über dieses und den nächsten Pfahl die Wasserwage und geprüft, ob die Luftblase einspielt (Abb. 63).

Ist dieses nicht der Fall, so muß daß Rohrende entsprechend gesenkt werden. Das Rohr ist von vornherein so zu verlegen, daß ein Anheben nicht notwendig ist, um seine Lagerung auf gewachsenem Boden sicherzustellen.

Liegt das Rohr gut, so wird der Teerstrick in der Muffe mit dem Strickeisen (Abb. 63) fest verstemmt und das Rohr bis etwa zur halben Höhe mit dem Stopfholz gut unterstopft.

Die **Dichtung** der Muffen erfolgt mit flüssig gemachtem Asphaltkitt, einer Mischung von 1 Teil Goudron und 2—4 Teilen Mastix. Um nicht den ganzen Tag ein Feuer unterhalten zu müssen, wird die Dichtung der verlegten Rohre nur zweimal am Tage, kurz vor der Mittagspause und kurz vor Feierabend, vorgenommen. Die Muffen müssen zu dem Zweck mit Dichtungsringen abgeschlossen werden, welche oben eine Öffnung zum Eingießen des Asphaltes freilassen. Diese Ringe sind aus Gummi oder bestehen aus einem starken Tau oder zusammengedrehten Leinwandsack. Gummiringe sind einzufetten, damit sie nicht an dem erkalteten Asphaltkitt haften bleiben. Taue und Leinwandwürste sind mit plastischem Ton zu bekleiden, damit sie die Muffenöffnung überall dicht abschließen und sich von dem erkalteten Asphalt

leicht ablösen lassen. Die Gießöffnung wird zweckmäßig etwas nach der Seite gelegt, damit der Asphalt nur nach einer Seite in die Muffe fließt und von der anderen Seite die Luft entweichen kann, sie wird nach vorn durch ein Tonnest geschlossen (Abb. 22). Nach kurzer Zeit (10 bis 15 Minuten) ist der Asphaltkitt so weit erkaltet und wieder fest geworden, daß die Ringe entfernt werden können, ohne daß ein Ausfließen des Asphaltes zu befürchten ist.

Die **Abzweigrohre** sind so zu verlegen, daß die Abzweigstutzen Gefälle zur Hauptleitung haben (Abb. 22). Die Abzweige werden durch Teller aus Steinzeug, die mit Teerstrick umwickelt und mit Asphaltkitt vergossen oder mit Ton verschmiert werden, verschlossen (Abb. 24 bis 25).

Zum Anschluß an den oberen Schacht muß in der Regel ein muffenloses Paßstück zugehauen werden, da die üblichen Rohrlängen nur selten als Schlußstück passen (Abb. 19, 31).

Nachdem die **Rohre** gedichtet sind, werden sie **verfüllt**. Es ist jedoch streng darauf zu achten, daß sich in der die Rohre umhüllenden Erde keine Steine befinden, durch welche die Rohre beschädigt werden könnten. Ebenso wenig dürfen die Rohre auf steinigem Boden gelagert werden, es ist vielmehr bei steinigem Untergrunde die Baugrube 15—20 cm tiefer auszuheben und eine Sandschüttung einzubringen, welche aber vor dem Verlegen der Rohre gehörig einzuschlämmen ist. Die eingefüllte Erde darf zunächst nur seitlich des Rohrstranges vorsichtig gestampft werden. Erst wenn die Rohre ungefähr 80 cm überdeckt sind, ist die Füllerde kräftig zu stampfen und schichtenweise gehörig einzuschlämmen.

Will man die fertige Leitung einer **Dichtigkeitsprobe** unterwerfen, so darf sie vorher nicht verfüllt werden. Zu dem Zwecke werden die Leitungsenden durch hölzerne, mit Filz abgedichtete Pfropfen oder Scheiben, welche gehörig abzupreizen sind, verschlossen. Auf einen Abzweig werden unter Einschaltung eines Bogenrohres mehrere Meterrohre senkrecht aufgesetzt. Durch diese wird sodann die zu prüfende Leitungsstrecke 2—3 m über den Scheitel mit Wasser gefüllt. Sichert hierbei an keiner Muffe Wasser durch, so ist die Leitung genügend dicht.

Anschlußleitungen, welche fast immer wenigstens einen Bogen (am Einlaß) aufweisen (Abb. 22, Taf. IX), lassen sich nicht so genau verlegen, da ein Durchblicken nicht möglich ist. Es ist dieses bei ihnen auch nicht so notwendig, da sie meistens starkes Gefälle haben.

Schwierigkeiten macht bei ihrer Verlegung hauptsächlich das Einpassen der erforderlichen Bogenrohre.

Es ist scharf darauf zu achten, daß die einzelnen Rohre vollständig dicht aneinanderschließen und keine Knicke bilden (Abb. 56).

2. Gemauerte Kanäle.

Die **Betonsohlstücke** werden an Winden in die Baugrube heruntergelassen und auf der Baugrubensohle nach Visierbrettern oder Höhenpfählen ähnlich wie Steinzeugrohre verlegt (Abb. 62a). Die Fugen zwischen den einzelnen Stücken werden mit Zementmörtel 1:3 vergossen.

Von dem Mauerwerk wird Wasserdichtigkeit verlangt. Die Steine sind daher vor dem Vermauern gehörig mit Wasser zu tränken und durch Bürsten von etwa anhaftendem Schmutz zu säubern. Auf volle Fugen ist strengstens zu achten. Abgestandener Zementmörtel ist unter keinen Umständen zu verwenden.

Kommen keine Sohlschalen aus Steinzeug zur Verwendung, so wird auf den Mittelsohlstücken zunächst die Mittelrippe der **Sohle** angesetzt. Ihre richtige Höhenlage erhält sie, indem alle 5 m ein in Mörtel versetzter Stein einnivelliert wird und die übrigen Steine nach der Schnur dazwischen gesetzt werden. Sodann werden auf der Mittelrippe Lehrbögen mit Fugenteilung aufgestellt und durch Vernageln mit der Versteifung in ihrer richtigen Stellung festgehalten, um die Mauer Schnur an ihnen befestigen zu können. Hierauf werden die übrigen Schichten der Sohle nach der Schnur im Verband vermauert.

Erfordert das **Widerlager** wie gewöhnlich eine Hintermauerung, so wird diese stückweise zuerst aufgemauert und das Widerlager in 1 oder 2 Rollen dagegen gesetzt, wobei die innere Leibung genau nach der Schnur herzustellen und auf die Außenfläche ein 2 cm starker Rappputz aufzubringen ist.

Ist der Boden so standfest, daß er nach dem Kanalprofil ausgehoben werden kann, so wird das Widerlager unmittelbar gegen die Erde gemauert (Abb. 23). Doch erfordert in diesem Falle das Widerlager eine Stärke von mindestens zwei Rollen schon deshalb, um zwischen ihnen eine durchgehende Mörtelfuge an Stelle des nur mangelhaft herstellbaren Außenputzes anbringen zu können.

In Kurven empfiehlt es sich, den Maurern etwa 1,00 m lange Schablonen für die Krümmung einzelner Schichten, besonders der Kämpferschicht, als Lehren für diese zu geben.

Nach Fertigstellung des Widerlagers wird der Kanal über Wölbtrommeln von 2 m Länge, welche auf Lehrbögen von Kämpferhöhe ruhen, und auf denen die Fugen mit Kreide abgeschnürt werden, in einzelnen Rollen zugewölbt. Das **Gewölbe** ist außen mit einem 2 cm starken Rappputz zu versehen, welcher aber nicht der Sonne ausgesetzt werden soll, sondern mit Säcken abzudecken und öfters anzunässen ist.

Um die Trommeln ohne Erschütterung leicht lösen zu können, werden zwischen sie und ihre Unterstüzung gehobelte Keile eingesetzt.

Bei kleineren Profilen (bis 1,20 m Weite) und bei gutem Wetter können die Trommeln schon nach einer Nacht herausgezogen werden, unter weiter gespannten Gewölben und bei Regenwetter müssen sie entsprechend länger stehenbleiben.

Bogenstücke des Kanals werden eingeschalt, indem auf die im Abstände von 1,00 m aufgestellten Lehrbogen lange biegsame Schallatten aufgenagelt werden.

Sobald die Verschalung des Gewölbes entfernt ist, wird seine innere Leibung von anhaftendem Mörtel gereinigt. Darauf werden die Fugen 1—1½ cm tief ausgekratzt und mit Zementmörtel 1:1 glatt verstrichen.

Traubmörtel empfiehlt sich für Entwässerungskanäle weniger, weil sein langsames Abbinden den Fortgang der Arbeiten behindert und so die lästigen Verkehrsstörungen, welche der Bau von Kanälen in Stadtstraßen mit sich bringt, in die Länge zieht.

Entsprechend dem Aufmauern des Kanales muß natürlich die Absteifung und Verschalung der Baugrube entfernt und das fertiggestellte Mauerwerk hinterfüllt werden (Abb. 62a). Die Füllerde seitlich des Kanales ist nur vorsichtig zu stampfen.

Diese Arbeiten werden am besten nach Feierabend oder in den Arbeitspausen ausgeführt, damit die Maurerarbeiten keinen Aufenthalt erleiden. Dabei sind die Steifen so hoch herauszunehmen, wie das Mauerwerk in der nächsten Arbeitsschicht voraussichtlich emporwachsen wird.

Mit der **Verfüllung** des Gewölbes muß je nach Spannweite und Wetter 1—3 Tage gewartet werden, um Risse im Gewölbe zu vermeiden.

Das Stampfen und Einschlämmen des Füllbodens darf in der ganzen Baugrubenbreite erst 80 cm über dem Scheitel gesehen.

3. Betonleitungen.

Die Verlegung **fertiger Betonrohre** erfolgt auf gleiche Weise wie die der Steinzeugrohre. Die Dichtung der mit Falz versehenen Rohre geschieht in der Art, daß auf die Stoßflächen reichlich Zementmörtel aufgetragen wird und das letzte Rohr kräftig gegen das vorhergehende geschoben wird, so daß der Zementmörtel herausquillt. Im Innern ist der ausgetretene Mörtel zu entfernen und die Fuge glatt zu verstreichen.

Bei engen, 1 m langen Rohren ist dieses kaum auszuführen. Es empfiehlt sich daher, einen mit Filz bekleideten Holzpfropfen von dem Querschnitt der Leitung in das vorletzte Rohr bis zur Hälfte einzuschieben und das letzte Rohr darüber zu schieben. Dadurch wird ein stärkeres Austreten von Mörtel nach innen verhindert, kleinere Mengen werden aber beim Herausziehen des Pfropfens glatt verrieben (Abb. 64).

Zur Erhöhung der Dichtigkeit wird die Stoßfuge öfters außen noch mit einem Mörtelwulst belegt. Bei kleinen Versackungen der Leitung wird aber diese Art der Dichtung kaum standhalten.

Bei nicht ganz sicherem Baugrund, namentlich wenn die Leitungen Schmutzwasser führen, und wenn die Leitungen (Notauslässe, Regen-

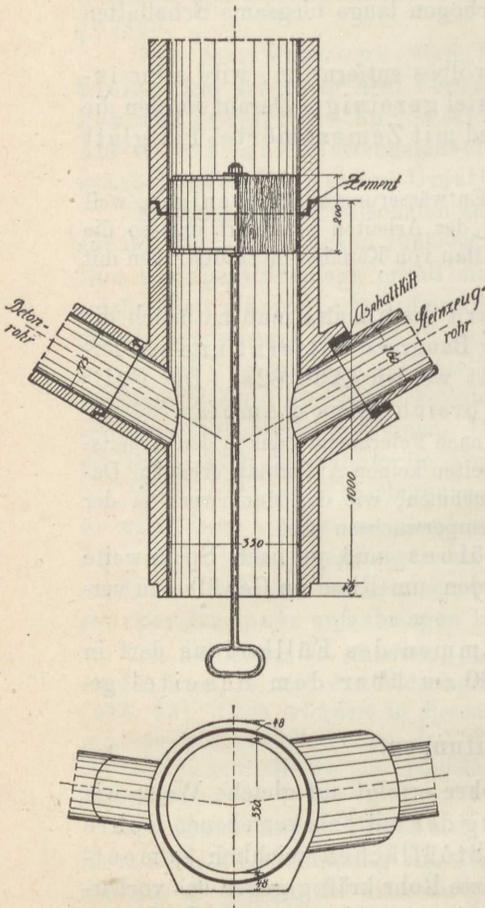


Abb. 64. Verlegen von Betonrohren.

mauert und bis zur Sohle des Rohrgrabens untermauert wird, um ein Abbrechen oder ein Ausbrechen aus der verhältnismäßig dünnen Kanalwandung zu verhüten (Abb. 65).

In der Baugrube gestampfte Betonkanäle verlangen größte Sorgfalt beim Mischen und Einstampfen des Betons und daher scharfe Beaufsichtigung der Arbeiter.

Sehr vorteilhaft für diese Ausführungsweise ist es, wenn der Boden nach

zeitweise, bei Hochwasser der Vorflut, einem länger anhaltenden Innendruck ausgesetzt sind, werden die **Rohrstöße** außen noch mit 1—2 Ziegelschichten umrollt oder mit **Beton umstampft** (Abb. 65). Das Einlegen eines Drahtnetzes, mehrerer Band-eisen oder dünner Rundeisen zwischen die Rollschichten oder in den Betonring erhöht die Festigkeit und Dichtigkeit des Stoßes noch bedeutend.

Abzweigrohre (Abb. 64) werden nur in kleineren Betonleitungen, in größeren seltener verwendet, weil ihre Herstellung schwierig und kostspielig ist, und weil die Ansätze leicht abbrechen. Um Grundstücks- und Sinkkastenleitungen anzuschließen, werden daher meistens Löcher in die Wandungen der Betonleitungen eingestemmt und kurze Rohre in sie eingemauert. Dabei ist darauf zu achten, daß der Anschlußstutzen nicht in das Kanalinnere vorsteht, daß die Fuge zwischen Rohr und Lochleibung wieder vollständig gedichtet wird und daß das vorstehende Rohrende außen um-

mentplatte wird natürlich vorher ohne besondere Einschaltung in senkrechter Richtung eingestampft. Die Herstellung des Gewölbes erfordert zwei Schalwände (Abb. 66) und erfolgt deshalb bequemer in Mauerwerk.

4. Eiserne Leitungen.

Bezüglich der Verlegung und Dichtung gußeiserner und schmiedeeiserner Rohre wird auf den II. Teil „Die Wasserversorgung von Ortschaften“, VII. b, Heft 35 dieser Sammlung, verwiesen (vgl. auch F. V. S. 77).

Düker unter Wasserläufen werden in einer vorher ausgebaggerten Rinne verlegt, welche so tief sein muß, daß die Leitung wenigstens 0,50 m unter die Flußsohle zu liegen kommt. Bei starker Strömung ist die Rinne zwischen Spundwänden auszubaggern, damit sie nicht vorzeitig zugeschwemmt wird.

Das Dükerrohr wird tunlichst im ganzen von festen oder schwimmenden Gerüsten aus an Schraubenspindeln gleichmäßig versenkt.

Macht reger Schiffsverkehr dieses unmöglich, so muß das Dükerrohr stückweise in Längen von 8—10 m mit Endflanschen versenkt und von Tauchern zusammengesraubt werden.

In starker Strömung ist es durch Steinpackung oder durch Einbetonieren gegen Unterspülung zu sichern. Sonst genügt es, das Zuschwemmen des Rohres und der Baggerrinne der Strömung zu überlassen.

5. Bauwerke.

Die bei Entwässerungsanlagen vorkommenden Einzelbauwerke wie Einsteigeschächte usw. verlangen gewöhnlich eine Erweiterung der Baugrube gegenüber den Leitungsstrecken zwischen ihnen. Es ist dabei, besonders bei verwickeltem Grundriß, auf eine sichere und bequeme Absteifung unter möglicher Einschränkung des Aushubs zu achten.

Die Ausführung der Bauwerke erfolgt in Klinkermauerwerk und Zementmörtel 1:3 oder in Stampfbeton, und gilt dafür das gleiche wie für die Ausführung der gemauerten und der Betonkanäle. Stücke aus Haustein werden mit Zementmörtel vergossen.

Eisenteile sind vor dem Einbau zum Schutz gegen Rost mit Asphalt zu überziehen, kleinere Stücke (Dambalken) auch wohl zu verzinken, bewegliche Teile gehörig einzufetten, sodann betriebsfertig aufzustellen und in dieser Stellung zu sichern, bis sie fest eingemauert oder einbetoniert sind, um ihre Inbetriebsetzung sicherzustellen.

Abdeckungen sind im Hinblick auf die Abnutzung des Straßenpflasters etwas unter dieses zu legen.

VII. Verfüllung der Baugrube.

Die Verfüllung der Baugrube darf nicht durch Einkippen der Erde, sondern hat in einzelnen Würfeln mit der Schaufel zu erfolgen. Gleichzeitig sollen so viele Arbeiter die Erde in der Baugrube mit eisernen Stampfen einstampfen, als Arbeiter zuwerfen. Doch darf das Stampfen über der Leitung erst in 80 cm Höhe beginnen und ist seitlich der Leitung so vorsichtig vorzunehmen, daß diese nicht beschädigt wird.

Außerdem ist sandiger Boden in Schichten von 30 cm einzuschlämmen.

Bei stark lehmigem Boden empfiehlt sich letzteres nicht, weil man zu lange auf die völlige Austrocknung warten muß und vorher keine Sicherheit gegen nachträgliche Versackungen vorhanden ist.

Besondere Sorgfalt ist der Unterstopfung in die Baugrube fallender Wasser- und Gasleitungen zuzuwenden. Ihre Aufhängung ist erst, nachdem sie halb verfüllt sind, zu lösen. Das gleiche gilt für Steinzeugrohrleitungen. Gemauerte und Betonkanäle, welche die Baugrube kreuzen, sind durch Pfeiler, welche bis auf die Baugrubensohle reichen, und dazwischen gespannte Gewölbe abzufangen.

Die Wiederherstellung der Straßenbefestigung erfolgt erst einige Tage nach der vollständigen Verfüllung, um dem Boden Zeit zu geben, sich zu setzen.

J. Grundstücksentwässerung.

I. Leitungen und Entlüftung.

Die Ab(Erd)leitungen sind auf dem möglichst kürzesten Wege zur Straßenleitung zu führen und möglichst geradlinig zu verlegen. Richtungsänderungen sind durch Knie- oder Bogenrohre (Abb. 67—68), Verzweigungen durch Abzweig-



Abb. 67.
Knieöhren.

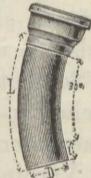


Abb. 68.
Bogenrohr.



Abb. 69. Einfaches
Abzweigrohr.

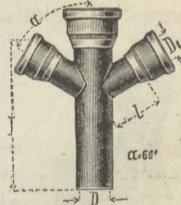


Abb. 70. Doppeltes
Abzweigrohr.

rohre unter höchstens 70° (Abb. 69—70) zu bewirken. Gefällsbrüche sind nur bei einem Gefälle der Hauptableitung von über 40‰ zulässig.

Bei der Kreuzung von Mauern sind die Leitungen in Umfassungswände dicht einzumauern, in Zwischenwänden mit 10 cm Spielraum in Sand einzubetten.

Das Gefälle der Ableitungen soll mindestens 10‰ und höchstens 333‰ betragen.

Ihre Mindesttiefe wird durch ihre frostfreie Lage bedingt, im Freien also durch eine Überdeckung von 0,80—1,50 m.

Die Weite der Hauptableitung ist nicht unter 150 mm, die der Nebenableitungen nicht unter 100 mm anzunehmen. Ein Wechsel des Durchmessers ist durch Übergangsröhren zu vermitteln (Abb. 71).



Abb. 71. Übergangsröhr.

Als Material für die Ableitungen kommen im Freien und bei genügender Überdeckung glasierte Steinzeugrohre mit Asphalt-dichtung, sonst gußeiserner, innen und außen asphaltierte Rohre mit Bleidichtung nach den von dem Verbands Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine aufgestellten und den vom preußischen Minister der



Abb. 72. Muffenprofil D. N.-A. 1903.



Abb. 73. Anschlußstück für Eisen an Steinzeugrohre.



Abb. 74. Anschlußstück für Steinzeug an Eisenröhren.

öffentlichen Arbeiten durch Erlaß vom 19. Juli 1908 bekannt gegebenen Normalien für Deutsche Normal-Abflußröhren (D. N.-A.) in Betracht (Abb. 72). Der Anschluß eines gußeisernen Rohres an ein Steinzeugrohr und umgekehrt hat mit besonderem Paßstück (Abb. 73—74) und Asphalt-dichtung zu geschehen.

Die Fallröhren sind möglichst senkrecht zu führen, sie sind an die Ableitung mittels Fußbogen (Abb. 75) anzuschließen. Unvermeidbare Schrägleitungen erhalten eine Steigung von mindestens 200‰. An Mauerabsätzen sind Sprungröhren einzuschalten (Abb. 76).

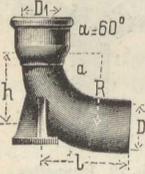


Abb. 75. Fußbogen.

Fallröhren für Schmutzwasser sind frei an der Innenwand, solche für Regenwasser frei an der Außenwand herunterzuführen, nicht einzumauern. Eine Verbindung der beiden Arten von Fallröhren ist ebenso wie die Ableitung von Schmutzwasser nach außen, von



Abb. 76. Sprungröhr.

Regenwasser nach innen, unzulässig, ausgenommen die Entwässerung kleiner Balkone nach dem Fallrohr für Schmutzwasser.

Die Weite der Fallröhren für Spülaborte ist 100 mm, für mehrere Eingüsse, Waschbecken 70 mm, für einzelne Eingüsse 50 mm, ihr Material Gußeisen, bei Weiten unter 70 mm auch Blei.

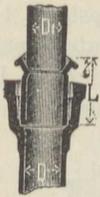


Abb. 77. Bleirohranschluß mit Messingstutzen.

Der Anschluß von Bleiröhren an gußeiserne hat mit Hilfe von Messingstutzen (Abb. 77) oder von gußeisernen Flanschenstücken (Abb. 78) zu erfolgen.



Abb. 78. Bleirohranschluß mit F-Stück.

Regenfallröhren sind 100—150 mm weit und aus Zinklech Nr. 13, bis 2 m über der Erde aus Gußeisen.

In der Hauptableitung ist höchstens 2 m hinter der Bauflucht eine luftdicht verschließbare Putzöffnung (Abb. 79) anzubringen zwecks Ermittlung und Beseitigung von Verstopfungen. Liegt die Leitung nicht frei im Keller, sondern in der Erde, so ist die Öffnung durch einen Schacht von 1,00 . 0,70 Weite oder 0,90 m Durchmesser zugänglich zu machen.

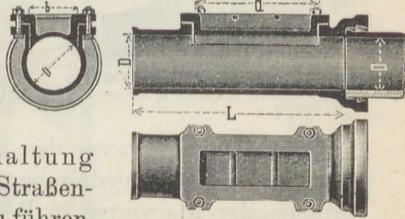


Abb. 79. Putzöffnung.

Alle Leitungen sind ohne Einschaltung eines Geruchverschlusses mit der Straßenleitung zu verbinden und bis über Dach zu führen. Eine Ausnahme davon darf nur in einem Regenfallrohr gemacht werden, welches in nächster Nähe eines Fensters eines dauernd bewohnten (Dach-)Geschosses endet. Der Geruchverschluß muß jedoch frostsicher in die Erde eingebaut werden und zugänglich sein. (Abb. 80).

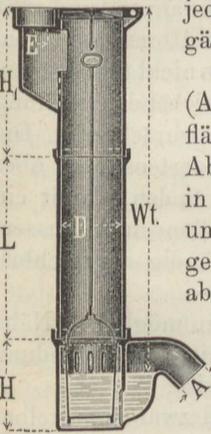


Abb. 80. Regenrohrsandfang mit Geruchverschluß. (Nach System Steuernagel.)

Zum Abschluß der Kanalluft genügt auch eine Klappe (Abb. 81), wenn die Abdeckung in der Straßenoberfläche mit einem Schlitz versehen ist und dadurch den Abzug der Luft nach der Straße gestattet. Ein Schlitz in der Abdeckung ist auch schon deshalb erwünscht, um die von dem Regenwasser mitgerissene Luft am Fuße des Fallrohres abzuschneiden.

Im übrigen werden in die Regenfallröhren vielfach Eimer, Körbe oder Roste eingebaut, um Schmutz, Schiefer- oder Ziegelstückchen zurückzuhalten. Diese Behälter sind so anzuordnen, daß sie sich leicht entleeren und säubern lassen (Abb. 82—84).

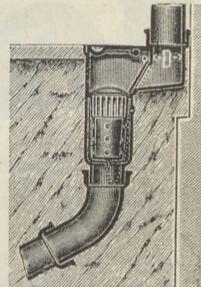


Abb. 81. Schieferfänger mit Abschlußklappe.

Zwecks **Entlüftung** der Straßen- und Grundstücksleitungen werden alle Fallröhren im Innern möglichst senkrecht bis mindestens 0,50 m über die Dachfläche und mindestens 1 m über etwaige weniger als 3 m entfernte Fenster in der ursprünglichen Weite verlängert. Die Ausmündung erhält eine Schutzhaube, welche

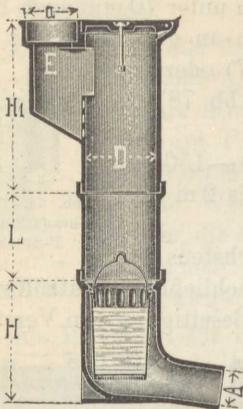


Abb. 82. Regenrohrsandfang ohne Geruchverschluß (Modell Erfurt).

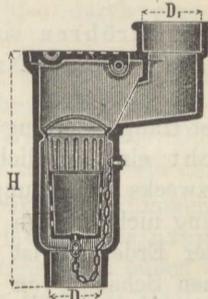


Abb. 83. Schieferfänger mit Korb.

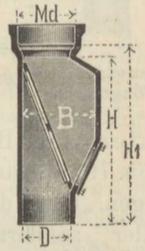


Abb. 84. Schieferfänger mit Rost (Modell München).

ringsum einen Schlitz von dem doppelten Querschnitt des Rohres freiläßt.

Für die Lüftungsleitungen kommen gußeiserne, schmiedeeiserne, Kupfer- oder Bleiröhren in Betracht.

II. Eingüsse und Geruchverschlüsse.

Alle **Eingüsse**, Spültische, Waschbecken, Badewannen sind mit festen Sieben zu versehen, deren Löcher höchstens 10 mm weit sind und zusammen den halben Querschnitt des Abflußrohres nicht übersteigen.

Über ihnen muß zwecks Sicherung einer ausreichenden Spülung der Abflußleitung ein Hahn der Wasserleitung angebracht sein. Die Hahnmündung soll sich mindestens 2 cm über dem Rande des Beckens befinden, damit ein Rückstau des das Becken füllenden Abwassers in die Wasserleitung vollständig ausgeschlossen ist.

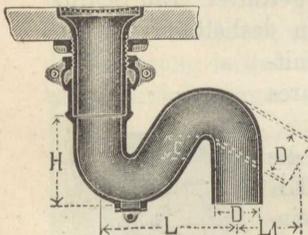


Abb. 85. Geruchverschluß mit Befestigungsschelle für Küchenausgüsse aus Stein.

Die Eingüsse usw. sind in möglichste Nähe der Fallröhren zu legen, damit ihre Verbindung mit diesen möglichst kurz wird.

In die Verbindung, und zwar unmittelbar unter die Abflußöffnung des Beckens, ist ein **Geruchverschluß** (Syphon), in dem das Wasser mindestens 70 mm hoch steht, einzuschalten, um das Eindringen der Kanalluft in die Wohnungen zu verhindern. Der Geruchverschluß besteht meistens aus einer S-förmig gebogenen gußeisernen oder Blei-, Kupfer-,

Messingröhre von 40—50 mm Weite, die an ihrer tiefsten Stelle mit einer Putzöffnung versehen ist (Abb. 85). Empfehlenswerter ist ein andersartiger Geruchverschluß der Halbergerhütte bei Saarbrücken (Abb. 86—88), welcher beim Abschrauben der Schlammschale seinen Inhalt in diese entleert, das Unterstellen eines besonderen Gefäßes beim Reinigen also entbehrlich macht.

