



# Der Städtische Tiefbau.

IV. Teil.

## **Abwasserreinigung.**

Von

**H. Knauer.**

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298787

# Der Städtische Tiefbau.

IV. Teil

## **Abwasserreinigung.**

Mit 22 Abbildungen.

Bearbeitet von

**Ingenieur H. Knauer,**

Oberlehrer an der Königl. Baugewerkschule Essen-Ruhr.

Katalog Nr. 212 III.



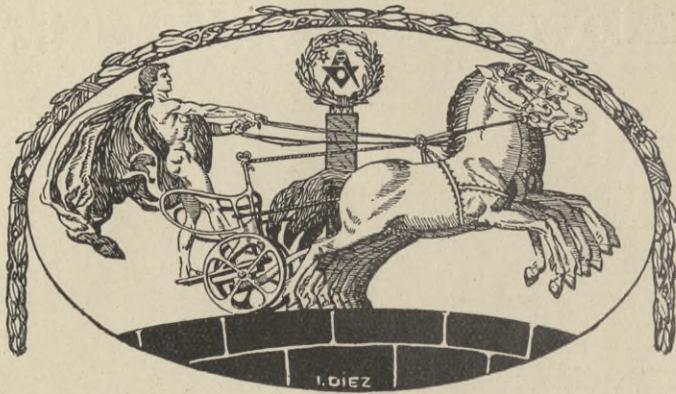
Strelitz in Mecklenburg.

Polytechnischer Verlag M. Hittenhofer.

1911.



III - 306 698



Jubiläums - Signet  
des  
Polytechnischen Verlages M. Hittenkofer  
in Strelitz (Meckl.).

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

III 15941

# Inhaltsverzeichnis.

	Seite
<b>A. Allgemeines; Zweck der Abwasserreinigung . . . . .</b>	<b>1</b>
I. Schädlichkeit der Einleitung ungereinigter Abwässer in die Flüsse und Selbstreinigung der Flüsse . . . . .	1
a) Verunreinigung der Flüsse . . . . .	1
b) Die Selbstreinigung der Flüsse . . . . .	2
II. Allgemeine Anforderungen an die Reinigungsanlagen und deren An- ordnung . . . . .	3
a) Allgemeine Anforderungen . . . . .	3
b) Wirkung der Kanalisation und Beschaffenheit des Abwassers. . . . .	3
c) Wahl des Anlageortes . . . . .	5
<b>B. Die künstliche Hebung der Abwässer . . . . .</b>	<b>5</b>
I. Allgemeine Anordnung des Pumpwerkes . . . . .	5
a) Größe des Pumpwerkes . . . . .	5
b) Die in Betracht kommenden Maschinen . . . . .	7
II. Berechnung der Maschinenstärke . . . . .	8
a) Berechnung der zu fördernden Wassermenge und der Maschinenstärke . . . . .	8
b) Berechnung der Förderhöhe . . . . .	8
c) Beispiel . . . . .	9
III. Berechnung und Ausführung der Druckleitung. . . . .	11
a) Berechnung der Leitung . . . . .	11
b) Ausführung der Leitung. . . . .	12
c) Beispiel . . . . .	13
<b>C. Die verschiedenen Reinigungsverfahren . . . . .</b>	<b>15</b>
I. Übersicht und Allgemeines über die verschiedenen Reinigungsarten . . . . .	15
II. Die chemische Reinigung . . . . .	16
III. Die mechanische Klärung . . . . .	17
a) Allgemeines . . . . .	17
b) Absitzbecken . . . . .	18
c) Faulräume . . . . .	22
d) Klärbrunnen und Klärtürme . . . . .	23
1. Klärbrunnen . . . . .	23
2. Klärtürme . . . . .	25
e) Beseitigung des Schlammes . . . . .	27
f) Beispiel . . . . .	28
IV. Die biologische Reinigung. . . . .	30
a) Allgemeines . . . . .	30
b) Das Füllverfahren . . . . .	31
1. Ausführung und Betrieb . . . . .	31
2. Berechnung der Becken . . . . .	33
3. Beispiele . . . . .	35
c) Das Tropfverfahren . . . . .	37
1. Ausführung . . . . .	37
2. Leistung . . . . .	38
d) Vergleich zwischen Füll- und Tropfverfahren . . . . .	38
e) Nachbehandlung der biologisch gereinigten Abwässer . . . . .	39

	Seite
V. Das Rieselfverfahren . . . . .	40
a) Allgemeines; Lage der Rieselfelder . . . . .	40
b) Die Bodenbeschaffenheit der Rieselfelder . . . . .	40
1. Geländegestaltung . . . . .	40
2. Bodenart . . . . .	41
c) Größe der Rieselfelder . . . . .	42
d) Druckrohr und Zweigleitungen . . . . .	43
e) Herrichtung der Rieselfelder . . . . .	46
1. Allgemeines . . . . .	46
2. Bau bei geneigtem Gelände . . . . .	46
$\alpha$ ) Der Hangbau . . . . .	46
$\beta$ ) Der Terrassenbau . . . . .	47
$\gamma$ ) Der Überstauungsbau . . . . .	47
3. Bau bei ebenem Gelände . . . . .	47
$\alpha$ ) Der Rückenbau . . . . .	47
$\beta$ ) Der Beetbau . . . . .	47
$\gamma$ ) Der Überstauungs- und Einstauungsbau . . . . .	47
f) Drainage der Rieselfelder . . . . .	47
g) Das Spritzverfahren oder die Schlauchberieselung (Benöbelung). . . . .	49
h) Pflanzenanbau . . . . .	50
i) Kosten des Rieselfverfahrens . . . . .	51
1. Anlagekosten . . . . .	51
2. Betriebskosten . . . . .	51
k) Beispiel . . . . .	52

---

## A. Allgemeines; Zweck der Abwasserreinigung.

### I. Schädlichkeit der Einleitung ungereinigter Abwässer in die Flüsse und Selbstreinigung der Flüsse.

#### a) Verunreinigung der Flüsse.

Die früher allgemein übliche Art, das un gerei nig te A b w a s s e r der Städte ohne weiteres in die offenen Wasserläufe einzuführen, ist vom gesundheitlichen und wirtschaftlichen Standpunkt aus sehr schädlich, da durch die im Kanalwasser mitgeführten Sinkstoffe und Bakterien das Vorflutwasser verdorben wird, und Fäulnisprozesse, Seuchen, Fischsterben und dgl. hervorgerufen werden können. Die zu den Spaltpilzen gehörigen Bakterien sind bekanntlich äußerst kleine Pflanzengebilde, welche die Fähigkeit besitzen, sich unter günstigen Bedingungen außerordentlich rasch zu vermehren. Nicht alle sind, wie bereits im II. Teile des Städtischen Tiefbaues, der „Wasserversorgung der Städte“ ausgeführt wurde, schädlich, doch können sich unter diesen Keimen auch sehr gefährliche Bakterien befinden, von denen die Wissenschaft nachgewiesen hat, daß sie die Erreger schwerer ansteckender Krankheiten sind. Dahin gehören namentlich die Typhus- und Cholera Bazillen.

Während man nun früher glaubte, daß mit der Ableitung der städtischen Abwässer das Nötige getan sei, zeigten aber gerade die Forschungen der Bakteriologen in neuerer Zeit, daß dies nicht der Fall sei. Die Flüsse, welche vielfach mit dem Schmutze der Industrie und der Städte beladen wurden, dienten womöglich gleichzeitig etwas weiter unterhalb zur Trinkwasserversorgung und erzeugten somit gefährliche Seuchen, wofür die große Choleraepidemie in Hamburg vom Jahre 1892 ein deutliches und erschreckendes Beispiel gab.

Neben den Schädigungen, welche ferner auch die Fischzucht, wie schon erwähnt wurde, erleiden kann, werden bei Einleitung ungereinigter Abwässer auch die Flußufer durch Bildung übelriechender Schlammبانke verunreinigt, und namentlich an kleinen, im Sommer ganz oder nahezu austrocknenden Flüssen bildet sich ein unhaltbarer Zustand.

Auch die auf die Benutzung derartig verunreinigten Wassers angewiesenen landwirtschaftlichen Betriebe können geschädigt werden und für den Verkehr an den Ufern oder in Badeanstalten große Lästigkeiten hervorrufen.

In übertriebener Weise stellten nun manche Ärzte die Forderung auf, daß die Einleitung städtischer Abwässer in die Flüsse überhaupt zu verbieten sei. Diese Folgerung ist natürlich ebensowenig durchzusetzen wie die entgegengesetzte, daß jede Verunreinigung erlaubt sei. Die Flüsse besitzen eine bedeutende Selbstreinigungskraft, wie weiter unten ausgeführt wird, und führen die Schmutzstoffe dem Meere, der großen Kloake der Kulturmenschheit, zu, so daß

sich neuerdings bei den Hygienikern eine gesündere Meinung durchgerungen hat, und man übertriebene Anforderungen fallen ließ.

Bereits früher hatte man, um die im Abwasser enthaltenen Dungstoffe für die Landwirtschaft nutzbar zu machen, oftmals eine Reinigung des Abwassers vorgenommen. Später wurde diese Reinigung durch die Fortschritte von Wissenschaft und Technik und durch das bewußte Forschen nach den Reinigungsfaktoren weiter ausgedehnt und neben der in erster Linie im Interesse der öffentlichen Gesundheitspflege erfolgenden Entwässerung der Wohnstätten vor der Einleitung in den Vorfluter, um diesen gleichfalls rein zu halten, als Endzweck aufgestellt.

Infolge der geschilderten Nachteile einer Verunreinigung der Flüsse durch städtische Abwässer werden im volkswirtschaftlichen Interesse sämtliche Vorflutgewässer, gleichviel welcher Art, von der Staatsbehörde überwacht, welche die Ausführung größerer Kanalisationsanlagen, von denen unreine Abgänge mitgeführt werden, erst nach Genehmigung der Entwürfe durch die Behörde gestattet und, wie dies z. B. in Preußen der Fall ist, in der Regel Anlagen zur Reinigung der Abwässer fordert.

Um die verschiedenen Verfahren, welche dabei eingeschlagen werden können, miteinander zu vergleichen, betrachtet man sie von zwei Gesichtspunkten aus: 1. Die bakteriologische Untersuchung des Abwassers unter dem Mikroskop nach den Krankheitserregern (Typhusbazillen usw.) und 2. die chemische Untersuchung des Wassers zur Beurteilung der schlamm bildenden Fähigkeiten des Wassers.

Alle einzelnen Reinigungsarten bis ins kleinste zu beschreiben, würde über den Rahmen dieses Buches hinausführen. Es soll daher nur eine Erörterung der allgemeinen Grundlagen erfolgen und nur die wichtigsten Reinigungsarten eingehender besprochen werden.

## b) Die Selbstreinigung der Flüsse.

Die Flüsse sind die von der Natur gegebenen Abzugskanäle, welche teilweise die Schmutzstoffe umbilden oder die Bakterien durch ihre bereits erwähnte Selbstreinigungskraft unschädlich machen, so daß das Wasser die Verunreinigungen verliert und seine ursprüngliche Beschaffenheit bald wieder annimmt.

Die Selbstreinigung des Flüsse erfolgt unter dem Einflusse des Lichtes, der Wärme und des Sauerstoffes, sowie unter Mithilfe zahlreicher Bakterien, durch Tier- und Pflanzenleben (Algen). So hat Pettenkofer an dem Isarwasser unterhalb Münchens nachgewiesen, daß die Flüsse schon nach kurzem Laufe jede Spur von Abfuhrstoffen getilgt haben.

Eine besonders wichtige Rolle spielt bei diesen Vorgängen der Sauerstoff. Aus der in den Flüssen enthaltenen Luft wird Sauerstoff an organische Stoffe und Fäulnisprodukte abgegeben und solche dadurch in unorganische Verbindungen verwandelt. Die hierzu erforderliche Vermengung von Wasser mit Luft steigert sich mit der Geschwindigkeit des Flusses. Weiter hängt die Selbstreinigung der Flüsse noch ab von der Menge und Beschaffenheit des Abwassers, wie auch von der Wassermenge des Vorfluters. Je größer letztere im Verhältnis zur abgeführten Schmutzwassermenge ist, um so größer ist die durch sie bewirkte Verdünnung des Abwassers. Daß die Reinigung auch um so schneller und wirkungsvoller eintritt, je reiner das Abwasser und das Vorflutwasser ist, je günstiger das Flußbett gestaltet und je länger die vom Abwasser durchflossene Flußstrecke, ferner je inniger und schneller die Vermengung zwischen Abwasser und Vorflut-

wasser ist, bedarf keiner weiteren Erläuterung. Erwähnt sei noch, daß gelöste organische Substanz der Selbstreinigung viel schneller verfällt als ungelöste, ebenso Harn schneller als Kot.

## II. Allgemeine Anforderungen an die Reinigungsanlagen und deren Anordnung.

### a) Allgemeine Anforderungen.

Die Anforderungen, welche an den Reinigungsgrad des dem Vorfluter zuzuführenden Abwassers zu stellen sind, und von denen die Ausführung der Reinigungsanlage abhängt, sind sehr schwer zu beurteilen und Sache des Spezialingenieurs. Jedenfalls sind sie nach den örtlichen Verhältnissen von Fall zu Fall zu entscheiden, da die Beschaffenheit des Abwassers und die Vorflutverhältnisse bei der Beantwortung solcher Fragen entscheidend sind. Allgemeine Vorschriften können daher nicht gegeben werden.

Dagegen ist ohne weiteres erkenntlich, daß die höchsten Anforderungen an die Reinigung der Abwässer da gestellt werden müssen, wo es sich um stark verunreinigte Abwässer in großen Städten handelt und gleichzeitig der als Vorfluter dienende Wasserlauf eine geringe und an sich verunreinigte Wassermenge bei geringer Wassergeschwindigkeit in seichtem, schlammigem Bett mit sich führt, die Ufer stark besiedelt sind und die Bewohner das Wasser des Vorfluters zu gewerblichen und landwirtschaftlichen Betrieben benutzen müssen.

In kleineren Orten mit geringer und wenig verunreinigter Abwassermenge, aber großem Vorfluter mit bedeutender Geschwindigkeit und reinem Wasser und festem kiesigen Bett wird man umgekehrt die geringsten Ansprüche an die Abwasserreinigung zu stellen haben.

Zuweilen ist es zweckmäßig, ungünstige Vorflutverhältnisse künstlich zu bessern, namentlich wenn die Niedrigwassermenge sehr gering ist. Man kann in solchen Fällen das Hochwasser durch Anlage eines Sammelteiches zur Verstärkung der Niedrigwassermenge zurückhalten. Auch durch Flußregulierung und Beseitigung von Stauanlagen läßt sich häufig eine Verbesserung der Vorflutverhältnisse herbeiführen.

Über die Ansprüche, welche an den Reinigungserfolg zu stellen sind, wird bei der Erläuterung der einzelnen Reinigungsarten noch gesprochen werden.

### b) Wirkung der Kanalisation und Beschaffenheit des Abwassers.

Durch die Kanalisation werden die flüssigen Abwässer und die in ihnen aufgelösten oder mit ihnen fortgeschwemmten Stoffe aus dem Stadtgebiete entfernt, so daß also die Entwässerung einer Stadt eigentlich nötiger ist als die Wasserversorgung. Durch den Bau der Kanalisation nimmt die Sterblichkeit der Bewohner ab. Berlin hatte z. B. vor Anlage der Kanalisation rund 30 ‰ Sterblichkeit, nachher 20 ‰, Danzig etwa 37 ‰, nachher 28. Vor allem sind es die Epidemien, welche nach Ausführung einer Kanalisation nachlassen.

England ging allen Ländern im Bau von Kanalisationen voraus, veranlaßt durch seine gewaltige Industrie. Die verschiedenen Abwässer verseuchten allmählich den Untergrund der Städte derart, daß 1848 die Public Health Act erlassen

wurde, nach der jede Stadt, die in sieben aufeinanderfolgenden Jahren 23 ‰ Sterblichkeit hatte, Kanalisation bauen muß.

Als Maß für die gesundheitlichen Verhältnisse einer Stadt hat sich die Zahl der Typhuserkrankungen herausgebildet. Eine Stadt mit regelmäßigen Typhusepidemien gehört zu den gesundheitlich schlechten. Durch die Kanalisation sinken nicht allein die Typhusfälle, so daß man von einer Epidemie überhaupt nicht mehr reden kann, sondern auch alle anderen Ansteckungskrankheiten lassen bedeutend nach.

Die Übertragung ansteckender Krankheiten durch verseuchtes Wasser gilt als vollkommen einwandfrei nachgewiesen. Aus diesem Grunde müssen, wie schon erwähnt wurde, die Abwässer gereinigt werden, ehe sie dem Vorfluter zugeführt werden, wofür man verschiedene Mittel hat.

Wichtig ist dazu die Kenntnis von der Beschaffenheit der Abwässer. Was deren Zusammensetzung anbelangt, so sind nach dem chemischen Zusammenhange in der Hauptsache Stickstoff- und Kohlenstoffverbindungen zu unterscheiden. Diese Verbindungen sind zum Teil giftig oder geben für die Bakterien einen guten Nährboden ab; sich selbst überlassen, zerfallen sie in andere chemische Verbindungen, die sich entweder als feste Stoffe zu Boden setzen und die schon genannten ekelhaften Schlammبانke bilden oder als Gase in die atmosphärische Luft entweichen und diese alsdann häufig durch ihren Geruch auf weite Strecken verpesten.

Ein Teil dieser Nachteile wird, wie wir sahen, durch die Selbstreinigungskraft der Flüsse bald vernichtet. Doch erhellt aus den bisherigen Ausführungen zur Genüge die Wichtigkeit der Reinigung der Abwässer vor Einleitung in den Vorfluter und namentlich die Vernichtung der Krankheitserreger (Bakterien).

Beobachtet man das Wasser, das dem Ende des Stammkanales einer städtischen Kanalisation entfließt, so kann man bei den mitgeführten Schmutzstoffen außerdem noch unterscheiden:

1. Sinkstoffe, deren spezifisches Gewicht so groß ist, daß sie durch die Stoßkraft des Wassers nur auf der Sohle fortrollen;
2. Schwimmstoffe (Holzstücke, Blätter usw.), die auf dem Wasser schwimmend sich fortbewegen. Diese Stoffe werden im Sandfang, durch Gitter oder Tauchbretter zurückgehalten;
3. Schwebstoffe, Kotteilchen, fein zerteiltes Zeitungspapier usw., die sich bei längerem ruhigen Stehen zu Boden setzen, oder an die Oberfläche schwimmen. Diese Stoffe bilden später bei nicht genügender Vorklärung im Verhältnis zu der Selbstreinigungskraft des Vorfluters die Schlammبانke. Ihre Ausscheidung erfordert die meisten Kosten. Bei chemischen Analysen erfolgt ihre Ausscheidung durch Filtrieren;
4. im Wasser aufgelöste Stoffe, wie Zucker, Seife, die sich bei ruhigem Stehen des Wassers nicht absetzen;
5. Verunreinigungen, die dem Wasser chemisch beigemischt sind.

Die beiden letzten Gruppen von Schmutzstoffen können in die Flüsse eingeleitet werden, und man braucht nicht zu fürchten, daß dadurch Schlammبانke entstehen. Bei chemischen Analysen erfolgt ihre Ausscheidung durch Verdampfen.

Je nach dem zu verlangenden Reinigungsgrad wird das Abwasser in verschiedener Weise behandelt. Um die gesundheitsschädlichen Keime (die pathogenen Bakterien) zu vernichten, wird das Wasser desinfiziert; sollen die Gerüche unter-

drückt werden, so wird es geruchlos gemacht (desodorisiert). Nur in seltenen Fällen werden jedoch diese beiden Verfahren angewandt, in den meisten Fällen wird vielmehr das Abwasser mehr oder weniger gut gereinigt.

### c) Wahl des Anlageortes.

Vor allen Dingen hat man dahin zu streben, die Abwässer eines Ortes, wenn möglich, an einem einzigen Punkte zusammenzuführen, weil sich alsdann die Anlage und der Betrieb am einfachsten und billigsten gestalten und am besten überwachen läßt.

Die beste Lage für die Reinigungsanlage ist außerhalb der städtischen Bebauung, stromab und in der Nähe des Vorfluters, jedoch muß sie hochwasserfrei und die Umgebung nur wenig bewohnt sein. Wenn möglich, ist eine solche Stelle des Vorfluters auszuwählen, wo dieser feste Ufer und starke Strömung besitzt; bei Flußspaltungen ist die Lage unterhalb dieser zu wählen.

Das Abwasser ist in fließendes Wasser einzuleiten, also nicht in Uferbuchten, Teiche, Hafenbecken sowie oberhalb von Stauanlagen. Damit die Abwässer sich mit dem Wasser des Vorfluters möglichst schnell und gleichmäßig vermengen, ist die Einführung an tiefer Stelle und möglichst in der stärksten Strömung zu bewerkstelligen.

Auf künftige und leichte Erweiterung der Anlage ist von vornherein Bedacht zu nehmen.

Die völlige Vernichtung der Krankheitskeime erfolgt, wie wir sahen, durch Desinfektion, über welche noch näher gesprochen werden wird. Die Reinigungsanlagen müssen daher so eingerichtet werden, daß beim Ausbruch ansteckender Krankheiten eine solche Desinfektion möglich ist. Die Stelle hierfür ist in den Ablauf des gereinigten oder vorgeklärten Wassers zu legen, weil die Abwässer nach Entfernung der Schwimm- und Schwebestoffe sicherer und mit einer kleineren Menge von Desinfektionsmitteln keimfrei gemacht werden können.

Enthalten die Abwässer giftige oder sonst irgendwie schädliche salzige, saure oder heiße Abflüsse aus einzelnen größeren gewerblichen Betrieben, so sind diese am besten an der Erzeugungsstelle unschädlich zu machen, also bevor sie in das Kanalnetz eingeleitet werden.

## B. Die künstliche Hebung der Abwässer.

### I. Allgemeine Anordnung des Pumpwerkes.

#### a) Größe des Pumpwerkes.

Können die Abwässer bei günstiger Höhenlage des zu entwässernden Stadtgebietes mit natürlichem Gefälle auf die Kläranlage geleitet werden, so ist diese Anordnung immer die beste und billigste, auch wenn dabei eine längere Zuleitung oder die Durchschneidung eines Höhenzuges notwendig wird, um ein tiefer gelegenes Nebental für die Reinigungsanlage zu gewinnen. Doch sind natürlich vergleichende Kostenanschläge anzufertigen, ob in solchen Fällen die Anlage- und Betriebskosten für eine künstliche Hebung der Abwässer geringer oder höher sind als diejenigen einer Zuleitung eben genannter Art.

In den meisten Fällen wird jedoch trotz der bedeutenden und dauernden Unkosten sich eine künstliche Hebung der Abwässer zur Reinigungsanlage bzw. in den Vorfluter nicht umgehen lassen. Dies wird namentlich im Flachlande der Fall sein.

Die Hubhöhe ist in der Regel nicht erheblich; sie erreicht nur dann ein höheres Maß, wenn die Mündungsstelle in großer Entfernung liegt, oder wenn weit abgelegene Rieselfelder (s. weiter unten) benutzt werden müssen. Wird die Vorflut durch einen Wasserlauf vermittelt, so wechselt die Hubhöhe mit dessen Pegelständen; und es kann sich die Hebung unter Umständen auf die Zeit der höheren Wasserstände beschränken. Für die Lage des Pumpwerkes kommt daher auch neben der Höhenlage und Zugänglichkeit eines geeigneten Grundstückes, die Anfuhr der Brennstoffe und die Beschaffenheit des Untergrundes in Betracht.

Daß vor Einleitung der Abwässer in den Vorfluter oder zur Kläranlage bzw. den Rieselfeldern eine Abscheidung der gröberen Sinkstoffe erwünscht ist und durch einen Sandfang erfolgt, welcher also als Zubehör eines Pumpwerkes anzulegen ist, ist bereits im III. Teile „Kanalisation“ ausgeführt; ebenso ist dort der gleichfalls zum Pumpwerk gehörige Hauptnotauslaß genannt worden, so daß auf diese Anlagen hier nicht mehr eingegangen zu werden braucht.

Die Größe der Maschinenanlage ist für 10 Jahre ausreichend zu bemessen, muß aber von vornherein so angeordnet werden, daß sie ohne kostspielige Änderungen je nach Bedarf vergrößert werden kann. Die Gebäude sind daher auch so groß anzulegen, daß noch eine weitere Maschine darin untergebracht werden kann.

Der Zufluß der Abwässer ist beträchtlichen Schwankungen unterworfen. Um jedoch den Pumpenbetrieb möglichst gleichmäßig zu gestalten, kann durch Aufstau des Wassers im Sandfange und in der unteren Strecke des Sammelkanales oder in einem besonderen Sammelbecken ein Ausgleich herbeigeführt werden.

Die Anordnung und Größe der Pumpen hängt namentlich davon ab, ob nur das Brauchwasser gehoben wird, oder ob auch das Regenwasser mit in die Kanäle gelangt, also davon, ob das Trennsystem oder das Mischsystem ausgeführt ist. Im ersten Falle genügt für einfache Anlagen die Aufstellung von zwei Pumpen, von denen eine imstande ist, bei mittlerer Hubzahl den gewöhnlichen, bei größter den stärksten Trockenwetterabfluß zu bewältigen; daneben ist aber auch auf Ausdehnungsfähigkeit der Anlage Bedacht zu nehmen.

Der Gesamtumfang der Maschinenanlage eines nach dem Mischsystem ausgeführten Kanalnetzes richtet sich nach der Entlastung des letzteren durch die Notauslässe. Je mehr man auf Reinhaltung des Flusses Gewicht legt, desto höher ist der Abstand zwischen den Auslaßschwellen und den Sohlen der Kanäle, und desto größer muß auch die Maschinenkraft sein, welche das durch Regenwasser verdünnte Brauchwasser fortschafft.

Ferner kommen für die Größe und Anordnung der Pumpen die Regengüsse während der hohen Flußwasserstände in Betracht, weil in diesem Falle auf die Wirkung der Auslässe gar nicht oder nur in geringem Grade zu rechnen ist. Doch ist bereits gesagt worden, daß das eigentliche Hochwasser in der Regel im Frühjahr eintritt, die stärksten Sturzregen dagegen im Sommer, so daß letztere nur sehr selten mit den höchsten Flußwasserständen zusammenfallen; trotzdem erfordert aber die Beseitigung eines mittleren Regens durch die Maschinen ohne Zuhilfenahme der Notauslässe die Bereithaltung kräftiger Pumpen auch dann, wenn ein Überpumpen nach dem Flusse stattfindet.

