

G_W 9

~~H F~~
8" 30?

DER STÄDTISCHE TIEFBAU

LEITFADEN FÜR TECHNISCHE SCHULEN
UND FÜR GEMEINDEBEAMTE

VON

PROF. GÜRSCHNER UND

REGIERUNGS-
UND GEWERBESCHULRAT
ZU DANZIG

PROF. BENZEL ✓

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

II. TEIL

DIE WASSERVERSORGUNG VON ORTSCHAFTEN

VON

PROF. GÜRSCHNER

ZWEITE AUFLAGE
MIT 81 ABBILDUNGEN

Æ



LEIPZIG UND BERLIN
DRUCK UND VERLAG VON B. G. TEUBNER
1913

628.1



2675/2

ALLE RECHTE,
EINSCHLIESSLICH DES ÜBERSETZUNGSRECHTS, VORBEHALTEN.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Der vorliegende Leitfaden ist für den Unterricht an Baugewerkschulen und ähnlichen Anstalten bestimmt. Er soll aber etwas mehr bieten, als für den Schulgebrauch erforderlich ist, und so viel enthalten, daß die in die Praxis tretenden Schüler die einfacheren, einem Anfänger zu stellenden Aufgaben zu lösen vermögen, ohne weitere umfangreiche Werke durcharbeiten zu müssen.

Nach dem neuen Lehrplan für die preußischen Baugewerkschulen sind für den gesamten städtischen Tiefbau, also für Straßenbau, Kanalisation und Wasserversorgung, 7 Wochenstunden in der ersten Klasse ausgeworfen.

Da in den städtischen und sonstigen Gemeindeverwaltungen sowie in Privatgeschäften das Straßenbau- und Kanalisationswesen in bezug auf die ständigen Neubauten und Unterhaltungs- und Erweiterungsarbeiten das Gebiet der Wasserversorgung an Umfang bei weitem über treffen, und die Praxis infolgedessen andauernd erheblich mehr technische Kräfte für Straßen- und Kanalisationsausführungen benötigt als für Wasserversorgungszwecke, so muß schon im Unterricht hierauf Rücksicht genommen werden. Es sind Aufgaben, mit denen unsere Schüler später alltäglich zu tun haben, eingehender durchzunehmen und an Übungsbeispielen einzuprägen als solche aus seltener vorkommenden Gebieten, die kurz behandelt werden können. Daher sind von den für den gesamten städtischen Tiefbau verfügbaren 7 Wochenstunden etwa 2 auf Straßenbau und 4 auf Kanalisation zu rechnen, so daß für die Wasserversorgung wenig mehr als 1 Stunde übrigbleiben wird.

Es kann daher auf diesem Gebiete nur ein allgemeiner Überblick über Bauanlagen und den Betrieb gegeben und der Stoff in gedrängter Kürze behandelt werden. Das Eingehen auf weitere Konstruktionen und Anordnungen als den im Leitfaden mitgeteilten ist nicht erforderlich, ebensowenig die Bearbeitung von Übungsaufgaben mit umfangreichen zeichnerischen Darstellungen, wie die von Entwürfen zu Sperrmauern, Pumpwerken, Rohrnetzen u. dgl., die von unseren in die Praxis tretenden Schülern als selbständige Arbeiten zunächst doch nie verlangt werden. Als Übungsaufgabe wird die Berechnung der Rohrleitung für die

Wasserversorgung eines Dorfes oder besser einer einzelnen städtischen Straße und deren zeichnerische Darstellung in den Plan, welcher im Straßenbau- oder Kanalisationswesen als Übungsarbeit zu fertigen ist, genügen.

Um aber auch denen, die sich eingehender mit dem Wasserversorgungswesen befassen wollen oder in der Praxis damit beschäftigen müssen, Gelegenheit zu bieten, sich leichter einarbeiten zu können, ist eine Reihe von Beispielen mitgeteilt, in denen alle auf diesem Gebiete vorkommenden Berechnungen, soweit sie in das Arbeitsgebiet unserer Schüler gehören, in ausführlicher, leichtfaßlicher Weise durchgerechnet sind, so daß jeder imstande ist, danach leicht ähnliche Arbeiten auszuführen. Aufgaben, deren Lösung über das Verständnis unserer Schüler hinausgeht, sind aber auch hierbei vermieden worden.

Jedes Berechnungsbeispiel umfaßt eine Reihe von Einzelaufgaben, wie sie bei der Bearbeitung einer Gesamtanlage vorkommen, um den Zusammenhang zwischen den einzelnen Teilen einer Wasserversorgung und die Reihenfolge der Berechnungen zu zeigen; jede Einzelaufgabe ist jedoch für sich behandelt, ohne Bezug auf die übrigen, so daß das Nachschlagen an anderer Stelle sowie das Durcharbeiten der übrigen zugehörigen Berechnungen nicht notwendig ist, und aus einem Beispiel eine Reihe von einzelnen kleineren Aufgaben aufgestellt werden kann.

Die erste Auflage hat eine so günstige Aufnahme gefunden und ist durchweg so gut beurteilt worden, daß bei voller Beachtung der von der Kritik gegebenen Anregungen nur wenige Änderungen und Ergänzungen in der Neuauflage erforderlich wurden. Den Beurteilern spreche ich für die gemachten Verbesserungsvorschläge und sonstigen Anregungen besonderen Dank aus und bitte, mich auch weiterhin auf Verbesserungen aufmerksam machen zu wollen.

Danzig, im November 1912.

Gürschner.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite		Seite
I. Allgemeines über Wasserver-		4. Die Zuleitung zu den	
sorgungen	1	Sammelbehältern	37
II. Wasserbedarf	1	b) Sammelbehälter	38
a) Wasserverbrauch im einzelnen	1	1. Lage und Höhenlage der	
b) Verbrauchsschwankungen . .	2	Sammelbehälter	39
c) Einwohnerzahl	4	2. Größe der Sammelbehälter	42
III. Beschaffenheit des Wassers .	5	3. Einrichtung und Ausfüh-	
a) Verunreinigungen	5	rung der Sammelbehälter	42
b) Anforderungen an Trinkwasser	7	VII. Verteilung des Wassers in den	
IV. Gewinnung des Wassers . . .	8	Straßen	45
a) Vorkommen	8	a) Anordnung des Rohrnetzes .	45
b) Gewinnung des Oberflächen-		b) Ausführung der Rohrleitungen	48
wassers	9	c) Berechnung der Rohrleitungen	58
1. Zisternen	9	1. Ermittlung der Durchfluß-	
2. Sammelteiche	10	mengen	58
3. Natürliche Seen	13	2. Berechnung der Rohrquer-	
4. Flußwasserentnahme . . .	14	schnitte	60
c) Gewinnung des Grund- und		3. Bestimmung der Druck-	
Quellwassers	16	höhen	61
1. Bildung, Abfluß u. Beschaf-		VIII. Verteilung des Wassers in	
fenheit des Grundwassers .	16	den Grundstücken	64
2. Quellfassungen	20	IX. Berechnungsbeispiele	67
3. Fassung des Grundwassers	22	a) Berechnung einer Quellwasser-	
α) Senkrechte Fassungsan-		leitung für ein Dorf	67
lagen	23	1. Ermittlung des Wasser-	
β) Wagerrechte Fassungs-		bedarfs	67
anlagen	29	2. Leistung der Quelle . . .	67
V. Reinigung des Wassers . . .	30	3. Hochbehälter	68
a) Die Enteisung des Wassers	31	4. Die Zuleitung zum Sammel-	
b) Die Sandfiltration	31	behälter	68
VI. Hebung und Aufspeicherung		5. Berechnung des Rohrnetzes	70
des Wassers	34	b) Berechnung einer Grund-	
a) Pumpwerke	34	wasserversorgung für eine	
1. Anordnung der Pumpwerke	34	Kleinstadt	72
2. Einrichtung d. Pumpwerke	35	1. Ermittlung des Wasserbe-	
3. Berechnung der Maschinen-		darfs	72
stärke	36		

	Seite		Seite
2. Berechnung des Schöpfbrunnens	73	c) Berechnung der Wasserversorgung für ein Großstadtviertel	80
3. Berechnung der Saugleitung	73	1. Ermittlung des Wasserbedarfs	80
4. Berechnung der Zuleitungen vom Pumpwerk zum Hochbehälter	74	2. Berechnung der Rohrquerschnitte	81
5. Berechnung d. Querschnitte und Druckhöhen des Rohrnetzes	74	3. Berechnung der Druckhöhen	82
6. Berechnung des Sammelbehälters	78	d) Berechnung der Zuflußleitung für eine Fabrik	83
7. Berechnung d. Pumpwerks	79	X. Kosten v. Wasserversorgungsanlagen	85

I. Allgemeines über Wasserversorgungen.

Die Aufgabe einer guten Wasserversorgung besteht darin, das für den menschlichen Bedarf erforderliche Wasser aus den besten verfügbaren Quellen zu beschaffen, nötigenfalls zu reinigen, in Hochbehälter zu leiten und von da mittels natürlichen Druckes durch ein Rohrnetz den Verbrauchern zuzuführen. Besonders wichtig für die Wohlfahrt der Bevölkerung ist eine gemeinsame, einheitliche und allgemeine Wasserversorgung in dichtbebauten Ortschaften, wo es nur auf diese Weise möglich ist, den Bewohnern jederzeit gutes Wasser bequem und billig in reichlicher Menge zur Verfügung zu stellen.

Nur bei der Abgabe dieses wichtigen menschlichen Lebensmittels von einer Stelle aus ist eine stete sachverständige Untersuchung und Überwachung des Wasserverbrauchs durchführbar, und nur hierdurch können etwaige Verunreinigungen und Krankheitskeime rechtzeitig erkannt, geeignete Maßnahmen gegen drohende Wasserverschlechterungen getroffen und die Einwohner vor Erkrankungen geschützt werden. Es ist daher erklärlich, daß sich nach Einführung einer gemeinsamen Wasserversorgung die Gesundheitsverhältnisse der Bevölkerung erheblich bessern und die Sterblichkeit zurückgeht, wie in zahlreichen Fällen statistisch nachgewiesen werden konnte.

Derartige umfangreiche Wasserversorgungsanlagen sind nun nicht etwa Erscheinungen der neueren Zeit. Schon vor Jahrtausenden sind solche Werke in China, Ägypten, Assyrien, Babylonien, Palästina und besonders im alten Rom angelegt worden, und ihre zahlreichen, bis auf die Gegenwart erhaltenen Reste erregen noch heutzutage unsere Bewunderung. Allerdings blieb es erst der neueren Zeit vorbehalten, die Einrichtungen so zu vervollkommen, daß jeder auch in den höchstgelegenen Stockwerken jederzeit mühelos gutes Wasser entnehmen kann.

II. Wasserbedarf.

a) Wasserverbrauch im einzelnen.

Die Größe der für eine Ortschaft erforderlichen Wassermenge wird entweder nach dem für einzelne Zwecke erforderlichen Verbrauch oder nach dem auf jeden Einwohner entfallenden

Durchschnittsbedarf berechnet. Da letzterer nach den Lebensgewohnheiten, der Wohlhabenheit, der gewerblichen Tätigkeit, der Art der Wasserbezahlung und der Einwohnerzahl sehr verschieden ist, so empfiehlt sich für kleinere Anlagen diese Berechnungsweise nicht. Die genaue Ermittlung des Bedarfs für die verschiedenen Zwecke ergibt dann zuverlässigere Werte, da hierbei die besonderen Bedürfnisse eines Ortes am sichersten berücksichtigt werden können.

Man rechnet dann:

- | | |
|--|-------|
| 1. Für jeden Einwohner zum Trinken, Kochen, Waschen und Reinigen der Wäsche und der Wohnung einen Tagesverbrauch von | 50 l |
| 2. für ein Stück Großvieh einen Tagesverbrauch von | 50 l |
| 3. für ein Stück Kleinvieh einen Tagesverbrauch von | 15 l |
| 4. für die Schlachtung eines Stückes Großvieh | 400 l |
| 5. für die Schlachtung eines Stückes Kleinvieh | 200 l |
| 6. für ein Wannenbad | 350 l |
| 7. für ein Brausebad | 35 l |
| 8. für eine Abortspülung | 15 l |
| 9. für Feuerlöschzwecke auf einen Hydranten in der Sekunde | 5 l |
| 10. für Besprengung der Straßen, Höfe und Gärten auf 1 qm | 1,5 l |

Bei der Berechnung nach dem Durchschnitt nimmt man für jeden Einwohner an:

- | | |
|---|-----------|
| a) in Dorfschaften und kleinen Landstädten bis zu 5000 Bewohnern einen Tagesverbrauch von | 50—60 l |
| b) in mittleren Städten einen Tagesverbrauch von | 70—80 l |
| c) in großen Städten einen Tagesverbrauch von | 100—120 l |

Umfangreiche Gewerbebetriebe und sonstige Abnehmer größerer Wassermengen sind außerdem besonders zu berücksichtigen.

b) Verbrauchsschwankungen.

Der Wasserverbrauch findet nicht gleichmäßig statt, sondern er ist starken Schwankungen unterworfen. An heißen Tagen wird mehr Wasser verbraucht als an kalten, an Sonntagen weniger als an Werktagen, in den Vormittagsstunden mehr als in den Abend- und Nachtstunden. Ein klares Bild der Verbrauchsschwankungen geben deren zeichnerische Darstellungen (Abb. 1 bis 3).

Erfahrungsgemäß ist der **stärkste Tagesverbrauch** Q_{\max} gleich dem $1\frac{1}{2}$ **einfachen durchschnittlichen Tagesverbrauch** Q , der aus der Wasserabgabe sämtlicher Tage eines Jahres ermittelt wird, also $Q_{\max} = 1,5 Q$; da auch am Tage des stärksten Bedarfs ausreichende Wassermengen vorhanden sein müssen, so ist der stärkste Tagesverbrauch Q_{\max} maßgebend für die Leistung der Quelle oder der sonstigen Wasser-

zuflüsse und für die Bemessung des Pumpwerks und der Zuleitungen von der Schöpfstelle bis zum Hochbehälter.

Auch in den verschiedenen Stunden eines Tages verläuft die Wasserabgabe nicht gleichmäßig. Der stärkste Stundenverbrauch q_{\max} beträgt das $1\frac{1}{2}$ fache des durchschnittlichen Stundenverbrauchs, der sich ergibt zu $q = \frac{Q}{24}$, mithin $q_{\max} = 1,5 q = 1,5 \frac{Q}{24}$. Da dies auch an dem Tage der Fall ist, an welchem der stärkste Tagesverbrauch Q_{\max} stattfindet, so wird der stärkste Stundenverbrauch im ganzen Jahre

$$q_{\max} = \frac{1,5 Q_{\max}}{24} = \frac{1,5 \cdot 1,5 Q}{24} = \text{rd. } \frac{Q}{10}$$

sich ergeben, d. h. der stärkste Stundenverbrauch ist $= \frac{1}{10}$ des durchschnittlichen Tagesverbrauchs Q an

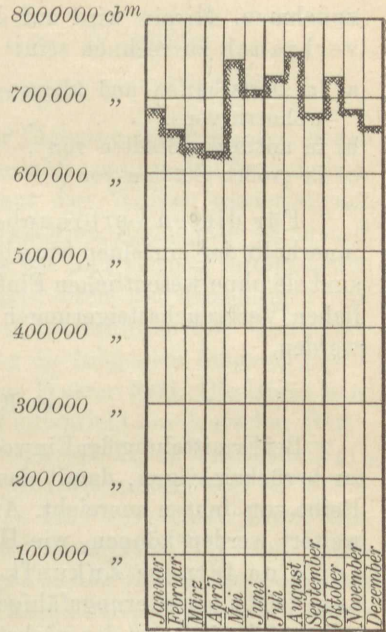


Abb. 1. Wasserverbrauch der Stadt Magdeburg im Jahre 1907.

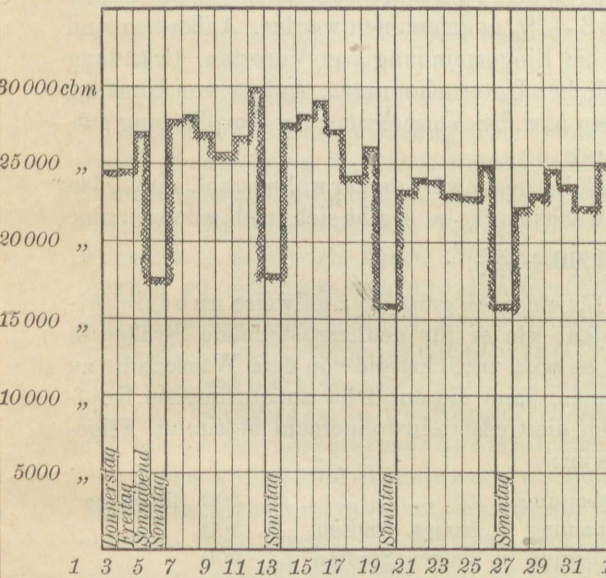


Abb. 2. Wasserverbrauch der Stadt Magdeburg im August 1907.

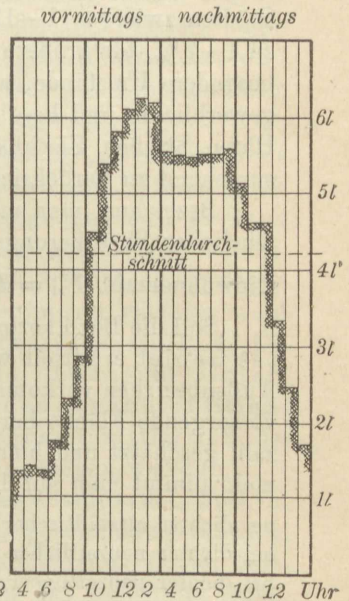


Abb. 3. Wasserverbrauch eines Einwohners in den verschiedenen Tagesstunden.

zunehmen. Mithin wird auf den Einwohner ein stärkster Stundenverbrauch zu rechnen sein:

- | | |
|--|---------|
| a) in Dorfschaften und kleinen Landstädten bis zu 5000 Bewohnern von | 5— 6 l |
| b) in mittleren Städten von | 7— 8 l |
| c) in großen Städten von | 10—12 l |

Für diesen Verbrauch ist das Rohrnetz zu berechnen. Auch innerhalb der einzelnen Stunden finden noch Schwankungen statt, doch sind sie ohne wesentlichen Einfluß auf die Wasserentnahme, da bei plötzlichen Verbrauchssteigerungen lediglich die Zapfzeiten etwas verlängert werden.

c) Einwohnerzahl.

Bei Ermittlung der Einwohnerzahl ist die Bevölkerungszunahme zu berücksichtigen, damit das Werk von vornherein für eine längere Reihe von Jahren ausreicht. Anlagen, welche nur mit großen Kosten erweitert werden können, wie Hochbehälter und Zuleitungen, sind auf eine fernere Zukunft, etwa bis zu 40 Jahren, zu berechnen; leicht erweiterungsfähige Teile, wie Maschinen, Brunnen, Filter u. dgl. sind nur der nächsten Zukunft anzupassen, so daß sie etwa für 15—20 Jahre genügen.

Der jährliche Bevölkerungszuwachs schwankt in deutschen Städten zwischen 1—12%. Er kann im Durchschnitt für kleine Städte zu 1—2%, für größere zu 3—4% angenommen werden. Außerdem sind besondere Umstände, wie die Eingemeindung von Vororten, Gründung gewerblicher und bergbaulicher Unternehmungen, Anlage von Kanälen, Häfen, Straßen, Eisenbahnen usw. bei Vermehrung der Bevölkerung entsprechend zu berücksichtigen.

Bezeichnet man mit E die gegenwärtige Einwohnerzahl, mit p den jährlichen Bevölkerungszuwachs in %, so ergibt sich nach n Jahren eine Einwohnerzahl $E_n = E \left(1,00 + \frac{p}{100} \right)^n$.

Soll die Bevölkerung für ein noch ganz oder teilweise unbesiedeltes Gebiet ermittelt werden, wie es für neuherzustellende Straßen in Außenbezirken vorkommt, so wird zunächst die von dem Wasserrohr zu versorgende Fläche berechnet, dann die auf 1 ha anzunehmende Kopffzahl geschätzt und hiernach die Gesamteinwohnerzahl bestimmt. Allgemein nimmt man auf 1 ha an:

bei dichter altstädtischer Bebauung	400 Einwohner,
bei dichter neuzeitlicher Bebauung in großen Städten.	300 „
bei dichter neuzeitlicher Bebauung in kleinen Städten	200 „
bei weitläufiger Bebauung	100 „

III. Beschaffenheit des Wassers.

a) Verunreinigungen.

Das Wasser enthält wegen seiner Eigenschaft, Stoffe, mit denen es in Berührung kommt, leicht aufzulösen, aufzusaugen und festzuhalten, stets fremde Beimengungen. Das aus den Wolken niederfallende Wasser nimmt aus der Luft Staubteile, Bakterien, Rauchgase, Sauerstoff, Stickstoff, Kohlensäure und andere Gase auf und vermag infolgedessen viele im Erdboden lagernden kalk-, mergel-, eisen- und salzhaltigen Verbindungen um so leichter aufzulösen und mitzuführen. Für Wasserversorgungszwecke sind insbesondere wichtig die folgenden Beimengungen:

Kalk- und Magnesiasalze machen das Wasser **hart**. Die Härte wird nach Härtegraden bestimmt, und zwar entspricht ein deutscher Härtegrad dem Gehalt von 1 Teil Kalk, CaO , oder 0,7 Teilen Magnesia, MgO , in 100000 Teilen Wasser. Wasser unter 10 Härtegraden wird als weich, solches von mehr als 20 Härtegraden als hart bezeichnet. Unter Umständen verliert das Wasser bei längerem Stehen einen Teil seiner Kalksalze, man spricht dann von vorübergehender Härte im Gegensatz zur bleibenden Härte. Unter Gesamthärte versteht man die Summe beider.

Grundwasser aus Kalk-, Mergel- oder Dolomitschichten ist stets hart. Sehr hartes Wasser ist als Trinkwasser nicht bekömmlich und für viele Gewerbebetriebe, besonders zur Speisung der Dampfkessel ungeeignet. Durch chemische Zusätze kann der Kalkgehalt vermindert werden, doch ist dieses Verfahren bisher nur für gewerbliche Einzelbetriebe, nicht aber für ganze Wasserwerke durchführbar gewesen.

Stickstoffhaltige Auflösungen sind stets bedenklich, da sie meistens durch Verwesung organischer Abfälle entstanden sind. Treten daher neben Stickstoffverbindungen organische Beimengungen auf, so kann stets auf das Vorhandensein fauliger Zersetzung geschlossen werden. Ammoniak, salpetrige Säure und Salpetersäure würden in geringen Mengen an sich zwar dem menschlichen Körper nichts schaden, wohl aber können die begleitenden, durch Fäulnis entstandenen Giftstoffe Erkrankungen hervorrufen. Deshalb sollte die chemische Untersuchung auf Ammoniak und die übrigen oben genannten Stickstoffverbindungen in größeren Wasserwerken alltäglich, in kleineren wenigstens wöchentlich vorgenommen werden.

Eisen kommt im Grundwasser als gelöstes Eisenoxydul, FeO , in Norddeutschland vielfach vor. Es ist zwar nicht gesundheitsgefährlich, aber für viele gewerbliche Betriebe überaus schädlich. Durch Luftzutritt verwandelt sich das lösliche Oxydul in das unlösliche Oxyd, $2\text{FeO} + \text{O} = \text{Fe}_2\text{O}_3$; dieses scheidet sich aus dem Wasser ab, setzt sich

in den Rohrleitungen, an den Gefäßen, an der Wäsche usw. fest und ruft häßliche braune Flecke und Überzüge hervor. Auch wird durch Eisenoxydul die Verbreitung gewisser Algen begünstigt, welche die Rohrleitungen mit der Zeit völlig verstopfen können. Da aber die Ausscheidung des Eisens sich auf den Wasserwerken leicht durchführen läßt, so kann eisenhaltiges Wasser unbedenklich für Wasserversorgungen verwendet werden.

Chlor, Schwefelsäure und freie Kohlensäure kommen auch in gutem Wasser vielfach vor; sie sind jedoch in den geringen Mengen nicht nachteilig. Nur die Kohlensäure vermag an Rohrleitungen und Betonbehältern Schaden anzurichten.

Bakterien sind in zahlreichen Arten überall, in der Luft, im Staube, im Erdboden und im Wasser verbreitet. Sie gehören zu den Spaltpilzen und vermehren sich ungeheuer rasch durch Teilung, die unter günstigen Verhältnissen schon in Zwischenzeiten von 30 Minuten erfolgt, so daß aus einem einzigen Keim nach 10 Stunden bereits 1 Million hervorgegangen sein könnte. Neben vielen unschädlichen Bakterien sind zahlreiche Arten als gesundheitsgefährlich festgestellt worden, wie die bei Ansteckungskrankheiten auftretenden, die sog. pathogenen Bakterien, welche als die eigentlichen Erreger gewisser Krankheiten angesehen werden. Wegen ihrer Kleinheit, die Länge einiger schwankt zwischen 0,02 und 0,0002 mm, ist die Unterscheidung der verschiedenen Arten noch sehr schwierig und zeitraubend. Erst dem Begründer der Bakteriologie, Geheimrat Prof. Koch, gelang es, auf besonders zubereitetem Nährboden Bakterien zu züchten, zu trennen, ihre Form und Gestalt, ihre Lebensbedingungen und ihren Einfluß auf Erkrankungen zu erforschen, so daß heutzutage die bei Cholera, Typhus, Ruhr, Schwindsucht und zahlreichen anderen Krankheiten auftretenden Bakterien unbedingt als die Erreger und nicht etwa als Begleiterscheinungen dieser Krankheiten angesehen werden müssen. Der Form nach unterscheidet man Stäbchenbakterien oder Bazillen, Kugelbakterien oder Mikrokokken und Schraubenbakterien oder Spirillen; s. Girndt, Bautechnische Chemie, Leipzig, Teubner 1909, S. 52 u. 56.

Besonders groß ist der Bakteriengehalt in verunreinigtem Wasser, namentlich wenn organische Abfallstoffe darin enthalten sind. Diese geben einen äußerst günstigen Nährboden für die Entwicklung der Bakterien ab, so daß aus deren Zahl ohne weiteres auf die Größe der organischen Verunreinigung geschlossen werden kann. Deshalb bietet die laufende Feststellung des Bakteriengehaltes die Möglichkeit, Veränderungen in der Wasserbeschaffenheit zu erkennen, deren Ursachen nachzugehen, Fehler und Versehen im Betriebe der Wasserwerke aufzudecken, Verseuchungen und Verunreinigungen der Zuflüsse zu ermitteln und Maßnahmen dagegen zu treffen. Die bakteriologischen Unter-

suchungen des Wassers sind daher wichtiger als die chemischen und sollten dauernd auf jedem Wasserwerke angestellt werden.

Die Zählung erfolgt in der Weise, daß 1 ccm Wasser — etwa 14 Tropfen — mit einer keimfreien (sterilisierten), der Bakterienvermehrung günstigen Nährgelatine gut durchmischt, auf einer Glasplatte dünn ausgegossen und der Entwicklung in einem keimfreien Behälter überlassen wird. Nach 2 bis 3 Tagen kann die Zählung der Kolonien stattfinden, welche sich infolge der schnellen Vermehrung um jeden lebensfähigen Keim deutlich sichtbar gebildet haben.

b) Anforderungen an Trinkwasser.

Trinkwasser soll gesund und wohlschmeckend, farblos, geruchlos und klar sein und in ausreichender Menge zur Verfügung stehen. Ist letzteres nicht der Fall, so sind entweder zwei besondere Wasserleitungen anzulegen, die eine für die Versorgung mit Trinkwasser und die andere für die Zuführung von Brauchwasser für gewerbliche Betriebe, zur Straßenreinigung und Besprengung, zur Kanalspülung, zu Feuerlöschzwecken, zur Springbrunnenversorgung usw., oder aber es ist, falls Mangel an gutem Wasser nur ausnahmsweise für kurze Zeit in sehr trockenen Jahren zu befürchten ist, dann weniger gutes Wasser, z. B. solches aus Flüssen, zu Hilfe zu nehmen.

Gesundes Wasser darf weder schädliche Bestandteile noch Krankheitskeime enthalten. Es soll nicht zu hart sein, d. h. nicht über 25 Härtegrade besitzen und höchstens 2—3 Teile Chlor oder 8—10 Teile Schwefelsäure in 100 000 Teilen Wasser enthalten. Ammoniak, Schwefelwasserstoff, Blei und Arsen sollen in nachweisbaren Mengen überhaupt nicht vorkommen. Der Bakteriengehalt soll möglichst niedrig sein. Völlig bakterienfreies Wasser gibt es nicht, und es wird Wasser mit 100 Keimen in 1 ccm im frischgeschöpften Zustande als unbedenklich angesehen. Krankheitserregende Bakterien dürfen im Trinkwasser überhaupt nicht vorkommen, doch ist dieser Nachweis zurzeit noch recht schwierig zu erbringen. Man begnügt sich mit der Zählung der Keime, in der Annahme, daß ein bakterienarmes Wasser stets besser sein wird als ein bakterienreiches. 18-20

Endlich soll das Wasser wohlschmeckend sein, d. h. es darf nicht salzig, brackig, moorig, abgestanden oder lau schmecken und muß eine angenehme, erquickende Frische besitzen, die am besten bekommt, wenn sie zwischen 7—12° liegt. Zu kaltes Wasser wirkt gesundheitsschädlich.

Herrschen Zweifel über die Ergiebigkeit und Eignung eines Wassers zur Versorgung einer Ortschaft, so empfiehlt es sich, bei der Königlichen Landesanstalt für Wasserhygiene Berlin-Dahlem, Post Berlin-Lichterfelde 3, Ehrenbergstraße 38/42, sachverständigen und unparteiischen Rat einzuholen. Die Geschäftstätigkeit dieser Behörde

umfaßt auf dem Gebiete der Wasserversorgung folgende Angelegenheiten: die wissenschaftliche und technische Prüfung bestehender und neuer Verfahren der Wassergewinnung und Wasserreinigung, die Auskunftserteilung und Beratung auf Antrag von Staats- und Gemeindebehörden sowie von Privaten über bestehende oder geplante Wasserversorgungsanlagen, die wissenschaftlich-technische Prüfung des Betriebes von Wasserwerken und die Untersuchung von Wasserproben.

Geschäftsanweisungen, Gebührenordnungen, Fragebogen und Anweisung zur Entnahme von Wasserproben werden unentgeltlich abgegeben. Der „Fragebogen für die Wasserversorgung“ gibt zugleich über alle für die Aufstellung von Wasserversorgungsentwürfen erforderlichen Unterlagen Auskunft, und er genügt ausgefüllt als Erläuterungsbericht.

IV. Gewinnung des Wassers.

a) Vorkommen.

Das gesamte für Wasserversorgungen in Betracht kommende Wasser ist Niederschlagswasser, das in ewigem Kreislaufe auf und in unserer Erde in Bewegung ist. Die Niederschlagsmenge und die Verteilung der Niederschläge sind an den verschiedenen Orten der Erdoberfläche sehr verschieden. Sie hängen ab von der Temperatur, der Höhenlage, der Oberflächenbeschaffenheit und vom Pflanzenwuchs einer Gegend, ferner vom Untergrunde, von der herrschenden Windrichtung und der Jahreszeit.

Die Niederschlagsmenge wird bestimmt durch die Niederschlagshöhe, d. h. durch die Stärke des in einer bestimmten Zeit auf eine wagerechte Fläche gefallenem Niederschlages und wird gemessen durch Regenmesser oder Ombrometer; s. Fresow, Wasserbau, Leipzig, Teubner 1912, S. 4.

In Deutschland entfallen von den Gesamtniederschlägen ungefähr 18% auf den Winter, 22% auf den Frühling, 36% auf den Sommer und 24% auf den Herbst. Im norddeutschen Tieflande beträgt die jährliche Niederschlagshöhe etwa 60 cm, in gebirgigen Gegenden mehr. Wie groß die im Boden durch Verdichtung von abgekühlten Wasserdämpfen entstehenden Niederschläge sind, entzieht sich der Beobachtung.

Von den gefallenem Niederschlägen verdunstet ein Teil, ein Teil versickert in die Erde und bildet dort mit dem im Erdboden niedergeschlagenen Wasser das Grund- und Quellwasser, und ein Teil fließt oberirdisch als Oberflächenwasser den Bächen, Flüssen, Strömen, Seen und Teichen zu. Das Maß der Verdunstung ist sehr verschieden. Es hängt ab von der Bodenart, der Geländegestaltung, dem Pflanzenwuchs, der Regenstärke, der Temperatur und der Luftbewegung.

Der Verlust durch Verdunstung und Aufsaugung durch Pflanzen wird im Durchschnitt etwa auf 30 % der gefallenen Niederschlagsmenge geschätzt. Ebensoviele rechnet man für Versickerung, die gleichfalls nach den Bodenarten und dem Pflanzenwuchs sehr verschieden sein kann.

Für Wasserversorgungen kommt in Betracht das Oberflächenwasser und Grund- und Quellwasser.

b) Gewinnung des Oberflächenwassers.

Das Oberflächenwasser hat schon als Niederschlag in der Luft, noch mehr aber beim Abfluß auf der Erdoberfläche Verunreinigungen aller Art, insbesondere in dichtbebauten Ortschaften aufgenommen und muß stets einer Reinigung unterworfen werden. Die Gewinnung geschieht in der Weise, daß entweder die Niederschläge unmittelbar aufgefangen und in Zisternen angesammelt werden, oder daß das Wasser den natürlichen Wasserläufen, Teichen oder Seen entnommen wird.

1. Zisternen.

Zisternen sind wasserdichte Behälter, die bei uns für Einzelniederlassungen in Betracht kommen. Für größere Versorgungsanlagen sind sie nicht geeignet. Sie werden da angelegt, wo der Boden nur sumpfiges, mooriges, salziges oder brackiges Wasser enthält, oder wo felsiger Untergrund die Anlage von Brunnen unmöglich macht, oder wo das Wasser in zerklüftetem oder Geröllboden in unerreichbare Tiefen versinkt. Die Menge des von den Dächern, gepflasterten Höfen oder sonstigen undurchlässig hergestellten Flächen gesammelten Wassers ist sehr bedeutend und beträgt im Jahre von 1 qm 300—600 l.