Bei längerer Verbindungsleitung des Eingußbeckens mit dem Fallrohr besteht die Gefahr, daß

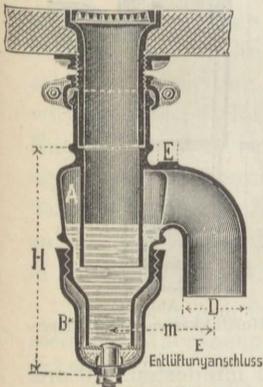


Abb. 86. Geruchverschluß mit abschraubbarer Schlammschale.

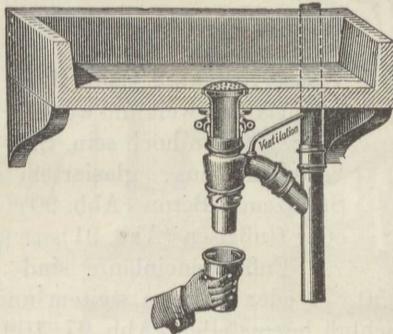


Abb. 87. Küchenausguß aus Stein.

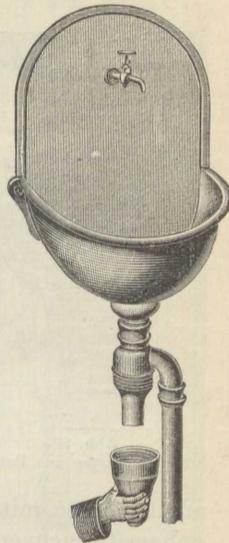


Abb. 88. Küchenausguß aus Gußeisen.

durch Wasser, welches von oben durch das Fallrohr stürzt, das Wasser aus dem Geruchverschluß abgesaugt wird und die Kanalluft bei längerer Nichtbenutzung des Eingusses in die Wohnung dringt.

Das wird bei einem Geruchverschluß der eben genannten Hütte (Abb. 89) dadurch verhindert, daß der Wasserquerschnitt im Geruchverschluß doppelt so groß ist als der der Abflußleitung.

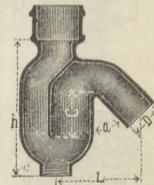


Abb. 89. Geruchverschluß mit großem Wasserquerschnitt.

Am sichersten wird ein Leersaugen des Geruchverschlusses verhindert durch Entlüftung seiner höchsten Stelle nach einer Hilfsluftleitung, welche über dem obersten Einguß in das auf das Fallrohr aufgesetzte Lüftungsrohr mündet (vgl. den beigegefügt Entwurf einer Grundstücksentwässerung auf Taf. IX).

In das Schmutzwasserfallrohr geführte Entwässerungsleitungen kleiner Balkone sind ebenfalls mit einem frostsicheren (im Inneren) Geruchverschluß zu versehen.

Sicherheitsüberläufe von Waschbecken, Badewannen, Pissoiren sind in den Geruchverschluß oberhalb des inneren Wasserspiegels einzuführen.

Hofeinläufe und **Fußbodeneinläufe** in Waschküchen, Baderäumen und Gewerbebetrieben sind mit einem eisernen Rost, dessen Schlitzte höchstens 15 mm breit sind, abzudecken und mit einem Geruchverschluß zu versehen. Entwässern sie unbefestigte Flächen, so erhalten sie einen Schlammfang von wenigstens 50 cm Tiefe, der sich im Freien in frostfreier Tiefe befinden muß.

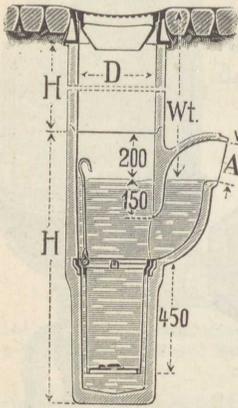


Abb. 90.
Hofsinkkasten aus Beton.

Hofeinläufe werden in ähnlicher Weise, nur kleiner, ausgebildet wie Regeneinläufe auf der Straße. Ihr Wasserverschluß soll 100 oder 125 mm weit und wenigstens 100 mm hoch sein. Sie bestehen aus glasiertem Steinzeug, Beton (Abb. 90) oder Gußeisen (Abb. 91).

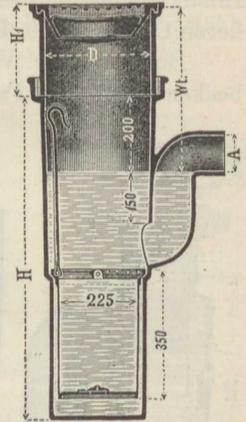


Abb. 91.
Hofsinkkasten aus Gußeisen.

Fußbodeneinläufe sind aus Gußeisen mit 50, 70 oder 100 mm weitem und mindestens 70 mm hohem Geruchverschluß herzustellen (Abb. 97, 102, 105—106).

Pissoire werden mit Becken oder Rinnen mit Fußbodeneinlauf ausgestattet. Pissoirbecken (aus Porzellan, Steinzeug oder emailliertem Gußeisen) sind mit Sicherheitsüberlauf zu versehen. Der Fußboden von Massenpissoiren ist wasserdicht und mit Gefälle nach einem Einlauf mit Geruchverschluß anzulegen (Abb. 92).

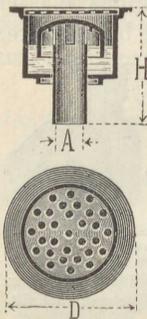


Abb. 92.
Pissoirsinkkasten
mit Glockenwasserverschluß.

Einzelne Pissoirbecken bedürfen nur eines Geruchverschlusses von 30 mm Weite und zur Spülung eines genügend hoch angebrachten Hahnes der Wasserleitung.

Massenpissoire erhalten gewöhnlich nur einen Geruchverschluß in der gemeinsamen Ableitung von mindestens 50 mm Weite. Ihre Spülung erfolgt selbsttätig ununterbrochen oder mit regelmäßigen Unterbrechungen.

Spülaborte bestehen aus Porzellan, hell glasiertem Steinzeug oder emailliertem Gußeisen. Die Becken werden freistehend, der Sitz aufklappbar angeordnet. Sie erhalten zweckmäßig eine immer mit Wasser gefüllte Schale, wodurch verhindert wird, daß nach dem Ausspülen der Schale Kotreste kleben bleiben (Abb. 93).

Der Geruchverschluß wird durch eine feste Zunge des entsprechend gestalteten Beckens gebildet, er wird 70—100 mm weit und wenigstens 50 mm hoch gewählt.

Die Spülung darf nicht unmittelbar durch die Wasserleitung erfolgen, um ein Zurücktreten von Abwasser in diese sicher auszuschließen, sondern hat mittels hoch angebrachten Spülkastens von 8—12 l Inhalt zu geschehen. Die Einmündung der Wasserleitung in diesen Behälter wird, sobald er gefüllt ist, selbsttätig durch einen Schwimmkugelhahn geschlossen. Die zur Spülwirkung nötige plötzliche Entleerung des Spülkastens wird dadurch bewirkt, daß durch Ziehen an einer Kette ein Heber in Tätigkeit gesetzt wird.

Bei der in Abb. 93 dargestellten Anordnung wird durch Anheben der Glocke dem Wasser der Zutritt zu der Abflußleitung durch die unteren Öffnungen des inneren Zylinders ermöglicht. Nach dem Fallenlassen der Glocke wird dem Wasser dieser Weg durch die sich an den Abflußstutzen anpressende Gummidichtung versperrt. Das bereits abfließende Wasser übt dagegen auf die Luft im Inneren des Zylinders und über dem Wasserspiegel in der Glocke eine saugende Wirkung aus. Infolgedessen steigt das Wasser in der Glocke und fließt durch die oberen Öffnungen des inneren Zylinders in diesen über, womit das Spiel des Hebers beginnt. Der Behälter entleert sich nun schnell bis zum Rande des Abflußstutzens. Dadurch sinkt die Schwimmkugel, hebt sich das Zufußventil, und der Kasten füllt sich wieder so hoch mit Wasser aus der Wasserleitung, bis die Schwimmkugel das Ventil auf seinen Sitz niedergedrückt hat.

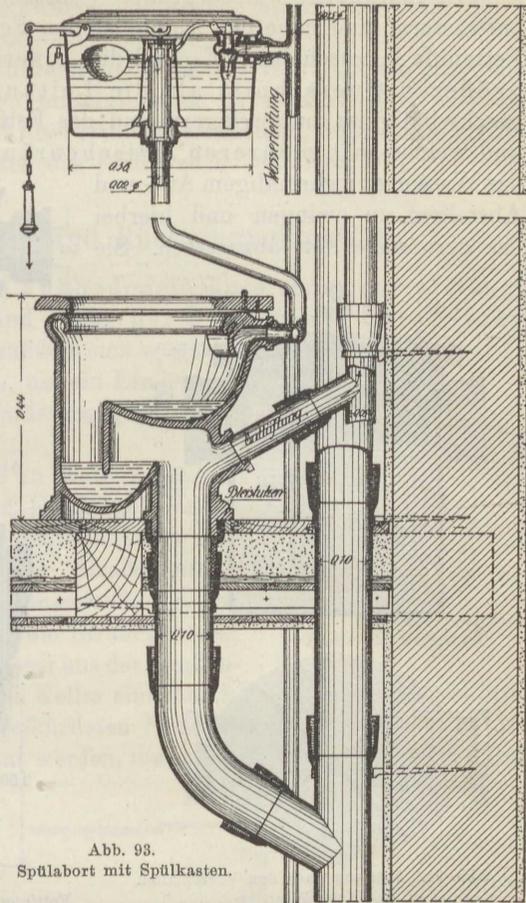


Abb. 93.
Spülabort mit Spülkasten.

III. Fettfänge.

In Leitungen, welche größere (Gasthaus-) Küchen, Schlächtereien entwässern, sind nahe den Eingußstellen Fettfänge zum Abfangen der Fettstoffe einzuschalten. Es sind dies eiserne Kästen, welche einen größeren Querschnitt als die Leitung haben, um die Wassergeschwindigkeit zu verringern und das Fett zum Gerinnen zu bringen, und welche mit mehreren Zwischenräumen versehen sind, um das Wasser zu mehrmaligem Auf- und Absteigen zu zwingen und hierbei das geronnene Fett abzusetzen. Sie

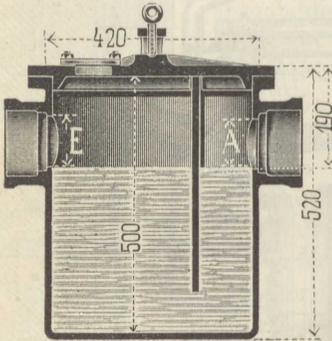


Abb. 94. Fettfang nach den Vorschriften des Kriegsministers.

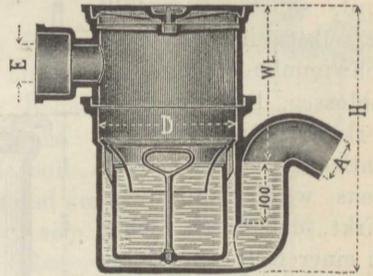
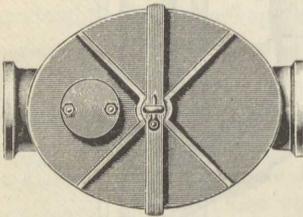


Abb. 95. Fettfang mit beliebig drehbarem Einlauf.

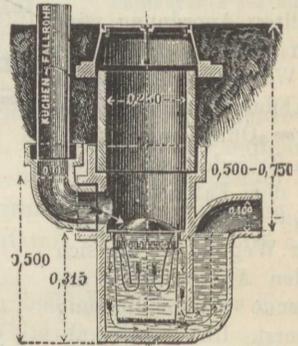


Abb. 96. Fettfang am Fuße eines Küchenfallrohres.

sind luftdicht, aber mit abnehmbarem Deckel zu verschließen, um sie von Zeit zu Zeit von dem anhaftenden Fett reinigen zu können (Abb. 94—97).

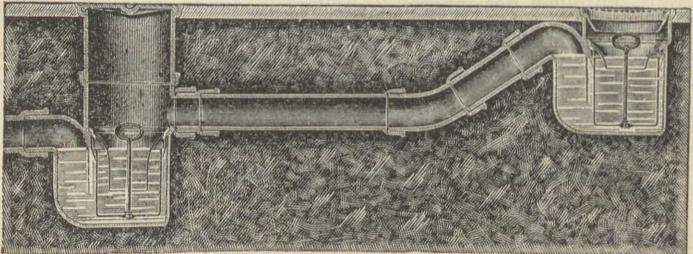


Abb. 97. Fettfang in Verbindung mit einem Fußbodeneinlauf.

Befinden sich mehrere große Küchen übereinander, so wird der Fettfang am Fuße des Küchenfallrohres eingebaut (Abb. 96). Doch ist die Durchleitung anderer Abwässer, besonders von Spülaborten, durch Fettfänge durchaus zu vermeiden.

Für sehr viel Fett abführende Betriebe wie Wurstküchen empfiehlt es sich, mehrere Fettfänge hintereinander zu schalten oder auch zugleich den Fußbodeneinlauf als Fettfang auszubilden, um größtmögliche Gewähr für das Zurückhalten des Fettes zu haben (Abb. 97).

IV. Hochwasser- und Rückstauverschlüsse.

Einläufe, insbesondere Fußbodeneinläufe und auch Fettfänge in Kellern, welche hin und wieder der Überflutung durch Hochwasser ausgesetzt sind, müssen sich wasserdicht abschließen lassen, um ein Eindringen des Hochwassers in die Entwässerungsleitungen zu verhüten (Abb. 98).

Tiefliegende Eingüsse in Kellern, besonders Fußbodeneinläufe und Fettfänge, welche unter dem bei starken Regenfällen sich einstellenden Wasserspiegel der Straßenleitung liegen (Abb. 99), sind vorkommendenfalls durch Rückstauverschlüsse gegen die Straßenleitung abzuschließen, damit das Wasser aus der Straßenleitung nicht durch sie in die Keller eintreten kann. Rückstauverschlüsse dürfen jedoch nur in die gefährdeten Nebenableitungen, nicht in die Hauptableitung eingebaut werden, um möglichst wenig Wasser durch die Stauvorrichtungen zu führen und so Ablagerungen in ihnen, welche ihr sicheres Wirken in Frage stellen können, möglichst zu vermeiden.

Es gibt selbsttätig wirkende und von Hand zu bedienende Rückstauverschlüsse.

Erstere haben den Vorzug, daß sie auch bei Unaufmerksamkeit und Abwesenheit der Hausbewohner in Tätigkeit treten, aber den Fehler, daß sie nicht immer unbedingt sicher wirken, letztere schließen sicher dicht, erfordern aber bei jedem starken Regenfall rechtzeitige Bedienung. Es empfiehlt sich daher, je einen von beiden Arten hintereinander einzubauen.

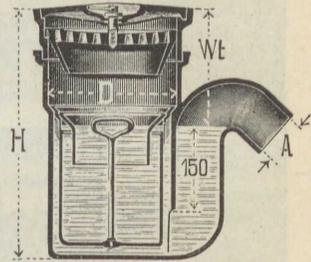


Abb. 98. Fußbodeneinlauf mit Hochwasserverschluß.

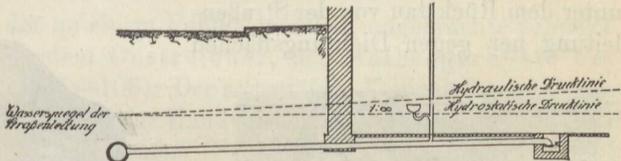


Abb. 99. Rückstau aus der Straßenleitung.

Als von Hand zu bedienende Rückstauverschlüsse können auch die bereits genannten, auf Sinkkasten und Fettfänge aufzuschraubenden Hochwasserabschlußdeckel benutzt werden (Abb. 98). Bequemer in der Bedienung sind Handzugschieber (Abb. 100) und Spindelschieber (Abb. 101). Sie werden zweckmäßig gewöhnlich verschlossen gehalten, wenn die Einläufe seltener, wie in Waschküchen, benutzt werden, und nur zum jedesmaligen Gebrauche geöffnet. Ist dieses nicht zugänglich, so sind die teureren Spin-

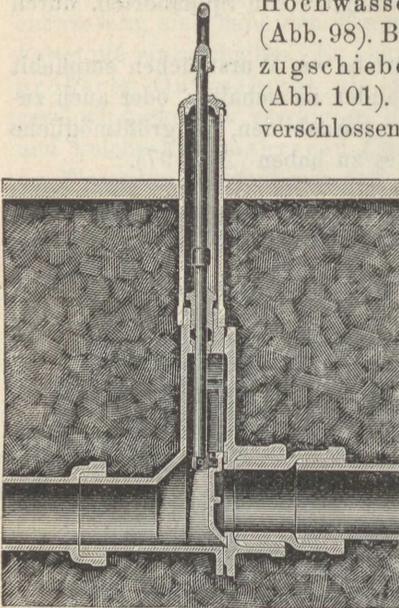


Abb. 100. Absperrschieber mit Handzug.

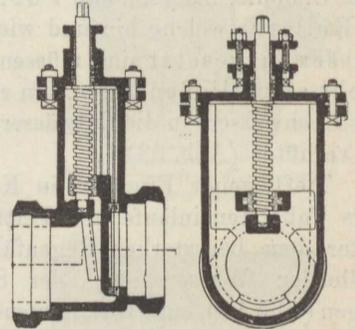


Abb. 101. Spindelschieber (System Lindley).

delschieber, weil sie sicherer bewegbar bleiben, den billigeren Handzugschiebern vorzuziehen.

Die selbsttätig wirkenden Rückstauverschlüsse bestehen im wesentlichen aus Klappen oder Schwimmkugeln, welche sich unter dem Rückstau von der Straßenleitung her gegen Dichtungsflächen

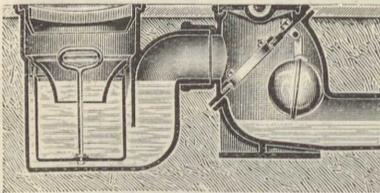


Abb. 102. Selbsttätiger Rückstauverschluß in Verbindung mit einem Fußbodeneinlauf.

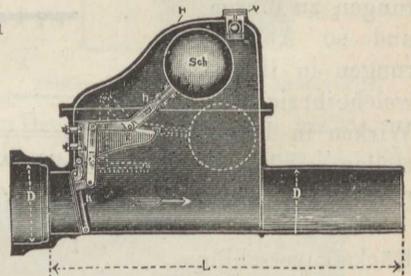


Abb. 103. Kanalrückstauverschluß „Rohrfrei“, Patent Liese.

der Ableitung legen und so diese abschließen (Abb. 102—104). Ihre sichere Wirkung wird durch Ablagerungen an den Dichtungsflächen und den Klappen oder Kugeln gefährdet. Es ist daher wichtig, daß die Rückstauvorrichtung für gewöhnlich möglichst wenig in das lichte Profil

der Ableitung hineinreicht und diese ganz glatt durchgeht. Das Beste in dieser Beziehung stellt bisher der Kanalarückstauverschluß „Rohrfrei“, Patent Liese, von Bopp und Reuther, Mannheim-Waldhof, dar, bei dem eine Schwimmkugel über der Ableitung die Rückstauklappe in Bewegung setzt (Abb. 103).

Eine Vereinigung beider Arten von Rückstauverschlüssen zeigt eine Rückstauklappe mit Feststellvorrichtung (Abb. 104). Sicherer in

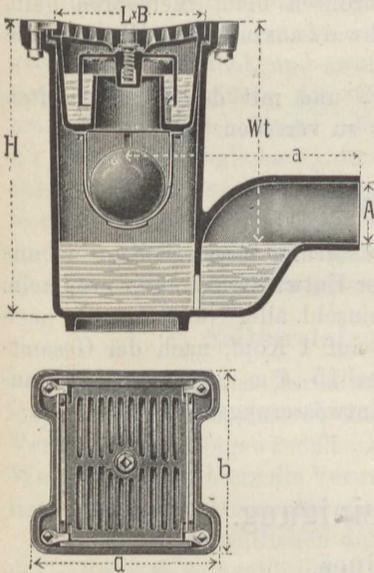


Abb. 105. Sinkkasten mit doppeltem Rückstauverschluß (System Oestreicher).

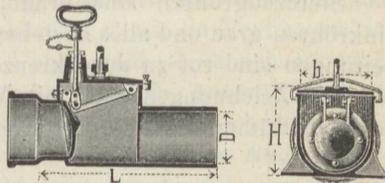


Abb. 104. Rückstauverschluß mit Feststellvorrichtung.

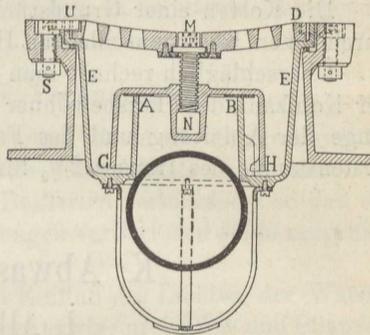


Abb. 106. Doppelter Rückstauverschluß, System Oestreicher, in geschlossenem Zustande.

seiner Wirkung ist der an einem Fußbodeneinlauf angebrachte doppelte Rückstauverschluß, System Oestreicher, der Halbergerhütte bei Saarbrücken (Abb. 105—106). Der selbsttätige Verschluß wird durch eine Schwimmkugel betätigt, der Handverschluß durch Niederschrauben der den Wasserverschluß bildenden Glocke bis auf den Abflußstutzen, wobei die Abdichtung durch eine Lederscheibe bewirkt wird.

V. Entwurf.

Der Entwurf einer Grundstücksentwässerungsanlage (vgl. den auf Taf. IX beigefügten) hat zu enthalten:

1. Den Übersichtsplan des Grundstückes im Maßstabe nicht unter 1:1000.
2. Die Grundrisse der in Frage kommenden Stockwerke 1:100, wobei für gleichartige Stockwerke ein Grundriß genügt.

3. Die nötigen Schnitte 1 : 100.

Aus dem Entwurfe müssen Lage, Länge, Gefälle, Abmessungen und Material der Entwässerungs- und etwaiger Lüftungsleitungen, alle Einläufe, Geruchverschlüsse, Fettfänge, Hochwasserverschlüsse und Putzöffnungen ersichtlich sein.

Alle Höhenangaben sind auf einen bekannten Nullpunkt zu beziehen.

Steinzeugröhren sind braun, Eisenröhren blau, Bleiröhren gelb, Zinkröhren grau und alles Bestehende schwarz auszuziehen. Wegfallende Leitungen sind rot zu durchkreuzen.

Die Zeichnungen sind mit Maßstab und mit den Unterschriften des Eigentümers und des Unternehmers zu versehen.

VI. Kosten.

Die Kosten einer Grundstücksentwässerung lassen sich genau nur durch einen Kostenanschlag an Hand der Entwurfszeichnung ermitteln.

Überschläglich rechnet man wohl einschl. aller Nebenanlagen nach der Kopffzahl der Hausbewohner 50 *M* auf 1 Kopf, nach der Gesamtlänge der Ableitung und des Fallrohres 15 *M*/m oder von der Baukostensumme des Hauses 2 % für die Entwässerungsanlage.

K. Abwasserreinigung.

I. Allgemeines.

1. Verunreinigung der Vorflutgewässer.

Die Einleitung der ungereinigten städtischen Abwässer in die öffentlichen Wasserläufe kann große Schädigungen in gesundheitlicher und wirtschaftlicher Beziehung hervorrufen, indem durch die im Abwasser enthaltenen Schwimm-, Schweb- und Sinkstoffe sowie durch gelöste Bestandteile und Bakterien das Vorflutwasser verdorben wird. Bakterien sind zu den Spaltpilzen gehörige aller kleinste Pflanzengebilde, die sich unter günstigen Bedingungen überaus rasch vermehren. Neben vielen unschädlichen können sich darunter aber auch sehr gefährliche Arten befinden, die sogenannten pathogenen Bakterien, welche als die Erreger zahlreicher ansteckender Krankheiten nachgewiesen sind.

Enthalten die städtischen Abwässer solche Ansteckungskeime, von denen namentlich die Erreger von Typhus, Cholera und anderen Darmkrankheiten in Betracht kommen, oder aber Gifte und andere, durch ihre chemischen Bestandteile nachteilig wirkenden Stoffe, so können durch deren Einleitung in die Vorflutgewässer unter der an den Ufern

wohnenden oder unter der Schifffahrt treibenden Bevölkerung ansteckende Krankheiten oder sonstige gesundheitliche Schädigungen hervorgerufen werden. Vielfach werden dadurch und durch die zugeführten Schmutzstoffe auch die auf die Benutzung des Wassers angewiesenen landwirtschaftlichen und gewerblichen Betriebe benachteiligt, die Fischzucht wird geschädigt und der Verkehr an den Ufern und in den Badeanstalten arg belästigt.

Deshalb werden im allgemeinen gesundheitlichen und wirtschaftlichen Interesse seitens der Staatsbehörden sämtliche Vorflutgewässer sorgfältig überwacht, und zwar ohne Unterschied, ob es sich um öffentliche oder Privatflüsse, um stehende oder fließende, unterirdische oder oberirdische, geschlossene oder nicht geschlossene Gewässer handelt. Es dürfen umfänglichere, zur Abführung von unreinen Abgängen bestimmte Kanalisationsanlagen erst dann zur Ausführung gebracht werden, wenn die Entwürfe seitens der Staatsbehörden genehmigt sind. Hierbei werden, wenigstens in Preußen, in der Regel Anlagen zur Reinigung der Abwässer gefordert.

2. Selbstreinigung der Vorflutgewässer.

Unter günstigen Verhältnissen werden die in die Vorflutgewässer eingeführten Schmutzstoffe und Abfälle sehr schnell in unschädliche Verbindungen umgewandelt und die Bakterien vermindert, so daß das Wasser des Vorfluters die Verunreinigungen verliert und seine ursprüngliche Beschaffenheit wieder annimmt.

Diese im wesentlichen durch den Einfluß des Lichtes, der Wärme, des Sauerstoffs und zahlreicher Bakterien, sowie durch Tier- und Pflanzenleben hervorgerufene sogenannte „Selbstreinigung der Flüsse“ hängt ab einerseits von der Menge und Beschaffenheit der Abwässer, andererseits von der Wasserführung und Beschaffenheit des Vorfluters. Sie tritt um so eher und wirkungsvoller ein, je größer die Wassermenge des Vorfluters im Verhältnis zu der größten Schmutzwassermenge und somit die dadurch bewirkte Verdünnung der letzteren ist, je reiner das Abwasser und das Wasser des Vorfluters ist, je rascher das letztere fließt, je länger die durchflossene Strecke und je günstiger das Flußbett gestaltet ist, je schneller und gleichmäßiger sich die Abwässer mit dem Vorflutgewässer vermischen und je mehr dabei die Wassermassen durcheinander kommen und mit Luftblasen gesättigt werden.

3. Anforderungen an die Reinigungsanlagen.

Die Ansprüche, welche man an den Reinigungsgrad des dem Vorfluter zugeführten Abwassers und somit an die auszuführenden Reinigungsanlagen zu stellen hat, werden wegen der Verschiedenartigkeit

der Abwässer und der Vorflutverhältnisse sehr verschieden ausfallen; sie können nicht durch allgemeine Vorschriften festgelegt, sondern müssen von Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen bestimmt werden. Die richtigen Maßnahmen zu treffen ist schwer, und die Entscheidung hierüber erfordert eingehende Sachkenntnis und jahrelange Erfahrungen, so daß der Entwurf von Reinigungsanlagen am besten Spezialingenieuren vorbehalten bleibt. Die Stelle, an der man sich am besten über die auf diesem Gebiete herrschenden Schwierigkeiten unterrichten und sachverständigen unparteiischen Rat erhalten kann, ist die Königliche Landesanstalt für Wasserhygiene in Berlin-Dahlem, Ehrenbergstraße 38/42. Hier werden auf dem Gebiete der Abwasserreinigung alle Fortschritte und Neuerungen geprüft, die gemachten Erfahrungen gesammelt und auf Antrag von Behörden und Privaten gegen Gebühren Untersuchungen ausgeführt, Gutachten erstattet und Ratschläge erteilt. Die Geschäftsanweisung, die Gebührenordnung und die sonstigen Druckschriften werden unentgeltlich abgegeben.

Hohe Anforderungen werden an die Abwasserreinigung gestellt werden müssen, wenn große Städte mit erheblichen, stark verunreinigten Abwässern und kleine Wasserläufe mit geringen und schmutzigen Abflüßmengen, mit schwacher oder wechselnder Strömung, mit seichtem, schlammigem Bett und flachen, weit ausgebuchteten, stark besiedelten Ufern in Frage kommen, deren Anwohner auf den Gebrauch des Wassers für gewerbliche oder landwirtschaftliche Betriebe angewiesen sind.