Um nun eine den wechselnden Fördermengen sich anpassende, volle Kraftausnutzung der Maschinen zu erzielen und somit den Betrieb möglichst billig zu gestalten, ist die zur Hebung der Abwässer erforderliche Maschinenkraft auf mehrere Maschinen von verschiedener Leistungsfähigkeit zu verteilen, die in entsprechender Gruppierung zu arbeiten und so die genannte Anpassung herbeizuführen vermögen.

### b) Die in Betracht kommenden Maschinen.

Die Kraftquelle, durch welche der Antrieb der Pumpen erfolgt, ist Dampf, Gas und Elektrizität. Die Wahl zwischen diesen Mitteln richtet sich nach den Betriebskosten, die je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden sein können.

Dampfmaschinen beanspruchen größeren Raum für Maschinenanlage, Kesselhaus und Kohlenschuppen; die Kosten für den Grunderwerb sind höher; auch erfordern die Maschinen längere Zeit zum Anlassen der Pumpen.

Gas ist eine in steter Bereitschaft befindliche Kraftquelle, so daß Gasmaschinen in wenigen Sekunden betriebsfertig sind. Durch Fortfall von Kesselanlage, Kohlenschuppen und Schornstein wird der Grunderwerb und die ganze Anlage billiger; die Wartung ist einfacher und die Rauchbelästigung fällt fort. Dagegen können unter Umständen als Nachteile die Ausführung einer langen Zuleitung und die Gaspreise sowie die Abhängigkeit von der Gasanstalt angesehen werden; doch hat man zu berücksichtigen, daß die Maschinen vorzugsweise am Tage arbeiten, Gas zu Beleuchtungszwecken aber in der Regel nur in den Abendstunden gebraucht wird, und auch der Verbrauch hauptsächlich in die Sommermonate fällt, wo derjenige an Leuchtgas am geringsten ist.

Die schnelle Betriebsfertigkeit der Gasmaschinen ist von besonderem Vorteil bei Anlagen mit unterbrochenem oder infolge von Regengüssen zu verstärkendem Betriebe. Sehr billig arbeiten Sauggasmaschinen, welche zweckmäßig auch mit der Leuchtgasleitung verbunden werden, damit man sie bei plötzlichem Bedarf sofort mit Leuchtgas anlassen und so lange arbeiten lassen kann, bis die Generatoren das billigere Sauggas zu liefern vermögen. Die Umschaltung ist in wenigen Minuten zu bewirken.

Die Betriebssicherheit ist für Gasmaschinen ebenso groß wie für Dampfmaschinen, da auch bei ersteren bedeutende Fortschritte erzielt worden sind.

Elektromotoren sind ebenso wie Gasmaschinen in wenigen Sekunden betriebsfertig und weisen daher dieselben Vorzüge auf; sie erfordern gleichzeitig den geringsten Raum und arbeiten bei niedrigem Elektrizitätspreise sehr vorteilhaft. Außerdem beanspruchen sie wenig Beaufsichtigung. Unter anderem kann die Einrichtung so getroffen werden, daß die Ein- und Ausschaltung der Kraftgeber selbsttätig durch Schwimmer erfolgt, welche sich je nach dem Wasserstande im Sandfange auf und ab bewegen. Die Gesamtanlage gestaltet sich sehr einfach, namentlich wenn die Pumpe mit dem Kraftgeber gekuppelt wird. Als Nachteil ist jedoch anzuführen, daß bei plötzlich auftretendem hohen Bedarfe an elektrischem Strom die Elektrizitätswerke diesen nicht immer zu liefern vermögen, während die Gasanstalten stets über einen ausreichenden Gasvorrat verfügen. Aus diesem Grunde ist wohl der elektrische Betrieb auch bisher nur in wenigen Fällen ausgeführt.

Erwähnt sei noch, daß natürliche Wasserkraft nur ausnahmsweise zum Betriebe von Abwasserpumpen Verwendung findet, dagegen manchmal Druckluft benutzt wird.

Die zur Verwendung gelangenden Pumpen sind für geringe Hubhöhen von 4 bis 6 m Saughöhe und 8 bis 10 m Druckhöhe Kreiselpumpen mit 60 bis 70 % Nutzleistung, für größere Förderhöhen Saug- und Druckpumpen mit 85 % Nutzleistung und darüber. Die Kreiselpumpen sind billig, schnell zu reinigen, wenig empfindlich und erfordern wenig Platz zur Aufstellung. Für größere Fördermengen von etwa 15 bis 20 sl an verwendet man gern schnellaufende Kolbenpumpen mit 40 bis 60 Hub in der Minute.

## II. Berechnung der Maschinenstärke.

### a) Berechnung der zu fördernden Wassermenge und der Maschinenstärke.

Die in einer Sekunde zu fördernde Abwassermenge (Fördermenge) ist zusammen mit der Förderhöhe bestimmend für die Maschinenstärke.

Die Fördermenge wird aus dem sekundlichen Wasserverbrauch der Bevölkerung und aus der Einwohnerzahl ermittelt, wobei auf die Zunahme der letzteren Rücksicht zu nehmen ist, da die Anlage, wie bereits gesagt wurde, für mindestens 10 Jahre ausreichend zu bemessen ist. Die Einwohnerzahl nach n Jahren erhält man wieder aus der bekannten Gleichung

$$A_1 = A \cdot \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n \dots \dots \dots 1)$$

worin A die augenblickliche Einwohnerzahl und p in Hundertteilen die jährliche Bevölkerungszunahme bedeutet.

Die Anzahl N der von der zum Antriebe der Pumpen benutzten Maschine tatsächlich aufzuwendenden Pferdestärken ergibt sich aus der gleichfalls bereits bekannten Formel (vgl. „Wasserversorgung der Städte“):

$$N = \frac{\alpha \cdot Q \cdot H \cdot 1000}{75} \dots \dots \dots 2)$$

Hierin bedeutet:

Q die Fördermenge in cbm/Sekunde;

H die Förderhöhe in m;

$\alpha$  einen Beiwert, welcher je nach der Herstellungsart und der Unterhaltung der Pumpen zwischen 1,25 und 1,50 schwankt und im Mittel zu 1,3 genommen werden kann.

Für die Berechnung der Pumpen gelten die gleichfalls im Teile „Wasserversorgung der Städte“ gegebenen Formeln.

### b) Berechnung der Förderhöhe.

Die Förderhöhe ergibt sich als senkrechter Unterschied zwischen dem niedrigsten Wasserspiegel im Pumpensumpf und dem höchsten Wasserstande an der Ausmündung der Druckleitung, welcher z. B. bei Riesefeldern durch den höchsten Wasserspiegel im Standrohr bestimmt ist (vgl. unter „Berieselung“). Dies ist die geometrische Förderhöhe  $h_1$ . Zu ihr tritt noch der Druckhöhenverlust  $h_2$  hinzu, so daß die von der Maschine tatsächlich zu leistende Gesamthubhöhe, die sog. manometrische Förderhöhe H sich ergibt aus:

$$H = h_1 + h_2.$$

Der Druckhöhenverlust  $h_2$  wird aus der ebenfalls in der „Wasserversorgung der Städte“ bereits gegebenen Formel von Darcy ermittelt, welche lautet:

$$h_2 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{d} \right) \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots 3)$$

Hierin ist  $d$  der Durchmesser und  $l$  die Länge der Leitung in  $m$ ;  $v = \frac{Q}{F}$  die Geschwindigkeit der Durchflußmenge in  $m$  ( $Q$  in  $cbm$  die Fördermenge,  $F$  in  $m^2$  der Wasserquerschnitt);  $g = 9,81$  die Erdbeschleunigung.

Die Anwendung der Formeln wird am besten an einem Beispiele gezeigt.

### c) Beispiel.

Eine Stadt von 8900 Einwohnern hat Kanalisation nach dem Mischsystem. Die jährliche Bevölkerungszunahme ist 2 %, der durchschnittliche tägliche Wasserverbrauch 78 l für den Kopf der Bevölkerung.

Der Verdünnungsgrad der Brauchwassermenge durch das Regenwasser ist 2, letzteres fließt also erst dann durch die Notauslässe ab, wenn das Brauchwasser durch die doppelte Regenwassermenge verdünnt ist. Der niedrigste Wasserstand im Pumpensumpf liegt auf + 62,3 m über N. N. Das Wasser ist auf ein Rieselfeld zu pumpen, der höchste Wasserstand im Standrohre daselbst ist + 82,5 m über N. N. Die Länge des Druckrohres vom Pumprohre bis zum Standrohre beträgt 1800 m, seine lichte Weite 30 cm.

Die erforderliche Nutzleistung der Antriebsmaschine für die Pumpen ist unter der Bedingung zu bestimmen, daß die Anlage für die nächsten 15 Jahre ausreichen soll.

### Lösung.

#### 1. Berechnung der Fördermenge.

Die Anlage soll für 15 Jahre ausreichend bemessen werden, daher ist der nach jener Zeit zu erwartende Bevölkerungsstand der Rechnung zugrunde zu legen. Die Einwohnerzahl steigt in  $n$  Jahren nach Gleich. 1) auf

$$A_1 = A \cdot \left( 1 + \frac{p}{100} \right)^n,$$

für den vorliegenden Fall erhält man also

$$A_1 = 8900 \cdot \left( 1 + \frac{2}{100} \right)^{15} = 8900 \cdot 1,02^{15} = 11980$$

$$A_1 = \sim 12000 \text{ Einwohner.}$$

Der durchschnittliche Tagesverbrauch beträgt 78 l für den Kopf der Bevölkerung; der stärkste Stundenverbrauch ist nach den im II. Teile der „Wasserversorgung“ gemachten Angaben  $\frac{1}{10}$  des durchschnittlichen Tagesverbrauches,

also  $\frac{1}{10} \cdot 78 = 7,8 l$ . Der Verbrauch in 1 Sekunde ergibt sich also zu

$$\frac{7,8}{60 \cdot 60} = 0,0022 \text{ sl,}$$

so daß die vom Kanalnetz in 1 Sekunde abzuführende Brauchwassermenge bei dem ermittelten Bevölkerungsstande

$$Q_B = 12\,000 \cdot 0,0022 = 26,4 \text{ sl}$$

beträgt. Der vorgeschriebene Verdünnungsgrad ist 2. Man erhält also für die auf die Rieselfelder zu pumpende größte Fördermenge

$$Q = 3 \cdot 26,4 = 79,2 = \text{rd. } 80 \text{ sl}$$

oder

$$Q = 0,08 \text{ cbm.}$$

### 2. Berechnung der Förderhöhe.

Nach der Aufgabe ergibt sich die geometrische Förderhöhe

$$h_1 = 82,5 - 62,4 = 20,1 \text{ m.}$$

Der Druckhöhenverlust folgt aus der Formel 3)

$$h_2 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{d} \right) \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

worin  $d = 0,30 \text{ m}$ ,  $l = 1800 \text{ m}$ ,  $g = 9,81 \text{ m}$ . Ferner ist

$$v = \frac{Q}{F}$$

und da

$$F = \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{0,30^2 \cdot 3,14}{4} = 0,0707,$$

so wird für  $Q = 0,080 \text{ cbm}$

$$v = \frac{0,08}{0,0707} = 1,130 \text{ m,}$$

mithin

$$h_2 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{0,30} \right) \cdot \frac{1800}{0,30} \cdot \frac{1,130^2}{2g}$$

$$h_2 = \sim 8,5 \text{ m.}$$

Man erhält somit die Gesamthöhe, nach welcher neben der Wassermenge  $Q$  die Maschinenstärke zu berechnen ist, aus

$$H = h_1 + h_2 = 20,1 + 8,5$$

$$H = 28,6 \text{ m.}$$

### 3. Berechnung der Maschinenstärke.

Die tatsächliche Nutzleistung der zum Antriebe der Pumpen erforderlichen Maschine ergibt sich aus Gleich. 2)

$$N = \frac{\alpha \cdot Q \cdot H \cdot 1000}{75}$$

also im vorliegenden Falle zu

$$N = \frac{1,3 \cdot 0,08 \cdot 28,6 \cdot 1000}{75}$$

$$N = \text{rd. } 40 \text{ PS.}$$

Nach den obigen Ausführungen muß die Maschinenanlage mithin mit zwei gleichstarken Maschinen von je 20 PS oder aber, um bei entsprechender Gruppierung mit voller Ausnutzung der Maschinenkraft arbeiten zu können, mit einer Maschine von 13 PS und einer zweiten von 27 PS ausgerüstet werden. Das Prinzip der Gesamtanlage zeigt Abb. 1.

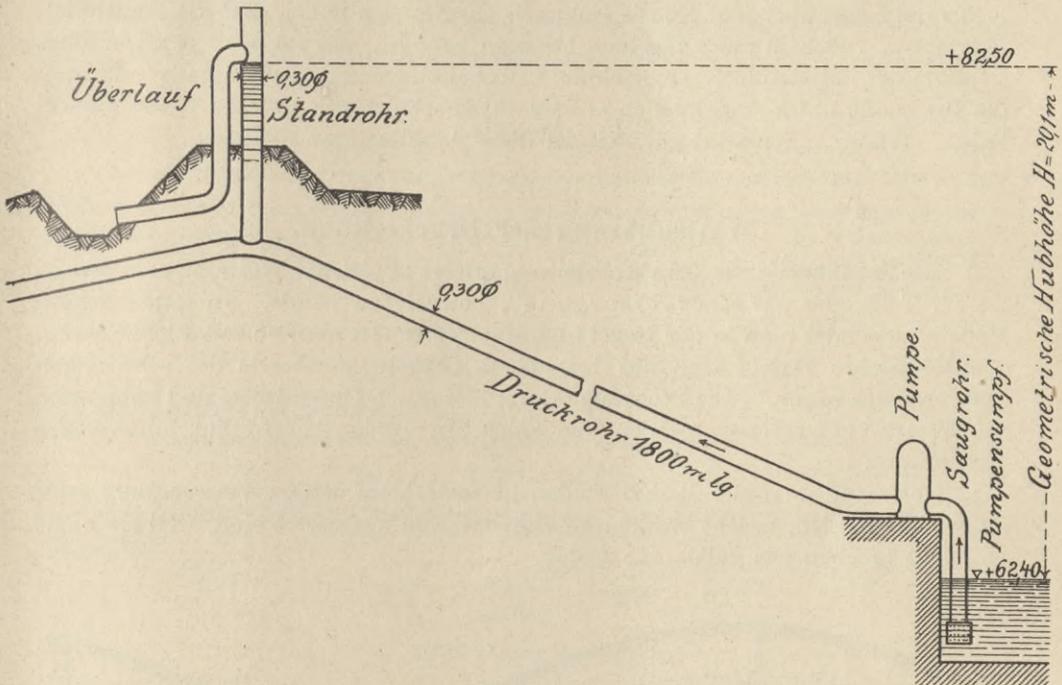


Abb. 1.

### III. Berechnung und Ausführung der Druckrohrleitung.

#### a) Berechnung der Leitung.

Auch bei der Berechnung der von dem Pumpwerke nach der Reinigungsanlage führenden Druckleitung ist auf das Wachstum der Bevölkerung Rücksicht zu nehmen. Die Leitung soll für eine Reihe von Jahren (am besten 20 Jahre) ausreichen, ohne daß man eine zweite Leitung legen muß oder zu große Durchfließgeschwindigkeiten erhält, durch welche die Rohre angegriffen oder die Maschinen nachteilig beansprucht würden. Jedoch darf die Rohrweite auch nicht zu groß genommen werden, da die Durchfließgeschwindigkeit sonst zu gering und somit zu Schlammablagerungen und Krustenbildung Veranlassung geben würde.

Die Geschwindigkeit des Abwassers in der Rohrleitung soll später aus diesen Gründen nicht größer werden als 1,25 bis 1,50, aber in der Gegenwart bei Trockenwetterabfluß auch nicht kleiner als 0,25 bis 0,30, und endlich bei stärkstem Regenabfluß 0,70 bis 0,80 m betragen, damit die etwa abgesetzten Schmutzstoffe wenigstens ab und zu fortgespült werden.

Die Einwohnerzahl wird wieder aus Gleich. 1) ermittelt, und mit Hilfe des größten Stundenverbrauches und des Verdünnungsgrades der Trockenwetterabfluß bzw. ebenso der Regenwetterabfluß in bekannter Weise bestimmt. Sodann wählt

man einen Rohrquerschnitt, von dem man glaubt, daß er den gestellten Anforderungen genügen wird, und berechnet mit Hilfe der bekannten Formel

$$v = \frac{Q}{F}$$

die Geschwindigkeiten für Trockenwetterabfluß und Regenwetterabfluß, und zwar je für die Gegenwart und für die Zukunft. Ergibt sich dabei, daß die ermittelten Werte von  $v$  sich in den zulässigen Grenzen bewegen, wie sie oben gegeben sind, so kann der angenommene Querschnitt beibehalten werden; anderenfalls muß man die Rechnung unter Annahme eines neuen Querschnittes in gleicher Weise wiederholen. Weiter unten wird ein Beispiel diese Ausführungen erläutern.

### b) Ausführung der Druckleitung.

Die Ausführung der Druckrohrleitung erfolgt in gleicher Weise, wie sie bereits im II. Teile, der „Wasserversorgung“, beschrieben wurde. In gutem festen Boden verwendet man in der Regel gußeiserne Muffenrohre mit Bleidichtung. Flanschenrohre verlegt man nur bei hohem Grundwasserstande des schwierigen Bleivergusses wegen. Die Dichtung erfolgt hier durch Gummiringe und kann auch im Wasser vorgenommen werden; die Flanschen werden bekanntlich miteinander verschraubt.

Schmiedeeiserne Rohre finden in schlechtem Boden Verwendung, oder an solchen Stellen, welche starken Erschütterungen ausgesetzt sind, weil sie nicht so leicht brechen wie gußeiserne Rohre.

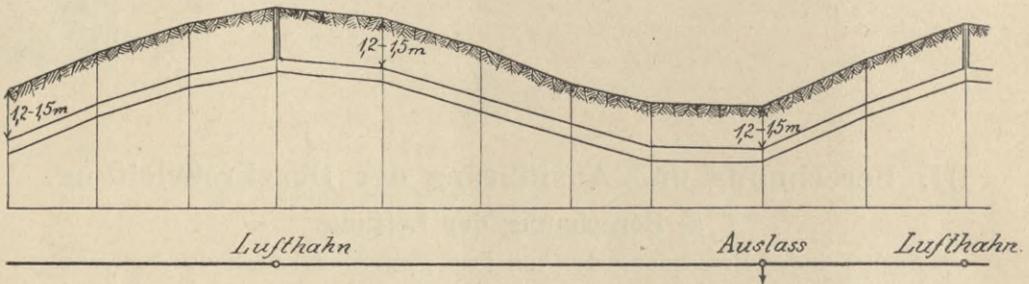


Abb. 2.

Auch hier ist die Forderung zu erfüllen, daß die Rohre frostfrei verlegt werden, also eine Bodenüberdeckung von 1,20 bis 1,50 m erhalten. Sie sind mit Längsgefälle zu verlegen, und zwar so, daß das Rohrgefälle dem Geländegefälle sich möglichst anschmiegt (Abb. 2). An den tiefsten Knickpunkten der Leitung werden Auslaßschieber, an den höchsten Knickpunkten Luftthähne angebracht. Letztere dienen zum Ablassen der dem Wasserabflusse hinderlichen Luft- und Gasansammlungen, erstere zur Entleerung der Leitung bei Ausbesserungsarbeiten. Derartige Auslaßschieber und Luftthähne lassen sich durch entsprechende Gefälleänderungen zum Teil vermeiden.

Nach Herstellung der Leitung, deren Verlegungs- und Dichtungsarbeiten äußerst sorgfältig ausgeführt werden müssen, wird diese zweckmäßig vor dem Verfüllen der Baugrube einer Dichtigkeitsprobe unterzogen, wobei die Leitung

einem, den normalen Betriebsdruck um das Doppelte übertreffenden Wasserdruck mindestens eine Viertelstunde lang standhalten muß, ohne daß der Manometerzeiger zurückgeht.

Im übrigen sei auf die Ausführungen im II. Teile, „Wasserversorgung“, hingewiesen.

### c) Beispiel.

Die Druckleitung des vorigen Beispiels ist unter der Bedingung zu berechnen, daß die zu verlegende Leitung für 20 Jahre ausreichen soll.

#### Lösung.

Bei der Berechnung der Druckleitung sind nicht nur die nach einem Zeitraum von 20 Jahren eintretenden Abflüsse zu berücksichtigen, sondern auch die gegenwärtigen. Die Einwohnerzahl der Stadt beträgt zurzeit 8900 Einwohner; der Trockenwetterabfluß war zu 0,0022 sl für den Kopf der Bevölkerung berechnet. Mithin beträgt der

Trockenwetterabfluß der Gegenwart:

$$Q_T = 8900 \cdot 0,0022 = 21,6 \text{ sl}$$

und bei doppelter Verdünnung der

stärkste Regenwetterabfluß der Gegenwart

$$Q_R = 3 \cdot 21,6 = 64,8 \text{ sl.}$$

Die Rohrleitung soll 20 Jahre ausreichen; die Einwohnerzahl beträgt nach dieser Zeit

$$A_1 = A \cdot \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n = 8900 \cdot 1,02^{20}$$

$$A_1 = \text{rd. } 13300 \text{ Einwohner.}$$

Mithin beträgt der

Trockenwetterabfluß nach 20 Jahren

$$Q'_T = 13300 \cdot 0,0022 = \text{rd. } 30 \text{ sl}$$

und bei doppelter Verdünnung der

stärkste Regenwetterabfluß nach 20 Jahren

$$Q'_R = 3 \cdot 30 = 90 \text{ sl.}$$

Die ermittelten Mengen sind in die Gleichung

$$v = \frac{Q}{F}$$

zur Bestimmung der auftretenden Geschwindigkeiten in m einzusetzen.

Wählt man das Rohr mit 0,25 m Weite, so erhält man für den Querschnitt

$$F = \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{0,25^2 \cdot 3,14}{4} = 0,0492 \text{ qm}$$

Die Geschwindigkeiten ergeben sich für diesen Fall, wie folgt:

1. für die Gegenwart:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,0216}{0,0492} = 0,44 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,0648}{0,0492} = 1,32 \text{ m}$$

2. nach 20 Jahren:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,030}{0,0492} = 0,61 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,090}{0,0492} = 1,83 \text{ m}$$

Die Geschwindigkeit  $v_R$  wird also nach der oben gegebenen Regel zu groß  
Für eine Rohrweite von 0,30 m Weite wird

$$F = \frac{0,30^2 \cdot 3,14}{4} = 0,0707$$

und die Geschwindigkeiten daher

1. für die Gegenwart:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,0216}{0,0707} = 0,31 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,0648}{0,0707} = 0,92 \text{ m}$$

2. nach 20 Jahren:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,030}{0,0707} = 0,42 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,090}{0,0707} = 1,27 \text{ m}$$

Bei dieser Rohrweite bleiben die Werte für  $v$  also in den zulässigen Grenzen.  
Wählt man ein Rohr von 0,35 m Weite, so wird

$$F = \frac{0,35^2 \cdot 3,14}{4} = 0,096 \text{ qm.}$$

Für die Geschwindigkeiten erhält man in diesem Falle:

1. für die Gegenwart:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,0216}{0,096} = 0,22 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,0648}{0,096} = 0,67 \text{ m}$$

2. nach 20 Jahren:

$$\text{a) bei Trockenwetter } v_T = \frac{0,030}{0,096} = 0,31 \text{ m}$$

$$\text{b) bei Regenwetter } v_R = \frac{0,090}{0,096} = 0,94 \text{ m}$$

Man erkennt hieraus, daß nach den über die Geschwindigkeiten gegebenen Regeln die Geschwindigkeiten für die Gegenwart zu gering ausfallen, und wird deshalb ein Rohr mit

$$d = 0,30 \text{ m Durchmesser}$$

für die Druckleitung wählen, welches den Anforderungen entspricht. Dieser Durchmesser wurde deshalb auch im vorigen Beispiel gewählt.

## C. Die verschiedenen Reinigungsverfahren.

### I. Übersicht und Allgemeines über die verschiedenen Reinigungsarten.

Die zurzeit gebräuchlichen Reinigungsarten der Abwässer lassen sich in 4 Hauptgruppen unterscheiden:

#### a) Chemische Reinigung.

Nachdem das Wasser durch einen Sandfang geleitet ist und hier den größten Teil seines Schlammes bereits abgesetzt hat, werden durch Zuführung chemischer Stoffe die noch ungelösten Bestandteile gefällt, also zu Boden geschlagen, wobei sie einen nicht unbedeutenden Teil der im Wasser noch schwebenden Verunreinigungen mit sich nehmen. Zugleich werden auch die in gesundheitlicher Beziehung sehr bedenklichen Kleinwesen durch Einwirkung der chemischen Stoffe in mehr oder minder großer Zahl getötet.

#### b) Mechanische Klärung.

Die Kanalwässer werden in flache, ausgedehnte, gewöhnlich offene Becken oder in Brunnen oder Türme geleitet, welche sie mit sehr geringer Geschwindigkeit passieren. Alsdann wird sich bei richtiger Handhabung der Ein- und Auslaßvorrichtungen ein großer Teil der Sinkstoffe in dem Becken zu Boden setzen, um nach Abfluß des geklärten Wassers entfernt zu werden. Zur Vernichtung der vorhandenen Bakterien wird oft noch eine Desinfektion des gereinigten Wassers vorgenommen.

#### c) Biologische Reinigung.

Die Abwässer werden hierbei einer Oxydation unterworfen und in ein mit Schlacken, Koks, Ziegelbrocken, Kies und sonstigen geeigneten Stoffen angefülltes Becken — den Oxydationskörper — eingeleitet, in welchem sich die Schmutzstoffe unter Mitwirkung von anderen Organismen zersetzen. Um hierbei den üblen Geruch zu beseitigen, können die Abwässer vorher noch einem Faulprozeß unterworfen werden, wobei die organischen Stoffe sich in luftdicht abgeschlossenen Räumen sehr rasch zersetzen und die sich bildenden Gase in einer für Menschen unschädlichen Weise abgeführt werden, während die nun fast farb- und geruchlose Jauche dem Oxydationskörper zugeführt wird.

#### d) Die Berieselung.

Die Abwässer werden bei diesem Verfahren einer Bodenfiltration unterzogen, indem das Wasser nach Passierung eines Sandfanges, wo es von den gröberen Sinkstoffen in bekannter Weise befreit, auf sog. Rieselfelder gepumpt wird, um dort seine düngenden Bestandteile unmittelbar an den Boden abzugeben. Zur Abführung des durchsickernden Wassers ist eine Drainage der Rieselfelder notwendig.