Soll das Wasser als Trinkwasser verwendet werden, so ist eine sorgfältige Reinigung durch Filtration vorzusehen. Das beste Wasser geben Zisternen, die ganz mit Sand oder Kiesgefüllt sind, doch ist deren Fassungsraum, der nur dem Porengehalt der Füllmasse entspricht, erheblich geringer, die Anlage also teurer. Diesen Nachteil ver-

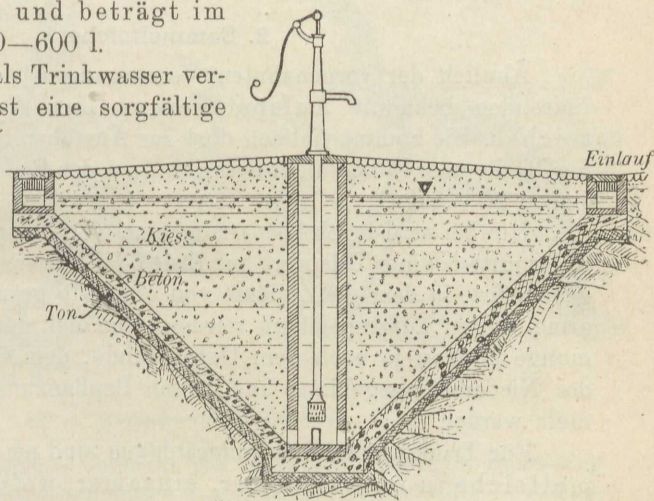


Abb. 4. Filterzisterne.

meiden die amerikanischen Zisternen, bei denen das durchbrochene Saugrohr in einem wenig Raum beanspruchenden, auswechselbaren senkrechten Filterkorb, ähnlich dem auf S. 28, Abb. 31 beschriebenen, eingebettet ist, so daß auch hierbei eine Filtration des Wassers stattfindet.

Zisternen werden aus wasserdichtem Mauerwerk oder Beton auf Tonschlag hergestellt und wasserdicht abgedeckt, überwölbt oder bei Pflasterung mit Fugenverguß gedichtet. Ihre Größe wird so bemessen, daß der gesamte für die längsten regenlosen Zeiten erforderliche Bedarf aufgesammelt

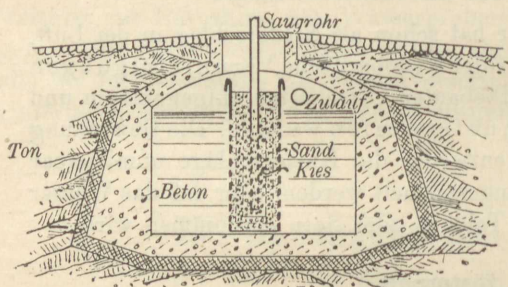


Abb. 5. Amerikanische Zisterne.

werden kann. Bei Filterzisternen ist der als Fassungsraum verbleibende Porengehalt der Sand- oder Kiesfüllung durch Versuche über die Porosität des Füllmaterials festzustellen. Man wiegt davon eine bestimmte Menge zuerst im erdfeuchten, sodann im nassen Zustande ab und berechnet

aus der Differenz beider Gewichte die Größe der Zwischenräume, wobei dem Gewicht von 1 kg der Inhalt von 1 l entspricht.

Werden die Auffangflächen sauber gehalten, Verunreinigungen sorgsam ausgeschlossen und die Niederschläge filtriert, so vermag das aus gutangelegten, sorgfältig unterhaltenen, sauberen Zisternen geschöpfte Wasser wohl zu befriedigen, wenn es auch den Wohlgeschmack von Grundwasser nicht erreicht.

2. Sammelteiche.

Ähnlich der vorgenannten Versorgung ist die bereits seit Jahrtausenden bekannte Aufspeicherung des Wassers in Sammelteichen. Sie kommt vielfach dort zur Ausführung, wo das Wasser kleiner Bäche oder Flüsse nicht ausreicht, um den Bedarf in trockenen Zeiten sicher zu decken.

Hierbei wird durch Absperrung eines von Wasserläufen durchzogenen Tales mittels einer Talsperre aus Erde oder Mauerwerk ein Sammelbecken geschaffen, in dem die Zuflüsse von oberhalb gesammelt und für regenarme Zeiten aufgespeichert werden. Von der gesamten Niederschlagsmenge können je nach dem Untergrunde, dem Gefälle und der Größe des Niederschlagsgebietes und dessen Bepflanzung 30—90% aufgesammelt werden.

Für Trinkwasserversorgungsanlagen sind am besten geeignet Sammelteiche in unbesiedelter, einsamer, waldiger, bergiger Gegend mit hohen festen Talwänden und undurchlässigem, nicht

zerklüftetem Untergrunde. Einzelne unreine Zuflüsse können durch Seitengräben abgefangen, längs des Teichrandes am Talhang entlang nach unterhalb abgeleitet und so vom Sammelteich ferngehalten werden. Für die Talsperre ist eine möglichst enge Stelle des Tales auszuwählen, wo eine sichere Gründung des Bauwerkes ausführbar und der Untergrund geeignet ist, die Pressungen des Wassers und der Sperre auf die Dauer zu ertragen.

Talsperren sind Bauwerke, auf welche gewaltige Kräfte einwirken, und groß ist die Zahl der Anlagen, welche dem nicht standgehalten haben, sondern zerstört wurden, wodurch Tausende von Menschen ihr Leben und viele ihr Hab und Gut verloren haben. Talsperren bedürfen daher sorgsamster Wartung, Unterhaltung und Überwachung.

Sperrmauern werden aus Beton oder Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Mörtel mit äußerster Sorgfalt hergestellt. Die Grundrißform ist stets bogenförmig, mit der hohlen Seite talwärts gerichtet, so daß etwaige durch Wärmeschwankungen entstandene Risse durch den Wasserdruck wieder geschlossen werden. Die Mauerkrone ist mindestens 1 m über den höchsten Wasserstand hochzuführen.

Ist felsiger Untergrund nicht vorhanden, so müssen Erd-dämme aufgeführt werden. Jede Talsperre erhält einen selbsttätigen Flutauslaß, der so zu bemessen ist, daß bei gefülltem Becken ein heftiger Niederschlag aus dem gesamten Entwässerungsgebiet vollständig abgeführt werden kann, außerdem noch einen Grundablaß zur Leerung des Beckens und die Abflußleitung.

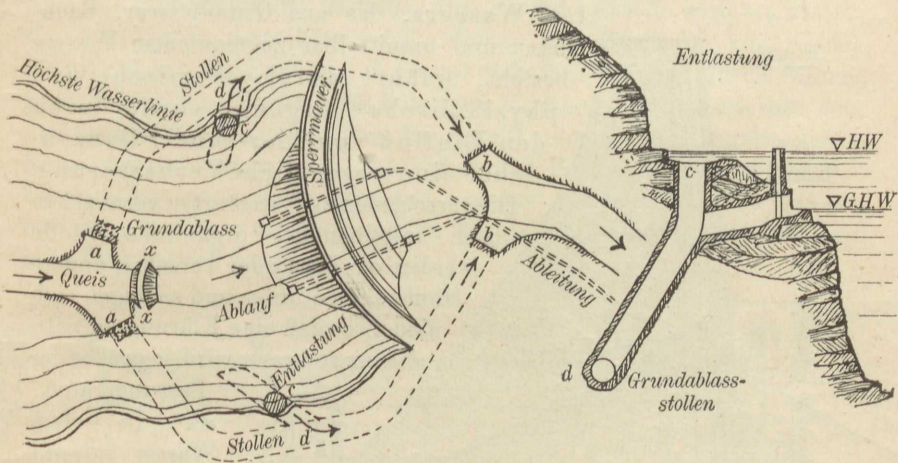


Abb. 6. Queistalsperre bei Marklissa.

Bei der Queistalsperre oberhalb von Marklissa findet die Entlastung durch zwei teilweise mit Blechplatten ausgepanzerte Stollen statt — Abb. 6, *cdb*, — die im festen Fels der Talhänge die Sperrmauer umgehen und auch

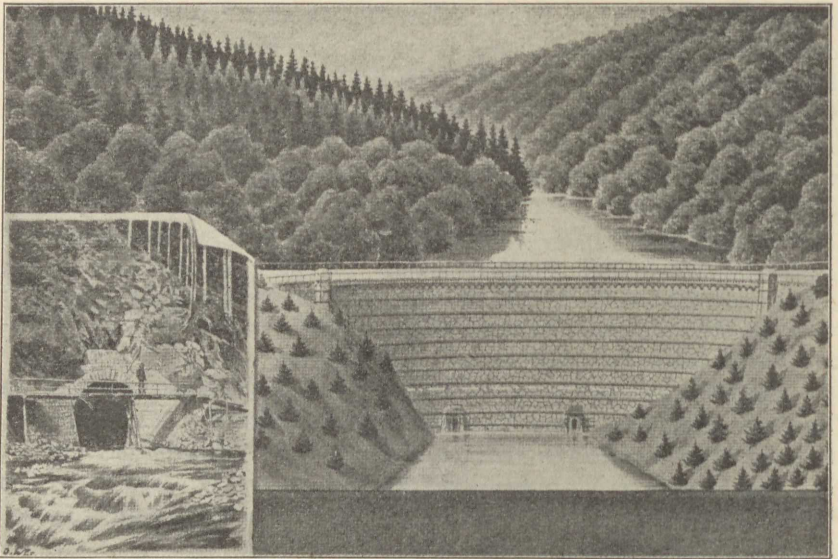


Abb. 7. Ansicht gegen die Talsperre und Stollenausmündung.

als Grundablaß — *adb* — zum völligen Entleeren des Beckens benutzt werden können. Während des Baues der Sperrmauer dienten die Stollen *ab* zum Abfluß des Queiswassers, das durch die kleine Sperre *x* aufgestaut und von der Baustelle ferngehalten wurde.

Die Beschaffenheit des durch Talsperren aufgespeicherten Wassers, das aus Grundwasser, Bachwasser und unmittelbar zugelaufenem Wasser besteht, erfährt durch chemische und physikalische Vorgänge sowie durch den Einfluß von Tier- und Pflanzenleben eine wesentliche Verbesserung. Die verschiedenen Wasserarten vermischen sich miteinander, organische Stoffe werden oxydiert oder verzehrt, andere Stoffe sinken unter und schlagen sich nieder, so daß eine Klärung eintritt, die um so besser wird, je größer der

Fassungsraum ist. In tiefem Wasser nimmt der Bakteriengehalt nach unten sehr stark ab, das Wasser bleibt

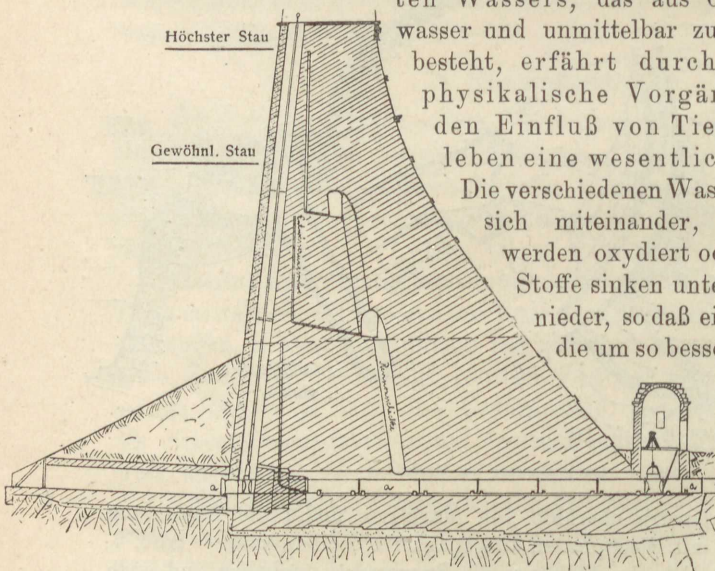


Abb. 8. Querschnitt der Sperrmauer.

frisch und ist klar und wohlschmeckend. Wasser aus gut angelegten, günstig gelegenen, vor Verunreinigungen geschützten, sorgfältig überwachten, tiefen Sammelteichen kann daher ohne weiteres als Trinkwasser verwendet werden. Sind aber Verunreinigungen nicht mit Sicherheit fernzuhalten, so muß das Wasser einer künstlichen Reinigung auf Rieselwiesen oder durch Sandfilter unterzogen werden.

3. Natürliche Seen.

Wie in Sammelteichen tritt durch dieselben Ursachen auch in natürlichen Seen eine Verbesserung des Wassers ein, so daß die Abflüsse klar und rein sind und zur Wasserversorgung benutzt werden können, wenn es gelingt, Verunreinigungen fernzuhalten. Besonders wirksam ist die Klärung in tiefen Seen mit großem Inhalt. Sind aber die Ufer und das Niederschlagsgebiet stark besiedelt, so ist eine Verseuchung des Seewassers leicht möglich und dessen Verwendung als Trinkwasser nur nach vorangegangener Reinigung zulässig.

Die Schöpfstelle wird am besten entfernt von den Ufern und den Zuflüssen, in tiefem Wasser nahe dem Abflusse angelegt. Der Einlauf in die Rohrleitung soll möglichst tief, mindestens frostsicher erfolgen, also etwa 0,8 m unter Wasserspiegel und womöglich in 3—4 m Abstand vom Seegrunde entfernt. Um die Schöpfstelle wird ein kastenförmiger Umbau mit Gittern oder Sieben zur Abhaltung von Fremdkörpern angeordnet, der bei Seen mit Schiffahrtsbetrieb durch Signale kenntlich zu machen ist. Die Zuleitung wird aus schmiedeeisernen oder Stahlrohren mit Kugelgelenken hergestellt und in einer ausgebaggerten Rinne des Seebodens oder frostsicher auf Bockgerüsten verlegt. Am Lande endigt sie in einem Schachte, von dem aus das Wasser in Kanälen mittels natürlichen Gefälles oder in Saugleitungen oder Heberleitungen zum Wasserwerk gelangt.

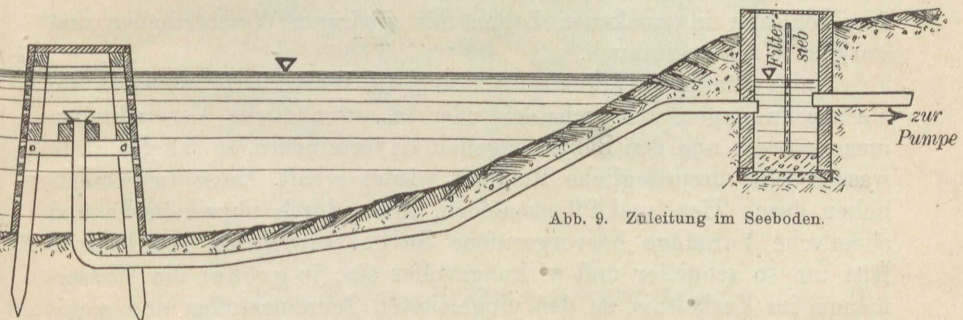


Abb. 9. Zuleitung im Seeboden.

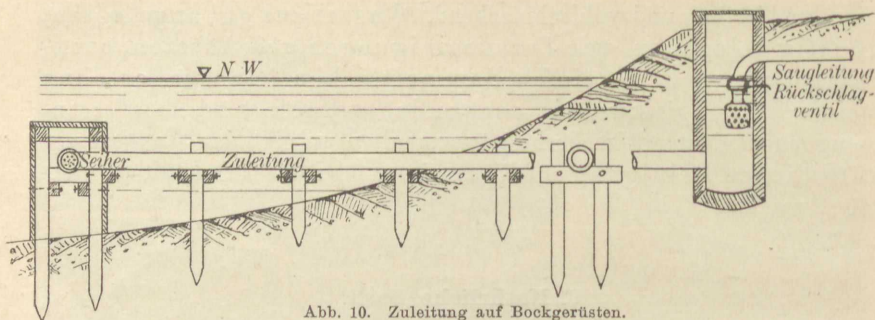


Abb. 10. Zuleitung auf Bockgerüsten.

Salziges Wasser, insbesondere Meerwasser ist zur Wasserversorgung nicht geeignet, da es von den Salzen nur durch Destillation befreit werden kann, was wegen der hohen Kosten nur bei geringem Verbräuche durchführbar wäre.

4. Flußwasserentnahme.

Die Versorgung mit Flußwasser ist die ungünstigste. Sie vermag den Anforderungen der Gesundheitslehre kaum einigermaßen zu entsprechen. Nur dann, wenn keine andere Wasserquelle zu haben ist, darf zur Verwendung von Flußwasser gegriffen werden. Im Winter ist das Wasser zu kalt, und im Sommer, wo ein frischer Trunk am meisten verlangt wird, zu warm. Es ist stets verunreinigt, insbesondere mit organischen, leicht verwesbaren Beimengungen, und häufig durchsetzt von Krankheitskeimen, die sich unter den ihnen günstigen Ernährungsbedingungen überaus stark vermehren. Namentlich sind es die Erreger von Typhus und Cholera, welche das Flußwasser leicht verseuchen, wie die Verbreitung dieser Krankheiten längs der Wasserläufe von jeher erkennen ließ.

Die Stärke der Verunreinigung hängt ab von der Abflußmenge und der Beschaffenheit des aus den gewerblichen Betrieben und aus den Ortschaften zufließenden Schmutzwassers und von der Menge und Beschaffenheit des Flußwassers. Die Verunreinigung ist daher besonders schlimm in trockenen Zeiten mit niedrigen Wasserständen und starkem Wasserverbrauch.

Unter günstigen Verhältnissen sind die Wasserläufe imstande, die Verunreinigungen auszuschcheiden oder in unschädliche Verbindungen umzuwandeln und den Bakteriengehalt zu vermindern, so daß das Flußwasser seine ursprüngliche Reinheit wieder erhält. Diese im wesentlichen durch Tier- und Pflanzenleben, sowie durch physikalische und chemische Vorgänge hervorgerufene Selbstreinigung der Flüsse tritt um so schneller und wirkungsvoller ein, je größer die Wassermenge im Verhältnis zu den eingeleiteten Schmutzstoffen und somit

deren Verdünnung ist, je reiner das Flußwasser ankommt, je rascher es fließt, je länger die durchströmte Strecke, je günstiger die Beschaffenheit des Flußbettes und je größer die Wassertiefe ist.

Am besten ist das Flußwasser im Oberlauf der Flüsse und in Flußstrecken, deren Niederschlagsgebiet schwach besiedeltes Heide-, Wald- oder Wiesenland ist. In tiefen schnellfließenden Gewässern sind die Verunreinigungen geringer als in seichten langsamfließenden Wasserläufen, auf der konkaven Uferstrecke ist daher das Wasser gewöhnlich besser als auf der konvexen Seite. Auch unter den günstigsten Verhältnissen ist die Verwendung von Flußwasser als Trinkwasser nur nach vorangegangener sorgsamer Reinigung zulässig.

Die Schöpfstelle ist stets oberhalb der Ortschaften und unreiner Zuflüsse zu wählen, und zwar dort, wo das Flußwasser die größte Reinheit und die stärkste Strömung besitzt. Diese Stelle ist auch dann festzuhalten, wenn sie weit im Strom oder am andern Ufer liegen und kostspielige Zuleitungen erfordern sollte, wie dies z. B. bei der Wasserversorgung der Stadt Magdeburg der Fall ist (Abb. 11).

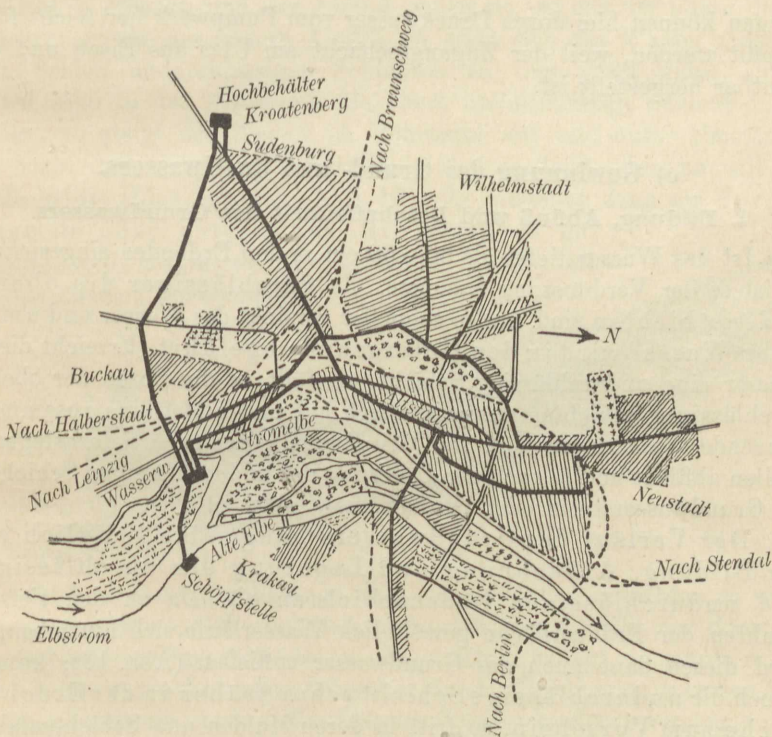


Abb. 11. Versorgung der Stadt Magdeburg mit Elbwasser.

Der größte Teil des Stadtgebietes liegt auf dem linken Ufer des Elbstromes; das Wasser ist aber auf dieser Seite infolge der dichten Besiedlung oberhalb der Schöpfstelle und der starken Verunreinigung des am linken Ufer zufließenden Saalewassers erheblich schlechter als auf der konkaven, wenig besiedelten rechten Uferseite. Infolgedessen ist nunmehr die Schöpfstelle an das rechte Elbufer verlegt und durch eine schmiedeeiserne Dükerleitung mit dem Wasserwerk auf dem linken Elbufer verbunden worden.

Die Schöpfstelle und die Zuleitung kann ebenso angeordnet werden wie die bei der Entnahme von Seewasser. In Abbildung 10 ist die

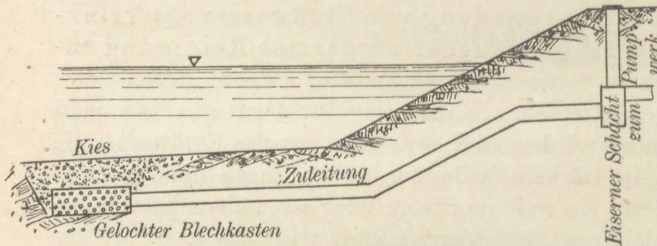


Abb. 12. Zuleitung in der Flußsohle.

Lagerung der Zuleitung auf Bockgerüsten und in Abbildung 12 in der Flußsohle dargestellt, wie sie für das Wormser Wasserwerk ausgeführt wurde. Etwaige Verunreinigungen können hier durch Druckwasser vom Pumpwerk her leicht fortgespült werden, weil der Zugangsschacht am Ufer aus Eisen und abdichtbar hergestellt ist.

c) Gewinnung des Grund- und Quellwassers.

1. Bildung, Abfluß und Beschaffenheit des Grundwassers.

Ist das Wasser tiefer als 30—60 cm in den Erdboden eingesickert, so ist es der Verdunstung entzogen. Je durchlässiger die oberen Bodenschichten sind, um so schneller versinkt das Wasser und um so mehr Wasser wird in den Untergrund abgeführt. Erreicht dieses Wasser eine undurchlässige Schicht, so füllt es die Poren der oberen durchlässigen Schichten aus, staut sich auf und bildet eine zusammenhängende Wassermasse, das sog. Grundwasser, das nach tiefergelegenen Stellen abfließt und je nach der Lagerung der undurchlässigen Schichten als Grundwasserstrom oder Grundwasserbecken auftritt.

Der Verlauf des Grundwassers hängt also lediglich von der Bildung, Ausdehnung und Lagerung der durchlässigen und undurchlässigen Bodenschichten ab. Da an den tiefsten Punkten der Erdoberfläche gewöhnlich Wasserläufe sich hinziehen, so wird diesen dann auch das Grundwasser zufließen (Abb. 13); kommt jedoch die undurchlässige Schicht schon früher an der Erdoberfläche zum Vorschein, so tritt in deren Mulden und Schichtenfalten das Grundwasser geschlossen als Quelle zutage (Abb. 14). Ein Unter-

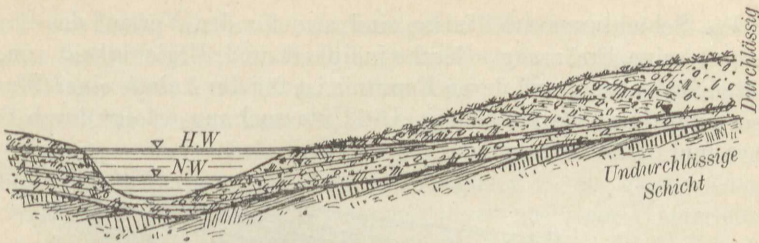


Abb. 13. Abfluß des Grundwassers.

schied zwischen Grund- und Quellwasser besteht also nicht, beide Arten sind versickerte oder verdichtete Niederschläge, die Grundwasser genannt werden, solange sie sich in der Erde befinden, und Quellwasser, sobald sie an der Erdoberfläche austreten.



Abb 14. Bildung einer Quelle.

Liegt die durchlässige, wasserführende Schicht geneigt, und wird sie im unteren Teile von einer undurchlässigen oder schwerdurchlässigen Schicht überdeckt und der Abfluß gehemmt, so daß der obere Zufluß stärker ist als der untere Abfluß, so staut sich das Wasser zwischen den beiden undurchlässigen Schichten an und gerät unter Druck. Wird dann in der Niederung die obere undurchlässige Schicht durchbohrt, so steigt das Wasser im Bohrloche auf und unter Umständen so hoch, daß es an der Erdoberfläche frei ausfließt oder gar mit Gewalt in die Höhe sprudelt (Abb. 15). Es entstehen dann die Springquellen oder artesischen Brunnen, so genannt, weil sie in der französischen Landschaft Artois vielfach vorkommen.



Abb. 15. Springquelle.

Sind mehrere durchlässige und undurchlässige Schichten so übereinander gelagert, daß eine tiefere durchlässige Schicht der Speisung durch Niederschläge entzogen ist, also trocken daliegt, so würde ein in der oberen wasserführenden Schicht stehender Brunnen nach seiner Vertiefung durch die obere undurchlässige Schicht hindurch versiegen oder an Ergiebigkeit einbüßen (Abb. 16).



Die Schichtungsverhältnisse sind also für den Verlauf des Grundwassers, seine Strömung, Geschwindigkeit und Ergiebigkeit von der größten Bedeutung, und deren Kenntnis ist für die Anlage einer Wasserversorgung durchaus notwendig. Die Untersuchung erfolgt durch Bohrlöcher und Versuchsbrunnen.

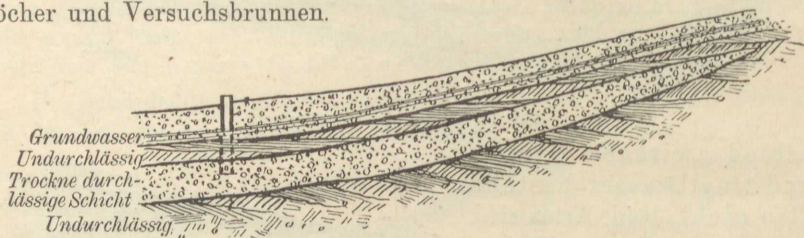


Abb. 16. Trockene Zwischenschicht

Die Grundwasserströmung wird ermittelt, indem man die Höhenlage der Wasserspiegel in den verrohrten Bohrlöchern durch Nivellement bestimmt und danach die Höhenschichtenlinien des Grundwassers im Lageplan einträgt. Senkrecht zu diesen Linien steht die Richtung der stärksten Gefälle und somit der Wasserströmung (Abb. 17).

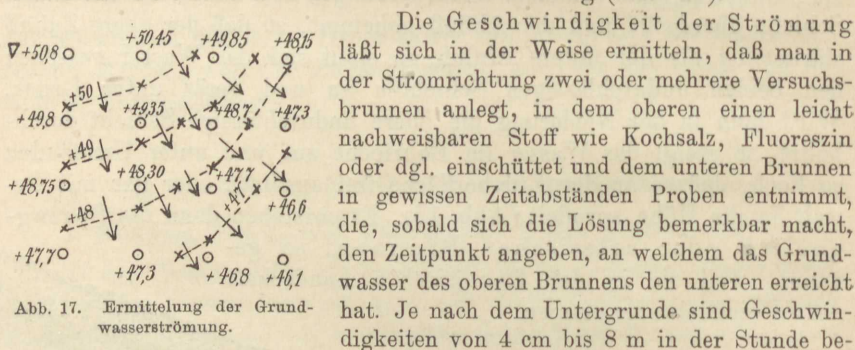


Abb. 17. Ermittlung der Grundwasserströmung.

Die Geschwindigkeit der Strömung läßt sich in der Weise ermitteln, daß man in der Stromrichtung zwei oder mehrere Versuchsbrunnen anlegt, in dem oberen einen leicht nachweisbaren Stoff wie Kochsalz, Fluoreszin oder dgl. einschüttet und dem unteren Brunnen in gewissen Zeitabständen Proben entnimmt, die, sobald sich die Lösung bemerkbar macht, den Zeitpunkt angeben, an welchem das Grundwasser des oberen Brunnen den unteren erreicht hat. Je nach dem Untergrunde sind Geschwindigkeiten von 4 cm bis 8 m in der Stunde beobachtet worden. Da aber der vom Grundwasser durchströmte Wasserquerschnitt nicht genau bekannt ist, so kann aus der Geschwindigkeit nicht ohne weiteres die Abflußmenge bestimmt werden, auf die es doch allein ankommt. Sicherer ist daher die unmittelbare Messung des Wasserzufflusses durch Probepumpen.

Die Grundwassermengen sind wie die Niederschläge starken Schwankungen unterworfen. In den Flußtälern werden die Grundwasserstände durch die Flußwasserstände beeinflusst, weiter landeinwärts allein durch die Niederschläge. Unter günstigen Verhältnissen kann allerdings auch durch Aufstau von Regenwasser und Überrieselung des Landes mit Flußwasser der Grundwasservorrat verstärkt werden. Da nach anhaltender Trockenheit viele Quellen versiegen, so sind die Untersuchungen über die Ergiebigkeit unterirdischer Zuflüsse am besten gegen Ende regenloser Sommer anzustellen. Den sichersten Anhalt über die Größe des Grundwasservorrats gewähren

Pumpversuche, die unter ungünstigsten Verhältnissen mit größter Sorgfalt längere Zeit hindurch angestellt werden müssen.

Auf den Wert zuverlässiger, über längere Zeit sich erstreckender Ergiebigkeitsmessungen kann nicht dringend genug hingewiesen werden. Besonders bei Quellwasserversorgungen kommen die meist geringen Kosten hierfür kaum in Betracht im Vergleich zu der großen Gefahr, daß eine auf unzureichende Wassermessungen gestützte Wasserleitung später nahezu wertlos werden kann. Angaben über ausgeführte Ergiebigkeitsmessungen sind deshalb unerläßlich. Bei größeren Anlagen sind zuverlässige Messungen regelmäßig, etwa 14 tägig, vorzunehmen und bei Pumpversuchen neben den Mitteilungen über Datum, Zeitdauer, Absenkung und Wassermenge auch Angaben zu machen, ob sich bei der Ergiebigkeitsbestimmung der Wasserspiegel im Beharrungszustande befunden hat, und in welcher Zeit nach Aufhören des Pumpens der frühere Wasserspiegel sich eingestellt hat.

Die Messung der Wassermengen erfolgt am besten unmittelbar, indem man mit der Uhr in der Hand die Füllzeit eines Behälters von bekanntem Inhalt beobachtet und den sekundlichen Zufluß berechnet, oder dadurch, daß man die abfließende Wassermenge durch einen Überfall schickt und die Überfallhöhe h in 1,5–2 m Entfernung vom Überfall mißt, wie die Abbildung zeigt. Die Berechnung der Abflußmenge erfolgt dann nach der Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}.$$

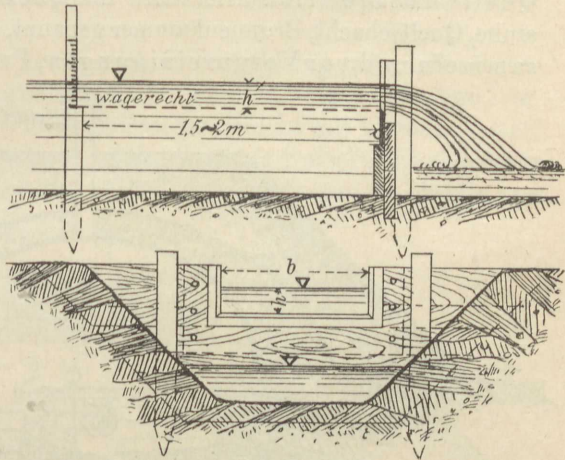


Abb. 18. Überfall zur Wassermessung.

Hierin ist Q die Wassermenge in cbm, b die Überfallbreite in m, h die beobachtete Überfallhöhe in m, g die Erdbeschleunigung = 9,81 m und μ ein von Breite und Höhe der Durchflußöffnung abhängiger Erfahrungswert, der bei der nebengezeichneten Anordnung mit zugeschärften Durchflußkanten = 0,62 gesetzt werden kann.

Erforderlich ist stets eine größere Zahl von Beobachtungen und eine jedesmalige Beobachtungszeit von mindestens 3–5 Minuten.

Grund- und Quellwasser, welches durch größere Tiefen hindurchgesickert ist, hat mancherlei Salze aufgelöst und ist daher ge-

wöhnlich härter als Oberflächenwasser. Die mitgeführten Verunreinigungen werden aber zurückgehalten und bei feindurchlässigem Boden völlig ausgeschieden, so daß Wasser, welches unter 4—5 m starken Deckschichten dahinfließt, klar, frisch und nahezu keimfrei erscheint, einen angenehmen, gleichbleibenden Wärmegrad von etwa 7—12° besitzt und gewöhnlich von bester Beschaffenheit ist.