Mäßige Ansprüche wird man an die Abwasserreinigung stellen, wenn es sich um kleinere Gemeinden mit geringen oder wenig verunreinigten Abwässern und um große Vorflutgewässer mit hoher Stromgeschwindigkeit und starken, reinen Zuflüssen mit festem, kiesigem oder felsigem Bett und schwachbesiedelten Ufern handelt.

Bei ungünstigen Vorflutverhältnissen ist zu untersuchen, ob nicht durch Uferverbesserungen, Flußregulierungen, Ausführung von Durchstichen, Beseitigung von Stauanlagen und Abflüßhemmnissen und Anordnung von Sammelteichen zur Zurückhaltung des Hochwassers und Verstärkung des Niedrigwassers eine dauernde Verbesserung der Vorflut geschaffen werden kann.

4. Allgemeine Anordnung der Reinigungsanlagen.

In erster Linie ist die Zusammenführung sämtlicher Abwässer eines Ortes an einem einzigen Punkte zu erstreben, da dann der Betrieb vereinfacht, verbilligt und besser überwacht werden kann. So werden z. B. bei der Kanalisation der Stadt Magdeburg (Abb. 107) die Abwässer sämtlicher, durch mehrere Stromarme getrennter Stadtteile an einem einzigen Punkte *P* zusammengeführt und von hier fortgepumpt.

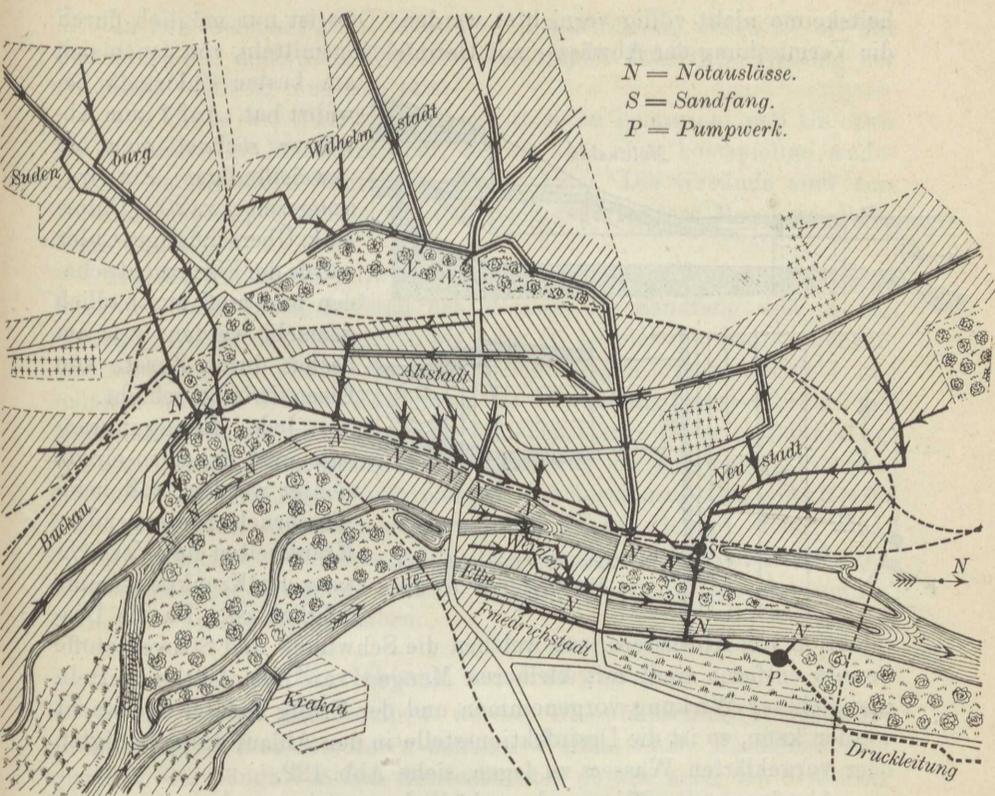


Abb. 107. Hauptkanäle der Stadt Magdeburg.

Am besten geeignet ist hierfür eine außerhalb der städtischen Bebauung, stromab und nicht weit vom Vorfluter, aber hochwasserfrei gelegene, wenig besiedelte Gegend und womöglich eine solche Stelle, an welcher der Vorfluter mit starker Strömung und zwischen festen Ufern dahinfließt, und wo er, falls Stromspaltungen vorkommen, seine gesamte Wassermasse wieder vereinigt abführt. Das Abwasser soll nicht in stillstehendes Wasser, also nicht in Uferbuchten, Teiche, Hafenbecken und oberhalb von Stauanlagen eingeleitet werden, sondern in fließendes Wasser und möglichst in die stärkste Strömung, also vom Ufer ab und an tiefer Stelle, so daß eine schnelle und gleichmäßige Vermischung des Abwassers mit dem Vorflutwasser gesichert ist, s. Abb. 108.

Die Größe des Platzes muß so bemessen sein, daß sie auch für die fernsten Zeiten ausreicht und jede Erweiterung leicht ausgeführt werden kann.

Auch durch das beste Reinigungsverfahren können etwaige Krank-

heitskeime nicht völlig vernichtet werden. Dies ist nur möglich durch die Vermischung der Abwässer mit Desinfektionsmitteln, von denen sich

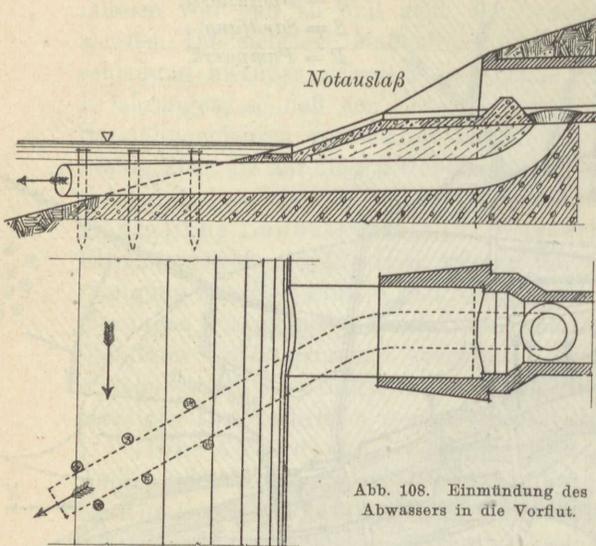


Abb. 108. Einmündung des Abwassers in die Vorflut.

am besten Chlorkalk bewährt hat. Auf 1 cbm Abwasser rechnet man bei zweistündiger Einwirkungszeit etwa 200g Chlorkalk. Überschüssiges Chlor würde der Fischzucht schaden und muß unschädlich gemacht werden, was am besten durch Zusatz von Eisenvitriol geschieht.

Jede Reinigungsanlage muß daher so eingerichtet werden, daß beim Ausbruch ansteckender Krankheiten eine Vernichtung der Krankheitskeime möglich ist. Da die Des-

infektion von Abwässern, aus welchen die Schwimm- und Schwebestoffe bereits entfernt sind, mit kleineren Mengen von Desinfektionsmitteln und sicherer Wirkung vorgenommen und der Erfolg leichter überwacht werden kann, so ist die Desinfektionsstelle in den Ablauf des gereinigten oder vorgeklärten Wassers zu legen, siehe Abb. 122.

Abwässer mit giftigen oder schädlichen salzigen, oder sauren oder heißen Abflüssen aus einzelnen größeren gewerblichen Betrieben werden am besten an der Erzeugungsstelle unschädlich gemacht und erst dann in das Kanalnetz eingeleitet.

II. Hebung der Abwässer.

1. Anordnung des Pumpwerkes.

Ermöglicht die Höhenlage des Stadtgebietes die Zuleitung der Abwässer auf die Kläranlagen mittels natürlichen Gefälles, so ist diese Anordnung immer die beste. Sie ist auch dann in Aussicht zu nehmen, wenn dadurch eine längere Zuleitung oder die Durchquerung eines Höhenzuges zur Gewinnung eines tieferen Nebentales notwendig werden sollte, weil die Betriebskosten für die Hebung der Abwässer in der Regel erheblich höher sind als die Zinsen und Unterhaltungskosten der längeren Zuleitung. Eine Gegenüberstellung der Kosten wird hierüber zu entscheiden haben.

In den meisten Fällen, besonders im Flachlande, wird aber die mit beträchtlichen dauernden Unkosten verknüpfte künstliche Hebung der Abwässer nicht zu umgehen sein.

Die Größe der Maschinenanlage ist so zu bemessen, daß sie etwa für die ersten 10 Jahre ausreicht, daß sie aber ohne kostspielige Änderungen nach Bedarf vergrößert werden kann. Die Gebäude sind von vornherein so groß anzulegen, daß noch eine weitere Maschine darin Platz findet.

Da der Zufluß der Abwässer fortwährenden Schwankungen unterliegt, so kann durch Aufstau des Wassers im Sandfang und in der unteren Strecke des Sammelkanals oder in besonderen Sammelbecken ein Ausgleich zur Erzielung eines gleichmäßigen Pumpenbetriebs geschaffen werden. Die zur Förderung des Abwasserzuflusses erforderliche Maschinenkraft ist auf mehrere verschieden starke Einzelmaschinen zu verteilen, damit durch geschickte Gruppierung der arbeitenden Pumpen stets eine, den jeweiligen Fördermengen sich anschmiegende, volle Kraftausnutzung jeder Maschine und somit ein billiger Betrieb erzielt wird. Selbst bei kleineren Anlagen sollte die erforderliche Gesamtleistung auf mindestens zwei Maschinen verteilt werden, um wenigstens eine immer sicher zur Verfügung zu haben.

2. Einrichtung des Pumpwerkes.

Zum Antrieb der Pumpen werden Dampfmaschinen, Gaskraftmaschinen und Elektromotoren benutzt. Welche dieser Maschinen vorzuziehen ist, hängt von den Betriebskosten ab, die nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden sein können.

Dampfmaschinen beanspruchen einen größeren Raum für Maschinen- und Kesselanlage und längere Zeit zum Anlassen der Pumpen. Leuchtgasmaschinen und Elektromotoren sind in wenigen Sekunden betriebsfertig, so daß sie bei Anlagen mit unterbrochenem oder infolge von Regengüssen plötzlich zu verstärkendem Betriebe große Vorzüge aufweisen. Sehr billig arbeiten Sauggasmaschinen, die zweckmäßig auch mit der Leuchtgasleitung verbunden werden, so daß sie im Bedarfsfalle sofort mit Leuchtgas angelassen und so lange betrieben werden können, bis die Generatoren das billigere Sauggas herzugeben vermögen. Die Umschaltung wird in wenigen Minuten bewirkt. Elektromotoren erfordern den geringsten Raum und wenig Beaufsichtigung, sie sind stets betriebsfertig und arbeiten bei niedrigem Elektrizitätspreise sehr vorteilhaft.

Als Abwasserpumpen werden bei geringen Hubhöhen von 4—6 m Saughöhe und 8—10 m Druckhöhe Kreiselpumpen mit 60—70% Nutzleistung, bei größeren Förderhöhen Saug- und Druckpumpen mit 85% und mehr Nutzleistung verwendet. Kreiselpumpen sind billig, wenig

empfindlich, gut zugänglich, schnell zu reinigen, in Ordnung zu bringen und aufzustellen und nehmen wenig Platz ein. Für größere Fördermengen von etwa 15—20 sl an sind schnellaufende Kolbenpumpen mit 40—60 Hub in der Minute zurzeit sehr beliebt.

3. Berechnung der Maschinenstärke.

Die Maschinenstärke hängt ab von der sekundlichen Fördermenge und der Förderhöhe. Die Fördermenge wird aus dem sekundlichen Wasserverbrauch der Bevölkerung und der Einwohnerzahl berechnet, die Förderhöhe aus dem senkrechten Abstand zwischen dem niedrigsten Wasserspiegel im Pumpensumpf und dem höchsten Wasserstand am Auslauf der Druckleitung. Bei Rieselfeldern würde dies der höchste Wasserspiegel im Standrohr sein, s. Abb. 109. Zu dieser geometrischen Förderhöhe h_1 tritt noch der Druckhöhenverlust, den die Maschine zur Überwindung der Reibungs- und sonstigen Bewegungswiderstände in der Abflußleitung aufzuwenden hat $= h_2$ hinzu, so daß die tatsächlich von der Maschine zu leistende Gesamthöhe, die sogenannte manometrische Förderhöhe sich ergibt zu $h = h_1 + h_2$. Der Druckhöhenverlust berechnet sich nach der Formel von Darcy zu

$$h_2 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d}\right) \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

hierin ist d der Durchmesser und l die Länge der Leitung, v die Geschwindigkeit der Durchflußmenge $= \frac{Q}{F}$ und g die Erdbeschleunigung $= 9,81$; alle Maße sind in m einzusetzen.

Wird die sekundliche Fördermenge mit Q bezeichnet und in Litern eingesetzt und die Förderhöhe h in m , so berechnet sich die von der Maschine zu leistende Arbeit $= h \cdot Q$ in mkg , oder da 1 Pferdestärke $= 1 P.S = 75 mkg$ ist, die Anzahl der erforderlichen Pferdestärken zu $N = \frac{h \cdot Q}{75}$. Wird die Nutzleistung der Pumpe und der Antriebsmaschine zu je 85% angenommen, so ergibt sich die Anzahl der von der Antriebsmaschine tatsächlich aufzuwendenden Pferdestärken zu

$$N = \frac{h \cdot Q}{75} \cdot \frac{100}{85} \cdot \frac{100}{85}$$

Beispiel 27: Eine Stadt von 10000 Einwohnern, einem jährlichen Bevölkerungszuwachs von 2% und einem durchschnittlichen täglichen Wasserverbrauch von 72 l, somit einem stärksten Stundenverbrauch von $\frac{1}{10} \cdot 72 = 7,2$ l oder in der Sekunde $= \frac{7,2}{60 \cdot 60} = \frac{1}{500}$ sl auf den Kopf ist nach dem Mischsystem kanalisiert. Das Regenwasser darf erst dann durch die Notauslässe in den Fluß treten, wenn das Hauswasser mit der doppelten Regenwassermenge verdünnt ist, also das Dreifache des stärksten Trockenwetterabflusses

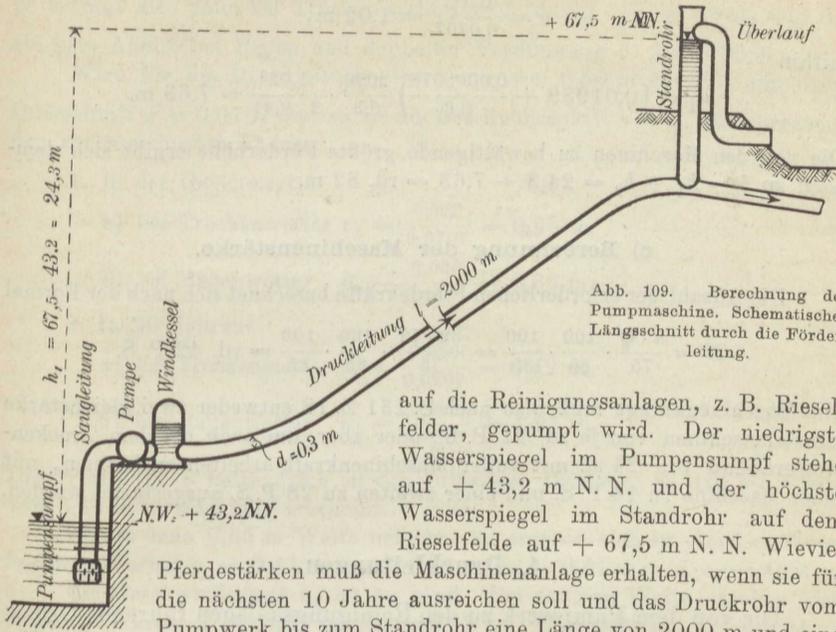


Abb. 109. Berechnung der Pumpmaschine. Schematischer Längsschnitt durch die Förderleitung.

auf die Reinigungsanlagen, z. B. Rieselfelder, gepumpt wird. Der niedrigste Wasserspiegel im Pumpensumpf stehe auf + 43,2 m N. N. und der höchste Wasserspiegel im Standrohr auf dem Rieselfelde auf + 67,5 m N. N. Wieviel

Pferdestärken muß die Maschinenanlage erhalten, wenn sie für die nächsten 10 Jahre ausreichen soll und das Druckrohr vom Pumpwerk bis zum Standrohr eine Länge von 2000 m und eine Lichtweite von 30 cm besitzt? (Abb. 109.)

a) Berechnung der Fördermenge Q .

Der gegenwärtigen Einwohnerzahl E entspricht bei einem jährlichen Zuwachs von $p\%$ nach n Jahren eine Einwohnerzahl $E_n = E \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$, also in unserem Falle $E_n = 10000 \left(1 + \frac{2}{100}\right)^{10} = 12190$ und die sekundliche Hauswassermenge = $12190 \cdot \frac{1}{500} = 24$ sl. Bei Regenwetter ergibt sich infolge der vorgeschriebenen doppelten Verdünnung sonach die auf die Rieselfelder zu pumpende größte Fördermenge zu $3 \cdot 24 = 72$ sl, oder in cbm $Q = 0,072$.

b) Berechnung der Förderhöhe h .

Die geometrische Hübhöhe ist $h_1 = 67,5 - 43,2 = 24,3$ m. Der Druckhöhenverlust berechnet sich nach der Formel

$$h_2 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d}\right) \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g};$$

hierin ist $d = 0,3$ m und $l = 2000$ m; $g = 9,81$ m und $v = \frac{Q}{F}$; da $Q = 0,072$ cbm und $d = 0,3$, so ist $F = 0,0707$ qm, also

$$v = \frac{0,072}{0,0707} = 1,02 \text{ m,}$$

mithin

$$h_2 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,3} \right) \frac{2000}{0,3} \cdot \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,81} = 7,63 \text{ m.}$$

Die von den Maschinen zu bewältigende größte Förderhöhe ergibt sich demnach zu $h = h_1 + h_2 = 24,3 + 7,63 = \text{rd. } 32 \text{ m.}$

c) Berechnung der Maschinenstärke.

Die Anzahl der erforderlichen Pferdekräfte berechnet sich nach der Formel

$$N = \frac{h \cdot Q}{75} \cdot \frac{100}{85} \cdot \frac{100}{85} = \frac{32 \cdot 72}{75} \cdot \frac{100}{85} \cdot \frac{100}{85} = \text{rd. } 42 \text{ P. S.}$$

Die Maschinenanlage muß also nach S. 131 Z. 18 entweder zwei gleichstarke Einzelmaschinen von je rd. 21 P. S., oder aber, um auch bei dem Trockenwetterabfluß von 24 sl. mit voller Maschinenkraft arbeiten zu können, mit einer Maschine zu 14 P. S. und einer zweiten zu 28 P. S. ausgestattet werden.

4. Druckleitungen.

Die von dem Pumpwerk zu den Reinigungsanlagen führende Druckleitung ist so zu bemessen, daß sie für eine Reihe von Jahren ausreicht, ohne daß man eine zweite Leitung zu legen hat oder übergroße Durchflußgeschwindigkeiten erhält, welche Rohre und Maschinenanlage nachteilig beeinflussen. Andererseits darf die Rohrweite nicht zu groß genommen werden, damit nicht ungenügende Durchflußgeschwindigkeiten eintreten, die zu Schlammablagerungen und Krustenbildung Veranlassung geben. Am besten ist es, die Weite so zu wählen, daß die Rohrleitung auch noch für die in etwa 20 Jahren zu erwartende stärkste Abflußmenge genügt, ohne daß die Geschwindigkeit 1,25—1,5 m übersteigt, daß ferner in der Gegenwart beim Trockenwetterabfluß eine Geschwindigkeit von 25—30 cm nicht unterschritten und beim stärksten Regenabfluß eine solche von 70—80 cm erreicht wird, um die abgesetzten Schlammteile wenigstens zeitweise fortzuspülen.

Beispiel 28: Welche Weite muß die Druckleitung im Beispiel 27 erhalten?

Die gegenwärtige Bevölkerung weist 10000 Einwohner auf, der Trockenwetterabfluß bei $\frac{1}{500}$ sl auf den Kopf beträgt also $10000 \cdot \frac{1}{500} = 20 \text{ sl}$, und der stärkste Abfluß bei Regenwetter und doppelter Verdünnung $3 \cdot 20 = 60 \text{ sl}$.

Soll die Rohrleitung noch in 20 Jahren ausreichen, so ist die Einwohnerzahl gewachsen auf

$$E_n = E \left(1 + \frac{p}{100} \right)^n = 10000 \left(1 + \frac{2}{100} \right)^{20} = 14860 = \text{rd. } 15000,$$

es beträgt also dann der Trockenwetterabfluß $15000 \cdot \frac{1}{500} = 30$ sl, und der stärkste Abfluß bei Regen und doppelter Verdünnung $3 \cdot 30 = 90$ sl.

Wird für die Druckleitung eine Weite von 0,30 m gewählt mit einem Querschnitt $F = 0,0707$ qm, so ist die Geschwindigkeit $v = \frac{Q}{F}$, entsprechend den vorbezeichneten Fällen,

1. in der Gegenwart:

a) bei Trockenwetter $v_1 = \frac{0,020}{0,0707} = 0,28$ m,

b) bei Regenwetter $v_2 = \frac{0,060}{0,0707} = 0,85$ m;

2. in 20 Jahren:

a) bei Trockenwetter $v_3 = \frac{0,030}{0,0707} = 0,42$ m,

b) bei Regenwetter $v_4 = \frac{0,090}{0,0707} = 1,27$ m.

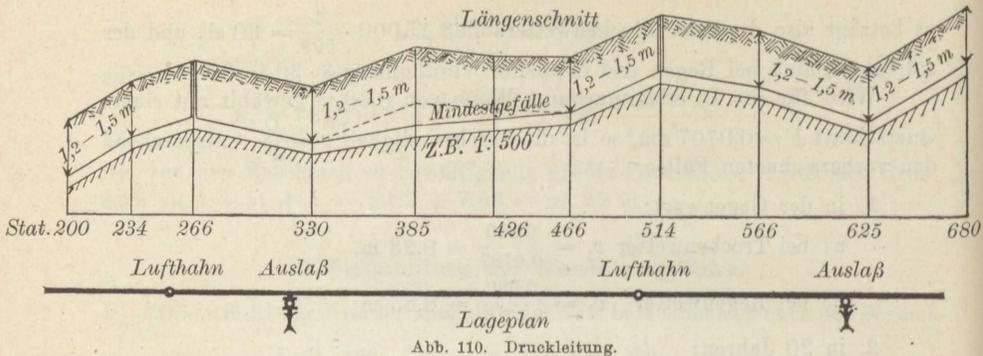
Die Werte für v halten sich in den zulässigen Grenzen, so daß die Weite von 0,30 m zweckmäßig erscheint.

Würde man 0,25 m Weite nehmen, so ergeben sich in gleicher Weise folgende Werte: $v_1 = 0,41$ m, $v_2 = 1,22$ m, $v_3 = 0,61$ m und $v_4 = 1,83$ m, d. h. die Geschwindigkeit v_4 ist zu groß. Bei 0,35 m Weite ergeben sich folgende Werte: $v_1 = 0,21$ m, $v_2 = 0,62$ m, $v_3 = 0,31$ m, $v_4 = 0,94$ m, d. h. v_1 und v_2 , die Geschwindigkeiten in der Gegenwart, sind zu klein.

Die Druckleitungen werden gewöhnlich aus gußeisernen Muffenrohren mit Bleidichtung, und nur bei hohem Grundwasserstande, wegen des schwierigen Bleivergusses aus den weniger nachgiebigen Flanschenrohren hergestellt, deren Flanschen mit Dichtungsringen aus Gummi auch im Wasser fest miteinander verschraubt werden können. Auf schlechtem, nachgiebigem Boden, auf schwankenden Überbrückungen oder an Stellen, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind, werden schmiedeeiserne Rohre vorgezogen, da sie Senkungen und Schwankungen besser widerstehen, ohne zu brechen.

Über Muffen- und Flanschenrohre siehe Näheres bei Teil II Wasserversorgung.

Die Rohre sind frostfrei, also mit 1,2—1,5 m Bodenüberdeckung und mit Längsgefälle zu verlegen. In den tiefsten Knickpunkten des dem Gelände möglichst anzuschmiegenden Längenprofils werden Auslaßschieber angeordnet, um bei Ausbesserungen die Leitung leicht entleeren zu können, und an den höchsten Knickpunkten Lufthähne oder Hydranten zum Ablassen von Luft- und Gasansammlungen, da diese sonst den Wasserdurchfluß hindern würden. Wie bei Geländeknickungen Wechsel in der Gefälle-richtung der Rohre und somit Lufthähne und Auslässe durch Gefälleänderungen vermieden werden können, ist aus Abb. 110 zwischen Stat. 330 und 466 zu ersehen.



Die Verlegungs- und Dichtungsarbeiten müssen sehr sorgfältig ausgeführt werden. Ratsam ist die Anordnung einer Dichtigkeitsprobe vor dem Verfüllen der Baugrube, wobei der mittels einer Kesselprobierpumpe erzeugte Wasserdruck, der dem doppelten normalen Betriebsdruck zu entsprechen hat, mindestens eine Viertelstunde von der Rohrleitung ausgehalten werden muß, ohne daß der Zeiger des Probiermanometers zurückgehen darf.

III. Reinigungsanlagen.

1. Übersicht über die verschiedenen Arten der Abwasserreinigung.

Zurzeit kommen für die Reinigung städtischer Abwässer in Betracht das Rieselfverfahren, die biologische Reinigung, die mechanische Klärung und die chemische Reinigung.

Von wesentlichem Einfluß auf die Wahl des Reinigungsverfahrens ist die Beschaffenheit des Vorfluters und des Abwassers sowie das Kanalisationssystem. Je reiner ein Kanalnetz gehalten und je häufiger es durchspült wird, je stärker die Kanalgefälle sind, und je schneller das Wasser zum Abfluß kommt, um so reiner, frischer und weniger faulig ist das Abwasser. Stark verdünntes, frisches Wasser ist leichter zu reinigen als dickes, fauliges Wasser. Die Abwässer des Mischsystems sind schwerer zu behandeln als die des Trennsystems, weil letztere bezüglich ihrer Menge und Zusammensetzung wegen des Ausschlusses der Niederschläge gleichartiger sind. Beim Mischsystem muß auch ein Teil des Regenwassers gereinigt werden, wodurch eine erhebliche Vergrößerung der Reinigungsanlagen erforderlich und deren Betrieb erschwert wird.

Nach den Anforderungen, welche man mit Rücksicht auf den Vorfluter und die Beschaffenheit der Abwässer an die Reinigung der letzteren stellen muß, ist das Reinigungsverfahren zu bestimmen.

Das vollkommenste, wirksamste und beste Verfahren ist die **Berieselung**. Hierbei können die Sink-, Schweb- und Schwimmstoffe sowie die Bakterien gänzlich und die gelösten Bestandteile nahezu aus dem Abwasser zurückgehalten werden. Daher ist das Rieselfverfahren stets in erster Linie und namentlich da in Aussicht zu nehmen, wo ein wasserarmer, träge fließender Vorfluter mit besiedelten, flachen Ufern stark verunreinigte Abwässer aufnehmen muß. Stehen geeignete Landflächen in erreichbarer Nähe in der erforderlichen Größe zu mäßigem Preise zur Verfügung, so ist es infolge der landwirtschaftlichen Ausnutzung gewöhnlich auch das billigste Verfahren. Die reinen Betriebsausgaben werden bei zweckmäßig angelegten und bewirtschafteten Rieselfeldern in der Regel gedeckt, ja es ergibt sich sogar meistens ein Überschuß. Die übrigen Verfahren sind gewöhnlich um so teurer, je besser sie die Abwässer zu reinigen vermögen.

Der Berieselung kommt in bezug auf die Wirkung am nächsten das **biologische Verfahren**, das deshalb so genannt wird, weil durch die Lebenstätigkeit gewisser Bakterien die Fäulnisfähigkeit der Abwässer beseitigt werden kann, so daß diese unbedenklich den Vorflutern zugeführt werden dürfen.