Um in nassen Sommern sowie zur Winterszeit die für das Rieselfeld nicht verwendbaren Wassermengen unterzubringen, sind in Verbindung mit diesem geräumige Einstaubecken anzulegen, welche einen Teil des Abwassers aufspeichern können.

Neben diesen für uns allein in Betracht kommenden Reinigungsarten kommt auch noch eine Reinigung durch Elektrizität vor. Der elektrische Strom liefert bei der elektrolytischen Zersetzung des im Abwasser enthaltenen Kochsalzes das zur Desinfektion erforderliche Chlor billiger, als es im Chlorkalk erhältlich ist, und macht eine Zugabe besonderer Desinfektionsmittel zum Abwasser entbehrlich. Er ermöglicht mithin eine selbsttätige Desinfektion von Abwasser, welche unabhängig ist von einem Zusatz von Desinfektionsmitteln und der Aufmerksamkeit des Wartepersonales.

Das zu desinfizierende Abwasser sammelt sich in einer Grube, von wo es zeitweise durch eine Pumpe nach dem Desinfektor gehoben wird, in welchem es der Einwirkung des elektrischen Stromes unter gleichzeitigem Einblasen von Luft unterworfen wird. Das Wasser fließt hier durch die, aus einzelnen Graphitstäben bestehenden Elektroden hindurch. An der positiven Elektrode scheidet aus dem Kochsalze Chlor aus und tötet die ansteckenden Keime ab, die durchgeblasene Luft oxydiert den an den negativen Elektroden auftretenden Wasserstoff. Der Betrieb ist selbsttätig. Sobald die Grube voll ist, schließt sich durch einen Schwimmer der Stromkreis, und die Anlage beginnt zu arbeiten; ist die Grube geleert, so wird der Stromkreis selbsttätig unterbrochen.

Erfolg haben jedoch diese Versuche für die Reinigung städtischer Abwässer nicht gehabt, so daß sie hierfür nicht in Frage kommen. Dagegen dürfte sich das elektrische Verfahren für die geringen Massen von Abwässern aus den Infektionsbaracken der Krankenhäuser usw., die desinfiziert werden müssen, anwenden lassen, wenn die erforderliche Elektrizität leicht zu haben ist. In nachfolgendem soll daher auch auf dieses Verfahren nicht mehr eingegangen, die unter a bis d aufgeführten Reinigungsarten aber ausführlicher besprochen werden.

## II. Die chemische Reinigung.

Die Versuche, die städtischen Abwässer durch Zusatz von Chemikalien zu reinigen, sind zahlreich, haben aber wirklich befriedigende Ergebnisse bisher nicht gezeitigt. Am meisten wird die chemische Klärung in England angewendet. Die künstlich beigemischten Stoffe heften sich an die Schwebestoffe und ziehen sie rascher zu Boden. Der chemische Zusatz soll die Schwebestoffe mit einem spezifischen Gewichte von nahezu 1 in Sinkstoffe verwandeln. Auch die gelösten organischen Stoffe sollen teilweise chemisch umgebildet werden.

Der Erfolg der chemischen Zusatzmittel ist am größten, wenn das Abwasser zuvor von größeren Verunreinigungen befreit wird. Man braucht alsdann weniger Chemikalien, und die feineren Schlamnteilchen werden besser ausgeschieden. Deshalb hat jeder chemischen Abwasserreinigung eine Vorreinigung voranzugehen.

Die Zahl der chemischen Zuschläge ist groß, daneben gibt es auch Geheimmittel, doch haben sich die meisten von beiden nicht bewährt.

Vielfach verwendet man als Fällungsmittel Kalk, und zwar als Kalkmilch oder Staubkalk, etwa im Verhältnis 1 Teil Kalk + 3 Teile Wasser. Diese Lösung wird durch Rührwerke dem Abwasser gut beigemengt. Das Verhältnis des Zuschlages ist aber kein festes, sondern soll fortgesetzt entsprechend der chemischen Zusammensetzung der Abwässer geändert werden, so daß die Mischung noch alkalisch reagiert. Hierin liegt eine bedeutende Schwäche des Verfahrens.

Weiter hat man als Zuschlag:

Aluminiumsulfat, welches sehr teuer ist; es wird aber, wenn man es sich selbst herstellen kann, bei billigem Tonschiefer und roher Schwefelsäure in Erwägung zu ziehen sein.

Beim Coventry - Prozeß werden Kalk und Tonsulfat gemischt; für 1 cbm Kanalwasser 0,17 kg Tonsulfat und 0,04 kg Kalk.

Bei allen diesen Zuschlägen muß für eine zweckentsprechende Zusatzmenge, der Zusammensetzung der Abwässer entsprechend, gesorgt werden, sowie zweitens für die gute Untermischung, da beides den Reinigungserfolg wesentlich unterstützt. Die Klärung dieser chemisch zersetzten Abwässer muß nach der Mischung vorgenommen werden und erfolgt meistens in Flachbecken. Gegebenenfalls wird man auch für eine Neutralisierung des chemischen Zusatzes zu sorgen haben.

Von den genannten Klärmitteln ist das beste noch Kalk, doch sehen wir, daß auch diesem Verfahren Mängel anhaften, wozu noch erschwerend kommt, daß die erforderlichen Kalkmengen zu groß und die so erzeugten Schlamm-massen nicht mehr verwertbar sind; auch werden später große Kalkmengen ab-geschieden und rufen in den Vorflutgewässern erhebliche Mißstände hervor. Man verläßt daher auch die Klärung mit Kalk mehr und mehr.

Am besten scheint das Degener'sche Kohlebreiverfahren zu sein, bei welchem eine Mischung mit Braunkohle, die fein zerkleinert ist, und Eisensulfat stattfindet. Der gewonnene Schlamm wird gepreßt und in Generatoren zu Gas oder in Briketts zur Feuerung oder endlich auch als Düngemittel verwendet.

Das chemische Reinigungsverfahren ist das kostspieligste. Doch stehen die aufgewendeten Kosten nicht im richtigen Verhältnis zur Wirksamkeit des Ver-fahrens. Man soll es daher nur da anwenden, wo giftige oder sonst schädliche Stoffe aus gewerblichen Betrieben unschädlich gemacht werden müssen, was man bei den anderen, noch zu beschreibenden Verfahren nicht erreichen kann.

### III. Die mechanische Klärung.

#### a) Allgemeines.

Die mechanische Klärung erzielt nur die Entfernung der größten Verun-reinigungen aus dem Abwasser; es werden also nur die gröberen Sinkstoffe und die Schwimmstoffe zurückgehalten, während die feineren und die gelösten Stoffe sowie die Bakterien in den Vorfluter gelangen, wenn letztere nicht durch Desinfektion abgetötet werden.

Dieses Verfahren eignet sich daher nur da, wo das Abwasser stark verdünnt in den Vorfluter gelangt, und dieser viel Wasser mit großer Geschwindigkeit in günstig gestaltetem Bett mit schwach bewohnten Ufern führt, also da, wo das Abwasser ohne Schaden nach Beseitigung der gröberen Verunreinigungen in den Vorfluter geleitet werden kann.

Daneben findet mechanische Klärung auch als Vorstufe für das noch zu beschreibende wirksamere biologische Verfahren Anwendung.

Bei beiden Verwendungsarten einer solchen Klärung wird das Abwasser zunächst im Sandfang in der bereits geschilderten Weise von den schweren Sink-stoffen befreit, sodann werden die gröberen Schwimm- und Schwebestoffe durch feste oder bewegliche Gitter, Rechen oder Siebe, wie sie schon in den Abb. 153 und

154 des III. Teiles „Kanalisation“ gegeben waren, zurückgehalten und schließlich das in dieser Weise vorgereinigte Abwasser durch Niederschlag der feinen Schlammteilchen weiter gereinigt. Dieses Niederschlagen erfolgt in Becken, den sog. Absitzbecken, oder in Klärbrunnen oder Klärtürmen, die noch einer näheren Besprechung unterzogen werden sollen.

### b) Absitzbecken.

Absitzbecken sind lange, im Grundriß rechteckig oder trapezförmig gestaltete flache Becken von 0,5 bis 2 m Tiefe. Das Wasser durchströmt sie mit einer Geschwindigkeit von 2 bis 4 mm in 1 Sekunde. Ihre Wirkungsweise ist eine umso

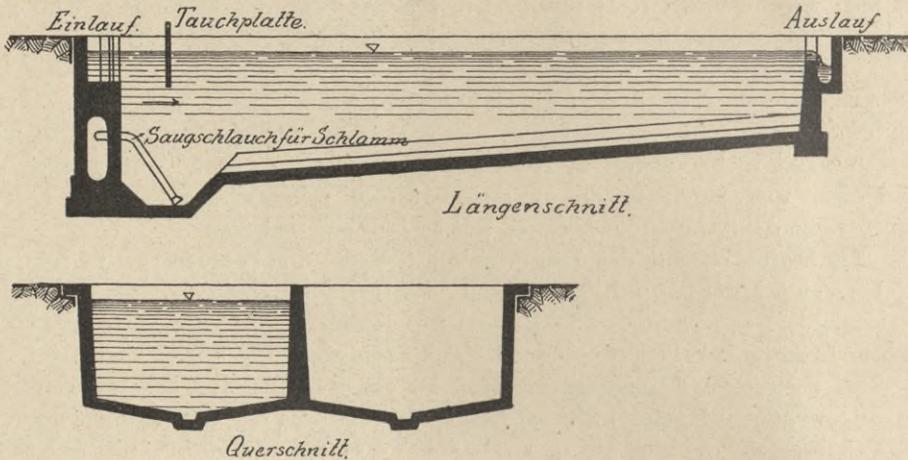


Abb. 3.

bessere, je gleichmäßiger das Wasser durch sie hindurchströmt. Naturgemäß ist an der Einlaßstelle des Wassers die Schlammablagerung am stärksten, weil hier eine plötzliche Verlangsamung der Geschwindigkeit stattfindet. Man läßt aus diesem Grunde die Sohle nach dem Auslaufe zu ansteigen; auch ordnet man am Einlaufe eine Tauchplatte und am Auslaufe einen Überlauf an (Abb. 3). Die Sohle enthält entweder Quergefälle nach der Mitte des Beckens, welches eine Längsrinne erhält (Abb. 244), oder sie besteht aus einer Anzahl einzelner Trichter mit steilen Böschungen (Abb. 4).

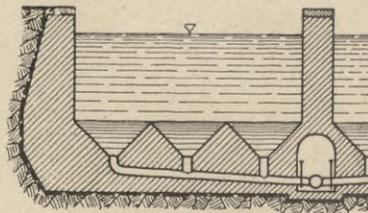


Abb. 4.

Wenn der Schlamm entfernt werden soll, müssen die nach der ersten Art geschilderten Becken ausgeschaltet werden, da der Schlamm bei dem schwachen Gefälle nicht von selbst nach der Schlammleitung rutscht, sondern von Hand aus nachgeschoben werden muß. Daraus folgt, daß bei derartigen Anlagen stets

mehrere Becken angeordnet werden müssen. Im anderen Falle ermöglichen die steilen Böschungen der Trichter jedoch die Beseitigung des Schlammes während des Betriebes; dem steht aber als Nachteil die erforderlich werdende größere Konstruktionstiefe der Becken gegenüber.

Wenn das Wasser unmittelbar aus den Absitzbecken in den Vorfluter eingeleitet wird, so muß der Schlamm, da er nicht in Fäulnis übergehen darf, oft entfernt werden. Im Sommer muß dies jeden 2. oder 3. Tag geschehen.

Falls jedoch das mechanische Reinigungsverfahren als Vorstufe für das biologische Verfahren dient, läßt man den Schlamm vielfach absichtlich faulen, so daß in solchen Fällen die sog. Faulräume entstehen.

Eine Flachbecken-Anlage befindet sich u. a. in Kassel. Hier sind 5 Becken von 4,0 m Breite, 3 m Tiefe und 40 m Länge nebeneinander angeordnet. Diese Becken durchfließt das Wasser mit sehr geringer Geschwindigkeit, so daß sich die feiner zerteilten Schwebestoffe auf den Boden niederschlagen oder infolge anhaftender Gasbläschen in die Höhe steigen. Der sich absetzende Schlamm wird nach Entleerung der Becken durch Pumpen und maschinelle Einrichtungen nach einem Ablagerungsort befördert, wo drainierte Kiesfilter vorgesehen sind, um den Schlamm stichfest werden zu lassen. Damit letzteres leichter erreicht wird, kann man ihn auch mit Straßenkehricht untermischen. Neuerdings wird in Kassel der Klärschlamm chemisch verarbeitet.

Bei der Bestimmung der Beckenabmessungen nimmt man zweckmäßig an, daß sie mindestens 25 % der täglichen Abflußmengen als Rauminhalt aufweisen, und mit der schon oben genannten Geschwindigkeit von 2 bis 4 mm durchflossen werden; ferner, daß die täglich zum Abfluß gelangende Hauswassermenge mit der als zweckmäßig erkannten Menge Regenwasser verdünnt sei. Ein Beispiel wird den Rechnungsvorgang noch erläutern.

Im Technischen Gemeindeblatt 1903, Nr. 10, findet sich eine kurze Veröffentlichung über die bei der Kölner Anlage angestellten Versuche in Flachbecken mit veränderlicher Durchflußgeschwindigkeit.

Betrag die Durchflußgeschwindigkeit mm	so zeigten sich im Wasser organische Stoffe		Das ist Abnahme in Prozenten <i>D</i>	Aus dem geklärten Wasser setzfen nicht ab bei weiterem 12 stündigen ruhigen Stehen	
	a) am Einlauf	b) am Auslauf		absolut	in Prozenten
4	259,8	71,7	72,30	45,5	17,14
20	270,5	82,4	69,08	55,5	20,23
40	270,7	110,2	59,95	56,8	21,69

Hieraus zeigt sich, daß der Erfolg zwischen 4 und 40 mm Geschwindigkeit keinen allzu großen Unterschied gibt. Die Differenz der Klärwirkung beträgt etwa 12,35 %. Aus dem geklärten Wasser schieden sich bei weiterem 12 stündigem Stehen nicht weiter ab 17,14 %, 20,23 % und 21,69 %. Hieraus erkennt man, daß etwa 20 % der Schwebestoffe durch die Feinsedimentierung überhaupt nicht entfernt werden.

Beachtet man nun die Dauer des Aufenthaltes im Klärbecken, so ergibt sich folgendes:

Nach fünf Minuten Aufenthalt betrug die Klärwirkung 41,8 %, nach weiteren 20 Minuten 60,5 %, sie steigt sodann erst nach weiteren 35 Minuten auf 66,5 %,

nach 60 Minuten auf 68,2 % usw., woraus man folgern kann, daß über eine gewisse Zeit bzw. Beckenlänge hinaus nur noch eine verhältnismäßig sehr geringe Klärwirkung erzielt wird.

Verfolgt man den Vorgang beim Niederschlagen (Sedimentierung) eines Schmutzteilchens genauer, so sieht man zunächst die Wirkung zweier Kräfte: der Durchflußgeschwindigkeit  $v$  und der Schwerkraft  $S$ . Letztere kommt bei großen, schweren Teilchen eher zur Wirkung als bei einem kleinen; bei schwimmenden Teilen ist sie gleich Null, wodurch letztere nicht zum Niederschlagen gelangen können. Trägt man sich für jedes Schmutzteilchen die Mittelkraft beider Kräfte auf, so erhält man Kurven, die nach der Sohle zu streben und Ähnlichkeit mit sog. ballistischen Kurven haben. Die Durchflußgeschwindigkeit  $v$  im Becken ist als bekannt anzunehmen. Die Schwerkraft  $S$  ist unbekannt und wird im allgemeinen in weiten Grenzen schwanken.

Durch Versuche muß man festzustellen suchen, in welcher Zeit die Schwebstoffe der Kanaljauche zu Boden sinken. Stadtbaurat Steuernagel-Köln führte folgenden Versuch aus: Ein großer Glaszylinder wurde mit Kanalwasser gefüllt, umgeschüttelt und beobachtet, in welcher Zeit der Niederschlag vor sich geht. Hierbei zeigte sich, daß der größte Teil der Schmutzteilchen verhältnismäßig rasch zu Boden sinkt, der übrige Teil aber nur sehr langsam nachkommt und später selbst bei stundenlangem Stehen sich nicht mehr absetzte. Durch chemische Untersuchung einzelner Probeentnahmen fand sich die obere Wasserschicht bald gut geklärt. Nur blieben die Schmutzteilchen an den Wänden des Glaszylinders leicht haften, auch war die Höhe des Versuchszylinders sehr beschränkt. Die Ergebnisse derartiger Versuche darf man jedoch nicht ohne weiteres in die Praxis übernehmen. Um hierfür brauchbare Ergebnisse zu erlangen, wurde ein Becken von 0,4 m Seitenlänge und 2,50 m Tiefe gebaut; durch eingesetzte Scheiben wurde das Innere sichtbar gemacht und durch Rohre mit Hähnen Proben aus der Mitte entnommen und chemisch untersucht. Einige Schwierigkeiten machte es, den Anfang des Niederschlages zu bestimmen, da es sehr lange dauerte, bis sich das Kanalwasser beruhigte; es wurde deshalb ein Stock mit Brettern eingesetzt und der Beginn des Niederschlages 2 Minuten nach Herausziehen des Stabes gerechnet.

Auf Grund zahlreicher Voruntersuchungen sind Proben entnommen worden nach 5,  $18\frac{3}{4}$ , 25, 30,  $37\frac{1}{2}$ , 50 Minuten, 1 Stunde, 2 Stunden, 3 Stunden 7 Minuten 30 Sekunden, 6 Stunden und nach 12 Stunden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der nachfolgenden Tabelle übersichtlich zusammengestellt.

Versuch vom	Ursprüngl. Gehalt des Kanalwassers an susp. org. Subst.	Abnahme in % nach											
		5'	18' 45''	25'	30'	37' 30''	50'	1 h	2 h	3 h 7' 30''	6 h	2 m tief 12 h	0,5 m 12 h
15. 12. 1902	400 mg	48,5	61,3	63,5	64,3	66,3	68,0	69,3	67,5	68,3	68,8	73,8	77,0
19. 12. 1902	465 „	41,3	55,3	60,2	59,8	63,0	64,9	65,6	67,1	69,7	76,3	77,4	79,6
3. 1. 1903	233 „	38,6	52,8	54,9	55,8	60,1	60,5	62,7	63,5	65,2	70,0	74,2	72,5
7. 1. 1903	380 „	40,8	57,1	58,7	60,5	64,5	64,5	65,0	67,1	68,2	72,4	81,1	79,7
15. 1. 1903	337 „	51,0	61,4	65,3	65,3	65,3	65,9	65,9	71,8	70,3	77,2	80,7	82,2
3. 2. 1903	370 „	45,1	60,0	66,8	67,3	68,1	73,0	73,5	77,0	80,8	83,8	83,5	86,2
7. 2. 1903	442 „	27,6	53,6	54,1	53,6	71,4	59,7	63,8	63,3	68,1	76,2	79,2	79,0
	Summa	292,9	401,5	423,5	426,6	448,7	456,5	465,8	477,3	490,6	524,7	549,9	556,2
	gemittelt	41,8	57,4	60,5	60,9	64,1	65,2	66,5	68,2	70,1	75,0	78,6	79,5

Diese Ergebnisse lassen sich auch zu einer Kurve zusammenstellen, die Abszissen stellen die Dauer des Niederschlages dar, die Ordinaten die Klärwirkung in Hundertteilen der Gesamtmenge. Die nach einer gegebenen Zeit erzielte Klärwirkung läßt sich dann sofort in Hundertteilen der Gesamtmenge ablesen.

Stellt man diese Ergebnisse denen am Klärbecken gegenüber, wie es in nachfolgender Tabelle geschehen ist,

Klärgeschwindigkeit im Becken	Kläreffekt im Becken	Kläreffekt im Versuchsgefäß	Zeitdauer der Sedimentierung
4 mm	72,30 %	70,10 %	3 Std. 7' 30"
20 mm	69,08 %	64,10 %	37 Min. 30"
40 mm	59,95 %	57,40 %	18 „ 45"

so erkennt man, daß sich beide sehr nahe kommen. Man wird bei neuen Anlagen die Beckenlängen auf Grund derartiger Versuche ermitteln können, wobei noch ein gewisser Sicherheitsgrad innezuhalten ist.

Die Endergebnisse seiner Versuche beschreibt Stadtbaurat Steuernagel in folgender Weise:

1. Bei einer Durchflußgeschwindigkeit von 40 mm/sek wird die Beckenlänge in  $\frac{45}{0,04} = 1125$  Sekunden oder 18' 45" durchlaufen, und es beträgt somit der Kläreffekt nach der Sedimentierungskurve 57,40 %, in Wirklichkeit (59,95 %).
2. Bei einer Geschwindigkeit von 20 mm durchfließt nur die halbe Wassermenge das Becken wie bei 1. Der gleiche Kläreffekt wie bei 1 von 57,40 % wird bei der gleichen Sedimentierungsdauer von 18' 45" erreicht. Das Wasser hat alsdann nur die Hälfte des Beckens zurückgelegt. Das Becken ist also bei 20 mm Geschwindigkeit für Erreichung eines Kläreffektes von 57,40 % um die Hälfte zu lang. Die ganze Beckenlänge wird in  $\frac{45}{0,02} = 2250$  Sekunden durchlaufen, und durch die Mehrlänge erhöht sich der Kläreffekt auf 64,10 % (69,08), also bei doppelter Beckenlänge um ein Mehr von nur  $64,1 - 57,4 = 6,7$  %.
3. Beträgt die Geschwindigkeit 4 mm, so durchfließt das Becken nur der 10. Teil der Wassermenge wie unter 1. Der Kläreffekt von 57,40 % wird theoretisch schon erreicht beim Durchfließen einer Beckenlänge von  $1125 \cdot 0,004 = 4,50$  m. Die übrige Länge von 40,5 m wäre daher theoretisch überflüssig. Der Kläreffekt erhöht sich durch diese bedeutende Mehrlänge, da bei derselben die Sedimentierungsdauer  $\frac{45}{0,004} = 11250$  Sekunden oder 3 Stunden 7 Minuten 30 Sekunden beträgt, nach der Sedimentierungskurve auf 70,10 % (72,30 %) oder bei der zehnfachen Beckenlänge nur um ein Mehr von  $70,10 - 57,40 = 12,70$  %.

Bei den vorhandenen Becken von 45 m Länge und dem Erfordernis von etwa 50 % Klärwirkung wird die günstigste Ausnutzung daher nur bei Durchflußgeschwindigkeiten von mehr als 40 mm/sek zu erzielen sein.

Die technische Schwierigkeit bei der Anlage der Becken liegt darin, daß das Wasser nicht ohne weiteres gleichmäßig über den Beckenquerschnitt verteilt werden kann, ohne daß sich Wirbel bilden, die die Sedimentierung beeinträchtigen.

Daß die Sohle ansteigend angeordnet wird, ist bereits gesagt. Ein weiterer Vorteil dieser Konstruktion liegt darin, daß die absinkenden Schlammteilchen schneller den Boden erreichen als bei fallender Sohle.

Bei der Universität Halle wurden die Abwässer in 4 Behälter zu 4,0 m Tiefe, 7,0 m Länge und 1,9 m Breite eingeleitet, die sie langsam durchflossen. Es ergaben sich bei verschiedenen Probeentnahmen:

Zufluß	631 mg Schwebestoffe	425	145
Abfluß	28 mg „	57	127
Das sind 96 % Verminderung		87 %	13 %

Haupterfordernis einer gut durchdachten Kläranlage ist, daß der Schlamm niemals direkt vom Arbeiter anzufassen ist, sondern stets nur durch Maschinen, jedoch werden alle diese Anlagen, von denen in Abb. 153 und 154 des III. Teiles „Kanalisation“ schon Beispiele gegeben waren, nur in bestimmten Fällen verwendet werden können, in den meisten Fällen aber der Niederschlag der Stoffe in Flachbecken erfolgen müssen.

### c) Faulräume.

Weiter oben wurde bereits gesagt, daß man den Schlamm absichtlich faulen läßt, wenn die mechanische Klärung als Vorstufe für die biologische Reinigung dient. In den hierzu erforderlichen Faulräumen sollen die gelösten fäulnisfähigen organischen Beimengungen unter der Einwirkung gewisser Bakterienarten gasförmig verflüchtigen und dadurch aus dem Abwasser ausgeschieden werden.

Das Faulen des Schlammes wird durch längere Lagerung bewirkt, wobei er einen großen Teil seiner fäulnisfähigen Bestandteile verliert, dichter wird und somit seinen Rauminhalt vermindert. Vor allem aber braucht er seltener entfernt zu werden, was namentlich bei kleineren Anlagen vorteilhaft ist, bei denen eine ein- bis zweimalige Entfernung im Jahre genügt. Bei größeren Anlagen ist die Räumung in Zwischenräumen von 1 bis 3 Monaten vorzunehmen, damit die Becken nicht zu große Abmessungen erhalten müssen.

Zur Abhaltung widerlicher Gerüche von der Umgebung ist es gut, kleinere Faulräume zu überwölben oder zu überdachen, was bei größeren Anlagen nicht so notwendig ist, da die aus den mit den Gasblasen emporsteigenden Schlammteilchen (s. weiter oben) sich bildende Schwimmdecke solche Gerüche zum größten Teile zurückhält.

Die Becken sind im Längenschnitt ganz ähnlich gestaltet wie die bereits besprochenen Absitzbecken, also von langgestreckter, rechteckiger Grundrißform, jedoch mit Rücksicht auf ihre besondere Bestimmung ohne Schlammrinne in der Mitte, aber gleichfalls mit nach dem Ablauf ansteigender Sohle. Ein- und Ablauf sind an den Schmalseiten angeordnet, so daß das Wasser die Becken der Länge nach durchfließt. Bei dieser Gestalt der Becken ist die Geschwindigkeit eine möglichst gleichmäßige und die Aufenthaltszeit des Wassers im Becken eine lange, beides wesentliche Vorbedingungen für eine gute Zurückhaltung des Schlammes. Am Ein- und Auslauf sind Tauchplatten angebracht, so daß das Wasser nicht in Höhe des Wasserspiegels, sondern etwa 0,5 m unterhalb der Tauchplatten eintritt, was dazu dient, die Durchflußgeschwindigkeit über den ganzen Querschnitt des Beckens hinweg gleichmäßiger zu gestalten, während die an der Oberfläche schwimmenden Schlammmassen vom Abfluß durch die dort angebrachte Tauchplatte abgehalten werden.