Da aber auch hierbei durch ungünstige Umstände, z. B. durch Spalten, Klüfte, Ausschachtungen, Jauchegruben, Sickerbrunnen oder durch Überschwemmungen Verunreinigungen in den Untergrund eindringen können, so ist auch bei Grund- und Quellwasserversorgungen eine dauernde chemische und bakteriologische Untersuchung des Wassers nicht zu entbehren. Nur dadurch ist es möglich, Veränderungen im unterirdischen Wasserzufluß rechtzeitig aufzudecken und Maßnahmen gegen etwaige Verschlechterung des Wassers zu treffen.

2. Quellfassungen.

Die Entnahme des Quellwassers findet da statt, wo die Quelle zutage tritt. Hier wird die Quellfassung, auch Brunnenstube, Quellschacht, Brunnenkammer genannt, angelegt, die das Wasser sammeln und vor Verunreinigungen, Frost, Hitze und Sonnen-

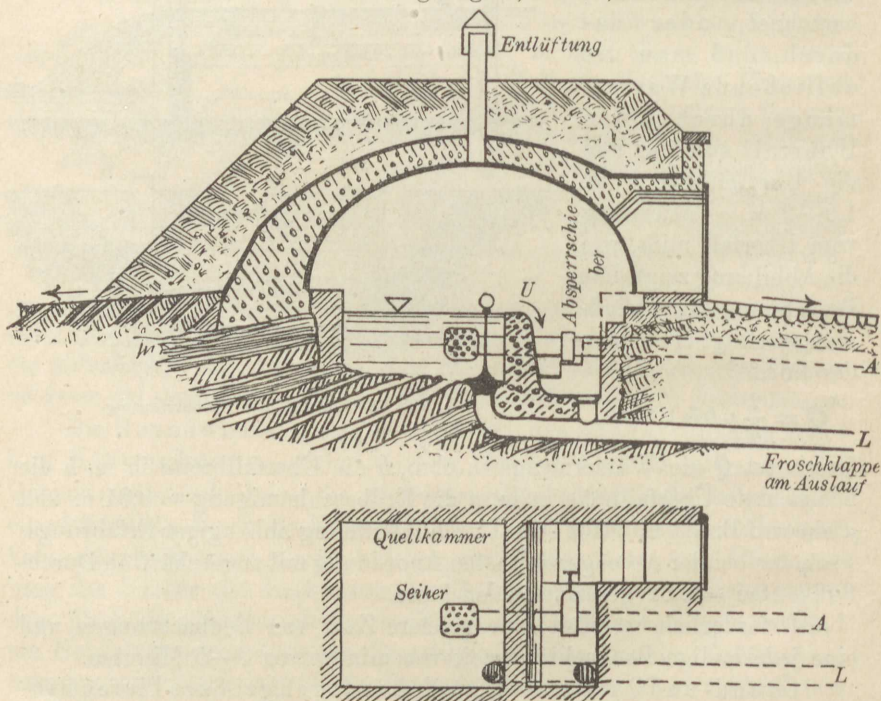


Abb. 19. Quellfassung bei aufsteigendem Wasserzufluß.

licht schützen soll. Bei ihrer Herstellung wird zunächst Erde, Schutt und Gerölle sorgsam entfernt und die Quelle womöglich bis auf die undurchlässige Schicht oder bis zu ihrem Austritt aus den natürlichen Spalten freigelegt.

Bricht die Strömung von unten hervor, so wird die Quelle von wasserdichtem Mauerwerk umschlossen und überwölbt oder überdacht (Abb. 19). Gewölbe werden stets mit Erde überdeckt. Der Sammelraum wird durch Türöffnungen oder Einsteigschächte zugänglich gemacht, die stets neben und nicht über den Wasserkammern anzuordnen sind, um Verunreinigungen zu verhüten, und mit Lüftungsrohren versehen.

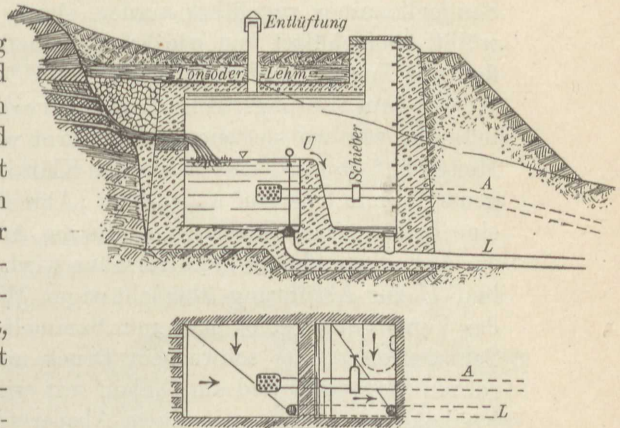


Abb. 20. Quellfassung bei seitlichem Zufluß.

Tritt die Quelle wie gewöhnlich an Bergabhängen von der Seite heraus, so wird die bergseitige Mauer mit Öffnungen versehen, der Raum zwischen Mauer und undurchlässiger Schicht mit klarem, wetterfestem Steinschlag ausgepackt und diese Packung wasserdicht abgedeckt (Abb. 20). Sind mehrere Quellen vorhanden, so faßt man sie einzeln und

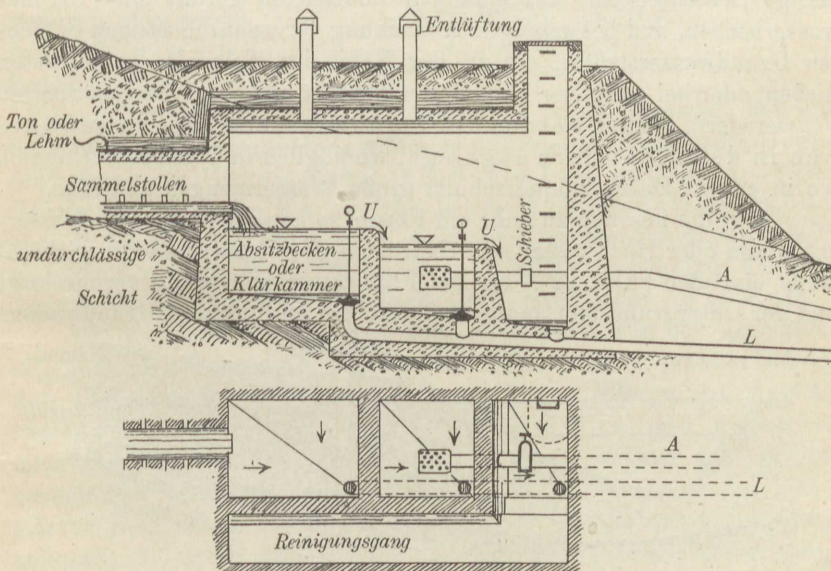


Abb. 21. Quellfassung mit Klärkammer.

leitet das Wasser in einen gemeinsamen Behälter, der bei großen Anlagen Wasserschloß genannt wird, oder man legt Sammelstollen an, durch deren zahlreiche Einstromungsöffnungen die Wassermengen der Sammelkammer zugeführt werden. Auch hier wird dieser Raum überwölbt, überschüttet und wie bei der Quelfassung für aufsteigenden Zufluß mit Zugang und Lüftung versehen (Abb. 21).

In dem Fassungsraum setzen sich eingespülte Sand- und Schlammteile ab, von wo sie zeitweise entfernt werden. Treten sie in größerer Menge auf, so wird eine besondere Klärkammer, auch Absitzbecken genannt, mit Überlauf angeordnet (Abb. 21). Jede Quelfassung erhält eine Leitung zum Entleeren *L*, die am Auslauf mit einer Froschklappe zur Abhaltung kleiner Tiere versehen wird, und einen selbsttätigen Überlauf *U* zur Abführung überschüssigen Wassers. Die Abflußleitung in das Versorgungsgebiet bzw. zum Sammelbehälter *A* wird aus Guß- oder Schmiedeeisen, bei schwachem Druck auch aus glasierten Steinzeugrohren hergestellt und am Einlauf mit einem Seiher zur Abhaltung von Fremdkörpern sowie mit einem Absperrschieber in oder außerhalb der Fassung versehen, um die ganze Anlage ausschalten zu können. Zweckmäßig ist die Anordnung selbstanzeigender Meßvorrichtungen, ähnlich denen der selbstschreibenden Pegel zur Klarstellung der Abflußverhältnisse und der Ergiebigkeit des Quellgebiets.

3. Fassung des Grundwassers.

Das Grundwasser bildet, wenn muldenförmig gelagerte undurchlässige Schichten mit durchlässigen Bodenarten gefüllt sind, Grundwasserbecken, und bei geneigter Abdachung der undurchlässigen Schichten Grundwasserströme, die in der Nähe der Talsohle am stärksten fließen, oder bei gewellter Lage dieser Schicht und eingerissenen Spalten Wasseradern. Daher werden die Grundwasserfassungen gewöhnlich in den Flußtälern angelegt, womöglich in Taleinschnürungen, wo in engem Durchflußquerschnitt große Wassermengen abfließen.

Liegt die Fassung zu nahe am Flusse, so kann bei kräftiger Wasserentnahme oder Hochwasser ein Abströmen des Flußwassers zur Schöpfstelle eintreten (Abb. 22). Ist das Flußwasser nur wenig verunreinigt und der Untergrund feinsandig, so ist die Vermischung des Grundwassers

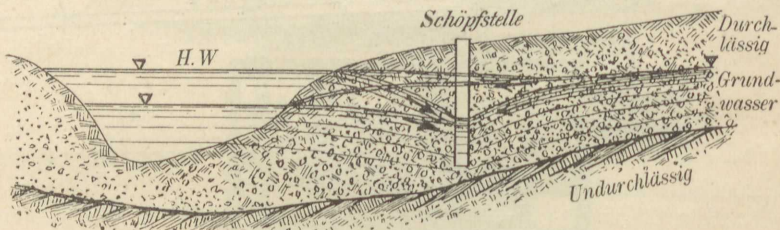


Abb. 22. Brunnen im Bereich des Flußwassers.

mit Flußwasser unbedenklich. Andernfalls muß der Schöpfbrunnen landeinwärts gerückt oder das Wasser künstlich gereinigt werden. Die Einleitung des Flußwassers in die Grundwasserentnahme zur unmittelbaren Verwendung als Trinkwasser ist unzulässig.

a) Senkrechte Fassungsanlagen.

Ist die wasserführende Schicht sehr durchlässig und fließt das Grundwasser in größerer Tiefe mit schwachem Gefälle und geringer Geschwindigkeit dahin, so sind senkrechte Fassungsanlagen am zweckmäßigsten.

Kesselbrunnen.

Am meisten Anwendung findet der Kesselbrunnen. Seine Lage und die erforderliche Tiefe ist durch Probebohrungen festzustellen. Der Wasserspiegel soll mindestens 4—5 m unter der Erdoberfläche liegen. Trifft dies nicht zu, so hat man durch Tieferbohren festzustellen, ob nicht nach Durchbrechung der undurchlässigen Schicht ein anderes tieferes, also keimfreies Wasser vorhanden ist.

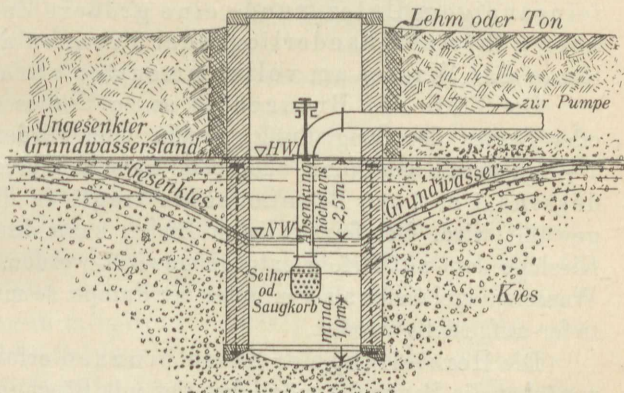


Abb. 23. Kesselbrunnen mit vollem Mantel.

Die Grundfläche des Brunnens ist so zu bemessen, daß auch bei stärkster Wasserentnahme in feinem und lehmigem Sande die Durchflußgeschwindigkeit durch die Sohle 1 cm und bei größerem Sande von 1—2 mm Korngröße 10 cm in der Minute nicht übersteigt. Im Durchschnitt rechnet man auf 1 qm Brunnenfläche eine Ergiebigkeit von $\frac{1}{3}$ — $\frac{2}{3}$ sl. Hausbrunnen erhalten gewöhnlich 1—1,5 m Lichtweite, Brunnen für Feuerlöschzwecke mindestens 1,5 m Weite.

Die Ergiebigkeit hängt aber nicht allein von der Grundfläche ab, sondern auch von der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht, der Eintauchtiefe und vor allem von der Absenkungstiefe des Wasserspiegels im Brunnen gegenüber dem freien Grundwasserspiegel. Je mehr Wasser dem Brunnen entnommen wird, um so tiefer sinkt hier der Wasserspiegel, um so stärker wird infolgedessen das Wasserspiegelgefälle des Grundwasserzuflusses und somit auch die Zuflußmenge selbst. Die Absenkungstiefe kann aber nicht beliebig gesteigert werden, sie ist abhängig von der

Beschaffenheit der wasserführenden Schicht und darf auch bei grobkörnigem Grunde 2,5 m nicht überschreiten (Abb. 23).

Das Entnahmegebiet eines Brunnens ist durch die Absenkungsweite begrenzt, die von der Bodenbeschaffenheit abhängt und durch Versuche festgestellt werden muß, indem man um den Brunnen herum Bohrlöcher anlegt und die Wasserspiegelsenkung bei anhaltendem Probepumpen aufmißt. Sind mehrere Brunnen notwendig, so ist diese Ermittlung und die der Strömung unbedingt geboten, damit die Brunnen so verteilt werden, daß sie einerseits sich nicht gegenseitig das Wasser entziehen, andererseits nicht größere Wassermengen ungenutzt vorbeilassen. In grobkiesigem Boden ist die Absenkungsweite größer als in feinsandigem. Daher wird bei ersterem eine geringere Zahl tieferer Brunnen in weiten Abständen, und bei feinsandigem Untergrunde eine größere Zahl weniger tiefer, aber näher aneinanderliegender Brunnen auf gegebenem Gelände das Wasser am vollkommensten abzufangen vermögen.

Die Tiefe der Brunnen ist so zu bemessen, daß der Saugkorb oder Seiher der Saugleitung, welche eine Förderhöhe von höchstens 7—8 m bewältigen kann, auch beim tiefsten Wasserspiegel noch mindestens 1 m über Brunnensohle liegt, da diese sonst leicht aufgewühlt wird. Bei feinsandigem Boden kann durch Einbringen einer Kieslage dem mit Erfolg entgegengewirkt werden. Steht der niedrigste Wasserspiegel tiefer als 7 m unter der Pumpe, so muß diese entsprechend tiefer aufgestellt werden.

Die Herstellung der Kesselbrunnen erfolgt in der Weise, daß zunächst die Baugrube möglichst tief mit Böschungen ausgehoben und auf der Sohle ein hölzerner oder eiserner Brunnenkranz oder Schling verlegt wird, auf dem der Brunnenmantel in einzelnen Absätzen, den jeweiligen Absenkungstiefen entsprechend, hochgeführt wird. Der Brunnenmantel wird in Zementmauerwerk aus Keilsteinen oder aus Betontrommeln oder Eisenringen hergestellt, deren Innenflanschen miteinander verschraubt werden. Bei gemauerten Brunnen wird die Wandstärke nach der Formel bestimmt

$$w = 0,1d + 0,1,$$

wenn w die Wandstärke und d die Lichtweite in m bezeichnet. Das Ergebnis wird auf Ziegelmaß nach oben abgerundet.

Die Senkung des Brunnenmantels erfolgt dadurch, daß der Boden im Brunnenschacht ausgebaggert, der Brunnenmantel kräftig belastet und bei feinsandigem Boden scharf gepumpt oder Druckwasser zur Lockerung der Sohle eingespritzt wird. Der Grundriß ist am besten kreisförmig, weil der Boden dem in der Mitte stehenden Bagger von allen Seiten in gleicher Weise zurutscht und die Senkung dadurch

gleichmäßiger erfolgt. Um das Brunnenmauerwerk bei ungleichem Sacken vor dem Zerreißen zu bewahren, werden eiserne Anker oder miteinander verankerte Zwischenkränze in etwa 3 m Abstand eingelegt, die wie der Sohlkranz etwa 3 cm nach außen vorstehen, um zum Schutze des Mauerwerks die Reibung zwischen diesem und dem Erdboden zu verringern (Abb. 24).

Ist die erforderliche Tiefe erreicht, so wird das obere Mauerwerk bis auf 2—3 m Tiefe mit einem 0,3—0,5 m starken Tonschlage umkleidet und der Boden um den Brunnen herum etwas aufgehöhht und mit dichtem Pflaster oder Lehm Schlag abgedeckt, um das Einsickern von Verunreinigungen zu verhindern. Der Brunnenmantel wird etwa 30 cm über Erdboden hochgeführt und wasserdicht abgedeckt.

Da bei ungleichem Boden die feineren Teilchen allmählich ausgespült werden, der Untergrund also poröser wird, der Brunnen dann an Ergiebigkeit zunimmt und klareres Wasser liefert, so muß bei allen neuen Brunnenanlagen möglichst kräftig gepumpt werden, um die feinen Sand- und Lehmteilchen aus dem Untergrunde herauszuziehen.

Ist der Untergrund sehr feinsandig, so wird der Wassereintritt nicht nur durch die offene Brunnensohle, sondern zur Erzielung größerer Ergiebigkeit auch durch den Brunnenmantel angeordnet, der dann durch Vermauern von Lochsteinen oder Drainrohren oder durch mörtelfreie, kiesgefüllte Stoßfugen durchlässig hergestellt wird (Abb. 24).

Bei sehr großen Brunnen werden auf demselben Brunnenkranz zwei konzentrische, durchbrochen hergestellte Brunnenmäntel hochgeführt. Der verbleibende Zwischenraum wird durch eingesetzte Blechzylinder in mehrere Zwischenringe geteilt,

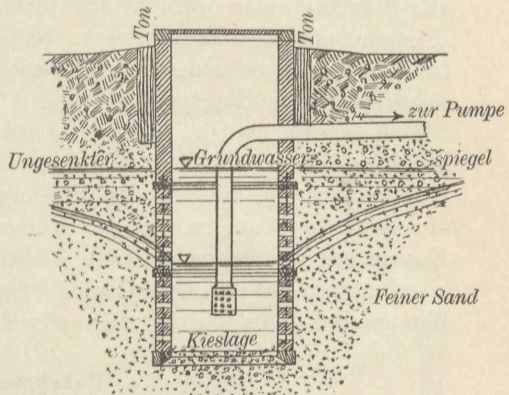


Abb. 24. Kesselbrunnen mit durchbrochenem Mantel.

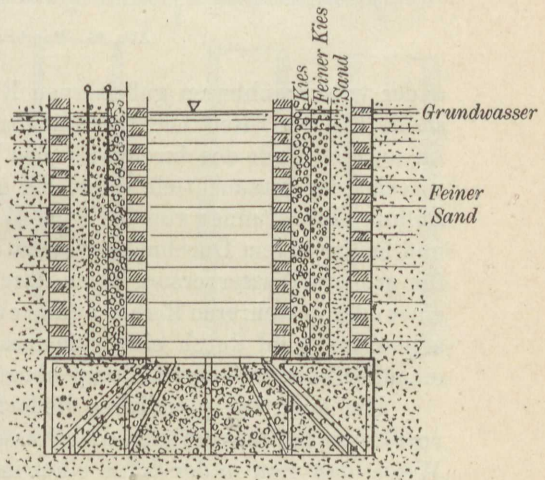


Abb. 25. Filterbrunnen.

die mit Kies verschiedener, nach innen zunehmender Korngröße gefüllt werden, der bei eintretender Verschlammung ausgewechselt werden kann. Die Blechzylinder werden mit fortschreitendem Absenken und Einbringen des Kieses hochgezogen. Es entstehen dadurch die sog. Filterbrunnen, die in neuerer Zeit, besonders als Rohrbrunnen zu ausgebreiteter Verwendung gelangt sind.

Kesselbrunnen haben den Vorzug, daß die Zuflußstelle zugänglich bleibt, so daß Verschlammungen und Störungen leicht beseitigt werden können, daß die Herstellung eine einfache ist und stets ein gewisser Wasservorrat zur Verwendung bereit steht. Da aber die Kosten mit zunehmender Tiefe übermäßig anwachsen, so ist ihre Anwendung nur auf geringere Tiefen, etwa bis zu 25 m beschränkt. Darüber hinaus sind dann Rohrbrunnen vorzuziehen.

Rohrbrunnen.

Bei geringeren Weiten werden sie aus schmiedeeisernen Rohren (Abb. 27), bei größeren Weiten aus einzelnen, durch Flanschen mitein-

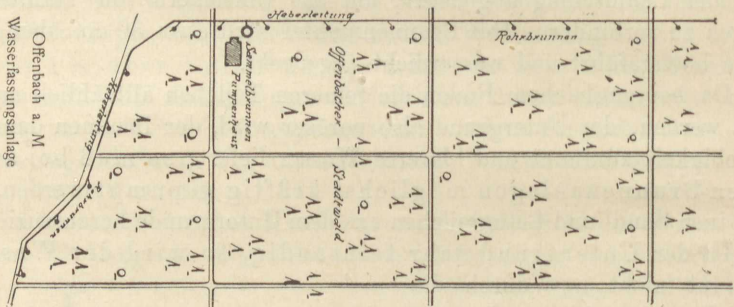


Abb. 26. Rohrbrunnenanlage.

ander verschraubbaren gußeisernen Ringstücken, sog. Tübbings, hergestellt. Die bei Eisen leicht ausführbare dichte Stellung der Öffnungen im unteren Ende des durchbrochenen Brunnenrohres ermöglicht bei entsprechender Eintauchtiefe selbst bei geringen Rohrweiten einen starken Zufluß. Rohrbrunnen von 3—8 cm Weite geben stündlich bis zu 9 cbm und bei größerem Durchmesser bis zu 40 cbm Wasser, sie sind also auch für größere Wasserversorgungen durchaus geeignet und werden dann in einer oder in mehreren Reihen senkrecht zur Grundwasserströmung angeordnet und durch eine gemeinsame Saug- bzw. Heberleitung miteinander bzw. mit einem Pumpenbrunnen verbunden.

Um auch bei plötzlichen Bedarfssteigerungen genügende Wasservorräte zu haben, verbindet man Kesselbrunnen und Rohrbrunnen in der Weise, daß man in der Sohle eines ins Grundwasser tauchenden Kesselbrunnens mehrere Rohrbrunnen bis zu großer Tiefe herabführt.

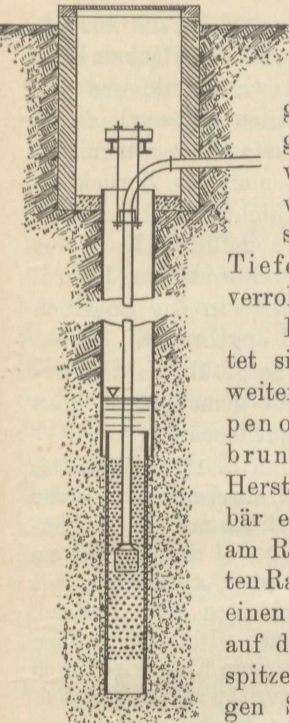


Abb. 27. Rohrbrunnen.

Schmiedeeiserne Rohrbrunnen können bis zu 6 m Tiefe eingeschraubt werden, die Rohrspitze erhält dann ein Schraubengewinde gleich dem beim Tellerbohrer verwendeten. Bei größerer Tiefe bis zu 10 m und bei Anwendung von Druckwasser zum Einspritzen bis zu 20 m werden sie eingerammt und bei hartem Boden sowie bei mehr als 8 cm Weite und größeren Tiefen gebohrt und verbohrt (Abb. 27).

Besonders verbreitet sind die 3—8 cm weiten Rammumpen oder Abessinierbrunnen, bei deren Herstellung der Rammbar entweder auf den am Rohrende befestigten Rammkopf oder auf einen im Rohrrinnen auf die massive Stahlspitze wirkenden langen Stempel schlägt. Der untere auf der Spitze sitzende Teil des

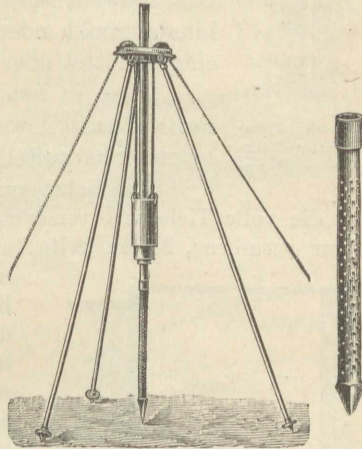


Abb. 28. Rammpumpe.

Rohres ist mit 3—6 mm weiten Löchern und Schlitzsen versehen und zum Schutz gegen Rosten verzinkt, vernickelt oder aus Kupfer hergestellt.

Beim Bohren wird die Lochwandung durch Futterrohre gesichert. Ist bei großen Tiefen wegen der starken Reibung zwischen Erdboden und Rohr ein weiteres Eindrehen und Rammen der stark belasteten Futterrohre nicht mehr zu erzielen, so wird eine neue, etwas engere Rohrfahrt, die sich in der ersten gerade noch leicht bewegen läßt, verwendet. Bei großen Tiefen entsteht dann eine allmählich sich verengende farnrohrartige Ausfütterung des Bohrloches. Sollen die Rohre wieder herausgezogen werden, so läßt man sämtliche Rohrweiten bis oben hinaufgehen (Abb. 30).

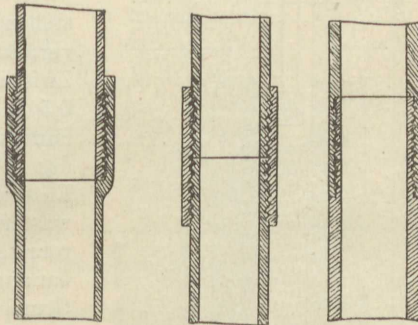


Abb. 29. Bohrröhrverbindungen.

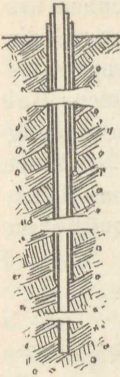


Abb. 30. Fernrohrartige Bohrlochverrohrung.

Ist der Untergrund feinsandig, so wird das durchlochte Rohr zur Abhaltung des Sandes mit einer 2—3fachen Lage kupferner oder messingener Tressengewebe umkleidet. Da sich aber diese Gewebe leicht verstopfen und auch durch Spülung mit Druckwasser von innen aus nicht immer freigemacht werden können, so wendet man zur Zurückhaltung des Sandes am besten Filterschichten aus Kies an. Hierbei wird entweder ein mit Kies gefüllter Korb aus Drahtgewebe bis zur Sohle des durchbrochenen Rohres hinabgesenkt oder der Kies lagenweise in das Bohrloch eingeschüttet oder das Filter stehend angeordnet.

Diese in neuerer Zeit vielfach ausgeführten Filterrohrbrunnen werden ähnlich wie die gemauerten Filterbrunnen hergestellt und haben sich gut bewährt (Abb. 31).

Man bohrt zunächst ein Loch von etwa 1,5 m Weite bis auf die volle Tiefe und versenkt dann das mit quadratischer Lochung von 8 mm versehene, 25 cm weite kupferne Filterrohr, welches mit zwei ringförmigen Kiesschichten von 1 cm und 0,5 cm Korngröße umgeben wird, allmählich, mit dem Aufbau der Schichten fortschreitend, bis auf die Sohle hinab. Die äußere Kiesschicht von 0,5 cm starkem Korn wird durch ein verzinktes Drahtgewebe zusammengehalten und die Trennung der beiden Kiesschichten dadurch bewirkt, daß ein dünner, 1 m langer Blechzylinder zwischen beiden Kiessorten aufgestellt und mit fortschreitender Füllung entsprechend höher gezogen wird. Hat das Filterrohr mit seiner auf einer Holzplatte stehenden Kiesummantelung die Sohle des verrohrten Bohrloches erreicht, so wird der Zwischenraum zwischen dem Kiesring von 0,5 cm Korn und dem Futterrohr mit feinem Sand von 1—2 mm Korngröße verfüllt und das Bohrrohr hochgezogen. An das kupferne Filterrohr wird unterhalb des tiefsten Grundwasserspiegels das schmiedeeiserne Futterrohr (Abb. 31) oder das Saugrohr unmittelbar angeschlossen, das bei sehr tiefstehendem Grundwasser in einem Kanal zur tiefstehenden Pumpe oder als Heberleitung in den Sammelbrunnen des Pumpwerkes geführt wird.

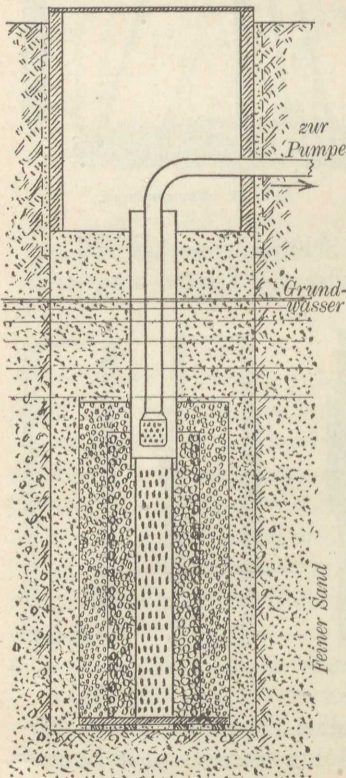


Abb. 31. Filterrohrbrunnen.

Steht die angebohrte wasserführende Schicht unter Druck, so nennt man solche

Brunnen artesische Brunnen. Infolge der heutzutage sehr vervollkommenen Tiefbohrtechnik sind derartige Brunnen in neuerer Zeit mehrfach bis zu großen Tiefen erbohrt und starke Wasservorräte erschlossen worden, doch ist der Zufluß auf die Dauer selten ausreichend und die Beurteilung der Ergiebigkeit sehr unsicher.

β) Wagerechte Fassungsanlagen.

Wagerechte oder schwach geneigte Sammelleitungen sind dann am Platze, wenn der Grundwasserstrom in geringer Tiefe und Stärke dahinfließt. Sie bieten den Vorteil, daß durch die Freilegung des Untergrundes sich die Leitung so verlegen läßt, daß der gesamte Zufluß abgefangen werden kann. Die Sammelleitungen werden nahezu parallel den Höhengschichtenlinien des Grundwasserstromes gezogen und in die undurchlässige Schicht eingeschnitten.

Bei schwachem Zufluß werden die Leitungen aus 5—8 cm weiten Drainrohren hergestellt, darüber hinaus aus glasierten, mit 8 mm weiten Schlitzen versehenen Steinzeugrohren oder Gußeisenrohren und bei nachgiebigem Untergrunde aus gelochten Schmiedeeisenrohren. Die Löcher und Schlitze sind entweder über den ganzen Umfang oder nur über die Hälfte (Abb. 33) oder sogar nur über ein Drittel desselben verteilt, um das Wasser,

falls es nur von einer Seite zufließt, vollständiger abzufassen. Bei sehr starkem Zufluß verwendet man gemauerte oder Betonkanäle, welche an der der Grundwasserströmung zugekehrten Seite mit Einflußöffnungen versehen sind (Abb. 34).

Die Sammelleitungen werden zur Abhaltung des feinen Sandes und Schlammes mit einer mindestens 40 cm starken, an Korngröße nach

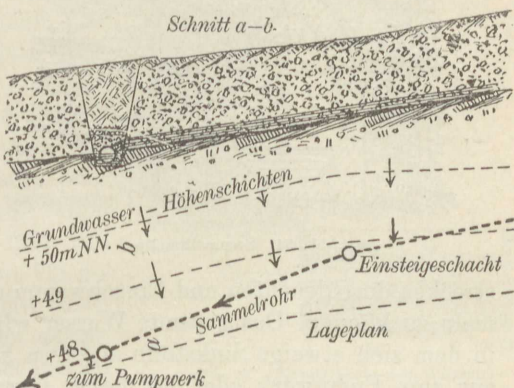


Abb. 32. Anordnung der Sammelrohre.

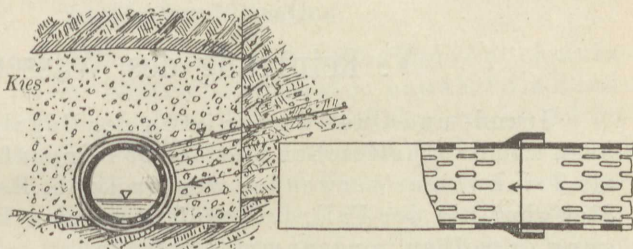


Abb. 33. Gelochte Sammelrohre.

außen zu abnehmenden Kiesschicht umschüttet und zur Verhütung des Einsickerns unreiner Zuflüsse darüber mit einem Lehm- oder Tonschlage von 30—50 cm Stärke abgedeckt.

An den Vereinigungsstellen mehrerer Leitungen, sowie in den Knickpunkten nicht begehrbarer Sammelkanäle werden Einsteigeschächte aus Beton oder Mauerwerk mit vertiefter Sohle angeordnet, um die Rohr-

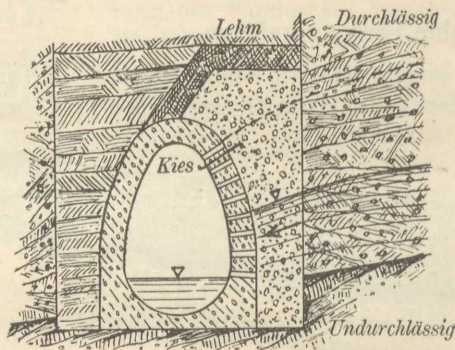


Abb. 34. Sammelkanäle.

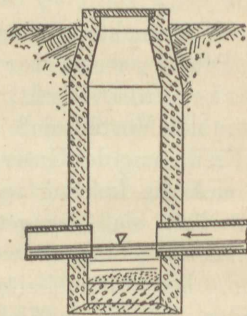


Abb. 35. Einsteigeschacht.

strecken durchleuchten und Einschwemmungen fortbürsten bzw. ansammeln zu können. Das gesamte Wasser wird in einem größeren Schacht, in dem sich etwaige Sinkstoffe absetzen können, vereinigt und von hier aus zum Pumpwerk oder bei hoher Lage unmittelbar in den Hochbehälter geleitet.

Reichen in trockenen Zeiten die Wassermengen nicht aus, so kann unter günstigen Umständen eine Verstärkung des Wasservorrates durch Überrieselung des Sammelgebietes mit Flußwasser erzielt werden.