Das biologische Verfahren ist daher dort in Aussicht zu nehmen, wo wegen ungünstiger Vorflut- und Abwasserverhältnisse eigentlich die Berieselung gewählt werden müßte, aber wegen Fehlens geeigneter Bodenflächen nicht anwendbar ist. Die Betriebskosten stellen sich gegenüber den anderen Verfahren am höchsten. Eine Vernichtung der krankheitserregenden Bakterien ist hierbei aber nicht zu erzielen; es kann dies nur durch eine anschließende Desinfektion des geklärten Wassers erreicht werden.

Die **mechanische Klärung** beschränkt sich auf die Entfernung der größten Verunreinigungen, und werden hierbei lediglich die Schwimmstoffe und die gröberen Sinkstoffe zurückgehalten. Die feineren Verunreinigungen, die Bakterien und die gelösten Stoffe gelangen unvermindert in den Vorfluter. Daher kann dieses Verfahren nur dort angewendet werden, wo stark verdünntes Abwasser in einen wasserreichen, schnellfließenden Vorfluter mit günstig gestalteten, schwach besiedelten Ufern eingeleitet wird. Die Betriebskosten sind dem erzielten geringen Reinigungserfolge entsprechend niedriger als beim biologischen Verfahren.

Die **chemische Reinigung**, bei welcher dem Abwasser nach einer gründlichen Vorklärung chemische Fällungsmittel zugesetzt werden, ist die teuerste. Die aufgewendeten Kosten stehen nicht im richtigen Verhältnisse zu der erzielten Wirkung, und die Anwendung dieses Verfahrens ist nur da berechtigt, wo giftige oder schädliche Stoffe aus gewerblichen Betrieben unschädlich gemacht werden sollen, was beim biologischen und mechanischen Verfahren nicht zu erzielen ist.

2. Die Berieselung.

a) Einfluß des Untergrundes.

Die Abwässer werden hierbei auf eingeebnete Ackerflächen gebracht und gleichmäßig verteilt; nach Durchsickern der Bodenschichten werden sie entweder in Drainleitungen wieder gesammelt und den öffentlichen Wasserläufen zugeführt, oder sie versinken unmittelbar in das Grundwasser. Beim Durchgang durch die Bodenschichten werden die Sink- und Schwebestoffe vollständig zurückgehalten. Die Bakterien und die gelösten Bestandteile werden durch den Einfluß anderer Bakterien und durch Oxydation umgewandelt und zum großen Teile von den Pflanzen aufgenommen und zu deren Ernährung verbraucht, so daß das abfließende Wasser klar und rein und nahezu frei von gelösten organischen Stoffen ist und jedem Wasserlauf unbedenklich zugeführt werden kann.

Am besten ist die Durchlüftung und somit die oxydierende Wirkung bei sandigem Untergrunde. Aber auch magerer Lehm- boden ist für Rieselzwecke noch gut verwendbar. Fetter, undurchlässiger Lehm- und Tonboden sowie Kalk- und Mergelschichten sind wenig geeignet und vertragen nur eine geringe Belastung mit Rieselwasser.

Da die aufgebrachten Wassermengen ganz oder teilweise in das Grundwasser abfließen können, so sind Rieselfelder möglichst weit

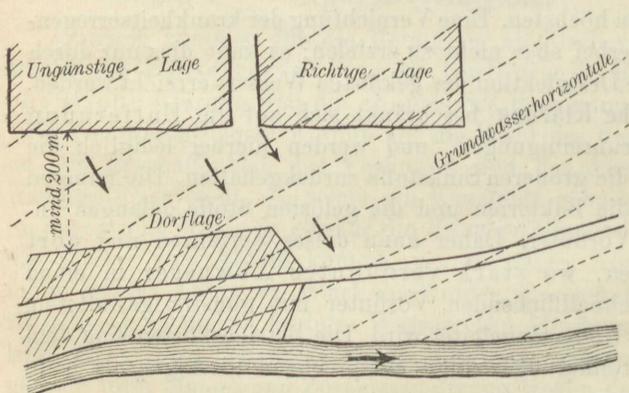


Abb. 111. Lage der Rieselfelder.

von den Ortschaften abzurücken oder aus der etwa auf das Dorf gerichteten Grundwasserströmung heraus seitlich zu verschieben, um etwaigen Beschwerden der Dorfbewohner wegen Verschlechterung ihres Brunnenwassers von

vornherein aus dem Wege zu gehen (Abb. 111).

Unbedingt notwendig ist daher die vorherige Klarstellung der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse auf dem für Rieselfelder in Aussicht genommenen Gelände, insbesondere die Ermittlung der Lage der undurchlässigen Schichten und der Grundwasserströmung. Die Grundwasserströmung wird in der Weise festgestellt, daß ver-

rohrte Bohrlöcher angelegt und in ihnen längere Zeit hindurch die Wasserspiegelhöhen beobachtet, die Ergebnisse in einen Plan eingetragen und die Höhengschichtenlinien der Grundwasserstände eingezeichnet werden; die Grundwasserströmung läuft dann stets senkrecht zu den Höhengschichtenlinien

(Abb. 112). In dieser Richtung sollte die untere Grenze des Rieselfeldes einen Abstand von

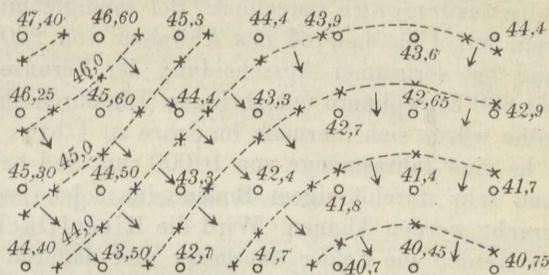


Abb. 112. Ermittlung der Grundwasserströmung.

mindestens 200 m von den nächsten Brunnen einhalten. Liegt die undurchlässige Schicht, auf welcher das Rieselwasser abströmt, sehr hoch, so kann durch einen bis auf diese Schicht eingeschnittenen Entwässerungsgraben längs des unteren Randes des Rieselfeldes oder



Abb. 113. Abfangen des gerieselten Wassers.

längs der oberen Dorfgränze das gerieselte Wasser abgefangen und schadlos abgeführt werden, bevor es Versumpfungen auf fremdem Boden hervorruft oder die Brunnen der Ortschaft erreicht (Abb. 113).

b) Größe der Rieselfelder.

Die Flächengröße hängt von der Menge und der Verunreinigung der Abwässer sowie von der Durchlässigkeit der Bodenschichten und deren Mächtigkeit ab. Je weniger Schmutzstoffe das Abwasser enthält, desto mehr Wasser kann auf die Felder gebracht und um so kleiner können diese dann angelegt werden. Deshalb ist eine sorgsame Ausscheidung der Sink- und Schwimmstoffe aus dem Abwasser vor dem Berieseln vorteilhaft und die Anlage eines Sandfangs oder größerer Klärbecken zur Ablagerung des Schlammes am tiefsten Punkte des Kanalnetzes notwendig. Insbesondere wird bei künstlicher Hebung der Abwässer die Zurückhaltung von Sand und größeren Verunreinigungen zur Schonung der Pumpen und Ventile durchaus erforderlich. Die Ausscheidung der größeren Schmutzstoffe läßt sich erreichen, wenn der Durchflußquerschnitt im Sandfang derart vergrößert wird, daß die Geschwindigkeit des Abwassers 5—10 cm nicht überschreitet.

Die Größe der Rieselfläche wird nach der an die Kanalisation angeschlossenen Bevölkerung bzw. nach der unterzubringenden Abwassermenge berechnet. Bei sandiglehmigem Untergrunde kann man auf 1 ha dauernd das Abwasser von 250 bis 400 Einwohnern und bei sorgsamer Ausscheidung der Verunreinigungen das von 500 bis 800 Einwohnern unterbringen. Die durchschnittliche Überrieselungshöhe würde sich hiernach im Jahre zu 1 bzw. 2 m ergeben, mithin auf 1 ha eine Jahresmenge von 10000 cbm und bei sehr guter Vorklärung und sehr durchlässigem Boden eine solche von 20000 cbm untergebracht werden können. Wird die Rieselfläche zu knapp bemessen, so werden die Felder überlastet und dadurch Versumpfungen oder Mißwachs hervorgerufen. Von vornherein ist daher auf eine spätere Vergrößerung der Rieselfläche Rücksicht zu nehmen oder die Abgabe von Rieselwasser an benachbarte Grundstücksbesitzer sicherzustellen.

Beispiel 29: Wieviel Land muß für das sehr sandige Rieselfeld einer Stadt von 10000 Einwohnern mit 2% jährlichem Bevölkerungszuwachs und einem durchschnittlichen täglichen Wasserverbrauch von 72 l auf den Kopf vorgesehen werden, wenn die Fläche für 40 Jahre ausreichen und ein Sandfang angeordnet werden soll, so daß das Abwasser von 400 Einwohnern auf 1 ha untergebracht werden kann?

Berechnung der Rieselfläche.

Die gegenwärtige Einwohnerzahl ist nach 40 Jahren angewachsen auf

$$E_n = E \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n = 10000 \left(1 + \frac{2}{100}\right)^{40} = \text{rd. } 21000$$

Köpfe, mithin sind erforderlich, wenn 400 Einwohner 1 ha Rieselfeld beanspruchen, $\frac{21000}{400} = 52,5$ ha. Der gegenwärtigen Bevölkerung von 10000

Einwohnern entsprechen $\frac{10000}{400} = 25$ ha Rieselfeld, welche sofort herzurichten sind, während die übrige einstweilen zu verpachtende Fläche später nach Bedarf hinzugenommen werden kann.

Berechnung der Abwassermenge.

Die gegenwärtige jährliche Abwassermenge berechnet sich für 10000 Einwohner, 365 Tage und 72 l durchschnittlichen Wasserverbrauch zu

$$10000 \cdot 365 \cdot 72 = 262800000 \text{ l} = 262800 \text{ cbm};$$

bei 25 ha Rieselfläche kommt davon auf 1 ha $\frac{262800}{25} = 10512$ cbm. In 40 Jahren mit 21000 Einwohnern und 52,5 ha würden sich ebenso ergeben

$$21000 \cdot 365 \cdot 72 = 551880 \text{ cbm}$$

Jahresmenge und $\frac{551880}{52,5} = \text{rd. } 10512$ cbm auf 1 ha.

Die auf 1 ha entfallende Abwassermenge kann also noch als zulässig und somit die Rieselfläche als ausreichend erachtet werden, wenn die Stadt nach dem Trennsystem entwässert werden soll. Wird jedoch das Mischsystem gewählt, so ist wegen des Zuschusses an Regenwasser, der erfahrungsmäßig auf etwa $\frac{1}{3}$ der Wirtschaftswässer geschätzt werden kann, eine Vergrößerung der berechneten Rieselfläche von 25 ha bzw. 52,5 ha um $\frac{1}{3}$, also eine Flächengröße von rd. 34 ha bzw. 70 ha in Aussicht zu nehmen.

c) Zuleitung des Rieselwassers.

Die Anlage des Rieselfeldes ist so zu treffen, daß das Rieselwasser auch an die entferntesten und höchstgelegenen Stellen gelangen kann. Die Zuführung der Abwässer erfolgt daher von der Hauptdruckleitung aus in Zweigleitungen und offenen Verteilungsgräben.

Das Hauptdruckrohr wird bis zur höchsten Stelle des Rieselfeldes geführt und endet hier als oben offenes Standrohr, das durch einen Überlauf mit einem Einstaubecken verbunden wird, um gleich einem Sicherheitsventil die Druckleitung bei starkem Zufluß oder geschlossenen Auslaßschiebern vor Überlastung oder Zersprengen zu schützen (Abb. 109 und 115). Die Höhe, bis zu welcher das Standrohr hochgeführt werden muß, ist so zu bemessen, daß die freie Wasserspiegelhöhe daselbst ausreicht, um an den ungünstigen Ausläßen der Zweigleitungen das rechnungsmäßige Abwasser zum Abfluß zu bringen (Abb. 115).

Die Zweigleitungen werden ebenso hergestellt und verlegt wie das Hauptdruckrohr. Unter 20 cm Lichtweite geht man nicht herab und berechnet den Querschnitt so, daß auch beim stärksten Durchfluß die Geschwindigkeit von 1 m nicht wesentlich überschritten wird.

An jedem Auslauf wird ein Schlammfang angeordnet, dessen Abmessungen so zu wählen sind, daß möglichst viel Schlamm nieder-

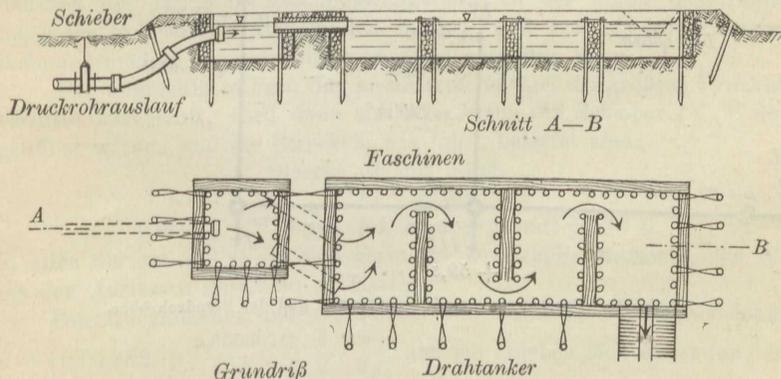


Abb. 114. Schlammfang am Auslauf der Druckleitung.

geschlagen und von den Feldern ferngehalten wird (Abb. 114). Der auf die Felder kommende Schlamm verklebt die Poren, bildet harte Krusten und schädigt die jungen Pflanzen. Die Versorgungsfläche eines Auslaufs wird zur Ersparnis von Erdarbeiten für Zuleitungsgräben nicht über 10—12 ha bemessen. Bei günstiger Geländegestaltung können die Zweigleitungen und sogar die Hauptzuleitungen durch offene Gräben oder besser durch geschlossene Kanäle ersetzt werden.

Beispiel 30: Welche Abmessungen müssen die Zweigleitungen erhalten, und wie hoch ist das Standrohr der Hauptdruckleitung in Beispiel 28 emporzuführen, wenn die Auslässe die nebenbei gezeichnete Lage haben?

I II III usw. bedeuten die Auslässe, Punkt *a* liegt auf + 62,00 m N. N., *b* auf + 60,0, *c* auf + 59,5, *d* auf + 60,5, *e* auf + 57,5, *f* auf + 57,0 und *g* auf + 58,27 m N. N.

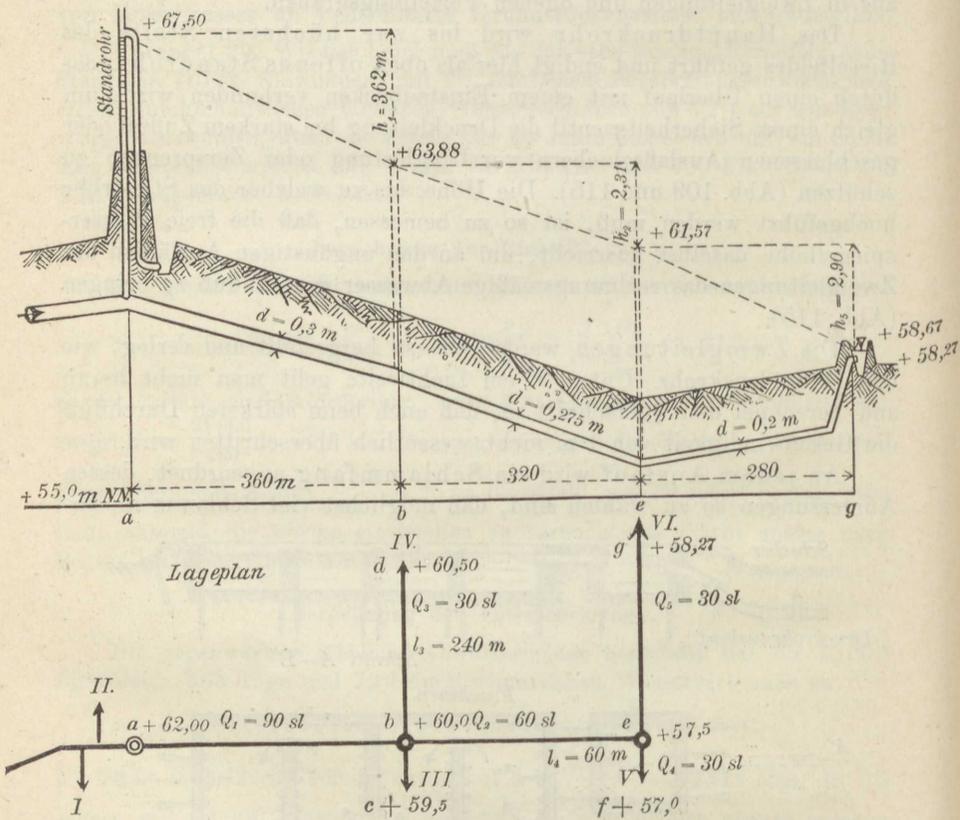


Abb. 115. Berechnung der Zweigleitungen und der Standrohrhöhe.

Berechnung der Zweigleitungen.

Für die Berechnung des Druckrohrs in Beispiel 28 auf S. 134 war der stärkste Abfluß bei Regenwetter zu 90 sl angenommen.

Sollen die Zweigleitungen 20 cm Weite mit einem Querschnitt $F=0,031$ qm nicht unterschreiten, und soll die Geschwindigkeit $v=1$ m nicht übersteigen, so beträgt die größte Durchflußmenge eines Auslasses

$$Q = v \cdot F = 1,0 \cdot 0,031 \text{ cbm} = 31 \text{ sl.}$$

Es müssen also zu gleicher Zeit mindestens 3 Auslaßschieber geöffnet sein, um die 90 sl zum Abfluß zu bringen. Die ungünstigste Beanspruchung wird in unserm Beispiel dann eintreten, wenn die Auslässe *IV*, *V* und *VI* geöffnet sind. Alsdann ist Rohrstrecke *ab* mit 90 sl, Rohrstrecke *be* mit 60 sl und die Rohrstrecken *bd*, *ef* und *eg* sind mit je 30 sl belastet.

Ihrer Weite nach sind bereits bestimmt das Hauptrohr *ab* mit 30 cm und die Zweigleitungen *bd*, *ef* und *eg* mit 20 cm.

Es bleibt also nur noch die Strecke *be* zu berechnen. Die Durchflußmenge derselben ist = 60 sl = 0,06 cbm. Für 1 m Geschwindigkeit würde der Durchmesser sich wie folgt ergeben:

$$Q = v \cdot F = \frac{v \cdot d^2 \pi}{4};$$

da $Q = 60 \text{ sl} = 0,06 \text{ cbm}$ und $v = 1 \text{ m}$ ist, so wird

$$0,06 = 1 \cdot \frac{d^2 \pi}{4};$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06}{3,14}} = 0,277 \text{ m.}$$

Hierfür wird die nächstpassende, im Handel vorkommende Weite von 27,5 cm genommen (Abb. 115).

Berechnung der Standrohrhöhe.

Der Wasserspiegel muß im Standrohr so hoch ansteigen können, daß dadurch die gesamten Reibungswiderstände in der hinter dem Standrohr liegenden Rohrleitung überwunden werden, und daß aus jedem Auslaß die rechnungsmäßige Wassermenge von 30 sl austreten kann.

Der ungünstigste Fall, der in unserm Beispiel die größten Druckhöhenverluste hervorruft, wird dann eintreten, wenn die Schieber *IV*, *V* und *VI* geöffnet werden und die Strecken, wie folgt, belastet sind:

Strecke *ab* mit 90 sl,
 „ *be* „ 60 „
 „ *bd*, *ef* und *ge* mit je 30 sl.

In allen übrigen Fällen ist eine geringere Druckhöhe imstande, das Wasser aus den Auslässen austreten zu lassen.

Die Druckhöhenverluste werden berechnet nach der Formel in Beispiel 27:
 $h = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d}\right) \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$, und sie ergeben sich daher für den ungünstigsten Fall wie folgt:

1. Für Rohrstrecke ab mit $d = 0,3$ m; $l = 360$ m; $g = 9,81$ m;
 $F = 0,0707$ qm; $Q = 0,09$ cbm und $v = \frac{Q}{F} = \frac{0,09}{0,0707} = 1,27$ m

$$h_1 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,3} \right) \frac{360}{0,3} \cdot \frac{1,27^2}{2 \cdot 9,81} = 2,13 \text{ m.}$$

2. Für Rohrstrecke be mit $d = 0,275$ m; $l = 320$ m; $F = 0,059$ qm;
 $Q = 0,06$ cbm und $v = \frac{Q}{F} = \frac{0,06}{0,059} = 1,02$ m

$$h_2 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,275} \right) \frac{320}{0,275} \cdot \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,81} = 1,34 \text{ m.}$$

3. Für Rohrstrecke bd mit $d = 0,2$; $l_3 = 240$ m; $F = 0,031$ qm;
 $Q = 0,03$ cbm und $v = \frac{Q}{F} = \frac{0,03}{0,031} = 0,97$ m

$$h_3 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,2} \right) \frac{240}{0,2} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 1,29 \text{ m.}$$

4. Für Rohrstrecke ef mit $l_4 = 60$ m; sonst wie vor

$$h_4 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,2} \right) \frac{60}{0,2} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,32 \text{ m.}$$

5. Für Rohrstrecke eg mit $l = 280$ m; sonst wie vor

$$h_5 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,2} \right) \frac{280}{0,2} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 1,61 \text{ m.}$$

Die berechneten Druckhöhenverluste treffen nur zu bei neuen Rohrleitungen. Durch die bald sich einstellende Krustenbildung werden die Reibungswiderstände und somit die diese überwindenden Druckhöhen größer. Man berücksichtigt dies, wie bei den Wasserrohrberechnungen gezeigt ist, indem man die erhaltenen Zahlen mit einem Erfahrungswerte multipliziert, der bei 20 cm Rohrweite = 1,8, bei 27,5 cm = 1,725 und bei 30 cm = 1,7 anzunehmen ist. Demnach ergeben sich für die wirklichen Druckhöhenverluste die Werte:

$$h_1 = 2,13 \cdot 1,7 = 3,62 \text{ m,}$$

$$h_2 = 1,34 \cdot 1,725 = 2,31 \text{ ,,}$$

$$h_3 = 1,29 \cdot 1,8 = 2,32 \text{ ,,}$$

$$h_4 = 0,32 \cdot 1,8 = 0,58 \text{ ,,}$$

$$h_5 = 1,61 \cdot 1,8 = 2,90 \text{ ,,}$$

Nummehr ist mit Rücksicht auf die Höhenlage der einzelnen Auslässe festzustellen, welcher von diesen die größte Wasserspiegelhöhe im Standrohr verlangt; dabei sei angenommen, daß der Wasserspiegel am Auslaß 40 cm höher stehe als das anliegende Gelände, um dieses mit Sicherheit überrieseln zu können.

1. Befindet sich das Gelände bei d auf $+60,5$ m N. N., der Wasserspiegel am Auslauf also auf $+60,5 + 0,4 = 60,90$ m N. N., so muß der Wasserspiegel im Standrohr auf

$$60,9 + h_1 + h_3 = 60,9 + 3,62 + 2,32 = 66,84 \text{ m N. N.}$$

stehen, damit bei d 30 sl ausfließen können.

2. Liegt das Gelände bei f auf $+57,0$ m N. N., der Wasserspiegel hier also auf $+57,4$ m N. N., so muß im Standrohr eine Wasserspiegelhöhe herrschen

$$= 57,4 + h_1 + h_2 + h_4 = 57,4 + 3,62 + 2,31 + 0,58 = 63,91 \text{ m N. N.}$$

3. Ist endlich das Gelände bei g auf $+58,27$ m N. N., der Wasserspiegel mithin auf $+58,67$ m N. N. angenommen, so ergibt sich der erforderliche Wasserstand im Standrohr auf

$$58,67 + h_1 + h_2 + h_5 = 58,67 + 3,62 + 2,31 + 2,90 = +67,5 \text{ m N. N.}$$

Der höchste Wasserspiegel im Standrohr, dessen Höhe dadurch bestimmt ist, ergibt sich also zu $+67,5$ m N. N.; er tritt dann auf, wenn durch Auslaß V und VI sowie durch III oder IV zusammen 90 sl ausfließen. Eine gleichmäßige Verteilung dieser Wassermenge auf die 3 Auslässe kann durch Stellung der Schieber erzielt werden.

Beispiel 31: Berechnung der Leistungsfähigkeit eines offenen Zuführungsgrabens. Wie groß ist die Wassermenge, welche der anbei gezeichnete Grabenquerschnitt bei 1:400 Gefälle abführen kann? (Abb. 116.)

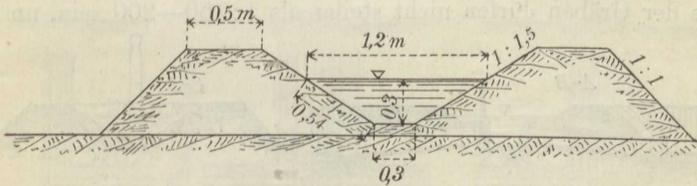


Abb. 116. Querschnitt eines Zuführungsgrabens.

Nach der für Gräben anzuwendenden Formel von Ganguillet und Kutter ist:

$$Q = c \sqrt{\frac{F^3 h}{p l}} \quad \text{und} \quad c = \frac{23 + \frac{0,00155}{h} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{h}\right) \frac{n}{l}} \sqrt{\frac{F}{p}}$$

Hierin ist F der mittlere Querschnitt in qm, p der benetzte Umfang in m, Q die Wassermenge in cbm, $\frac{h}{l}$ das Wasserspiegelgefälle und n ein Erfahrungswert, der für Gräben in Erde mit grabbewachsenen Böschungen = 0,03 gesetzt werden kann.

$$F = \frac{1,2 + 0,3}{2} \cdot 0,3 = 0,225 \text{ qm}; \quad p = 0,3 + 2 \cdot 0,54 = 1,38 \text{ m};$$

$$c = \frac{23 + \frac{0,00155}{1} + \frac{1}{0,03}}{\frac{400}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{400}\right) \sqrt{\frac{0,03}{1,38}}}} = \frac{23 + 0,62 + 33,33}{1 + (23 + 0,62) \frac{0,03}{0,404}} = \frac{56,95}{2,75} = 20,71;$$

$$Q = 20,71 \sqrt{\frac{0,225^3}{1,38} \frac{1}{400}} = 0,093 \text{ cbm} = 93 \text{ sl.}$$

Der Graben vermag also bei 1:400 Gefälle 93 sl abzuführen.

Die Verteilungsgräben erhalten 0,5 m Tiefe, ein- und einhalbfache Böschungen und 0,3 m Breite in der Sohle, welche, um die anliegenden Felder überrieselnzukönnen, über Feldoberkante liegen

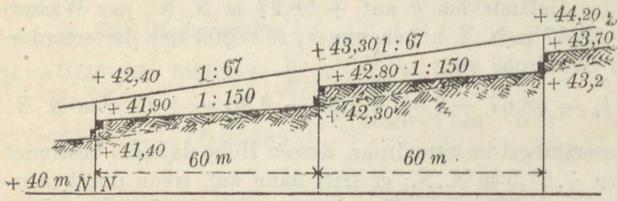


Abb. 117. Gefällabstürze zur Milderung der Sohlengefälle.

muß, so daß die Gräben stets zwischen Dämmen zu führen sind. Die für die Dämme, Gräben und Wege erforderlichen Erdmassen werden von den Feldern abgeschachtet, und die hierzu erforderliche durchschnittliche Abschälungstiefe kann zu 3—5 cm angenommen werden. Die Längsgefälle der Gräben dürfen nicht steiler als 1:150—200 sein, um Sohle

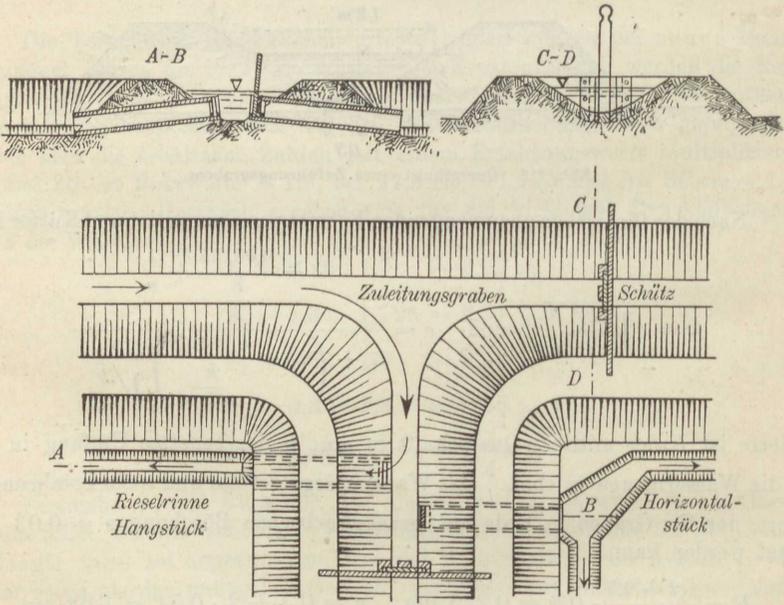


Abb. 118. Zuleitung des Wassers auf die Felder.

und Böschungen gegen Abspülen zu sichern. Die Geschwindigkeit des durchfließenden Wassers soll 0,5—0,6 m nicht überschreiten, andernfalls sind die Gefälle durch abgeplasterte oder betonierte, kaskadenförmige Gefällabstürze zu mildern (Abb. 117). Die Zuleitung des Wassers von den Gräben auf die Felder erfolgt durch hölzerne, mit Karbolineum getränkte Kastenrinnen und Schütze (Abb. 118).

d) Herrichtung der Rieselfelder.