Im Entwässerungsgebiete der Emscher-Genossenschaft gelangen die sog. Emscherbrunnen von Dr.-Ing. Imhoff vielfach zur Anwendung, welche sich vortrefflich bewähren. Abb. 5 zeigt einen derartigen Brunnen im Prinzip. Der Brunnen ist nichts anderes als ein großer Schlammfang, über welchem das Abwasser in einer weiten Rinne mit schwacher Geschwindigkeit dahinfließt. Infolgedessen schlagen sich die Schlammteile zu Boden und fallen durch einen Längsschlitz in der Sohle der Rinne in den Schacht, wo sie ausfaulen. Die Entfernung des Schlammes, welcher geruchlos ist und infolge seines geringen Wassergehaltes leicht trocknet, kann während des Betriebes des Brunnens erfolgen, so daß letzterer ununterbrochen ist. Das so gereinigte Wasser wird unmittelbar dem Vorfluter zugeführt. Die Stadt Essen, in welcher sich der Sitz der Emscher-Genossenschaft befindet, baut zurzeit eine große Kläranlage mit verbesserten Brunnen dieses Systems, welche das weiter unten erwähnte noch im Betriebe befindliche System der mechanischen Klärung von Rothe-Röckner ersetzen soll.

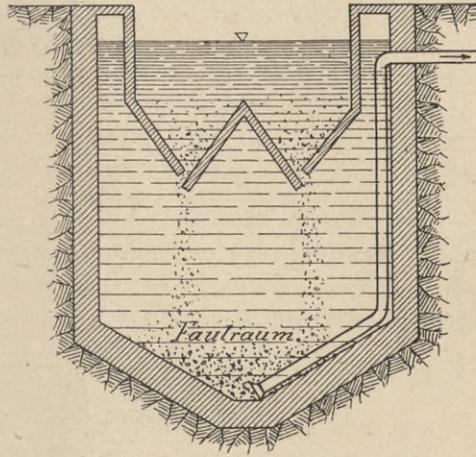


Abb. 5.

#### d) Klärbrunnen und Klärtürme.

Außer den Flachbecken finden auch Brunnen oder Türme, wie schon erwähnt wurde, zur Reinigung der Abwässer Anwendung. Es handelt sich hier also um stehende Behälter, welche ebenfalls mit geringer Geschwindigkeit ( $\frac{1}{2}$  bis 6 mm) stetig von unten nach oben durchströmt und ebenso stetig vom Schlamm befreit werden.

Derartige Konstruktionen eignen sich da, wo der für langgestreckte Becken erforderliche Platz nicht vorhanden ist, oder wo man diese wegen zu hohen Grundwasserstandes nur unter Schwierigkeiten ausführen kann.

##### 1. Klärbrunnen.

Die Gestalt der Brunnen ist meist kreisförmig, seltener achteckig oder quadratisch, von 4 bis 50 qm Querschnittsfläche. Der Betrieb kleinerer Brunnen läßt sich dem Wechsel in Beschaffenheit und Menge der Abwässer viel besser anpassen als derjenige großer Brunnen. Die Innenseite der Brunnen muß glatt sein, damit keine Schmutzteile anhaften.

Die Tiefe der Klärbrunnen ist abhängig von der angenommenen Geschwindigkeit und der Festsetzung der Durchflußdauer. Zu der nach diesen beiden bestimmten Tiefe muß für die Schlammablagerung noch ein gewisser, ziemlich beträchtlicher Zuschlag gemacht werden, der bis etwa  $\frac{1}{3}$  der Gesamttiefe beträgt. Die Sohle wird trichterförmig gestaltet, um den Schlamm auf einer kleineren Fläche sammeln und bequemer ablassen zu können. In nachstehender, dem Werke „Die Städtereinigung“ von Büsing entnommener Tabelle sind Angaben über die notwendigen Brunnentiefen enthalten.

Durchfluß- dauer Stunden	Wasser- geschwindig- keit mm	Oberer Teil der Brunnentiefe m	Zuschlag m	Gesamttiefe m
1	1	3,6	1,4	5,0
1 1/2	1	5,4	1,6	7,0
2	1	7,2	1,8	9,0
1	1,5	2,4	1,1	3,5
1 1/2	1,5	3,6	1,4	5,0
2	1,5	4,8	1,7	6,5
1	2	1,8	1,2	3,0
1 1/2	2	2,7	1,3	4,0
2	2	3,6	1,4	5,0

Man erkennt hieraus, daß für die Ausführbarkeit von Brunnen die Bodenbeschaffenheit oft eine Grenze zieht, wenn übermäßig hohe Kosten vermieden werden müssen. Dieser Fall tritt besonders leicht ein, wenn der Zuflußkanal tiefe Lage hat und eine Hebung des Wassers durch Pumpen nicht stattfinden kann.

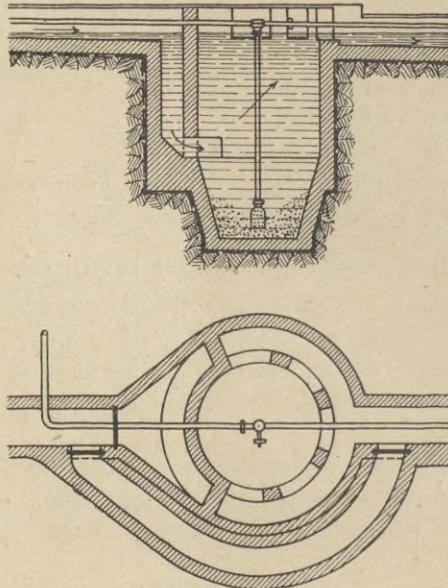


Abb. 6.

Abb. 6 zeigt einen Klärbrunnen in Grundriß und Schnitt. Das Abwasser fließt von dem Zuflußkanal durch eine um den eigentlichen Brunnen herumführende Galerie in dessen unterem Teile in ihn ein, steigt empor, während die Schmutzstoffe sich zu Boden schlagen, und verläßt durch am oberen Ende angebrachte Überfälle den Brunnen wieder. Der Schlamm wird durch eine feste Schlammleitung abgesaugt, ohne daß für gewöhnlich der Betrieb unterbrochen werden muß. Kommt das Wasser infolge starker Regenfälle am Klärbrunnen bereits stark verdünnt an, so umfließt es den Brunnen, ohne ihn zu passieren, in einer Umlaufleitung und gelangt unmittelbar in den Abflußkanal.

Mitunter bringt man in den Brunnen einen Schirm aus Latten an, um das Wasser auf den Brunnenquerschnitt gleichmäßig zu verteilen. Dieser Schirm ver-

hindert gleichzeitig das Mitreißen von Schwebestoffen nach oben und gibt Gelegenheit zur selbsttätigen Bildung eines Schlammfilters.

Die aufsteigende Bewegung des Wassers fördert das Aufsteigen von Gasblasen und die Entstehung widerlicher Gerüche, weshalb Klärbrunnen unter Umständen in geschlossenen Räumen liegen müssen. Wenn sie nur klein sind ist bei Abwässern, welche starke Gerüche ausströmen lassen, eine Überdeckung der Brunnen mit Glocke und Entlüftung des Glockenraumes notwendig.

Zur Entfernung des Schlammes kann man, wenn der Schlamm nicht in eine Filterpresse, sondern auf einen Lagerplatz geht, der tiefer liegt als der Wasserspiegel im Brunnen, Wasserdruck benutzen. In diesem Falle wird ein Rohr in entsprechender Höhe durch die Brunnenwand geführt und dessen Ende beweglich (etwa als Schlauch) ausgebildet, damit man die ganze Brunnensohle bestreichen kann. Letztere erhält zweckmäßig einen Abfluß, welcher nach einem Pumpensumpf führt, um sie vollständig trocken legen bzw. reinigen zu können.

Die günstige Wirkung leidet, wenn der Schlamm in Fäulnis übergeht, weil dann die infolge der Gasentwicklung auf und abtreibenden Schlammfladen das Niedersinken der feinen Schlammteilchen hindern. Deshalb muß der Schlamm stets frisch beseitigt werden.

## 2. Klärtürme.

Das Aufsteigen des Wassers in den Klärtürmen ist ruhig und gleichmäßig, wodurch der Reinigungserfolg erhöht wird, da störende Bewegungen kaum eintreten. Über dem Wasserspiegel tritt eine Luftverdünnung ein, welche den Austritt von Gasblasen, der hier unschädlich ist, befördert.

Die Klärtürme werden aus Eisen hergestellt und erhalten eine Höhe von 8 bis 10 m über Gelände. Unter ihnen befindet sich nur ein kegelförmiger Schlammfang, wie bei den Brunnen. Deshalb ergeben sich selbst bei tiefer Lage der Zufußleitung kaum Bauschwierigkeiten. Die Arbeit zur Schlammförderung mittels Pumpe oder Bagger ist gering. Geruchbelästigungen der Umgebung sind bei Klärtürmen ausgeschlossen, so daß diese auch in dicht bebauter Umgebung stehen können, wenn man nur Sorge trägt, daß durch Ablagerung bzw. durch Behandlung und Beseitigung der Schlammmassen keine Belästigungen entstehen.

Damit Schmutzteile nicht nach der Luftpumpe gelangen können, muß in Höhe des Wasserspiegels ein GazeNetz angebracht werden. Unten im Turme wird ein Lattenkegel angeordnet, welcher in derselben Weise wirkt, wie weiter oben bei den Klärbrunnen beschrieben wurde. Im Wasserspiegel liegen Rinnen, welche das gereinigte Wasser der Abflußleitung zuführen.

Eine der bekanntesten Konstruktionen ist die bereits erwähnte Bauart von Rothe - Röckner. Sie besteht aus einem massiven Brunnen, in den eine eiserne Glocke eintaucht. Das mit Chemikalien gemischte Abwasser fließt durch ein eisernes Rohr unter einen schirmartigen Stromverteiler (Abb. 7). In dem eisernen Klärzylinder wird die Luft verdünnt und dadurch das Wasser in diesen gehoben, während der Schlamm sich auf dem Boden des Brunnens sammelt. Der Ablauf des gereinigten Wassers erfolgt durch eine eiserne Heberleitung, während der Schlamm ausgepumpt wird. Abb. 7 zeigt einen Schnitt durch die Anlage in Essen. Bei späteren Ausführungen wurde die Decke kugelförmig und das Abflußrohr anders gestaltet, ebenso die Zuführung des obenauf stehenden geklärten Wassers zu diesem Rohre; außerdem wurden auch noch andere Änderungen getroffen. Als Klärmittel dient

in Essen hauptsächlich Kalk mit geringen anderen, nicht bekannt gegebenen Zusätzen; die Kalkmenge beträgt 150 bis 200 g auf 1 cbm Abwasser.

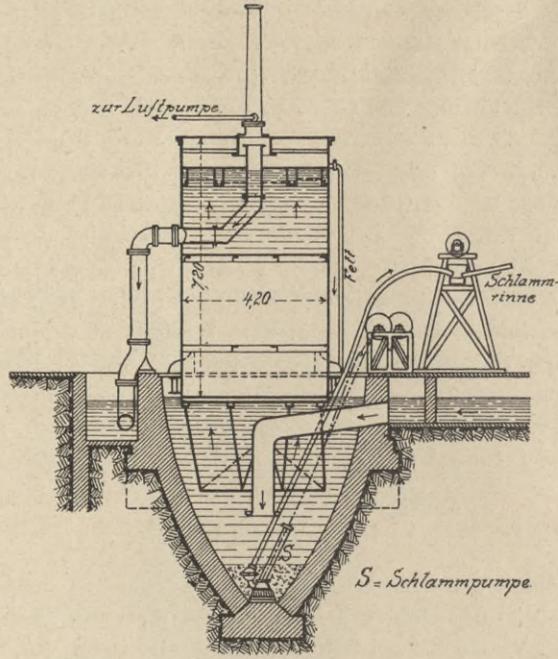
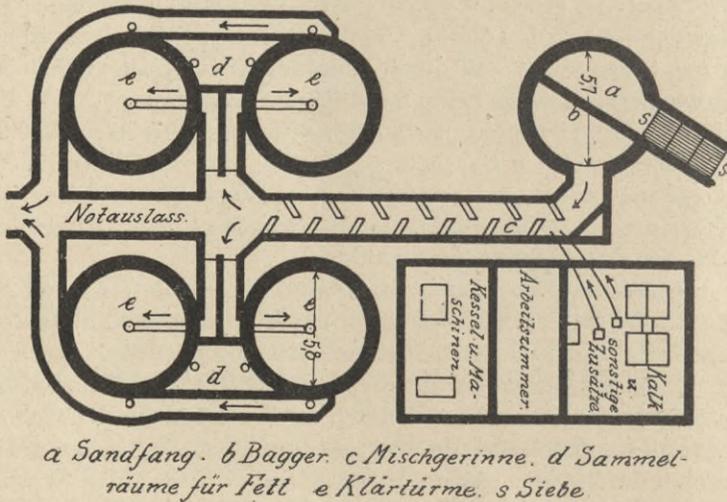


Abb. 7.

Abb. 8 zeigt den Grundriß der Essener Anlage, welche für die tägliche Reinigung von 18 000 cbm Wasser genügen soll. Sie besitzt zu diesem Zwecke 4 Klärtürme. In der Abbildung bedeuten die Buchstaben a den Sandfang, b den



a Sandfang. b Bagger. c Mischgerinne. d Sammelräume für Fett e Klärtürme. s Siebe

Abb. 8.

Bagger, c das Mischgerinne, d Sammelräume für Fett, e die Klärtürme, f die Schlamm-pumpe, s Siebe. Die wirksame Höhe der Türme ist 8 m, der Inhalt eines Turmes

111 cbm. Wenn täglich 4500 cbm  $\left(\frac{18\,000}{4}\right)$  Abwasser einen Turm durchfließen, so muß demnach die Zahl der täglichen Füllungen  $\frac{4500}{111} = \sim 40$  sein: auf jede Füllung entfällt mithin eine Aufenthaltsdauer im Turm von nur  $\frac{24 \cdot 60}{40} = 36$  Minuten,

die sekundliche Geschwindigkeit ist dabei  $\frac{8000}{36 \cdot 60} = 3,6$  mm, also sehr groß. Nach anderen Angaben sind jedoch täglich nur 12 000 cbm Wasser zu reinigen, was einer in gleicher Weise zu berechnenden Geschwindigkeit von 2,5 mm entsprechen würde, die aber auch als Durchschnittsgeschwindigkeit noch etwas zu hoch erscheint. Die Anlage arbeitet billig, doch hat sich die Schlammplage als so lästig erwiesen, daß man zurzeit daran ist, diese Reinigungsanlage durch eine solche von Emscherbrunnen zu ersetzen.

Das Rothe-Röcknersche Verfahren wird meistens in Verbindung mit dem bereits genannten Degener'schen Kohlebreiverfahren angewandt.

### e) Beseitigung des Schlammes.

Die Unterbringung des durch die Reinigung ausgeschiedenen Schlammes bereitet zurzeit noch bedeutende Schwierigkeiten.

Der Schlamm hat in der nassen Beschaffenheit, in welcher er gewonnen wird, einen außerordentlich hohen Wassergehalt, etwa 85 bis 95 % Wasser, so daß er einen großen Raum einnimmt, und sein Transport in frischem Zustande zu teuer würde.

Durch Absitzenlassen des Schlammes in Becken wird seine Menge auf etwa  $\frac{1}{3}$  vermindert, durch Trocknen an der Luft verschwindet die Feuchtigkeit bis auf etwa 70 %, und der Schlamm geht dabei in „stichfesten“ Zustand über; dies dauert im Sommer einige Wochen, im Winter ebensoviele Monate. Schüttet man den Schlamm auf stark durchlässiger, gut entwässerter Unterlage aus, so kann man dadurch die Trocknung an der Luft stark verkürzen; noch mehr erreicht man dies, wenn man dem nassen Schlamm Ätzkalk beimischt und ihn alsdann auf einer durchlässigen Unterlage aus Asche oder groben Ziegelbrocken ausbreitet; hierbei wird er schon in wenigen Tagen stichfest. Das Lagern kann auch in Sickergruben auf einer Kiesschicht erfolgen; durch Vermischen mit Straßenkehricht und längeres Lagern erzielt man dabei ein brauchbares Düngemittel, das namentlich bei fettem Boden guten Erfolg zeitigt.

Lufttrockener Schlamm ist im allgemeinen arm an dungwertigen Stoffen und somit auch von geringem Werte. Nur selten wird man ihn zu billigem Preise verkaufen können; gewöhnlich muß man sich damit begnügen, daß er ohne Entgelt abgeholt wird, häufig sogar kann man frischen Schlamm überhaupt nicht loswerden, sondern muß ihn bis zur Stichfestigkeit lagern oder auf Äcker pumpen, wo er nach monatelanger Lagerung unter das Land gepflügt werden kann.

Ist es nötig, die Schlammassen aus der Nähe der Erzeugungsstelle schnell fortzuschaffen, so kann man dem Schlamm durch Pressen seinen Wassergehalt bis auf 55 bis 50 % entziehen und so seinen ursprünglichen Rauminhalt auf  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{5}$  ermäßigen. Dies geschieht mit Hilfe sog. Filterpressen, welche aus einer Anzahl aneinandergereihter einzelner Kammern bestehen, die durch ein eisernes Gestell zu einem Ganzen verbunden sind; zwischen je zwei Kammern für die Schlamm-

verdichtung liegt ein Leerraum, in welchen das ausgeschiedene Wasser eintritt, um von hier aus aus der Presse abgelassen zu werden. Die Ausscheidung des Wassers bis zu dem oben genannten Grade erfolgt entweder durch Luftdruck von der Hinterseite der Schlammassen oder durch Luftverdünnung auf deren Vorderseite; eine Zusammendrängung des Schlammes durch Pressung selbst findet also nicht statt. Der Schlamm wird der Presse durch eine Schlammpumpe unmittelbar zugeführt, oder besser mittelbar aus geschlossenen Behältern, die mit einem Behälter, in dem sich Preßluft befindet, in Verbindung gesetzt werden können. — Schlamm aus Abwässern, die keine oder zu wenig schleimige Teile enthalten, läßt sich auf Pressen nicht zu zusammenhängenden Körpern (sog. Schlammkuchen) formen, weil das Bindemittel zwischen den Schlammteilen infolgedessen fehlt; der nötige Zusammenhang läßt sich am einfachsten durch Zusatz von Kalk herstellen.

Ist der Schlamm wertvoller, so läßt man nach dem Pressen die Schlammkuchen noch nachtrocknen, und zwar entweder auf Hürden unter Bedachung oder in langsam sich drehenden, eisernen Trommeln, die zur Fortbewegung der Schlammkuchen innen mit Schraubengängen versehen sind, und durch die ein Strom heißer Luft geführt wird, oder auch auf Transportbändern, die durch einen erhitzten Raum geführt werden. Zum Formen von vorentwässertem Schlamm sind gewöhnliche Ziegelpressen benutzbar.

Die Pressung und weitere Trocknung des Schlammes ist notwendig, wenn er in größerer Entfernung von der Kläranstalt als Dünger verwendet wird. Zwecks Verteilung auf die Äcker sind die stärker getrockneten Schlammkuchen zu pulvern.

Sind die Schlammassen nicht absatzfähig, so verbleiben zur Vermeidung gesundheitlicher Nachteile folgende Mittel zu ihrer Beseitigung:

1. Sie werden in nassem oder wenig getrocknetem Zustande auf Brach- oder auf Kulturland vergraben, falls es die örtlichen Verhältnisse gestatten.

2. Die Schlammassen werden nach niedrig liegendem Gelände geschafft und dienen zu dessen Aufhöhung. Bei größerer Entfernung geeigneten Geländes muß man den Schlamm zum mindesten stichfest werden lassen.

3. Der Schlamm wird in Gewässer oder ins offene Meer gebracht; in diesem Falle braucht er nicht zu trocknen, sondern nur abzusetzen. Auch diese Art der Entfernung hängt, ebenso wie die unter 1 und 2, von der Örtlichkeit ab.

4. Der Schlamm wird, was bereits erwähnt wurde, mit Hauskehricht vermischt und als Dünger benutzt.

5. Der Schlamm wird verbrannt, wozu er aber durch Pressen oder sonst auf künstlichem Wege die erforderliche Trockenheit vorher erhalten muß. Auch durch Vermischung mit Kehricht kann eine genügende Abtrocknung erreicht werden. Die Asche ist wertlos, die Kosten sind hoch.

Wird der Schlamm außerhalb des Stadtgebietes — mit Rücksicht auf die entstehenden Geruchbelästigungen muß dies in beträchtlicher Entfernung von letzterem sein — untergebracht, so müssen entsprechend große Strecken bereitgestellt werden, da die Schlammassen sehr bedeutend sind. Auf den Kopf der Bevölkerung sind täglich etwa 60 g trockner Schlamm zu rechnen, so daß sich für dieselbe Einwohnerzahl bei der Anlage von Absatzbecken viermal so große Mengen frischen, nassen Schlammes ergeben als bei Faulräumen.

#### f) Beispiel.

Für die Abwässer einer Stadt mit 8000 Einwohnern soll eine mechanische Kläranlage entworfen werden, welche noch ausreichen

soll, wenn die Bevölkerung auf 12 000 gestiegen ist. Auf den Kopf der Bevölkerung und den Tag kommen 100 l Hauswasser zum Abfluß. Die Wassertiefe soll 1,30 m, die Tiefe des Schlammfanges 0,30 m betragen. Der Verdünnungsgrad sei 4.

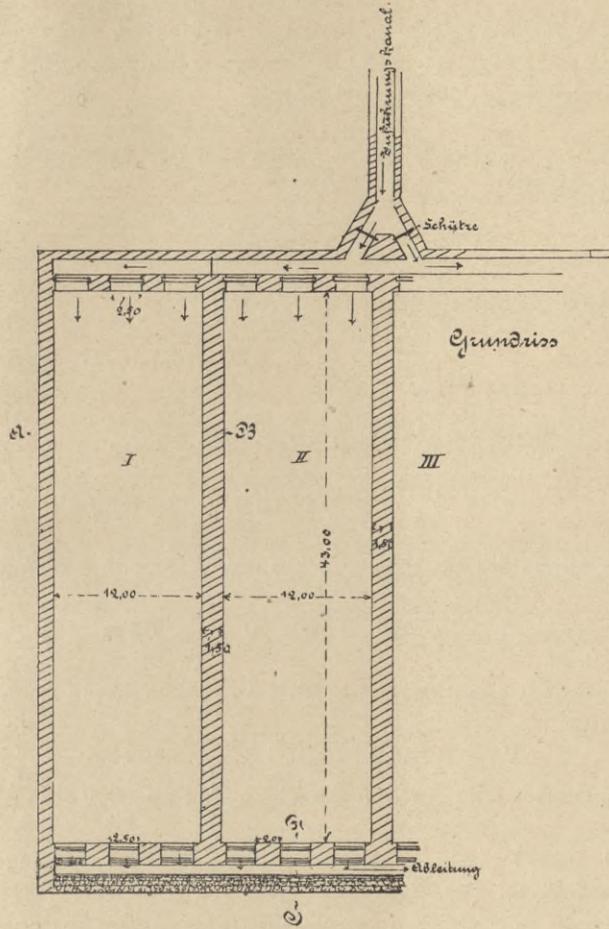


Abb. 9.

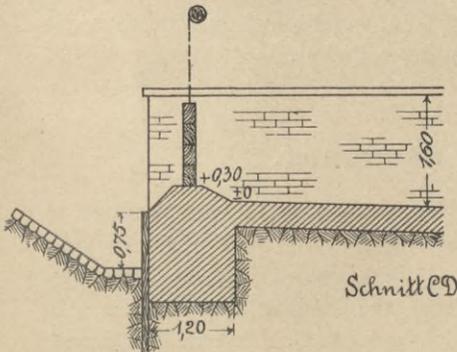


Abb. 10.

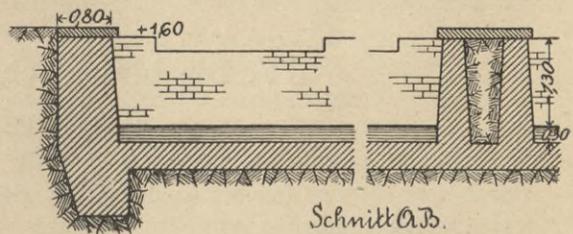


Abb. 11.

### Lösung.

Die zu klärende Wassermenge beträgt für 1 Tag

1. an Brauchwasser  $12\,000 \times 0,1 = 1200$  cbm
  2. an Regenwasser  $4 \times 1200 = 4800$  cbm
- zusammen = 6000 cbm

Sieht man 4 Becken mit je 12 m lichter Weite vor, von denen jedoch eines als stets in Räumung befindlich nicht in Rechnung gezogen werden soll, so ist der vom Wasser durchflossene Querschnitt mithin

$$F = 3 \cdot 12,0 \cdot 1,3 = 46,8 \text{ qm.}$$

Da 3 Becken vorhanden sind, so ergibt sich der Aufenthalt des Wassers in jedem Absitzbecken zu

$$\frac{24}{3} = 8 \text{ Stunden.}$$

In 1 Sekunde gelangen mithin zum Abfluß

$$\frac{6000}{3 \cdot 8 \cdot 60 \cdot 60} = 0,07 \text{ cbm.}$$

Die Geschwindigkeit ist also nach der Formel  $v = \frac{Q}{F}$

$$v = \frac{0,07}{46,8} = 0,0015 \text{ m} = 1,5 \text{ mm/sek.},$$

woraus man die Länge des Beckens, welches das Wasser in 8 Stunden durchfließen soll, zu

$$l = 0,0015 \cdot 8 \cdot 60 \cdot 60 = \sim 43 \text{ m}$$

erhält.

Der Gesamtinhalt von 3 Becken beträgt also (ohne den in Rechnung zu setzenden Schlammfang)

$$V = 3 \cdot 43,0 \cdot 12,0 \cdot 1,3 = 2010 \text{ cbm}$$

ist also größer als 25 % der für den einzelnen Tag zu 6000 cbm berechneten Abflußmenge.

In Abb. 9 bis 11 sind die nunmehr in allen Abmessungen festgelegten Absitzbecken dargestellt. Der Einlauf erfolgt durch je 3 kleine Überfälle, der Ablauf durch entsprechende, mit Schützen verschließbare Öffnungen an der gegenüberliegenden Wand, deren Fachbaum 1,30 m unter normalem Wasserstande liegt und also ein Ablassen des Beckens zu Reinigungszwecken bis auf 30 cm über Sohle gestattet. Zur Abschließung des Einlaufes dienen Dammbalken, welche auf der 20 cm unter Wasserspiegel liegenden Überfallschwelle ein Auflager finden.