V. Reinigung des Wassers.

Grund- und Quellwasser ist in der Regel, und Wasser aus Seen und Sammelteichen vielfach so rein, daß es ohne weiteres als Trinkwasser verwendet werden kann. Bei Flußwasser ist dies aber nie der Fall, und muß stets eine künstliche Reinigung desselben vorgenommen werden.

Im Wasser aufgelöste Stoffe lassen sich nur durch chemische Vorgänge oder Destillation herauschaffen; Meerwasser kann z. B. nur durch Destillation in Trinkwasser umgewandelt werden. Die Ausscheidung der Kalk-, Magnesia- oder anderer unbequemer und schädlicher Verbindungen ist bisher nur im kleinen, nicht aber im Wasserwerksbetriebe durchführbar gewesen; nur die Beseitigung des Eisens bereitet keine Schwierigkeiten mehr.

a) Die Enteisenung des Wassers.

Wasser mit mehr als 0,3 mg Eisen im Liter ist zur unmittelbaren Verwendung nicht geeignet. Da Eisen vielfach als gelöstes Eisenoxydul, FeO , bis zu 2—6 mg im Liter vorkommt, so ist dessen Ausscheidung notwendig.

Sie wird bewirkt, indem man das Wasser in Tropfenform verwandelt und dadurch mit viel Luft in Berührung bringt. Der Luft-sauerstoff verwandelt in kaum einer Minute das lösliche Eisenoxydul in das unlösliche Eisenoxyd, das sich in Form brauner Flocken niederschlägt und durch Kiesfilter zurückgehalten werden kann.

Die Tropfenbildung und Durchlüftung wird erzielt, indem man das Wasser durch gelochte Bleche oder Regenbrausen frei durch die Luft fallen oder über Koksstücke rieseln läßt. Ein Koksrieseler, der aus einem 1,5 bis 2,5 m weiten, 2—3 m hohen, mit faustgroßen, zackigen Koksstücken ausgepackten, aufrechtstehenden Blechkessel besteht, vermag täglich 700—1200 cbm

Wasser zu enteisen. Eine völlige Beseitigung des Eisens ist allerdings damit nicht zu erreichen; 0,1—0,3 mg im Liter bleiben meistens zurück, doch ist dieser geringe Gehalt unschädlich.

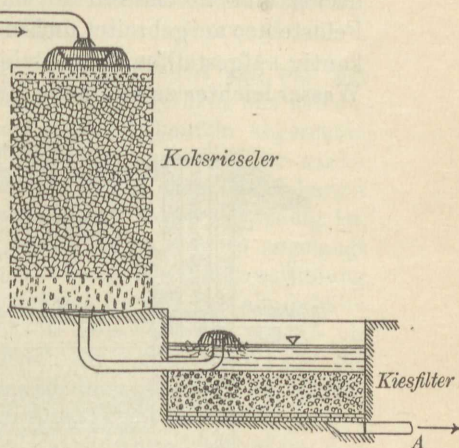


Abb. 36. Enteisenung des Wassers.

b) Die Sandfiltration.

Von allen Reinigungsanlagen zur Beseitigung von Schmutzstoffen hat sich im Großbetriebe am besten bewährt die Sandfiltration. Für die Reinigung des Wassers aus Talsperren ist mit gutem Erfolge die natürliche Bodenfiltration verwendet worden, indem man das Talsperrenwasser auf abgeschlossene, vor Verunreinigung geschützte Rieselwiesen verteilt und in Drainrohren, die in starker Sandbettung verlegt wurden, wieder gesammelt hat. Für kleinere Versorgungsanlagen werden die Filter auch aus porigen Stoffen wie Holzkohle, Knochenkohle, Koks, Kieselgur, porösen Steinen, gepreßten Sandplatten u. dgl. hergestellt.

Bei der Sandfiltration läßt man das ungereinigte Rohwasser in Ablagerungsbecken 12—36 Stunden ruhig stehen oder diese langsam mit 1—2 mm sekundlicher Geschwindigkeit durchfließen oder nach dem Verfahren von Chabal-Puech über stufenförmig angeordnete Grobfilter strömen, bringt somit die gröberen Stoffe zum Niederschlag und

filtriert dann das Wasser langsam durch eine Sandschicht hindurch, in der die feineren Teile und die Bakterien zurückgehalten werden, so daß das Wasser klar und rein und nahezu bakterienfrei aus dem Sande austritt.

Die Filterbecken werden aus Beton oder wasserdichtem Mauerwerk hergestellt und zum Schutze gegen Frost, Hitze und Verschmutzung überwölbt und mit Erde überschüttet. Auf der Filtersohle wird zunächst eine 25 cm starke Schicht aus 6—20 cm dicken gewaschenen Feldsteinen ausgebreitet und in derselben ein Netz von Kanälen aus flachkantig aufgestellten Ziegelsteinen in 3—5 m Entfernung verlegt, um das Wasser leichter zu sammeln. Hierauf kommen mehrere Lagen von Kiesel

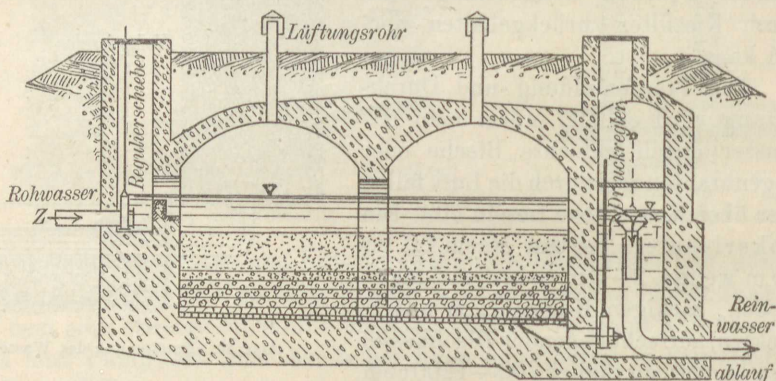


Abb. 37. Sandfilter.

und Kies, nach oben zu stetig bis zu 3 mm Korngröße abnehmend. Auf diese etwa 70 cm starken Stüttschichten, welche einen filternden Einfluß nicht ausüben, sondern nur einen gleichmäßigen Durchfluß befördern und das Wasser schneller sammeln sollen, kommt die eigentliche Filterschicht aus gleichmäßig feinem, reinem, gewaschenem Sande von 0,5 bis 1 mm Korngröße und 60—120 cm Stärke. Nur bei ganz gleichmäßiger Beschaffenheit dieser Filterlage wird eine gleichmäßige Wirkung erzielt und auf jeder Flächeneinheit bei gleichem Druck gleichartiges Wasser geliefert.

Durch die zwischen den Sandkörnern verbleibenden Poren sickert das Wasser hindurch, die Sink- und Schwebestoffe finden keinen Durchgang und werden, besonders in den oberen Schichten, zum Niederschlag gebracht. Hier bilden sie einen schleimigen Überzug, welcher die feinsten Verunreinigungen zurückhält. Daher liefert ein frisch in Betrieb genommener Filter erst dann ganz klares Wasser, wenn sich diese Filterhaut gebildet hat, was bei trübem Wasser in etwa zwei Tagen eintritt.

Allmählich wird diese Schicht immer dicker, der Wasserdurchfluß

daher schwächer und die Ergiebigkeit geringer, so daß durch Erhöhung des Wasserspiegels auf dem Filter für einen gleichbleibenden Durchfluß gesorgt werden muß. Die Druckhöhe läßt sich aber nicht beliebig steigern, weil sonst die Filterschichten an einzelnen Stellen leicht durchbrochen und Verunreinigungen mitgerissen werden können. Daher darf nach den amtlichen Vorschriften die Filtrationsgeschwindigkeit 10 cm und in Zeiten, in denen Cholera und Typhus drohen, 5 cm in der Stunde nicht überschreiten, so daß die stündliche Ergiebigkeit von 1 qm Filterfläche 50—100 l beträgt.

Hat die Druckhöhe auf dem Filter 85—80 cm erreicht und läßt der Durchfluß nach, so wird das Filter ausgeschaltet, die Filterhaut mit der angrenzenden Sandschicht etwa 3 cm stark mit breiten Schaufeln abgeschält, der Filtersand 20—30 cm aufgelockert und eingeebnet und das Filter wieder in Betrieb genommen. Durch diese Abschälung, welche beim Magdeburger Wasserwerk in Zwischenzeiten von durchschnittlich 20 Tagen notwendig ist, wird allmählich die Filterstärke vermindert, bis sie auf 30—40 cm angelangt ist. Alsdann muß nach einer mehrtägigen Durchlüftung eine Wiederauffüllung auf die ursprüngliche Sandschichtdicke vorgenommen werden. Der abgeschälte Sand wird gewaschen und wieder verwendet. In Zwischenzeiten von 15 bis 20 Jahren werden die Filter gänzlich abgebaut, die Sohle, die Wände, die Steine und Kiesel der Stützsichten werden gründlich gereinigt, gut durchlüftet, und das Filter wird von frischem aufgebaut.

Bei sorgfältigem Betriebe sind die Reinigungsergebnisse der Sandfiltration ausgezeichnete. Selbst sehr trübes Flußwasser läßt sich ohne Schwierigkeit in völlig reinen, klaren Zustand verwandeln. Im Magdeburger Wasserwerk konnte z. B. im Jahre 1907 der durchschnittliche Bakteriengehalt von 33518 Keimen in 1 cem rohen Elbwassers auf 50 Keime in 1 cem filtrierten Wassers herabgemindert werden, so daß der Forderung des Reichsgesundheitsamtes stets genügt wurde, wonach in 1 cem reinen Wassers höchstens 100 Keime enthalten sein dürfen.

Da die Feststellung des Bakteriengehaltes das einzige Mittel ist, um die Wirkung der Filtration zu überwachen, so ist die regelmäßige, alltägliche Untersuchung des aus den Filtern fließenden Wassers unbedingt geboten.

Um den Bakteriengehalt noch weiter zu vermindern, hat man in neuerer Zeit mehrfach durch Elektrizität erzeugtes Ozon durch das gereinigte Wasser hindurchgepreßt und dieses dadurch nahezu keimfrei gemacht. Gute Erfolge haben dauernd aufzuweisen die Ozonisierungsanstalten in Paderborn und Wiesbaden.

Filter, welche nur grobe Verunreinigungen zurückhalten sollen, wie die in den Enteisungsanlagen zur Abscheidung der Eisenoxydflocken bestimmten, werden aus grobem Sande von 2 mm Korngröße hergestellt und vertragen eine Filtrationsgeschwindigkeit von 1 m in der Stunde, haben also eine stündliche Ergiebigkeit von 1 cbm auf 1 qm Filterfläche.

VI. Hebung und Aufspeicherung des Wassers.

a) Pumpwerke.

Liegt die Stelle der Wassergewinnung, wie vielfach in gebirgigen Gegenden, so hoch über dem Versorgungsgebiet, daß das Wasser mittels natürlichen Gefälles bis an die höchsten Zapfstellen gelangen kann, so wird es von den Quellen unmittelbar in den Hochbehälter geleitet, andernfalls muß es durch Maschinenkraft künstlich auf die erforderliche Höhe gehoben werden.

1. Anordnung der Pumpwerke.

Der Standort und die Höhenlage der Pumpe ist so zu wählen, daß die Saughöhe möglichst gering und die Saugleitung möglichst kurz wird. Bei größeren Wasserspiegelschwankungen an der Schöpfstelle werden daher die Pumpen in wasserdichten, bis unter H. W. reichenden Räumen aufgestellt.

Das Pumpwerk ist, wenn das Wasser mit natürlichem Gefälle von der Schöpfstelle her zufließen kann, möglichst nahe an das Versorgungs-

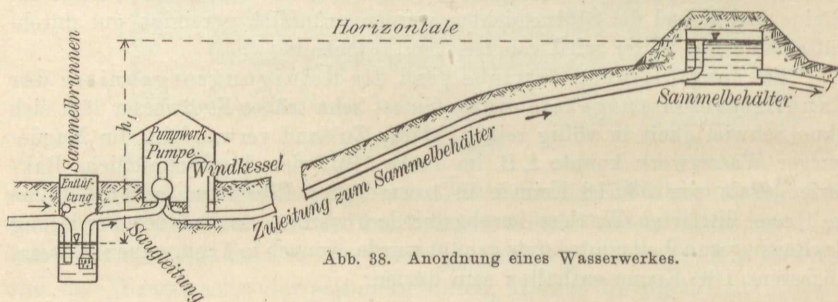


Abb. 38. Anordnung eines Wasserwerkes.

gebiet bzw. den Hochbehälter zu legen, andernfalls zur Vermeidung langer Saugleitungen dicht an die Schöpfstelle heranzurücken.

Der Platz für das Wasserwerk muß so geräumig sein, daß eine nachträgliche Vergrößerung durchführbar ist. Die Größe der Maschinenanlage ist so zu bemessen, daß sie für die nächsten 15 bis 20 Jahre ausreicht und sich ohne kostspielige oder betriebstörende Änderungen nach Bedarf vergrößern läßt. Die Gebäude sind von vornherein so groß zu wählen, daß noch eine weitere Maschine darin untergebracht werden kann.

Ist die Anlage des Pumpwerkes unmittelbar an der Schöpfstelle nicht ausführbar, so wird die Zuleitung als Gefälle- oder Heberleitung ausgeführt.

Saugleitungen müssen zur Vermeidung von Luftansammlungen zur Pumpe stetig ansteigen, Heberleitungen an den höchsten

Stellen zur Luftentfernung mit einer Luftpumpe verbunden werden. Die Saugleitung ist so zu bemessen, daß die mittlere Geschwindigkeit 0,5—0,8 m nicht überschreitet; bei größerer Saughöhe wird über dem Saugkorb oder Seiher ein Fußventil angebracht, um das Abfließen der Wassersäule zu verhindern.

Die zur Wasserhebung erforderliche Maschinenkraft ist stets auf mehrere Einzelmaschinen zu verteilen, deren Stärke so zu bemessen ist, daß jede Maschine möglichst lange mit voller Kraft arbeiten kann, da nur bei einem bestimmten Wirkungsgrade eine günstige Kraftausnutzung und somit ein billiger Betrieb zu erzielen ist. Bei kleinen Anlagen sind mindestens zwei Pumpen und zwei Maschinen anzuordnen, von denen jede imstande ist, den stärksten Bedarf zu fördern, so daß die andere Maschine stets betriebsfertig zur Aushilfe bereit steht.

Ob für ein Pumpwerk ununterbrochener Betrieb oder nur Tagesbetrieb vorteilhafter ist, muß durch Vergleiche zwischen Anlage- und Betriebskosten festgestellt werden. Bei zeitweisem Betriebe werden stärkere Pumpen, Maschinen und Kessel, größere Maschinengebäude und Sammelbehälter und weitere Saug- und Druckleitungen erforderlich, da der Bedarf in kürzerer Zeit gefördert werden muß, also auf die Sekunde eine größere Leistung entfällt. Die Anlagekosten werden somit höher, die Betriebskosten aber entsprechend geringer, da an Bedienungsmannschaft gespart wird und größere Maschinen verhältnismäßig billiger arbeiten als kleinere. Auch kann durch Verlängerung der Betriebszeit eine Verstärkung der Tagesförderung erzielt werden, die sich bei ununterbrochen arbeitenden Werken nur durch Vergrößerung der Maschinenanlage ermöglichen läßt.

2. Einrichtung der Pumpwerke.

Zum Antrieb der Pumpen werden Dampfmaschinen, Gasmotoren, Elektromotoren und seltener Wind- oder Wassermotoren benutzt. Die Wahl der Betriebsmaschine wird bestimmt durch die Höhe der Anlage- und Betriebskosten, die von örtlichen Verhältnissen abhängen.

Dampfmaschinen arbeiten sehr sicher, beanspruchen aber mehr Platz für Maschinen- und Kesselhaus und stärkere Bedienungsmannschaft. 1 P. S. Stunde erfordert bei großen Maschinen von über 100 P. S. Leistung etwa 0,5—1 kg, bei mittleren Maschinen von 25 bis 100 P. S. Leistung 1—2,5 kg und bei kleineren Maschinen 2,5—4 kg guter Steinkohle. Der Gesamtverlust an Arbeit in Maschine und Pumpe wird bei guter Ausführung bis auf 25% herabgedrückt. Das Maschinen- und Kesselhaus muß hell, trocken, gut lüftbar und geräumig angelegt werden, um eine sorgsame Wartung und ausreichende Betriebssicherheit zu ermöglichen.

Gas- und Elektromotoren sind in kürzester Zeit betriebsfertig und daher für unterbrochenen Betrieb sehr zweckmäßig. Sie erfordern weniger Raum als Dampfmaschinen und niedrigere Anlagekosten.

Wasserkräfte und Wind werden seltener zum Antrieb von Wasserwerkspumpen verwendet, weil gerade in heißen Zeiten mit starkem Wasserverbrauch das erforderliche Betriebswasser mangelt bzw. Windstille herrscht. In jedem Falle sind dann Aushilfsmaschinen vorzusehen, die durch Elektrizität oder Gas, Spiritus, Benzin, Petroleum u. dgl. Kohlenwasserstoffe gespeist werden. Wasserkräfte werden in Wasserrädern, Turbinen und Wassersäulenmaschinen nutzbar gemacht. Für kleinere Anlagen in gebirgigen, wasserreichen Gegenden finden vielfach Verwendung die hydraulischen Widder oder Stoßheber, die das Wasser auf große Höhen fördern, bei reiner Wasserbeschaffenheit fast gar keiner Wartung bedürfen, aber viel Triebwasser verlangen.

Als Pumpen kommen zur Verwendung Kreiselpumpen und Saug- und Druckpumpen. Kreiselpumpen sind billig, leicht, wenig empfindlich, schnell zu reinigen und aufzustellen und gut zugänglich, sie beanspruchen wenig Platz, laufen gleichmäßig und arbeiten bei geringen Saughöhen von 4—6 m und bei Druckhöhen von 8—10 m mit 60—70% Nutzleistung.

Die Saug- und Druckpumpen sind gewöhnlich mit den Antriebsmaschinen unmittelbar gekuppelt und nehmen viel Platz ein, sie sind entweder einfach wirkende oder einfach saugende und doppelt drückende oder doppelt wirkende mit 85% und mehr Nutzleistung. Bei kleinen Druckhöhen erhalten die Pumpen Scheibenkolben, bei größeren Tauchkolben (Plunger). Für größere Fördermengen von 15—20 sl an sind schnellaufende Kolbenpumpen mit 40—60 Hub in der Minute zurzeit sehr beliebt.

Pulsometer oder Dampfwasserheber sind einfach aufzustellen und wirken sicher; sie verbrauchen aber viel Dampf und erwärmen das Wasser, so daß sie nur bei Probepumpversuchen, zur Versorgung von Eisenbahnstationen, Badeanstalten, gewerblichen Anlagen und zur Entwässerung von Baugruben Verwendung finden.

3. Berechnung der Maschinenstärke.

Die Maschinenstärke hängt ab von der sekundlichen Fördermenge und der Förderhöhe, welche dem senkrechten Höhenabstande zwischen dem niedrigsten Wasserstande an der Saugleitung der Pumpe und dem höchsten Wasserstande am Ausfluß der Druckleitung im Sammelbehälter entspricht. Zu dieser geometrischen Förderhöhe h_1 , s. Abb. 38, tritt noch der Druckhöhenverlust h_2 hinzu, den die Ma-

schine zur Überwindung der Reibungs- und sonstigen Bewegungswiderstände, die das Wasser beim Durchfluß an den Wänden der Rohrleitung erfährt, aufzuwenden hat, und der berechnet wird nach der Formel von Darcy

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

Hierin bedeutet d die Lichtweite und l die Länge der Leitung, v die Geschwindigkeit $= \frac{Q}{F}$ und g die Erdbeschleunigung $= 9,81$, sämtliche Maße auf m bezogen.

Somit berechnet sich die von der Maschine zu bewältigende Gesamthubhöhe, die sog. manometrische Förderhöhe zu $h = h_1 + h_2$ und die von der Maschine zu leistende Arbeit $A = Q \cdot h$ in mkg, wenn die sekundliche Fördermenge Q in l bezeichnet wird. Da nun $75 \text{ mkg} = 1 \text{ P.S.}$ ist, so ergibt sich die Anzahl der Pferdestärken $n = \frac{Qh}{75}$. Wird die Nutzleistung der Pumpe und der Antriebsmaschinen zu je 85% angenommen, so muß die Anzahl der tatsächlich von der Maschine für die Förderung der Wassermenge Q aufzuwendenden Pferdestärken betragen:

$$N = \frac{Qh}{75} \cdot \frac{100}{85} \cdot \frac{100}{85}.$$

4. Die Zuleitung zu den Sammelbehältern.

Die Zuleitung des Wassers von den Quellen oder Schöpfstellen oder Pumpwerken zu den Sammelbehältern wird bei hoher Lage der Entnahmestelle als Gefälleleitung, sonst als Druckleitung angeordnet.

Gefälleleitungen werden aus Mauerwerk, Beton oder Steinzeugrohren hergestellt und in Abständen von 100–500 m mit Einsteigeschächten versehen. Sie müssen, um an Erdarbeiten zu sparen und auf gewachsenem Boden aufzuruhen, sich dem Gelände möglichst anschmiegen. Täler werden auf Aquädukten überschritten oder mittels Dükerung gekreuzt und Höhenrücken in Stollen durchbrochen, oder, falls die Steighöhe 7 m nicht überschreitet, mittels Heberleitung überstiegen.

Druckleitungen werden aus Guß- oder Schmiedeeisen bzw. Stahl, bei geringem Druck auch aus Steinzeug hergestellt und frostsicher, mit stetig ansteigendem Gefälle verlegt, welches sich zur Verminderung der Erdarbeiten möglichst der Bodengestaltung anzuschmiegen hat.

Sind Wechsel von Steigung und Gefälle nicht zu vermeiden (Abb. 39),

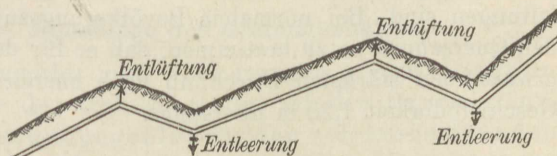


Abb. 39. Druckleitung mit Gegengefällen.

so werden in den Tiefpunkten der Gefällknicke Entleerungsschieber und in den Hochpunkten Lüftungshähne oder Hydranten eingebaut. Bei langen Strecken werden Absperrschieber, Entlüftungs- und Entleerungsvorrichtungen in Entfernungen von etwa 200 m angeordnet, um bei Rohrbrüchen ein schnelles Leerlaufen, Ausbessern und Wiederanfüllen der Leitung mit geringem Wasserverluste zu ermöglichen.

Bei langen Zuleitungen ist die Einschaltung von kleineren Zwischenbehältern und die Anordnung großer Sammelbehälter im Versorgungsgebiet notwendig, um bei Rohrbrüchen oder Betriebsstörungen den Bedarf bis zur Wiederherstellung decken zu können. Noch größere Sicherheit bietet die Anlage zweier getrennter Zuleitungen. Da aber dann die Kosten bei gleicher Leistungsfähigkeit etwa $1\frac{1}{2}$ mal so hoch sind als bei einer einzigen Leitung, so wird diese Maßnahme nur bei gefährdet liegenden und schwierig wiederherzustellenden Rohrstrecken, Dükern, Eisenbahnkreuzungen usw. durchgeführt.

Liegt die Quelle sehr hoch, so würde der Druck in den unteren Rohrstrecken unnötig stark werden. Man schaltet dann

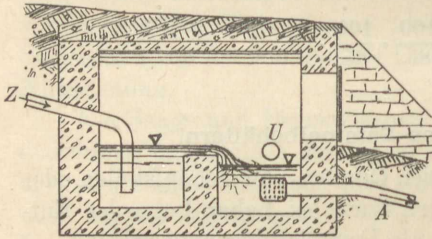


Abb. 40. Absturzkammer.

Absturzkammern ein, in denen der Zufluß von oben und der Abfluß nach unten in offenen Wasserbehältern mit freiem Wasserspiegel ausgeglichen und die Druckhöhe somit unten ermäßigt wird. Die Weite der Zuleitung ist bei ununterbrochenem Durchfluß auf den Stunden-

durchschnitt am Tage des stärksten Verbrauches zu berechnen. Bei unterbrochenem Betriebe muß die gleiche Wassermenge in entsprechend kürzerer Zeit gefördert, also eine größere Weite vorgesehen werden. Bei Berechnung der Weite ist aber zu berücksichtigen, daß sie für eine Reihe von Jahren ausreicht, ohne daß eine zweite Leitung notwendig wird oder zu große Durchflußgeschwindigkeiten eintreten, die nachteilig für Maschinen und Rohrleitungen sind. Bei normalem Bevölkerungszuwachs wird es genügen, den Querschnitt so zu bestimmen, daß er für den in etwa 40 Jahren zu erwartenden stärksten Durchfluß noch ausreicht, ohne daß dabei die Geschwindigkeit 1,25 m übersteigt.

b) Sammelbehälter.

Der Zufluß einer Quelle oder die Arbeit eines Pumpwerkes ist nicht imstande, den jeweiligen Verbrauchsschwankungen zu folgen. Es müssen daher Behälter angelegt werden, in denen zu

Zeiten schwachen Verbrauches, z. B. nachts, Wasservorräte angesammelt werden können, aus denen gezehrt wird, wenn der Bedarf stärker ist als der Zufluß, wie z. B. in den Vormittags- und Mittagsstunden oder in Brandfällen.

Diese Sammelbehälter haben außerdem den Vorteil, daß dadurch ein gleichbleibender Zufluß zur Versorgung ausreicht, mithin ein gleichmäßiger Gang des Pumpwerkes, der für den Betrieb sehr vorteilhaft ist, erzielt wird, daß ferner auch dann noch Wasservorräte verfügbar sind, wenn Beschädigungen an der Zuflußleitung oder Störungen im Pumpenbetriebe den Wasserzufluß unterbrechen, und daß endlich die Zuflußleitung und das Pumpwerk nicht auf Lieferung des stärksten, sondern nur des durchschnittlichen Stundenverbrauches am Tage des stärksten Bedarfes zu berechnen sind, also schwächer, mithin billiger ausgeführt werden können.

Fehlt der Sammelbehälter, so müssen die Maschinen sich genau dem fortwährend sich ändernden Verbrauche anschmiegen, wodurch Maschinen und Rohrleitungen leiden; und gerade dann, wenn die Höchstleistung gefordert wird, kann bei Rohrbrüchen oder Maschinenstörungen die gesamte Wasserversorgung in Frage gestellt sein.

Allerdings kann auch ein Ausgleich zwischen den Verbrauchsschwankungen und der Maschinenleistung auf andere Weise geschaffen werden, nämlich durch Standrohre oder Windkessel. Doch ist dann der Maschinenbetrieb so peinlich genau zu regeln, daß diese Anordnung nur bei sehr gleichmäßigem Wasserverbrauch befriedigt. Standrohre sind oben offene, an hohen Gebäuden aufgeführte eiserne Rohre von großem Durchmesser, in denen der Wasserspiegel durch Maschinenkraft möglichst auf gleicher Höhe gehalten werden muß. Windkessel sind geschlossene, mit der Wasserleitung verbundene eiserne Behälter, in denen die Luft durch die Pumpen derart zusammengepreßt wird, daß sie einen gleichbleibenden Druck auf das Wasser im Rohrnetz auszuüben vermag. Da aber der Maschinenbetrieb sich schwer dauernd so regeln läßt, daß der Druck im Rohrnetz annähernd gleich bleibt, verdienen Sammelbehälter stets den Vorzug.

1. Lage und Höhenlage der Sammelbehälter.

Die Wahl des Standortes muß wohl erwogen werden. Liegt der Sammelbehälter vor der Ortschaft, so ist die Druckleitung von dort in das Versorgungsgebiet für den stärksten Stunden durchfluß zu berechnen, erfordert also eine größere Weite, und jede Beschädigung an dieser Leitung würde die Wasserzufuhr in das Versorgungsgebiet völlig unterbrechen. Liegt der Sammelbehälter hinter der Ortschaft, so erhält das Druckrohr von der Quelle oder dem Pumpwerk zum Sammelbehälter eine geringere Weite, weil es für den

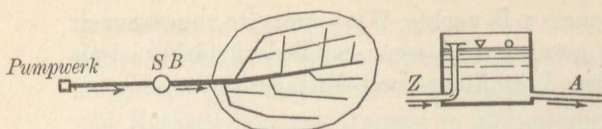


Abb. 41. Lage des Sammelbehälters vor der Ortschaft.

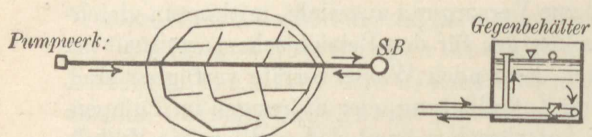


Abb. 42. Lage des Sammelbehälters hinter der Ortschaft.

durchschnittlichen Stundendurchfluß zu berechnen ist; ein Rohrbruch würde dann die Wasserabgabe nur auf einer kurzen durch Schieber abgesperrten Rohrstrecke unterbinden, weil bis zur Fertigstellung der Ausbesserung der untere Teil

des Versorgungsgebietes vom Pumpwerk und der obere Teil vom Sammelbehälter aus versorgt werden könnte. Das Hauptzuleitungsrohr zum Hochbehälter dient dann auf der Strecke durch die Stadt zugleich als Versorgungsleitung, welche bei schwacher Abgabe mit ihrem Überschuß den Behälter füllt und bei starkem Verbräuche das Wasser unmittelbar abgibt, nötigenfalls mit einem Zuschuß vom Sammelbehälter her, so daß es in frischerem Zustande verwendet wird. Die Lage des Behälters hinter der Stadt bietet demnach erhebliche Vorteile, die auch durch den Nachteil der wechselnden Bewegungsrichtung des Wassers im Hauptrohr nicht aufgehoben werden.

Am günstigsten stände der Behälter in der Mitte des Versorgungsgebietes, weil dann die Versorgungsleitungen am kürzesten und die Druckhöhenverluste am geringsten ausfallen, die Wasserabgabe mithin am schnellsten erfolgt. Da aber gerade in Stadtmittle die Bauplätze am teuersten sind, und Schönheitsrücksichten dem Bau hoher Sammelbehälter mitten im Stadtweichbild vielfach widerstreben, so finden wir die meisten derartigen Bauwerke außerhalb des eigentlichen Stadtgebietes.

Besonders bevorzugt werden zum Bau von Sammelbehältern natürliche Bodenerhebungen in oder nahe der Stadt, weil sie die Ausführung verbilligen, massive Herstellung und die Einbettung in die Erde mit Bodenüberschüttung gestatten.

Die Höhenlage der Behälter ist so zu bemessen, daß das Wasser noch mit ausreichender Geschwindigkeit aus den höchsten Zapfstellen ausfließen kann. Infolge der dadurch bedingten Lage gibt man daher den Sammelbehältern auch den Namen Hochbehälter oder Wassertürme.

Mit Rücksicht auf die Gebäudehöhen und die Reibungswiderstände bzw. Druckhöhenverluste in den Hausleitungen wird in Großstädten ein Druck von 35 m, in kleinen und mittleren Städten ein solcher von 20 bis 25 m Wassersäulenhöhe an jeder Stelle des Rohrnetzes verlangt. Soll das Wasser unmittelbar aus dem Straßenrohr ohne Spritzen zum Feuerlöschen verwendbar sein, so muß, um über 15 m hohe Häuser noch

Wasser geben zu können, eine Druckhöhe von 30 m zur Verfügung stehen, da bei 60 m Schlauchlänge an Druckhöhe im Hydranten und Schlauch etwa 15 m verbraucht werden.

Der Hochbehälter muß also so hoch aufgestellt werden, daß an jeder Stelle des Straßennetzes ein entsprechender Wasserdruck wirksam ist. Die Feststellung des Druckes erfolgt durch Manometerbeobachtung.

Treten in einem Stadtgebiet große Höhenunterschiede auf, so ordnet man zur Vermeidung unnützer Pumpenarbeit und übermäßiger Druckbeanspruchungen in den Rohrleitungen mehrere Hochbehälter verschiedener Höhenlage mit getrennten Rohrnetzen an, so daß das Versorgungsgebiet in mehrere Druckzonen zerfällt und gewissermaßen mehrere getrennte Wasserversorgungen erhält.

Da aber bei getrennten Rohrnetzen, insbesondere bei Straßen mit gemeinsamen Leitungen, leicht Irrtümer im Betriebe vorkommen und für jede Höhenzone besondere Pumpen erforderlich sind, so wird die Anlage teuer und erscheint nur dort angebracht, wo sehr große Höhenunterschiede vorhanden sind.

Die Sammelbehälter und Rohrnetze beider Zonen werden miteinander verbunden, die Verbindungsleitungen aber gewöhnlich durch Absperrschieber geschlossen gehalten. Dadurch kann bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten jeder der beiden Be-

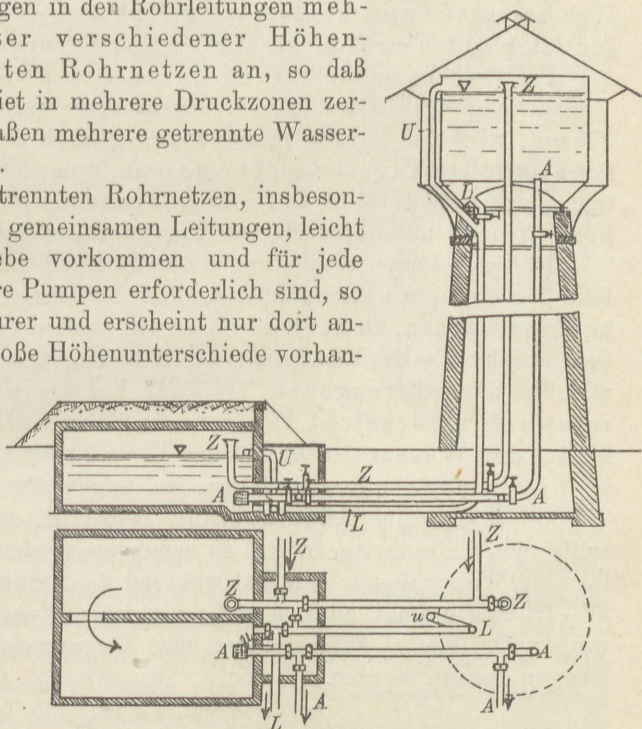


Abb. 43. Sammelbehälter für zwei Druckzonen
(nach der Görlitzer Anordnung).

jeder der beiden Behälter ausgeschaltet werden. Der untere Behälter kann dann durch den oberen gespeist werden, wenn er zu wenig Wasser hat oder seine Zuleitung unterbrochen ist, oder wenn der obere Überschuß hat oder entleert werden muß; außerdem kann in Brandfällen der hohe Druck des oberen Behälters durch Verbindung mit dem Rohrnetz der unteren Zone zur Verstärkung des Druckes in dieser Zone herangezogen werden.

2. Größe der Sammelbehälter.

Der Inhalt der Behälter ist so zu bemessen, daß die Schwankungen zwischen Zufluß und Verbrauch durch die aufgesammelte Wassermenge mit Sicherheit ausgeglichen werden können und auch beim stärksten Bedarf oder bei Unterbrechungen im Zufluß immer noch ein ausreichender Wasservorrat verfügbar bleibt.

Bei langen Zuleitungen und gleichbleibendem Zufluß, wie z. B. bei Quellwasserverwendung, wird der Fassungsraum reichlich bemessen und mindestens gleich dem durchschnittlichen, jedoch nicht über den stärksten Tagesverbrauch angenommen.

Bei der Wasserlieferung durch Pumpwerke, welche durch Verstärkung des Betriebes sich besser dem Verbrauch anschmiegen können, wird der Inhalt mindestens gleich dem halben durchschnittlichen Tagesbedarf bemessen, wenn der Betrieb nachts ruht, und gleich dem dritten Teile des durchschnittlichen Tagesverbrauches bei ununterbrochenem Pumpwerksbetriebe.

Ist durch doppelte Zuleitungen zum Sammelbehälter und durch reichlich bemessene Aushilfsmaschinen jede Störung im Wasserzufluß ausgeschlossen, so kann der Fassungsraum bis auf den doppelten stärksten Stundenverbrauch herabgemindert werden. Unter 80 cbm herunterzugehen, ist auch bei kleinen Anlagen nicht ratsam mit Rücksicht auf den für Brandfälle stets bereit zu haltenden Wasservorrat, der bei Verwendung von 2 Hydranten mit je 5 sl Leistung während 2 Stunden mindestens $2 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 60 \cdot 60 = 72000 \text{ l} = 72,0 \text{ cbm}$ betragen würde. Selbst bei sehr kleinen Anlagen sollte dieser Löschwasservorrat so bemessen werden, daß er mindestens für eine Wasserabgabe von 5 sl während 2—3 Stunden ausreicht, also 36—54 cbm umfaßt, oder es muß in anderer Weise, z. B. durch Löschweiher, Dorfteiche, Wasserlöcher usw. für ausreichende Löschwassermengen gesorgt werden.

3. Einrichtung und Ausführung der Sammelbehälter.

Bei größeren Anlagen ist die Zerlegung des Sammelbehälters in zwei getrennte, unabhängig voneinander wirkende Abteilungen zweckmäßig, um Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten ohne Störung vornehmen zu können. Bei kleinen Anlagen mit einer Kammer, die ausschaltbar einzurichten ist, werden diese schnell zu erledigenden Arbeiten zu Zeiten schwachen Verbrauches ausgeführt, während deren sämtliche Hilfsmaschinen betriebsbereit zu halten sind, und die Betriebsmaschine das Wasser durch sorgfältige Anpassung an den Verbrauch zu liefern hat, was für kurze Zeit keine Schwierigkeiten bietet. Soll aber auch hierbei stets ein ausreichender Vorrat für Feuerlöschzwecke sichergestellt

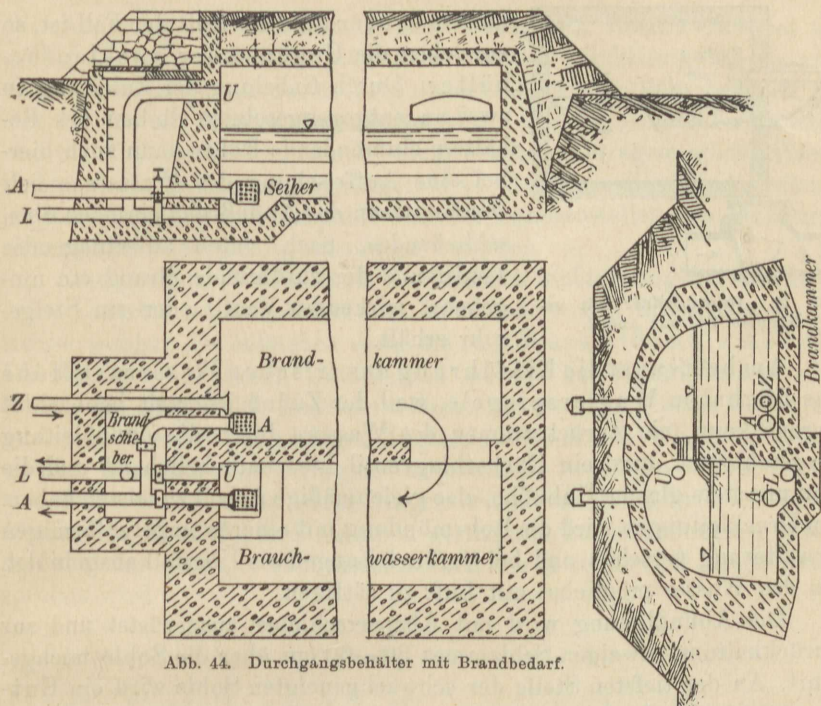


Abb. 44. Durchgangsbehälter mit Brandbedarf.

bleiben, so teilt man den Behälter in zwei Kammern, von denen die eine mit dem Brandbedarf stets gefüllt gehalten wird, um den Inhalt in Brandfällen durch Öffnen des Brandschiebers sofort verwenden zu können. Zur Verhütung des Abstehens des Wassers wird der Zufluß unten und der Abfluß in die Brauchwasserkammer oben angeordnet (Abb. 44).

Als Grundriß eignet sich am besten der Kreis und das Quadrat, weil diese Formen bei kleinstem Umfang, also geringster Wandlänge, die größte Grundfläche und somit die geringsten Kosten ergeben. Bei größeren Anlagen wird zur Erzielung eines besseren Durchströmens die rechteckige Grundrißform, nötigenfalls mit Längszwischenwänden, gewählt, weil dabei das Wasser gleichmäßig in Bewegung bleibt und sich frischer hält (Abb. 45).

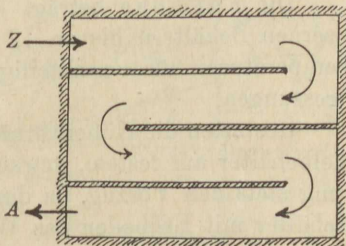


Abb. 45. Durchgangsbehälter mit Zwischenwänden.

Zu dem Zwecke wird stets die Zuleitung *Z* und die Ableitung *A* an entgegengesetzten Stellen eingeführt, es entstehen dann die sog. Durchgangsbehälter (s. Abb. 41, 43 und 44). Findet die Zu- und Ableitung durch dasselbe Rohr statt, wie es bei der Lage des Be-

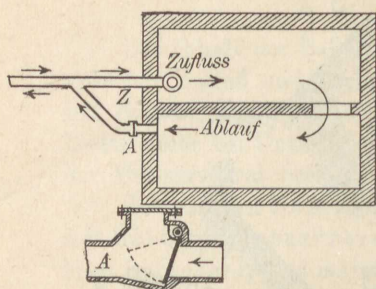


Abb. 46. Gegenbehälter mit getrenntem Zu- und Abfluß.

hälters hinter der Ortschaft der Fall ist, so entstehen die Gegen- oder Rücklaufbehälter. Durch Gabelung der Zuleitung in zwei an entgegengesetzten Stellen des Behälters einmündende Rohre kann auch hierbei eine Auffrischung des Wassers erzielt werden, wenn das Abflußrohr ein nach oben schließendes, nach unten aufschlagendes Ventil und der zuführende Strang ein umgekehrt wirkendes Ventil oder ein Steigerohr erhält.

Am besten ist die Einführung des frischen Wassers in Höhe des höchsten Wasserspiegels, weil der Zufluß jederzeit beobachtet werden kann, ein Zurückströmen des Wassers durch die Zuflußleitung ausgeschlossen, bzw. ein Rückschlagventil hier entbehrlich ist und die Pumpen stets gleiche Hubhöhe, also gleichmäßige Arbeit zu leisten haben. Bei Druckleitungen wird die Rohrmündung mit einer trompetenförmigen Erweiterung versehen und bei Gefälleleitungen als Überfall ausgebildet, um das Wasser möglichst mit Luft zu sättigen.

Die Abflußleitung wird mit Absperrschieber ausgerüstet und zur Zurückhaltung etwaigen Schlammes 30—60 cm über die Sohle hochgeführt. An der tiefsten Stelle der schwachgeneigten Sohle wird ein Entleerungsrohr *L* und in Höhe des höchsten Wasserspiegels ein Überlauf *U* angeordnet, der überschüssiges Wasser der Leerlaufleitung *L* zuführt (Abb. 44). Ferner ist für eine gute Entlüftung des Behälters zu sorgen und für Wasserstandsanzeiger, welche im Pumpwerk die Füllhöhe im Sammelbehälter angeben. Bei großen Entfernungen zwischen Pumpwerk und Behälter erfolgt diese Übermittlung auf elektrischem Wege.

Die Füllhöhe beträgt bei gemauerten Behältern 2,5—8 m, bei eisernen Behältern bis zu 12 m. Bei geringeren Füllhöhen wirken die Temperatureinflüsse nachteilig, größere Wassertiefen erzeugen zu starke Pressungen.

Gestatten die Höhenverhältnisse eines Ortes den Bau massiver Sammelbehälter auf festem, gewachsenem Boden, so verdient diese Ausführung stets den Vorzug, da durch die Überwölbung und Abdeckung der Behälter mit Erdboden das Wasser und das Mauerwerk gegen größere Temperaturschwankungen und somit das letztere vor Entstehung von Temperaturrissen geschützt wird.

Der Untergrund muß fest und tragfähig sein, da infolge der Überwölbung und Überschüttung ungleiche Bodenpressungen auftreten, die bei nachgiebigem Untergrunde gefährliche Rißbildungen veranlassen können.

Auf sorgsame wasserdichte Ausführung des Mauerwerkes ist der größte Wert zu legen. Da jedes Steinmaterial durchlässig ist, so muß die Wasserdichtigkeit durch Verputz erzielt werden. Sehr bewährt hat sich hierfür ein fetter Zementmörtel von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 0,1 Teil Kalkmilch, der 1—2 cm stark aufgetragen, glattgerieben und mit reinem Zement abgebügelt wird. Auch die Gewölbeabdeckung ist durch Bleipappe oder Asphalt wasserdicht herzustellen, um das Durchsickern von Niederschlagswasser zu verhüten.

Sind geeignete Anhöhen im Stadtbereich nicht verfügbar, so müssen hohe Unterbauten aus Mauerwerk oder Beton oder Eisenfachwerk errichtet werden. Es entstehen dann die sog. Wassertürme (s. Abb. 43). Die Behälter auf diesen Unterbauten werden aus Schmiedeeisen oder Eisenbeton hergestellt. Gußeisen widersteht zwar dem Rosten besser, erfordert aber wegen der geringen Zugfestigkeit stärkere Wandungen, also größere Gewichte und kräftigere Unterbauten. Besonders beliebt ist die vom Prof. Geheimrat Intze eingeführte Form der schmiedeeisernen Behälter (s. Abb. 43), weil sie einen geringeren Turmdurchmesser erfordert und das Auflager fast ausschließlich durch senkrechte Kräfte beansprucht wird.

VII. Verteilung des Wassers in den Straßen.

a) Anordnung des Rohrnetzes.

Von den Sammelbehältern führen Hauptdruckrohre in das Versorgungsgebiet, an welche die Nebenleitungen für die Versorgung

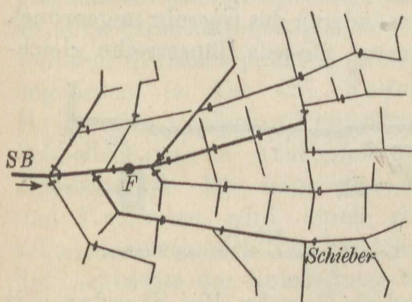


Abb. 47.
Rohrnetz nach dem Verästelungssystem.

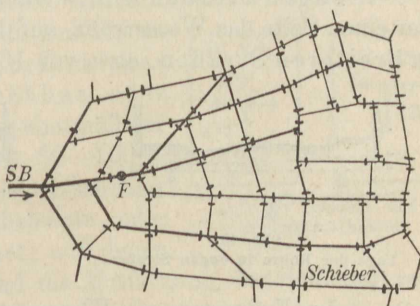


Abb. 48.
Rohrnetz nach dem Kreislaufsystem.

der einzelnen Straßen angeschlossen werden, so daß ein zusammenhängendes, das ganze Stadtgebiet durchziehendes Rohrnetz entsteht. Dieses Rohrnetz wird entweder nach dem Verästelungssystem ausgebildet, bei

welchem von einem starken Hauptrohr sich die Nebenleitungen, allmählich schwächer werdend, verzweigen wie die Äste eines Baumes, oder nach dem **Kreislaufsystem**, bei welchem ein möglichst allseitig geschlossenes Netz geschaffen wird, dessen äußerste Ausläufer miteinander durch Ringleitungen verbunden sind.

Das Verästelungssystem ist zwar billiger, aber es hat den Nachteil, daß bei jedem Rohrbruch dem gesamten Versorgungsgebiet hinter der Bruchstelle F das Wasser abgesperrt wird, was besonders bei Brandfällen unheilvoll wirken kann, daß ferner die Ausdehnung des Rohrnetzes durch einfache Verlängerung der Endstrecken nicht möglich ist, und daß endlich in den Ausläufern des Rohrnetzes bei schwachem Verbräuche das Wasser leicht absteht, wenn dem nicht durch kräftige Spülung am Rohrende abgeholfen wird. Die toten Rohrenden sind daher stets mit Entleerungsschiebern oder Hydranten zu versehen.

Das Kreislaufsystem ist zwar teurer, hat aber den großen Vorteil, daß bei einem Rohrbruch F nur die kurze, zwischen den benachbarten Absperrschiebern liegende Rohrstrecke ohne Wasser ist, und daß jede Erweiterung sich leicht ausführen läßt.

Die Hauptrohre werden in Ortschaften mit stärkeren Bodenerhebungen in den hochliegenden Straßen untergebracht und die Nebenleitungen nach den tieferen Straßen zu abgezweigt, um günstige Druckverhältnisse zu erzielen. In ebengelegenen Städten bildet man für die stärkeren Zweigleitungen eine Anzahl möglichst gleichwertiger Versorgungsgebiete, um stärkere Rohrweiten, die weniger betriebssicher sind, zu vermeiden.

In engen Straßen wird, womöglich unter den Fußwegen, auf der einen Seite das Wasserrohr, auf der anderen das Gasrohr angeordnet, in breiteren Straßen, etwa von 16 m an, für jede Häuserreihe, gleich-

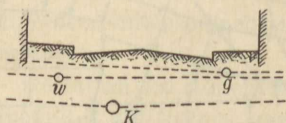


Abb. 49.

Lage der Rohre in engen Straßen.



Abb. 50.

Lage der Rohre in breiten Straßen.

falls in den Fußwegen, ein Wasser- und ein Gasrohr. Bei Straßen mit fester Pflasterunterbettung werden, wenn es irgendwie durchführbar ist, die Versorgungsleitungen in den Fußwegen untergebracht und höchstens Hauptrohre, an denen Anschlüsse bzw. Aufgrabungen seltener vorkommen, im Fahrdamm. Die in Großstädten versuchte Unterbringung sämtlicher Rohrleitungen in begehbaren Kanälen

ermöglicht eine sichere Lagerung, eine gute Überwachung, eine stete Zugänglichkeit und leicht ausführbare, nicht störende Ausbesserungs- und Abänderungsarbeiten, erfordert aber hohe Anlagekosten.

Wasserrohre müssen frostfrei, also mit mindestens 1,2 bis 1,5 m Bodenüberdeckung und stets mit Gefälle verlegt werden, um die Leitung schnell entleeren zu können. Da die Konstruktion der Absperrschieber und Hydranten allgemein für 1,5 m Bodenüberdeckung berechnet ist, so ist dieses Maß zweckmäßig als Normaltiefe für das Rohrnetz festzusetzen. Das

Rohrgefälle hat sich zur Ersparnis an Erdarbeiten dem Straßengefälle möglichst anzuschmiegen.

Um bei Rohrbrüchen die Leitungen schneller entleeren und füllen zu können, werden an allen tiefen Gefällknickpunkten sowie bei längeren Rohrstrecken an weiteren Zwischenpunkten Entleerungsschieber angeordnet, durch die das Wasser nach tieferen Kanälen abgelassen werden kann. An den hochliegenden Gefällknickpunkten werden zur Entfernung der Luft beim Füllen der Leitung und zum Ablassen sonstiger beim Durchfluß ausgeschiedener Luftansammlungen Entlüftungsventile oder Hydranten eingebaut.

Um bei Rohrbrüchen das gesperrte Versorgungsgebiet und die ausgeschalteten Rohrstrecken aufs äußerste einschränken zu können, werden an allen Straßenkreuzungen und nötigenfalls an weiteren Zwischenpunkten Absperrschieber angeordnet (s. Abb. 48). Feuerhähne oder Hydranten werden zur Vermeidung übermäßiger Schlauchlängen in Abständen von 50—100 m eingeschaltet. Die Lage der Absperrschieber und Hydranten wird durch gußeiserne oder schmiedeeiserne Schilder bezeichnet, auf denen die Lichtweite der Rohrleitung und die Entfernung der Schieber vom Schilde in seitlicher und rechtwinkliger Richtung angegeben ist.

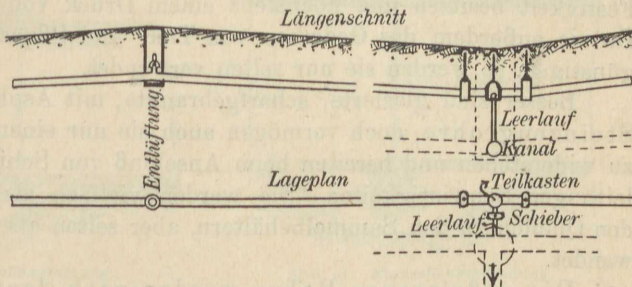


Abb. 51. Lage der Wasserrohre in der Straße.

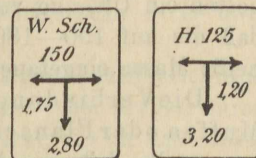


Abb. 52. Schieber- und Hydrantenschilder.

b) Ausführung der Rohrleitungen.

Die Straßenrohre werden aus Gußeisen, Schmiedeeisen, Stahl, Holz und Steinzeug hergestellt.

Holzrohre aus ausgebohrten und getränkten Fichtenstämmen gefertigt, sind wenig haltbar, da sie in der Umfangsrichtung die geringste Festigkeit besitzen und höchstens einem Druck von 2 Atm. genügen. Da sie außerdem das Gedeihen von Tier- und Pflanzenleben stark begünstigen, so werden sie nur selten verwendet.

Besser sind glasierte, scharfgebrannte, mit Asphaltkitt gedichtete Steinzeugrohre, doch vermögen auch sie nur einem geringen Druck zu widerstehen und bereiten beim Anschluß von Schiebern und Zweigleitungen Schwierigkeiten. Sie werden vielfach als Zuleitungen von den Quellen zu den Sammelbehältern, aber selten als Straßenrohre verwendet.

Die gußeisernen Rohre werden nach deutschen Normaltabellen angefertigt, deren Abmessungen so bestimmt sind, daß die Rohre einem Probedruck von 20 Atm. und einem Betriebsdruck von 10 Atm. unterworfen werden können. Für die verschiedenen häufig vorkommenden Formstücke sind besondere Bezeichnungen nach großen lateinischen Buchstaben und feststehende Abmessungen eingeführt.

Gußeisen ist billiger und rostet weniger, besitzt aber eine geringere Zugfestigkeit und erfordert stärkere Wandungen als Schmiedeeisen und Stahl. Rohrbrüche an gußeisernen Rohren kommen häufig vor und erfordern einen reichen Vorrat an Ersatzrohren und Formstücken. Bei Längsrissen werden die beschädigten Rohre oder Formstücke durch neue ersetzt, bei Querrissen genügt meistens die Dichtung der Bruchstelle durch Überschieber — U-Stücke oder Rohrschellen.

Als Rostschutzmittel hat sich für Guß- und Schmiedeeisen am besten ein Überzug von Asphalt bewährt, der dadurch hergestellt wird, daß die auf 150—180° erhitzten Rohre 15—20 Minuten lang in die heiße Masse eingetaucht werden.

Die Verbindung der Gußeisenrohre erfolgt entweder durch Muffen oder Flanschen. Die Muffenverbindung wird in der Weise hergestellt, daß man das mit einem gefetteten oder geteerten Hanfstrick mehrfach umwickelte Schwanzende des zu verlegenden Rohres in die sauber gereinigte Erweiterung — Muffe — des verlegten Rohres hineinschiebt, den Hanfstrick mittels des Strickeisens tief eintreibt, so daß nahezu die halbe Muffentiefe ausgefüllt ist, und den verbleibenden ringförmigen Zwischenraum zwischen Rohr und Muffe mit geschmolzenem Weichblei ausgießt. Der äußere Muffenkopf wird deshalb ringsherum mit weichem Ton verklebt und oben eine trichterförmige Erweiterung zum Eingießen aufgesetzt. Nachdem das Blei erkaltet ist, wird der Ton

abgenommen und das Metall mittels Meißels fest in die Muffe hineingestemmt.

Die Dichtung der Flanschen erfolgt dadurch, daß auf die vorstehenden, abgedrehten Dichtungsleisten Ringe aus Gummi, Weichblei

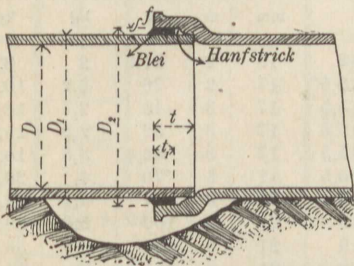


Abb. 53. Muffendichtung.

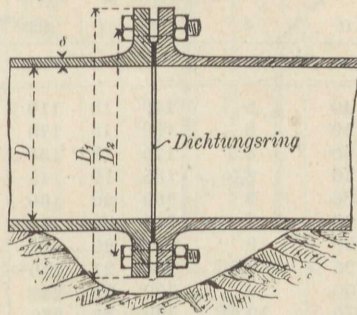


Abb. 54. Flanschenverbindung.

oder geölter Pappe aufgelegt und durch kräftiges Anziehen der Flanschenschrauben zum dichten Schluß gebracht werden.

Muffenrohre sind billiger, ihre Verbindung ist nicht so starr wie die der Flanschenrohre und ermöglicht geringe Richtungsabweichungen ohne Formstücke, doch reicht die Bleidichtung bei Rohrweiten von mehr als 500 mm für höheren Druck als 8 Atm. nicht mehr aus. Auch bereitet bei Rohrverlegungen im Grundwasser der Bleiverguß Schwierigkeiten, und ist dann die Flanschenverbindung vorzuziehen. Flanschenrohre lassen sich leicht verlegen und auseinandernehmen, und ist daher deren Verwendung zu vorübergehenden Zwecken sehr gebräuchlich. Wegen der leichten Löslichkeit der Flanschenverbindung und der dadurch bedingten schnellen Auswechselung beschädigter Teile sind Flanschenschieber auch in Muffenleitungen allgemein gebräuchlich, obgleich sie wegen der zu verwendenden Formstücke — E- oder F-Stücke — teurer werden als Muffenschieber.

Der Abschluß einer Endleitung wird bei Flanschenrohren durch aufgeschraubte Blechdeckel — Blindflanschen —, bei Muffenrohren durch eingedichtete Spunde oder Stopfen bewirkt, die an den unterhalb gelegenen Muffen mit Spannschrauben verankert werden müssen.

Deutsche Rohrnormalien.

Von dem Verein deutscher Ingenieure und von dem Verein der Gas- und Wasserfachmänner Deutschlands ist nachstehende Normaltabelle für gußeiserne Flanschen- (S. 50) und Muffenrohre (S. 52) aufgestellt worden.

Lichter Durch- messer	Normal- wandstärke für 6—7 Atmosph.	Flanschenrohre									Gewicht eines Flan- sches nebst An- schluß (rund)	Gewicht von 1 m Rohr ausschl. Flansch.
		Flan- schen- durch- messer	Flanschen- dicke	Schrau- benloch- kreis- durch- messer	Schrauben			Gewicht eines Rohres (rund)	Bau- länge			
					Anzahl	Stärke in Milli- metern	Durch- messer der Schrau- ben- löcher					
D	δ	D^1	f	D^2								
mm	mm	mm	mm	mm			mm	m	kg	kg	kg	
40	8	140	18	110	4	13	15	2	21,3	2	8,75	
50	8	160	18	125	4	15,5	17	2	26	2,2	10,58	
60	8,5	175	19	135	4	15,5	17	3	45	2,7	13,26	
70	8,5	185	19	145	4	15,5	17	3	52	2,9	15,20	
80	9	200	20	160	4	15,5	17	3	62,4	3,5	18,25	
90	9	215	20	170	4	15,5	17	3	70	4	20,30	
100	9	230	20	180	4	19	21	3	77	4,4	22,32	
125	9,5	260	21	210	4	19	21	3	100	5,6	28,94	
150	10	290	22	240	6	19	21	3	125	6,9	36,45	
175	10,5	320	22	270	6	19	21	3	151	8	44,38	
200	11	350	23	300	6	19	21	3	180	9,6	52,91	
225	11,5	370	23	320	6	19	21	3	203	9,9	61,96	
250	12	400	24	350	8	19	21	3	241	11,6	71,61	
275	12,5	425	25	375	8	19	21	3	274	12,9	82,30	
300	13	450	25	400	8	19	21	3	309	13,7	93,00	
325	13,5	490	26	435	10	22,5	25	3	351	17,2	102,87	
350	14	520	26	465	10	22,5	25	3	391	18,9	112,75	
375	14	550	27	495	10	22,5	25	3	421	21,5	124,04	
400	14,5	575	27	520	10	22,5	25	3	462	22,6	136,85	
425	14,5	600	28	545	12	22,5	25	3	491	24,5	145,16	
450	15	630	28	570	12	22,5	25	3	537	26,5	162,00	
475	15,5	655	29	600	12	22,5	25	3	582	28,6	178,80	
500	16	680	30	625	12	22,5	25	3	634	30,7	187,68	

Die Formstücke werden mit großen Buchstaben bezeichnet, und zwar bedeutet:

Ein A-Stück ein Muffenrohr mit rechtwinkeligem Flanschenabzweig,

„ B- „ „ „ „ Muffenabzweig,

„ C- „ „ „ „ spitzwinkeligem „

„ E- „ „ „ „ Flansch am Schwanzende,

„ F- „ „ Flanschen-Schwanzstück,

„ I- „ „ Muffenrohr mit scharf gebogenem Muffenende,

„ K- „ „ schlankes Bogenmuffenrohr für $R = 10 D$,

„ L- „ „ „ „ „ $R = 5 D$,

„ R- „ „ Muffenübergangsrohr,

„ T- „ „ Flanschenrohr mit rechtwinkeligem Flanschenabzweig,

„ U- „ „ einen Überschieber.

Sämtliche Formstücke über 750 mm Durchmesser gelten nicht als normale Formstücke.

Die speziellen Bezeichnungen sind den einzelnen Formstücken als Beispiel beigeschrieben. Bei den Krümmern bezeichnet die römische

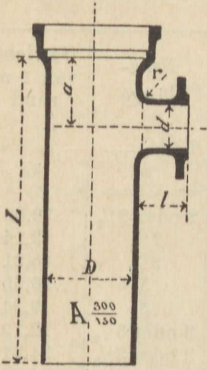


Abb. 55. A-Stück.

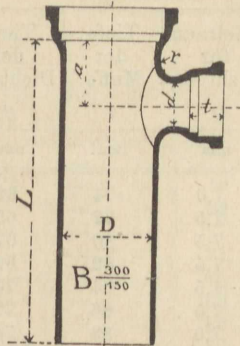


Abb. 56. B-Stück.

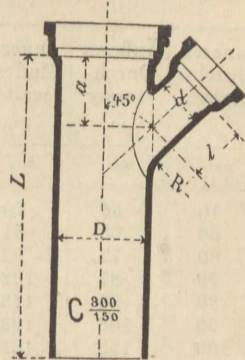


Abb. 57. C-Stück.

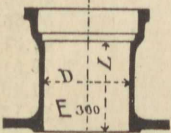


Abb. 58. E-Stück.

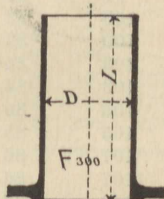


Abb. 59. F-Stück.

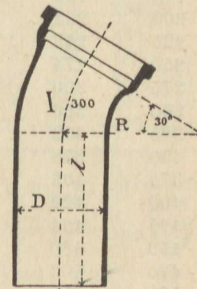


Abb. 60. I-Stück.

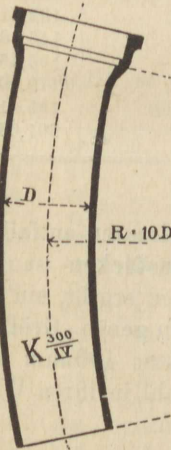


Abb. 61. K-Stück.

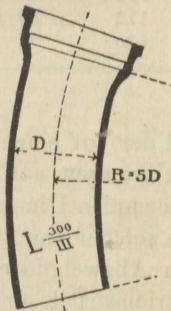


Abb. 62. L-Stück.

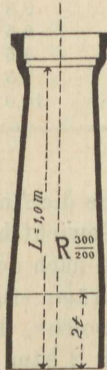


Abb. 63. R-Stück.

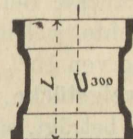


Abb. 65. U-Stück.

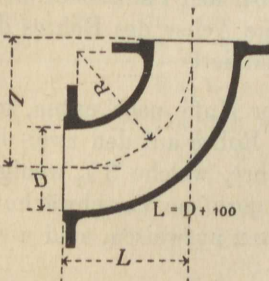


Abb. 66. Flanschenkrümmer.

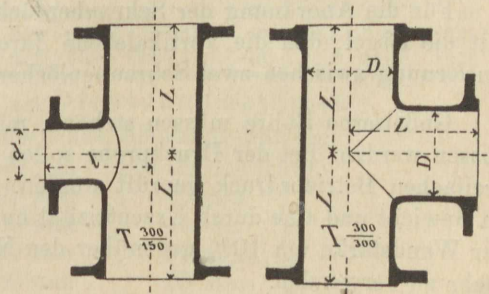


Abb. 64 u. 64a. T-Stücke.

Muffenrohre							
Innerer Durchmesser	Äußerer Durchmesser	Innere Muffenweite	Spielraum für Dichtung	Tiefe der Muffe	Tiefe der Dichtung	Nutzlänge	Gewicht von 1 m rund
D	D^1	D^2	f	t	t^1	L	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	m	kg
40	56	70	7,0	74	62	2 oder $2\frac{1}{2}$	10,09
50	66	81	7,5	77	65	$2\frac{1}{2}$	12,14
60	77	92	7,5	80	67	$2\frac{1}{2}$	15,21
70	87	102	7,5	82	69	3	16,65
80	98	113	7,5	84	70	3	19,94
90	108	123	7,5	86	72	3 oder $3\frac{1}{2}$	22,19
100	118	133	7,5	88	74	3 oder $3\frac{1}{2}$	24,41
125	144	159	7,5	91	77	} 4	31,65
150	170	185	7,5	94	79		39,74
175	196	211	7,5	97	81		48,36
200	222	238	8,0	100	83		57,66
225	248	264	8,0	100	83		67,57
250	274	291	8,5	103	84		76,51
275	300	317	8,5	103	84		87,48
300	326	343	8,5	105	85		99,13
325	352	369	8,5	105	85		111,29
350	378	395	8,5	107	86		124,13
375	403	421	9,0	107	86	}	132,61
400	429	448	9,5	110	88		146,68
425	454	473	9,5	110	88		155,46
450	480	499	9,5	112	89		170,10
475	506	525	9,5	112	89		185,41
500	532	552	10,0	115	91		201,66

Ziffer unter dem Striche die Anzahl der auf einen Quadranten entfallenden Stücke. Bei den **Gewichtsberechnungen** von **Formstücken** ist dem Gewichte, welches sich nach den normalen Dimensionen ergibt, ein Zuschlag von 15%, bei Krümmern ein solcher von 20% zu geben. **Größere Abzweigstücke**, d. h. solche, deren Abzweigdurchmesser 400 mm und mehr beträgt, sind von 2 Atm. Betriebsdruck an sowohl in ihren Wandungen als auch eventuell durch Rippen zu verstärken.

Für die Anordnung der **Schraubenlöcher** bei den Flanschenrohren gilt die Regel, daß die Vertikalebene durch die Achse des Rohres die Entfernung zwischen zwei Schraubenlöchern halbiert.

Gußeiserne Rohre müssen stehend, mit der Muffe nach unten, gegossen werden. Bei der Druckprobe sollen die Rohre auf den zwei- bis dreifachen Betriebsdruck geprüft werden. Rohre, welche 3% weniger an Gewicht und eine durch Exzentrizität hervorgerufene Verschwächung der Wandstärke um 10% gegenüber den Normen aufweisen, sind nicht mehr zu verwenden.

(Aus dem Preisverzeichnis der Gröditz Werke Lauchhammer.)