Um ein gleichmäßiges Überrieseln zu erzielen, welches für die Erzeugung eines gleichmäßigen Pflanzenwuchses notwendig ist, müssen die einzelnen Felder, welche je nach der Geländegestaltung als

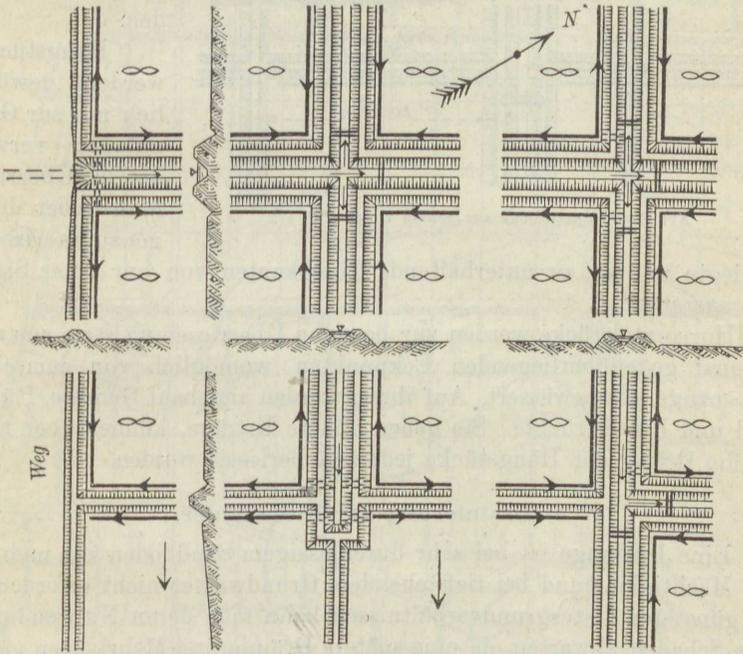


Abb. 119. Horizontalstücke aus Schlag III der Abb. 121.

Horizontalstücke oder Hangstücke hergerichtet werden, völlig eben, bzw. gleicheneigt sein. Die Größe der einzelnen Stücke ist zur Erzielung einer gleichmäßigen Überrieselung derart zu beschränken, daß Horizontalstücke (Abb. 119) nicht mehr als 45 m Breite und 60 m Länge, und Hangstücke (Abb. 120) nicht mehr als 35 m Breite und 45 m Länge erhalten. Die Stücke sind durch 0,3—0,5 m hohe Dämme zu trennen und zu Schlägen oder Blöcken zu vereinigen, die von 3—6 m breiten, über Ackerhöhe liegenden Wirtschaftswegen umfaßt werden (Abb. 121). Soll die Verpachtung der Ackerstücke im ein-

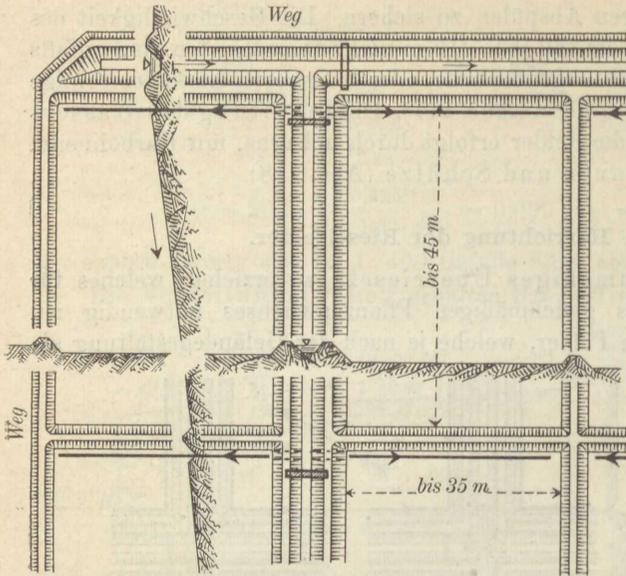


Abb. 120. Hangstücke aus Schlag V der Abb. 121.

zelen in Aussicht genommen werden, so ist die Anlage so zu treffen, daß jedes Stück an einen Weg zu liegen kommt; andernfalls kann an Wegen gespart und der Schlag bis zu 2,5 ha groß angenommen werden.

Hangstücke werden gewöhnlich nur zur Grasnutzung verwendet; die Überrieselung findet durch genau horizontal

angelegte und so zu unterhaltende Rieselkanten von nur einer Stück-ecke aus statt.

Horizontalstücke werden zur besseren Überrieselung stets von zwei diagonal gegenüberliegenden Eckpunkten, womöglich von demselben Grabenzuge aus bewässert. Auf ihnen werden angebaut Gemüse, Rüben, Kohl und Futterfrüchte. Sie geben höhere Erträge, können aber nicht wie die Gräser der Hangstücke jederzeit berieselt werden.

e) Drainierung der Rieselfelder.

Eine Drainage ist bei sehr durchlässigem Sandboden von mehr als 2 m Mächtigkeit und bei tiefstehendem Grundwasser nicht erforderlich. Bei günstigen Untergrundverhältnissen kann man deren Notwendigkeit ohne Schaden abwarten, da eine spätere Drainierung Mehrkosten gegenüber der sofortigen Ausführung nicht bedingt. In lehmigem Boden und bei geringer Stärke der durchlässigen Schichten ist die Drainage aber von vornherein notwendig. Mit Rücksicht auf die gegenüber der gewöhnlichen Ackerdrainage etwa dreimal so große Wassermenge werden bei 1:200 bis 1:300 Mindestgefälle Saugdrains unter 8 cm Weite gewöhnlich nicht verwendet. Die Drainrohrtiefe beträgt 1—1,3 m und der Abstand der Saugstränge 6—8 m bei lehmigem und 8—12 m bei sandigem Boden. Die Hauptentwässerungsgräben erhalten 1,5—1,8 m Tiefe, 0,5—1,0 m Sohlenbreite und Böschungen mit ein- und einhalbfacher Anlage. Vom Längsgefälle gilt das bei den Zuleitungsgräben bereits Gesagte.

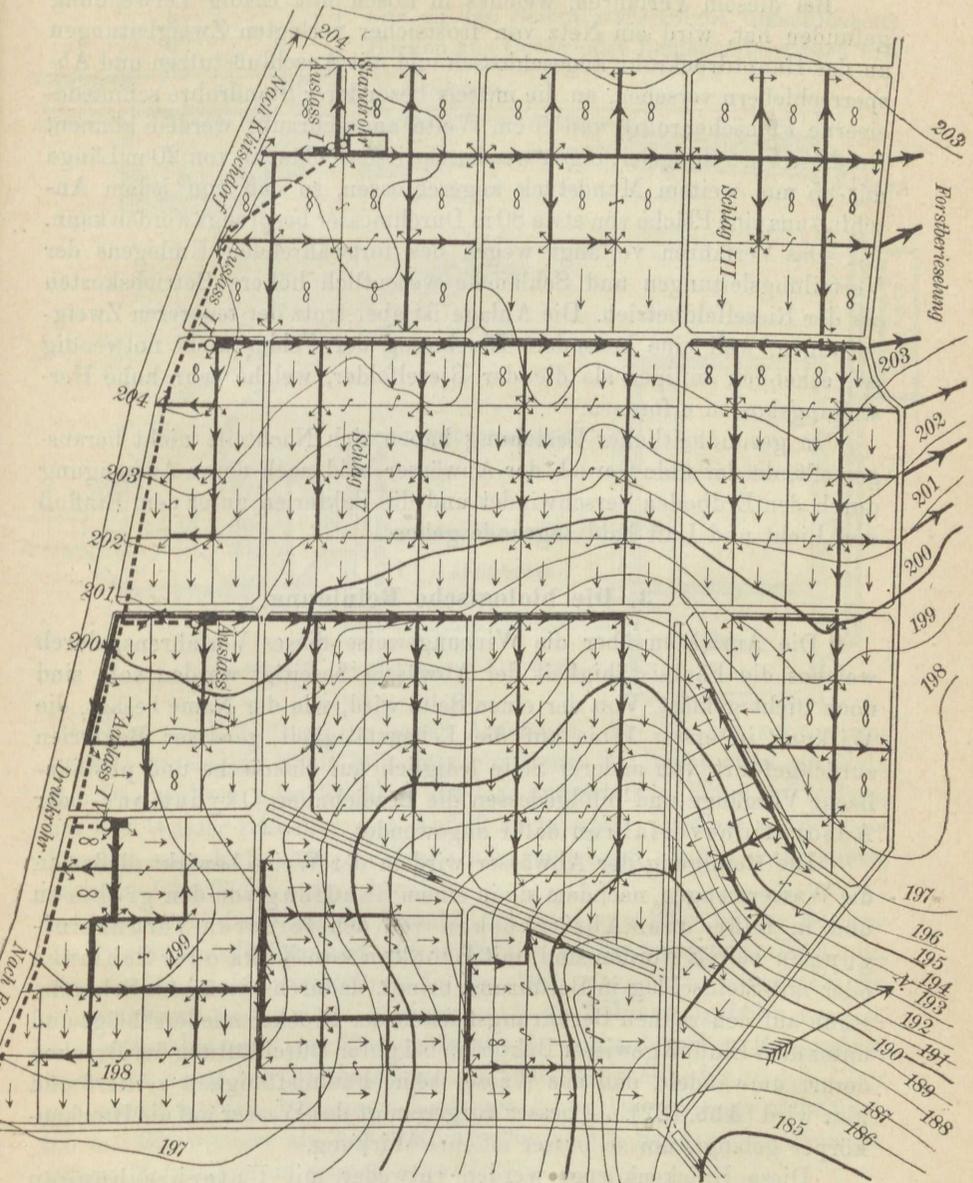


Abb. 121. Rieselfeldanlage von Bunzlau.

f) Spritzverfahren oder Schlauchberieselung.

Bei diesem Verfahren, welches in Posen mit Erfolg Verwendung gefunden hat, wird ein Netz von frostsicher verlegten Zweigleitungen an das Hauptdruckrohr angeschlossen und mit Anschlußstutzen und Absperrschiebern versehen, an die mittels besonderer Standrohre schmiedeeiserne Flanschenrohre von 5 cm Weite angeschraubt werden können. An diese Verteilungsleitungen werden Spritzenschläuche von 20 m Länge mit 25 mm weitem Mundstück angeschlossen, so daß von jedem Anschluß aus eine Fläche von etwa 80 m Durchmesser besprengt werden kann.

Das Verfahren verlangt wegen des fortwährenden Umlegens der Verteilungsleitungen und Schläuche wesentlich höhere Betriebskosten als der Rieselfeldbetrieb. Die Anlage ist aber trotz der teureren Zweigleitungen, weil eine besondere Einebnung der Felder nicht notwendig ist, erheblich billiger als die der Rieselfelder, welche sehr hohe Herstellungskosten erfordern.

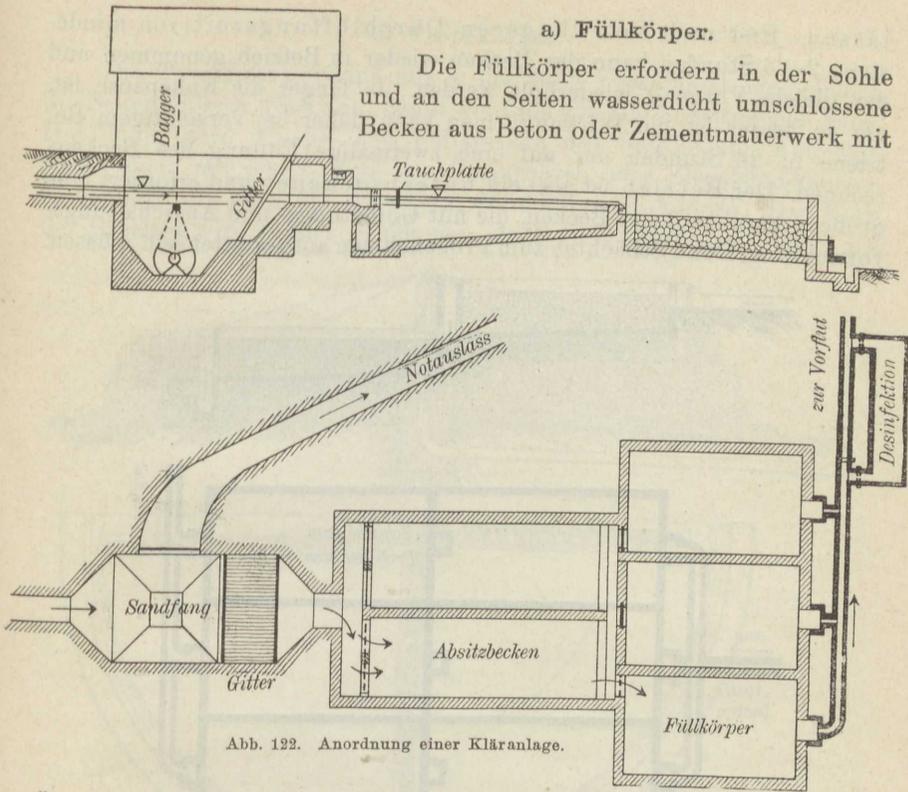
In gesundheitlicher Beziehung haben sich Nachteile nicht herausgestellt, da der üble Geruch der Abwässer bald nach deren Aufsaugung durch den Erdboden verschwindet und die Bakterien unter dem Einfluß von Licht und Luft bald zugrunde gehen.

3. Die biologische Reinigung.

Die Ansichten über die Wirkungsweise dieses Verfahrens, durch welches die Fäulnisfähigkeit der Abwässer beseitigt werden soll, sind noch nicht geklärt. Von der einen Seite wird, wie der Name besagt, die Wirkung in erster Linie auf die Lebenstätigkeit gewisser Bakterien zurückgeführt, von anderer Seite lediglich auf chemische und physikalische Vorgänge und infolgedessen die Bezeichnung Oxydations- oder Adsorptionsverfahren dafür angewendet.

Die Reinigung der Abwässer wird in der Weise bewirkt, daß man die Wassermengen, nachdem sie in einem Sandfang von den gröberen und in Klär- oder Absitzbecken von den feineren Verunreinigungen befreit worden sind, mit Brocken von Koks oder Schlacke oder mit Steinschlag in Berührung bringt, dadurch die feinen Schmutzstoffe auf den rauen Berührungsflächen der Brocken niederschlägt und unter dem Einfluß gewisser Bakterien bei guter Durchlüftung der Brocken derart umwandelt, daß das Wasser seine Fäulnisfähigkeit verliert und klar wird (Abb. 122). Je besser vorgereinigt das Wasser auf die Brockenkörper gelangt, um so besser ist ihre Wirkung.

Diese Brockenkörper werden entweder mit Unterbrechungen gefüllt und entleert, dann nennt man sie **Füllkörper**, oder sie werden stetig vom Wasser in Tropfenform überrieselt, dann nennt man sie **Tropfkörper**.



Überlauf zur Verhütung zu hohen Aufstaus. Auf der mit schwachem Gefälle angelegten Sohle mit eingeschnittener Sohlrinne wird ein Netz von Drainrohren oder Kanälen aus lose aufgestellten Klinkern verlegt, um das Wasser schneller zum Abfluß zu bringen. Darüber werden die Brocken aus Koks oder Schlacke oder sonstigen Stoffen mit rauher, zackiger Oberfläche aufgeschichtet.

Je feiner das Korn der Brocken ist, um so größer ist die Summe der Berührungsflächen und um so größer ist die reinigende Wirkung, aber um so leichter verwittern die Brocken, um so schwieriger ist die Durchlüftung und um so geringer muß die Schichtungshöhe werden. Am besten hat sich eine Korngröße von 3—8 mm bewährt. Bei grobem Korn von 8 mm Durchmesser kann die Schichtungshöhe bis zu 1,5—2 m genommen werden, bei feinem Korn von 3 mm Durchmesser nicht über 0,5 m. Bei weniger als 3 mm Korngröße ist nur Sand verwendbar, da andere Materialien zu schnell verwittern.

Der Betrieb geschieht in der Weise, daß das Becken durch das zufließende Abwasser langsam gefüllt wird, dieses bleibt dann 2 bis 3 Stunden ruhig stehen und wird dann wieder langsam abge-

lassen. Erst nach einer längeren Durchlüftungszeit von mindestens 2—3 Stunden kann das Becken wieder in Betrieb genommen und der gleiche Vorgang wiederholt werden. Je länger die Ruhepause ist, um so besser ist die Wirkung; man kann daher bei vorsichtigem Betriebe in 24 Stunden nur auf eine zweimalige Füllung des Beckens rechnen. Der Betrieb ist also ein unterbrochener und erfordert eine größere Anzahl solcher Becken, die mit Umleitungs- und Ausschaltungs-vorrichtungen und Schächten zum Probenehmen ausgestattet sein müssen.

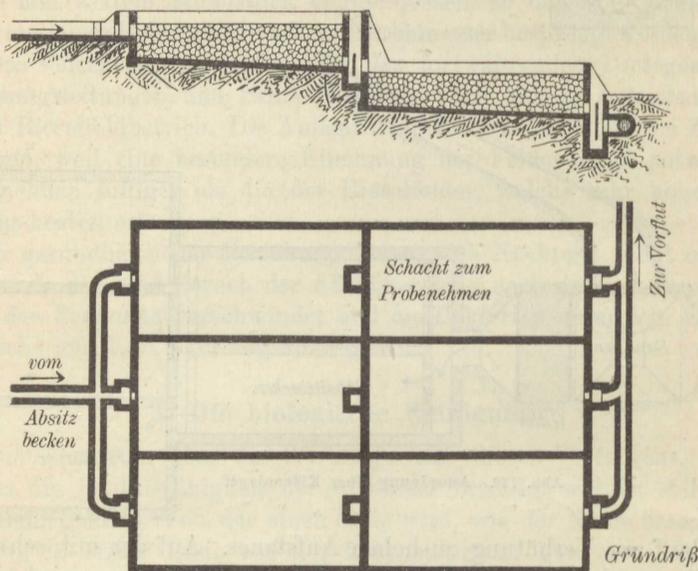


Abb. 123. Zweistufige Füllkörper.

Da 1 cbm Kies, Koks- oder Schlackenbrocken je nach dem Material dauernd nur etwa 200—400 l Abwasser aufnehmen kann, so vermag 1 cbm Beckeninhalte täglich höchstens 400—800 l Wasser zu reinigen, und die erforderliche Beckengröße ist hiernach zu berechnen.

Genügt die Reinigung nicht, wie es bei dickem Abwasser vorkommt, so schickt man das geklärte Wasser nochmals über eine gleiche Beckenanlage und erhält so zweistufige, unter Umständen sogar dreistufige Füllkörper (Abb. 123). Bei zweistufigen Anlagen gibt man in das erste Becken Brocken von 10—30 mm Korngröße und in das zweite solche von 5—10 mm.

Die Vorteile der Füllkörper bestehen in der leichten Verteilung des Wassers, in der Unempfindlichkeit gegen Frost, in dem sparsamen Verbrauch von Gefälle, in der guten Ausscheidung der Schwebestoffe und in der geringen Belästigung durch üblen Geruch und Fliegenplage; sie erfordern aber sehr viel Platz und hohe Anlagekosten.

b) Tropfkörper.

Die Tropfkörper sind nur in der Sohle wasserdicht herzustellen, die Seiten müssen offen sein, damit die Luft gut hindurchstreichen kann. Die Sohle wird wie bei den Füllkörpern mit Gefälle und Abflußrinne sowie mit einem Netz von Drainrohren oder Ziegelsteinkanälen ausgeführt, um auch von unten gut durchlüften zu können. Das Korn der Brocken wird größer genommen als beim Füllverfahren, etwa bis

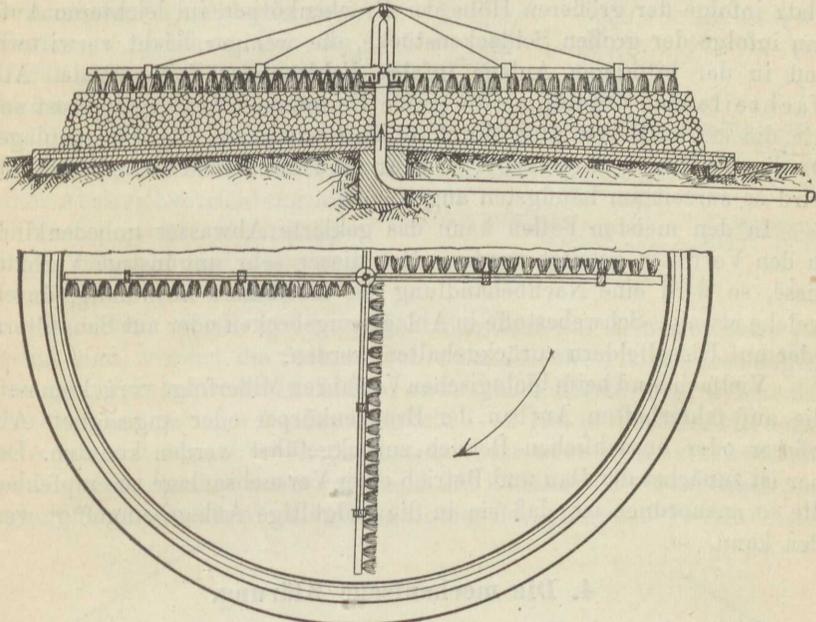


Abb. 124. Tropfkörper mit Sprinklerberieselung.

zu 10 cm Durchmesser, weil das tropfende Wasser sich dann gleichmäßiger auf der Oberfläche der Brocken verteilt und die Masse besser durchlüftet wird. Die Höhe der Schichtung schwankt zwischen 1,5 und 3 m; bei zu großer Höhe werden die abgesetzten Teile leicht wieder fortgespült. 1 cbm Tropfkörper vermag täglich etwa 0,6 cbm Abwasser zu reinigen (Abb. 124).

Die Hauptschwierigkeit besteht darin, das Wasser in Tropfenform zu bringen und gleichmäßig über die ganze Oberfläche und somit über die ganze Brockenmasse zu verteilen. Man benutzt dazu sogenannte Sprinkler, bei denen radiale, um eine lotrechte Achse bewegliche, wie beim Segnerschen Wasserrade einseitig durchlochte wagerechte Rohre das Wasser brausenartig verteilen, oder Streudüsen oder feste oder bewegliche Überlaufrippen oder gelochte Bleche. Alle diese Vor-

richtungen erfordern sorgfältige Unterhaltung und sind sehr empfindlich gegen Frost.

Wird ein Tropfkörper in Betrieb genommen, so überziehen sich die rauhen Flächen der Koks- und Schlackenbrocken schnell mit einer schlammigen Schicht, welche die Schmutzstoffe festhält. Erst wenn dies durchweg eingetreten ist, wird die volle Leistung erzielt; man sagt, der Körper ist eingearbeitet.

Die Vorteile der Tropfkörper bestehen in der Ersparnis an Platz infolge der größeren Höhe der Brockenkörper, im leichteren Aufbau infolge der großen Schlackenstücke, die weniger leicht verwittern und in der billigeren Anlage infolge Fehlens der Seitenwände. Als Nachteile sind anzuführen die große Empfindlichkeit gegen Frost sowie die starke Belästigung durch üblen Geruch und die Fliegenplage. Da die Abflüsse sauerstoffreicher sind als beim Füllverfahren, so wird es zurzeit am häufigsten angewendet.

In den meisten Fällen kann das geklärte Abwasser unbedenklich in den Vorfluter geleitet werden. Hat dieser sehr ungünstige Verhältnisse, so wird eine Nachbehandlung des Abwassers notwendig, durch welche etwaige Schwebstoffe in Ablagerungsbecken oder auf Sandfiltern oder auf Rieselfeldern zurückgehalten werden.

Vielfach sind beim biologischen Verfahren Mißerfolge vorgekommen, die auf fehlerhaften Aufbau der Brockenkörper oder ungeeignete Abwässer oder unsachlichen Betrieb zurückgeführt werden konnten. Daher ist zunächst der Bau und Betrieb einer Versuchsanlage zu empfehlen, die so anzuordnen ist, daß sie in die endgültige Anlage eingefügt werden kann.

4. Die mechanische Klärung.

Die mechanische Klärung kommt vor entweder als selbständiges Verfahren dort, wo das Abwasser nach Beseitigung der gröberen Verunreinigungen ohne Schaden in den Vorfluter geleitet werden kann, oder als Vorstufe für das anschließende, wirksamere biologische Verfahren. Im ersteren Falle muß das Wasser frisch in die Vorflut kommen, die Kläranlage also möglichst schnell durchlaufen, im letzteren Falle kann das Wasser angefault sein.

Bei beiden Verfahren wird das Abwasser zunächst in einem Sandfang von den schwereren Sinkstoffen befreit, indem der Durchflußquerschnitt so vergrößert wird, daß die Geschwindigkeit beim stärksten Abfluß 5—10 cm nicht übersteigt. Zur leichteren Herausbaggerung des Schlammes wird die Sohle des Sandfangs trichterförmig gestaltet, s. Abb. 122 und 126.

Alsdann werden die gröberen Schwimm- und Schwebstoffe durch feste oder bewegliche Gitter, Rechen oder Siebe zurückge-

halten. Bei fester Anordnung sind die Zwischenräume 10—15 mm weit, bei beweglicher enger. In kleinen Anlagen werden die Gitter von Hand, in größeren mittels Maschinen von den Schmutzstoffen befreit. Die beweglichen, in das Abwasser eintauchenden Gitterstäbe oder Siebe werden entweder an einer wagerechten Welle befestigt oder zu einer endlosen Kette zusammengefügt und über zwei Trommeln geführt. Bei der Drehbewegung entgegen der Strömung werden die Schwimm- und Schwebestoffe bis zu einem Viertel herausgefischt, mittels einer Abstreichvorrichtung auf ein Transportband oder in Kippwagen gebracht und weitergeschafft (Abb. 125 u. 126).

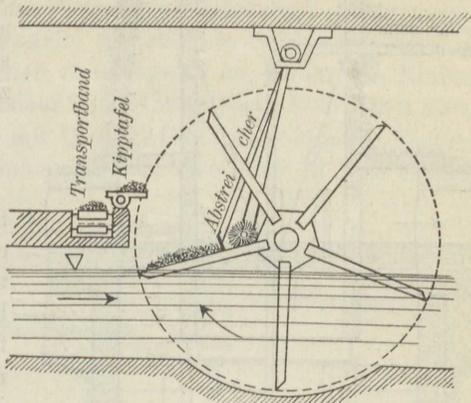


Abb. 125. Beweglicher Rechen.