## IV. Die biologische Reinigung.

### a) Allgemeines.

Die biologische Reinigung ist eines der besten Verfahren und wird nur noch durch das später zu beschreibende Rieselfverfahren übertroffen. Über die Wirkungsweise des biologischen Verfahrens, durch welches die Fäulnisfähigkeit der Abwässer beseitigt werden soll, ist man sich noch nicht ganz klar. Die eine Erklärung, welche auch im Namen des Verfahrens angedeutet ist, führt die Wirkung in erster

Linie auf die Lebenstätigkeit gewisser Bakterien zurück, während eine andere Erklärung lediglich chemische und physikalische Vorgänge angibt, so daß man das Verfahren auch Oxydations- oder Absorptionsverfahren nennt.

Auch bei diesem Verfahren gelangen die Abwässer zunächst in den Sandfang, in welchem sie von den gröberen Stoffen befreit werden. Sodann werden sie in Absitzbecken geleitet und dort von den feineren Stoffen gereinigt, worauf man sie mit Brocken von Koks oder Schlacke oder mit Steinschlag, dem sog. Oxydationskörper, in Berührung bringt, so daß die feinen Schmutzstoffe auf den rauhen Berührungsflächen dieser Brocken niedergeschlagen und unter dem Einfluß gewisser Bakterien so verwandelt werden, daß das Wasser seine Fäulnisfähigkeit verliert und klar wird. Eine gute Durchlüftung der Oxydationskörper ist dazu erforderlich. Die Wirkung ist eine um so günstigere, je besser das Wasser vorgereinigt ist, ehe es auf den Oxydationskörper gelangt.

Die richtige Wahl des Materiales der Oxydationskörper spielt eine große Rolle, weil hiervon der Erfolg und die Kosten des biologischen Verfahrens abhängen. Ebenso ist der Aufbau der Brockenkörper wichtig, da Mißerfolge auf Fehler auch hierin zurückzuführen sind.

Die Oxydationskörper werden entweder mit Unterbrechungen gefüllt und entleert, in welchem Falle man sie **Füllkörper** nennt, oder sie werden vom Wasser in Tropfenform stetig überrieselt und heißen alsdann **Tropfkörper**. Dementsprechend unterscheidet man auch das Füllverfahren und das Tropfverfahren.

Ein großer Vorteil des biologischen Verfahrens beruht darin, daß man zu seiner Anwendung keiner an örtliche Verhältnisse gebundenen Vorbedingungen bedarf, ferner daß keine Grundflächen von größerem Umfange erforderlich sind, da man das Abwasser von etwa 1000 Menschen durch einen Oxydationskörper von 150 qm Grundfläche reinigen kann.

Das biologische Verfahren ist daher seiner Vorteile wegen da anzuwenden, wo das Rieselfverfahren mangels geeigneter Bodenflächen nicht ausführbar ist. Die Abtötung der gesundheitsgefährlichen Bakterien ist aber auch hierbei nur durch nachfolgende Desinfektion des geklärten Wassers zu erreichen.

Nach diesen allgemeinen Erörterungen sollen nunmehr die beiden Arten des Oxydationsverfahrens näher beschrieben werden.

## **b) Das Füllverfahren.**

### **1. Ausführung und Betrieb.**

Für das Füllverfahren sind oben offene, sonst aber wasserdichte Becken erforderlich, die in etwa 1,0 bis 2,0 m Höhe, je nach der Korngröße des Füllmaterialies, mit Brocken aus Koks, Schlacken, Steinen oder sonst einem rauhen Materiale gefüllt sind. Der Baustoff für die Becken ist Zementmauerwerk oder Beton. Die Sohle erhält schwaches Gefälle mit eingeschnittener Sohlrinne; auf ihr wird ein Netz von Drainrohren oder Kanälen aus lose aufgestellten Klinkern verlegt, damit das Wasser schneller abfließen kann. Über dieses Netz kommt die Schicht aus den oben genannten Materialien.

Die Korngröße des Materialies ist zweckmäßig 30 bis 80 mm; je größer das Korn, um so höher muß die Schicht werden. Bei geringer Korngröße ist zwar die reinigende Wirkung größer, weil die Summe der Berührungsflächen eine größere ist, aber die Brocken verwittern auch um so leichter, der Körper ist schwerer zu

durchlüften, und die Schichtungshöhe muß daher um so kleiner werden. Bei geringerer Korngröße als 30 mm kann nur Sand Verwendung finden, weil die anderen Stoffe zu schnell verwittern. Schlacke und Koks haben sich von allen Stoffen am besten bewährt. Die Schüttmasse hat dem Abwasser gegenüber außer der bereits genannten Flächenwirkung der ganzen Oberfläche und der Kanten noch folgende Eigenschaften:

die Berührungswirkung des in der Füllschicht enthaltenen Eisenoxydes oder des darin enthaltenen Oxydes anderer Metalle;

die bereits genannte Wirkung der darin vorhandenen Bakterien, welche die schädlichen Stoffe des Abwassers in unschädliche verwandeln;

die Wirkung des Sauerstoffes der zutretenden Luft, welchen diese Bakterien zur Erhaltung ihrer Tätigkeit brauchen;

die Entgasung, d. h. die Befreiung des Abwassers von den gasartigen, im Abwasser aufgelösten Produkten der Zerstörung der organischen Beimischungen.

Der Betrieb gestaltet sich beim Füllverfahren nun folgendermaßen:

Das zu reinigende Abwasser wird in die Becken geleitet, wo es die Zwischenräume des Füllmaterials ausfüllt. Das Füllen geschieht langsam. Das Wasser bleibt nun zwei bis drei Stunden ruhig stehen und wird sodann durch eine an der Sohle angebrachte Auslaßöffnung langsam wieder entleert. Nach einer Durchlüftungszeit von abermals zwei bis drei Stunden kann es wieder in Betrieb genommen, also mit Rohwasser aufs neue gefüllt werden. In dieser Weise wiederholt sich der Vorgang. Die Wirkung ist eine um so bessere, je länger die Ruhepause ist. Wenn man rechnet, daß zu den genannten Zeiten noch die von Füllung und Entleerung hinzukommen, so erkennt man, daß dasselbe Becken in 24 Stunden nur zweimal oder höchstens dreimal gefüllt werden kann. Der Betrieb ist mithin unterbrochen, so daß zur Reinigung der beständig zulaufenden Abwässer mehrere Becken nebeneinander erforderlich sind, deren Füllung und Entleerung so geregelt werden muß, daß das Rohwasser den verschiedenen Becken ununterbrochen zugeleitet werden kann. Die Becken werden daher mit Umleitungs- und Ausschaltungsvorrichtungen versehen und erhalten außerdem Schächte zur Entnahme von Wasserproben.

Das gereinigte Wasser hat bei sachgemäßer Anlage Trübung und Geruch verloren und geht später nicht mehr in Fäulnis über, so daß es, abgesehen vom Bakteriengehalt, ebenso unschädlich ist wie das Drainwasser eines Rieselfeldes (s. unter V).

Häufig, z. B. bei dickem Abwasser, genügt eine einmalige Behandlung des Wassers nicht. Alsdann baut man eine zwei- oder mehrstufige Anlage, in der das einmal gereinigte Wasser in gleicher Weise durch ein tiefer liegendes Becken geschickt wird. Bei zweistufiger Anlage (Abb. 12) erhält das obere Becken Brocken von 10 bis 30 mm Korngröße (Grobfilter), das zweite Becken solche von 5 bis 10 mm Korngröße (Feinfilter).

Durch die wiederholte Behandlung wird das Abwasser klar, farb- und geruchlos, so daß es sich bei gut wirkenden Anlagen vom reinen Flußwasser nicht unterscheidet.

Das dem Reinigungsbetrieb in den Becken eine Vorreinigung durch Sandfang und Absitzbecken vorhergeht, wurde bereits ausgeführt. Man vermeidet dadurch ein zu schnelles Verschlammen der Füllkörper. Am besten erfolgt jedoch die Vorreinigung in Faulräumen, welche bereits weiter oben beschrieben wurden.

## 2. Berechnung der Becken.

Das Rohwasser findet, wie wir sahen, in den Zwischenräumen des Füllmaterials Aufnahme, welche etwa 30 % des Beckeninhaltes ausmachen. Da jedoch

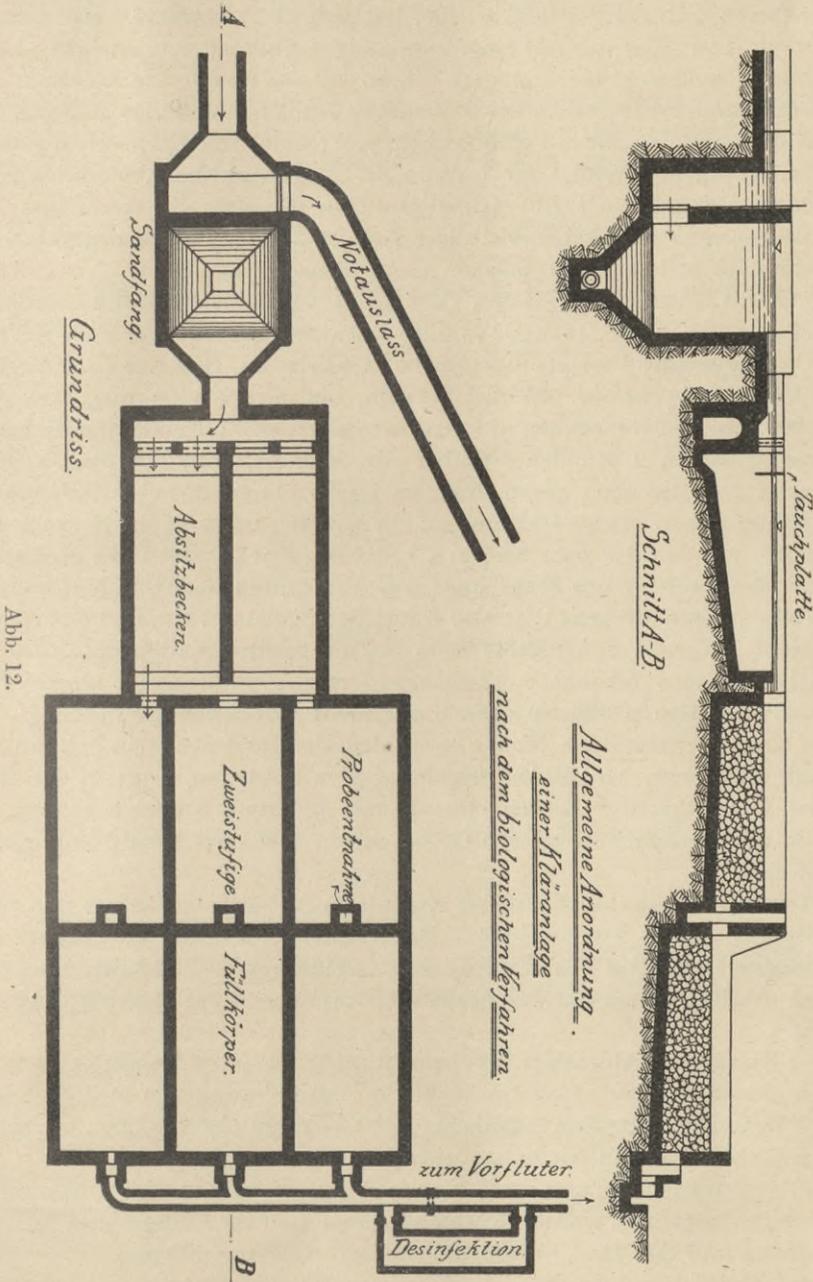


Abb. 12.

nach und nach eine zunehmende Verschlämzung eintritt, so rechnet man diese Hohlräume zweckmäßig nur zu 25 %, so daß auf 1 cbm Beckenraum  $\frac{1}{4}$  cbm = 250 l Abwasser entfallen. Die Becken werden gewöhnlich so angelegt, daß eine Füllung

etwa  $\frac{1}{2}$  bis 1 Stunde währt, worauf das Wasser, wie schon gesagt wurde, mindestens 2 Stunden ruhig im Becken stehen bleibt. Da die Entleerung bekanntlich auch langsam vor sich gehen soll, so sind hierfür gleichfalls 1 bis 2 Stunden in Ansatz zu bringen. Hierauf soll das Becken zur Durchlüftung abermals mindestens 2 Stunden leer stehen, so daß es also in 7 Stunden nur einmal gefüllt werden kann. Eine Abkürzung dieser Zeit, die versucht wurde, hat sich nicht bewährt. Bei einstufigen Anlagen soll man sogar nur mit einer zweimaligen Füllung rechnen, wenn man die Reinigungswirkung nicht herabmindern will, so daß also für 0,5 cbm Abwasser täglich 1 cbm Beckenraum erforderlich wird. Dagegen können zweistufige Anlagen täglich 3 mal gefüllt werden, so daß in 1 cbm Beckenraum (beide Stufen zusammen gerechnet) 0,375 cbm Abwasser gereinigt werden können. Legt man die Abwassereinheit der Berechnung zugrunde, so ergibt sich, daß 1 cbm Abwasser bei einstufiger Anlage 2 cbm Beckenraum und bei zweistufiger Anlage 2,67 cbm Beckenraum erfordert. Darüber hinaus soll man die Anlagen nicht beanspruchen.

Auch die Anzahl der Becken darf nicht willkürlich gewählt werden, wie folgendes dem Buche von Metzger (Städte-Entwässerung und Abwasser-Reinigung, Berlin, Carl Heymanns Verlag) entnommene Beispiel zeigt. Sollen in einer einstufigen Anlage 1000 cbm Abwasser gereinigt werden, und wollte man nur zwei Becken mit je 1000 cbm Füllkörperraum anlegen, so ergeben sich folgende Schwierigkeiten: Am Tage fließen in 9 Stunden 500 cbm Abwasser zu, stündlich also 55,56 cbm. Ein Becken von der oben angenommenen Größe nimmt 250 cbm Abwasser auf, seine Füllung dauert somit 4,5 Stunden; die Füllung des zweiten Beckens dauert ebensolange, nun hat das erste Becken 4,5 Stunden Zeit gehabt, diese genügen aber nicht für eine zweistündige Ruhepause, zur Entleerung und Durchlüftung; nach Füllung des zweiten Beckens tritt also sofort der Übelstand ein, daß das Abwasser in das nicht genügend durchlüftete erste Becken geleitet werden muß.

Dabei ist eine erhebliche Vermehrung der Abwassermenge durch Regenwasser oder sonstige plötzliche Zuläufe gar nicht berücksichtigt worden. Wollte man die Größe der einzelnen Becken so wählen, daß ihr Inhalt den Schwankungen im Zufluß entspricht, so würden Schwierigkeiten entstehen, wenn in der Reihenfolge der Benutzung der Becken einmal eine Änderung eintreten müßte. Man kann also den Becken wohl gleiche Größe geben, darf ihre Anzahl aber nicht beliebig wählen.

Oben wurde ausgeführt, daß bei einstufigen Anlagen die Becken nur zweimal in 24 Stunden gefüllt werden sollen. Bei 3 stündiger Füllzeit und ebenso langer Entleerungszeit kann das Wasser nach erfolgter Füllung also 3 Stunden ruhig stehen, und nach der Entleerung hat das Becken 3 Stunden Zeit zur Durchlüftung (Regeneration).

Der Zulauf des Abwassers ist jedoch nicht zu jeder Tageszeit gleich, wie hierbei angenommen ist. Vielmehr fließt die halbe Tagesmenge in 9 Stunden zu, wie auch in obigem Beispiele angenommen ist, so daß also die oben angegebenen Zeiten außerhalb der Füllzeit entsprechend verkürzt werden.

Bei zweistufigen Anlagen darf eine dreimalige Füllung in 24 Stunden erfolgen, wie ja bereits ausgeführt wurde. Deshalb rechnet man für Füllung und Entleerung je 2 Stunden und den Rest für die Ruhepause und Durchlüftung.

Zwei Beispiele mögen diese Ausführungen näher erläutern.

### 3. Beispiele.

#### Aufgabe 1.

Von einer biologischen Reinigungsanlage sind täglich  $Q = 5400$  cbm Abwasser in einer einstufigen Füllkörperanlage zu reinigen. Der Gesamtinhalt der Becken und die Anzahl der Becken sind zu bestimmen.

#### Lösung.

Nach obigen Ausführungen kann 1 cbm Füllkörperraum 0,25 cbm Abwasser aufnehmen. Da nun bei einer einstufigen Anlage in 24 Stunden eine zweimalige Füllung stattfinden darf, so müßte die Größe des Füllkörperraumes mindestens

$$\frac{Q}{0,25 \cdot 2} = \frac{5400}{0,5} = 10800 \text{ cbm}$$

betragen. Da aber die halbe Tagesmenge in 9 Stunden zufließt, so muß eine Größe von

$$\frac{Q}{2 \cdot 9 \cdot 0,25 \cdot 2} = \frac{Q \cdot 8}{3} = \frac{5400 \cdot 8}{3} = 14400 \text{ cbm}$$

vorhanden sein.

In 9 Tagesstunden fließen

$$\frac{5400}{2} = 2700 \text{ cbm}$$

mithin in einer Stunde durchschnittlich

$$\frac{2700}{9} = 300 \text{ cbm}$$

zu. Ein Becken soll in 3 Stunden gefüllt sein, so daß der Raum eines Beckens

$$\frac{300 \cdot 3}{0,25} = 3600 \text{ cbm}$$

betragen muß und die erforderliche Anzahl der Becken sich zu

$$\frac{14400}{3600} = 4 \text{ Becken}$$

ergibt. Da es jedoch zweckmäßig ist, ein Reservebecken zur Verfügung zu haben, so legt man mindestens **5 Becken** mit einem Füllkörperraum von je

$$\frac{14400}{5} = 2880 \text{ cbm}$$

Inhalt an. Demnach muß der gesamte Füllkörperraum einer einstufigen Anlage

$$V = \frac{Q \cdot 8}{3} \dots \dots \dots 4)$$

und der Füllkörperraum eines einzelnen Beckens

$$V_1 = \frac{Q \cdot 8}{15} \dots \dots \dots 5)$$

sein.

**Aufgabe 2.**

Für dieselbe Abwassermenge  $Q = 5400$  cbm täglich ist eine zweistufige Anlage zu entwerfen. Der Gesamtinhalt der Becken und die Anzahl der Becken sind zu bestimmen.

**Lösung.**

Oben wurde ausgeführt, daß bei zweistufigen Anlagen eine dreimalige Füllung in 24 Stunden zulässig ist. Deshalb rechnet man für Füllzeit und Leerlauf je 2 Stunden und die sonst noch verbleibende Zeit für die Ruhepause und Durchlüftung.

Der durchschnittliche Zulauf in 2 Tagesstunden beträgt  $2 \cdot 300 = 600$  cbm. Er erfordert also ein Becken von

$$\frac{600}{0,25} = 2400 \text{ cbm}$$

Füllraum, bzw., da die Anlage zweistufig ist, das Doppelte, also

$$2 \cdot 2400 = 4800 \text{ cbm.}$$

Der Gesamtinhalt aller Becken muß bei dreimaliger Füllung bei doppelstufiger Anlage sein:

$$\frac{Q \cdot 24 \cdot 2}{2 \cdot 9 \cdot 0,25 \cdot 3} = 19200 \text{ cbm}$$

Daraus ergibt sich die Anzahl der erforderlichen Doppelbecken zu

$$\frac{19200}{4800} = 4 \text{ Doppelbecken}$$

Sieht man wieder mit Rücksicht auf den Betrieb ein Reservebecken, also im ganzen **5 Doppelbecken** vor, so erhält man als Inhalt eines Doppelbeckens für die erste und zweite Stufe

$$\frac{19200}{5} = 3840 \text{ cbm}$$

oder für jedes einzelne Becken einen Füllraum von

$$\frac{3840}{2} = 1920 \text{ cbm.}$$

Der gesamte Füllkörperraum einer zweistufigen Anlage muß also

$$V = \frac{Q \cdot 8}{2,25} \dots \dots \dots 6)$$

und der Inhalt eines doppelten Beckens für die erste und zweite Stufe

$$V_1 = \frac{Q \cdot 8}{11,25} \dots \dots \dots 7)$$

sein.

Die zusammengehörigen Becken der ersten und zweiten Stufe werden gleich groß ausgeführt. Sollte später durch Verschlämzung sich eine Verschiedenheit im Fassungsvermögen einzelner Becken ergeben, so kann man den Unterschied leicht durch Aufhöhung des Füllkörpers ausgleichen, worauf man jedoch schon beim Bau der Becken Rücksicht zu nehmen hat.

Vergleicht man die aus diesen beiden Beispielen gewonnenen Ergebnisse, so ergibt sich als Verhältnis des Füllkörperraumes einer zweistufigen Anlage mit

dreimaliger Füllung am Tage zu demjenigen einer einstufigen Anlage mit zweimaliger Füllung am Tage

$$\frac{Q \cdot 8}{2,25} : \frac{Q \cdot 8}{3}$$

so daß man sofort erkennt, daß der Unterschied in den Anlagekosten nicht erheblich ausfallen kann. Bei Zerlegung der Anlage in 5 Becken erreicht man den Vorteil, daß man ein Becken zur Reinigung oder längeren Durchlüftung mitunter ausschalten kann. Auch kann beim Trennsystem, bei welchem besondere Anlagen zur Aufnahme des Regenwassers nicht ausgeführt werden, jederzeit eine größere Zuflußmenge aufgenommen werden, wenn eine solche durch unerlaubte Regenanschlüsse eintreten sollte.

### c) Das Tropfverfahren.

#### 1. Ausführung.

Der Betrieb beim Tropfverfahren ist im Gegensatze zum Füllverfahren ein ununterbrochener. Die Tropfkörper sind nur in der Sohle wasserdicht herzustellen, an den Seiten müssen sie jedoch offen sein, damit die Luft gut hindurchziehen kann.

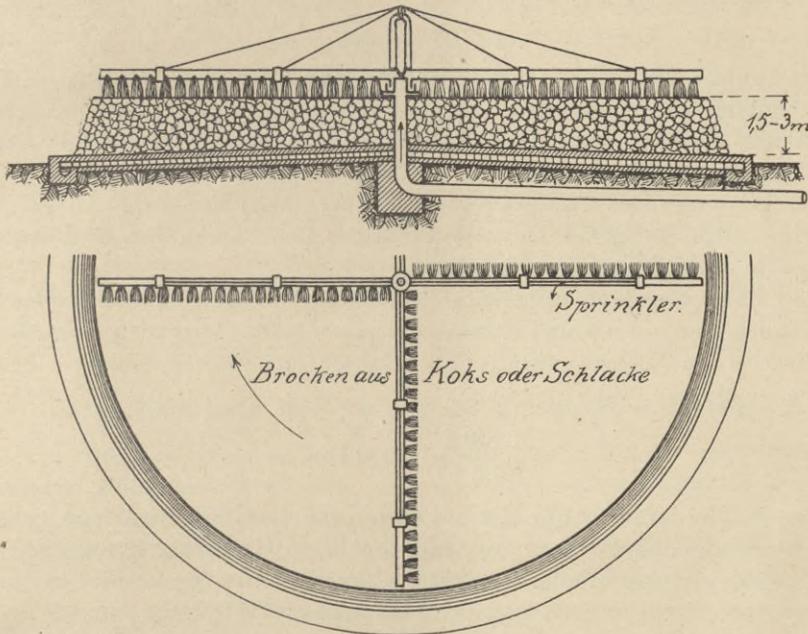


Abb. 13.

Die Körper werden 1,5 bis 3 m hoch aufgeschichtet, das Material ist Schlacke oder Koks. Die Korngröße der Brocke ist größer als beim Füllverfahren und geht von 50 mm bis zu etwa 100 mm; die Stücke sollen möglichst gleichmäßig sein; die Hohlräume müssen tatsächlich offen bleiben, worauf bei der Schichtung zu achten ist; Material aus kleinerem Korn darf also nicht zugesetzt werden.

Die Sohle erhält wie bei den Füllkörpern Gefälle und ein Abschlußgerinne sowie ein Netz von Drainrohren oder Ziegelsteinkanälen. Abb. 13 zeigt einen Tropfkörper in Grundriß und Schnitt.

Die Ausführung mehrerer Stufen ist beim Tropfverfahren zwecklos, da man durch höhere Schichtung des Materiales dieselbe Wirkung erzielen kann; bei zu großer Höhe werden die abgesetzten Teile leicht wieder fortgespült; man halte sich daher in obigen Grenzen.

Von größter Wichtigkeit, aber auch die Hauptschwierigkeit bei der Ausführung bietend, ist die feine Verteilung des Abwassers, welche über die ganze Oberfläche gleichmäßig erfolgen muß, wenn man den Tropfkörper in allen Teilen gleichmäßig zur Reinigung des Abwassers heranziehen will. Man verwendet dazu vielfach eine Konstruktion nach Art des Segnerschen Wasserrades, die sog. Sprinkler. Der Sprinkler ist ein um seine Mitte sich drehendes, einseitig durchlohtes Rohr, welcher das Wasser brausenartig verteilt und infolge seiner Konstruktion eine runde Grundfläche bedingt, wie es die Abb. 13 zeigt. Für andere Konstruktionen können auch rechteckige oder quadratische Grundflächen erforderlich werden. Die Wasserverteilung kann auch durch gelochte Wellbleche oder durch gleichmäßig verteilte Spritzdüsen oder durch feste oder bewegliche Überlaufrippen erfolgen. Alle diese Vorrichtungen müssen sorgfältig unterhalten werden und sind gegen Frost sehr empfindlich. Die feine Verteilung des unreinen Wassers ist stets schwierig und die Kosten für die Reinhaltung der feinen Sprinkler- oder Düsenöffnungen beträchtlich.

## 2. Leistung.

Die rauhen Flächen der Koks- und Schlackenbrocken überziehen sich nach Inbetriebnahme des Tropfkörpers schnell mit einer schlammigen Schicht, welche die Schmutzstoffe festhält. Erst nachdem dies geschehen ist, wird die volle Wirkung erzielt; man sagt in diesem Falle: der Körper ist eingearbeitet.

Die Leistung eines Tropfkörpers gegenüber einem Füllkörper ist infolge des ununterbrochenen Betriebes und des Fortfalles der Pausen für Entleerung und Lüftung erheblich größer.

Man kann nach den bisherigen Erfahrungen annehmen, daß 1 cbm Tropfkörper täglich dauernd 0,6 cbm Abwasser reinigen kann. Legt man einem Beispiele wieder, wie bei den Beispielen für das Füllverfahren, eine Wassermenge  $Q = 5400$  cbm zugrunde, so sind zu deren Reinigung

$$\frac{5400}{0,6} = 9000 \text{ cbm}$$

Tropfkörper erforderlich. Für die angenommene Leistung wird man schon mit Rücksicht auf die Schwierigkeit einer gleichmäßigen Wasserverteilung nicht einen Körper, sondern mehrere anlegen. Auf die Anzahl derselben kommt es beim ununterbrochenen Betriebe nicht an, doch muß man mit Rücksicht auf den wechselnden Wasserzulauf Sorge tragen, daß alle Körper in den Stunden des stärksten Betriebes gleichmäßig überrieselt, in den Stunden des kleinsten Zuflusses dagegen einzelne Körper ausgeschaltet werden.