A-Stücke							B-Stücke					
d in mm							d in mm					
D	d=D	80	100	150	200	300	d=D	80	100	150	200	300
mm	Gewicht in kg						Gewicht in kg					
40	14	—	—	—	—	—	14	—	—	—	—	—
50	19	—	—	—	—	—	19	—	—	—	—	—
60	22	—	—	—	—	—	22	—	—	—	—	—
70	27	—	—	—	—	—	27	—	—	—	—	—
80	30	30	—	—	—	—	31	31	—	—	—	—
90	33	32	—	—	—	—	34	33	—	—	—	—
100	37	35	37	—	—	—	38	36	38	—	—	—
125	54	49	51	—	—	—	55	50	52	—	—	—
150	68	59	63	68	—	—	70	60	64	70	—	—
175	88	79	81	84	—	—	90	80	82	86	—	—
200	97	88	90	91	97	—	100	89	91	94	100	—
225	106	95	97	100	104	—	110	96	98	102	107	—
250	125	111	113	116	121	—	130	112	114	118	124	—
275	144	126	128	131	136	—	150	127	129	133	139	—
300	162	146	148	152	155	162	170	147	149	154	158	170
350	241	174	178	182	187	199	250	175	179	184	190	207
400	299	210	212	216	222	234	310	211	213	218	225	242

D	C-Stücke						E-Stücke	F-Stücke	U-Stücke	K-Stücke		Krümmer 90° $R = 300 + \frac{D}{2}$ kg
	d in mm									R = 10 D		
	d=D	80	100	150	200	300				Grad	kg	
mm	Gewicht in kg						kg	kg	kg		kg	
40	16	—	—	—	—	—	8	9	7	45	9	10
50	21	—	—	—	—	—	10	10	8	45	10	11
60	25	—	—	—	—	—	12	11	10	45	14	14
70	31	—	—	—	—	—	15	14	12	45	18	18
80	37	37	—	—	—	—	17	16	14	45	23	21
90	40	39	—	—	—	—	19	18	15	45	28	23
100	45	42	45	—	—	—	21	20	17	45	34	28
125	65	57	60	—	—	—	26	25	22	45	44	33
150	82	69	72	82	—	—	33	32	26	45	53	45
175	106	88	91	101	—	—	40	39	34	45	68	50
200	119	95	98	108	119	—	47	46	41	30	87	66
225	132	102	105	115	126	—	55	54	46	30	108	75
250	152	115	118	128	139	—	62	61	55	30	136	100
275	178	133	136	146	157	—	71	70	63	30	168	115
300	229	149	152	162	173	229	82	80	75	22,5	178	130
350	282	179	192	192	203	261	102	100	98	22,5	215	165
400	354	218	221	231	242	309	123	120	120	22,5	262	210

Verbrauch an Dichtungsmaterial.

Die zum Dichten erforderlichen Bleiringe erhalten

bei 40—50 mm Weite 35 mm Tiefe,

„ 75—120 mm „ 40 mm „

„ 150—200 mm „ 45 mm „

„ 220—450 mm „ 50 mm „

„ 500—600 mm „ 55 mm „

Der Verbrauch an Blei bzw. an Teerstricken beträgt:

	an Blei	an Teerstricken
bei 40 mm Weite	0,5 kg	0,05 kg,
„ 50 mm „	0,7 kg	0,07 kg,
„ 75 mm „	1,0 kg	0,09 kg,
„ 100 mm „	1,3 kg	0,14 kg,
„ 150 mm „	2,1 kg	0,20 kg,
„ 200 mm „	3,0 kg	0,32 kg,
„ 250 mm „	4,3 kg	0,39 kg,
„ 300 mm „	5,2 kg	0,48 kg,
„ 350 mm „	5,6 kg	0,55 kg,
„ 400 mm „	7,5 kg	0,80 kg,
„ 450 mm „	8,4 kg	0,90 kg,
„ 500 mm „	10,2 kg	1,00 kg.

Rohre aus Schmiedeeisen oder Stahl erhalten wegen der größeren Festigkeit geringere Wandstärken und größere Baulängen, sie haben also ein geringeres Gewicht und weniger Verbindungsstellen, so daß sie trotz des höheren Materialpreises in neuerer Zeit vielfach verwendet wurden, besonders seitdem sich herausgestellt hat, daß sie dem Rosten gut widerstehen und sich auch unter schwierigen Verhältnissen, z. B. als Dükerrohre jahrzehntelang tadellos gehalten haben.

Bei Rohrleitungen, die starken Erschütterungen und Schwankungen ausgesetzt sind, oder die in nachgiebigem oder ungleichem Boden verlegt werden müssen, sind stets schmiedeeiserne oder Stahlrohre zu verwenden.

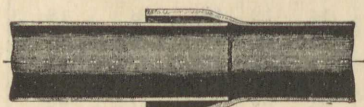


Abb. 67.

Verbindung von Mannesmannrohren.

Die Rohre größerer Weiten werden geschweißt oder genietet, die engeren gezogen oder gewalzt. Die Verbindung enger Rohre erfolgt durch Verschraubung, die weiteren Rohre werden durch Flanschenverschraubung und die nach dem Mannesmann-Walzverfahren hergestellten Stahlrohre durch Muffendichtung verbunden.

Als besondere Bauegegenstände finden sich im Rohrnetz Absperr- und Entleerungsschieber, Teilkasten, Luftventile, Hydranten oder Feuerhähne und Straßenbrunnen.

Die Schieber und das zugehörige Gehäuse werden aus Gußeisen hergestellt, die zum besseren Abschluß in keilförmigen Nuten angeordneten Dichtungsleisten, Schieberrahmen, die Schraubenspindel, die Schraubenmutter, die Stopfbüchse und die Stopfbüchsenmutter aus Rotguß bzw. Messing. Die Schraubenspindelführung der Schieber, Ventile und Hähne ist notwendig, um zur Verhütung der betriebs-

gefährlichen Wasserschläge Öffnen und Schließen der Absperrvorrichtungen allmählich stattfinden zu lassen.

Die Schraubenspindeln haben stets Linksgewinde, so daß die Drehung im Sinne des Uhrzeigers den Schluß des Schiebers hervorruft. Bei Rohrweiten bis zu 150 mm werden die Schieber gewöhnlich verfüllt und mit einer sog. Einbaugarnitur, bestehend aus Schutzrohr mit Deckel, Spindelverlängerung mit Schoner und Straßenkappen ausgerüstet (Abb. 69). Bei größeren Rohrweiten werden besondere Schieberschächte angelegt,

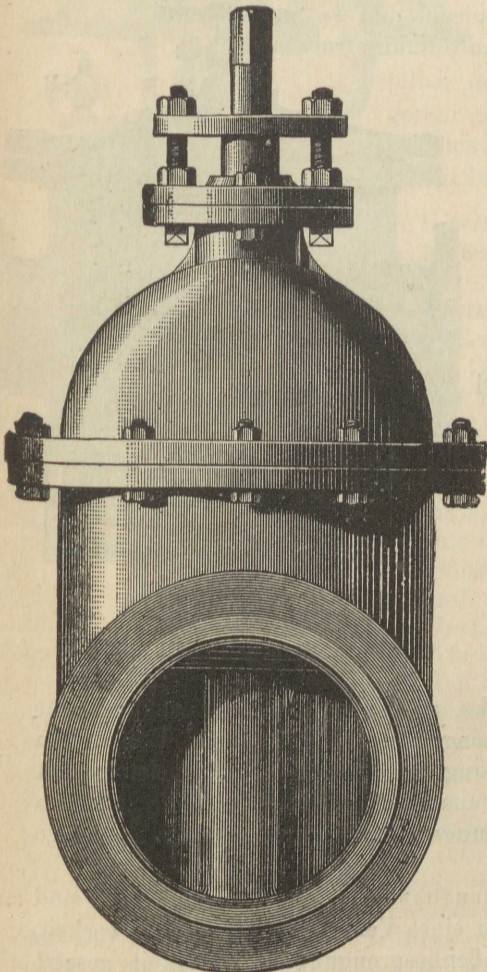


Abb. 68. Wasserschieber. Ansicht.

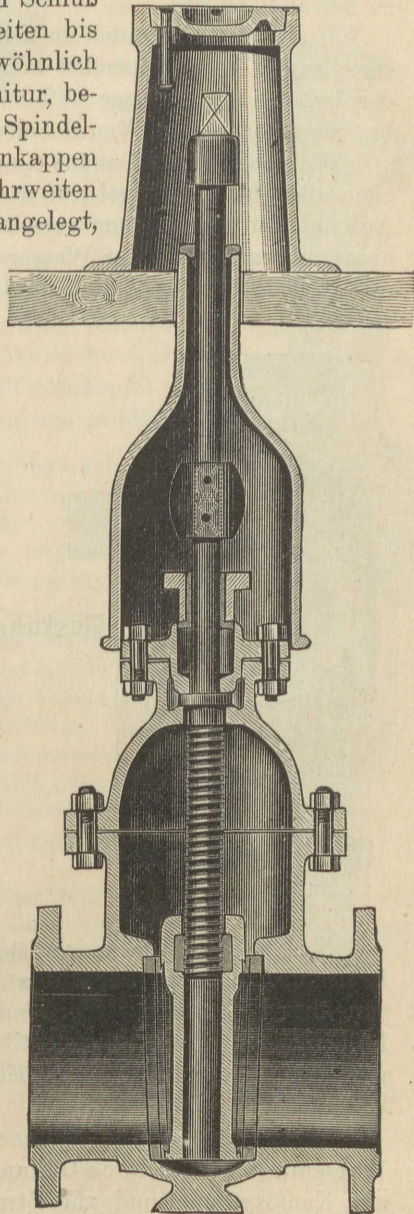


Abb. 69. Wasserschieber. Querschnitt.

und die Drehung wird mittels Handrades und nicht mit Aufsteckschlüssel bewirkt. Die Grundrißform der Straßenkappe und Schachtabdeckungen ist zum besseren Anschluß an die Fahrbahn bei Steinpflaster rechteckig zu gestalten.

Luftventile werden an den Höchstpunkten und bei langen Rohrstrecken an Zwischenstellen angeordnet, um die Luft beim Anlassen der Leitung und sonstige Luftabscheidungen beseitigen zu können. Sie bestehen aus einem Ventil oder einer Schraube oder aber bei den selbsttätigen Luftventilen aus einer Gehäusekammer, in der eine kupferne oder gläserne Hohlkugel auf dem Wasser schwimmt und durch ihren Auftrieb den Luftausgang verschließt. Bei Luftansammlungen sinkt der Wasserspiegel und somit die Kugel und gibt die feine Luftöffnung frei (Abb. 70).

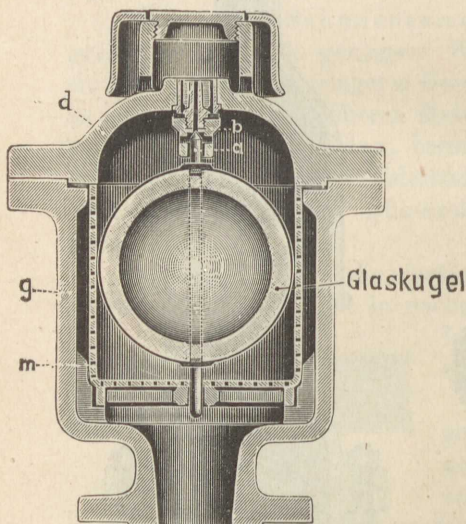


Abb. 70. Luftventil.

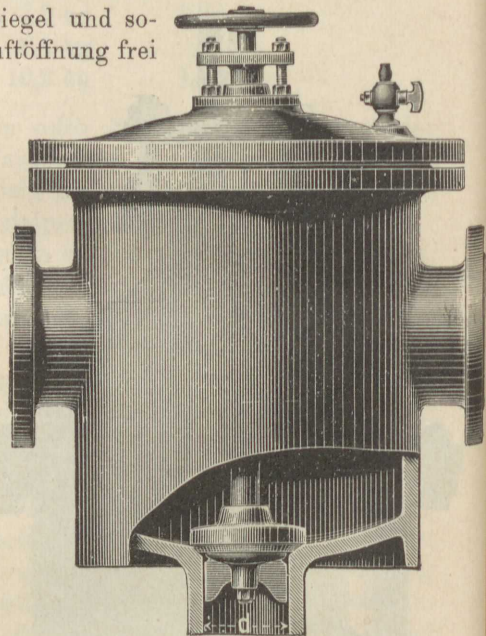


Abb. 71. Teilkasten mit Lufthahn.

Teilkasten sind Formstücke, welche an Straßenkreuzungen des Kreislaufsystems in Schächten eingebaut werden, sobald Rohrweiten von über 150 mm zur Verwendung kommen. Sie sind meistens mit Lufthahn und Entleerungsventil ausgestattet. In allen übrigen Fällen wird der Anschluß der Nebenleitungen an Hauptrohre durch Abzweige bewirkt.

Hydranten oder Wasserpfosten oder Feuerhähne sind Wasserauslässe, die durch Öffnung eines Ventiles zu Feuerlöschzwecken, zur Kanalspülung und zur Straßenbesprengung in Tätigkeit gesetzt werden. Entweder bringt man sie verdeckt als sog. Unterflur-

hydranten im Straßenkörper unter, oder man führt sie als gußeiserne Pfosten hoch, dann nennt man sie Überflurhydranten. Letztere sind

betriebssicherer, da sie leicht zu finden und zu bedienen sind; sie hindern aber den

Verkehr.

Beiden Überflurhydranten wird die Kuppelung des Spritzenschlauches unmittelbar an den Pfosten angeschraubt und durch Drehen des Pfostenkopfes das Ventil langsam geöffnet.

Die Unterflurhydranten, bei denen das Auffinden und Öffnen der Straßenkappe in schnee- und schmutzbedeckten Straßen leicht Verzögerungen verursacht, werden in Benutzung genommen, indem man zunächst ein Standrohr aus Schmiedeeisen oder Kupfer mittels Bajonettklaue oder Gewindenippel am Steigerrohr befestigt, dann an das Standrohr den Spritzenschlauch anschraubt und zuletzt das an einer Schraubenspindelführung sitzende Verschlussventil mittels Aufsteckschlüssels öffnet.

Durch Lösen des Stopfbüchsen-deckels am Kopfe des Aufsatzrohres können Schlüsselstange und Ventil leicht herausgehoben und nachgesehen bzw. neue Gummi- oder Lederdichtungen eingesetzt werden.

Nach der Benutzung muß das über dem Ventil stehende Wasser zur Verhütung des Einfrierens abgelassen werden. Dies geschieht

entweder selbsttätig durch eine seitliche Öffnung, die beim Heben des Ventils gesperrt und bei Ventilschluß freigelegt wird, oder durch ein besonderes Entleerungsventil oder durch Auspumpen mit einer Handspritze.

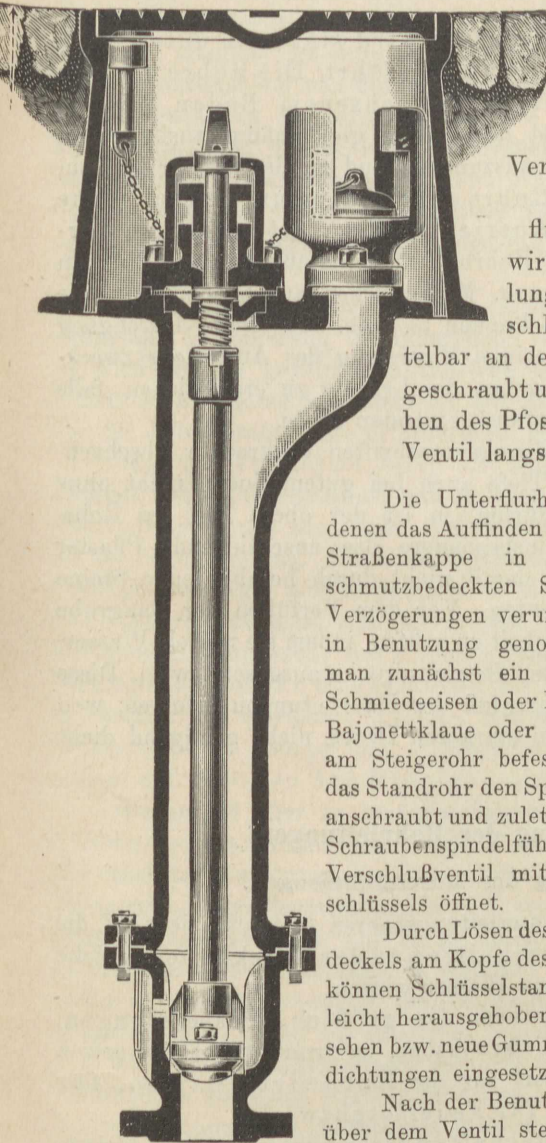


Abb. 72.
Unterflurhydrant.

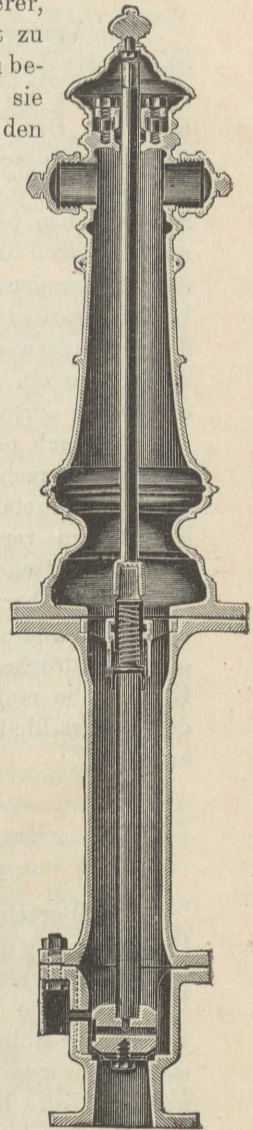


Abb. 73.
Überflurhydrant.

Straßen- oder Hydrantenbrunnen zur Entnahme des Wassers auf der Straße sind ähnlich eingerichtet wie Überflurhydranten.

Die Verlegung von Rohrleitungen wird stets von unten nach oben, mit der Muffe nach vorn ausgeführt. Die Rohre müssen in ganzer Länge auf festem, gewachsenem Boden verlegt werden. Die Grabensohle ist dem stetig gleichmäßig ansteigenden Gefälle entsprechend sorgsam auszuheben und an der Schnur nachzuarbeiten, das Auflegen der Rohre auf einzelne untergeschobene Steine zum bequemeren Ausrichten der Leitung ist zu vermeiden, weil dadurch leicht Rohrbrüche veranlaßt werden. Nur an den Rohrenden werden die sog. Muffenlöcher ausgehoben, um die Dichtungsarbeit ausführen zu können (s. Abb. 53). Beim Durchgang durch Mauerwerk ist eine geringe Vertiefung des Ausbruchs zweckmäßig, um ein mäßiges Nachgeben der Leitung zu ermöglichen, falls ein Setzen derselben im Rohrgraben eintreten sollte.

Da nach den Unfallverhütungsvorschriften senkrechte Abschachtungen von mehr als 1,25 m Tiefe auch bei gutem Boden nicht ohne Absteifung gelassen werden dürfen, so ist der obere Teil des Rohrgrabens zu verschalen und insbesondere das anschließende Pflaster gegen Abrutschen zu sichern, damit nicht durch herabfallende Steine Rohrbrüche hervorgerufen werden. Vor dem Verfüllen der Baugrube ist die Leitung auf ihre Dichtigkeit zu prüfen, indem sie mittels Wasser- oder Luftdruckes dem doppelten Betriebsdrucke ausgesetzt wird. Diese Druckprobe muß vor dem Anschluß der Hausleitungen erfolgen, weil deren Abstellhähne sich gegen stärkeren Druck nicht genügend dicht erweisen.

c) Berechnung der Rohrleitungen.

1. Ermittlung der Durchflußmengen.

Die Berechnung von Wasserleitungsrohren erstreckt sich auf die Bestimmung der Rohrquerschnitte und der Druckhöhen, welche in den Straßenleitungen auf das Wasser wirken.

In beiden Fällen sind zuerst die größten Wassermengen, welche die Rohrstrecken zu liefern haben, zu ermitteln. Diese setzen sich zusammen aus dem Bedarf für die Hauswirtschaften, für gewerbliche Betriebe und für Feuerlöschzwecke.

Der Verbrauch an Wirtschaftswasser verteilt sich in kleinen Ortschaften und solchen Städten, welche keine erheblichen Unterschiede in der Bebauungsart aufweisen, ziemlich gleichmäßig über das ganze Rohrnetz. Daher wird die auf eine Rohrstrecke zu rechnende Wassermasse in der Weise bestimmt, daß aus der gesamten Länge des

Rohrnetzes und dem stärksten Gesamtverbrauch die auf 1 m Rohrlänge entfallenden Wassermengen und daraus die den Streckenlängen entsprechenden Verbrauchsmengen ermittelt werden.

Weichen die Bebauungsweisen in den verschiedenen Stadtvierteln sehr von einander ab, wie es bei größeren Städten der Fall ist, so werden zunächst die von den einzelnen Straßenrohren zu versorgenden Bebauungsflächen abgegrenzt und ihre Inhalte berechnet. An den Eckgrundstücken nimmt man als Grenzlinie die Halbierungslinie des Straßenkreuzungswinkels an (s. Abb. 81). Alsdann werden die nach der Eigenart der Bebauung auf diese Fläche entfallenden Einwohner und deren Wasserverbrauch nach den Angaben in Abschnitt II, S. 2 u. 4 bestimmt.

Ist so die Menge des von den einzelnen Rohrstrecken für die anwohnende Bevölkerung zu liefernden Wirtschaftswassers festgestellt, so wird das an gewerbliche Betriebe oder sonstige größere Einzelabnehmer abzugebende Wasser an den Abzweigungsstellen und endlich das für Feuerlöschzwecke erforderliche Wasser hinzugezählt.

Die für Brandfälle bereit zu haltende Wassermenge wird berechnet unter der Annahme, daß in kleinen Orten ein Hydrant zwei Schlauchlinien mit zusammen 5 sl Wasser 2 bis 3 Stunden hindurch zu versorgen vermag. Die Durchflußmenge auch der äußersten Zweigleitungen ist also auf mindestens 5 sl festzusetzen. In größeren Städten fordert man, daß die beiden letzten Hydranten der zu berechnenden Rohrstrecke vier Schlauchlinien mit insgesamt 10 sl Wasser versorgen können. In Großstädten mit Berufsfeuerwehren wird sogar in Straßen mit Speicher-, Fabrik-, Warenhausanlagen u. dgl. die vom Wasserrohr an Dampf- und Autospritzen abzugebende Löschwassermenge auf 1000 l in der Minute = rund 17 sl angenommen.

Hierbei ist aber zu berücksichtigen, daß in Dörfern und kleinen Städten bei Brandfällen der übrige Wasserbedarf sehr gering sein und die stärkste Beanspruchung der Straßenleitungen dann nur durch die Wassergabe zum Feuerlöschen hervorgerufen werden wird. Bei größeren gewerblichen Betrieben und in größeren Städten ist auf eine Verminderung des Wasserverbrauches während eines Brandes aber nicht zu rechnen; es sind vielmehr die zu Feuerlöschzwecken erforderlichen Wassermengen denen des stärksten Stundenverbrauches hinzuzuzählen.

Nach diesen Regeln lassen sich die auf die einzelnen Rohrstrecken entfallenden stärksten Durchflußmengen beim Verästelungssystem leicht ermitteln, weil hierbei das Wasser stets in bestimmter Richtung zur Verbrauchsstelle fließt.

Beim Kreislaufsystem ist das aber nicht der Fall. Um hier verwickelte Rechnungen für alle denkbaren Abflußmöglichkeiten, die bei dem steten Wechsel der Durchflußverhältnisse doch keinen prak-

tischen Wert haben, zu vermeiden, berechnet man die auf die einzelnen Rohrstrecken entfallenden Wassermengen wie beim Verästelungssystem, indem man zunächst die Endverbindungen der Rohrstrecken mit den benachbarten Leitungen als nicht vorhanden ansieht, und den Zufluß in der Richtung des kürzesten Weges von den hochliegenden Hauptleitungen nach den tieferen Nebenleitungen zu annimmt, sodann aber nachprüft, ob nicht bei Ausschaltung einer zwischen zwei Schiebern liegenden Rohrstrecke für die benachbarten Stränge, welche die Versorgung des übrigen Gebietes dann mit zu übernehmen haben, stärkere Durchflußmengen als die nach dem Verästelungssystem anzunehmen sind

2. Berechnung der Rohrquerschnitte.

Sind für eine Rohrstrecke die größten zu erwartenden Durchflußmengen ermittelt, so wird deren Querschnitt berechnet aus der Formel

$$Q = F \cdot v$$

oder

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

Hierin ist F der Rohrquerschnitt in qm , Q die stärkste Durchflußmenge in cbm und v die Geschwindigkeit von Q in m .

Da Wasserleitungsrohre stets kreisförmigen Querschnitt erhalten, so ist:

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

oder

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{v \cdot \pi}}.$$

Der hiernach in m ausgerechnete Rohrdurchmesser wird alsdann auf die in der Normaltabelle angegebene nächststehende Weite abgestuft. Auch werden kürzere Strecken, um möglichst viele Rohre gleicher Weite zu erhalten, in stärkerem Durchmesser ausgeführt, als es die Berechnung erfordert, weil sich bei weniger Sorten die Einheitspreise niedriger stellen und weniger Rohre auf Vorrat zum Ersatz bei Rohrbrüchen bereit zu halten sind.

Die zunächst überschläglich anzunehmende, in die Formel einzusetzende Geschwindigkeit v der Durchflußmenge soll nicht zu gering, jedenfalls nicht unter $0,25 \text{ m}$ gewählt werden, weil sonst die Krustenbildung in den Rohren sehr befördert wird, aber auch nicht zu groß, weil sonst die Rohrleitungen angegriffen werden. Als höchst zulässige Geschwindigkeit ist etwa 1 m anzunehmen, und wird dieses Maß in der Regel den Berechnungen zugrunde gelegt.

Bei schwachem Druck in den Leitungen wird diese Geschwindigkeit aber nicht immer erreicht. Es müssen daher nach der ersten Querschnittsbestimmung mindestens für die ungünstigsten Rohrstrecken die Druckhöhen bzw. die wirklich vorhandenen Geschwindigkeiten berechnet und daraufhin nötigenfalls die Rohrquerschnitte verstärkt werden.

3. Bestimmung der Druckhöhen.

Bei Berechnung der in den Rohrleitungen auf das Wasser wirkenden Druckhöhen geht man von den ungünstigsten Stellen aus, d. h. von den Enden der längsten und höchstgelegenen Rohrstrecken, da in den tiefliegenden Rohren die dem Geländegefälle entsprechende Wassersäulenhöhe als Druckhöhe hinzutritt, bei hochliegenden Rohren die Steigung aber in Abzug kommt.

Die Beziehungen zwischen Geschwindigkeit und Druckhöhe einer in einer Rohrleitung abfließenden Wassermenge ergeben sich aus folgenden Betrachtungen:

In kommunizierenden Gefäßen stehen im Ruhezustande die Flüssigkeitsspiegel in gleicher Höhe, und die Verbindungsleitung ist einem inneren Wasserdruck unterworfen, der dem Abstände der Rohrwandung von der horizontalen hydrostatischen Drucklinie entspricht.

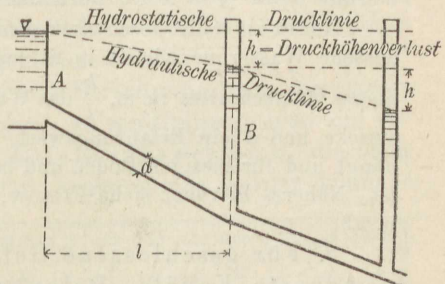


Abb. 74. Druckhöhenverluste.

Findet aber ein Durchfluß durch die Verbindungsleitung z. B. von A nach B statt, so befinden sich die Wasserspiegel an den Enden der durchflossenen Leitung in den Steigerohren nicht mehr in gleicher Höhe, sondern der Wasserspiegel steht am Ausfluß tiefer als am Einlauf, und zwar wird der Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel h um so größer, je enger und länger die Verbindungsleitung ist, und je größer die Durchflußmenge und somit die Geschwindigkeit wird.

Den Höhenabstand h der Wasserspiegel nennt man das absolute Gefälle und das Verhältnis des Höhenabstandes zur Länge der Verbindungsleitung $\frac{h}{l}$ das relative Gefälle des Wasserspiegels oder kurz das Wasserspiegelgefälle. Es ist also in unserm Falle der Durchfluß abhängig vom Wasserspiegelgefälle und nicht vom Sohlgefälle der Verbindungsleitung. Die Wirkung der Druckhöhe h wird aufgezehrt durch die Widerstände, welche das Wasser bei seiner Bewegung durch die Rohrleitung erfährt. Dieser Druckhöhenverlust zur Überwindung

der Reibungs- und sonstigen Bewegungswiderstände wächst mit der Länge der Leitung und der Durchflußmenge bzw. deren Geschwindigkeit und wird geringer mit zunehmender Rohrweite.

Von den zahlreichen Formeln, welche die Beziehungen zwischen der Druckhöhe bzw. dem Wasserspiegelgefälle und der Geschwindigkeit bzw. der Durchflußmenge angeben, haben die nachfolgenden die besten Ergebnisse geliefert und werden am meisten angewendet:

1. Für offene Gefälleleitungen, insbesondere für Gräben, Bäche, Flüsse und sonstige offene Wasserläufe die Formel von Ganguillet und Kutter:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{h/l}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{\frac{h}{l}}\right) \frac{n}{\sqrt{\frac{F}{p}}}} \cdot \sqrt{\frac{F}{p} \frac{h}{l}},$$

woraus dann $Q = F \cdot v$ berechnet wird.

Hierin ist v die Geschwindigkeit der Durchflußmenge in m, F der durchflossene Wasserquerschnitt in Streckenmitte in qm, p der benetzte Umfang dieses Querschnittes in m, $\frac{h}{l}$ das Wasserspiegelgefälle der Graben- oder Bachstrecke und n ein Erfahrungswert, der von der Rauigkeit des Bettes abhängt und für kiesigen Boden und bewachsene Böschungen zu 0,03 zu setzen ist. Näheres hierüber siehe Fresow, Der Wasserbau I, Teubner 1912, S. 28 u. 29.

2. Für geschlossene Gefälleleitungen, insbesondere für gemauerte Kanäle, Betonkanäle und Steinzeugrohre wird vielfach benutzt die Formel von Kutter:

$$v = \frac{100 \sqrt{\frac{F}{p}}}{b + \sqrt{\frac{F}{p}}} \sqrt{\frac{F}{p} \frac{h}{l}},$$

woraus wie oben $Q = F \cdot v$ berechnet wird.

Hierin haben v , F , p und $\frac{h}{l}$ die gleiche Bedeutung wie oben und b ist ein Erfahrungswert, der für Steinzeug und Betonkanäle = 0,35 und für eiserne Rohrleitungen = 0,25 gesetzt wird.

Zweckmäßig ist für derartige Berechnungen die Benutzung von Tabellen, wie sie in Teil III des Leitfadens für Kanalleitungen mit dem Wert $b = 0,35$ aufgestellt sind. In gleicher Weise können auch Tabellen für den Wert $b = 0,25$ berechnet und zur Bestimmung von Wasserleitungsrohren benutzt werden, doch weisen zutreffendere Ergebnisse auf und werden daher am meisten angewendet die Berechnungsarten unter 3 und 4.

3. Für Druckleitungen, wie sie im Rohrnetz von Wasserversorgungen ausschließlich verwendet werden, wird in Nord-

deutschland am meisten gerechnet nach der Formel von Darcy:

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

Hierin bedeutet h den auf der berechneten Rohrstrecke eintretenden Druckhöhenverlust, l die Länge und d den Durchmesser der Rohrstrecke in m, g die Erdbeschleunigung = 9,81 m und v die Geschwindigkeit, die auf Grund der stärksten Durchflußmenge Q in cbm und des gewählten Querschnittes F in qm berechnet wird zu

$$v = \frac{Q}{F} \text{ in m.}$$

Die hiernach ermittelten Druckhöhenverluste gelten jedoch nur für neue Leitungen. Da aber das Rohrrinnere sich mit der Zeit je nach der Wasserbeschaffenheit bald schneller, bald langsamer mit Krusten überzieht, die den Querschnitt verengen und die Innenwandungen rauher machen, so werden die Druckhöhen allmählich größer, um die gleiche Wassermenge durch die Rohrstrecke hindurch zum Abfluß zu bringen, sofern nicht, wie es vielfach geschieht, öfter eine Reinigung mittels Durchziehens von Drahtbürsten vorgenommen wird.

Soll die Krustenbildung bei der Berechnung nach der Darcyschen Formel berücksichtigt werden, so multipliziert man die berechneten Druckhöhenverluste h mit Erfahrungswerten σ , die nach den Untersuchungen Sonnes wie folgt angenommen werden können:

F. Rohrweiten v.	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	1,0 m
ist σ zu setzen =	2,60	2,40	2,30	2,20	2,10	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1

Werden, wie vielfach, diese Krustenbildungen bei der Berechnung nicht berücksichtigt, so müssen bei Abnahme des Leitungsdruckes bzw. der Durchflußmenge Ergänzungsleitungen gelegt oder Auswechselungen von Rohrstrecken vorgenommen werden.

4. In Süddeutschland rechnet man am meisten nach der Formel:

$$h = c Q^2 \frac{l}{d^5}, \quad \text{bzw.} \quad Q = \sqrt{\frac{d^5}{c} \cdot \frac{h}{l}} \quad \text{bzw.} \quad d = \sqrt[5]{c Q^2 \frac{l}{h}}.$$

Hierin ist h der Druckhöhenverlust in m, Q die Durchflußmenge in cbm, l die Länge und d die Lichtweite der Rohrstrecke in m und c ein Erfahrungswert, der in Reihe I für neue Rohre und in Reihe II für alte, innen überkrustete Rohre angegeben ist:

Rohrweite in m	0,025	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
I $c =$	0,0033	0,0025	0,0021	0,0020	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0015	0,0014	0,0013	0,0013
II $c =$	0,0112	0,0068	0,0043	0,0029	0,0024	0,0021	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0015	0,0015

VIII. Verteilung des Wassers in den Grundstücken.

An die Straßenrohre werden die Zuleitungen zu den Grundstücken, die sog. Privatleitungen mittels besonders geformter Abzweigrohre, *A*- oder *B*-Stücke, oder mittels Anbohrungen angeschlossen. Die Anbohrung wird hergestellt, indem man ein gußeisernes Sattelstück mit einer Gummischeibe auf das Straßenrohr auflegt und mit schmiedeeisernen Rohrschellen fest aufschraubt. Die Anbohrung des Rohres kann bei entleertem oder gefülltem, unter Druck stehendem Straßenrohr ausgeführt und im Scheitel oder an der Seite angebracht werden. In das Sattelstück wird entweder ein Absperrhahn oder ein messingenes Anschlußrohr, Sauger genannt, eingeschraubt und daran die Leitung angeschlossen.

Wird der Absperrhahn nicht unmittelbar neben dem Straßenrohr angeordnet, so schaltet man ihn vor Eintritt der Zulei-

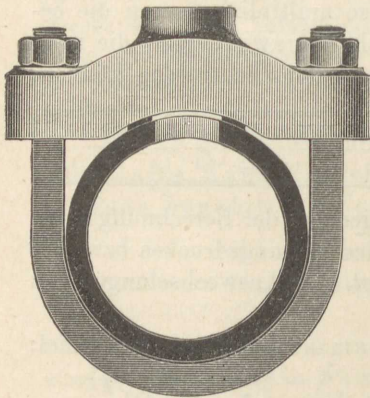


Abb. 75. Anbohrung.

tung in das Grundstück ein. Der Absperrhahn wird mit einer Einbaugarnitur, bestehend aus Schutzrohr, Schlüsselstange und Straßenkappe versehen, um jederzeit den Wasserzufluß absperrn zu können.

Die Zuleitungen werden bei Weiten von mehr als 3 cm aus Guß- oder Schmiede-

eisen oder Stahl und bei geringeren Stärken meistens aus Blei hergestellt. Bleirohre lassen sich leicht verlegen, biegen und verbinden. Die Verbindung von Bleirohren mit Bleirohren erfolgt durch Löten oder durch Verschraubung, die von Bleirohren mit andern Rohren durch Flanschen oder Verschraubungen.

Beim Durchgang durch frisches Mauerwerk ist das Blei gegen die An-

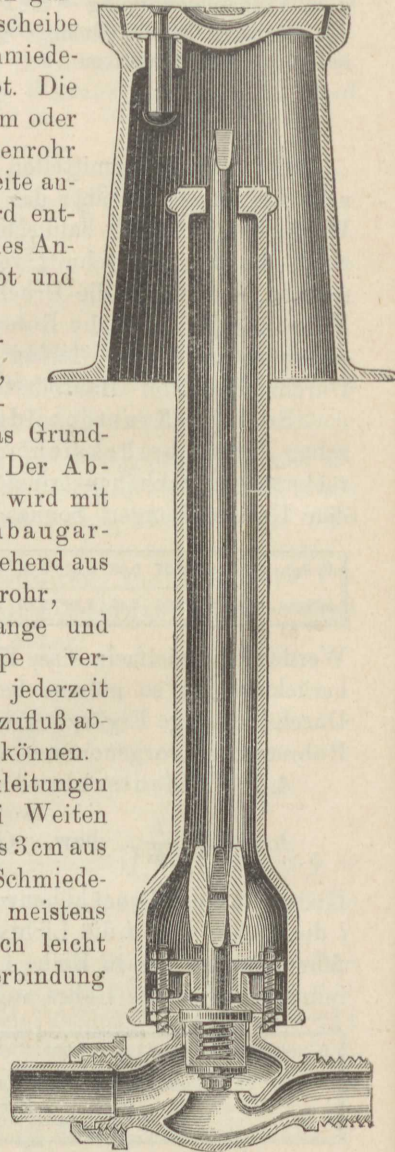


Abb. 76. Absperrhahn.

griffe des Mörtels durch Umhüllung mit Pappe, Asphalt, Lehm oder durch Einlegen in Eisen- oder Steinzeugrohre zu schützen. Sind bei weichem, sauerstoff- oder kohlen säurereichem Wasser Bleiauflösungen und somit Bleivergiftungen zu befürchten, so verwendet man sog. Mantelrohre, d. s. Bleirohre mit einem inneren, mindestens $\frac{1}{2}$ mm starken Zinnüberzug. Auch kann durch geeignete Zusätze zum Wasser eine dünne haltbare Schutzschicht im Rohrrinnern erzeugt und die weitere Löslichkeit des Bleies gehoben werden.

Rohre für die Ableitung warmer Wässer werden aus Kupfer hergestellt.

Nach dem Eintritt der Zuleitung in das Privatgrundstück wird ein Absperrhahn, der sog. Haupthahn, und dahinter der Wassermesser eingeschaltet und frostsicher im Keller oder in einem besonderen Schachte untergebracht.

Wassermesser sind Apparate, bei denen gewöhnlich ein leichtbewegliches Flügelrad aus Hartgummi durch die Bewegung des fließenden Wassers in Umdrehung versetzt und die einer bestimmten Durchflußmenge entsprechende Umdrehungszahl auf ein Zählwerk übertragen wird.

Die Bezahlung des entnommenen Wassers erfolgt entweder nach dem tatsächlichen Verbrauch, der durch Wassermesser oder durch Füllung von Zwischenbehältern festgestellt wird, oder aber nach Schätzung, die nach dem Mietspreise oder der Zahl der Zimmer oder der Zimmergröße oder der Verwendung der einzelnen Räume durchgeführt wird. Bei der Bezahlung nach Wassermessern wird an Wasser oft in unzulässiger Weise gespart, bei Abgabe nach Füllbehältern leidet die Wasserbeschaffenheit und bei Schätzung des Verbrauchs tritt gewöhnlich eine große Wasservergeudung ein.

Die Verteilungsleitungen werden auf kürzestem Wege durch frostsichere Räume zu den Zapfstellen geführt und die Gefälle so angeordnet, daß sie nach dem am tiefsten Punkte aufgestellten, mit einer Entleerungsvorrichtung versehenen Haupthahn oder nach einzelnen Zapfstellen entwässern, damit bei starkem Frost das Wasser zeitweise, z. B. nachts, abgelassen werden kann.

Teilt sich die Leitung in mehrere Hauptstränge, so wird jeder einzelne mit Absperrhahn und Entleerung versehen und im Keller möglichst so verzweigt, daß man mit senkrechten Steigeleitungen und in den Geschossen mit kurzen Stichleitungen zu den Zapfstellen auskommt. Die Rohre werden mit Rohrhaken an den Wänden und Decken befestigt oder besser in Mauerschlitzen untergebracht, die mit Blechstreifen oder Brettern zu verkleiden sind.

Die Rohrweite richtet sich nach der Durchflußmenge, die von der Anzahl der Zapfstellen abhängt. Für mittlere Druckverhältnisse von etwa 25—30 m Wassersäulenhöhe am Haupthahn erhält die Zuleitung

bei	2— 5 Zapfstellen	20 mm Lichtweite,
„	5—10	25 „ „
„	10—20	30 „ „
„	20—40	40 „ „

Die von den Steigeleitungen zu den einzelnen Zapfstellen führenden Stichrohre erhalten 15 mm Lichtweite, die Zuleitung zu Waschküchen 20 mm, Gartenleitungen 20—25 mm.

Die Entnahme des Wassers aus der Leitung findet zur Verhütung von Wasserschlägen durch allmählich schließende Niederschraubhähne statt, bei denen der Verschluß durch eine Gummiplatte oder ein Tellerventil bewirkt wird. Kükenhähne setzen sich leicht fest und sind wegen der Wasserschläge nur dann zulässig, wenn sie selten benutzt werden, z. B. als Absperrhähne. Hähne und Ventile werden gewöhnlich aus Messing hergestellt. Unter jedem Zapfhahn muß ein Ausguß mit Ablaufleitung angebracht werden.

Die Zuleitung zu Spülaborten darf nicht unmittelbar in das Becken geführt werden, damit bei starker Wasserentnahme in den unteren Geschossen oder im Straßenrohr nicht eine Saugwirkung im Steigerrohr und somit eine Verunreinigung des Zuflußrohres eintreten kann. Am besten ist die Anordnung von Spülkästen, welche ihren Inhalt von etwa 10 l auf einmal entleeren und eine ausgiebige Spülung erzeugen. Die Füllung der Spülkästen findet durch ein schwaches Rohr von 10 mm Weite allmählich, der Abfluß mittels eines Glockenhebers durch das 30 mm weite Fallrohr in geschlossener Masse auf einmal statt. Bei unmittelbarer Spülung ist die Einschaltung eines Rohrunterbrechers zur Verhinderung der Saugwirkungen erforderlich.

Bei Badeeinrichtungen wird die Zuleitung gewöhnlich unmittelbar in vielen Windungen durch den Badeofen geführt und die Erwärmung durch Misch- und Stellhähne verschiedenster Anordnungen geregelt.

In öffentlichen Gebäuden, Werkstätten und Fabriken finden sich vielfach besondere Leitungen für Feuerlöschzwecke, die mindestens 5 cm Weite und zahlreiche Anschlußstellen zum Anschrauben der Spritzenschläuche erhalten. Schläuche, Strahlrohr und Hydrantenverschluß sind meistens in Wandnischen mit Glasverkleidung untergebracht.

Zapfstellen im Freien sind schwer gegen Einfrieren zu sichern. Gartenleitungen werden nur im Sommer benutzt und im Winter entleert; man verlegt sie daher in geringer Tiefe, und zwar mit Gefälle zu dem mit einer Entleerungsvorrichtung versehenen Absperrhahn. Die Zapfstellen, sog. Gartenhähne, sind ähnlich den Unterflurhydranten oder dadurch gebildet, daß das Zuleitungsrohr an einem Holzpfosten hochgeführt und mit einem Niederschraubhahn versehen wird.

Zapfstellen in den Höfen werden entweder wie Straßenbrunnen hergestellt oder von einem höher gelegenen, frostsicheren Raume so abge-

zweigt, daß das Ausflußrohr stets von selbst leerläuft, sobald die Wasserentnahme beendet ist. Wenn diese Anordnung nicht möglich ist, so muß die Leitung bei starker Kälte und schwachem Abfluß abgesperrt und entleert werden.

IX. Berechnungsbeispiele.

a) Berechnung einer Quellwasserleitung für ein Dorf.

Das Dorf A hat zurzeit 400 Einwohner, 180 Stück Großvieh und 100 Stück Kleinvieh. Gewerbebetriebe sind nicht vorhanden. Nach den örtlichen Verhältnissen kann auf einen Bevölkerungszuwachs von höchstens 200 Einwohnern und auf eine Verstärkung des Viehbestandes um 80 Stück Großvieh und 100 Stück Kleinvieh gerechnet werden. Besondere Sicherheit soll gegen Brandfälle geschaffen werden, und zwar soll stets so viel Wasser aufgesammelt bleiben, daß daraus ein Hydrant mit 2 Schlauchlinien 2 Stunden lang versorgt werden kann. Zur Verfügung steht eine hochgelegene Quelle mit bestem Trinkwasser.

1. Ermittlung des Wasserbedarfs.

Zur Versorgung der Hauswirtschaften soll die Wasserleitung bis in die spätesten Zeiten ausreichen, also Wasser für $400 + 200 = 600$ Einwohner, $180 + 80 = 260$ Stück Großvieh und $100 + 100 = 200$ Stück Kleinvieh liefern.

Der tägliche Wasserverbrauch ergibt sich also zu:

$$600 \cdot 50 + 260 \cdot 50 + 200 \cdot 15 = 46000 \text{ l,}$$

mithin der zu erwartende Höchstverbrauch zu $46000 \cdot 1,5 = 69000 \text{ l.}$

Für Feuerlöschzwecke soll stets ein eiserner Bestand als Brandreserve vorrätig gehalten werden, der bei 5 sl Hydrantenlieferung in 2 Stunden $2 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 5 = 36000 \text{ l}$ beträgt.

2. Leistung der Quelle.

Zahlreiche nach längerer Trockenheit vorgenommene Messungen ergaben 1,3 sl Quellwasserzufluß. Es wurde nämlich das Quellwasser durch eine Schieberinne in ein Faß von 494 l Inhalt geleitet und die mit der Uhr in der Hand beobachtete Füllzeit aus 12 nahezu übereinstimmenden Versuchen zu je 6 Minuten und 20 Sekunden ermittelt; d. h. in 380 Sekunden betrug der Wasserzufluß 494 l, mithin in 1 Sekunde 1,3 l.

Die Quelle vermag also in 24 Stunden $24 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 1,3 = 112320 \text{ l}$ zu liefern, sie genügt demnach für den täglichen Höchstbedarf der Hauswirtschaften mit 69000 l und für die einmalige Füllung der Brandkammer mit 36000 l reichlich.

3. Hochbehälter.

Da die Quelle in der Sekunde nur 1,3 l liefern kann, für Feuerlöschzwecke allein aber schon 5 sl Wasser verfügbar sein müssen, so ist die

Anordnung eines Sammelbehälters nicht zu umgehen. Mit Rücksicht auf die für Feuerlöschzwecke stets bereit zu haltende Brandreserve von 36 cbm soll der Hochbehälter aus 2 Kammern bestehen, von denen die Brandkammer 36 cbm und die andere den durchschnittlichen Tagesbedarf für die Hauswirtschaften mit 46 cbm fassen kann. Bei 3,0 m Füllhöhe des Behälters muß also die Brandkammer eine Grundrißfläche von $\frac{36}{3} = 12,0$ qm und die Brauchwasserkammer eine solche von $\frac{46}{3} = 15,3$ qm erhalten.

Über die Höhenlage des Behälters wird am Schluß der Berechnung der Druckhöhen für das Straßenrohrnetz das Erforderliche mitgeteilt werden.

4. Die Zuleitung zum Sammelbehälter.

Bei der günstigen Lage der Quelle kann die Zuleitung von der Quelfassung zum Hochbehälter als Gefälleleitung ohne erheblichen inneren Wasserdruck hergestellt werden. Da guter Baugrund vorhanden ist, soll die Leitung aus scharfgebrannten glasierten Steinzeugrohren mit Muffendichtung aus Asphaltkitt ausgeführt werden. Die Strecke des schwächsten Gefälles fällt mit 1:80, die Weite wird bei Steinzeugrohren nicht unter

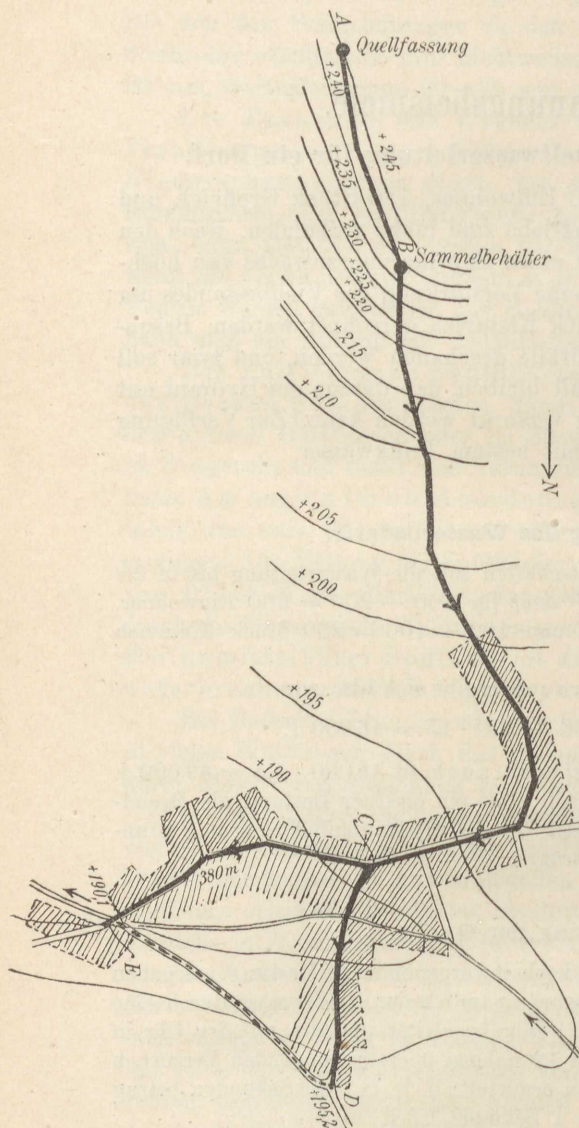


Abb 77. Quellwasserversorgung eines Dorfes. Lageplan.

0,1 m angenommen, deren Querschnitt $F = 0,00785$ qm und deren benetzter Umfang $p = 0,314$ m ist.

$$v = \frac{100 \sqrt{\frac{0,00785}{0,314}}}{0,35 + \sqrt{\frac{0,00785}{0,314}}} \sqrt{\frac{0,00785}{0,314} \cdot \frac{1}{80}}$$

$$= \frac{100 \cdot 0,158}{0,35 + 0,158} \cdot 0,0177 = 31,1 \cdot 0,0177 = 0,55 \text{ m}$$

$$Q = F \cdot v = 0,00785 \cdot 0,55 = 0,0043 \text{ cbm} = 4,3 \text{ sl.}$$

Die Zuleitung vermag also auch in der schwächsten Gefällstrecke die rechnungsmäßige Quellwassermenge von 1,3 sl reichlich abzuführen.

Anmerkung. Sollen anstatt der Steinzeugrohre guß- oder schmiedeeiserne Rohre gewählt werden, so ist eine Weite von 7 cm ausreichend. Deren Querschnitt F ist = 0,0038 qm und deren Umfang p = 0,22 m, mithin wird

$$v = \frac{100 \sqrt{\frac{0,0038}{0,22}}}{0,35 + \sqrt{\frac{0,0038}{0,22}}} \sqrt{\frac{0,0038}{0,22} \cdot \frac{1}{80}} = 27,2 \cdot 0,0147 = 0,4 \text{ m}$$

und

$$Q = 0,0038 \cdot 0,4 = 0,0015 \text{ cbm} = 1,5 \text{ sl,}$$

der Querschnitt reicht also aus.

Ist eine Verkrustung des Rohres zu befürchten, so verstärkt man die Weite um 1—2 cm.

5. Berechnung des Rohrnetzes.

Querschnittsbestimmung.

Da in kleinen Orten bei Brandfällen die übrige Wasserabgabe gewöhnlich ruht, so ist zunächst zu ermitteln, ob der stärkste Bedarf durch Brauchwasser oder Löschwasser hervorgerufen wird.

Der tägliche Durchschnittsverbrauch an Wirtschaftswasser ist = 46 000 l, der stärkste Stundenverbrauch nach S. 3 daher $\frac{1}{10} \cdot 46 000 = 4600$ l, also entfällt auf 1 Sekunde $\frac{4600}{60 \cdot 60} = 1,3$ l. Für Löschzwecke werden aber 5 sl gerechnet, mithin ist diese Durchflußmenge der Berechnung zugrunde zu legen.

Der Querschnitt wird berechnet nach der Formel: $F = \frac{Q}{v}$ oder $d = \sqrt{\frac{4Q}{v \cdot \pi}}$ s. S. 60. Wird die höchst zulässige Geschwindigkeit v zu 1 m angenommen, so ergibt sich für $Q = 5 \text{ sl} = 0,005 \text{ cbm}$:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{1,0 \cdot 3,14}} = 0,08 \text{ m.}$$

Es genügt also für das Hauptdruckrohr die Weite von 8 cm, und sie ist auch für sämtliche Nebenleitungen erforderlich, da auch durch die äußersten Hydranten 5 sl Löschwasser abgegeben werden müssen.

Anmerkung. Soll auch während eines Brandes die sonstige Wasserabgabe aufrechterhalten werden, so ist die größte Durchflußmenge zu $5 + 1,3 = 6,3$ sl anzunehmen und somit

$$d = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 0,0063}{1,0 \cdot 3,14}} = 0,09 \text{ m.}$$

Druckhöhenberechnung.

Nunmehr sind die Druckhöhenverluste bzw. die im Rohr wirkenden Druckhöhen zu ermitteln, um festzustellen, ob die Höhenlage des Sammelbehälters ausreicht, der Durchflußmenge die Geschwindigkeit von 1 m zu verleihen und eine ausreichende Druckhöhe für Feuerlöschzwecke im Straßennetz zu erzielen. Nach Abb. 77 sind die Punkte *D* und *E* des Rohrnetzes am weitesten vom Hochbehälter entfernt, hier werden also die größten Druckhöhenverluste auftreten und infolgedessen die wirkenden Druckhöhen im Rohr am kleinsten ausfallen, wenn der Hydrant in *D* bzw. *E* 5 sl Wasser abgibt.

Der Druckhöhenverlust berechnet sich nach der Formel auf S. 63 zu:

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

Hierin ist $d = 0,08$ m, l die Rohrlänge $BCD = 1250$ m, $g = 9,81$ m, $Q = 0,005$ cbm und $F = 0,005$ qm, also $v = \frac{0,005}{0,005} = 1$ m, mithin wird:

$$h = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,08} \right) \frac{1250}{0,08} \cdot \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 20,9 \text{ m;}$$

zieht man nun von der bei leerem Behälter sich ergebenden niedrigsten hydrostatischen Drucklinie auf $+ 235,2$ m N. N. den Druckhöhenverlust auf der Rohrstrecke $BCD = 20,9$ qm ab, so ergibt sich die im Punkte *D* verbleibende wirksame hydraulische Drucklinie zu $235,2 - 20,9 = + 214,3$ m N. N. Da die Straßenkrone in *D* auf $+ 195,2$ m N. N. liegt, so beträgt hier die vorhandene Steigehöhe der Wassersäule

$$214,3 - 195,2 = 19,1 \text{ m,}$$

die für die Versorgung eines Dorfes ausreichend erscheint.

In gleicher Weise berechnet sich der Druckhöhenverlust auf der $950 + 380 = 1330$ m langen Rohrstrecke *BCE* zu:

$$h = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,08} \right) \frac{1330}{0,08} \cdot \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 22,2 \text{ m.}$$

Die hydraulische Drucklinie im Punkte *E* befindet sich also auf $235,2 - 22,2 = + 213,0$ m N. N., und es steht daher, da die Straßenkrone in *E* auf $+ 190,1$ m liegt, hier eine wirksame Druckhöhe von $213,0 - 190,1 = 22,9$ zur Verfügung, die ebenfalls genügt. An den übrigen Punkten des Rohrnetzes werden die Druckhöhen noch größer.

Anmerkung. Ist wegen der Beschaffenheit des Wassers eine stärkere Verkrustung des Rohrrinnern zu befürchten, so sind die berechneten Druckhöhenverluste nach S. 63 mit $\sigma = 2,2$ zu multiplizieren. Die verfügbaren

Druckhöhen reichen dann nicht mehr aus, und es muß daher entweder der Sammelbehälter um etwa 25 m höher gelegt oder die Rohrleitung in größerer Weite ausgeführt werden.

Wird z. B. der Durchmesser auf 10 cm verstärkt, so ergibt sich der Rohrquerschnitt $F = 0,00785$ qm, mithin

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0,005}{0,00785} = 0,64 \text{ m}$$

und für den ungünstigsten Punkt D der 1250 m langen Rohrstrecke BCD

$$h = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,1}\right) \frac{1250}{0,1} \cdot \frac{0,64^2}{2 \cdot 9,81} = 6,5 \text{ m.}$$

Unter Berücksichtigung der Krustenbildung wird $h = 6,5$ $\sigma = 6,5 \cdot 2 = 13,0$ m, mithin dann die hydraulische Druckhöhe in D auf $+235,2 - 13,0 = +222,2$ m N. N. liegen und eine verfügbare Druckhöhe über der auf $+195,2$ m N. N. befindlichen Straßenkrone $= 222,2 - 195,2 = 27$ m verbleiben, also bei weitem ausreichend sein.

b) Berechnung einer Grundwasserversorgung für eine Kleinstadt.

Die Stadt B mit gegenwärtig 3000 Einwohnern soll mit Grundwasser versorgt werden. Der bisherige jährliche Bevölkerungszuwachs belief sich auf höchstens 1% und der tägliche durchschnittliche Wasserverbrauch in der benachbarten, unter ähnlichen Verhältnissen lebenden Stadt C auf 54 l für den Einwohner. Für Feuerlöschzwecke soll jederzeit so viel Löschwasser zur Verfügung stehen, daß aus dem Rohrnetz ein beliebiger Hydrant zwei Stunden hindurch zwei Schlauchlinien mit zusammen 5 sl Wasser versorgen kann, ohne daß die sonstige Wasserabgabe gestört wird. Das Pumpwerk soll nur am Tage betrieben und wie der Brunnen so groß angelegt werden, daß es für 20 Jahre sicher ausreicht, ohne erweitert zu werden. Hochbehälter und Rohrleitungen sollen auch in 40 Jahren noch genügen.

1. Ermittlung des Wasserbedarfs.

Der durchschnittliche Tagesverbrauch werde zur Sicherheit auf 60 l für den Einwohner angenommen. Die Einwohnerzahl berechnet sich nach S. 4 nach der Formel:

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

Mithin wird die Einwohnerzahl gestiegen sein:

$$\text{nach 20 Jahren auf } E = 3000 \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{20} = 3000 \cdot 1,22 = 3660$$

und

$$\text{nach 40 Jahren auf } E = 3000 \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{40} = 3000 \cdot 1,49 = 4470$$

Köpfe, der durchschnittliche Tagesverbrauch wird sich mithin ergeben:

in 20 Jahren zu $3660 \cdot 60 = 219600$ l,

in 40 Jahren zu $4470 \cdot 60 = 268200$ l.

2. Berechnung des Schöpfbrunnens.

Die wasserführende Schicht besteht aus grobem Sande und Kies, und der Wasserspiegel liegt 4—5 m unter Erdoberfläche, es wird daher ein Kesselbrunnen mit vollem Mantel aus Keilsteinen in Zementmörtel am Platze sein. Der lichte Brunnenquerschnitt muß so bemessen werden, daß die Eintrittsgeschwindigkeit durch die Durchgangsfläche des Brunnenkranzes 10 cm in der Minute nicht übersteigt. Die Berechnung erfolgt nach der Formel

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

Zunächst ist die in der Minute zu erwartende stärkste Zuflußmenge zu ermitteln. Der Brunnen soll in 20 Jahren noch ausreichen, die durchschnittliche tägliche Verbrauchsmenge beträgt also 219600 l, mithin der dann zu erwartende stärkste Tagesbedarf $1,5 \cdot 219600 = 329400$ l.

Da das Pumpwerk nur am Tage betrieben werden soll, und zwar 10 Stunden, so entfällt auf 1 Minute eine Fördermenge von

$$\frac{329400}{10 \cdot 60} = 549 \text{ l} = 0,549 \text{ cbm.}$$

Ferner ist auf die Minute berechnet $v = 0,1$ m, mithin

$$F = \frac{0,549}{0,1} = 5,49 \text{ qm.}$$

Wird der Brunnen mit kreisförmigem Grundriß ausgeführt, so entspricht $F = 5,49$ qm ein lichter Durchmesser $d = 2,65$ m.

Die Wandstärke des Brunnenmantels wird berechnet nach der Formel auf S. 24:

$$w = 0,1 d + 0,1 = 0,1 \cdot 2,65 + 0,1 = 0,365 \text{ m,}$$

d. h. sie wird $1\frac{1}{2}$ Stein stark gemacht.

3. Berechnung der Saugleitung.

Der Querschnitt wird berechnet nach der Formel $F = \frac{Q}{v}$.

Die Geschwindigkeit des Wassers in der Saugleitung soll 0,6 m in der Sekunde nicht überschreiten (s. S. 35). Die Fördermenge betrug in der Minute 0,549 cbm, mithin in einer Sekunde $\frac{0,549}{60} = 0,00915$ cbm. Daher wird

$$F = \frac{0,00915}{0,6} = 0,01525 \text{ qm.}$$

Der Rohrquerschnitt ist kreisförmig, also

$$\frac{d^2 \pi}{4} = 0,01525;$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01525}{3,14}} = 0,14 \text{ m.}$$

Hierfür wird die in der Normaltabelle vorkommende nächst stärkere Rohrweite von 0,15 m gewählt, deren Querschnitt $F = 0,01767$ qm enthält, so daß die Geschwindigkeit sich auf

$$v = \frac{0,00915}{0,01767} = 0,52 \text{ m}$$

ermäßigt.

4. Berechnung der Zuleitungen vom Pumpwerk zum Hochbehälter.

Die Berechnung des Rohrquerschnitts erfolgt nach der Formel $F = \frac{Q}{v}$.

Die Zuleitung soll so bemessen werden, daß sie auch noch in 40 Jahren genügt. Der durchschnittliche Tagesverbrauch beträgt dann 268 200 l, mithin der stärkste Tagesbedarf = $1,5 \cdot 268\,200 = 402\,300$ l.

Bei 10 stündigem Pumpbetriebe entfällt auf 1 Sekunde

$$\frac{402\,300}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 11,2 \text{ l} = 0,0112 \text{ cbm.}$$

Soll die Geschwindigkeit des Wassers 0,8 m in der Sekunde nicht überschreiten, so muß die Querschnittfläche sich ergeben zu

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{0,0112}{0,8} = 0,014 \text{ qm.}$$

Bei kreisförmigem Querschnitt ergibt sich die lichte Weite des Rohres aus der Formel:

$$\frac{d^2 \pi}{4} = 0,014 \text{ qm;}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,014 \cdot 4}{3,14}} = 0,134 \text{ m.}$$

Hierfür wird die in der Normaltabelle vorkommende nächst höhere Weite von 0,15 m gewählt, deren Querschnitt $F = 0,01767$ qm ist, so daß die tatsächliche Geschwindigkeit sich auf

$$v = \frac{0,0112}{0,01767} = 0,63 \text{ m}$$

ermäßigt.

5. Berechnung der Querschnitte und Druckhöhen des Rohrnetzes.

Die Berechnung soll im folgenden nur für einen Rohrstrang, und zwar für den längsten mit den Strecken I bis VII durchgeführt werden, da dieser den stärksten Druckhöhenverlust aufweisen wird und die übrigen Strecken in gleicher Weise berechnet werden.

Um die Rohrquerschnitte zu bestimmen, müssen zuerst die stärksten Durchflußmengen ermittelt werden, und zwar unter der Annahme, daß außer dem stärksten Hauswasserbedarf gleichzeitig durch den letzten Hydranten 5 sl Löschwasser abzugeben sind. Die Verteilung der Zuflüsse soll so erfolgen, als ob das Rohrnetz nach dem Verästelungssystem angelegt sei, wie die Abb. 79 andeutet, während in Wirklichkeit die Streckenenden der Zweig-

leitungen mit den benachbarten Hauptsträngen verbunden sind, so daß ein Kreislaufsystem entsteht.

Die auf die einzelnen Rohrstrecken entfallenden Wassermengen werden entweder nach den anteiligen versorgten Flächen, entsprechend der Verschiedenartigkeit der Bebauungsweise und der Bevölkerungsdichtigkeit, oder nach dem Verhältnis der Rohrstreckenlängen ermittelt. Die letztere Berechnungsweise wird zweckmäßig in kleineren Städten, wo große Unterschiede im Wasserverbrauch der Bewohner kaum vorkommen, angewendet, und soll daher auch hier angenommen werden,

daß der stärkste Bedarf gleichmäßig über das gesamte Rohrnetz sich verteilt.

Der durchschnittliche Tagesverbrauch in 40 Jahren war berechnet worden zu 268200 l, daraus ergibt sich der stärkste Stundenverbrauch zu $\frac{1}{10} \cdot 268200 \text{ l} = 26820 \text{ l}$ oder auf die Sekunde zu $\frac{26820}{60 \cdot 60} = 7,45 \text{ l}$. Dieser Verbrauch verteilt sich auf das ganze Rohrnetz, das vom Punkt C der Abb. 79 eine Länge von 2660 m hat, so daß zur Zeit der stärksten Wasserabgabe auf 1 m Straßenrohr $\frac{7,45}{2660} = 0,0028 \text{ sl}$ entfällt. Strecke I hat anliegende Grundstücke nicht zu versorgen. Außerdem tritt in jeder Straße noch die Wasserabgabe durch den letzten Hydranten H mit 5 sl hinzu. Mithin sind die Rohrstrecken wie folgt belastet:

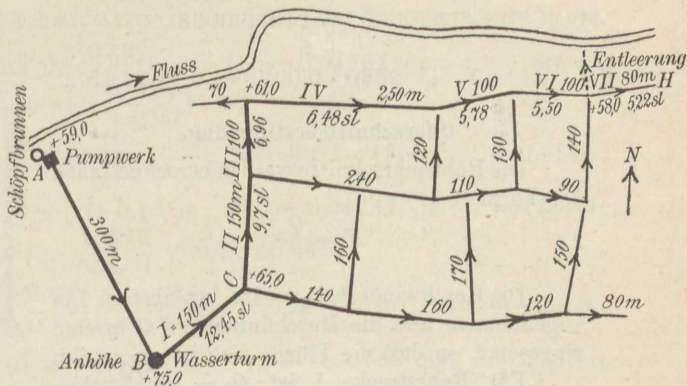


Abb. 79. Grundwasserversorgung einer Kleinstadt. Lageplan.

$$\text{Strecke VII mit } 80 \cdot 0,0028 + 5 = 5,22 \text{ sl}$$

$$\text{„ VI „ } (80 + 100) 0,0028 + 5 = 5,50 \text{ „}$$

$$\text{„ V „ } (80 + 100 + 100) 0,0028 + 5 = 5,78 \text{ „}$$

$$\text{„ IV „ } (80 + 100 + 100 + 250) 0,0028 + 5 = 6,48 \text{ „}$$

$$\text{„ III „ } (80 + 100 + 100 + 250 + 70 + 100) 0,0028 + 5 = 6,96 \text{ „}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Strecke II mit } (80 + 100 + 100 & \text{sl} \\
 + 250 + 70 \\
 + 100 + 150 \\
 + 240 + 120 \\
 + 110 + 130 + 90 \\
 + 140) 0,0028 \\
 + 5 & = 9,70 \text{ „} \\
 \text{„ I „ } 2660 \cdot 0,0028 + 5 = 12,45 \text{ „}
 \end{array}$$

Querschnittsbestimmung.

Die Rohrquerschnitte werden berechnet nach der Formel:

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

Die Geschwindigkeit v wird zunächst zu 1 m angenommen und die Durchflußmenge Q in cbm eingesetzt, so daß die Fläche sich in qm ergibt.

Für Rohrstrecke I ist $Q_I = 12,45 \text{ sl} = 0,01245 \text{ cbm}$, $v = 1,0 \text{ m}$, mithin $F_I = \frac{0,01245}{1,0} = 0,01245 \text{ qm}$. Für kreisförmige Rohrquerschnitte wird

$$\frac{d_I^2 \pi}{4} = F_I = 0,01245 \text{ qm},$$

$$d_I = \sqrt{\frac{0,01245 \cdot 4}{3,14}} = 0,126 \text{ m}.$$

In gleicher Weise berechnen sich die Querschnitte für die übrigen Rohrstrecken zu:

$$F_{II} = 0,0097 \text{ qm} \quad \text{und} \quad d_{II} = 0,111 \text{ m}$$

$$F_{III} = 0,00696 \text{ „} \quad \text{„} \quad d_{III} = 0,094 \text{ „}$$

$$F_{IV} = 0,00648 \text{ „} \quad \text{„} \quad d_{IV} = 0,091 \text{ „}$$

$$F_V = 0,00578 \text{ „} \quad \text{„} \quad d_V = 0,086 \text{ „}$$

$$F_{VI} = 0,00550 \text{ „} \quad \text{„} \quad d_{VI} = 0,084 \text{ „}$$

$$F_{VII} = 0,00522 \text{ „} \quad \text{„} \quad d_{VII} = 0,082 \text{ „}$$

Mit Rücksicht auf die Verwendung von möglichst wenig verschiedenen Rohrsorten und auf die wegen der flachen Lage des Stadtgebietes zu erstrebende Verminderung der Druckhöhenverluste werden die Querschnitte etwas stärker gewählt, und zwar soll

$$d_I = d_{II} = 0,15 \text{ m},$$

$$d_{III} = d_{IV} = 0,10 \text{ m},$$

$$d_V = d_{VI} = d_{VII} = 0,09 \text{ m Weite erhalten.}$$

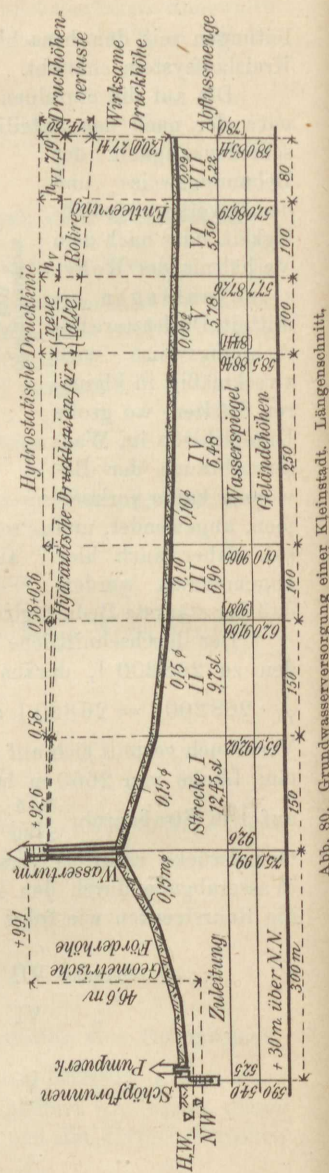


Abb. 80. Grundwasserversorgung einer Kleinstadt. Längenschnitt.

Druckhöhenberechnung.

Die Druckhöhenverluste werden berechnet nach der Formel auf S. 63:

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

hierin ist d der Rohrdurchmesser und l die Streckenlänge in m, $g = 9,81$ und $v = \frac{Q}{F}$, wobei Q die Durchflußmenge in cbm und F der Rohrquerschnitt in qm.

Für Strecke I ist $d_I = 0,15$ m; $F_I = 0,01767$ qm; $l = 150$ m;
 $Q_I = 0,01245$ cbm, also $v = \frac{0,01245}{0,01767} = 0,7$ m und
 $h_I = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,15} \right) \frac{150}{0,15} \cdot \frac{0,7^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0079 \cdot 150 \cdot 0,7^2 = 0,58$ m.

Für Strecke II ist $d_{II} = 0,15$ m; $F_{II} = 0,01767$ qm; $l = 150$ m;
 $Q = 0,0097$ cbm; also $v = \frac{0,0097}{0,01767} = 0,55$ m und

$$h_{II} = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,15} \right) \frac{150}{0,15} \cdot \frac{0,55^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0079 \cdot 150 \cdot 0,55^2 = 0,36$$
 m.

Für Strecke III ist $d_{III} = 0,10$ m; $F_{III} = 0,00785$ qm; $l = 100$ m;
 $Q = 0,00696$ cbm; also $v = \frac{0,00696}{0,00785} = 0,89$ m und

$$h_{III} = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,10} \right) \frac{100}{0,10} \cdot \frac{0,89^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0127 \cdot 100 \cdot 0,89^2 = 1,01$$
 m.

Für Strecke IV ist $d_{IV} = 0,1$ m; $l_{IV} = 250$ m; $F_{IV} = 0,00785$ qm;
 $Q_{IV} = 0,00648$ cbm, also $v = \frac{0,00648}{0,00785} = 0,83$ m und

$$h_{IV} = 0,0127 \cdot 250 \cdot 0,83^2 = 2,19$$
 m.

Für Strecke V ist $d_V = 0,09$ m; $l = 100$ m; $F = 0,00636$ qm;
 $Q_V = 0,00578$ cbm, also $v = \frac{0,00578}{0,00636} = 0,91$ m und

$$h_V = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,09} \right) \frac{100}{0,09} \cdot \frac{0,91^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0145 \cdot 100 \cdot 0,91^2 = 1,2$$
 m.

Für Strecke VI ist $d_{VI} = 0,09$ m; $l_{VI} = 100$ m; $F_{VI} = 0,00636$ qm;
 $Q_{VI} = 0,0055$ qm, also $v = \frac{0,0055}{0,00636} = 0,86$ m und

$$h_{VI} = 0,0145 \cdot 100 \cdot 0,86^2 = 1,07$$
 m.

Für Strecke VII ist $d_{VII} = 0,09$ m; $l_{VII} = 80$ m; $F_{VII} = 0,00636$ qm;
 $Q_{VII} = 0,0052$ cbm, also $v = \frac{0,00522}{0,00636} = 0,82$ m und

$$h_{VII} = 0,0145 \cdot 80 \cdot 0,82^2 = 0,78$$
 m.

Der gesamte Druckhöhenverlust in den Rohrstrecken I bis VII beträgt mithin

$$H = 0,58 + 0,36 + 1,01 + 2,19 + 1,20 + 1,07 + 0,78 = 7,19$$
 m.

An m. Soll die Verkrustung der Rohre berücksichtigt werden, so sind die Druckhöhenverluste der 15 cm weiten Rohre mit $\sigma = 1,9$, die der 10 cm

weiten Rohre mit $\sigma = 2,0$ und die der 9 cm weiten Rohre mit $\sigma = 2,1$ zu multiplizieren; es wird mithin dann der gesamte Druckhöhenverlust bis zum Endpunkt H des Rohrnetzes

$$= (0,58 + 0,36) 1,9 + (1,01 + 2,19) 2,0 + (1,2 + 1,07 + 78) 2,1 = 14,6 \text{ m.}$$

6. Berechnung des Sammelbehälters.

Der Sammelbehälter soll auch noch in 40 Jahren genügen. Der durchschnittliche Tagesbedarf beträgt dann 268 200 l. Nach S. 42 hat der Sammelbehälter, wenn für das Pumpwerk nur Tagesbetrieb vorgesehen werden soll, einen Fassungsraum zu erhalten, der dem halben durchschnittlichen Tagesverbrauch entspricht, also $\frac{268200}{2} = 134000 \text{ l} = 134,1 \text{ cbm.}$

Nach den örtlichen Verhältnissen erscheint am zweckmäßigsten ein eiserner Behälter nach System Intze (s. Abb. 43) auf gemauertem, auf einer Anhöhe zu errichtendem Unterbau.

Wird die Füllhöhe zu 6,5 m angenommen und nur der Inhalt des kreisförmigen Zylinders berücksichtigt, so berechnet sich die Grundrißfläche des Behälters nach der Formel

$$Q = F \cdot h \text{ zu } F = \frac{Q}{h} = \frac{134,1}{6,5} = 20,6 \text{ qm,}$$

mithin

$$\frac{d^2 \pi}{4} = 20,6 \quad \text{und} \quad d = \sqrt{\frac{20,6 \cdot 4}{3,14}} = 5,12 \text{ m.}$$

Die Lichtweite des Intzebehälters muß also mindestens 5,12 m erhalten.

Die Brandreserve beträgt, wenn ein Hydrant 2 Stunden lang 5 sl Wasser abgeben soll, $2 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 5 = 36000 \text{ l} = 36 \text{ cbm}$, entspricht also einer Füllhöhe des Behälters von $\frac{36}{20,6} = 1,75 \text{ m}$. Sobald dieses Maß erreicht ist, muß der Maschinist durch eine Alarmvorrichtung zum Antrieb der Pumpe veranlaßt werden. Bei elektrischem Pumpenbetriebe kann dann das Anlassen und Abstellen der Pumpe auch selbsttätig bewirkt werden.

Die Höhenlage des Sammelbehälters ergibt sich aus der Berechnung der Druckhöhenverluste im Straßenrohrnetz. Der gesamte Druckhöhenverlust bis zum Endpunkte H war unter Berücksichtigung der Verkrustung zu 14,6 m ermittelt worden. Soll im Rohrnetz auch an der ungünstigsten Stelle, also bei H , selbst bei leerem Behälter ein Wasserdruk von 20 m Wassersäule wirksam sein, so muß die Behältersohle mindestens $20 + 14,6 \text{ m}$ höher liegen als die Straßenkrone im Punkte H . Es muß also, da die Straßenkrone auf $+ 58,0 \text{ m N. N.}$ sich befindet, der Wasserturm so hoch aufgeführt werden, daß die Behältersohle auf $58,0 + 20 + 14,6 = + 92,6 \text{ m N. N.}$ zu liegen kommt. Da in der Nähe eine geeignete Anhöhe mit $+ 75 \text{ m N. N.}$ Gipfelhöhe sich vorfindet, so soll hier der Wasserturm errichtet werden, dessen Unterbau eine Höhe von mindestens $92,6 - 75,0 = 17,6 \text{ m}$ über dem Scheitel der Anhöhe erhalten muß.

7. Berechnung des Pumpwerks.

Das Pumpwerk soll für mindestens 20 Jahre ausreichen. Der durchschnittliche Tagesverbrauch beträgt dann 219 600 l, der stärkste Tagesverbrauch also $1,5 \cdot 219 600 = 329 400$ l. Bei zehnstündigem Pumpenbetrieb entfällt mithin auf 1 Sekunde $\frac{329 400}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 9,15$ sl.

Das Zuleitungsrohr vom Pumpwerk zum Sammelbehälter soll in Höhe der vollen Füllung ausmünden. Die Behältersohle liegt auf + 92,6 m N. N., die Füllhöhe beträgt 6,5 m, mithin steht der Wasserspiegel bei gefülltem Behälter auf + 92,6 + 6,5 = + 99,1 m N. N.

Der niedrigste ungesenkte Wasserspiegel liegt im Schöpfbrunnen 5 m unter dem auf + 59,0 m N. N. befindlichen Pflaster des Pumpwerks, also auf + 54,0 m N. N. Bei schärfstem Betriebe wurde während des Probepumpens eine stärkste Spiegelsenkung von 1,5 m erzielt, so daß der niedrigste Wasserstand im Schöpfbrunnen auf + 54,0 - 1,5 = 52,5 m N. N. angenommen werden kann.

Die geometrische Förderhöhe, welche dem Abstände zwischen dem höchsten Spiegel im Behälter und dem niedrigsten Wasserstande im Schöpfbrunnen entspricht, beträgt also

$$h_1 = 99,1 - 52,5 = 46,6 \text{ m.}$$

Hierzu treten noch die von der Maschine zu überwindenden Bewegungswiderstände, die das Wasser beim Durchfluß durch die 300 m lange und 0,15 m weite Zuleitung erleidet, und die als Druckhöhenverluste berechnet werden nach der Formel:

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

Hierin ist $d = 0,15$ m; $l = 300$ m; $g = 9,81$ m; der Rohrquerschnitt $F = 0,01767$ qm und die Durchflußmenge $Q = 0,00915$ cbm, so daß $v = \frac{0,00915}{0,01767} = 0,52$ m wird und danach

$$h_2 = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,15} \right) \frac{300}{0,15} \cdot \frac{0,52^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0079 \cdot 300 \cdot 0,52^2 = 0,64 \text{ m.}$$

Die gesamte von der Maschine zu leistende Förderhöhe ergibt sich demnach zu

$$h = h_1 + h_2 = 46,6 + 0,64 = 47,24 \text{ m}$$

und somit die Anzahl der von der Maschine aufzuwendenden Pferdestärken mit Berücksichtigung des Nutzeffekts von Pumpe und Maschine nach S. 37 zu

$$N = \frac{h}{75} \cdot \frac{Q}{85} \cdot \frac{100}{85} = \frac{47,24 \cdot 9,15}{75} \cdot \frac{100}{85} \cdot \frac{100}{85} = 8 \text{ P. S.}$$

Es sind also 2 Maschinen aufzustellen von je 8 P. S. Leistung, damit bei Maschinenschäden die andere stets betriebsbereit zu haltende Maschine jederzeit zur Aushilfe in Gang gesetzt werden kann. Als Betriebskraft kann bei der verhältnismäßig geringen Maschinenstärke und dem unterbrochenen Betrieb Elektrizität oder Gas in Vorschlag gebracht werden. Sollten die geförderten Wassermengen nicht ausreichen, so kann dem Mangel durch Verlängerung der Betriebszeit leicht abgeholfen werden.

c) Berechnung der Wasserversorgung für ein Großstadtviertel.

Das an ein Fabrikviertel einer Großstadt anstoßende Gelände, für welches der in Abb. 81 dargestellte Bebauungsplan aufgestellt ist, soll dicht bebaut und an das vorbeiführende Hauptrohr der städtischen Wasserversorgung angeschlossen werden. Der an der Anschlußstelle mittels Manometers beobachtete Druck des Wassers im Hauptrohr zeigte zur Zeit der stärksten Wasserentnahme 3,2 Atm. = 32 m Wassersäule. Für Feuerlöschzwecke soll jederzeit der Bedarf für vier Schlauchlinien mit 10 sl Wasser gedeckt werden. Zu berechnen sind die Quer-

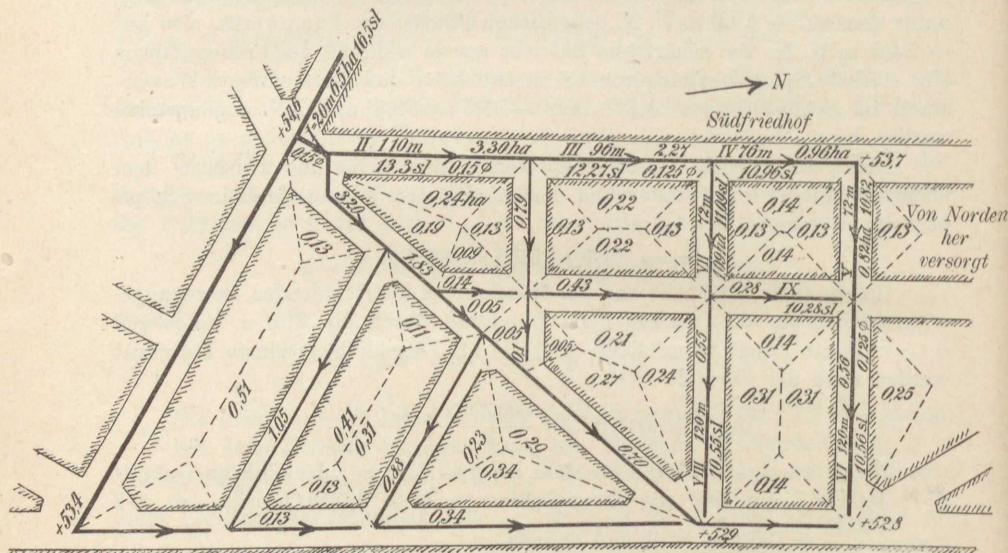


Abb. 81. Wasserversorgung eines Großstadtviertels.

schnitte und die Druckhöhenverluste im Rohrzuge I bis IX. Die übrigen Strecken werden ebenso berechnet, können also hier außer Betracht bleiben.

Für die Berechnungen wird das nach dem Kreislaufsystem auszuführende Rohrnetz, wie in Abb. 81 angedeutet ist, als nach dem Verästelungssystem angeordnet angesehen. Eine Verkrustung der Rohre soll nicht berücksichtigt werden.

1. Ermittlung des Wasserbedarfs.

Nach S. 2 u. 4 ist auf 1 ha eine Bevölkerung von 300 Seelen und auf den Einwohner ein täglicher durchschnittlicher Wasserverbrauch von 120 l zu rechnen. Der stärkste Stundenverbrauch, für den das Rohrnetz zu bemessen ist, beträgt $\frac{1}{10}$ hiervon, also 12 l oder in der Sekunde $\frac{12}{60 \cdot 60} = 0,00333$ l;

mithin kommt auf 1 ha mit 300 Einwohnern $300 \cdot 0,00333 = 1$ sl Wasserverbrauch. Hierzu tritt der Bedarf für die letzten Hydranten mit 10 sl.

Rohrstrecke I hat zu versorgen 6,5 ha Fläche; der Wirtschaftsverbrauch beträgt also $6,5 \cdot 1 = 6,5$ sl, hierzu treten für Feuerlöschzwecke 10 sl, so daß sich die stärkste Durchflußmenge durch Strecke I ergibt zu:

$$Q_I = 6,5 + 10 = 16,5 \text{ sl} = 0,0165 \text{ cbm.}$$

In gleicher Weise wird weiter:

$$Q_{II} = 3,3 + 10 = 13,3 \text{ sl} = 0,0133 \text{ cbm}$$

$$Q_{III} = 2,27 + 10 = 12,27 \text{ „} = 0,01227 \text{ „}$$

$$Q_{IV} = 0,96 + 10 = 10,96 \text{ „} = 0,01096 \text{ „}$$

$$Q_V = 0,82 + 10 = 10,82 \text{ „} = 0,01082 \text{ „}$$

$$Q_{VI} = 0,56 + 10 = 10,56 \text{ „} = 0,01056 \text{ „}$$

$$Q_{VII} = 1,09 + 10 = 11,09 \text{ „} = 0,01109 \text{ „}$$

$$Q_{VIII} = 0,55 + 10 = 10,55 \text{ „} = 0,01055 \text{ „}$$

$$Q_{IX} = 0,28 + 10 = 10,28 \text{ „} = 0,01028 \text{ „}$$

2. Berechnung der Rohrquerschnitte.

Der Rohrquerschnitt wird berechnet nach der Formel $F = \frac{Q}{v}$. Hierin ist F in qm, Q in cbm und v in m einzusetzen. Die Geschwindigkeit wird zunächst zu 1 m angenommen, daher ergibt sich für Strecke I:

$$F_I = \frac{0,0165}{1} = 0,0165 \text{ qm}$$

und der Durchmesser

$$\frac{d_I^2 \pi}{4} = 0,0165 \text{ qm;}$$

$$d_I = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0165}{3,14}} = 0,145 \text{ m.}$$

In gleicher Weise berechnet sich:

$$F_{II} = 0,0133 \text{ qm und } d_{II} = 0,130 \text{ m}$$

$$F_{III} = 0,01227 \text{ „ „ } d_{III} = 0,125 \text{ „}$$

$$F_{IV} = 0,01096 \text{ „ „ } d_{IV} = 0,118 \text{ „}$$

$$F_V = 0,01082 \text{ „ „ } d_V = 0,117 \text{ „}$$

$$F_{VI} = 0,01056 \text{ „ „ } d_{VI} = 0,116 \text{ „}$$

$$F_{VII} = 0,01109 \text{ „ „ } d_{VII} = 0,119 \text{ „}$$

$$F_{VIII} = 0,01055 \text{ „ „ } d_{VIII} = 0,116 \text{ „}$$

$$F_{IX} = 0,01028 \text{ „ „ } d_{IX} = 0,114 \text{ „}$$

Mit Rücksicht auf die Abmessungen der Normaltabelle und auf die Verwendung von möglichst wenig verschiedenen Rohrarten werden die

Lichtweiten von Rohrstrecke I und II mit 0,15 m, sämtliche übrigen mit 0,125 m ausgeführt.

3. Berechnung der Druckhöhen.

Die Druckhöhenverluste werden berechnet nach der Formel:

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

Hierin ist der Durchmesser d , die Länge der Strecke l , die Geschwindigkeit v und g in m einzusetzen.

Die Geschwindigkeiten sind nun nicht = 1 m anzunehmen, sondern aus der Formel $v = \frac{Q}{F}$ den wirklichen Rohrweiten 0,15 und 0,125 entsprechend zu berechnen.

Für Strecke	I	wird	$v_I = \frac{0,0165}{0,01767} = 0,93$	m
„	II	„	$v_{II} = \frac{0,0133}{0,01767} = 0,75$	„
„	III	„	$v_{III} = \frac{0,01227}{0,01227} = 1,0$	„
„	IV	„	$v_{IV} = \frac{0,01096}{0,01227} = 0,89$	„
„	V	„	$v_V = \frac{0,01082}{0,01227} = 0,88$	„
„	VI	„	$v_{VI} = \frac{0,01056}{0,01227} = 0,86$	„
„	VII	„	$v_{VII} = \frac{0,01109}{0,01227} = 0,90$	„
„	VIII	„	$v_{VIII} = \frac{0,01055}{0,01227} = 0,86$	„
„	IX	„	$v_{IX} = \frac{0,01028}{0,01227} = 0,84$	„

Für Strecke I von 20 m Länge und 0,15 m Durchmesser wird also:

$$h_I = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,15} \right) \frac{20}{0,15} \cdot \frac{0,93^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0079 \cdot 20 \cdot 0,93^2 = 0,14 \text{ m.}$$

Für Strecke II:

$$h_{II} = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,15} \right) \frac{110}{0,15} \cdot \frac{0,75^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0079 \cdot 110 \cdot 0,75^2 = 0,49 \text{ m.}$$

Für Strecke III von 0,125 m Durchmesser wird:

$$h_{III} = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,125} \right) \frac{96}{0,125} \cdot \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0098 \cdot 96 \cdot 1,0 = 0,94 \text{ m.}$$

Für die übrigen gleichfalls 0,125 m weiten Rohrstrecken wird in gleicher Weise:

$$h_{IV} = 0,0098 \cdot 76 \cdot 0,89^2 = 0,59 \text{ m}$$

$$h_V = 0,0098 \cdot 72 \cdot 0,88^2 = 0,55 \text{ „}$$

$$h_{VI} = 0,0098 \cdot 120 \cdot 0,86^2 = 0,87 \text{ „}$$

$$h_{VII} = 0,0098 \cdot 72 \cdot 0,90^2 = 0,57 \text{ „}$$

$$h_{VIII} = 0,0098 \cdot 120 \cdot 0,86^2 = 0,87 \text{ „}$$

$$h_{IX} = 0,0098 \cdot 76 \cdot 0,84^2 = 0,53 \text{ „}$$

Aus diesen Druckhöhenverlusten werden die an den verschiedenen Punkten des Rohrnetzes wirkenden Druckhöhen ermittelt, indem man unter Berücksichtigung des Geländegefälles die Druckhöhenverluste der einzelnen Rohrstrecken von der Anschlußstelle des Hauptrohres bis zum Ende der zu bestimmenden Strecke zusammenzählt und die Summe von der Druckhöhe im Hauptrohre abzieht.

Die Druckhöhe am Endpunkte der Strecke VI berechnet sich z. B. wie folgt:

Die Straßenkrone am Anschluß an das Hauptrohr liegt auf $+ 54,6 \text{ m N.N.}$
 die hier vorhandene manometrisch gemessene Druckhöhe beträgt $32,0 \text{ m}$
 mithin würde hier die hydraulische Drucklinie stehen auf $+ 86,6 \text{ m N.N.}$

Auf der Rohrstrecke I bis VI geht an Druckhöhe verloren

$$0,14 + 0,49 + 0,94 + 0,59 + 0,55 + 0,87 = 3,58 \text{ m,}$$

so daß am Endpunkt der Strecke VI der Wasserspiegel der hydraulischen Drucklinie auf $86,6 - 3,58 = 83,02 \text{ m N.N.}$ steht. Da hier die Straßenkrone auf $+ 52,8 \text{ m N.N.}$ sich befindet, so bleiben an wirksamer Druckhöhe verfügbar $83,02 - 52,8 = 30,22 \text{ m}$. In gleicher Weise ergibt sich für den Endpunkt der Strecke VIII die verfügbare Druckhöhe zu

$$86,6 - (0,14 + 0,49 + 0,94 + 0,57 + 0,87) - 52,9 = 30,69 \text{ m.}$$

In Wirklichkeit werden die Druckhöhen noch geringe Änderungen erfahren, da das Rohrnetz nach dem Kreislaufsystem angeordnet ist und das Wasser daher nicht nur auf dem einen der Berechnung zugrunde gelegten Wege, sondern auch von Nebenleitungen her zufließen wird, so daß sich teilweise geringere Durchflußmengen, mithin geringere Geschwindigkeiten und schwächere Druckhöhenverluste ergeben werden.

Nachdem auf diese Weise sämtliche Rohrstrecken bestimmt sind, muß noch untersucht werden, ob nicht durch Ausschaltung einzelner Strecken, wie sie bei Rohrbrüchen vorkommt, durch die Umleitung des Wassers eine stärkere Beanspruchung anderer Strecken eintritt. Diese Strecken sind dann für die größere Fördermenge in gleicher Weise, wie oben gezeigt, nochmals zu berechnen und die Querschnitte nötigenfalls zu verstärken.

d) Berechnung der Zuflußleitung für eine Fabrik.

Eine Fabrik verbraucht bei gleichmäßigem Zufluß täglich in neun Arbeitsstunden 48 cbm Wasser. Die größte zu erwartende Betriebssteigerung wird auf 30% veranschlagt. Zu berechnen ist die Rohrweite und der Druckhöhenverlust der 70 m langen Zuleitung nach der in Süddeutschland verwendeten Formel.

Durchflußmenge.

Der stärkste zu erwartende Durchfluß beträgt in neun Stunden

$$48 + \frac{48 \cdot 30}{100} = 62,4 \text{ cbm.}$$

Auf die Sekunde entfällt mithin:

$$Q = \frac{62,4}{9 \cdot 60 \cdot 60} = 0,00193 \text{ cbm.}$$

Querschnittsberechnung.

Der Querschnitt wird berechnet nach der Formel: $F = \frac{Q}{v}$. Hierin erscheint F in qm, wenn die Durchflußmenge Q in cbm und die Geschwindigkeit v in m eingesetzt werden. Wird die zulässige Geschwindigkeit = 1 m angenommen, so wird:

$$F = \frac{0,00193}{1,0} = 0,00193 \text{ qm}$$

und für kreisförmige Rohre

$$\frac{d^2 \pi}{4} = 0,00193;$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00193}{3,14}} = 0,0496 \text{ m,}$$

d. h. der Durchmesser muß mindestens 5 cm stark gewählt werden.

Druckhöhenberechnung.

Der Druckhöhenverlust wird nach S. 63 in Süddeutschland berechnet nach der Formel:

$$h = c Q^2 \frac{l}{d^5},$$

hierin ist c ein Erfahrungswert, der bei 5 cm Weite für neue Rohre = 0,0025 und für alte Rohre = 0,0068 zu setzen ist, Q ist die Durchflußmenge in cbm, l die Rohrlänge und d der Durchmesser in m. Mithin wird

$$\text{für neue Rohre: } h = 0,0025 \cdot 0,00193^2 \cdot \frac{70}{0,05^5} = 2,09 \text{ m}$$

und

$$\text{für alte Rohre: } h = 0,0068 \cdot 0,00193^2 \cdot \frac{70}{0,05^5} = 5,67 \text{ m.}$$

Nach den in Norddeutschland gebräuchlichen, in den früheren Beispielen verwendeten Formeln würde sich h zu 2,06 m bzw. 5,36 m berechnen.

Beträgt z. B. die Steighöhe des Wassers im Straßenrohr an der Anschlußstelle 20 m über Straßenkrone, so darf die Ausströmungsöffnung der Fabrikleitung am Endpunkte höchstens $20 - 5,67 = 14,33$ m über Straßenpflaster liegen.

X. Kosten von Wasserversorgungsanlagen.

Die Anlagekosten der Wasserversorgungen schwanken nach den örtlichen Verhältnissen in weiten Grenzen, und sind daher auch für Kostenüberschläge genaue Vorberechnungen aufzustellen. Hierbei behandelt man zweckmäßig die einzelnen Baugegenstände für sich, etwa in folgender Reihenfolge:

1. Quellfassungen, Brunnenanlagen, Sammelleitungen, Schöpfstellen;
2. Pumpwerke mit Zuleitung;
3. Reinigungsanlagen;
4. Zuleitungen zum Hochbehälter;
5. Sammelbehälter;
6. Rohrnetz mit Schiebern, Hydranten, Straßenbrunnen usw.

Bei den besonderen Bauwerken veranschlagt man die einzelnen Arbeiten in der Reihenfolge ihrer Ausführung, und zwar die Arbeiten getrennt von der Materialienlieferung.

Überaus wichtig ist die Preisbestimmung für die Erd-, Bagger- und Rammarbeiten, die nur auf Grund sorgfältiger Bodenuntersuchungen und reicher Erfahrungen zutreffend geschätzt werden können. Der Preis hängt ab von der Beschaffenheit des Bodens, dem Auftreten von Hindernissen, wie Mauerresten, Baumstämmen, Faschinen, Felskuppen usw., ferner von der Tiefe der Rohrgräben bzw. Baugruben, der Ausführung im Trocknen oder im Wasser und vom Lohnsatz und der Gewandtheit der Arbeiter. Die Unterschätzung der Schwierigkeiten gerade bei Ausführung von Erdarbeiten hat, weil es sich hierbei gewöhnlich um große Massen handelt, schon vielfach den Unternehmern schwere Verluste zugefügt, daher ist bei der Preisermittlung hierbei ganz besondere Vorsicht geboten. Die Preise für Maurer- und Betonarbeiten, Rohrverlegungen und Materiallieferungen sind weniger schwankend und einfacher zu ermitteln.

Für sehr überschlägliche Schätzungen kann man die Anlagekosten von Wasserversorgungsbauten wie folgt annehmen:

Bei Talsperren kostet 1 cbm Fassungsraum des Sammelteiches unter sehr günstigen Verhältnissen 0,06 bis 0,20 *M.*, i. M. 0,4 bis 0,6 *M.* Bei Kesselbrunnen kostet 1 qm Brunnenfläche für 1 m Brunnentiefe in Mark:

- a) über Wasser bei Sand, Kies und Ton 6 bis 9 + h,
bei Fels oder Gerölle 9 bis 18 + h,
- b) unter Wasser bei Sand, Kies und Ton 10,5 bis 16,5 + h,
bei Fels oder Gerölle 12 + h bis 24 + 2h,

wenn h die Brunnentiefe in ganzen m eingesetzt wird.

Bei gebohrten Brunnen betragen die Kosten für 1 m Bohrlochtiefe von 20—30 cm Weite etwa 30—40 *M.*, wenn die Gesamttiefe 50—60 m nicht übersteigt.

Überwölbte Filter kosten 60—80 \mathcal{M} und offene 40—50 \mathcal{M} für 1 qm Filterfläche, Hochbehälter 25—45 \mathcal{M} für 1 cbm Fassungsraum. Das Straßennetz einschl. Zubehör erfordert etwa $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ der gesamten übrigen Anlagekosten, und zwar entfallen auf 1 m Rohrlänge etwa 12—14 \mathcal{M} . Auf den Kopf der Bevölkerung kann man an Anlagekosten unter günstigen Verhältnissen etwa 12—15 \mathcal{M} und im Durchschnitt 18—24 \mathcal{M} rechnen.

Die Selbstkosten für 1 cbm Wasser stellen sich auf 5—15 Pf einschl. der Zuschläge für Verzinsung, Tilgung, Erneuerung, Unterhaltung und Wartung der Anlagen, und zwar erfordert die Gewinnung 0,1—5 Pf bei Quellsfassungen, 0,25—1,5 Pf bei Brunnen und 0,5—2 Pf bei Talsperren, die Reinigung auf Sandfiltern 0,5—1,2 Pf, die Enteisung 0,1—0,3 Pf, die Förderung durch Pumpwerke 0,5—1,0 Pf, die Zuleitung 0,5—1,5 Pf, die Aufsammeln in Hochbehältern 0,5—0,7 Pf, das Rohrnetz 2 Pf und die Verwaltung 0,7—2 Pf. Unter Berücksichtigung des für öffentliche Zwecke abgegebenen und durch Betriebsstörungen verlorenen Wassers wird auf die Selbstkosten ein Aufschlag von 10—25 % und zur Schaffung eines für die spätere Erneuerung der Anlagen bestimmten Geldvorrates ein weiterer Zuschlag gemacht, so daß sich der Verkaufspreis für 1 cbm Wasser auf 10 bis 25 Pf stellt.

Benutzte und empfehlenswerte Werke:

Frühling, die Wasserversorgung der Städte. Verlag von Engelmann, Leipzig.
König, Anlage und Ausführung von Wasserleitungen und Wasserwerken. Verlag von Wigand, Leipzig.
Lueger, die Wasserversorgung der Städte. Verlag von Kröner, Leipzig.

Quellenverzeichnis der Abbildungen.

- Abb. 4 nach Lueger, die Wasserversorgung der Städte.
Tabelle auf S. 63 unten aus Lueger, die Wasserversorgung der Städte.
Abb. 6 nach Bachmann, die Talsperrenanlage bei Marklissa a. Q. Verlag von Treukler & Komp., Leipzig.
Abb. 7 u. 8 aus dem Heftchen, die Talsperrenanlage bei Marklissa a. Q. Verlag von M. Rieß, Beerberg bei Marklissa.
Abb. 10 nach König, Anlage und Ausführung von Wasserleitungen.
Abb. 12 u. 45 nach Frühling, die Wasserversorgung der Städte.
Abb. 68, 69, 73 u. 76 aus dem Preisverzeichnis der Firma Breuer & Komp., Höchst a. M.
Abb. 26, 28, 70, 71, 72 u. 75 aus dem Preisverzeichnis der Firma Bopp & Reuther, Mannheim.
Abb. 55—66 aus dem Preisverzeichnis der Gießerei Lauchhammer, Gröditz i. S.