Nachdem so alle größeren Schmutzstoffe aus dem Abwasser beseitigt sind, werden die feinen Schlammteilchen niedergeschlagen. Dies geschieht entweder in Klärbrunnen oder Klärtürmen, welche das Abwasser mit geringer Geschwindigkeit, 1—2 mm in der Sekunde, senkrecht von unten nach oben durchfließt, oder aber in Absitzbecken, durch welche das Abwasser wagerecht mit höchstens 2—4 cm Geschwindigkeit hindurchströmt. Eine Beseitigung der gelösten Verunreinigungen

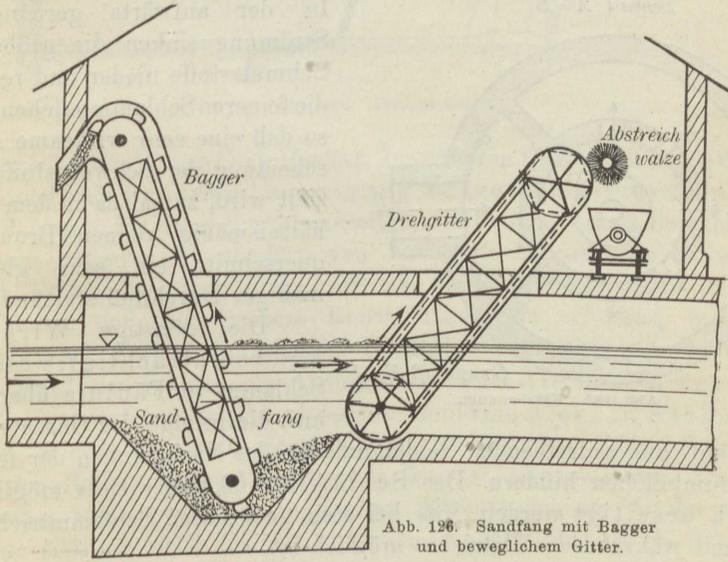


Abb. 126. Sandfang mit Bagger und beweglichem Gitter.

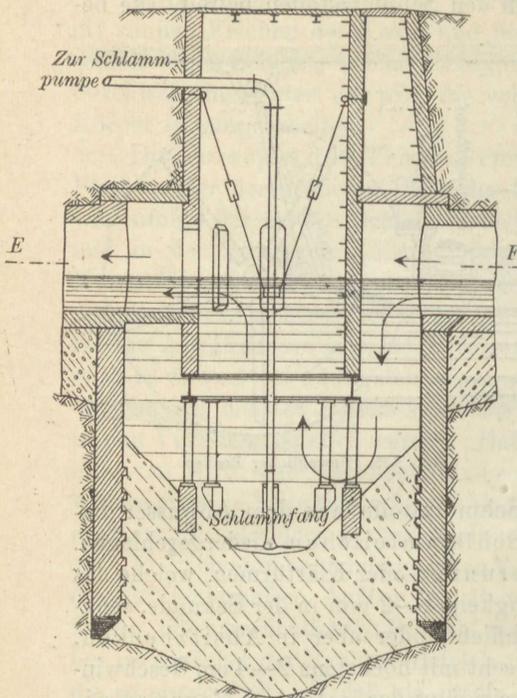
gungen und eine Verminderung des Bakteriengehalts wird dabei nicht erreicht. Es ist daher die Einleitung des mechanisch geklärten Wassers nur bei sehr günstigen Vorflutverhältnissen statthaft, in allen anderen Fällen ist ein wirksames Reinigungsverfahren anzuschließen.

a) Klärbrunnen.

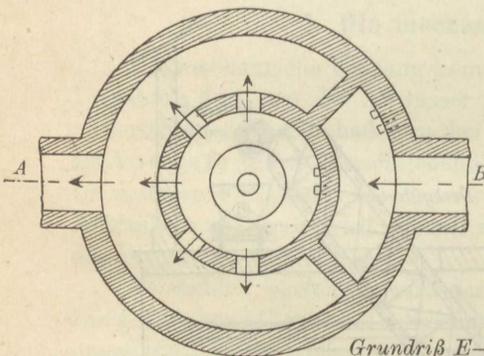
Klärbrunnen oder Klärtürme sind dort angebracht, wo es an Platz für die langgestreckten Becken fehlt, oder wo ein hoher Grundwasserstand der Ausführung solcher Becken Schwierigkeiten bereitet. Der Grundriß ist gewöhnlich kreisrund und die Sohle zum bequemen Ablassen des Schlammes trichterförmig gebildet (Abb. 127). Das Wasser tritt von unten in den Schacht ein und fließt oben durch die Öffnungen des Brunnenmantels oder durch gelochte, unter Wasserspiegel liegende Rohre wieder ab. In der aufwärts gerichteten Strömung sinken die größeren Schmutzstoffe nieder und reißen die feineren Schlammteilchen mit, so daß eine sehr wirksame Ausscheidung der Schwebestoffe erzielt wird, zumal da in dem verhältnismäßig kleinen Brunnenquerschnitt ein sehr gleichmäßiger Durchfluß stattfindet.

Die günstige Wirkung wird beeinträchtigt, wenn der Schlamm in Fäulnis übergeht und die infolge der Gasentwicklung

auf- und abtreibenden Schlammfladen das Niedersinken der feinen Schlammteilchen hindern. Der Schlamm muß daher stets möglichst frisch beseitigt werden, was bei steil geböschten Schlammtrichtern jederzeit während des Betriebes möglich ist.



Schnitt A—B



Grundriß E—F

Abb. 127. Klärbrunnen.

b) Absitzbecken.

Absitzbecken erhalten langgestreckte rechteckige oder trapezförmige Grundrißform und geringe Tiefe, etwa 0,5—2 m. Sie wirken um so besser, je gleichmäßiger das Wasser hindurchströmt. Daher ordnet man, weil an der Einströmungsstelle die stärkste Schlammablagerung stattfindet, die Sohle gewöhnlich ansteigend an, ferner am Einlauf eine Tauchplatte und am Auslauf einen Überlauf (Abb. 128 u. 130).

Die Sohle wird entweder mit Quergefälle nach einer in Beckenmitte eingeschnittenen Längsrinne versehen, oder aber in eine Anzahl

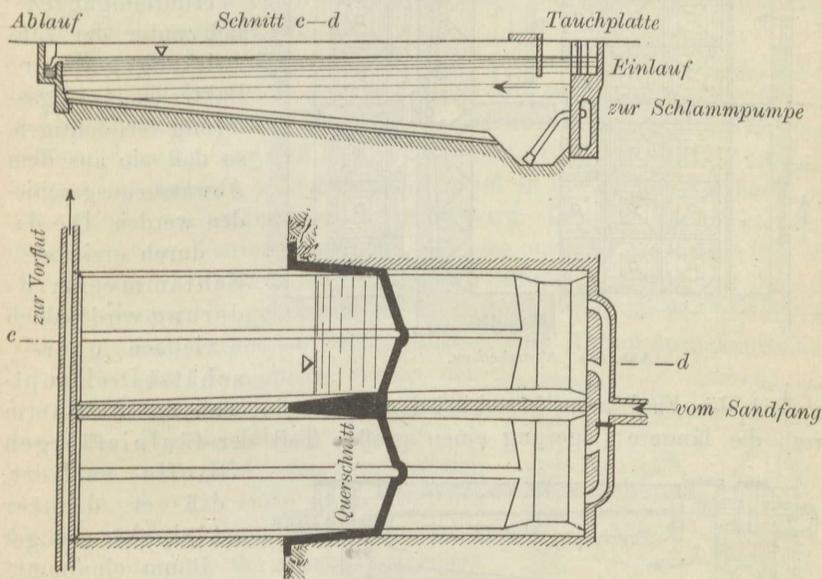
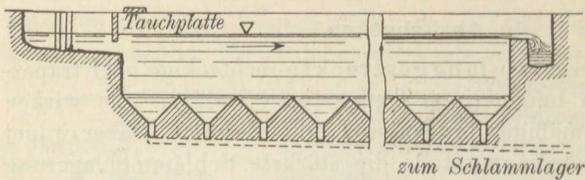


Abb. 128. Absitzbecken.

steilgeböschter Trichter aufgelöst. Im ersteren Falle müssen die Becken während der Schlammabseitung ausgeschaltet werden, weil der Schlamm bei dem schwachen Gefälle nicht von selbst an die Schlammleitung heranrutscht, sondern von Arbeitern herangeschoben werden muß. Es sind also dann stets mehrere Becken erforderlich. Im zweiten Falle, der aber größere Konstruktionstiefe erfordert, kann die Schlammabseitung jederzeit im Betriebe vorgenommen werden.

Wird das Wasser aus Absitzbecken unmittelbar in den Vorfluter geleitet, so darf der abgesetzte Schlamm nicht in Fäulnis geraten; er muß häufig, im Sommer etwa jeden zweiten oder dritten Tag, aus den Becken entfernt werden, da frisches Abwasser vom Vorfluter schneller verdaut wird als angefaultes. Schließt sich aber an die mechanische Klärung noch die biologische Reinigung an, so läßt man



vielfach den Schlamm absichtlich faulen. Es entstehen dann die sog. Faulräume.

c) Faulräume.

In ihnen sollen die gelösten, fäulnisfähigen organischen Verunreinigungen sich unter der Einwirkung gewisser Bakterienarten gasförmig verflüchtigen, so daß sie aus dem Abwasser ausgeschieden werden. Die dadurch erzielte Schlammverminderung wird jedoch vielfach überschätzt. Der Haupt-

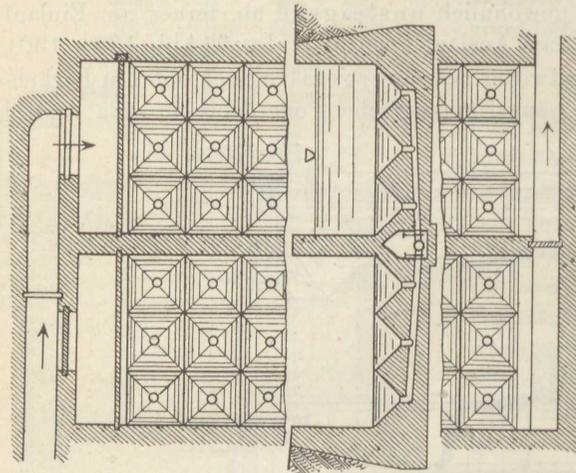


Abb. 129. Absatzbecken.

vorteil der Faulräume besteht jedenfalls darin, daß der Schlamm durch die längere Lagerung einen großen Teil der fäulnisfähigen Stoffe verliert, daß er dichter wird, also weniger Raum einnimmt und seltener entfernt zu werden braucht. Insbesondere erscheint der letzte Umstand vorteilhaft bei kleinen Anlagen, in denen eine ein- bis zweimalige Entfernung des Schlammes im Jahre genügt. Bei größeren Anlagen ist die Entschlammung in Zwischenzeiten von 1 bis

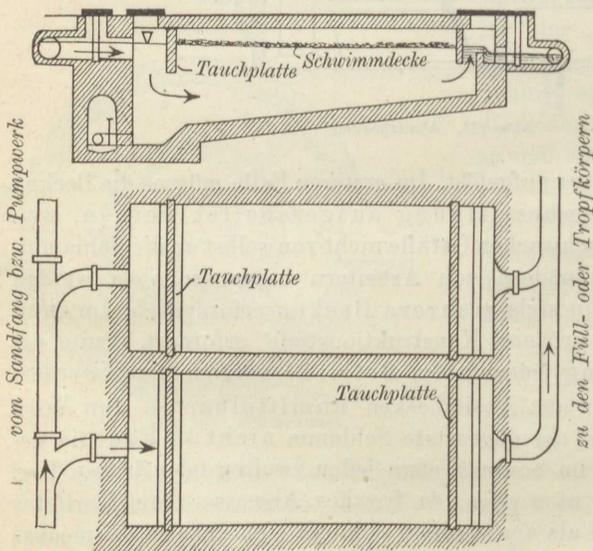


Abb. 130. Faulräume.

von 1 bis

3 Monaten vorzunehmen, da andernfalls die Becken zu große Abmessungen erhalten müßten.

Der Inhalt ist so groß zu bemessen, daß mindestens der stärkste Tagesabfluß darin Platz hat. Die täglich auf den Einwohner entfallende Menge wässerigen Schlammes kann im Durchschnitt zu 0,3 l angenommen werden.

Um die Verbreitung übler Gerüche zu verhüten, werden kleinere Faulräume am besten überdacht oder überwölbt. Bei größeren Anlagen hält die Schwimmdecke, welche sich aus den mit Gasblasen hochgestiegenen leichten Schlammteilchen bildet, die Ausdünstungen größtenteils zurück (Abb. 130).

Wesentlich ist für eine gute Schlammzurückhaltung, daß das Abwasser die Becken langsam mit gleichmäßiger Geschwindigkeit möglichst lange durchfließt, daß also die Becken langgestreckte Grundrißform erhalten, und daß Ein- und Auslauf an den schmalen Seiten angeordnet werden, so daß der Durchfluß in der Länge stattfindet und eine große Aufenthaltszeit erzielt wird. Der Zu- und Abfluß erfolgt nicht in Wasserspiegelhöhe, sondern unter Tauchplatten hindurch etwa 0,5 m darunter, um die Durchflußgeschwindigkeit über den ganzen Querschnitt gleichmäßiger zu gestalten und um die in der Nähe der Oberfläche treibenden Schlammfladen vom Abfluß zurückzuhalten.

Sehr gute Ergebnisse werden dem System Travis und dem zuerst im Gebiete der Emschertalentwässerung verwendeten und jetzt weit verbreiteten sog. Emscherbrunnen (Abb. 131) des Dr.-Ing. Imhoff nachgerühmt. Dieser stellt eine Vereinigung der vorbeschriebenen Absitzbecken und Faulräume dar. Er wird, wie der Name besagt, als Brunnen hergestellt. Der obere Teil dieses Brunnens wird von einer winkelförmigen Rinne durchzogen, die an der Unterkante mit einem Schlitz versehen ist, durch den die Schwimm- und Schwebestoffe, die sich infolge der geringen Durchflußgeschwindigkeit aus dem Kanalwasser abscheiden, in den als Faulraum dienenden unteren Brunnenteil sinken. Die Rinne entspricht in ihrer Wirkung einem gleich großen Absitzbecken. In dem Faulraume findet eine ausgiebige Ausfäulung und Verzehung des Schlammes statt, ohne daß das die Rinne durchfließende Kanalwasser, das sog. Frischwasser, durch aufsteigende Gase und Schlammfladen infiziert wird. Ein Entweichen der aufsteigenden Gase, die hierbei nicht wie bei reinen Faulraumanlagen aus Schwefelwasserstoff, sondern aus geruchlosem

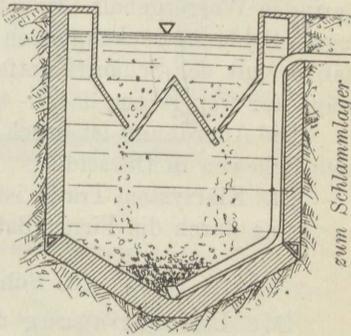


Abb. 131. Emscherbrunnen.

Methan und Kohlenwasserstoff bestehen, in die Absitzrinne kann nicht eintreten, diese Gase sammeln sich vielmehr in den mit Bohlen abgedeckten, seitlich der Absitzrinne liegenden Teilen des Faulraumes.

Die Schlammfernung aus dem Faulraume erfolgt durch ein Schlammrohr von 200 mm l Weite. Wo die Gefällverhältnisse es ermöglichen, legt man die Schlamm-trockenplätze etwa 1,5 m tiefer, als der normale Wasserstand im Brunnen beträgt. Das Schlammrohr wird dann unterhalb des Wasserspiegels mit einem horizontalen, außen durch einen Schieber verschlossenen Abzweig versehen, so daß der Schlamm bei Öffnung des Schiebers durch den natürlichen Überdruck aus dem Brunnen herausgedrückt wird und dem Schlamm-trockenplatze zufließt.

Bei kleinen Anlagen verwendet man je nach der angeschlossenen Einwohnerzahl einzelne Brunnen von 2,0 bis 8,0 m Durchmesser. Bei Anlagen für größere Städte werden jedesmal 2 oder 3 Brunnen zu einer Gruppe vereinigt, bei welcher eine gemeinschaftliche Absitzrinne über diese Brunnen hinwegführt.

Die Hauptvorzüge des Verfahrens bestehen in der Abführung von Frischwasser, der Vermeidung von Geruchbelästigungen, der äußerst einfachen Schlamm-beseitigung, der einfachen Wartung der Anlage, die nur geringe Betriebskosten erfordert, und der unbegrenzten Erweiterungsmöglichkeit. Der erzielte Schlamm ist nahezu geruchlos und hat nur geringen Wassergehalt. Er ist drainierbar und trocknet auf gut angelegten Schlamm-trockenplätzen in wenigen trockenen Tagen so weit ein, daß er mit der Schaufel entfernt werden kann. Der Gefällverlust beträgt nur wenige cm, da Zu- und Ablauf auf gleicher Höhe liegen.

Die Anordnung ist durch Patent geschützt, Patentinhaber ist Heinrich Schewen in Düsseldorf.

Das Klärsystem Travis ist in ähnlicher Weise angeordnet und wird vertreten durch die Firma Battige und Schöneich, Berlin.

d) Schlamm-beseitigung.

Die Unterbringung des ausgeschiedenen Schlammes ist zurzeit noch mit großen Schwierigkeiten verknüpft. Unmittelbar als Düngemittel kann frischer Schlamm nicht verwertet werden; er muß erst längere Zeit lagern. Sein hoher Wassergehalt macht im frischen Zustande den Transport teuer und die Armut an Dungstoffen seine Verwertung schwierig. Nur selten gelingt es, ihn zu mäßigem Preise zu verkaufen; gewöhnlich ist man zufrieden, wenn er ohne Entgelt abgeholt wird, und in vielen Fällen kann man den frischen Schlamm überhaupt nicht loswerden. Dann bleibt nur übrig, ihn auf Schlamm-plätzen zu lagern, bis er stichfest geworden und somit leichter abzusetzen ist, oder ihn auf Äcker zu pumpen, wo er nach monatelanger Lagerung untergepflügt werden kann.

Die aus dem Sandfang gebaggerten groben Schmutzstoffe enthalten 60—80% Wasser und bestehen aus Sand und organischen, leicht faulenden Abfällen. Durch Lagern in Sickergruben (Abb. 132) läßt sich der Wassergehalt schnell vermindern und durch Vermischen mit Straßenehricht und längeres Lagern ein brauchbares Düngemittel erzielen, das besonders bei fettem Boden guten Erfolg hat.

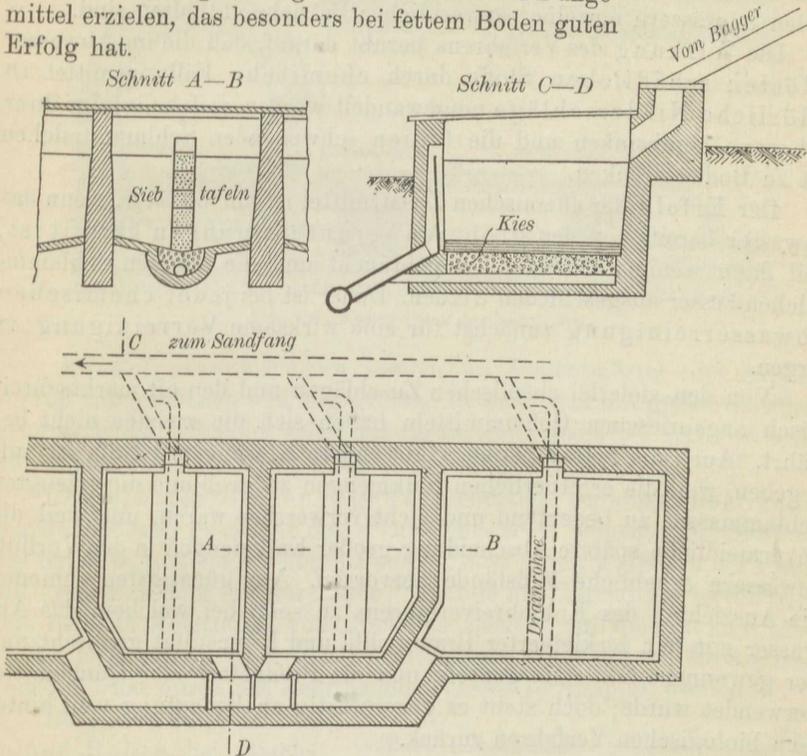


Abb. 132. Sickergruben zur Schlamm entwässerung.

Wesentlich höher ist der Wassergehalt des feinen Schlammes aus Absatzbecken und Faulräumen. Ersterer enthält 95%, letzterer 80% und mehr Wasser. Da auf den Kopf täglich etwa 60 g trockner Schlamm zu rechnen sind, so ergeben sich von derselben Einwohnerzahl bei Absatzbecken viermal so große Mengen frischen, wässerigen Schlammes als bei Faulräumen, und somit recht bedeutende Schlammmassen. Es müssen daher zur Unterbringung derselben ausgedehnte Flächen bereitgestellt werden, und zwar mit Rücksicht auf Geruchbelästigungen weit außerhalb des Stadtgebietes.

5. Die chemische Reinigung.

Die zahlreichen Versuche, städtische Abwässer durch Zusatz von Chemikalien zu reinigen, haben bisher nicht befriedigt. Die im Vergleich

zu dem erzielten Erfolge unverhältnismäßig hohen Kosten und die Schwierigkeit, die erzeugten großen Schlammmassen loszuwerden, standen der Anwendung des Verfahrens bisher im Wege. Nur dann wird die Verwendung chemischer Zusatzmittel empfehlenswert, wenn dadurch ganz bestimmte Giftstoffe vernichtet werden können, wie solche vielfach in den Abwässern einzelner gewerblicher Betriebe enthalten sind.

Die Wirkung des Verfahrens beruht darauf, daß die im Abwasser gelösten schädlichen Stoffe durch chemische Fällungsmittel in unlösliche Niederschläge umgewandelt werden, welche infolge ihrer Schwere herabsinken und die feinen schwebenden Schlammteilchen mit zu Boden drücken.

Der Erfolg der chemischen Zusatzmittel ist am besten, wenn das Abwasser bereits von den gröberen Verunreinigungen befreit ist, weil dann weniger Chemikalien gebraucht und die feineren Schlammteilchen besser ausgeschieden werden. Daher ist bei jeder chemischen Abwasserreinigung zunächst für eine wirksame Vorreinigung zu sorgen.

Von den vielerlei chemischen Zuschlägen und den oft marktschreierisch angepriesenen Geheimmitteln haben sich die meisten nicht bewährt. Auch die früher häufig angewendete Klärung mit Kalk ist aufgegeben, weil die erforderlichen Kalkmengen zu groß und die erzeugten Schlammmassen zu bedeutend und nicht verwertbar waren, und weil die unvermeidliche spätere Abscheidung großer Kalkmengen in den Vorflutgewässern erhebliche Mißstände hervorrief. Am günstigsten schienen die Aussichten des Kohlebreiverfahrens zu sein, bei welchem das Abwasser mit fein zerkleinerter Braunkohle und Eisensulfat gemischt und der gewonnene Schlamm gepreßt und als Brennstoff oder Düngemittel verwendet wurde; doch steht es gegenwärtig an Bedeutung weit hinter dem biologischen Verfahren zurück.

L. Kanalisationsbetrieb.

Der Kanalisationsbetrieb umfaßt die Gesamtheit aller Arbeiten und Maßnahmen zur Unterhaltung, Spülung, Reinigung und Lüftung des Kanalnetzes.

1. Unterhaltungsarbeiten.

Die Unterhaltungsarbeiten beschränken sich auf Auswechslung einzelner Steine, Rohre, Schachtdeckel, Steigeisen, Abdeckroste, Verstreichen ausgefressener Fugen, Erneuern angegriffener Betonflächen, Beseitigung von Undichtigkeiten und dgl.

Sind die Ausbesserungen in der Sohle vorzunehmen, so wird die Arbeitsstelle durch zwei Staudämme aus Sandsäcken oder aus höl-

zernen Profilscheiben mit Zwischenschüttung von sandigem Boden abgesperrt und das zufließende Kanalwasser in einer Rinne oder Rohrleitung darüber hinweg geleitet (Abb. 133). Am besten geeignet sind hierfür die Nachtstunden mit schwachem Durchfluß.

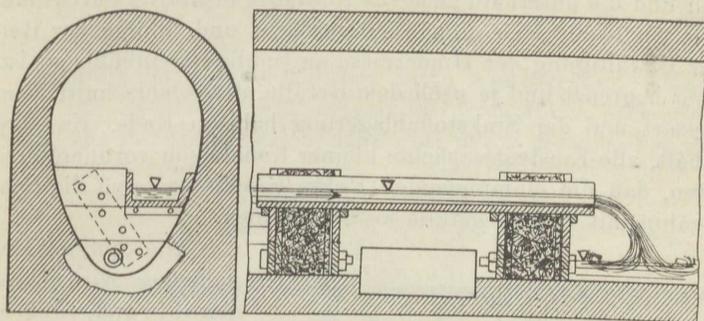


Abb. 133. Ausbesserung der Kanalsohle.

Ausgefressene Fugen werden mit Zementmörtel oder Asphaltmörtel vollgestrichen und angegriffene Betonflächen mit glasierten Steinzeugplättchen bekleidet oder mit Zementputz geglättet und durch Anstrich von Teer, Goudron, Lubrose u. dgl. geschützt.

Das Dichten offener Fugen oder sonstiger Öffnungen bei Grundwasserandrang geschieht mit schnellbindendem Zement unter Senkung des Grundwasserspiegels durch Pumpen, oder durch Kalfatern der Fugen mit Teerstrick oder fettgetränkter Putzwolle und Asphaltmörtelverstrich. Das beliebte Aufstreuen von trockenem Zement auf durchlässige nasse Stellen ist zwecklos, da trockner Zement nicht abbindet und die trocknen Zementkörner durch das andringende Wasser fortgespült werden.

Das Auswechseln einzelner Rohre bei Beschädigung des Kanals oder das nachträgliche Einsetzen eines Abzweiges (Abb. 134) in einen

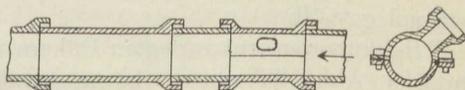


Abb. 134. Einschalten eines Abzweigs.

geschlossenen Rohrstrang geschieht entweder mittels Überschieber, Rohrschlösser, Rohrschellen oder Ummauerung, da das lückenlose Einfügen eines Muffenrohres in einen geschlossenen Strang nicht ausführbar ist.

2. Spülung des Kanalnetzes.

Die Spülung geschieht unter Benutzung aller verfügbaren besonderen Zuflüsse aus Bächen, Teichen, Springbrunnen, Gewerbebetrieben usw. durch selbsttätige Spülvorrichtungen oder bei größeren Kanälen durch Aufstauen des Kanalinhalt hinter Spültüren, die sich bei einer bestimmten Füllhöhe von selbst öffnen, oder bei Rohrkanälen

durch Aufstau von Wasserleitungswasser in den Einsteigeschächten, deren einmündende Rohre durch Scheiben, Pfropfen oder Klappen geschlossen werden. Ist der Schacht gefüllt, so wird durch schnelles Öffnen des stromab gelegenen Verschlusses die ganze Wassermasse auf einmal abgelassen und die unterhalb gelegene Rohrstrecke kräftig durchspült. Da aber die Spülwelle sich allmählich verflacht und infolge der Reibung und der Bewältigung der Hindernisse an Spülkraft einbüßt, so ist ihre Wirkung begrenzt und je nach dem Gefälle, dem Querschnitt, der Ausführungsart und der Sinkstoffablagerung bald zu Ende. Es ist daher vorteilhaft, alle Einsteigeschächte kleiner Kanäle von vornherein so einzurichten, daß die einmündenden Rohre geschlossen und die Schächte bis obenhin mit Wasser gefüllt werden können.

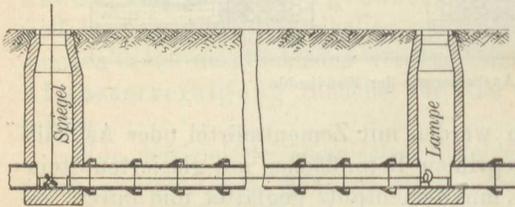


Abb. 135. Abspiegeln eines Kanals.

Die Spülung des Kanalnetzes wird stets von den oberen Endstrecken an begonnen und dort, wo die Spülwirkung zu Ende ist, wiederholt. Der Spülerfolg wird durch Ablichten, Abspiegeln (Abb. 135) oder Durch-

blicken festgestellt, die Länge der einzelnen Spülstrecken gebucht und auf Grund mehrfach gemachter Beobachtungen der Spülplan aufgestellt. Ungünstig gelegene obere Endstrecken werden in Zwischenzeiten von 2—4 Wochen gespült; wasserreiche Kanalstrecken halten sich auch ohne Spülung rein.

Besonders häufig müssen Düker gespült werden, da sie leicht versanden. In Magdeburg werden die großen Elbedüker allwöchentlich zweimal gespült.