## d) Vergleich zwischen Füll- und Tropfverfahren.

Jedes der beiden Verfahren hat Vorzüge und Schattenseiten, so daß keines dem anderen unbedingt überlegen ist. Nach sachverständigem Urteile wird man da, wo genügendes Gefälle vorhanden ist, oder Heberwerke an sich erforderlich werden, sowie da, wo die Anlage auf einem verhältnismäßig kleinen Grundstücke untergebracht werden muß, das Tropfverfahren, dagegen da, wo nur wenig Gefälle, aber

ein großes Grundstück für das biologische Reinigungsverfahren zur Verfügung steht, das Füllverfahren anwenden.

Die Vorteile des Tropfverfahrens bestehen in der Platzersparnis, in der größeren Leistung bei gleichem Materialverbrauch, in der billigeren Anlage infolge Fehlens der Seitenwände, in der geringeren und einfacheren Bedienung, abgesehen von der Unterhaltung und Reinigung der Sprinkler, im leichteren Aufbau infolge der großen Schlackenstücke. Nachteile dagegen, welche dem Füllverfahren nicht anhaften, sind die große Empfindlichkeit gegen Frost, die schwerere Verteilung des Wassers über den Oxydationskörper und die größere Geruchbelästigung sowie die Fliegenplage. Da jedoch die Abflüsse sauerstoffreicher sind als beim Füllverfahren, so wird es zurzeit am häufigsten angewandt.

Daß die biologische Reinigung des öfteren Mißerfolge brachte, ist bereits gesagt worden, auch die Gründe dafür, welche nicht an dem Verfahren selbst, sondern an unsachgemäßer Ausführung und am Betrieb liegen, wurden schon angegeben. Erwähnt sei noch, daß auch die Beschaffenheit des Rohwassers sich mitunter zur biologischen Behandlung wegen seiner geringen Verdünnung nicht eignet. Die Zusammensetzung des Kanalwassers ist jedoch vorher nicht bekannt; daher empfiehlt es sich, zunächst nach Inbetriebsetzung der Entwässerungsanlage eine Versuchsanlage für die Reinigung zu bauen, um die für den Bau der endgültigen Anlage erforderlichen Bedingungen kennen zu lernen. Diese Versuchsanlage ist jedoch so auszuführen, daß sie später in die endgültige Anlage eingefügt werden kann.

Über die Kosten biologischer Reinigungsanlagen für Ausführung und Betrieb findet man in dem mehrfach erwähnten Buche von Metzger Angaben. Hier sei nur erwähnt, daß das biologische Verfahren keineswegs billig ist. So kostet eine biologische Anlage für 20 000 Einwohner rund 160 000 M; für diesen Betrag können aber auch 40 ha Land gekauft und für den Rieselbetrieb hergerichtet werden, das stets seinen Wert behält und sich bei guter Bewirtschaftung wenigstens zum Teile verzinst, während die biologischen Anlagen sich erheblich abnutzen, so daß eben die Berieselung da vorzuziehen ist, wo man das erforderliche Gelände zur Verfügung hat.

### e) Nachbehandlung der biologisch gereinigten Abwässer.

In der Regel können die biologisch gereinigten Abwässer unbedenklich in den Vorfluter geleitet werden. Hat dieser jedoch sehr ungünstige Verhältnisse, oder sind sonst Nachteile zu befürchten, so kann es darauf ankommen, das gereinigte Wasser entweder zu desinfizieren oder in einwandfreier Weise zu reinigen.

Am einfachsten ist es, diese letzte Klärung im Absitzbecken vorzunehmen, wo sich die feinen Schwebestoffe ausscheiden. Noch größer ist die Reinigungswirkung in Sandfiltern, die unterbrochen betrieben werden, d. h. jeder Beschickung durch Abwasser folgt eine Lüftungszeit des Filters. Derartiges Abwasser ist für jede Vorflut unschädlich. An Stelle der Sandfilter können auch landwirtschaftlich betriebene Rieselfelder treten.

Durch Regenwasser besonders stark verdünnte und vermehrte Zuflüsse müssen in besonderen Filtern aufgefangen werden, deren Größe so zu bemessen ist, daß für je 1 cbm Trockenwetterabfluß 1,2 qm Filterfläche vorhanden ist. Man bildet diese Reservefilter häufig so aus, daß sie bei Trockenwetter als Füllbecken benutzt werden können. Naturgemäß werden die Anlagen hierdurch wesentlich verteuert, so daß sich, falls man das Regenwasser nicht anderweitig unter-

bringen kann, unter Umständen die Anlage der Kanalisation nach dem Trennsystem als vorteilhafter erweisen kann als diejenige nach dem Mischsystem. Vergleichende Kostenanschläge werden auch hier zur richtigen Lösung führen.

## V. Das Rieselfahren.

### a) Allgemeines; Lage der Rieselfelder.

Aus den bisherigen Ausführungen ging schon hervor, daß alle bisher geschilderten Reinigungsverfahren für Abwässer dem noch näher zu erläuternden Rieselfahren unterlegen sind. Die Rieselung ist ihnen allen durch ihre Reinigungswirkung überlegen, da hierbei die Sink-, Schweb- und Schwimmstoffe sowie die Bakterien gänzlich und die gelösten Bestandteile nahezu vollständig aus dem Abwasser ausgeschieden und zurückgehalten werden. Das Verfahren hat nur zwei Nachteile: die Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Bodens und die verhältnismäßig hohen Anlagekosten. Der letztgenannte Nachteil ist jedoch nicht immer vorhanden, das Verfahren wird vielmehr billig, wenn geeignete Ländereien in der erforderlichen Größe und in erreichbarer Nähe zu mäßigem Preise zu haben sind, da es alsdann landwirtschaftlich ausgenutzt werden kann und, wie weiter oben schon erwähnt wurde, die Betriebskosten sich zum Teile verzinsen, häufig sogar gedeckt werden und nicht selten womöglich einen Überschuß ergeben.

Das Rieselfahren ist unter der Voraussetzung, daß geeignetes Land dafür vorhanden ist, in erster Linie und besonders da zur Reinigung der Abwässer in Aussicht zu nehmen, wo die Abwässer stark verunreinigt sind, der Vorfluter aber ungünstige Verhältnisse aufweist, nämlich geringe Geschwindigkeit, kleine Wassermenge und flache besiedelte Ufer besitzt.

Was die Lage des Riesellandes zum Stadtgebiet, dessen Abwässer es aufzunehmen hat, anbelangt, so ist zu sagen, daß zu große Entfernung vom Stadtgebiet sehr hohe Anlagekosten und die Druckleitung sowie dauernde Ausgaben für die mit der Länge dieser Leitung zunehmenden Reibungswiderstände erfordert. Diese Kosten sind beim Mischsystem, dessen Druckrohr meist großen Querschnitt erhalten muß, noch erheblicher als beim Trennsystem, so daß unter Umständen die Entfernung der Rieselfelder die Wahl des Kanalisationssystemes beeinflussen kann. Doch ist oft das in größerer Entfernung befindliche Land entsprechend billig zu haben, so daß die Kosten einer längeren Druckleitung nicht ins Gewicht fallen.

Hochliegende Rieselfelder erhöhen die Förderkosten und erschweren unter Umständen die Anfuhr nach ihnen, doch ist dieser Nachteil nur von untergeordneter Bedeutung.

### b) Die Bodenbeschaffenheit der Rieselfelder.

#### 1. Geländegestaltung.

Für das Rieselfahren eignet sich am besten ein gleichmäßig sanft abfallendes Gelände, doch ist dies nicht eine unerläßliche Vorbedingung für die Anwendung des Verfahrens.

Auf sehr ebenen großen Flächen gestaltet sich die Verteilung des Wassers schwierig und wird die Durchführung einer wirksamen Drainage erschwert. Auf

stark welligem Gelände muß das Wasser durch weitverzweigte Druckleitungen über das Feld verteilt werden, es entstehen Flächen mit sehr verschiedenen Gefällen, für welche verschiedene Arten der Berieselung erforderlich werden, außerdem sind die Schluchten der Gefahr der Versumpfung ausgesetzt. Unter Umständen kommt es billiger, sich mit einer geringen Abwassermenge für 1 ha zu begnügen und dafür größere Fläche herzurichten, als das Gelände entsprechend umzuformen. Auch kann sich bei sehr welligem Gelände an Stelle einer Einebnung der Rieselfelder das sonst kostspieligere, später beschriebene Spritzverfahren eignen.

## 2. Bodenart.

Um den Einfluß der Bodenart auf die Wirksamkeit des Verfahrens zu erkennen, ist es zunächst nötig, den Vorgang beim Rieselfverfahren zu schildern. Die Abwässer werden auf eingebnete Ackerflächen geleitet und dort gleichmäßig

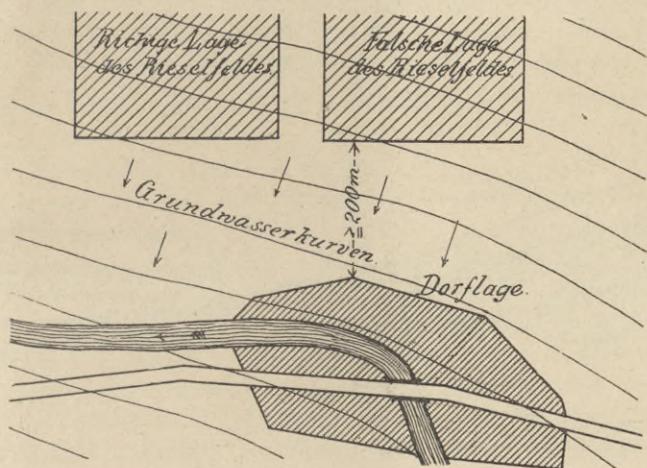


Abb. 14.

verteilt. Sie durchsickern die Bodenschichten und gelangen so entweder unmittelbar in das Grundwasser, oder man sammelt sie in Drainleitungen wieder und führt sie dem Vorfluter zu. Beim Durchsickern durch die Bodenschichten werden die Sink- und Schwebestoffe vollständig zurückgehalten, die Bakterien und gelösten Bestandteile dagegen werden durch den Einfluß anderer Bakterien und durch Oxydation umgewandelt und zum großen Teile von den Pflanzen verzehrt, so daß das abfließende Wasser klar und rein und nahezu keimfrei ist, jedem Wasserlauf also unbedenklich zugeführt werden kann.

Die Bodenbeschaffenheit spielt also eine gewisse Rolle, um die geschilderte Wirkung in vollem Maße zu erzielen. Trotzdem ist im Grunde genommen jede Bodenart mehr oder weniger zur Berieselung geeignet.

Am besten eignet sich sandiger Untergrund, weil bei ihm die Durchlüftung und mithin auch die oxydierende Wirkung am vollkommensten ist. Doch darf der Sand infolgedessen auch nicht zu fein sein. Sand von mittlerer Korngröße mit etwas Lehm- und Kalkgehalt ist daher am vorteilhaftesten. Magerer Lehm- und Moorerde; falls letztere dennoch in Betracht kommen, muß eine verhältnismäßig

schwache Überrieselung ausgeführt werden. Fetter Lehm und Ton sowie Mergel sind gleichfalls wenig geeignet.

Da die Abwässer ganz oder zum Teile in das Grundwasser abfließen können, sind die Rieselfelder nicht in die Nähe der Ortschaften zu legen, wohin sie mit dem Grundwasser gelangen könnten. Wenigstens müssen sie so angelegt werden, daß man Beschwerden der Bewohner über Verschlechterung des Brunnenwassers von vornherein vermeidet; Abb. 14 zeigt die richtige und die falsche Lage eines Rieselfeldes.

Hieraus geht hervor, daß man sich vor Anlage eines Rieselfeldes Klarheit über die Grundwasserverhältnisse verschaffen muß, namentlich was die Lage der undurchlässigen Schichten und die Grundwasserströmung anbelangt. Die Ermittlung der Grundwasserströmung erfolgt, indem man Bohrlöcher, welche verrohrt werden, anlegt, die Wasserspiegellhöhen in ihnen längerer Zeit beobachtet, die Ergebnisse in einen Plan einträgt und danach die Höhengschichtenlinien des Grundwasserstandes in bekannter Weise ermittelt; es ist klar, daß die Grundwasserströmung alsdann senkrecht zu diesen Schichtenlinien läuft. Die Grenze des Rieselfeldes sollte vom nächsten Brunnen, in der Richtung der Grundwasserströmung gemessen, wenigstens 200 m entfernt liegen.

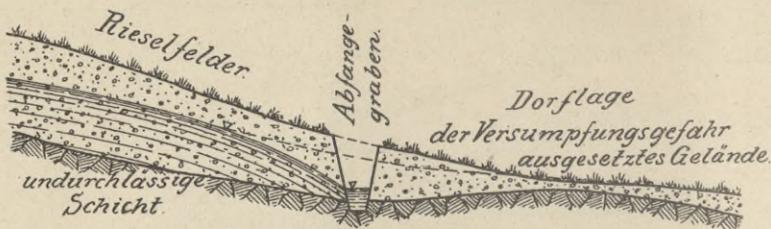


Abb. 15.

Hoher Grundwasserstand ruft erhebliche Unkosten für Drainage hervor, erschwert die Durchlüftung des Bodens und vermindert die Oxydation der organischen Stoffe. Auch ist zu untersuchen, ob durch Erhöhung des Grundwasserstandes infolge des Zuflusses von Abwasser für unterhalb liegende Ländereien nicht Nachteile entstehen. Wiesen, welche bei dem vorhandenen Grundwasserstande gerade noch bewirtschaftet werden konnten, können bei höher steigendem Grundwasser nahezu wertlos werden, und Prozesse sind die Folge.

Liegt die undurchlässige Schicht, welche für den Abfluß des Rieselwassers ausschlaggebend ist, sehr hoch, so kann man derartige Versumpfungen fremder Grundstücke oder die Verschlechterung des Brunnenwassers in Ortschaften dadurch verhüten, daß man einen in diese Schicht einschneidenden Entwässerungsgraben am unteren Rande des Rieselfeldes oder an der oberen Grenze der Dorflage entlang führt, welcher das Rieselwasser abfängt und unschädlich abführt (Abb. 15).

### c) Größe der Rieselfelder.

Die Größe der zur Anlage eines Rieselgutes erforderlichen Grundstücksfläche hängt neben der Durchlässigkeit des Bodens und dessen Mächtigkeit von allem von der Menge der Abwässer und ihrer Verunreinigung ab. Je freier von Schmutzstoffen das Rieselwasser ist, desto größer kann die auf die Felder gebrachte Abwassermenge und um so kleiner können die Felder selbst sein. Aus diesem Grunde

ist die Vorreinigung des Abwassers durch einen Sandfang und durch Klärbecken notwendig. Namentlich aber ist bei künstlicher Hebung des Abwassers die vorhergehende Ausscheidung gröberer Schmutzstoffe usw. zur Schonung der Pumpen unbedingt erforderlich. Man kann diese Ausscheidung dadurch erzielen, daß man den Durchflußquerschnitt des Sandfanges so groß gestaltet, daß die Durchflußgeschwindigkeit des Abwassers nicht größer wird als höchstens 10 cm.

Daß das Rieselgut eine zusammenhängende Fläche bildet, ist nicht notwendig, aber erwünscht. Natürlich ist auch bei Anlage eines solchen auf die Zunahme der Bevölkerung, die in bekannter Weise nach Formel 1 bestimmt wird, Rücksicht zu nehmen und eine spätere Vergrößerung der Rieselfläche in Rechnung zu ziehen.

Die die Größe der Rieselfelder vor allem bestimmende Abwassermenge ist abhängig von der Zahl der an die Kanalisation angeschlossenen Einwohner. Natürlich können auch alle verschiedenen Bodenarten auf einem und demselben Rieselgute nicht dieselbe Wassermenge aufnehmen; als Durchschnitt kann man für 1 ha und 1 Tag 50 cbm Abwasser rechnen, so daß eine Stadt, deren tägliche Abwassermenge z. B. 4000 cbm beträgt, 80 ha Rieselfläche beanspruchen würde. Bei sandig-lehmigem Boden kann man auf 1 ha dauernd das Abwasser von 250 bis 400 Menschen unterbringen; diese Zahl steigt auf 500 bis 800 bei sorgsamer Ausscheidung der Schmutzstoffe. Dabei würde sich auf 1 ha eine Jahresmenge von 10 000 cbm und bei sehr durchlässigem Boden und sehr sorgsamer Vorklärung eine solche von 20 000 cbm ergeben.

Bei zu geringer Größenbemessung der Rieselfläche tritt infolge Überlastung der Felder Mißwachs oder Versumpfung ein.

Zu der berieselten Fläche kommen noch die Flächen hinzu, welche zur Anlage von Gräben, Wegen, Gehöften erforderlich werden; ferner diejenigen Flächen, die wegen Erneuerung der Drainage, Veränderung der Aptierung oder aus einem anderen Grunde von der Berieselung zeitweilig ausgeschlossen sind. Diese Flächen können durchschnittlich zu 15 % der Gesamtfläche veranschlagt werden.

Die für 1 ha berechnete jährliche Abwassermenge wird durch einen Zuschuß von Regenwasser beim Mischsystem vermehrt, der erfahrungsgemäß auf etwa  $\frac{1}{3}$  der Wirtschaftswässer geschätzt werden kann. Ist daher ein Ort nach dem Mischsystem kanalisiert, so hat man die berechnete Größe des Riesellandes noch um  $\frac{1}{3}$  zu vermehren, bei der Kanalisation nach dem Trennsystem ist dies nicht nötig, die berechnete Größe kann beibehalten werden.

Die Berechnung der Größe der Rieselfelder wird später an einem Beispiele gezeigt werden.

#### **d) Druckrohr und Zweigleitungen.**

Bei der Anlage des Rieselfeldes ist Sorge zu tragen, daß das Rieselwasser auch an die höchstgelegenen und entferntesten Stellen gelangt. Daher werden die Abwässer von der Hauptdruckleitung aus durch Zweigleitungen und offene Gräben verteilt.

Das Hauptdruckrohr ist dementsprechend nach der höchsten Stelle des Rieselfeldes zu führen, wo es als oben offenes Standrohr endigt. Letzteres erhält einen Überlauf, welcher nach einem Einstaubecken führt, damit die Druckleitung bei stärkerem Zufluß oder geschlossenen Auslaßschiebern nicht überlastet und gesprengt wird. Die Wasserspiegelhöhe im Druckrohr muß so bemessen werden, daß auch an den ungünstigsten Auslaßstellen der Zweigleitungen

das rechnermäßige Abwasser zum Abfluß gelangt. Über die Berechnung und Konstruktion des Druckrohres ist unter B, III bereits ausführlich gesprochen worden.

Die Herstellung und Verlegung der Zweigleitungen erfolgt in gleicher Weise wie die des Hauptdruckrohres. Aus praktischen Gründen gibt man ihnen unter 20 cm Durchmesser und bestimmt den Querschnitt unter der Bedingung, daß die Geschwindigkeit auch bei stärkstem Zufluß 1 m/sek nicht wesentlich überschreitet. Die Berechnung der Zweigleitungen und der Standrohrhöhe, die noch an einem Beispiele gezeigt werden wird, bietet keine Schwierigkeiten. Für die Ermittlung des Querschnittes dient wieder die Formel

$$Q = F \cdot v,$$

worin

$$F = \frac{d^2\pi}{4}$$

Bei der Berechnung der Standrohrhöhe werden die Druckhöhenverluste wieder nach der bekannten Formel von Darcy (Formel 3) berechnet. Da die Ergebnisse dieser Formel jedoch nur für neue Rohre zutreffen, die Reibungswiderstände jedoch infolge der bald eintretenden Krustenbildung sich erhöhen und dadurch die zu überwindenden Druckhöhen größer werden, so sind diese Ergebnisse, wie schon bei der Berechnung von Wasserleitungsrohren ausgeführt wurde, noch mit einem Erfahrungswerte  $c$  zu multiplizieren, welcher sich nach der Rohrweite richtet, und zwar ist für

20 cm Rohrweite	$c = 1,8$
27,5 cm „	$c = 1,725$
30 cm „	$c = 1,7$

anzunehmen.

An jeden Auslaufe ist ein Schlammfang anzuordnen, der so zu bemessen ist, daß möglichst viel Schlamm niedergeschlagen und damit von den Feldern ferngehalten wird, da er den Pflanzen schadet. Ein Auslauf versorgt 10 bis 12 ha. Ist das Gelände günstig gestaltet, so können die Zweigleitungen und mitunter selbst die Hauptzuleitungen als offene Gräben oder besser als geschlossene Kanäle ausgeführt werden. Abb. 16, welche dem Buche „Stadtentwässerung“ von Gürschner und Benzel (Leipzig, Verlag von B. G. Teubner) entnommen ist, zeigt einen Schlammfang der genannten Art.

Die offenen Zuleitungsgräben werden aus der Formel

$$Q = F \cdot v$$

ermittelt, worin

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}.$$

$c$  ist der bekannte Beiwert, der mit Hilfe der Formel von Ganguillet und Kutter

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

berechnet wird. Hierin ist, wie schon hinreichend bekannt ist,  $J = \frac{h}{l}$  das Wasserspiegelgefälle,  $R = \frac{F}{P}$  der hydraulische Radius,  $F$  der mittlere Querschnitt in qm,

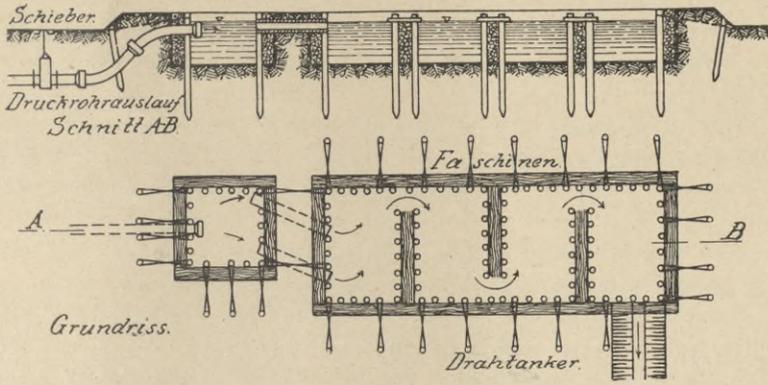


Abb. 16.

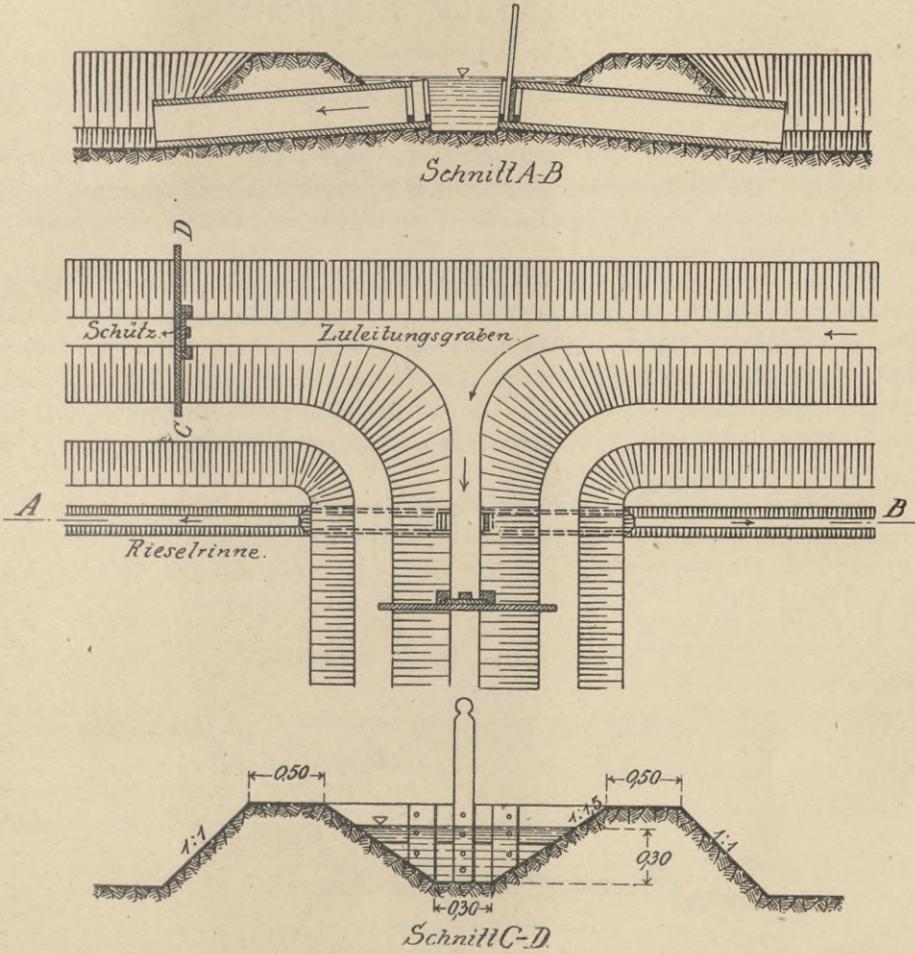


Abb. 17.

P der benetzte Umfang in m und n der Rauheitsgrad des Profiles, der für Erdgräben mit Grasböschungen zu 0,03 gesetzt werden kann. Die Berechnungsweise darf als so bekannt vorausgesetzt werden, daß sich ein Beispiel erübrigt (vgl. auch Wasserbau I).

Die Verteilungsgräben werden 0,5 m tief mit  $1\frac{1}{2}$  fachen Böschungen und 0,30 m Sohlenbreite angelegt. Sie müssen über Feldoberkante liegen, sind also stets zwischen Dämmen auszuführen, damit man die Felder überrieseln kann. Die erforderlichen Erdmassen gewinnt man aus den Feldern selbst, welche hierzu etwa 3 bis 5 cm abgeschachtet werden. Das Längsgefälle der Gräben darf 1 : 200 bis 1 : 150 nicht überschreiten, da sonst die Wassergeschwindigkeit zu groß und Sohle und Böschungen angreifen würde. Wenn die Geschwindigkeit 0,5 oder 0,6 m überschreitet, muß man das Gefälle durch kaskadenartige Abstürze ermäßigen, welche abgeflastert oder ausbetoniert werden. Die Zuleitung des Wassers auf die Felder wird durch Schütze und hölzerne Kastenrinnen, die mit Karbonium getränkt sind, bewerkstelligt (Abb. 17).

### e) Herrichtung der Rieselfelder.

#### 1. Allgemeines.

Bei der Herrichtung der Rieselfelder sind zunächst folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

Das Regenwasser, das den Feldern von außen zufließt, wird zweckmäßig unmittelbar in die Vorflutgräben geleitet; auf dem Wege dahin darf es nicht über regelmäßig berieselte Flächen laufen, damit es diesen nicht schadet und auch selbst nicht verunreinigt wird.

Die Anzahl der Zuwege darf nicht zu knapp bemessen werden. Jeder Teil des Feldes muß mit Fuhrwerk erreichbar sein; aber auf den bestellten Flächen selbst sollen die Fuhrwerke längere Wege nicht zurücklegen müssen. Im Durchschnitt kann man rechnen, daß jedes Wiesen- oder Landstück von 2 bis 3 ha Größe auf allen vier Seiten von Wegen umsäumt wird; kleinere Stücke brauchen nur an 2 oder 3 Seiten Wege zu erhalten. Breitere Wege werden mit Obstbäumen besetzt. Die Wege werden 3 bis 6 m breit angelegt.

Die Herrichtungsform hängt davon ab, ob das Gelände geneigt oder eben ist. Bei geneigtem Gelände kommt in Frage der Hangbau, der Terrassenbau und der Überstauungsbau; bei ebenem Gelände der Rückenbau, der Beetbau und der Überstauungs- und Einstauungsbau.

#### 2. Bau bei geneigtem Gelände.

##### a) Der Hangbau.

Der Hangbau hat den Vorteil, daß die Form des Geländes gleichgültig ist und die Neigung des Hanges in ziemlich weiten Grenzen schwanken kann, so daß die



Abb. 18.

Herrichtung wesentlich erleichtert wird. Da Pflanzen jedoch beschmutzt werden und man in der Wahl der anzubauenden Früchte beschränkt ist, können Hänge

nur zum Anbau von Gras benutzt werden. Bei steilen Hängen ordnet man zweckmäßig Absätze an. Hangstücke erhalten zwecks gleichmäßiger Überrieselung nicht mehr als 35 m Breite und 45 m Länge. Die Stücke werden durch 0,3 bis 0,5 m hohe Dämme getrennt und zu Schlägen oder Blöcken vereinigt, welche von den Wirtschaftswegen umsäumt werden. Abb. 18 zeigt einen Schnitt durch ein solches Hangstück. Die Überrieselung findet durch genau wagerecht angelegte Rieselkannten von nur einer Stückercke aus statt.

### β) Der Terrassenbau.

Bei geringer Neigung des Geländes kann man an Stelle des Hangbaues den Terrassenbau ausführen, bei welchem das Wasser nacheinander mehrere Stufen mit wagerechter Lage überrieselt (Abb. 19), doch erhalten dabei die untersten

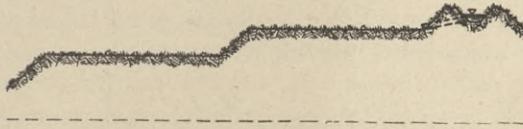


Abb. 19.

Stufen vielleicht keine ausreichende Düngung mehr. Die Terrassen sind sowohl zum Anbau von Gras wie auch von Gemüse auf Beeten geeignet. Zwischen je 2 Beeten befindet sich ein flacher Graben.

### γ) Der Überstauungsbau.

Umgibt man bei schwach geneigtem Gelände die Terrassen mit niedrigen Dämmen (Abb. 20), so kann der Terrassenbau zur Staufiltration eingerichtet werden. Doch stehen die Früchte dabei mehr oder weniger tief im Wasser, so daß die Wurzeln abfaulen; daher eignet sich diese Art im allgemeinen nur zum



Abb. 20.

Grasbau. Bleibt die Füllung der flachen Becken aber nur auf die Wintermonate beschränkt, so kann im Sommer jede Art von Früchten angebaut werden. Der Schlamm ist bei dieser Bauweise vor dem Einlaß sorgfältig zu entschlammen. Ein Vorteil derselben ist, daß man auf die Herrichtung der Terrassen nicht allzu besondere Sorgfalt verwenden muß, eine derartige Anlage also nicht kostspielig ist.

## 3. Bau bei ebenem Gelände.

### α) Der Rückenbau.

Der Rückenbau eignet sich namentlich für den Anbau von Gras. In den Rieselgräben werden in Abständen, welche sich der Oberflächengestalt des Geländes möglichst anschließen, Stauwerke bzw. Absätze angelegt; die Stauwerke liegen

zweckmäßig etwa 50 m voneinander entfernt. Das Gefälle der Rieselgräben ist 1 : 1000, die Querneigung etwa 1 : 500. Die Horizontalstücke sollen nicht mehr als 45 m Breite und 60 m Länge erhalten. Abb. 21 zeigt einen Schnitt für diese Herrichtungsform.



Abb. 21.

### β) Der Beetbau.

Der Beetbau wird so ausgeführt, daß zwischen je zwei Beeten von nur etwa 1 m Breite flache Gräben von 0,3 m Breite mit sehr schwachem Gefälle gezogen werden. Von ihnen aus tritt das Wasser nur zu den Wurzeln der Pflanzen, gelangt also nicht auf die Oberfläche der Beete, deren Länge höchstens 40 m betragen soll, doch ist eine geringere Länge für die bessere Wasserverteilung vorteilhaft. Der Boden muß demgemäß sehr durchlässig sein, da sonst das Wasser nur filtert und nicht zu den Pflanzenwurzeln gelangt. Bei dieser Herrichtungsart werden Hackfrüchte und andere Gemüse angebaut.

### γ) Der Überstauungs- und Einstauungsbau.

Wird eine Anzahl von Rückenbauten oder die zum Beetbau eingerichteten Flächen mit Dämmen umgeben, so kann man die so geschaffenen Einheitsflächen auch zur Überstauung benutzen.

Zur Benutzung im Winter werden des öfteren auch sog. Einstaubecken angelegt, welche zuweilen große Ausdehnung besitzen und auch größere, aber meist durch die Möglichkeit genügender Vorflut begrenzte Tiefe erhalten. Der Reinigungserfolg dieser Becken ist in der Regel nur gering, namentlich wenn sie unmittelbar neben dem Hauptabzugsgraben der Filter liegen, wie dies mitunter ausgeführt wurde. Zwecks besseren Einsickerns des Wassers und zur Vermeidung von Verschlämmungen der Beckensohle wird diese vor Einlaß des Wassers tief umgepflügt. Rampen an den Ecken der Becken vermitteln die Zugänglichkeit. Im Sommer kann auf der Sohle Fruchtanbau stattfinden.

Die Überrieselung von Horizontalstücken erfolgt stets von zwei diagonal gegenüberliegenden Ecken, und zwar womöglich von demselben Grabenzuge aus. Horizontalstücke geben infolge des Fruchtanbaues höhere Erträge als Hangstücke, können aber deshalb nicht jederzeit berieselt werden.

### f) Drainage der Rieselfelder.

Nur bei sehr durchlässigem Sandboden von mehr als 2 m Mächtigkeit und bei tiefem Grundwasserstande ist eine Drainage der Rieselfelder entbehrlich. Sie dient nicht nur zur Vorfluterleichterung, sondern auch zur Verbesserung des Reinigungserfolges, da sie die Durchlüftung des Bodens erleichtert.

Je nach der Lage der Stränge zum stärksten Gefälle unterscheidet man:

1. Längs- oder Paralleldrainage. Die Stränge liegen gleichlaufend zum größten Gefälle des Feldes in 8 bis 10 m Abstand und münden jeder für sich in den Vorflutgraben über dem gewöhnlichen Wasserspiegel ein. Doch erleiden die unteren Enden der Drains leicht Beschädigungen.

2. Querdrainage. Die Drains — in diesem Falle Saugdrains — liegen

quer zur Richtung des stärksten Gefälles und führen das Wasser in Sammel-drains, welche in der Richtung des stärksten Gefälles verlegt sind. Letztere münden in den Vorflutgraben. Die Saugdrains erhalten ein Mindestgefälle von 1 : 200 bis 1 : 300 und gewöhnlich nicht unter 8 cm Weite; ihr Abstand beträgt 6 bis 8 m bei lehmigem und 8 bis 12 m bei sandigem Boden, ihre Tiefe 1 bis 1,3 m. Die Hauptentwässerungsgräben erhalten 1,5 bis 1,8 m Tiefe, 0,5 bis 1,0 m Sohlenbreite und  $1\frac{1}{2}$  fache Böschungen; das Gefälle ist das gleiche wie bei den Zuleitungsgräben. Der Wasserabzug ist hier gleichmäßiger als bei der Längsdrainage, ist aber für den Lüftungszweck ungünstiger, außerdem ist ihr Zustand schwieriger zu überwachen.

3. Diagonaldrainage. Sie unterscheidet sich von der Querdrainage nur dadurch, daß die Saugdrains schräg zu den Sammeldrains liegen.

Zu den Sammeldrains können auch glasierte Tonrohre Verwendung finden. Die Herstellung der Drainleitungen muß mit größter Sorgfalt erfolgen, damit die Rohre nicht zerdrückt werden; das Gefälle ist genau einzuhalten.

### g) Spritzverfahren oder Schlauchberieselung (Benöbelung).

Statt der Rieselfelder hat sich in neuerer Zeit eine andere Art landwirtschaftlicher Ausnutzung der Dungstoffe eingeführt, die sog. Benöbelung. Nach einem Vortrag des Herrn Dr. Gerlach in der Breslauer Stadtverordnetenversammlung hat die Stadt Breslau jährlich 20 Mill. cbm Dungwasser abzugeben, die  $1\frac{1}{2}$  Mill. kg Stickstoff, d. h., das kg zu 1,20 M gerechnet, einen Wert von 1,8 Mill. Mark für die Landwirtschaft wichtiger Dungstoffe darstellen. Es liegt auf der Hand, daß die volle Ausnutzung dieser Werte beiden Teilen, der Stadt und der sie umgebenden Landwirtschaft, die größten Vorteile bringen müßte. Die Rieselfelder bedürfen in Breslau noch eines Zuschusses von 240 000 M, wobei eine landwirtschaftliche, richtige Verwertung der Dungstoffe nicht möglich ist. Von dem auf die Breslauer Rieselfelder aufgeleiteten Dungwasser (jährlich 2,40 m Höhe) kann nur  $\frac{1}{6}$  des wertvollen Stickstoffgehaltes landwirtschaftlich ausgenutzt werden.  $\frac{5}{6}$  (etwa  $1\frac{1}{4}$  Mill. Mark) gehen jährlich verloren. Dabei verursacht die starke Bestauung auch in gesundheitlicher Beziehung nicht unerhebliche Bedenken und Schwierigkeiten, die sich für die Stadtverwaltung noch vergrößern würden, sobald die Gesetzgebung eine peinlichere Sauberhaltung der Vorfluter verlangen würde.

Die Stadt Breslau will nun einen Versuch mit einer Abgabe von 1 Mill. cbm Fäkalwasser und ihrer Verwertung nach dem Eduardsfelder Verfahren, der sog. Benöbelung, machen.

Dieses Verfahren, mit welchem die Stadt Posen im Verein mit dem Besitzer Nöbel des in der Nähe gelegenen Gutes Eduardsfelde schon seit längerer Zeit eingehende Versuche angestellt hat, ist im wesentlichen folgendes:

Die Stadt liefert mittels Druckluft durch eine einfache gußeiserne Rohrleitung die Abwässer bis an die Grenze des Gutes, von wo aus sie unter entsprechendem Druck, für den die Stadt zu sorgen hat, durch ein Röhrensystem auf die einzelnen Acker- und Wiesenparzellen verteilt und durch Hydranten und Strahlrohre verspritzt werden. Dabei kann auch Berieselung angewendet werden, ohne besondere Drainage.

Eine Übersättigung des Bodens durch die Dungstoffe ist nicht zu befürchten, weil die Mengen ins richtige Verhältnis zur Größe des Gutes gebracht werden können. Während Getreide nur bis zur Stengelbildung berieselt werden darf, kann es bis

zur Ährenbildung besprengt werden. Kartoffeln können bis zur letzten Hacke Abwässer verdauen. Im Hochsommer sind Kleefelder und Wiesen zur Aufnahme bereit. Während die Breslauer Rieselfelder zurzeit 2,40 m jährlichen Stau erhalten, verringert sich bei dem Eduardsfelder System die Stauhöhe auf 10 cm. Das heißt, man düngt mit dem Eduardsfelder Verfahren 24 mal mehr Ackerfläche wie auf Rieselfeldern.

Die städtischen Fäkalien können also das ganze Jahr hindurch zum vollen Wert des Stickstoffes landwirtschaftlich verarbeitet werden, denn das Wasser kommt gleich zur Verwendung, während bei längerer Aufbewahrung der Verlust, wie durch Versuche nachgewiesen ist, innerhalb 7 Tagen 3 bis 17 %, nach 14 Tagen 23 bis 58 % und innerhalb 2 Monaten 83 bis 92 % des Stickstoffgehaltes beträgt. Außerdem ist durch die Verflüchtigung von Ammoniak die Luft in der Nähe menschlicher Wohnungen verunreinigt und die Gesundheit gefährdet. Bei der Benöbelung haben sich jedoch in gesundheitlicher Beziehung Nachteile nicht herausgestellt; der üble Geruch der Abwässer verschwindet bald nach der Aufsaugung durch den Erdboden, und die Bakterien werden durch Luft und Licht bald vernichtet.

Die Betriebskosten sind bei diesem Verfahren infolge des fortwährenden Umlagens der Verteilungsleitungen und Schläuche erheblich höher als beim Rieselfeldverfahren, trotzdem wird aber die Anlage billiger als die der Rieselfelder, weil letztere sehr bedeutende Herrichtungskosten verursacht.

### h) Pflanzenanbau.

Von großer Bedeutung ist die richtige Wahl der Anbaupflanzen. Es verwenden folgende Pflanzen die bezüglichen Nährstoffe in kg.

	Stickstoff	Phosphor- säure	Kali	Kalk	Magnesia	Schwefel- säure	Chlor
Italienisches Ray- gras . . . . .	326	124	344	86	26	46	90
Rüben . . . . .	244	117	486	96	91	51	202
Möhren . . . . .	140	70	201	89	29	32	140
Sommerraps . . . . .	38	27	47	47	13	8	9
Winterraps . . . . .	86	62	92	91	27	15	19
oder im Verhältnis zum Stickstoff							
Italienisches Ray- gras . . . . .	100	38	106	26	8	14	28
Rüben . . . . .	100	48	200	39	37	21	83
Möhren . . . . .	100	50	144	64	21	23	100
Sommerraps . . . . .	100	71	124	124	34	21	24
Winterraps . . . . .	100	72	107	106	31	17	22
In städt. Abwässern sind aber die Nährstoffe etwa im Verhältnis vertreten:							
	100	26	45	120	25	30	125

Werden die Früchte nicht der Zusammensetzung der Abwässer entsprechend gepflanzt, oder werden nicht durch Beidüngung die fehlenden Stoffe ergänzt, so wird kaum eine Steigerung der Ernte zu erwarten sein, durch die ja ein großer Teil der Aptierungskosten gedeckt werden soll.

Da die Bewässerung der Felder Tag und Nacht, Sommer und Winter erfolgt, ist die Wahl der Früchte schwer. Gemüse eignet sich zwar sehr gut, erfordert aber zur Feldbestellung, die mittels Spaten zu erfolgen hat, sehr viel Arbeitskräfte. Wiederholte Bewässerung während des Wachstums dulden nur Gras und Rüben; Halmfrüchte wie Weizen, Roggen, Gerste, Hafer ertragen das Berieseln nur in sehr

geringer Stärke. Rieselgras zu trocknen, ist äußerst schwer wegen des Feuchtigkeitsgehaltes. Es muß deshalb grün verfüttert werden.

Die Angaben über die Nährstoffmengen, welche von einigen Pflanzenarten aufgenommen werden, geben die Unterlage für die Bestimmung des Landbedarfes zu Rieselfeldern. Natürlich ist diese Rechnung nur eine grobe Annäherung, da die Faktoren, die die Reinigung bestimmen, zu unbekannt sind oder stark schwanken. Gewöhnlich nimmt man an, daß die im Laufe eines Jahres von einer Person ausgeschiedene Stickstoffmenge 4,12 kg beträgt. Hiervon gehen etwa 20 % verloren, so daß noch 3,3 kg bleiben. Ital. Raygras verdaut etwa 326 kg, mithin 1 ha Rieselfläche mit Raygras bestanden  $\frac{326}{3,5} = \text{rd. } 100$  Personen. Je nach dem verlangten Reinigungsgrad kann man jedoch bis 250 bis 450 Personen pro ha rechnen, wenn man auf entsprechenden landwirtschaftlichen Ertrag verzichtet.

Allmählich setzt sich auf den Rieselfeldern eine Schlickschicht ab, welche von dem Abwasser nach Aufsaugung der löslichen Stoffe durch den Boden zurückbleibt. Diese Schlickablagerungen müssen entfernt werden, da sonst die Pflanzen „verbrennen“. Durch die Beseitigung entstehen erhebliche Kosten, jedoch kauft der Landwirt diesen Schlick lieber als den Klärschlamm.

## i) Kosten des Rieselverfahrens.

### 1. Anlagekosten.

Die Anlagekosten eines Rieselfeldes setzen sich zusammen aus dem Grunderwerb, der Aptierung, der Drainage, der Wasserzuführung und der Anlage der Entwässerungsgräben. Sie hängen von örtlichen Verhältnissen ab. Als Mittelwert für generelle Anschläge für die Anlage eines Rieselfeldes kann man nach Metzger 8 M für den Kopf der Bevölkerung rechnen, wovon 3 M für den Grunderwerb zu rechnen sind.

### 2. Betriebskosten.

Die einmaligen Ausgaben sind mit 4 % zu verzinsen; für Tilgung der Grunderwerbskosten ist nichts zu rechnen, da der Grund und Boden nicht nur seinen Wert behält, sondern noch Erträge abwirft.

Dagegen erfordert die Herrichtung des Rieselfeldes an jährlicher Unterhaltung und Erneuerung 1 % der mit 5 M angenommenen Anlagekosten, so daß sich für den Kopf der Bevölkerung eine jährliche Ausgabe von

$$\frac{8,00 \cdot 4}{100} + \frac{5 \cdot 1}{100} = 0,37 \text{ M}$$

ergibt. Rechnet man auf den Kopf eine tägliche Abwassermenge von 100 l, so ergibt dies im Jahre 36 500 l = 36,5 cbm, so daß also die Rieselung von 36,5 cbm 0,37 M kosten oder 1 cbm

$$\frac{0,37}{36,5} = 1,01 \text{ Pf.}$$

Kosten verursacht.

Nach Bredtschneider und Dr. Thumm betragen die Gesamtkosten der Rieselung unter Annahme einer täglichen Abwassermenge von 120 l für verschiedene Bodenpreise:

Bodenpreis . .	2000	2500	3000	4000	5000	6000 M/ha
Gesamtkosten .	1,11	1,22	1,32	1,54	1,76	1,97 Pf./cbm

Bei allen diesen Berechnungen ist die Annahme gemacht, daß die Kosten für den landwirtschaftlichen Betrieb der Rieselfelder durch den Ertrag der Felder völlig gedeckt werden.

Bei guter Vorreinigung der Abwässer in Absitzbecken ermäßigen sich die Kosten für Unterhaltung, dagegen kommen hinzu diejenigen für die Absitzbecken und für die Schlammabeseitigung, so daß sich eine Gesamtausgabe von 0,288 M für den Kopf der Bevölkerung oder von 0,8 Pf. für 1 cbm Abwasser ergibt.

Nach Bredtschneider und Dr. Thumm betragen die Gesamtkosten mit Vorklärung unter gleicher Annahme wie oben für die verschiedenen Bodenpreise

Bodenpreis . .	2000	2500	3000	4000	5000	6000 M/ha
Gesamtkosten .	0,80	0,84	0,88	0,95	1,02	1,09 Pf./cbm

Nach diesen Angaben kann man die Anlagekosten und die Betriebskosten für jeden Bodenpreis und jede Abwassermenge ohne weitere Erklärung leicht berechnen.

### k) Beispiel.

Für die nach dem Mischsystem ausgeführte Kanalisation einer Stadt von 8900 Einwohnern<sup>1)</sup> ist eine Rieselanlage zu schaffen. Der jährliche Bevölkerungszuwachs ist 2 %, auf den Kopf der Bevölkerung entfällt ein täglicher Wasserverbrauch von 78 l.

Die Rieselfelder sind so zu bemessen, daß sie für 40 Jahre ausreichen. In Sandfang und Absitzbecken findet eine Vorreinigung der Abwässer statt, so daß das Abwasser von 500 Einwohnern auf 1 ha untergebracht werden kann.

Die Größe des Rieselgutes ist zu ermitteln. Ferner ist zu bestimmen, welche Abmessungen die Zweigleitungen erhalten müssen, und wie hoch das Standrohr zu führen ist, wenn die Auslässe die in Abb. 22 gezeichnete Lage haben. Für das Hauptdruckrohr ist anzunehmen, daß es die in dem früheren Beispiele auf S. 13 angegebene Wassermenge von 90 sl abzuführen hat, die also den Zweigleitungen zugeführt wird, welche für die ungünstigste Beanspruchung des Rohrnetzes zu berechnen sind. Bedingung war in jenem Beispiele, daß die Leitung für 20 Jahre ausreichend bemessen werden sollte. Diese Bedingung ist somit auch für die vorliegende Aufgabe zugrunde zu legen so daß sich die Berechnung des Hauptdruckrohres erübrigt.

### Lösung.

#### 1. Berechnung der Größe des Riesellandes.

Für die Berechnung der Größe des Riesellandes ist der künftige Bevölkerungsstand zugrunde zu legen. Dieser beträgt nach 40 Jahren, für welche die Rieselfläche ausreichen soll:

$$A_1 = A \cdot \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n = A \cdot \left(1 + \frac{2}{100}\right)^{40}$$

$$A_1 = \sim 20\,000 \text{ Einwohner.}$$

<sup>1)</sup> Vgl. die Beispiele auf S. 9 und 13.

Da auf 500 Einwohner 1 ha Rieselfeld kommen soll, so muß das ganze Rieselfeld eine künftige Größe von

$$\frac{20\ 000}{500} = 40 \text{ ha}$$

erhalten. Die gegenwärtige Einwohnerzahl beansprucht nur

$$\frac{8900}{500} = 17,8 \text{ ha}$$

Rieselfeld. Da die Stadt noch dem Mischsystem kanalisiert ist, so ist für den Zuschuß an Regenwasser nach den Ausführungen auf S. 43 ein Zuschlag von  $\frac{1}{3}$  zu machen, so daß die künftige Größe des Rieselfeldes

$$40 + \frac{40}{3} = \sim 54 \text{ ha}$$

und die augenblickliche Größe desselben

$$17,8 + \frac{17,8}{3} = \sim 24 \text{ ha}$$

betragen muß.

Die Gesamtgröße des Rieselgutes einschl. Gräben, Wege, Grundstück für Gehöfte usw. ergibt sich nach den Ausführungen auf S. 43 für die Zukunft zu

$$54 + \frac{54 \cdot 15}{100} = \sim 62 \text{ ha}$$

und für die Gegenwart zu

$$24 + \frac{24 \cdot 15}{100} = \sim 28 \text{ ha.}$$

Mithin sind 62 ha anzukaufen, von denen 28 sofort herzurichten sind. Von letzteren entfallen 24 ha auf die Rieselflächen. Der Rest wird verpachtet und von ihm je nach Bedarf zu der hergerichteten Fläche hinzugenommen.

## 2. Berechnung der Abwassermenge.

Die gegenwärtige jährliche Abwassermenge erhält man für 8900 Einwohner, 365 Tage und 78 l durchschnittlichen Wasserverbrauch für 1 Tag aus

$$8900 \cdot 365 \cdot 78 = 253\ 383\ 000 \text{ l} = 253\ 383 \text{ cbm.}$$

Bei einer Größe der Rieselfläche von 17,8 ha entfällt mithin auf 1 cbm eine Abwassermenge von

$$\frac{253\ 383}{17,8} = 14\ 235 \text{ cbm.}$$

Die Abwassermenge nach 40 Jahren ergibt sich bei einem Bevölkerungsstande von 20 000 Einwohnern und für 40 ha für das ganze Jahr aus

$$20\ 000 \cdot 365 \cdot 78 = 569\ 400 \text{ cbm.}$$

Auf 1 ha entfallen wieder

$$\frac{569\ 400}{40} = 14\ 235 \text{ cbm.}$$

Nach den auf S. 43 gemachten Angaben bewegen sich diese Zahlen noch in zulässigen Grenzen.

### 3. Berechnung der Zweigleitungen.

Nach der Aufgabe ist der Berechnung ein stärkster Abfluß bei Regenwetter von 90 sl, für welche auch das Druckrohr, das wie alle Leitungen 20 Jahre ausreichen soll, in dem früheren Beispiele (Seite 13) berechnet wurde, zugrunde zu legen.

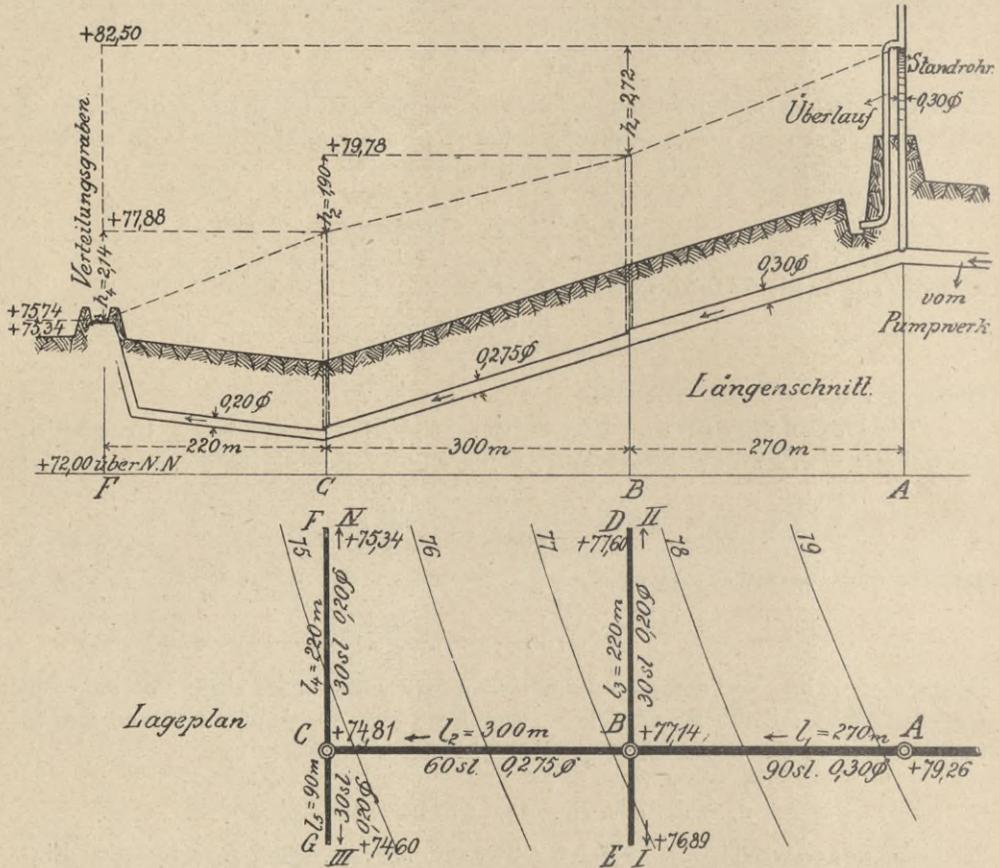


Abb. 22.

Die Zweigleitungen sollen keinen geringeren Querschnitt als 20 cm erhalten (vgl. S. 44), so daß der Querschnitt

$$F = \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{0,20^2 \cdot 3,14}{4} = 0,031 \text{ qm}$$

betragen würde. Die Geschwindigkeit soll 1 m nicht übersteigen. Mithin beträgt die größte Durchflußmenge eines Auslasses

$$Q = F \cdot v = 0,031 \cdot 1,0 = 0,031 \text{ cbm} = 31 \text{ sl.}$$

Folglich müssen zur Abführung von 90 sl gleichzeitig mindestens 3 Auslasschieber geöffnet sein. Abb. 22 zeigt die Lage dieser Auslässe. Aus ihr ergibt sich, daß die ungünstigste Beanspruchung des Rohrnetzes dann eintritt, wenn Auslasschieber I geschlossen ist, die Auslasschieber II, III und IV aber geöffnet sind. Hierbei sind die von den einzelnen Rohrstrecken abzuführenden Wassermengen folgende:

Strecke A B = 90 sl  
 Strecke B C = 60 sl  
 Strecke B D = 30 sl  
 Strecke C F = 30 sl  
 Strecke C G = 30 sl

Von diesen Rohrstrecken sind bereits die Querschnitte bestimmt von

Strecke A B (Hauptrohr) mit 30 cm Weite  
 Strecke B D (Zweingleitung) „ 20 cm „  
 Strecke C F „ „ 20 cm „  
 Strecke C G „ „ 20 cm „

so daß nur noch die Rohrweite für die Strecke BC zu ermitteln ist. Diese hat 60 sl = 0,06 cbm mit einer Geschwindigkeit von 1 m/sek abzuführen. Man erhält

$$\text{also aus } Q = F \cdot v = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot v$$

$$\frac{d^2 \pi}{4} = \frac{Q}{v}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,277 \text{ m.}$$

Da diese Weite im Handel nicht vorkommt, so wählt man die nächstpassende mit

$$d = 27,5 \text{ cm.}$$

Diese Weite ist allerdings etwas kleiner, als berechnet ist, so daß die Geschwindigkeit  $v = 1,0$  m etwas überschritten würde. Doch ist auf S. 44 nur die Bedingung gestellt, daß diese Geschwindigkeit nicht wesentlich überschritten wird, was in diesem Falle natürlich auch nicht geschieht.

#### 4. Berechnung der Standrohrhöhe.

Die Höhe des Wasserspiegels im Standrohre ergibt sich aus der Bedingung, daß das Rieselwasser auch den ungünstigsten Stellen zugeführt werden kann. Die rechnermäßige Wassermenge von 30 sl kann aus jedem Auslaß nur dann austreten, wenn die Summe aller Reibungswiderstände in der Zweingleitung überwunden wird, was nur durch genügende Wasserspiegelhöhe im Standrohre erreicht werden kann.

Der ungünstigste Fall ist auch hier wieder, wenn die Schieber II, III und IV geöffnet sind, weil hierbei infolge der größten Entfernungen auch die größten Druckhöhenverluste entstehen, und wenn die einzelnen Strecken wieder wie zuvor belastet sind, nämlich

Strecke A B mit 90 sl  
 Strecke B C „ 60 sl  
 Strecke B D „ 30 sl  
 Strecke C F „ 30 sl  
 Strecke C G „ 30 sl,

weil diese Wassermengen auch die größte Geschwindigkeit bedingen. Ein Blick auf die Formel von Darcy zur Berechnung der Druckhöhenverluste

$$h = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{d} \right) \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

zeigt ohne weiteres den Einfluß von  $l$  und  $v$  auf die Größe der Druckhöhenverluste und die Richtigkeit der vorstehenden Aufstellung. In jedem anderen Falle genügt also eine geringere Druckhöhe, um den Austritt des Wassers aus den Auslässen zu bewirken.

Für den ungünstigsten Fall ergeben sich mithin die Druckhöhenverluste für die einzelnen Rohrstrecken nach der Formel von Darcy wie folgt:

1. Für Rohrstrecke A B. Es ist  $d = 0,30$  m;  $l_1 = 2,70$  m;  $g = 9,81$  m;  $F = 0,0707$  qm;  $Q = 0,09$  cbm, mithin

$$v_1 = \frac{Q}{F} = \frac{0,09}{0,0707} = 1,27 \text{ m}$$

$$h_1 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{0,3} \right) \cdot \frac{270}{0,3} \cdot \frac{1,27^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_1 = 1,60 \text{ m.}$$

2. Für Rohrstrecke B C. Es ist  $d = 0,275$  m;  $l_2 = 300$  m;  $g = 9,81$  m;  $F = 0,059$  qm;  $Q = 0,06$  cbm, also

$$v_2 = \frac{0,06}{0,059} = 1,02 \text{ m}$$

$$h_2 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{0,275} \right) \cdot \frac{300}{0,3} \cdot \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_2 = 1,15 \text{ m.}$$

3. Für Rohrstrecke B D. Es ist  $d = 0,20$  m;  $l_3 = 220$  m;  $g = 9,81$  m;  $F = 0,031$  qm;  $Q = 0,03$  cbm, also

$$v_3 = \frac{0,03}{0,031} = 0,97 \text{ m}$$

$$h_3 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{0,2} \right) \cdot \frac{220}{0,2} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_3 = 1,19 \text{ m.}$$

4. Für Rohrstrecke C F. Es ist  $d = 0,20$  m;  $l_4 = 220$  m;  $g = 9,81$  m;  $F = 0,031$  qm;  $Q = 0,03$  cbm, also wieder  $v_4 = 0,97$  m und

$$h_4 = 1,19 \text{ m.}$$

5. Für Rohrstrecke C G. Es ist  $d = 0,20$  m;  $l_5 = 90$  m;  $g = 9,81$  m;  $F = 0,031$  qm;  $Q = 0,03$  cbm,  $v_5 = 0,97$  m, mithin

$$h_5 = \left( 0,01989 + \frac{0,0005078}{0,2} \right) \cdot \frac{90}{0,2} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_5 = 0,48 \text{ m.}$$

Die vorstehend berechneten Druckhöhenverluste gelten aber nur für neue Rohre. Nach den Angaben auf S. 44 sind diese Werte mit Rücksicht auf Krustenbildung mit einem Beiwerte, der von der Rohrweite abhängt, zu multiplizieren. Man erhält mit Hilfe der dort angegebenen Werte dann endgültig für die Druckhöhenverluste:

$$h_1 = 1,60 \cdot 1,7 = 2,72 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,15 \cdot 1,725 = 1,90 \text{ m}$$

$$h_3 = 1,19 \cdot 1,8 = 2,14 \text{ m}$$

$$h_4 = 1,19 \cdot 1,8 = 2,14 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,48 \cdot 1,8 = 0,87 \text{ m}$$

Die Wasserspiegelhöhe im Druckrohre ist aber nicht nur von diesen Druckhöhenverlusten, sondern auch gleichzeitig von der Höhenlage der Auslässe abhängig. Es muß daher nunmehr festgestellt werden, welcher dieser Auslässe die größte Höhe im Standrohr bedingt. Zu diesem Zwecke sind die wirklichen Druckhöhenverluste den betreffenden Geländehöhen hinzuzuzählen, worauf man ohne weiteres erkennen kann, welche Wasserspiegelhöhe das Standrohr erhalten muß. Dabei ist aber noch zu berücksichtigen, daß der Wasserspiegel an den Auslässen höher liegt als das anliegende Gelände, damit dieses mit Sicherheit überrieselt werden kann. Nimmt man diese Höhe des Wasserspiegels über Gelände zu 40 cm an, so erhält man für die einzelnen Auslässe folgende Wasserspiegelhöhen im Standrohr:

1. Auslaß II bei D. Das Gelände liegt auf + 77,60 (Abb. 22), der Wasserspiegel am Auslaß mithin auf

$$+ 77,60 + 0,40 = + 78,00 \text{ über N. N.,}$$

so daß der Wasserspiegel im Standrohr auf

$$78,00 + h_1 + h_3 = 78,00 + 2,72 + 2,14 = + 82,86$$

liegen muß, damit an diesem Punkte 30 sl ausfließen können.

2. Auslaß III bei G. Das Gelände liegt auf + 74,60, der Wasserspiegel am Auslaß also auf

$$+ 74,60 + 0,40 = + 75,00,$$

mithin der Wasserspiegel im Standrohr auf

$$75,00 + h_1 + h_2 + h_5 = 75,00 + 2,72 + 1,90 + 0,87 = + 80,49$$

3. Auslaß IV bei F. Das Gelände liegt auf + 75,34, der Wasserspiegel am Auslaß folglich auf

$$+ 75,34 + 0,40 = + 75,74$$

und der Wasserspiegel im Standrohr auf

$$75,74 + h_1 + h_2 + h_4 = 75,74 + 2,72 + 1,90 + 2,14 = + 82,50.$$

Durch die letzte Zahl ergibt sich daher die Höhe des Wasserspiegels im Standrohr; er liegt also auf + 82,50 m über N. N. Diese Höhenzahl ist dieselbe, wie sie in dem Beispiel auf S. 9 gegeben war. Das genannte Beispiel im Verein mit dem Beispiel auf S. 13 und dem vorliegenden Beispiel bietet somit den gesamten Gang für die Berechnung einer Rieselanlage vom Pumpensumpf bis zum Standrohr und den Auslässen der Zweigleitungen.

Das Standrohr wird als 0,30 m weites, oben offenes Rohr ausgeführt, in welchem ein Schwimmer, mit einer Fahne oder bei Nacht mit einer Laterne versehen, den gerade stattfindenden Druck, unter dem sich die Zweigleitungen befinden, erkennen läßt, so daß man daraus auf die zuffießende Wassermenge schließen und sonach die Schieber mehr oder weniger öffnen kann. Falls übermäßig viel Wasser zuströmt, oder falls sehr wenig Wasser verwendet wird, dient das Standrohr als Sicherheitsventil, da es nach Abb. 22 oben einen Überlauf besitzt.

# ANHANG.

Im Polytechnischen Verlage M. Hittenkofer in Strelitz sind bis jetzt  
folgende Lehrbücher erschienen:

## Allgemeine Fächer

Katalog- No.		M.	Pf.	Katalog- No.		M.	Pf.
	<b>Zeichentechnik</b>			40 II	<b>Algebra II</b> (Lehrheft und Aufgaben) . . . . .	2	—
1	<b>Linearzeichnen</b> (4 Uebungstafeln) . . . . .	—	80		„ (Lösungsheft) . . . . .	1	50
2	<b>Zirkelzeichnen</b> (5 Uebungstafeln) . . . . .	1	—	42	<b>Planimetrie</b> (Lehrheft mit Aufgaben) . . . . .	1	80
3	<b>Geometrisches Zeichnen I/II</b> (20 Uebungstafeln) . . . . .	4	—	43	„ (Lösungsheft) . . . . .	1	80
4	<b>Geometrische Verzierungen I/II</b> (15 Uebungstafeln) . . . . .	3	—	44	<b>Stereometrie</b> (Lehrheft mit Aufgaben) . . . . .	2	40
5	<b>Kurven Zeichnen</b> (6 Uebungstafeln) . . . . .	1	20		„ (Lösungsheft) . . . . .	1	50
6	<b>Malen mit Wasserfarben</b> (5 Uebungstafeln) . . . . .	1	—	46	<b>Trigonometrie I.</b> . . . . .	—	—
1—6	<b>Lehrheft für Fach 1—6.</b> . . . . .	1	20		„ II. . . . .	—	—
	<b>Geschäftskunde</b>			47	<b>Algebraische Analysis</b> . . . . .	2	—
13	<b>Deutsch</b> . . . . .	3	20	48	<b>Analytische Geometrie</b> . . . . .	3	60
14	<b>Rechnen</b> . . . . .	3	60	49	<b>Differentialrechnung</b> . . . . .	7	—
14 A	<b>Rechnen (Aufgabensammlung)</b> . . . . .	1	20		<b>Integralrechnung</b> . . . . .	4	40
16	<b>Geschäftskunde</b> . . . . .	2	—		<b>Naturlehre</b>		
17	<b>Gewerbl. Gesetzeskunde</b> . . . . .	—	—	55	<b>Physik</b> . . . . .	3	60
18	<b>Volkswirtschaftslehre</b> . . . . .	—	—	56	<b>Chemie</b> . . . . .	2	—
	<b>Darstellende Geometrie</b>			57	<b>Mechanische Wärmetheorie I u. II</b>	4	—
30	<b>Aufnehmen der Modelle I/II</b> (17 Uebungstafeln) . . . . .	3	40		„ III . . . . .	4	—
	3 Modellierbogen dazu . . . . .	—	90		<b>Mechanik</b>		
31	<b>Darstellende Geometrie I/II</b> (20 Uebungstafeln) . . . . .	4	—	60	<b>Mechanik I</b> (Statik u. Graphostatik I)	7	—
0—11	<b>Lehrheft für Fach 30—31</b> . . . . .	2	50		„ II (Dynamik) . . . . .	7	—
32	<b>Angewandte und darstellende Geo-</b> <b>metrie (Lehrbuch)</b> . . . . .	3	60	62	<b>Hydromechanik</b> . . . . .	4	—
33	<b>Schlagschattenlehre</b> (8 Uebungstafeln)	1	60	63	<b>Festigkeitslehre</b> . . . . .	4	—
	„ <b>Lehrheft</b> . . . . .	—	80	64	<b>Graphostatik IIA</b> (Einflusslinien) . . . . .	7	—
34	<b>Angewandte Schattenlehre I/II</b> (16 Uebungstafeln) . . . . .	3	20		„ IIB . . . . .	—	—
	<b>Angewandte Schattenlehre Lehrheft</b>	1	80	65	<b>Kinematik</b> . . . . .	4	—
35	<b>Körperschattenlehre</b> (7 Uebungstafeln)	1	49		<b>Stoffkunde</b>		
	„ <b>Lehrheft</b> . . . . .	—	50	70	<b>Baustofflehre</b> . . . . .	4	—
36	<b>Perspektive (Lehrheft)</b> . . . . .	2	50		<b>Kosten-</b> <b>und Preisberechnen</b>		
	„ (10 Uebungstafeln) . . . . .	2	—	80	<b>Bauveranschlagen I, Denkmalfondam.</b>	—	60
	„ (10 Lösungsblätter) . . . . .	1	—		„ II, Fabrikschornstein . . . . .	1	20
	<b>Mathematik</b>				„ III, Grubenanlage . . . . .	2	25
40 I	<b>Algebra I</b> (Lehrheft mit Aufgaben) . . . . .	4	20		„ IV, Sprengwände . . . . .	1	—
	„ (Lösungsheft) . . . . .	1	80		„ V, Sprengwerks- brücke . . . . .	1	—
					„ VI, Wohnhaus in Fachwerk . . . . .	3	60
					„ VII, Plattendurchlaß . . . . .	—	40

## Fächer für Hochbau

	<b>Zeichenkunst</b>			103	<b>Aquarellieren II</b> (8 Uebungstafeln)	1	60
100	<b>Entwerfen der Flachornamente</b> . . . . .	1	50		„ <b>Lehrheft zu I und II</b>	1	60
101	<b>Ornamentzeichnen</b> (9 Uebungstafeln)	1	80		„ III (Innendekor. 4 Taf.)	—	80
	„ <b>Lehrheft</b> . . . . .	4	50	104	„ <b>Lehrheft</b> . . . . .	4	80
102	<b>Figurenzeichnen</b> . . . . .	6	—		<b>Staffagezeichnen I</b> (Federzeichnen) . . . . .	4	—
103	<b>Aquarellieren I</b> (6 Uebungstafeln) . . . . .	1	20		„ II (Aquarelltechnik)	6	—
				106	<b>37 Technische Alphabete</b> . . . . .	1	50

Im Polytechnischen Verlag M. Hittenkofer — Strelitz sind erschienen.

Katalog No.	M.	Pf.	Katalog- No.	M.	Pf.		
<b>Formenlehre</b>							
110	Formenlehre (5 Uebungstafeln) . . .	1	—	142	Lehrheft . . . . .	2	20
111	Säulenordnungen (20 Uebungstafeln)	4	—	143	Dachbindermotive . . . . .	6	20
	„ Lehrheft u. d. Titel	—	—	144	Dachausmittlungen (14 Uebungst.)	2	80
	Einführung in die Architektur . . .	4	—		„ Lehrheft . . . . .	—	80
112	Austragen der Schablonen (Lehrheft)	1	80	145	Berechnen der Holzwerke		
113	Angewandte Säulenordnungen				I (Stützen u. Decken) . . . . .	6	—
	(Lehrheft) . . . . .	1	20	146	II (Dachwerke) . . . . .	4	—
115	Die formale Behandlung der Bau-			146	Holzarchitektur . . . . .	4	—
	hölzer (8 Uebungstafeln) . . . . .	1	60	150	Baukonstruktionslehre . . . . .	8	—
	do. Lehrheft . . . . .	2	20	15.	Der Grundbau (10 Uebungstafeln) . .	2	—
116	Bauteile in Holzarchitektur 20 Taf.	4	—		„ Lehrheft . . . . .	3	—
	do. Lehrheft . . . . .	6	60	152	Rüstungen und Absteifungen . . .	2	20
117	Einführung in die Werksteinarch.			153	Dachdeckerkunst Lehrheft . . . . .	—	80
	I. Werksteinverbände (8 Uebungst.)	1	60				
	II. Werksteinformen (3 Uebungst.) .	1	20	160	<b>Wohnhäuser</b>		
	III. Werksteinarchitekturen. 1 Heft				Hausbau I. . . . .	4	—
	mit Vorbildern und Aufgaben . . .	1	60		„ II . . . . .	4	—
118	Einführung in die Backsteinarch.:			163	„ III . . . . .	5	—
	Backsteinarchitektur (20 Tafeln) . .	4	—		Ermitteln d. Möbelstellung (4Uebgst.)	—	80
119	Aufreissen der Fassaden . . . . .	3	—		do. Lehrheft . . . . .	1	—
120	Fassadenbau I (Hausteinbau) . . . .	7	50	164	Durchbilden der Grundrisse (7. Taf.)	1	49
	„ II A (Backsteinb.) (Hannov.)	6	—		„ Lehrheft . . . . .	1	83
	„ II B (Backsteinbau) (Berlin)	5	—	165	Hauswasserleitungen (3 Uebungst.) .	—	60
	„ II C (Backstein-Verblendb.) . . .	3	50		„ Lehrheft . . . . .	2	20
121	Barock- u. Rokoko-Fassaden (6 Taf.)	1	20				
122	Innerer dekorativer Ausbau (4 Taf.)	—	80		<b>Gewerbliche Bauten</b>		
	Lehrheft . . . . .	3	60	171	Backöfen . . . . .	1	50
				171	Eiskeller und Eishäuser . . . . .	1	20
				172	Fabrikshornstein . . . . .	1	60
				173	Entwerfen der Fabrikgebäude . . .	3	—
				174	Ziegelei-Anlagen u. Ziegel-Fabrikat	6	—
				175	Fabrikbankunde . . . . .	2	60
				176	Mühlenbau . . . . .	2	50
					<b>Landwirtschaftl. Bauten</b>		
					Landwirtschaftliche Gebäude:		
					I (Dieneschuppen) . . . . .	—	80
					II (Scheune) . . . . .	1	—
					III (Schafstall) . . . . .	1	50
					IV (Rindviehstall) . . . . .	1	20
					V (Pferdestall) . . . . .	1	60
					VI (Schweinstall) . . . . .	—	80
					VII (Federviehstall) . . . . .	—	80
					<b>Entwerfen v. Hochbauten</b>		
				185	Entwerfen der Grundrisse Lehrheft	2	50
					Entwerfen der Wohngebäude		
					I (Vorbilder und Erläuterung) . .	1	60
					II (Entwurf) . . . . .	2	—
				188	Das Geschäftshaus der Kleinstadt .	5	50
				189	Bäckereianlage und Wohnhaus . .	3	60
				190	Schnellentwerfen . . . . .	2	—
					<b>Tischlerei</b>		
					Bautischlerkunst Lehrheft . . . . .	2	40
					I Zimmertüren, 5 Vorbildertafeln	1	—
					II (Haustüren u. Windfänge, 6 Taf.)	1	20
					III (Fenster, 9 Vorbildertafeln . .	1	80
					IV (Schaufensteranlage), 4 Tafeln	—	80
				196	Entwerfen der Bautischlerarbeiten	5	—
				197	Möbel (18 Uebungstafeln) . . . . .	3	60
					„ Lehrheft . . . . .	5	—
				198	Bautischlerarbeiten . . . . .	7	—
				199	Säulenordnungen f. Möbeltischler .	3	—

Im Polytechnischen Verlag M. Hittenkofer — Strelitz sind erschienen:  
**Fächer für Tiefbau- und Bauingenieurwesen**

Katalog- No.		M.	Pf.	Katalog- No.		M.	Pf.
<b>Vermessungswesen</b>				<b>Eisenkonstruktionen</b>			
200	Feldmessen (8 Uebungstafeln) . . . . .	1	60	230	Elastizitätstheorie . . . . .	—	—
	„ Lehrheft . . . . .	4	80	231	Ermitteln der Eisenkonstruktionen		
	„ (Lösungsheft) . . . . .	1	50		Ergänzungsheft . . . . .	1	—
202	Planzeichnen (4 Uebungstafeln) . . . . .	—	80	232	Vorübungen zum Ermitteln und Be-		
203	Terrainzeichnen (4 Uebungstafeln) . . . . .	—	80		rechnen d. Eisenkonstruktionen	1	60
202-203	Lehrheft für beide Fächer . . . . .	—	80		Berechnen der Eisenkonstruktion:		
206	Geodätisches Praktikum . . . . .	1	60	233	(Eiserne Dächer I) . . . . .	5	40
					„ „ II) . . . . .	7	—
				235	„ Treppen) . . . . .	3	20
				236	(Eiserne Trägerfachwerke) . . . . .	1	20
210	Wasserbau I . . . . .	4	—	237	(Träger und Brücken) . . . . .	12	—
	„ II . . . . .	7	—	238	I Säulen und Stützen . . . . .	2	40
212 I	Sonderarbeiten des Tiefbaues . . . . .	3	50		II Licht- und Leitungsmaste . . . . .	2	—
213	Reinigung städtischer Abwässer . . . . .	1	20		III Aussichtstürme, Motormaste, etc.	2	80
214	Meliorationen . . . . .	—	—		IV Berechnung schmiedeeiserner		
	Der städtische Tiefbau	—	—		Fabrikschornsteine . . . . .	2	—
220 I	I Städtischer Straßenbau . . . . .	3	60		V Wassertürme . . . . .	5	50
215	II Wasserversorgung . . . . .	6	—		VI Gebäude in Eisenkonstruktion,	4	—
212 II	III Kanalisation . . . . .	—	—		VII Decken unter Anwendung von		
212 III	IV Abwasserreinigung . . . . .	—	—		Eisen . . . . .	1	65
220	Strassenbau II . . . . .	5	50	239	Profiltabellen für 234-237 . . . . .	—	34
	„ (Uebungstafel) . . . . .	1	30				
221	Eisenbahnbau I . . . . .	10	—				
	„ II . . . . .	8	—				
224	Stein- und Kunstbauten						
	I (Durchlässe) . . . . .	2	80	240	Eisenbetonkonstruktionen I . . . . .	9	—
	II Stütz- u. Futtermauern, Talsperren	2	—		„ II . . . . .	8	—
226	Stein-Brücken . . . . .	4	40				
227	Holzbrücken . . . . .	—	—				

**Fächer für Maschinenbau**

<b>Maschinenelemente</b>				<b>Arbeitsmaschinen</b>			
300	Maschinenzeichnen . . . . .	—	—	315	Krenzköpfe . . . . .	2	80
301	Niete und Nietverbindungen . . . . .	4	—	316	Rohre und Rohrverbindungen . . . . .	3	—
302	Schrauben und Schraubenverbind.	4	—	317	Abschlussorgane . . . . .	2	—
303	Keile und Keilverbindungen . . . . .	1	60				
304	Kupplungen . . . . .	3	—	321	Werkzeugmaschinen . . . . .	9	—
305	Die Lager . . . . .	6	60	323	Pumpen . . . . .	8	—
306	Riementrieb . . . . .	—	—				
307	Seiltrieb . . . . .	3	60				
308	Zahnräder . . . . .	5	30	332	Dampfkessel . . . . .	—	—
309	Reibungsräder . . . . .	1	60	333	Entwerfen und Berechnen der		
310	Zapfen und Achsen . . . . .	2	50		Steuerungen a. Dampfmaschinen I . . . . .	8	75
311	Wellen . . . . .	2	50		„ II . . . . .	12	—
312	Kolben, Kolbenstang., Stopfbüchsen	3	50	335	Kolbendampfmaschinen . . . . .	10	—
313	Kurbeln und Exzenter . . . . .	4	—	336	Dampfmaschinen (Verbundmaschinen)	2	—
314	Schubstangen . . . . .	1	60	337	Turbinen . . . . .	8	—

**Fächer für Elektrotechnik**

<b>Verschiedenes</b>							
400	Grundgesetze der Elektrotechnik . . . . .	6	—	500	Krüger, Ratgeber und Briefsteller	1	80
401	Elektrotechnik II (Mathemat. Teil) . . . . .	2	70				
402	Theorie der Wechselströme . . . . .	5	50				
403	Messkunde . . . . .	3	50				
415	Berechnen elektr. Leitungsnetze . . . . .	5	—				
430	Elektrotechn. Praktikum . . . . .	3	—				



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306698

Druk. U. J. Zám. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298787