Bei kürzeren, gut verlegten Dükern werden mit Vorteil Schwimmkugeln (Abb. 136) mit 5—10 cm schwächerem Durchmesser zur Freispülung der Rohrleitung verwendet. Sind aber stärkere Durchgangshindernisse, welche ein Festsetzen der Kugel veranlassen würden, zu befürchten, so ist der Aufstau durch Schieber mit anschließender Durchspülung zu empfehlen.

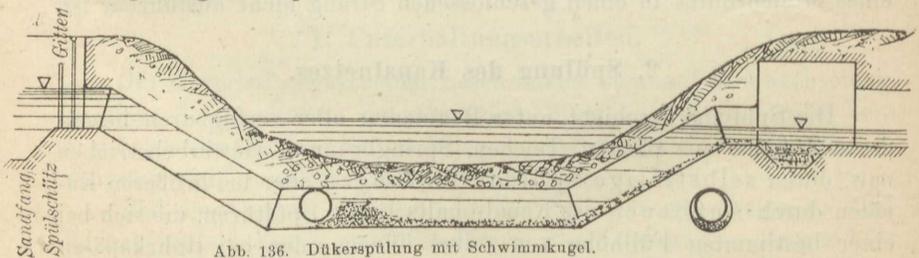


Abb. 136. Dükerspülung mit Schwimmkugel.

3. Reinigung der Kanäle.

Trotz planmäßig eingerichteten Spülbetriebes ist es nicht möglich, alle Kanalstrecken von Schlammablagerungen freizuhalten. Besonders leicht verschlammten die oberen Strecken mit schwachem Durchfluß. Daher müssen die Ablagerungen zeitweise durch die Kanalreiniger herausgeschafft werden.

Bei Rohrkanälen geschieht dies durch Ausbürsten. Hierbei wird zunächst eine geteerte, durch aufgereichte Korkstücke schwimmbar gemachte Leine mit Hilfe eines Strahlrohres durch die zwischen zwei Ein-

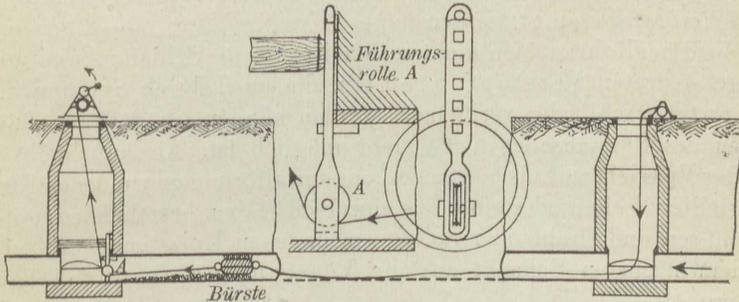


Abb. 137. Ausbürsten eines Kanals.

steigeschächten gelegene Rohrstrecke von oben nach unten hindurchgespült oder durch den Kanalhund durchgebracht. Dann wird an dieser Leine das Betriebsdrahtseil nach dem oberen Schacht zurückgezogen und daran die aus Piassawafasern hergestellte Kugel- oder Walzenbürste befestigt. Unter stetem, starkem Wasserzufluß aus dem Strahlrohr des Hydrantenschlauches wird von der über dem unteren Einsteigeschacht stehenden Bockwinde die auch nach dem oberen Schacht zu angesielte Bürste durchgeholt und die Rohrleitung sauber ausgeputzt (Abb. 137).

In begehbaren Kanälen mit starkem Wasserdurchfluß lagert sich wenig Schlamm ab, wohl aber bei geringem Abfluß und schwachen Kanalgefällen. Die Ablagerungen werden beseitigt, indem die Kanalreiniger den Schlamm mit den Füßen aufrühren, mit Holzschaukeln vor sich herschieben und mit Piassawabesen nachbürsten oder in Strecken mit großem Querschnitt mittels Spülwagen (Abb. 138) oder Spülkähnen, welche von oben her die Kanäle durchfahren und den Schlamm vor sich herschieben. An dem Wagen oder Kahn ist ein dem Kanalquerschnitt angepaßtes, bis auf wenige cm an

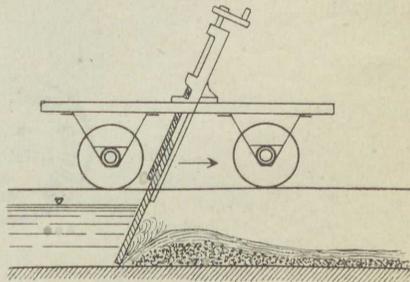


Abb. 138. Spülwagen.

die Wandung anschließendes Schütz befestigt, welches das von oben heranfließende Wasser soweit aufstaut, daß dasselbe mit Druck durch den Spalt zwischen Schütz- und Kanalwandung hindurchgepreßt wird, wobei der Schlamm nach vorn getrieben und das Fahrzeug durch den Wasserdruck nach unten geschoben wird.

Ein wirksamer Spülbetrieb und eine gute Schlammabschwemmung ist nur möglich bei glatt durchlaufenden Sohlen. Jede Art von Schlammensäcken in Kanälen oder Einsteigeschächten ist zu vermeiden, weil sich hierbei stets starke Ablagerungen leicht faulender Stoffe bilden, die dann das frische Kanalwasser verschlechtern, so daß es schwieriger gereinigt werden kann.

Wird bei Rohrkanälen nicht rechtzeitig für die Schlammabseitung gesorgt, so treten Verstopfungen ein, die auch durch Spülung nicht mehr fortgebracht oder verkleinert werden können, so daß das Durchbringen des Bürstenseiles nicht mehr möglich ist. Alsdann bleibt nur noch der Versuch, mittels biegsamer, aus spiralförmig gewundenem Draht hergestellter Wellen oder einer aus einzelnen Stäben bestehenden, mittels Blechhülsen und Draht oder Splint verbundenen Holzstange (Abb. 139) von dem nächsten Schacht aus die Verstopfung zu durchstoßen

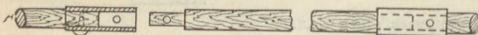


Abb. 139. Verbindung der Durchstoßstangen.

oder das Strahlrohr eines Wasserleitungsschlauches an die Stelle heranzubringen. Da diese Arbeiten auf 25 m Länge schon schwierig werden, so ist die Entfernung zweier Schächte auf höchstens 50 m zu bemessen.

Gelingt die Beseitigung der Verstopfung vom nächsten Schacht aus nicht, dann muß die Leitung freigelegt und aufgebrochen werden. Bei gut verlegten Rohren kann die verstopfte Stelle mittels Ableuchtens vom unteren Schacht aus ungefähr ermittelt werden. Versetzen brennbare Stoffe wie Holzstücke, Gewebe, Bindfaden usw. den Rohrquerschnitt, so gelingt es wohl durch Einschleusen einer Spiritus- oder Benzinlampe das Hindernis in Brand zu setzen und somit zu beseitigen. Verstopfungen in gut hergestellten und sorgsam gewarteten Kanälen gehören zu den größten Seltenheiten und sind wohl immer auf Böswilligkeit zurückzuführen.



Tafel der Verzögerungswerte $\psi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$

aus dem „Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure“ von Dr.-Ing. K. Imhoff

- $n = 8$ für starkes Gefälle und mehr kreisförmige Gebiete
 $n = 6$ „ mittlere Verhältnisse
 $n = 5$ „ schwaches Gefälle und mehr längliche Gebiete
 $n = 4$ „ sehr schwaches Gefälle und langgestreckte Gebiete

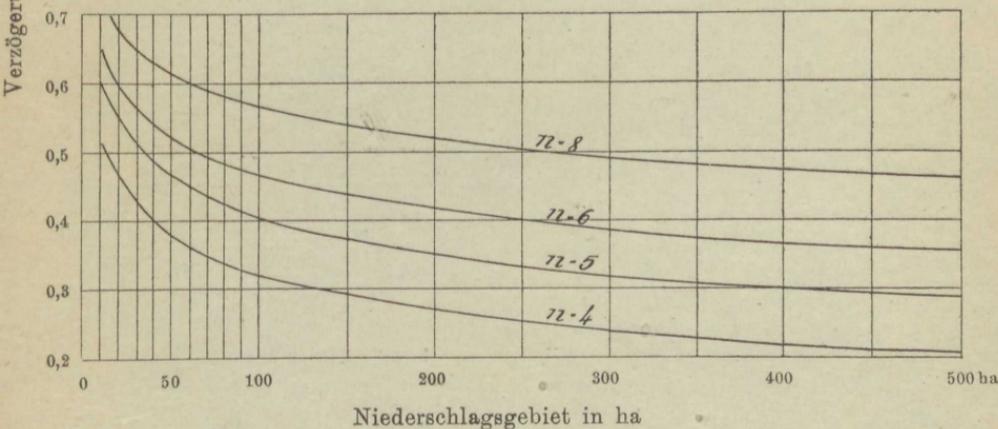
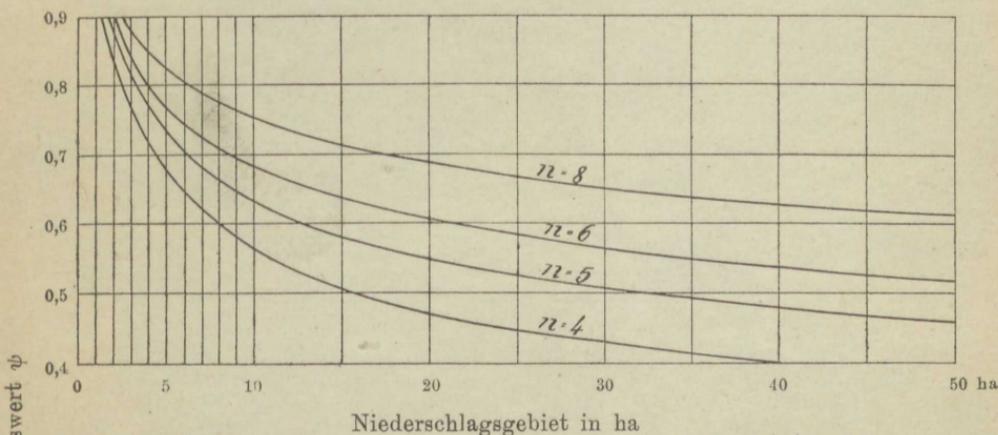


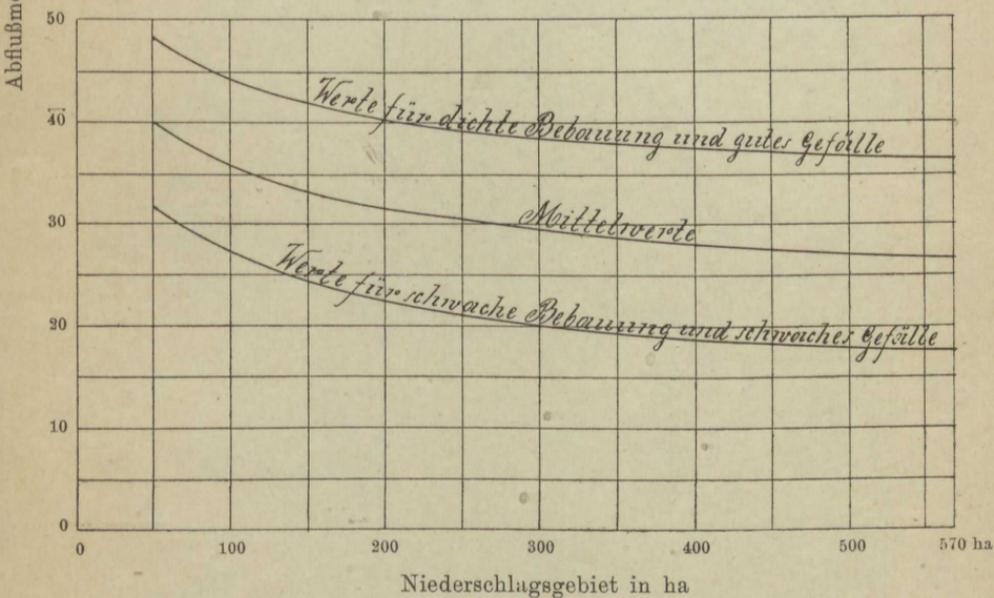
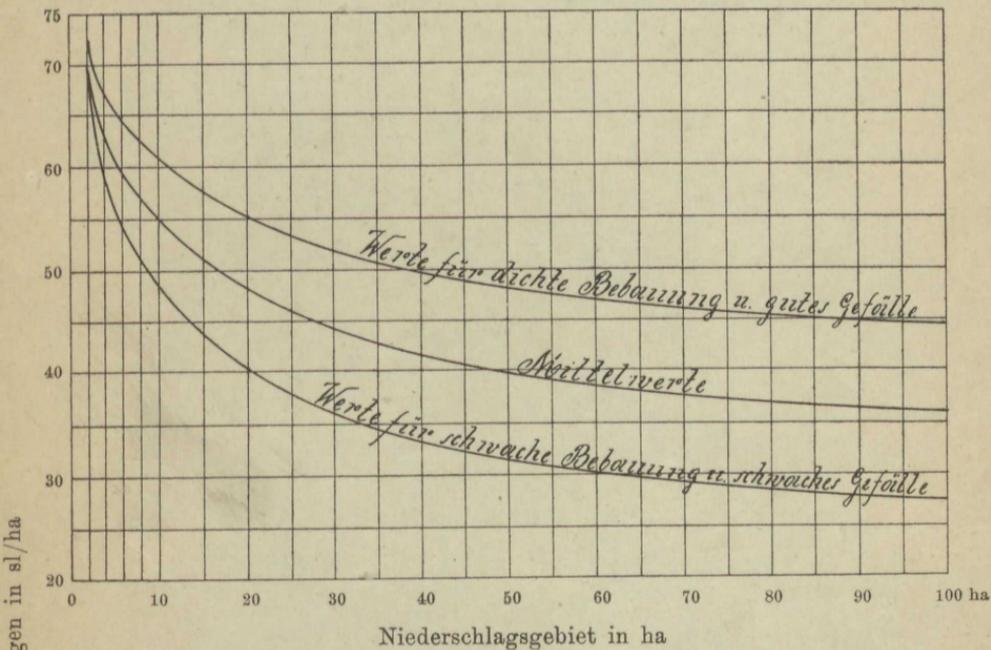
Tabelle I zum Flutplan.

Strecke		Straße	Station		Länge der Strecke m	Niederschlagsgebiet ha	Abflußmenge 47 sl/ha	Zufluß		Abflußmenge ohne Verzögerung in der letzten Strecke sl	Wasserspiegelgefälle ‰	Profil zur Berechnung der Geschwindigkeit m	Leistung bei Vollauf sl	Geschwindigkeit m/sec	Durchflußzeit sec	Durchflußmenge		Erforderliches Profil m	
von	bis		von	bis				nach dem Flutplan sl	abzüglich der durch die Schmutzwasserleitung weiterfließenden 12 sl sl										
41	32	22	12+59	12+25	34	0,13	6	—	6	4	0,25 Φ	32	0,66	52			0,25 Φ		
32	97	25 a	12+25	11+35	90	0,39	18	41-32	6	24	4	32	0,66	136			0,25 Φ		
98	97	Konrad-Str.	11+92	11+35	57	0,26	12	—	—	12	4	32	0,66	86			0,25 Φ		
97	99	„	11+35	10+53	82	0,52	25	{ 32-97 98-97 }	{ 24 12 }	61	3	72	0,74	111	54		0,35 Φ		
43	99	23	11+26	10+53	73	0,33	16	—	—	16	11	53	1,09	67			0,25 Φ		
99	100	Konrad-Str.	10+53	10+14	39	0,48 2	12	{ 97-99 43-99 }	{ 54 16 }	82	2	85	0,67	58	70		0,40 Φ		
100	101	„	10+14	9+75	39	0,48 2	11	99-100	70	81	2	85	0,67	58	75		0,40 Φ		
102	103	26	11+17	10+23	94	1,01 · 2 3	32	—	—	32	4	32	0,66	142			0,25 Φ		
103	101	„	10+23	9+75	48	1,01 3	16	102-103	32	48	4	53	0,76	63	45		0,30 Φ		
101	104	Konrad-Str.	9+75	8+79	96	0,50	23	{ 100-101 103-101 }	{ 75 45 }	143	2	156	0,80	120	116		0,45 Φ		
105	104	Ibbenbürener-Str.	9+20	8+79	41	0,14	6	—	—	6	10	51	1,04	39			0,25 Φ		
104	106	„	8+79	8+52	27	0,11	5	{ 101-104 105-104 }	{ 116 6 }	127	2	156	0,80	34	121		0,50 Φ		
106	107	Garten-Str.	8+52	7+47	105	0,70	33	104-106	121	154	2	156	0,80	131	121		0,50 Φ		
107	108	„	7+47	7+11	36	0,55 2	13	106-107	121	134	17	454	1,94*	18	121	* nach der Füllhöhe berechnet	0,50 Φ		
108	108 a	„	7+11	6+75	36	0,55 2	13	107-108	121	134	25	134	1,90	19	121		0,30 Φ		
108 a	109	2	6+75	6+2	73	0,26	12	108-108 a	121	133	11	137	1,43	51	127		0,35 Φ		
43	110 b	1 a	9+99	9+9	90	0,64 · 2 3	20	—	—	20	3	28	0,57	158			0,25 Φ		
110 b	111	„	9+9	8+64	45	0,64 3	10	43-110	20	30	3	46	0,66	68			0,30 Φ		
45	111	Ibbenbürener-Str.	9+78	8+64	114	0,53	25	—	—	25	4	32	0,66	173			0,25 Φ		
111	105	„	8+64	8+20	44	0,13	6	{ 110 b-111 45-111 }	{ 30 25 }	61	3	72	0,74	59	56		0,35 Φ		
105	112	Kaiser-Str.	8+20	7+47	73	0,29	14	111-105	56	70	3	72	0,74	99	58		0,35 Φ		
113	79	Hoch-Str.	9+10	8+32	78	0,41	19	—	—	19	5	36	0,73	107			0,25 Φ		
79	112	19 a	8+32	7+47	85	0,34	16	113-79	19	35	5	36	0,73	116	34		0,25 Φ		
112	114	Kaiser-Str.	7+47	6+75	72	0,37	17	{ 105-112 79-112 }	{ 58 34 }	109	14	154	1,60	45	95		0,30 Φ		
93	114	Hoch-Str. u. Str. 21 a	7+91	6+75	116	0,48	23	—	—	23	21	74	1,51	77			0,25 Φ		
107	114	5	7+45	6+75	70	0,25	12	—	—	12	13	58	1,19	59			0,25 Φ		
114	109	Kaiser-Str.	6+75	6+2	73	0,34	16	{ 112-114 113-114 107-114 }	{ 95 23 12 }	146	34	156	2,21	33	130		0,30 Φ		
109	110	„	6+2	5+67	35	0,19 2	5	{ 108 a-109 114-109 }	{ 127 130 }	262	11	272	1,71	20	230		0,45 Φ		
110	110 a	„	5+67	5+47	20	0,19 2	4	109-110	230	—	—	—	—	—	—	—	—		
In der Schmutzwasserleitung fließen weiter und kommen deshalb in der Regenwasserleitung in Abzug										-12	222	14	0,40 Φ	223	1,77	11	230		0,40 Φ
111 a	110 a	28	6+32	5+47	85	0,33	16	—	—	16	7	43	0,87	97		218	0,25 Φ		
110 a	112 a	Kaiser-Str. und Ems-Str.	5+47	4+42	105	0,34	16	110-110 a 111 a-110 a	218 16	250	12	285	1,79	59	235	223	0,45 Φ		

Tabelle II zur Berechnung der Durchflußmengen.

nach Tafel I der Verzögerungswerte										nach Tafel II von Dr. Ing. K. Imhoff (überschläglich)					
Straße	Station		Niederschlagsgebiet				ohne Ver- Abfluß- menge 47 sl/ha	Wasser- spiegel- gefälle ‰	Verzö- gerungs- wert 1 √F	Abflußmenge mit Verzögerung		Er- forder- liches Profil m	Abflußmenge mit Verzögerung		Er- forder- liches Profil m
	von	bis	der Zuflüsse Straße	ha	der letzten Strecke ha	ins- gesamt ha				abzüglich der durch die Schmutzwasser- leitung weiter- fließenden 12 sl	sl		sl	nach der Tafel von Imhoff (über- schläglich) sl/ha	
22	12+59	12+25	—	—	0,13	0,13	6	4	6	6	0,25 Φ				
25 a	12+25	11+35	22	—	0,13	0,39	24	4	24	24	0,25 Φ				
Konrad-Str.	11+92	11+35	—	—	0,26	0,26	12	4	12	12	0,25 Φ				
„	11+35	10+53	{ 25 a Konrad-Str.	{ 0,52 0,26 }	0,52	1,30	61	3	61	61	0,35 Φ				
23	11+26	10+53	—	—	0,33	0,33	16	11	16	16	0,25 Φ				
Konrad-Str.	10+53	10+14	{ Konrad-Str. 23	{ 1,30 0,33 }	0,48 2	1,87	88	2	88	88	0,45 Φ	67	141	0,50 Φ	
„	10+14	9+75	Konrad-Str.	—	0,48 2	2,11	99	2	0,88	88	0,45 Φ				
26	11+17	10+23	—	—	1,01 · 2 3	1,01 · 2 3	32	4	32	32	0,25 Φ				
„	10+23	9+75	26	—	1,01 3	1,01	48	4	48	48	0,30 Φ				
Konrad-Str.	9+75	8+79	{ Konrad-Str. 26	{ 2,11 1,01 }	0,50	3,62	170	2	0,79	135	0,50 Φ	61	221	0,60 Φ	
Ibbenbürener-Str.	9+20	8+79	—	—	0,14	0,14	6	10	6	6	0,25 Φ				
„	8+79	8+52	{ Konrad-Str. Ibbenbürener-Str.	{ 3,62 0,14 }	0,11	3,87	182	2	0,78	142	0,50 Φ	60	233	0,60 Φ	
Garten-Str.	8+52	7+47	Ibbenbürener-Str.	—	0,70	4,57	220	2	0,74	163	0,60 Φ	57	261	Ei 0,60/0,90	
„	7+47	7+11	Garten-Str.	—	0,55 2	4,85	228	17	0,74	168	0,60 Φ	56	272	Ei 0,60/0,90	
„	7+11	6+75	Garten-Str.	—	0,55 2	5,12	241	25	0,73	176	0,35 Φ	56	287	0,40 Φ	
2	6+75	6+2	Garten-Str.	—	0,26	5,38	253	11	0,72	182	0,40 Φ	55	297	0,50 Φ	
1 a	9+99	9+9	—	—	0,64 · 2 3	0,64 · 2 3	20	3	20	20	0,25 Φ				
„	9+9	8+64	1 a	—	0,64 3	0,64	30	3	30	30	0,30 Φ				
Ibbenbürener-Str.	9+78	8+64	—	—	0,53	0,53	25	4	25	25	0,25 Φ				
„	8+64	8+20	{ 1 a Ibbenbürener-Str.	{ 0,64 0,53 }	0,13	1,30	61	3	61	61	0,35 Φ				
Kaiser-Str.	8+20	7+47	Ibbenbürener-Str.	—	1,30	0,29	1,59	75	3	75	0,25 Φ				
Hoch-Str.	9+10	8+32	—	—	0,41	0,41	19	5	19	19	0,25 Φ				
19 a	8+32	7+47	Hoch-Str.	—	0,34	0,75	35	5	35	35	0,25 Φ				
Kaiser-Str.	7+47	6+75	{ Kaiser-Str. 19 a	{ 1,59 0,75 }	0,37	2,71	127	14	0,83	106	0,35 Φ	65	176	0,40 Φ	
Hoch-Str. u. Str. 21 a	7+91	6+75	—	—	0,48	0,48	23	21	23	23	0,25 Φ				
5	7+45	6+75	—	—	0,25	0,25	12	13	12	12	0,25 Φ				
Kaiserstr.	6+75	6+2	{ Kaiser-Str. Hoch-Str. u. Str. 21 a 5	{ 2,71 0,48 0,25 }	0,34	3,78	177	34	0,78	139	0,30 Φ	60	227	0,35 Φ	
„	6+2	5+67	{ 2 Kaiser-Str.	{ 5,38 3,78 }	0,19 2	9,26	436	11	0,64	279	0,50 Φ	49	454	0,55 Φ	
„	5+67	5+47	Kaiser-Str.	—	0,19 2	9,35	440	14	0,64	282	—	49	459	—	
In der Schmutzwasserleitung fließen weiter und kommen deshalb in der Regenwasserleitung in Abzug										-12	270	0,45 Φ	-12	447	0,55 Φ
28	6+32	5+47	—	—	0,33	0,33	16	7	16	16	0,25 Φ				
Kaiser-Str. und Ems-Str.	5+47	4+42	{ Kaiser-Str. 28	{ 9,35 0,33 }	0,34	10,02	471	12	0,63	298	0,50 Φ	48	482	470	0,55 Φ

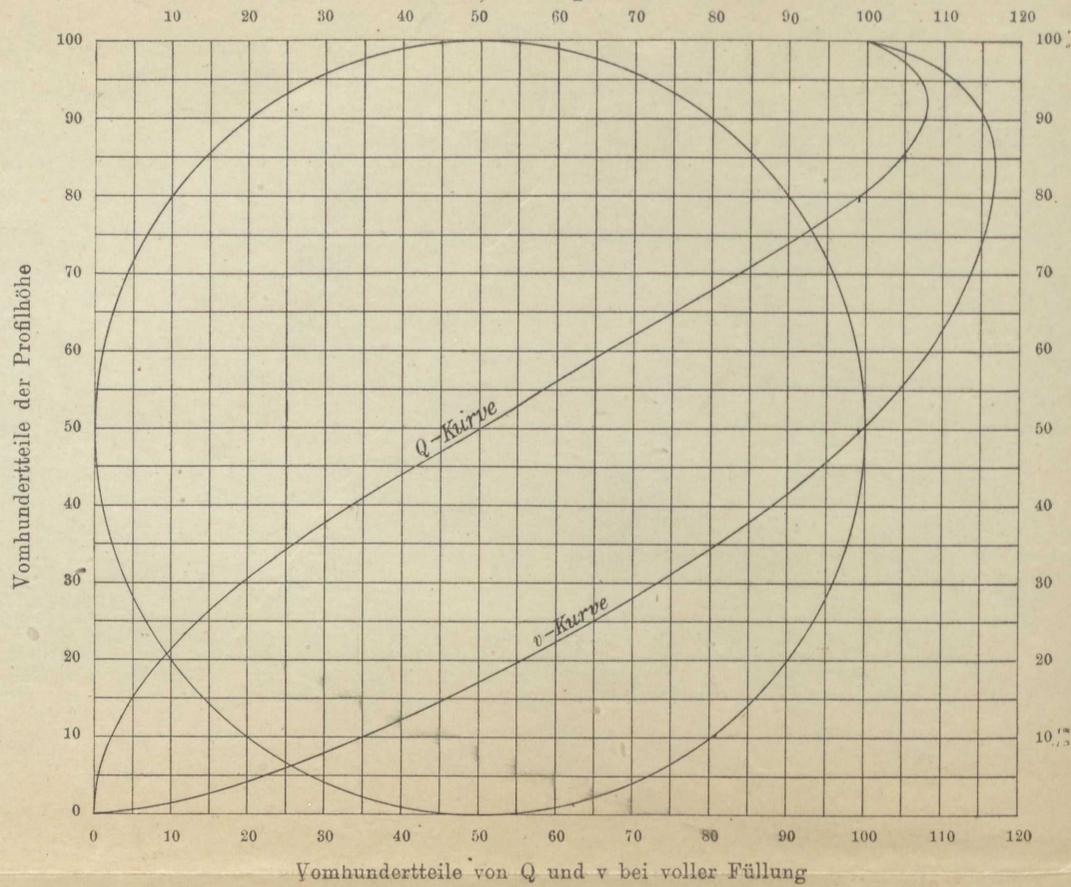
*Tafel zur überschläglichen Berechnung
der Durchflusssmengen von Entwässerungsleitungen
von Dr.-Ing. K. Imhoff.*



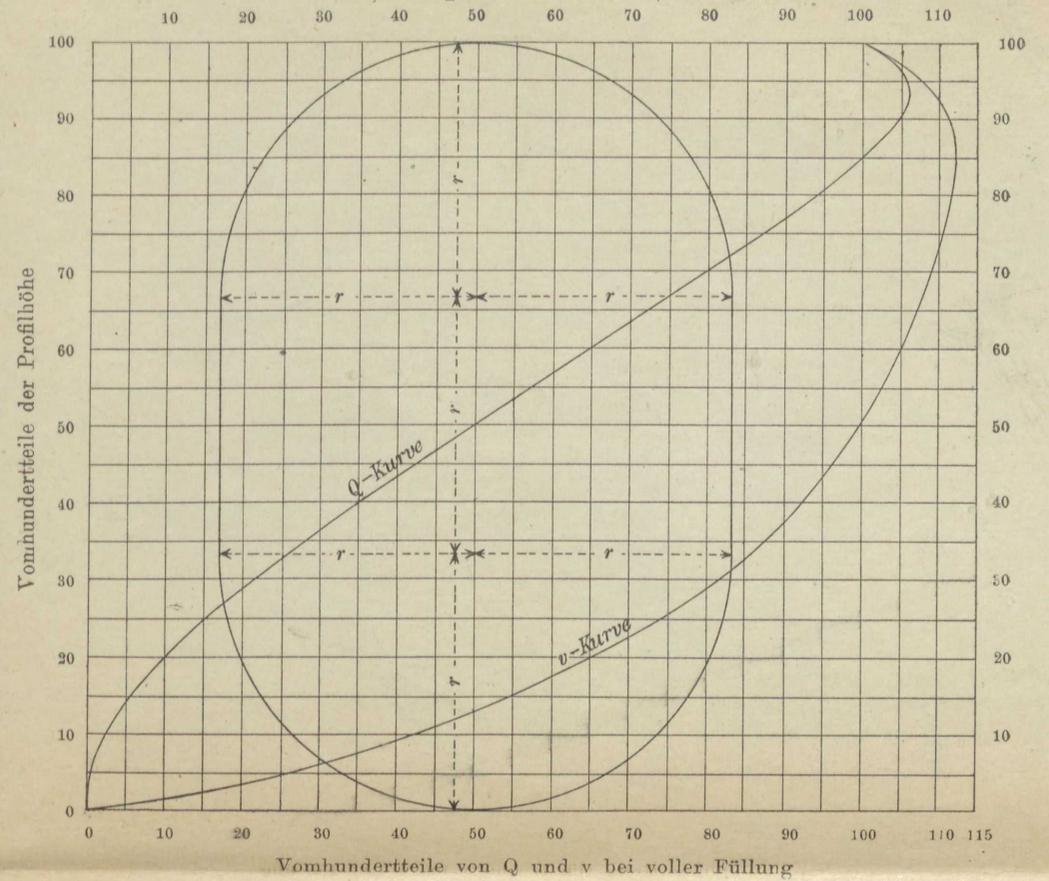
Verhältnis der Durchflußmenge und der Geschwindigkeit des Wassers bei beliebigen

Füllhöhen zu Q und v bei voller Füllung in verschiedenen Leitungsprofilen.

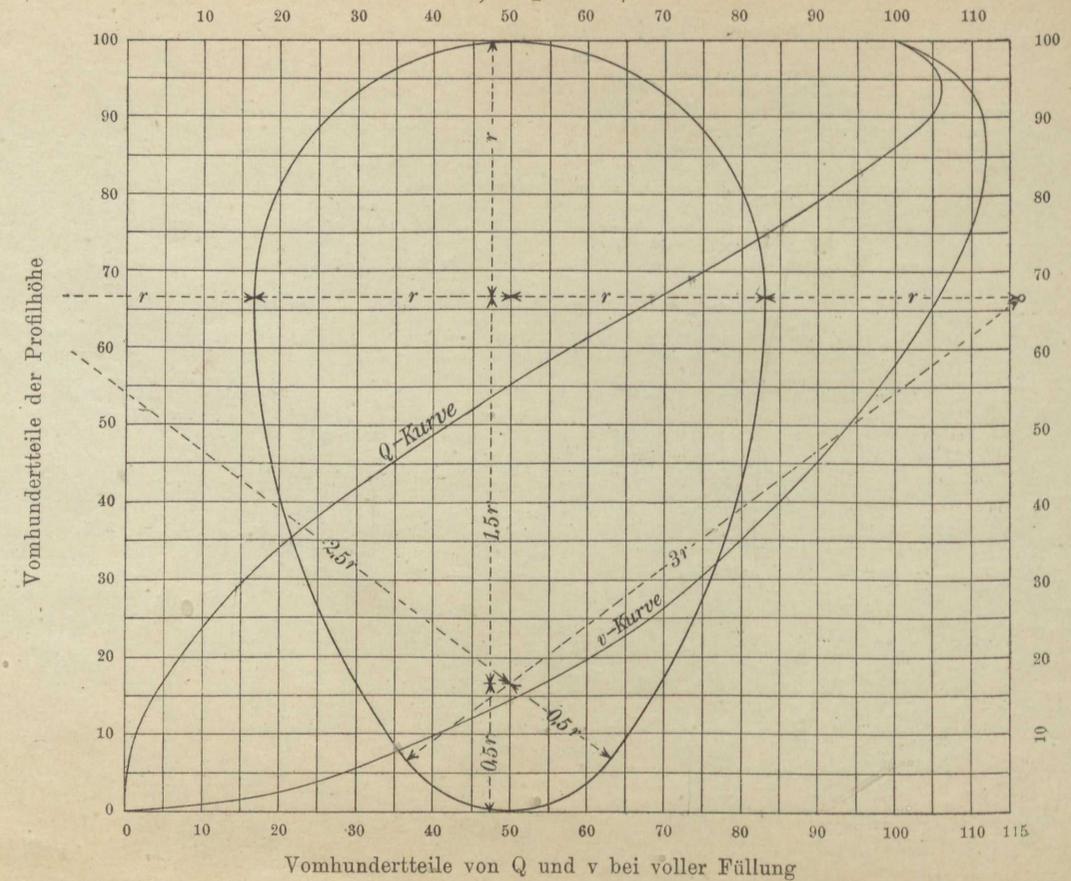
a) Kreisprofil



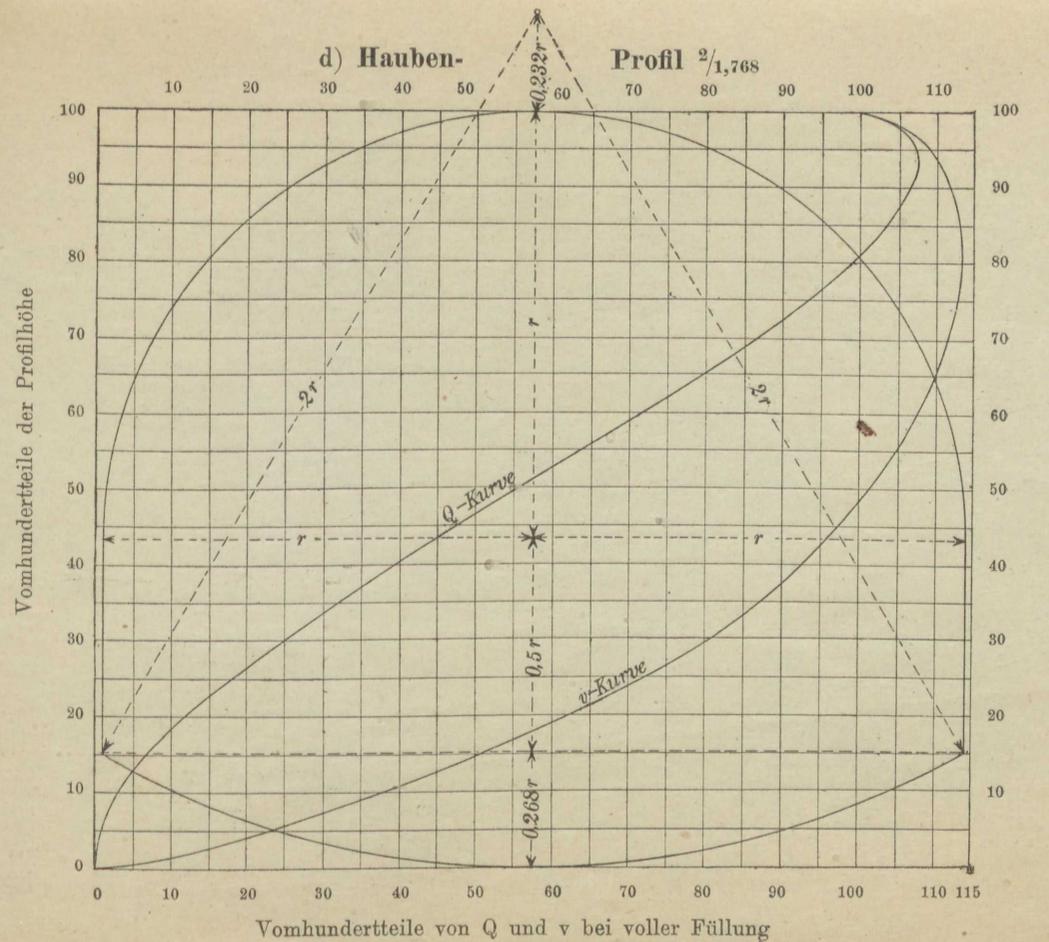
c) Elliptisches Profil $\frac{2}{3}$



b) Eiprofil $\frac{2}{3}$



d) Hauben- Profil $\frac{2}{1,768}$



Entwässerungsplan.

Oberhalb des Regenüberfalles
in St. 5 + 67: Mischverfahren
Unterhalb des Regenüberfalles
in St. 5 + 67: Trennverfahren

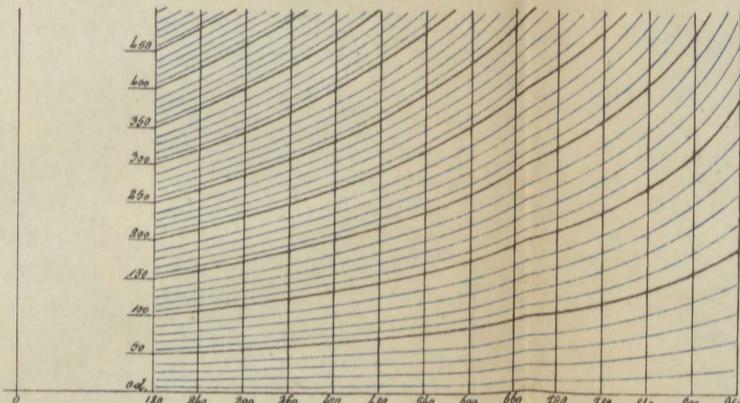
Versicherungswert 0,4.
Größte Regenabflußmenge 116.0,4 = 47 sl/ha
Schmutzwassermenge $\frac{80 \cdot 150}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 0,33 \text{ sl/ha}$

(für die Mischwasserleitungen nicht, sondern erst von St. 5 + 67 ab für die Schmutzwasserleitungen in Rechnung gestellt).

Verdünnungsgrad für den Regenüberfall 5.

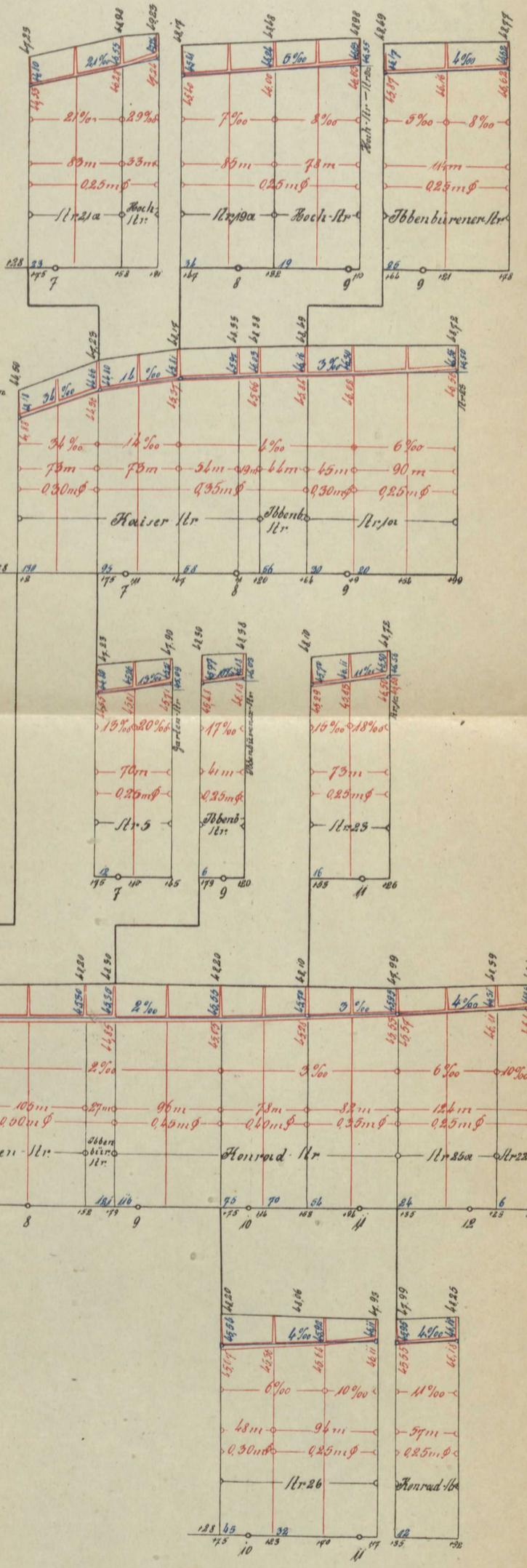
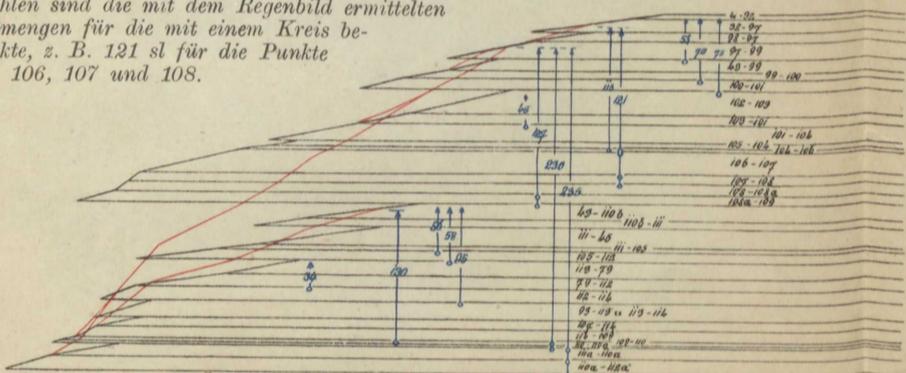
Regenbild

der wirtschaftlich gleichwertigen Regen in Münster i. W.,
welche im Jahr 2mal überschritten werden.

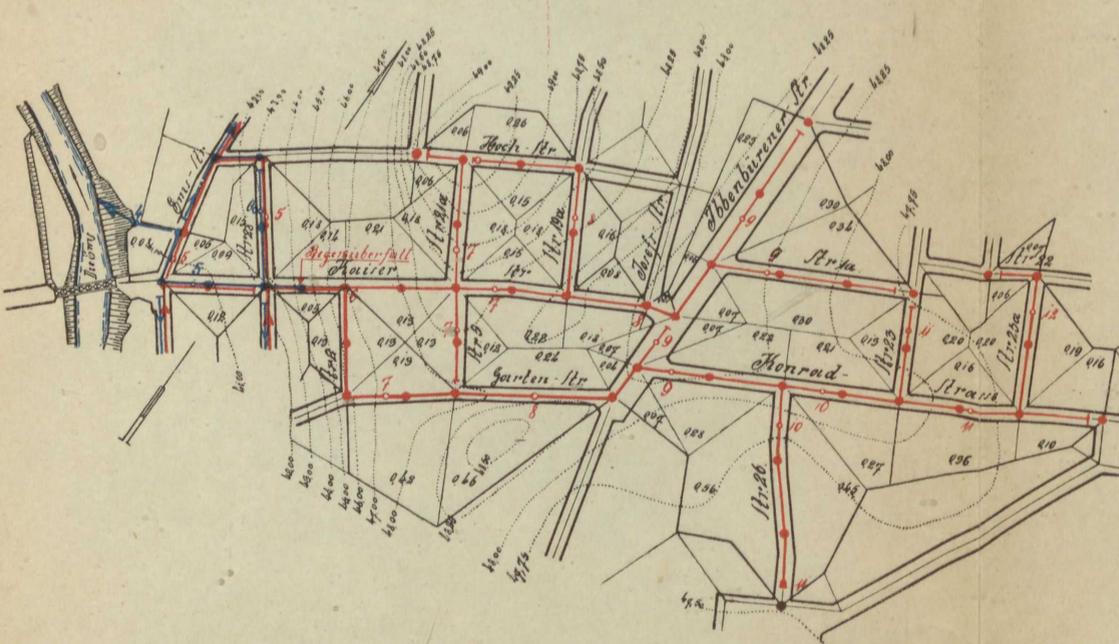
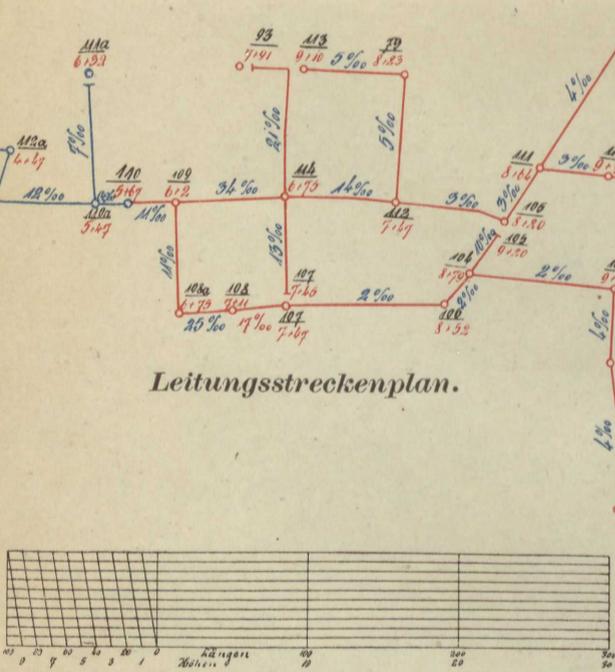


Flutplan.

Die blauen Zahlen sind die mit dem Regenbild ermittelten
Größtdurchflußmengen für die mit einem Kreis be-
zeichneten Punkte, z. B. 121 sl für die Punkte
104, 106, 107 und 108.

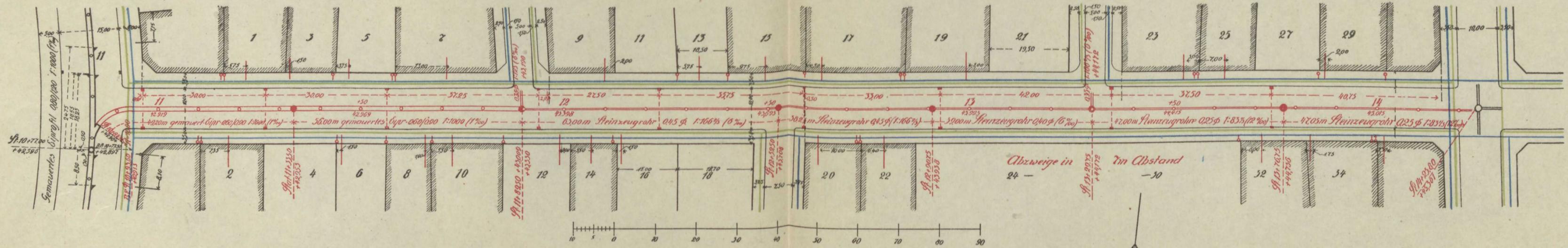


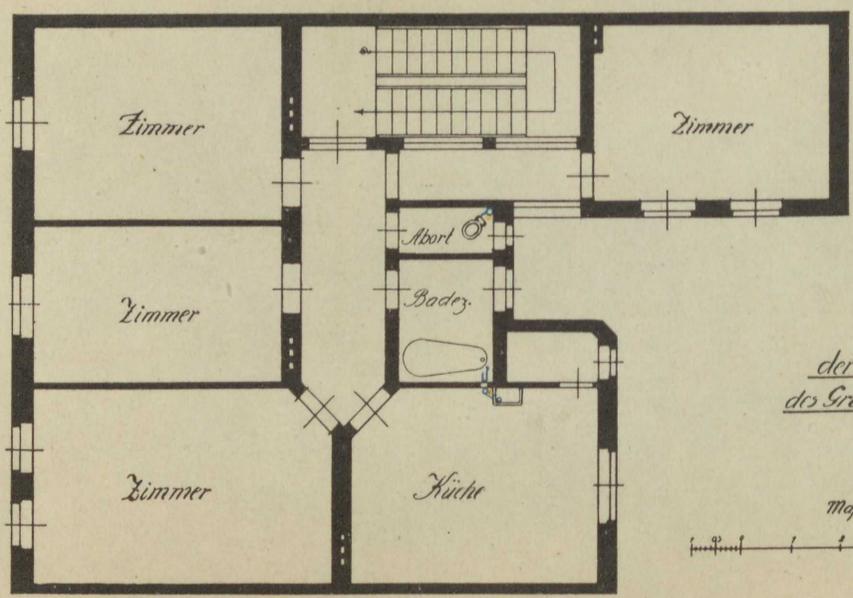
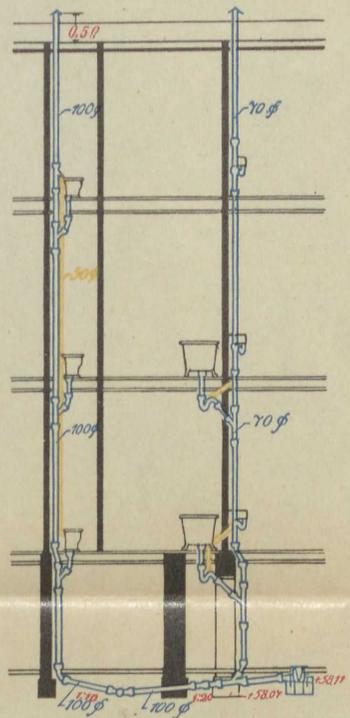
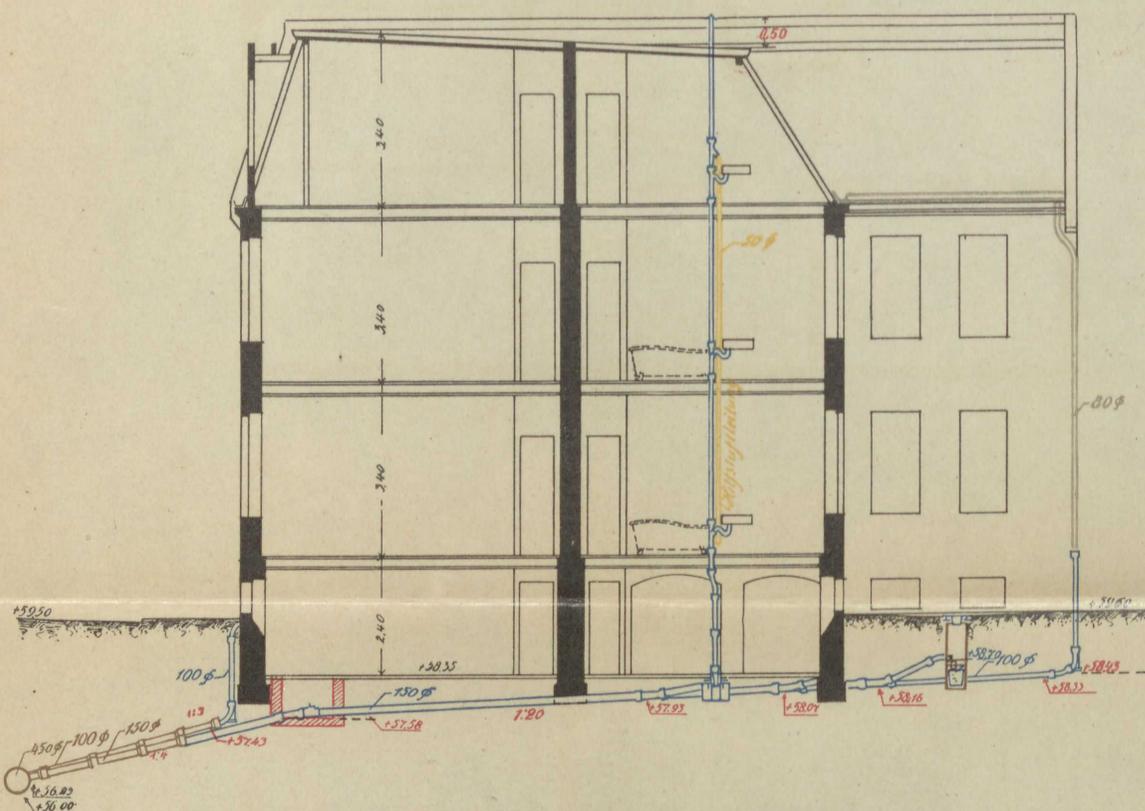
Leitungsstreckenplan.



Bauzeichnung der Entwässerungsleitung in der Sedanstraße von St. 10+04,30 bis St. 14+23,00

Wasserleitung Gasleitung

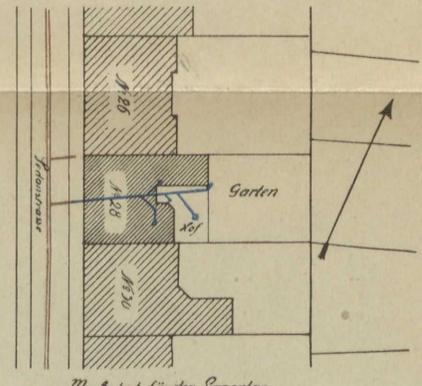
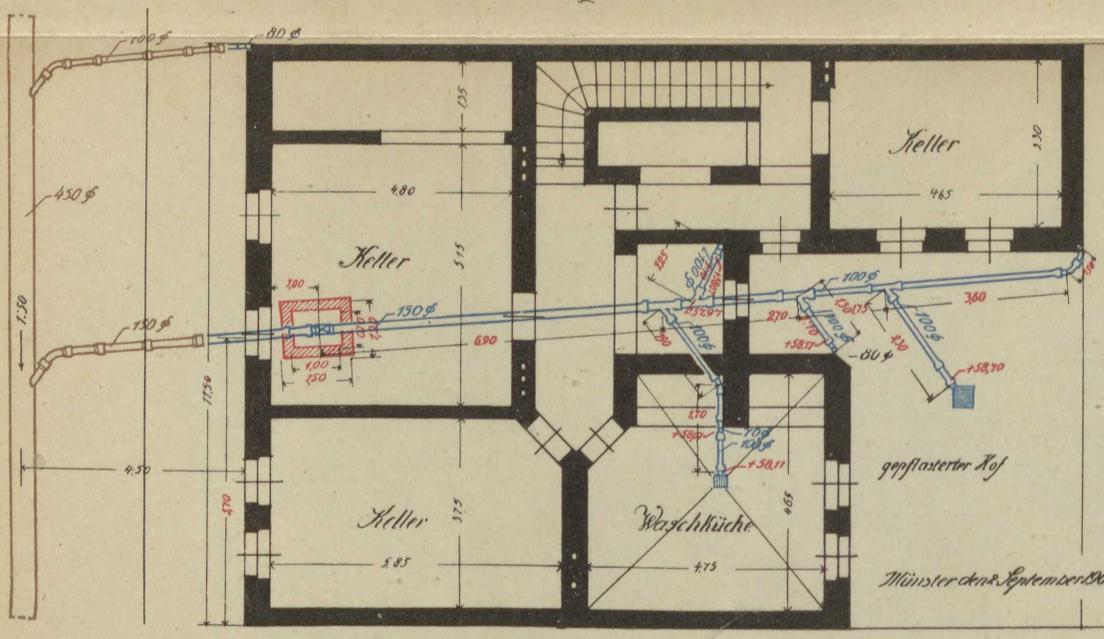
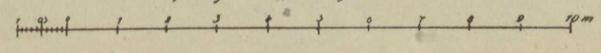




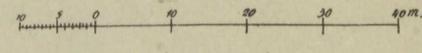
Farbenerklärung.
 — Eisenrohre
 — Tonrohre
 — Bleirohre
 — Zinkrohre

Entwurf
 der Entwässerungsanlage
 des Grundstückes Kalnschasse 28

Maßstab für den Entwurf



Maßstab für den Lageplan



Für die Richtigkeit

Münster den 1. September 1900. Der Eigentümer:
 Der Unternehmer: