

K. WÓYCICKI

# WODOCIĄGI



BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

POLITECHNIKA WARSZAWSKA  
WYDZIAŁ GEODEZJI I KARTOGRAFII  
Katedra i Zakład Geodezji i Pomiarów Szczegółowych

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ WÓYCICKI

POLITECHNIKA WARSZAWSKA  
WYDZIAŁ GEODEZJI I KARTOGRAFII  
INSTYTUT GEODEZJI GOSPODARCZEJ  
BIBLIOTEKA Nr 1918 / G

628.1.

# WODOCIĄGI

Wydanie drugie  
(poprawione i uzupełnione)

Uzupełnienia opracował  
*mgr inż. Wiktor Petrozolin*



W A R S Z A W A

B U D O W N I C T W O i A R C H I T E K T U R A



Opiniodawcy:

*mgr inż. Wiktor Petrozolin*  
*mgr Alfred Wójtowicz (rozdziały II i VII)*

Redaktor naukowy:  
*mgr inż. Stanisław Wojnarowicz*

Redaktor naukowy BA:  
*inż. Leszek Buczkowski*

\*

*W pracy omówiono podstawowe wiadomości z dziedziny projektowania, budowy i eksploatacji urządzeń wodociągowych.*

*Książka przeznaczona jest dla projektantów i wykonawców oraz jako lektura pomocnicza dla nauczycieli technikum budowlanych, wydział wodociągów i kanalizacji.*

POLITECHNIKA WARSZAWSKA  
WYDZIAŁ GEODEZJI I KARTOGRAFII  
Katedra i Zakład Geodazyjnych Pomiarów Szczegółowych

1131

WSZELKIE PRAWA ZASTRZEŻONE

POLITECHNIKA WARSZAWSKA  
WYDZIAŁ GEODEZJI I KARTOGRAFII  
INSTYTUT GEODEZJI GOSPODARCZEJ  
BIBLIOTEKA Nr 1131

Redaktor techniczny  
*T. Kopyt*

Korektorzy techniczni  
*B. Maciejewska i M. Timler*

BA Warszawa 1954. Wydanie II. Nakład 18136 egz.

Ark. wyd. 28,3. Ark. druk. 21,5 Pap. druk. sat. kl. VII, 70 g, 610×860/8

Rękop. oddano do skład. 22. 6. 54. Podpis. do druku 25. 11. 54. Druk ukończono 18. 12. 54.  
Symbol 74630/BS Cena zł. 28.50

Krakowskie Zakłady Graficzne Nr 4, Sarego 7 — Zam. 429/54 — M-5-70814



## SPIS TREŚCI

	Str.		Str.
Wstęp . . . . .	5	5. Ujęcie wód gruntowych . . . . .	42
<b>Rozdział I — Ilość wody . . . . .</b>	<b>7</b>	6. Wykonanie ujęcia za pomocą wierceń poziomych . . . . .	57
1. Normy zużycia wody . . . . .	7	7. Sztuczna woda gruntowa . . . . .	57
2. Normy zapotrzebowania wody przeciwpożarowej . . . . .	7	8. Ochrona ujęć . . . . .	61
3. Normy zapotrzebowania wody przemysłowej . . . . .	8	<b>Rozdział VII — Oczyszczanie wody . . . . .</b>	<b>63</b>
4. Wahania w zużyciu wody . . . . .	8	1. Uwagi ogólne . . . . .	63
5. Obliczanie jednostkowego zapotrzebowania wody w miejscu jej ujęcia . . . . .	9	2. Odbarwianie wody . . . . .	63
6. Obliczanie pojemności zbiornika wyrównawczego . . . . .	10	3. Usuwanie zapachu i smaku . . . . .	63
<b>Rozdział II — Jakość wody . . . . .</b>	<b>11</b>	a. Węgiel aktywny . . . . .	64
1. Zanieczyszczenia wód . . . . .	11	b. Chlorowanie . . . . .	65
2. Rozpuszczone zanieczyszczenia mineralne . . . . .	11	4. Usuwanie zanieczyszczeń zawieszonych . . . . .	65
a. Twardość . . . . .	11	a. Rodzaj zawiesin . . . . .	65
b. Żelazo i mangan . . . . .	13	b. Oczyszczanie na kratach i sitach . . . . .	65
c. Chlorki . . . . .	14	c. Oczyszczanie mechaniczne w osadnikach . . . . .	66
3. Rozpuszczone gazy . . . . .	14	d. Oczyszczanie za pomocą osadników i środków chemicznych . . . . .	67
4. Związki azotowe . . . . .	16	5. Oczyszczanie za pomocą filtracji . . . . .	71
5. Alkaliczność . . . . .	16	a. Naturalna filtracja gruntowa . . . . .	71
6. Koncentracja jonów wodorowych pH (potentia hydrogenii) . . . . .	17	b. Filtracja sztuczna . . . . .	72
7. Bakterie . . . . .	18	c. Filtry powolne . . . . .	73
8. Właściwości fizyczne wody . . . . .	19	d. Filtry pośpieszne . . . . .	77
a. Temperatura . . . . .	19	e. Nowe konstrukcje filtrów . . . . .	81
b. Barwa . . . . .	19	6. Odżelazianie . . . . .	82
c. Przezroczystość. Mętność . . . . .	19	a. Uwagi ogólne . . . . .	82
d. Zapach i smak . . . . .	19	b. Urządzenia odżelaziające . . . . .	82
e. Sucha pozostałość . . . . .	20	7. Odmanganianie . . . . .	87
9. Przepisy o jakości wody wodociągowej . . . . .	20	a. Uwagi ogólne . . . . .	87
<b>Rozdział III — Układ całości urządzeń wodociągowych i schematy wodociągów . . . . .</b>	<b>22</b>	b. Sposób chemiczno-mechaniczny . . . . .	87
<b>Rozdział IV — Źródła wody . . . . .</b>	<b>23</b>	c. Chemiczne środki strącające . . . . .	88
1. Podział źródeł ujęcia wody . . . . .	23	d. Sposób biologiczny . . . . .	88
2. Ocena źródeł ujęcia wody pod względem ilości i jakości . . . . .	24	8. Odkwaszanie i odgazowanie . . . . .	88
a. Wody deszczowe spływające po terenie . . . . .	24	a. Uwagi ogólne . . . . .	88
b. Wody stojące zbiorników retencyjnych i jezior naturalnych . . . . .	24	b. Odkwaszanie mechaniczne za pomocą przewietrzania . . . . .	89
c. Wody płynące strumieni i rzek . . . . .	24	c. Odkwaszanie chemiczne . . . . .	90
d. Wody źródlane . . . . .	24	9. Zmiękczenie wody . . . . .	92
e. Płytkie i głębokie wody gruntowe . . . . .	25	a. Uwagi ogólne . . . . .	92
f. Sztuczne wody gruntowe . . . . .	27	b. Metody centralnego zmiękczenia wody . . . . .	92
<b>Rozdział V — Studia związane z projektowaniem wodociągów . . . . .</b>	<b>28</b>	10. Dezynfekcja wody . . . . .	96
<b>Rozdział VI — Ujęcia wody . . . . .</b>	<b>30</b>	a. Uwagi ogólne . . . . .	96
1. Ujęcie wody deszczowej . . . . .	30	b. Gotowanie . . . . .	96
2. Ujęćne wody ze zbiorników i jezior . . . . .	30	c. Promienie ultrafioletowe . . . . .	96
3. Ujęcie wody rzecznej . . . . .	32	d. Ozonizacja . . . . .	97
4. Ujęcie wody źródlanej . . . . .	39	e. Środki utleniające . . . . .	98
		f. Chlorowanie . . . . .	98
		<b>Rozdział VIII — Dostarczanie wody do sieci . . . . .</b>	<b>102</b>
		1. Uwagi ogólne . . . . .	102
		2. Doprowadzenie wody sposobem grawitacyjnym . . . . .	102
		3. Sztuczne podnoszenie wody . . . . .	105
		a. Pompy wirnikowe . . . . .	105



	Str.		Str.
b. Pompy powietrzne . . . . .	111	<b>Rozdział XI — Budowa przewodów wodociągowych</b> . . . . .	<b>153</b>
c. Taran hydrauliczny . . . . .	111	1. Wykopy . . . . .	153
4. Stacje pomp . . . . .	112	2. Montaż przewodów . . . . .	155
<b>Rozdział IX — Gromadzenie wody</b> . . . . .	<b>118</b>	3. Węzły na rurach drewnianych i eternitowych . . . . .	157
1. Zbiorniki wodociągowe . . . . .	118	4. Układanie trasy krzywoliniowej . . . . .	158
2. Zbiorniki terenowe . . . . .	121	5. Montaż i opuszczanie syfonów . . . . .	158
3. Zbiorniki wieżowe . . . . .	127	6. Przejście rurociągów po mostach . . . . .	159
4. Rury stojące (kolumny wodne) . . . . .	131	7. Próba szczelności . . . . .	159
5. Zastępowanie zbiorników wieżowych (urządzenia hydroforowe) . . . . .	131	8. Zasypywanie wykopu . . . . .	161
<b>Rozdział X — Sieć rozdzielcza</b> . . . . .	<b>137</b>	9. Przemywanie i dezynfekcja przewodu . . . . .	162
1. Projektowanie i obliczanie sieci wodociągowych i przewodów tłocznych . . . . .	137	10. Uzbrojenie sieci . . . . .	162
2. Przewody wodociągowe . . . . .	146	11. Eksploatacja sieci wodociągowych . . . . .	163
		<b>Rozdział XII — Domowe połączenia wodociągowe</b> . . . . .	<b>165</b>



## WSTĘP

Biologia uczy, że pierwsze przejawy życia na ziemi w ogóle powstały w wodzie. Woda jest niezbędna dla życia ludzi, zwierząt i roślin. Ciało ludzkie zawiera 65% wody; zmniejszenie tej ilości o 10% powoduje poważne zaburzenia, a o 20% — śmierć. Przemysł i rzemiosło zużywają od 0,5 do 2000 litrów wody na 1 kg produktu. Toteż urządzenia do zaopatrywania w wodę od najdawniejszych czasów są przedmiotem wielkich zainteresowań człowieka, jego pomysłowości i wynalazczości. Są to również pierwsze w dziejach techniki urządzenia zaspokajające w sposób zbiorowy potrzeby indywidualne. Technika pokonała tu wiele trudności i odniosła wiele zwycięstw zarówno w dziedzinie fizyki, jak chemii i mikrobiologii.

Na potrzeby własne oraz hodowanych przez siebie zwierząt i roślin czerpie człowiek najpierw wodę powierzchniową z rzek i jezior, grofnadzi opadową, a po wynalezieniu narzędzi umożliwiających kopanie i przebijanie, sięga po nią pod ziemię, kopiąc np. w starożytnym Egipcie studnie do głębokości 200 m. Początkiem budownictwa wodociągowego są urządzenia melioracyjne, nawadniające, rozprowadzające wodę za pomocą rowów z tam i przegród na rzekach.

W okresie formacji niewolniczej, w czasach Sezostrysa w Egipcie, Semiramidy w Babilonie, Salomona w Izraelu używane są do rozprowadzenia wody przewody już o przekroju zamkniętym czyli rury z gliny, cegły i kamienia (w Hong-Kongu z bambusu), a później (najwcześniej w Babilonie) z miedzi i siżu.

Początkowo do rozprowadzania wody korzysta się oczywiście tylko z grawitacji. Ale już bardzo dawno, jeszcze przed wynalezieniem pomp, obmyślane są i realizowane sztuczne sposoby podnoszenia. Były to: przerzucanie wody szuflą z jednego zbiornika do drugiego albo stosowanie koła nasiębiernego, obracanego siłą ludzką, zwierzęcą, wodną lub wiatru, lub łańcucha bez końca z wiadrami itp.

Egipcjanie pierwsi stosują oczyszczanie wody do picia przez przesączanie jej poprzez zwój tkaniny bawełnianej przewieszanej przez krawędź naczynia do następnego położonego niżej — wykorzystując właściwości włoskowatego ruchu cieczy.

W Grecji nastąpił dalszy postęp w sposobach gromadzenia wody opadowej i oczyszczaniu jej oraz wspaniałe rozwój techniki wodociągów grawitacyjnych doprowadzających wodę np. w Pergamie na odległość 25 km — poprzez wzgórza i wąwozy. Pierwsza data dotycząca wodociągów greckich to rok 532 przed naszą erą.

Gdy ludność Rzymu wzrosła i miejscowe źródła wody stały się niewystarczające, wielkim nakładem pracy niewolników i przy zastosowaniu wysokiego wówczas poziomu techniki sprowadzano wodę ze źródeł górskich. Pierwszy akwedukt został wybudowany przez Appiusa Claudiusa w 351 roku przed naszą erą; woda było doprowadzana z odległości 18 km. Akwedukt Aqua Martia wybudowany został w sto lat później; miał on długość 61 km i prowadził wodę

ze źródeł odległych o 52 km od miasta. W roku 97 naszej ery wodociągi Rzymu posiadały 14 akweduktów o łącznej długości 640 km, dostarczających 190 tys. m<sup>3</sup>/dobę dla 1 miliona mieszkańców.

Rzymianie znajomość techniki wodociągowej rozposzechnili na całym obszarze swych wpływów. Liczne ruiny urządzeń wodociągowych znajdujemy w Egipcie, Azji i Afryce. Po upadku Rzymu (połowa V w. naszej ery) urządzenia wodociągowe ulegają zniszczeniu. Przeszło pół tysiąca lat panuje zastój.

W epoce feudalizmu dopiero od XI stulecia urządzenia wodociągowe zaczynają bardzo wolno rozwijać się w miastach Europy. Początkowo są to urządzenia grawitacyjne, począwszy od połowy XVI wieku — pompowe. Powolny postęp w rozwoju urządzeń wodociągowych w XVI i XVII w. zostaje przyspieszony w XVIII wieku przez udoskonalenie wyrobu rur żeliwnych i zastosowanie siły pary do pompowania wody.

Rozwój kapitalizmu i w związku z nim powstawanie dużych zakładów przemysłowych zużywających wielkie ilości wody przyspiesza postęp techniki wodociągowej. Okres po roku 1880, kiedy to odkrycia Pasteura i Kocha wykazały nieodzowność dostarczania ludności wody bakteriologicznie czystej, rozwija nowoczesną technikę sanitarną.

Wiadomości o pierwszym wodociągu w Europie średniowiecznej dotyczą wodociągu grawitacyjnego w Nowgorodzie w XI wieku.

Pompy zostały po raz pierwszy zastosowane do wodociągów w 1582 r. Napęd stanowiła siła koni i wiatru, a od 1775 r. — para. Rur żeliwnych dla wodociągów użyto po raz pierwszy w Wersalu budowanym w latach 1661—1756.

Piasek i węgiel drzewny, jako złoża filtrujące, zastosowano po raz pierwszy w 1822 r.

Wodomierze wynaleziono w 1824 r.

Filtry powolne oparte na podstawach naukowych budowane są od 1866 r., pospieszne zaś od 1896 r. W 1877 r. w Anglii zastosowano promienie ultrafioletowe do oczyszczania wody.

W latach 90-tych pojawiają się turbiny parowe dla pomp i pompy odśrodkowe, w początkach XX w. — pompy elektryczne.

W 1893 r. w Hamburgu po raz pierwszy zastosowano chlorowanie, ozonowanie zaś wody pitnej 1911 r. w Petersburgu — Leningradzie.

Pierwsza stacja pomp wodociągowych została zautomatyzowana w Gliwicach na Górnym Śląsku w 1915 r.

W Polsce wodociągi grawitacyjne budowano w następujących miastach.

W XIII wieku: Bolesławiec, Kraków, Malbork, Niemcza, Poznań, Wrocław.

W XIV wieku: Gdańsk, Grudziądz, Kołobrzeg, Legnica, Myślenice.



W XV wieku: Biecz, Głogów, Krosno, Kwidzyn, Lublin, Nowy Sącz, Pilzno, Płock, Reszel.

W XVI wieku: Braniewo, Brzeg, Brześć Kujawski, Bydgoszcz, Bystrzyca Kłodzka, Działdowo, Gliwice, Głogówek, Kalisz, Kłodzko, Krosno Odrzańskie, Leszno, Limanowa, Lubawa, Łomża, Oława, Opatów, Opoczno, Otmuchów, Paślęk, Prabuty, Proszowice, Przemyśl, Pyzdry, Sandomierz, Sanok, Szadek, Tczew, Toruń, Warszawa, Warta, Wieluń, Włocławek, Zator.

W XVII wieku: Jarosław, Słupsk, Nowa Ruda.

W XVIII wieku: Sławno.

W okresie XIII—XVIII wieku posiadały także wodociągi (których dokładnej daty budowy nie znamy) następujące miasta: Elbląg, Gubin, Jeziorany, Lubsko, Mikołów, Niemodlin, Rabibórz, Rybnik, Sulęcín, Świdnica, Tyczyn.

Poza tym kilkanaście miejscowości, niebędących obecnie miastami, miało w owych czasach urządzenia wodociągowe — jak Czchów, Mydlniki, Wiślica itd. Po raz pierwszy na ziemiach polskich rury żeliwne zakładano w Tarnobrzegu w 1790 r., w Głogowie w 1800 r.

Pompa o napędzie parowym została użyta po raz pierwszy we Wrocławiu w 1827 r.

Wodociągi komunalne, istniejące w naszym kraju w 1945 r. w miastach wybudowane zostały w latach:

1800—1849	—	5
1850—1859	—	5
1860—1869	—	13
1870—1879	—	14
1880—1889	—	10
1890—1899	—	42
1900—1909	—	80
1910—1919	—	42
1920—1929	—	46
1930—1939	—	69
1940—1944	—	12
daty nieustalone	—	48

386

Liczba miast w Polsce w 1938 r., wyposażonych w wodociągi i jej stosunek do ogólnej liczby miast wynosiła: 181 — 29,6%, podczas gdy obecnie wynosi: w r. 1954 — 386 — 53,8%.

Ilość wody dostarczonej przez wodociągi komunalne w Polsce w 1953 r. wzrosła w stosunku do 1938 r. pięcio-

krotnie, długość zaś sieci wodociągowej — czterokrotnie.

W 1938 r. z wodociągów korzystało ok. 3,5 mil. osób czyli około 43% ówczesnego ogółu ludności miejskiej i 10,7% ludności całego kraju.

W 1953 r. z wodociągów korzystało ok. 7,3 mil. osób czyli ok. 73% ludności miejskiej, a wraz z wodociągami wiejskimi 7,5 mil. osób, czyli około 28% ludności kraju.

Zacofanie i zaniedbania okresu kapitalistycznego i olbrzymie zniszczenia, spowodowane przez najazd hitlerowski, sprawiły, że w ubiegłym dziesięcioleciu pierwsze wysiłki Państwa Ludowego zostały skierowane przede wszystkim na odbudowę i w miarę możliwości na rozbudowę istniejących zakładów i sieci wodociągowych. Już jednak w następnym okresie tzn. w pierwszych latach realizacji Planu 6-cioletniego buduje się nowe zbiorniki w Goczałkowicach i Strumieniu, prowadzi wielkie budowle wodociągowe: Pilica — Łódź, Szalsza, Bibiela, Czerwionka — Żory, Piekary, Zabrze itp., przebudowuje i rozbudowuje wodociągi w Warszawie, Krakowie dla Nowej Huty, w Lublinie, Białymstoku, Łańcucie, Mielcu, Nowych Tychach, Starachowicach, Dębicy, Jarosławiu i innych, buduje nowe zakłady w miastach, które ich dotychczas nie miały.

Jak wielką rolę w zwalczaniu chorób zakaźnych odgrywają komunalne wodociągi i kanalizacja świadczy fakt, że liczba zgonów na tyfus brzuszny w Warszawie przed ich uruchomieniem w 1880 r. wynosiła 100 na 10.000 mieszkańców, w 1935 r. — 10, a w latach 1950—53 — 4,7.

Wobec wielkiego wzrostu urbanizacji i uprzemysłowienia kraju w wyniku realizacji naszych planów gospodarczych — zadania społeczne i gospodarcze zakładów wodociągowych wzrastają ogromnie, i wzrosną jeszcze bardziej w toku realizacji następnego planu 5-letniego, a wraz z nimi obowiązki naukowców i praktyków budownictwa wodociągowego.

Przejrane i uzupełnione drugie wydanie książki napisanej podczas wojny przez prof. dr inż. Kazimierza Wóycickiego, wybitnego specjalistę w dziedzinie techniki wodociągowej, zabitego przez hitlerowców w 1944 r. w czasie powstania warszawskiego, ma na celu dopomożenie w realizacji tych trudnych i szczytnych zadań.

Opracował dr Marian Gajewski



## ILOŚĆ WODY

## 1. NORMY ZUŻYCIA WODY

Zagadnieniem poważnym, często decydującym o sposobie ujęcia wody jest zagadnienie ilości wody, która musi być dostarczona. Niejednokrotnie trzeba zrezygnować z pewnych źródeł wody o dobrej jakości z powodu zbyt małej jej ilości, a ujmować źródła jakości gorszej, lecz zapewniające ilość odpowiednią do zapotrzebowania. Właściwe obliczenie zapotrzebowania decyduje też o ekonomicznej stronie projektowanych urządzeń.

Ze względu na cel rozróżnia się trzy następujące zasadnicze rodzaje zapotrzebowania wody:

1) na potrzeby gospodarcze — do picia, gotowania, mycia, kąpieli, prania zarówno w gospodarstwach domowych, jak i w gmachach użyteczności publicznej: szkołach, szpitalach, pralniach; do tej samej kategorii zaliczamy zużycie w zakładach przemysłowych na osobiste potrzeby pracujących oraz zużycie na polewanie ulic i zieleni miejskiej;

2) do gaszenia pożarów;

3) dla przemysłu (kotły parowe, chłodzenie, mycie surowca itp.).

Normą zużycia dla celów gospodarczych nazywamy ilość potrzebnej wody dla jednego mieszkańca na jednostkę czasu.

Polskich norm zużycia wody obowiązujących przy projektowaniu urządzeń wodociągowych dotychczas nie mamy. Do czasu ich ustalenia, zarządzenie PKPG nr 33 z dnia 5 lutego 1953 r. zaleca stosowanie norm radzieckich ST — 20 N. K. K. Ch. RSFSR 1940<sup>1)</sup> (tablica 1). Według

Tablica 1

Charakterystyka urządzeń sanitarnych w budynkach danego rejonu	Norma średniego dobowego spożycia w 1 mieszkańca $q_{sr}$	Norma maksymalnego dobowego spożycia w 1 mieszkańca $q_{max}$	Współczynnik nierównomierności godzinowej
Budynki nie zaopatrzone w instalacje wodociągowe i kanalizacyjne, przy korzystaniu ze źródeł wodociągowych ulicznych	30 ÷ 50	40 ÷ 60	2 ÷ 1,4
Budynki z instalacją wodociągową i kanalizacyjną	60 ÷ 80	75 ÷ 100	1,6 ÷ 1,3
Budynki z instalacją wodociągową i kanalizacyjną oraz łazienkami z lokalnym ogrzewaniem	90 ÷ 120	110 ÷ 150	1,4 ÷ 1,2
Budynki zaopatrzone również w centralną gorącą wodę	150 ÷ 200	175 ÷ 225	1,3 ÷ 1,15

1) Standard — 20 Ludowego Komisarjatu Gospodarki Komunalnej Rosyjskiej Radzieckiej Federacyjnej Republiki z 1940 r.

tych norm wielkość zużycia uzależniona jest od stopnia zaopatrzenia domów w urządzenia sanitarne oraz od warunków klimatycznych; wartości wyższe odnoszą się do południowych stref ZSRR, wartości niższe do północnych. Dla polskich warunków należy brać wartości pośrednie.

Normy te obejmują wodę potrzebną do zaspokojenia wszystkich potrzeb konsumpcyjnych i gospodarczych ludności z wyjątkiem zużycia do celów gospodarczych w zakładach przemysłowych oraz wody przemysłowej i wody do intensywnego polewania zieleni.

Normy zużycia do celów gospodarczych w zakładach przemysłowych wg GOST — 1083 — 41 i 1324 — 47 — są podane w tablicy 2.

Tablica 2

Zużycie wody w litrach				
do picia i potrzeb gospodarczych na 1 pracownika na zmianę		prysznic dla każdego pracownika		półprysznic dla każdego pracownika
w zakładach gorących	w pozostałych zakładach	w zakładach powodujących zabrudzenie ciała lub wymagających specjalnej troski o zachowanie należytych sanitarnych warunków produkcji	w zakładach, w których wydzielają się duże ilości brudu i kurzu lub przy produkcji substancji trujących lub zakaźnych	w zakładach gorących (marteny, kuźnie, walcownie itd.) dla mycia się do pasa
35	25	40	60	25

U w a g a: Przy obliczaniu rozchodu na prysznic przyjmuje się, że prysznic biorą wszyscy robotnicy jednej zmiany w ciągu 45 minut. Współczynnik nierównomierności godzinowej przyjmuje się dla zakładów gorących — 2 i dla pozostałych 3.

## 2. NORMY ZAPOTRZEBOWANIA WODY PRZECIWOŻAROWEJ

Według polskich przepisów o projektowaniu wodociągów przeciwpożarowych (RN-53/MGK-PŻ-06) zapotrzebowanie wody do gaszenia pożarów dla miast i osiedli określono w zależności od rodzaju zabudowy wg tablicy 3.

Tablica 3

Zabudowa	Ilość wody		
	luźna	skupiona	zwarta
Odległość między budynkami	$l > 20$ m	$6 < l \leq 20$	$l \leq 6$
	Zapotrzebowanie wody do gaszenia pożarów w 1 sek		
Budynki parterowe	10	15	20
„ 1 piętrowe	15	20	25
„ 2 piętrowe	20	25	30
„ 3 piętrowe i wyższe	25	30	40



Według norm radzieckich (NSP 102—51) zapotrzebowanie wody do gaszenia pożarów przyjmuje się w zależności od wielkości osiedla wg tablicy 4.

Tablica 4

Ilość mieszkańców	Ilość jednocześniejących pożarów	Zapotrzebowanie wody w l/sek na 1 pożar			
		Zabudowa do 2 kondygnacji		Zabudowa mieszana	Zabudowa wielopiętrowa
		a	b		
Do 5 000	1	5	5	10	10
10 000	1	10	10	15	15
25 000	2	10	10	15	15
50 000	2	15	20	20	25
100 000	2	20	25	30	35
200 000	3	20	—	30	40
300 000	3	—	—	40	55
400 000	3	—	—	50	70
500 000	3	—	—	60	80

W rubryce „Zabudowa do 2 kondygnacji” — kolumna a odnosi się do budynków o dużym stopniu ognioodporności, tzn. mających zasadnicze części konstrukcyjne, jak ściany, klatki schodowe i stropy z materiałów niepalnych albo trudno zapalnych; kolumna b — do budynków z materiałów palnych.

Czas trwania pożaru przyjmuje się 3 godziny.

### 3. NORMY ZAPOTRZEBOWANIA WODY PRZEMYSŁOWEJ

Normę zapotrzebowania wody przemysłowej określa się zwykle w stosunku do jednostki produkcji. Przykładowo podajemy niektóre liczby:

	litrów
Pralnie na 1 kg bielizny	40 ÷ 50
Browary na 1 litr piwa	3 ÷ 5
Mleczarnie na 1 litr mleka	3 ÷ 6
Garbarnie na dużą skórę	1000
Garbarnie na małą skórę	500
Gazownie na 1 m <sup>3</sup> gazu	5 ÷ 8
Gazownie na 1 tonę przerobionego węgla kamiennego	100 ÷ 350
Chłodzenie silników spalinowych:	
silników gazowych na konia mechanicznego i godzinę	40 ÷ 60
silników typu Diesla na konia mechanicznego i godzinę	20 ÷ 30
Zużycie wody na efektywnego konia mechanicznego:	
przez maszyny wydechowe (5 ÷ 6 atn)	25 ÷ 40
przez maszyny jednocylinnowe ze skraplaczem (6 atn)	17 ÷ 20
przez maszyny sprzężone dwustopniowe (6 ÷ 8 atn)	10 ÷ 14
przez maszyny trzystopniowe (10 atn)	8 ÷ 9
Przemysł tekstylny na 1 kg jedwabiu	150 ÷ 250
Przemysł tekstylny na 1 kg słomy lnianej	50
Przemysł tekstylny na 1 kg wełny	1000
Przemysł tekstylny na 1 kg wybielania przędzy	4000
Przemysł tekstylny na 1 kg sztucznego jedwabiu	8000
Cukrownie na 1 kg przerobienia buraków	16 ÷ 20
Papiernie na 1 kg celulozy do gotowania	10
Papiernie na 1 kg celulozy do wylugowania	300 ÷ 400

Przeróbka 1 kg papieru na:	litrów
papę	wymaga 200
papier do opakowań	350 ÷ 400
papier drukarski	500
papier gatunkowy	900 ÷ 1100
Urzędy probiercze:	
wycechowanie naczynia 100 l	1100 ÷ 1200
Wymurowanie 1000 cegieł	750
Przemysł ciężki:	
produkcja surówki na 1 t	24 ÷ 42 m <sup>3</sup>
„ stali (Marten) na 1 t	8 ÷ 22,5 m <sup>3</sup>
„ walcówki na 1 t	16 ÷ 22 m <sup>3</sup>
„ koksu na 1 t	0,7 ÷ 1,2 m <sup>3</sup>
Destylacja smoły pokoksowej na 1000 m <sup>3</sup> gazu	12,5 ÷ 18,0 m <sup>3</sup>
Odlewnie żeliwa na 1 t	2 ÷ 3 m <sup>3</sup>
„ staliwa na 1 t	6 ÷ 20 m <sup>3</sup>
„ miedzi na 1 t	2 ÷ 3 m <sup>3</sup>
Produkcja energii elektrycznej (zasilenie kotłów) na 1000 kWh	1 m <sup>3</sup>
Generatory gazu na 1000 m <sup>3</sup> gazu	do 20 m <sup>3</sup>

Powyższe liczby należy uważać jako orientacyjne; przy projektowaniu wodociągów ściśle dane dotyczące zapotrzebowania należy uzyskać od zainteresowanych zakładów przemysłowych i instytucji.

Omówione wyżej 3 zasadnicze rodzaje zużycia składają się na całość zapotrzebowania wody przez rozpatrywane miasto lub osiedle. Wielkość całkowitego zapotrzebowania w odniesieniu do 1 mieszkańca na dobę jest niejednakowa. Ogólnie można powiedzieć, że zależy ona między innymi od wielkości miasta, stopnia jego uprzemysłowienia (z uwzględnieniem istnienia lub braku oddzielnych źródeł wody przemysłowej), stopnia zaopatrzenia budynków w urządzenia sanitarne, przyzwyczajenia i stanu kulturalnego ludności, wreszcie od klimatu — a zatem od tylu różnych czynników, że do obliczenia zapotrzebowania musimy podchodzić indywidualnie, szczegółowo analizując poszczególne jego składniki.

Aby uzupełnić dane podane poprzednio, przytoczono poniżej dane statystyczne dotyczące zużycia wody w niektórych miastach w latach 1935—1937.

Berlin	—	108 l/mieszkańca/dobę
Leningrad	—	215 l/mieszkańca/dobę
Moskwa	—	210 l/mieszkańca/dobę
Wiedeń	—	160 l/mieszkańca/dobę
Warszawa	—	90 l/mieszkańca/dobę

### 4. WAHANIA W ZUŻYCIU WODY

Zużycie wody podlega znacznym wahaniom. Występują one nie tylko w ciągu doby i tygodnia, lecz szczególnie w ciągu różnych okresów roku. Najmniejsze zużycie przypada na miesiące zimowe, na dni świąteczne i niedziele, na godziny nocne. Największe — w upalne dni letnie, dni przedświąteczne, godziny południowe.

Wahania w spożyciu charakteryzują 2 współczynniki zwane współczynnikami nierównomierności: współczynnik nierównomierności dobowej — to jest stosunek maksymalnego zużycia w ciągu doby letniej do średniego dobowego

$$\alpha_1 = \frac{Q_{\max \text{ dob}}}{Q_{\text{śr. dob}}} = \frac{Q_{\max \text{ dob}}}{\frac{Q_{\text{roczno}}}{365}}$$

oraz współczynnik nierównomierności godzinowej, tj. sto-



sunek zużycia w godzinie maksymalnego rozbioru do zużycia średniego w ciągu danej doby

$$\alpha_2 = \frac{Q_{\max \text{ godz}}}{Q_{\text{śr. godz}}} = \frac{Q_{\max \text{ godz}}}{\frac{Q_{\max \text{ dob}}}{24}}$$

Mnożąc przez współczynnik  $\alpha_2$  średnie godzinowe zapotrzebowanie w dobie największego zużycia otrzymamy max. maximum godzinowego zapotrzebowania.

$$Q_{\max \text{ max godz}} = \alpha_2 \cdot \frac{Q_{\max \text{ dob}}}{24}$$

Wielkość współczynnika  $\alpha_1$  przyjmowano dawniej od 1,3÷1,6, najczęściej 1,5. W przytoczonych wyżej normach radzieckich (tabl.1) współczynnik  $\alpha_1$  wynosi od 1,25÷1,125; jest on uwzględniony od razu w rubryce 2, w której podano wartości dla normy maksymalnego dobowego zużycia. Z danych statystycznych dla miast dużych i średnich wynika, że wartości te są realne, natomiast wartość 1,5 należy uznać za zbyt wygórowaną.

W rubryce 3 tablicy 1 podane są wartości współczynnika nierównomierności godzinowej  $\alpha_2$ . Z podanych 2 wartości należy przyjmować tym mniejszą, im miasto jest większe i bardziej uprzemysłowione.

W tablicy 5 podany jest rozbiór wody w poszczególnych godzinach doby w procentach rozbioru dobowego. Przy rozbiorze równomiernym na godzinę przypadłoby 4,17% Q dobowego, zatem współczynnik  $\alpha_2$  będzie stosunkiem maksymalnego rozbioru do 4,17. W tablicy 5 przytoczono liczby stosowane zwykle w ZSRR przy projektowaniu wodociągów dla miast różnych wielkości.

Tablica 5

Godziny	Godzinowy rozbiór w % rozbioru dobowego		
	w miastach średnich $\alpha_2 = 1,5$	w miastach większych $\alpha_2 = 1,35$	w miastach dużych $\alpha_2 = 1,25$
0-1	1,50	3,00	3,35
1-2	1,50	3,20	3,25
2-3	1,50	2,50	3,30
3-4	1,50	2,60	3,20
4-5	2,50	3,50	3,25
5-6	3,50	4,10	3,40
6-7	4,50	4,50	3,85
7-8	5,50	4,90	4,45
8-9	6,25	4,90	5,20
9-10	6,25	5,60	5,05
10-11	6,25	4,90	4,85
11-12	6,25	4,70	4,60
12-13	5,00	4,40	4,60
13-14	5,00	4,10	4,50
14-15	5,50	4,10	4,75
15-16	6,00	4,40	4,70
16-17	6,00	4,30	4,65
17-18	5,50	4,10	4,35
18-19	5,00	4,50	4,40
19-20	4,50	4,50	4,30
20-21	4,00	4,50	4,30
21-22	3,00	4,80	4,20
22-23	2,00	4,60	3,75
23-24	1,50	3,30	3,70

## 5. OBLICZANIE JEDNOSTKOWEGO ZAPOTRZEBOWANIA WODY W MIEJSCU JEJ UJĘCIA

Dla obliczenia jednostkowej ilości wody czerpanej z ujęcia, po ustaleniu odpowiedniej dla danych warunków normy na mieszkańca i dobę oraz współczynników nierównomierności należy przeanalizować z kolei następane czynniki, od których zależy szukana wielkość.

Czynnikami tymi są:

- ilość mieszkańców,
- zużycie na potrzeby własne zakładu wodociągowego i straty sieciowe,

c. zasadniczy układ całości wodociągu — ze zbiornikiem wyrównawczym, czy też z zautomatyzowaną stacją pomp z urządzeniem hydroforowym, lecz bez zbiornika.

Ze względu na to, że miasta wzrastają wskutek przyrostu naturalnego ludności oraz napływu ludności wiejskiej, konieczna jest znajomość liczby mieszkańców nie tylko w momencie opracowywania projektu wodociągu, lecz również po szeregu lat, gdyż w przeciwnym razie już w najbliższym czasie po uruchomieniu wodociągów mogłoby zabraknąć wody. Poprzednio ogólnie stosowaną regułą było przyjmowanie ilości mieszkańców spodziewanej za 30÷40 lat. Obecnie zarządzenie PKPG nr 33 z dnia 5 lutego 1953 r. ustaliło, że należy przyjąć zasadę obliczania zapotrzebowania na wodę dla ilości mieszkańców w okresie wynoszącym nie więcej niż 20 lat.

Na tak wzmierzony rozbiór oblicza się te części składowe urządzeń wodociągowych, które nie mogą być zmienione lub powiększone bez stosunkowo dużego nakładu kosztów. Urządzenia umożliwiające rozbudowę w każdym czasie, jak studnie, pompy, urządzenia oczyszczające wodę, dostosowuje się do wielkości zużycia wody w okresach krótszych 5, 10, 15 lat. Należy podkreślić, że możliwość stopniowej rozbudowy i rozłożenie budowy na poszczególne etapy w dużej mierze stanowi o ekonomiczności projektu.

Liczbę ludności po upływie  $n$  lat projektant powinien zasadniczo uzyskać od władz planujących (Wojewódzka Komisja Planowania Gospodarczego). Wyjątkowo w razie niemożności uzyskania takich danych obliczyć je można na podstawie statystyki rozwoju ludności.

Prawdopodobna liczba mieszkańców  $M_n$  da się określić przez przedłużenie krzywej wzrostu ludności, po wykreślonym przedstawieniu danych statystycznych, lub też analitycznie przy zastosowaniu wzoru na procent składany

$$M_n = M \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n \quad [1]$$

gdzie  $M$  oznacza obecną liczbę mieszkańców,  $p$  — roczny przyrost procentowy ludności. Procent przyrostu z danych statystycznych daje się określić z zależności

$$p = \left(\sqrt[u]{\frac{M}{M_u}} - 1\right) \cdot 100 \quad [2]$$

gdzie  $M_u$  oznacza poprzednio stwierdzoną liczbę mieszkańców,  $u$  — liczbę lat objętych statystyką.

Dla wielu osiedli brak jest danych dla zorientowania się o rozwoju ludności, wówczas przyjęte jest posługiwanie się przeciętnymi danymi z praktyki. I tak przyjmuje się:

dla wsi	$p = 0,3 \div 0,5\%$
dla miast małych	$0,5 \div 1,0\%$
dla miast średnich	$1,5\%$
dla miast dużych	$2,0 \div 3,0\%$

Podane poprzednio normy zużycia wody dotyczą ilości wody zużytej przez konsumenta po dostarczeniu jej do punktów odbioru — są to normy netto. Ujęcie musi dostarczyć ilość wody równą zapotrzebowaniu brutto, tj. powiększoną o zużycie na potrzeby własne zakładu wodociągowego (np. na płukanie filtrów) oraz o straty w sieci. Stanowi to 10÷20%, zależnie od rodzaju projektowanych urządzeń oczyszczających wodę; przy wstępnych obliczeniach można przyjmować 15%.



Przy schemacie wodociągu ze zbiornikiem wyrównawczym jednostkowa ilość czerpanej wody jest mniejsza niż przy schemacie bez zbiornika.

W obliczeniu bierze się pod uwagę warunki najbardziej niekorzystne, a więc dzień maksymalnego rozbioru. Jeżeli przyjęta norma na mieszkańca wynosi  $q_{sr}$  l/dobę średnio, obliczeniowa ilość mieszkańców  $M_n$ , to ujęcie powinno dać:

$$Q_{dobowe} = 1,15 \cdot \alpha_1 \cdot q_{sr} \cdot M_n \quad [3]$$

lub pamiętając, że  $\alpha_1 \cdot q_{sr} = q_m$

$$Q_{dobowe} = 1,15 \cdot q_m \cdot M_n \quad [4]$$

Godzinowe zapotrzebowanie wyniesie:

$$Q_{godz} = \frac{1,15 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot q_{sr} \cdot M_n}{24} \quad [5]$$

Przy rozwiązaniu bez zbiornika wyrównawczego ilość czerpanej wody z ujęcia odpowiadać musi maksymalnemu godzinowemu zapotrzebowaniu. W przypadku układu ze zbiornikiem jednostkowa ilość czerpanej wody zależy od obranej wielkości zbiornika oraz od przyjętej ilości godzin pracy urządzeń czerpiących wodę. Przeprowadzić więc tu należy szczegółową analizę rozbioru. Przyjmując procentowy rozkład godzinowy rozbioru oraz ilość godzin pracy pomp można określić pojemność zbiornika wyrównawczając rozbiór dobowy. Przy zadanej ilości godzin pracy pomp  $m$ , stały wydatek pomp będzie

$$Q_{pomp} = \frac{1,15 \cdot \alpha_1 \cdot q_{sr} \cdot M_n}{m \cdot 3600} \text{ l/sek} \quad [6]$$

Niekiedy przyjmuje się z góry założenie, że pompy przy ujęciu pokrywają pewną część maksymalnego rozbioru (np. 2/3, 3/4), pozostałą zaś część pokrywa zbiornik.

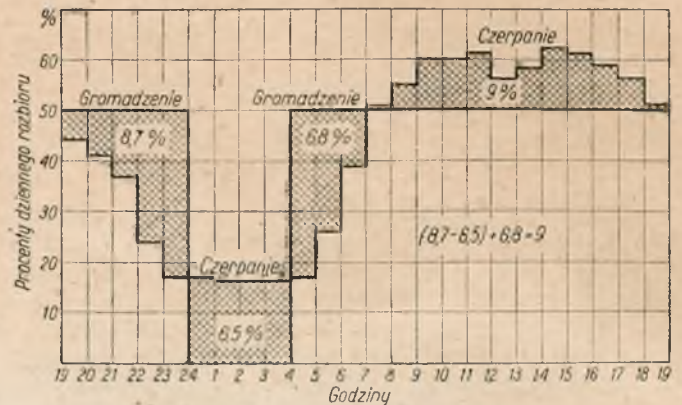
## 6. OBLICZANIE POJEMNOŚCI ZBIORNIKA WYRÓWNAWCZEGO

Rozkład procentowy rozbioru wody w ciągu doby należy założyć lub przyjąć rozkład procentowy stwierdzony w istniejących wodociągach wybierając warunki podobne. Obliczenie przeprowadzić można analitycznie lub graficznie. Dla obliczenia analitycznego układamy tabelę, w której wpisujemy w odpowiednich godzinach doby procent rozbioru całodobowego wody. W następnej kolumnie (dla przyjętej pracy urządzeń czerpiących) wpisujemy procenty dostarczanej wody. Następne dwie kolumny zawierają różnice ujemne względnie dodatnie dwóch poprzednich. Sumy różnic dodatnich i ujemnych są sobie równe i w razie ciągłości nadwyżek i braków dają pojemność zbiornika wyrównawczego w procentach dobowego rozbioru. Gdy nadwyżki nie są ciągłe (rys. 1), obliczenie się nieco komplikuje, wyjaśnia to tablica 7.

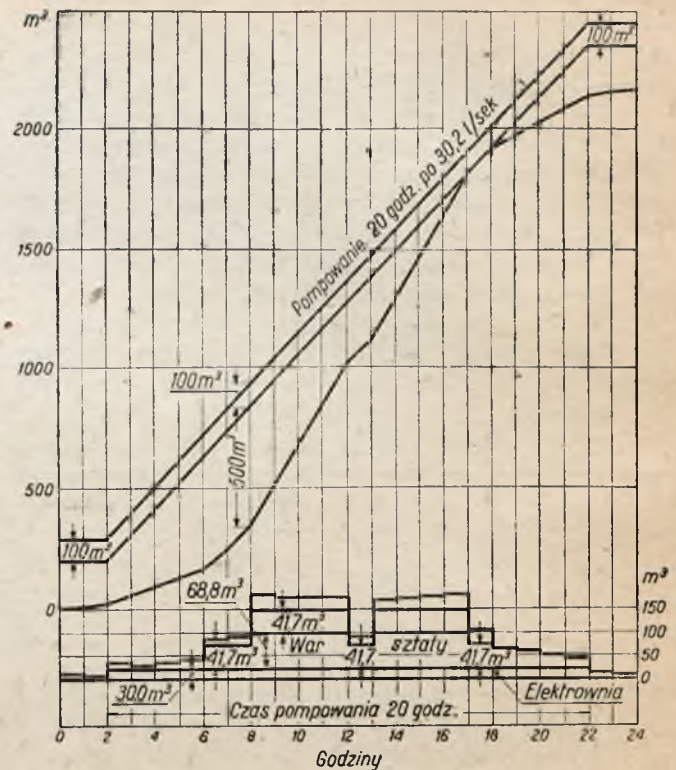
Najlepiej określić pojemność zbiornika i czas pracy pomp, tj. gospodaręką zbiornikiem, konstruując krzywą sumowania rozbioru oraz proste sumowania wydatku pomp.

Wykres taki pozwoli jak najlepiej rozłożyć pracę kilku jednostek pompowych (rys. 2).

W ten sposób obliczone pojemności zbiorników stanowią tak zwaną część użytkową. Całkowita pojemność zbiornika jest zawsze większa od pojemności obliczonej, gdyż



Rys. 1. Obliczenie pojemności zbiornika



Rys. 2. Wykres rozbioru wody

należy przewidzieć w zbiorniku pewną rezerwę na wypadek przerwy w pracy pomp lub pożaru. Rezerwa powinna 5÷10% części użytkowej. Pojemność zbiorników wyrównawczych w praktyce waha się w granicach 20÷100% rozbioru dobowego wody, chociaż w niektórych przypadkach dochodzi i do 300%.



## JAKOŚĆ WODY

## 1. ZANIECZYSZCZENIA WÓD

Woda, która występuje w przyrodzie nigdy nie jest czysta i tylko w bardzo rzadkich przypadkach — z powodu zanieczyszczeń, jakie są w niej zawarte — jest zdatna bezpośrednio do użytku jako woda do picia oraz dla celów gospodarczych. W szczególności dotyczy to wód powierzchniowych. Zanieczyszczenia mogą być spowodowane przez rozpuszczone lub nierozpuszczalne substancje. W zależności od większej lub mniejszej zawartości substancji, przede wszystkim w stanie koloidalnym, zmieniają się w wysokim stopniu właściwości fizyczne i biologiczne wody. Substancje powodujące zabarwienie wody czynią ją nieapetyczną, podczas gdy substancje wywołujące zmianę smaku, a przede wszystkim wszelkie zawiesiny, mogą spowodować całkowitą jej niezdatność jako wody do picia. Najbardziej czysta chemicznie jest woda deszczowa, lecz i ona zawiera pewne ilości materii organicznej oraz rozpuszczonych gazów, głównie tlenu i dwutlenku węgla absorbowanych z powietrza. Skład wody gruntowej zależy przede wszystkim od składników i właściwości gruntu, po którym ona spływa i przez który przesiąka.

Powierzchnia ziemi zawiera duże ilości soli mineralnych, jak węglany i siarczany wapnia lub magnezu, rozpuszczanych przez wodę. Wody gruntowe będą zawierały większe ilości rozpuszczonych minerałów niż wody powierzchniowe, natomiast mniej zawieszonych części, gdyż te ostatnie usunięte są z wody dzięki filtrującej własności gruntu.

Zanieczyszczenia wody mogą być podzielone na trzy rodzaje: rozpuszczone, zawieszane i koloidalne.

Zanieczyszczenia rozpuszczone znajdują się w wodzie w postaci soli wapnia, magnezu, sodu, potasu, żelaza, manganu, różnych kwasów, a więc w postaci węglanów kwaśnych, węglanów, chlorków, siarczanów, azotanów lub azotynów, krzemianów i innych, oraz w postaci gazów — tlenu  $O_2$  i dwutlenku węgla  $CO_2$ .

Na zanieczyszczenia w postaci zawiesin składają się: muł i piasek, materię roślinną, zanieczyszczenia przemysłowe, bakterie.

Przez zanieczyszczenia koloidalne rozumieć należy materię rozdrobnioną w takim stopniu, że nie jest ona widoczna nawet pod mikroskopem i znajdującą się w stanie jakby pośrednim pomiędzy zawieszeniem a rozpuszczeniem, lecz dającą się usunąć z wody przez filtrację. Częstki te można wykryć przez badanie za pomocą ultramikroskopu.

Materia organiczna zabarwiająca wodę jak również inne zanieczyszczenia, takie jak krzemiany, znajdują się w wodzie często w stanie koloidalnym. Materia w stanie zawieszenia koloidalnego nie opada łatwo, natomiast cząstki występujące w postaci zawiesin osadzają się stosunkowo szybko.

Wpływ poszczególnych zanieczyszczeń  
Zanieczyszczenia rozpuszczone wpływają na:

zmianę smaku, jeśli się znajdują w dużej ilości	Sole	wapnia i magnezu	dwuwęglany	alkaliczność, twardość
			węglany	alkaliczność, twardość
			siarczany	twardość
			chlorki	twardość i korozję
	Gazy	sodu	dwuwęglany	alkaliczność, zmiękczenie
			węglany	alkaliczność, zmiękczenie
			siarczany	pienie się pary
			chlorki	smak
			Żelazo	smak, czerwone zabarwienie wody
			Mangan	zabarwienie wody
Gazy	Obumarłe rośliny	tlenu	korozję metali	
		dwutlenek węgla	korozję metali, kwasowość	
		siarkowodor	zapach (zgnitych jaj), korozję metali	

Zanieczyszczenia zawieszane:

algi, pierwotniaki (protozoa) — zmieniają zapach, kolor i wywołują mętność wody,  
muł — powoduje mętność.

## 2. ROZPUSZCZONE ZANIECZYSZCZENIA MINERALNE

## a. Twardość

Wszystkie wody zawierają w sobie większe lub mniejsze ilości rozpuszczonych soli mineralnych. Dlatego woda destylowana wydaje nam się niesmaczna, natomiast smak jej może być poprawiony przez dodanie pewnych soli.

Woda w czasie swej drogi przez grunt rozpuszcza sama oraz za pomocą zawartego w niej dwutlenku węgla lub pochodzących z pirytów kwasów siarkawego i siarkowego mniejsze lub większe ilości soli wapnia i magnezu. W większości przypadków sole te występują w postaci dwuwęglanów wapnia i magnezu; mogą się jednak pojawić w postaci siarczanów, np. z tak zwanych wód gipsowych, lub krzemianów. Występowanie krzemianów spowodowane jest



rozpuszczaniem się zwięzłych skał. W wodach powierzchniowych twardość powodowana jest chlorkami wapnia i magnezu lub odpowiednimi siarczanami.

Składniki wapnia i magnezu (jak podano wyżej) wywołują twardość, która objawia się zużyciem mydła bez tworzenia piany.

Przez dopływy ścieków, szczególnie ścieków przemysłowych pochodzących np. z bejcowni i zawierających dużą ilość wolnego i związanego kwasu oraz żelaza, zmienia się powoli twardość węglanowa na mineralną. Przez to utrudnione staje się uzdatnienie wody dla różnych celów. Obecność soli powodujących twardość wody w ilościach spotykanych jest z punktu widzenia higieny nieszkodliwa. Twarde wody smakują na ogół lepiej niż miękkie, które nie zawierają tyle dwutlenku węgla, jednak twardość wody przeznaczonej do picia i dla celów gospodarczych należy koniecznie usunąć.

W gospodarstwie domowym twarde wody mogą powodować szkody w urządzeniach ogrzewniczych oraz znaczne czasami powiększenie kosztów przy uzyskiwaniu gorącej wody. Wody o większej twardości wywołują tworzenie się w garnkach uciążliwego kamienia. Nieprzyjemne własności twardej wody dają się najbardziej odczuwać w przypadku przygotowywania potraw, szczególnie przy gotowaniu roślin strączkowych, które ugotowane nie stają się miękkie z powodu powstawania związków wapnia i magnezu z zawartymi w roślinach strączkowych substancjami białkowymi.

W mniejszym stopniu obserwuje się wpływ wody twardej na mięso. Natomiast bardzo ujemnie oddziałuje ona na kawę i herbatę. Rozpuszczalność substancji zawartych w kawie i herbacie jest w przypadku wody twardej zmniejszona, natomiast przechodzą do wody substancje wpływające ujemnie na smak.

Wody o dużej twardości wymagają zużycia większej ilości mydła w gospodarstwie domowym, pralniach, fabrykach tekstylnych. Zawarte w wodzie sole wapnia i magnezu tworzą z mydłem wytrącające się z wody związki wapnia i magnezu, zanim rozpocznie się tworzyć piana.

Na 1 m<sup>3</sup> i 1° twardości (w stopniach niemieckich) zużywa się beużytecznie 160 g dobrego mydła. Z tego powodu fabryki tekstylne, pralnie, wielkie hotele, szpitale, zakłady kąpielowe, kasyna, koszary i inne podobne urządzenia z uwagi na oszczędność mydła i bielizny powinny stosować tylko wodę zmiękczoną.

Twardość węglanowa wody jest spowodowana przez węglany i dwuwęglany wapnia oraz magnezu. Węglany tych dwóch pierwiastków są w bardzo niewielkim stopniu rozpuszczalne w czystej wodzie. Natomiast przy obecności CO<sub>2</sub> rozpuszczają się łatwo, tworząc dwuwęglany.

Twardość wywoływana dwuwęglanami wapnia i magnezu jest oznaczana jako przejściowa lub lepiej jako twardość węglanowa (dawniej zwana przemijającą), powodowana zaś siarczanami, chlorkami lub krzemianami wapnia lub magnezu oznaczana jest jako niewęglanowa (stała). Rozróżnienie powyższe wprowadzone zostało dlatego, że dwuwęglany przy zagotowaniu wypadają z roztworu, a siarczany itp. nie wypadają. Węglany, szczególnie węglan magnezu, strącają się tylko częściowo przy zagotowaniu, tak że określenia twardość przemijająca i stała nie są ściśle i wychodzą z użycia. Obecnie wchodzi w użycie termin twardość węglanowa i niewęglanowa. Termin twardość węglanowa jest dość luźny. Przez twardość węglanową wody naturalnej rozumiemy obecność w wodzie dwuwęglanów wapnia i magnezu — Ca(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> i Mg(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>. Sole te rozpadają się przy zagotowaniu wody, przy czym dwu-

tlenek węgla wydziela się w postaci gazu, a powstają trudno rozpuszczalne węglany CaCO<sub>3</sub> i MgCO<sub>3</sub> — zgodnie z równaniem Ca(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> = CaCO<sub>3</sub> + CO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O.

Twardość wody oznaczamy stopniami. Wykazują one zmineralizowanie wody. Rozróżnia się niemieckie, francuskie i angielskie stopnie twardości zależnie od tego, czy za podstawę obliczenia służy ilość tlenu wapnia, węglanu wapnia, czy też wapnia. Jednemu stopniowi twardości odpowiada określona ilość węglanu wapnia (CaCO<sub>3</sub>) albo tlenu wapnia (CaO) na jednostkę ciężaru wody. Jeden niemiecki stopień twardości oznacza, że w 100 000 jednostek ciężaru wody mamy 1 jednostkę ciężaru tlenków wapnia i magnezu, tj. w 1 litrze = 1 000 000 mg mamy 10 mg tych składników. Twardość w stopniach niemieckich oznacza się dokładnie według formułki 0,1 x + 0,14 y, przy czym x oznacza ilość mg CaO w 1 litrze wody, a y ilość mg MgO.

1° niemiecki twardości = 10 mg CaO na 1 litr wody

1° francuski twardości = 10 mg CaCO<sub>3</sub> na 1 litr wody

1° angielski twardości = 14,3 mg CaCO<sub>3</sub> na 1 litr wody

Pomiędzy poszczególnymi stopniami twardości zachodzą następujące związki

Stopnie twardości	niem.	franc.	ang.
1° niemiecki	1	1,79	1,25
1° francuski	0,56	1	0,70
1° angielski	0,80	1,43	1

Suma twardości węglanowej i mineralnej daje twardość ogólną. Zależnie od stopnia twardości określa się wodę jako miękką lub twardą. W praktyce przyjęły się ogólne następujące określenia:

Twardość ogólna w ‰	Woda
0 — 5	bardzo miękka
5 — 10	miękka
10 — 15	średnio-twarda
15 — 20	dość twarda
20 — 30	twarda
30	bardzo twarda

Pospolicie występującymi związkami sodu są węglany, dwuwęglany, siarczany i chlorki. Nie powodują one twardości, wprost przeciwnie węglany i dwuwęglany łączą się z tłuszczem i olejami skóry tworząc mydło, sprawiając wrażenie śliskości miękkiej alkalicznej wody. W podgrzewaczach wody z węglanów i dwuwęglanów wyzwala się CO<sub>2</sub> powodując korozję przewodów. Siarczan sodu, jeśli znajduje się w większej ilości, może powodować pienienie się wody w podgrzewaczach.

Wszystkie sole, jeżeli znajdują się w roztworze w dużych ilościach, nadają wodzie pewien smak. Duża zawartość chlorków oddziałuje często szkodliwie na smak wody do picia, czyniąc ją przez jej słony smak nieapetyczną, nierzeźwiącą i nie nadającą się do przygotowywania gorących napojów, szczególnie kawy i herbaty. Na przykład NaCl daje wyczuwalny smak, gdy przewyższa 200 mg w litrze wody. Jeżeli większa ilość siarki pochodzi z gipsu, to z punktu widzenia higieny nie jest szkodliwa. W poszczególnych wypadkach zawartość kwasu siarkowego w wodzie jest wynikiem oksydacji substancji białkowej zawierającej siarkę. Taka woda nie nadaje się do użytku. Siarczan ma-



gnezu i siarczanu sodu (sól Glauberska) w dużych ilościach (500 mg/l lub więcej) działają rozwalniająco.

Sól	Smak łatwy do określenia	Smak trudny do określenia	Smak nie do rozpuszczenia	
Azotany	mg/l	1200	600	300
Sól	"	600	300	150
Gips	"	205	102	51
Chlorek magnezu	"	100	60	—
„ żelazawy	"	30	15	7,5
Siarczan żelaza i miedzi	"	7	3,5	1,75
Kwas siarkowy	"	4	2	1
Chlorek wapnia	"	1,15	0,57	0,28
Siarkowodor	"	0,5	0,2	—
Chlor	"	0,1	0,05	—

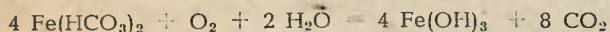
### b. Żelazo i mangan

Żelazo w wodzie powoduje nawet przy niewielkiej jego ilości (od 0,3 mg/l) zmianę smaku, zardzewienie bielizny oraz inkrustacje w przewodach. Żelazo jest bardzo pospolitym składnikiem w ziemi, a przesiąkająca woda zawierająca CO<sub>2</sub> rozpuszcza żelazo w formie dwuwęglanu tlenek Fe(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>. Dwuwęglan ten łatwo się utlenia na wodorotlenek Fe(OH)<sub>3</sub>, wytrączony z wody w postaci rdzawego osadu. Żelazu towarzyszy często silny rozwój alg crenothrix, które powodują zarastanie i zatykanie rur wodociągowych itp.

Należy zwrócić uwagę, że żelazo w wodzie wodociągowej może być również rezultatem korozji przewodów, co zmusza do przedsięwzięcia odpowiednich środków ochronnych.

Wiele wód gruntowych szczególnie z pokładów aluminium i dyluwium zawiera żelazo w roztworze. W zwykłych wodach gruntowych żelazo znajduje się rozpuszczone w postaci dwuwęglanu żelaza. W wodach kopalnianych natomiast zawarte jest żelazo często w postaci siarczanów żelaza. W wodach pochodzących z terenów błotnistych lub terenów brunatnego węgla występuje żelazo w postaci związków organicznych, humusowych. Zależnie od pokładów, przez które przepływa woda i jej zdolności chłonnych, zawartość żelaza w niej jest bardzo różna.

W stanie świeżym wody zawierające żelazo są całkowicie klarowne. Nie zawierają one zupełnie tlenu, gdyż tylko przy braku tlenu w wodzie sole żelaza są w niej rozpuszczalne. Skoro tylko jednak woda wejdzie w kontakt z powietrzem, powstają następujące związki:



Tworzy się nierozpuszczalny brązowy osad wodorotlenku żelaza oraz wolny CO<sub>2</sub>. Woda żelazista po pewnym czasie zetknięcia z powietrzem staje się mleczno-mętna, stopniowo coraz mętniejsza, aż wreszcie tworzą się brązowe kłaczkowate osady, które w stojącej wodzie opadają na dno tworząc brunatny muł. Z powodu tego tworzącego się osadu woda ma wygląd nieapetyczny. Takie osady powstają już przy zawartości żelaza 0,3 mg/l, woda zaś ma swoisty smak metaliczny, przechodzący w przypadku większej ilości żelaza (1 mg/l) w intensywny nieprzyjemny smak atramentu. Woda żelazista pod względem zdrowotnym nie jest szkodliwa, jednak budzi obrzydzenie i nie nadaje się do użytku. Potrawy przygotowane w takiej wodzie nie są smaczne i mają nieprzyjemny zapach.

Wody żelaziste, szczególnie w przypadku dużej zawartości żelaza (powyżej 1 mg/l), mogą być powodem dużych kłopotów. Żelazo osadzając się w przewodach i zbiornikach powoduje ich zapchanie się, a w związku z tym potrzebę częstego czyszczenia. W wodzie takiej może łatwo

nastąpić rozwój pewnych mikroorganizmów, tzw. bakterii gromadzących żelazo; do nich należą Leptothrix, Gallionella, Crenothrix, Chlamydothrix i Spirophyllum. Najczęściej występuje Chlamydothrix. Asymilują one z wody dwuwęglan żelaza, zamieniają go na związki żelazawe, a następnie odkładają jako wodorotlenek żelaza w swym płaszczu. W ten sposób powstają zabarwione brązowo, szlamiaste masy, które pod mikroskopem sprawiają wrażenie gmatwaniny wstążek. Osady te są z tego powodu nieprzyjemne, że powodują zmaczenie wody przez porywanie obumarłych cząstek oraz, że z powodu silnego rozwoju alg narastają stopniowo zmniejszając przekrój rur, tak że w rezultacie te ostatnie mogą przepuszczać tylko niewielkie ilości wody. U źródeł i w ich pobliżu wskutek silnego rozwoju bakterii żelazistych odpływy są zabarwione na kolor szlamiasto-brązowy. W wodach mineralnych żelazo i bakterie żelaziste mogą wywoływać duże trudności. Wody takie dają się trudno magazynować, muszą być przedtem odżelazone.

Płukanie czyszczące daje tylko chwilowe i niewielkie rezultaty. Środkiem radykalnym jest usunięcie żelaza z wody: giną wówczas bakterie gromadzące żelazo z powodu braku potrzebnego im do życia żelaza. Środki dezynfekcyjne, jak chlor lub jego połączenia z amoniakiem, kwas siarkowy, siarczan miedzi, nie prowadzą do zadowalających rezultatów, gdyż w większości przypadków po ustaniu wpływu dezynfekcyjnego powstaje jeszcze silniejszy rozwój bakterii. Chlor zabija bakterie w przypadku, jeśli ilość jego wynosi 1 mg/l po co najmniej 4-godzinnym czasie działania. Powstaje jednak obawa pojawienia się złego smaku wody. Końcówki przewodów sieci można zabezpieczyć przed zarastaniem przekrojów bakteriami za pomocą częstego płukania. Małe średnice mogą być oczyszczane sprężonym powietrzem.

Wody z pewną zawartością żelaza nie należy używać dla celów gospodarczych, np. w pralni, farbiarni, bielarni, garbarni, fabrykach kleju, mączki i papieru. Już przy niewielkich ilościach żelaza mogą powstać w pralniach duże straty. Jeżeli włoży się do pozornie czystej wody bieliznę i doda mydła oraz sody, to strącenie żelaza następuje bardzo szybko. Osadza się ono łatwo i silnie na nitkach bielizny i powoduje stopniowo coraz to silniejsze żółte zabarwienie, które trudno usunąć. W przemysłach przetworów żywnościowych, np. browarach, mleczarniach, żelazo zawarte w wodzie powoduje duże straty wskutek gorszej jakości wytwarzanych produktów.

Mangan występuje w wodzie rzadziej niż żelazo i zwykle w mniejszych ilościach. Mangan występuje w wodzie jako dwuwęglan oraz siarczan lub w związkach organicznych towarzysząc często żelazu. Głównym źródłem pochodzenia manganu są zawierające mangan rudy brunatne, które występują w ziemi. Szczególnie często znajdują się manganowe związki w pokładach dyluwialnych i aluwialnych naszych dolin rzecznych. Jeżeli z takiej doliny czerpie się wodę i zostanie przy tym obniżone silnie zwierciadło wód gruntowych, rudy wchodzą w kontakt z powietrzem i są utleniane na związki łatwiej rozpuszczalne, przy czym jednocześnie nierozpuszczalne związki manganowe zostają przekształcone na rozpuszczalne siarczany manganu. Jeśli zwierciadło wody gruntowej podniesie się w czasie spoczynku pomp lub gdy przesiąknie woda powierzchniowa, to te utlenione rozpuszczalne związki zostają wylugowane i może powstać zjawisko, że woda nagle wykaże dużą zawartość żelaza i manganu.

Stałym towarzyszem osadzanych na terenach inundacyjnych związków żelaza jest mangan, którego obecność daje się stwierdzić w mułach i piasku naszych dolin rzecznych.



Główną przyczyną obecności manganu w mule, a z tego powodu i w wodzie zapór i zbiorników, jest rozkład na dnie zbiorników substancji organicznej roślin, jak liści, skorup owoców i nasion roślin. Przy rozkładzie tej materii tworzy się dwutlenek węgla powodujący rozpuszczanie się manganu. Działanie szczególnie jest silne, gdy jednocześnie obecny jest siarkowodor. Od jesieni mangan stopniowo gromadzi się w zbiorniku i tworzy stałe źródło zaopatrywania weń wody zbiornika. Jest on bardzo powoli utleniany i strącany. Przeważna ilość wód w naturze zawierających mangan ma zbyt niski odczyn pH, co pozwala na szybką oksydację. Jest to powód, dla którego w zbiornikach wytrącają się tylko małe ilości manganu. Gdy jednak woda wejdzie w styczność z alkaliczną powierzchnią betonu lub w przewodach z bakteriami manganowymi, mangan zostaje strącony. Woda taka jest często lekko zabarwiona na czarno. Można zmniejszać to źródło manganu wypłukiwaniem mułu przez spusty.

Z tych samych powodów, które omówiono wyżej, mangan zawarty jest w wierzchnich warstwach dolin, w których znajdują się resztki roślinne i zwierzęce tworzące czarne warstwy mułu. Jeżeli pod tymi warstwami są piaski i żwiry, w których zmienia się poziom wód gruntowych, to również zawartość manganu w mule stale się będzie powiększać.

Obecność manganu w wodzie, podobnie jak i obecność żelaza, jest z punktu widzenia higienicznego nieszkodliwa. Obecność manganu powyżej 0,1 mg/l jest niepożądana z innych względów. Szkodliwie oddziałuje mangan przy zawartości powyżej normy podanej dla wody używanej w bielarzniach, farbiarniach, pralniach, fabrykach papieru, błon fotograficznych, krochmalniach i podobnego rodzaju wytwórniach. Szkody powodowane obecnością manganu są poważniejsze i przykrejsze od szkód wyrządzanych przez żelazo. Oprócz bakterii żelazistych istnieją bakterie manganowe, które przez obrosty, osady, tworzenie gazów powodują silne zatkanie przewodów.

Bakterie manganowe absorbują z wody sole manganu i odkładają je utlenione w formie czarnego dwutlenku w swoim płaszczu. Z tego powodu mętnieje woda nie na brązowo, jak przy żelazie, ale na czarno. Mangan wywołuje na bieliznie czarne plamy. Sole manganowe tworzą na powierzchni wody — nawet gdy znajdują się w małej ilości — cienki kożuszek, który powoduje niezdatność wody do picia, plamy na bieliznie i papierze, zanieczyszcza zbiorniki w browarach, źle oddziałuje na fermentację drożdży.

W rurach miedzianych woda, jeśli jest agresywna, tworzy sole miedzi. Duża zawartość miedzi w wodzie (powyżej 1÷2 mg/l) nadaje jej nieprzyjemny gorzki smak.

### c. Chlorki

Częstokroć duży wpływ na jakość wody posiada zawartość chlorków w wodzie, przede wszystkim soli kuchennej (NaCl). Sól kuchenna używana do potraw wydalana jest następnie przez organizm powodując większą zawartość chlorków w ściekach niż w wodzie wodociągowej. Wody ujęte z tego samego źródła, czy to wód gruntowych czy też powierzchniowych, posiadać będą prawie stałą zawartość chlorków. Ponieważ chlorki zawsze znajdują się w odchodach ludzkich, ich obecność ponad pewną normę jest wskazówką, że woda jest zanieczyszczona ściekami. Jeśli np. któraś ze studzienek wykaże wyższą zawartość chlorków, może to świadczyć o zanieczyszczeniu studni ściekami. Jeżeli chlor występuje w wodzie w większej ilości (> 30 mg/l), to nadaje jej — zależnie od związku, w jakim wy-

stępuje — nieprzyjemny, metaliczny, słony lub gorzkawy smak. Duża zawartość chlorków w wodzie powoduje niezdatność jej do użycia do kotłów parowych.

### 3. ROZPUSZCZONE GAZY

W wodzie mogą się znajdować w większej lub mniejszej ilości gazy rozpuszczone. Należą do nich azot, metan, siarkowodor, tlen, dwutlenek węgla. Trzy ostatnie są najważniejsze.

Woda rozpuszcza z powietrza stosunkowo w większej proporcji dwutlenek węgla niż tlen oraz tlen w większej proporcji niż azot, mimo tego iż stosunek N:O w powietrzu wynosi 4:1.

Rozpuszczalność różnych gazów w czystej wodzie przy różnych temperaturach i normalnym ciśnieniu (760 mm) podaje poniższe zestawienie w cm<sup>3</sup>/l:

Temperatura °C	Dwutlenek węgla CO <sub>2</sub>	Tlen O <sub>2</sub>	Azot N <sub>2</sub>	Siarkowodor H <sub>2</sub> S	Wolny azot z powietrza	Chlor Cl
0	1713	49,24	23,00	4621	10,26	—
5	1424	43,21	20,64	3935	9,02	—
10	1194	38,37	18,54	3362	8,02	3095
15	1019	34,55	16,84	2913	7,21	2685
20	878	31,44	15,54	2554	6,50	2260
25	759	28,90	14,43	2257	6,00	1985
30	665	26,65	13,55	2014	—	1769

Zamianę cm<sup>3</sup>/l na mg/l można przeprowadzić następującym wzorem:

$$\frac{V}{2W} = \text{mg/l},$$

gdzie V = cm<sup>3</sup>/l, W = ciężar litra gazu w gramach.

Ciężar 1 litra gazu przy temperaturze 0°C i ciśnieniu 760 mm Hg wynosi:

Gaz	Symbol	Ciężar G	Gęstość względem powietrza
Dwutlenek węgla	CO <sub>2</sub>	1,977	1,529
Azot	N <sub>2</sub>	1,251	0,967
Tlen	O <sub>2</sub>	1,429	1,105
Siarkowodor	H <sub>2</sub> S	1,538	1,189
Powietrze	—	1,293	1,000
Wodór	H <sub>2</sub>	0,08987	0,0695

Siarkowodor (H<sub>2</sub>S) występujący szczególnie często w żelazistych wodach gruntowych powstaje przez rozkład siarczanów, piryatów lub organicznej materii i znajduje się w wodzie przesiąkającej przez złoża lignitu lub innych organicznych pozostałości. Występowanie siarkowodoru może w pewnych warunkach wskazywać na silne zanieczyszczenie, jeśli powstanie jego spowodowane jest procesami gnilnymi. W wodach naturalnych trafia się to rzadko. Odwrotnie, w wodach pochodzących z dużych głębokości i wykazujących dużą zawartość żelaza, siarkowodor występuje dość często. W takich przypadkach występowanie siarkowodoru nie wzbudza pod względem zdrowotnym podejrzeń.

Siarkowodor może powstawać w przypadku procesów biochemicznych, może być wytworzony przez mikroorganizmy lub na drodze czysto chemicznej. Przy procesach gnilnych substancji białkowej, wywołanych anaerobowymi bakteriami, powstaje z siarki związanej organicznie głównie siarkowodor. Przy tym bakterie siarkowe (np. *microspira desulfuricans* żyjąca w wodzie słodkiej i *microspira aestuarii* rozwijająca się w mieszaninie wody słodkiej



i morskiej) powodują powstawanie siarkowodoru przy redukcji siarczanów, siarczynów i tiosiarczanów.

Jako przykład o wiele rzadziej występujących w naturze procesów chemicznych należy wspomnieć o źródłach siarczanych, w których siarkowodor powstaje z siarczanów przy przechodzeniu wody pod ciśnieniem przez pokłady węgla lub asfaltu. Wspomniane substancje organiczne wykorzystują tlen siarczanów dla swej oksydacji. Szczególnie duże ilości siarkowodoru zawiera muł ze stawów z obsadą characea. Zawartość siarkowodoru w wodzie z jezior i stawów rośnie z głębokością. Graniczna wartość zawartości siarkowodoru w wodzie, powyżej której staje się on zabójczy dla organizmów żyjących, wynosi 1 mg/l dla pstrągów i 12 mg/l dla karpia i linów. Nawet bardzo małe ilości wywołują nieprzyjemny zapach zgniłych jaj i zły smak. Siarkowodor niszczy metale (korozja). Jest trujący przy oddychaniu, usuwa się go przez napowietrzenie wody. Z wód zawierających ponad 0,005 procent  $H_2S$  można go usunąć za pomocą jednogodzinnego napowietrzania. Przy napowietrzaniu gaz ulatnia się w powietrze bez ryzyka i szkody dla człowieka.

Rozpuszczony tlen ( $O_2$ ) znajduje się w wodzie w zmiennych ilościach. Jego zawartość w wodzie powierzchniowej zależy od ilości i charakteru niestanej organicznej materii. Tlen jest bardzo ważnym czynnikiem samooczyszczania się zanieczyszczonych wód — wolny tlen łączy się z rozkładającą się organiczną materią. Ilość tlenu absorbowanego przez wodę jest na ogół niewielka i zależy w dużym stopniu od temperatury; im wyższa temperatura tym niższy punkt nasycenia. Korozja rur jest wywołana przez utlenianie się metali przewodów, wolny tlen w roztworze jest czynnikiem korozji, szczególnie gdy jest obecny  $CO_2$ . (Rozpuszczony tlen należy odróżnić od tlenu związanego chemicznie z wodorem w formie wody —  $H_2O$ ).

Dwutlenek węgla ( $CO_2$ ) jest absorbowany przez wodę z atmosfery, z rozkładającej się na powierzchni ziemi materii organicznej lub pochodzi ze źródeł podziemnych. Łączy się on z wodą tworząc kwas węglowy  $H_2CO_3$ , który jest tak łatwo rozkładalny, że w związku tym traktuje się składnik  $CO_2$  jako wolny.

Dwutlenek węgla, będący rezultatem rozkładu materii organicznej, jest bardzo ważnym gazem w wodach gruntowych, które zawierają mało lub nie zawierają wcale tlenu. Wody meteoryczne (atmosferyczne) zawierają niewielkie ilości  $CO_2$ , natomiast są prawie całkowicie nasycone tlenem.

Gdy wody opadowe przechodzą przez grunt, tlen w nich zawarty jest zużywany do rozkładu materii organicznej, znajdującej się w gruncie i wodzie.

Dwutlenek węgla nadaje wodzie przyjemny smak. Ponieważ jednak dwutlenek węgla w połączeniu z tlenem nabiera właściwości gryzących w stosunku do materiału przewodów, zbiorników, wodomierzy i zaworów, obecność jego jest bardzo niepożądana. Zjawiska rdzewienia są często przyczyną dużych wydatków w zakładach wodociągowych. Z tego powodu wiele dużych miejskich zakładów wodociągowych przeprowadza odkwaszenie wody. Istnieją jednak mniejsze i większe zakłady wodociągowe, które w mylnym zrozumieniu oszczędności tłoczą agresywną wodę w sieć przewodów. Następstwem tego jest korozja rur, obrosty i pęknięcia. Również ze względów higienicznych zakłady wodociągowe, czerpiące wodę o dużej zawartości agresywnego  $CO_2$ , powinny budować urządzenia odkwaszające. Wody takie rozpuszczają z materiałów przewodów ołów, miedź, cynk jako dwuwęglany, z których to związków szczególnie trującymi właściwościami odznacza się ołów.

Zawarty w wodzie dwutlenek węgla składa się z

związanego dwutlenku węgla	}	całkowicie związany np.
		$CaCO_3$ , związany w połowie, np. połowa dwutlenku węgla w $Ca(HCO_3)_2$
wolnego dwutlenku	}	nieszkodliwy lub zrównoważony
		agresywny.

Pewnej ilości dwuwęglanów wapnia będących w roztworze towarzyszy określona ilość wolnego dwutlenku węgla dla utrzymania węglanów ziem alkalicznych w roztworze. Ta ilość wolnego  $CO_2$  nie ma własności agresywnych. Nazwano ten dwutlenek węgla towarzyszącym — zrównoważonym. W przeciwieństwie nadmiar  $CO_2$ , przekraczający wartość zrównoważonego dwutlenku węgla, działa na metale korozyjne i nosi miano agresywnego dwutlenku węgla. Na podstawie badań opracowano w postaci wykresu krzywą równowagi pomiędzy wolnym a związanym dwutlenkiem węgla w roztworach dwuwęglanu wapnia. Jeśli z wody, zawierającej dwuwęglan wapnia i wolny dwutlenek węgla, usunie się całkowicie wolny  $CO_2$ , to istniejący dwuwęglan wapnia rozłoży się częściowo i stopniowo na węglan wapnia i wolny  $CO_2$ :  $Ca(HCO_3)_2 = CaCO_3 + CO_2 + H_2O$ . Rozkład następuje tak długo, dopóki nie powstanie odpowiednia ilość wolnego  $CO_2$ , od ilości którego zależy niezmienną pozostała zawartość dwuwęglanu wapnia. Dopiero wówczas, gdy dwuwęglan wapnia i towarzyszący mu dwutlenek węgla znajdują się w ściśle określonej równowadze, nie wydziela się z wody węglan wapnia oraz nie ma ona właściwości agresywnych.

Stosując krzywą równowagi w odniesieniu tylko do dwuwęglanu wapnia natrafia się na trudność oddzielenia dwuwęglanu wapnia od dwuwęglanu magnezu. Dwuwęglanowi magnezu i sodu nie towarzyszy dla utrzymania ich w roztworze  $CO_2$  w żadnej ilości. Równowaga wapniowo-dwutlenkowęgłowa jest również silnie zakłócona w razie obecności innych dwuwęglanów ziem alkalicznych, jak siarczan wapnia i chlorek magnezu.

Zawartość agresywnego dwutlenku węgla działa w silnym stopniu korozyjnie na żelazo, beton i wapno. Szereg badań doprowadził do następujących wniosków:

Głównym zadaniem urządzeń odkwaszających jest nie tyle podniesienie wartości pH, jak stworzenie w większym stopniu wspomnianego zrównoważenia, które jest głównym warunkiem tworzenia ochronnej powłoki. Z tego powodu byłoby błędem odkwaszanie wody miękkiej metodą dodawania sody lub sody kaustycznej, gdyż z powodu braku węglanu wapnia nie utworzy się wcale ochronna powłoka. Jeżeli są znane wartość pH i twardość węglanowa, to łatwo można odpowiedzieć na pytanie, czy woda powinna być odkwaszana. Musi to nastąpić gdy:

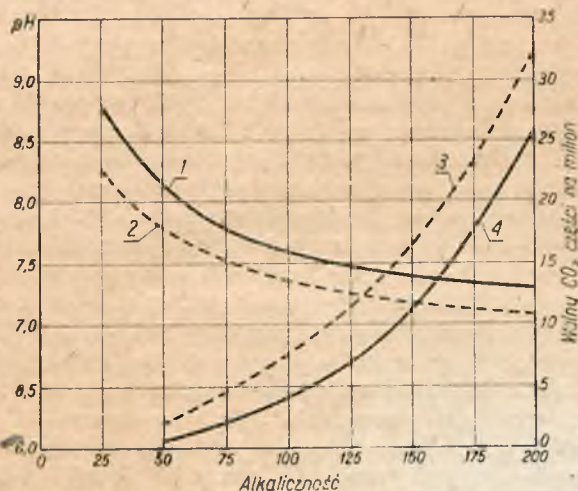
przy twardości węglanowej — 0—3°	wartość pH < niż 8,0
" " " " 3—4°	" " " 7,9
" " " " 4—5°	" " " 7,8
" " " " 5—6°	" " " 7,7
" " " " 6—7°	" " " 7,6
" " " " ponad 7°	" " " 7,5 ÷ 7,4

Z podanego na rys. 3 wykresu można również szybko odczytać, czy dana woda jest agresywna i wobec tego, czy konieczne jest jej odkwaszenie.

Ważną rzeczą przy określaniu agresywności wody jest zawartość w niej rozpuszczonego tlenu. Woda agresywna z dużą zawartością tlenu powoduje tworzenie się rdzy, w przypadku średniej zawartości — zmącenie, małej — rozpuszczanie żelaza, wykazując dopiero później — po odstaniu się wody i ulotnieniu się  $CO_2$  — strącanie się wodorotlenku żelaza. W granicach wartości pH = 7,6 ÷ 8,0



działanie tlenu, a przez to i rozpuszczanie żelaza jest tak nieznaczne, że można na nie w praktyce nie zwracać uwagi. W przypadku malejących wartości pH daje się zaobserwować wpływ tlenu przez korozję ścian przewodów, zmęcenie wody, korozję armatury i wodomierzy. Tlen w wodzie kwaśnej a szczególnie ubogiej w węglany sprzyja obok rozpuszczalności żelaza również rozpuszczalności ołowiu.



Rys. 3. Krzywa związków pomiędzy  $\text{CO}_2$  i alkalicznością oraz alkalicznością i pH

1 — wartość pH — alkaliczność w równowadze, 2 — pH — alkaliczność najmniejsza krytyczna wartość, 3 — alkaliczność —  $\text{CO}_2$  najmniejsza krytyczna wartość, 4 — alkaliczność —  $\text{CO}_2$  w równowadze

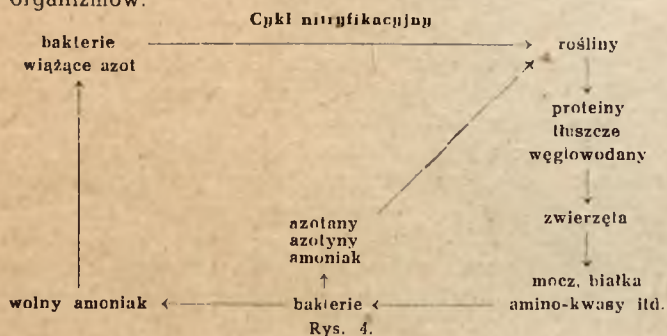
Zawartość dwutlenku węgla odgrywa dużą rolę nie tylko w przypadku czerpania wody do picia i dla celów gospodarczych, lecz również — i to przede wszystkim — w przypadku przygotowania wody do zaopatrywania kotłów. Wielka zawartość agresywnego dwutlenku węgla nie szkodzi tak bezpośrednio w przypadku wody do picia i dla celów gospodarczych, jak żelazo. Obecność dwutlenku węgla w wodzie może spowodować przy wystawieniu jej na słońce silny wzrost alg.

Często nie tylko sam dwutlenek węgla nadaje wodzie właściwości agresywne. Wchodzić tu mogą w rachubę i inne kwasy, jak kwas krzemowy, humusowy i kwasy tłuszczowe. Ostatnie mogą się tworzyć szczególnie w wodzie kotłowej przez rozkład zawartych w niej smarów. Również charakter agresywny nadają wodzie siarkowodor, siarczany i pewne sole.

#### 4. ZWIĄZKI AZOTOWE

Częstokroć wody pochodzące z głębokich studni zawierają znaczne ilości azotu w postaci wolnego amoniaku, szczególnie tam, gdzie w warstwie wodonośnej znajdują się pozostałości kopalniane, zwierzęce i roślinne.

Amoniak ( $\text{NH}_3$ ) powstaje w wodzie z powodu procesów redukcyjnych, które przebiegają częściowo na drodze czysto fizykalno-chemicznej, częściowo pod działaniem mikroorganizmów.



Rys. 4.

W przypadku pierwszym występowanie w wodzie amoniaku jest z punktu widzenia higienicznego bez znaczenia. I tak często znajduje się on w wodach żelazistych pochodzących z dużej głębokości lub w wodach z gruntów humusowych.

Poza tymi wyjątkami występowanie w większych ilościach amoniaku jest wskazówką, że woda jest zanieczyszczona.

Kwas azotawy ( $\text{HNO}_2$ ) jest wskaźnikiem zanieczyszczenia. W wodach gruntowych silnie żelazistych, w których wyłączona jest możliwość zanieczyszczeń, występowanie  $\text{HNO}_2$  nie budzi podejrzeń.

Kwas azotowy ( $\text{HNO}_3$ ) stanowi końcowy produkt mineralizacji wszystkich zawierających azot materii. Obecność  $\text{HNO}_3$  w dużej ilości ( $> 30 \text{ mg/l}$ ) jest oznaką zanieczyszczeń gruntu, z którego pochodzi woda, przez materię organiczną. I od tej reguły są wyjątki. W ilościach, w jakich pojawia się w wodzie, jest  $\text{HNO}_3$  dla zdrowia nieszkodliwy, ale często powoduje zdolność rozpuszczania ołowiu przez wodę.

#### 5. ALKALICZNOŚĆ

Ponieważ sole alkaliczne są spotykane bardzo często w pokładach gruntu, większość wód jest w mniejszym lub większym stopniu alkaliczna. Najczęstszymi składnikami powodującymi alkaliczność są węglany i dwuwęglany wapnia, sodu i magnezu. Alkaliczność jest miarą zawartości soli, które neutralizują kwasy. W analizach alkaliczność wyrażamy w częściach na milion w odniesieniu do równowartej ilości węglanu wapnia. Dla wodociągowca ta cecha wody jest o tyle ważna, że w razie potrzeby sklarowania wody za pomocą koagulacji i przygotowania jej do filtracji, woda musi mieć dostateczny stopień alkaliczności, aby zachodziły odpowiednie reakcje chemiczne. Odwrotnie, nadmierna alkaliczność może przeszkodzić reakcjom, jak również jest ważną miarą kontroli przy pewnych procesach oczyszczania wody. Gryząca (kaustyczna) alkaliczność, nie spotykana w naturze, może powstać w wodzie z nadmiernym dodatkiem wapna (przypadkowym lub zgodnym z zamierzeniem).

Termin „alkaliczność” w analizie wody jest równoznaczny z członem dwuwęglanowym ( $\text{HCO}_3$ ), który w połączeniu z metalem tworzy np. dwuwęglan wapnia  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ . Określa się wartość alkaliczności w odniesieniu do członu  $\text{HCO}_3$  w formie jonowej lub zmodyfikowanej formie jonowej w odniesieniu do  $\text{CaCO}_3$ . Wartość ta stanowi miarę twardości węglanowej w porównaniu do twardości niewęglanowej. Całkowita twardość, tj. zawartość wapnia i magnezu wyrażona w odniesieniu do  $\text{CaCO}_3$ , jest większa od całkowitej alkaliczności, względnie od członu  $\text{HCO}_3$  wyrażonego w odniesieniu do  $\text{CaCO}_3$ . W wodzie znajduje się większa ilość wapnia i magnezu od wchodzącej w związek z całą ilością  $\text{HCO}_3$ , wobec czego niektóre z metali wywołujących twardość, mianowicie wapień i magnez, łączą się z  $\text{SO}_4$  lub  $\text{Cl}$  tworząc siarczany i chlorki. Dlatego istnieje pewna twardość niewęglanowa, a jej wartość wyrażona w odniesieniu do  $\text{CaCO}_3$  określana jest jako różnica pomiędzy całkowitą twardością i alkalicznością (rys. 5).

Gdy ogólna twardość jest większa niż alkaliczność (węglanowa lub dwuwęglanowa), stopień twardości równoważny alkaliczności jest zwany twardością węglanową, a nadwyżka — twardością niewęglanową. Gdy ogólna twardość jest równa lub mniejsza niż suma (węglanowej i dwuwęglanowej) alkaliczności, wówczas nie ma twardości niewęglanowej i ogólna twardość jest całkowicie twardością węglanową.



## 6. KONCENTRACJA JONÓW WODOROWYCH pH (POTENTIA HYDROGENII)

Alkaliczność, względnie kwasowość wody (ścieków, osadów) określamy za pomocą stopnia koncentracji jonów wodorowych, którego symbolem jest znak pH. Próba na pH określa nam moc kwasu lub zasady w wodzie, podczas gdy próba na kwasowość i zasadowość określa ilość obecnego kwasu lub zasady.

Jon jest to atom lub grupa atomów, posiadająca pewien potencjał elektryczny. Kwasowość jest wywołana przez dodatnie jony wodoru  $H^+$ , zaś alkaliczność przez ujemnie naładowane jony wodorotlenku  $OH^-$ . Woda, zawierająca węglany sodu lub innych metali alkalicznych, będzie miała jony  $OH^-$ , gdy woda zawierająca kwasy — jony  $H^+$ . Im silniejsze kwasy, tym większa koncentracja jonów  $H^+$ ; im silniejsza zasada, tym większa koncentracja jonów  $OH^-$  zaś mniejsza jonów  $H^+$ . W roztworach obojętnych jony  $H^+$  i  $OH^-$  łączą się tworząc wodę  $H_2O$ . W czystej wodzie następuje w pewnym stopniu dysocjacja, pomiar potencjału elektrycznego wywołanego dodatnio naładowanymi jonami wskazuje, że zawiera ona 0,000 0001 grama jonów  $H^+$  w 1 litrze wody. To oznaczenie cyfrowe jest niewygodne w użyciu, z tego względu dla oznaczenia obojętności roztworu przyjęto logarytm odwrotności.

W skrócie przyjęto oznaczać koncentrację jonów wodorowych symbolem pH. Wartość więc pH wody jest to logarytm odwrotności koncentracji jonów wodorowych. Przy  $pH = 7$  otrzymujemy tzw. punkt neutralny na skali pH, ponieważ wówczas ilość jonów  $H$  i  $OH$  jest jednakowa.

Stosunek obu rodzajów jonów wyraża się przez:

$$\frac{\text{koncentracja } H \text{ jonów} \times \text{koncentracja } OH \text{ jonów}}{\text{koncentracja molekularnej } H_2O} = \text{stałej [7]}$$

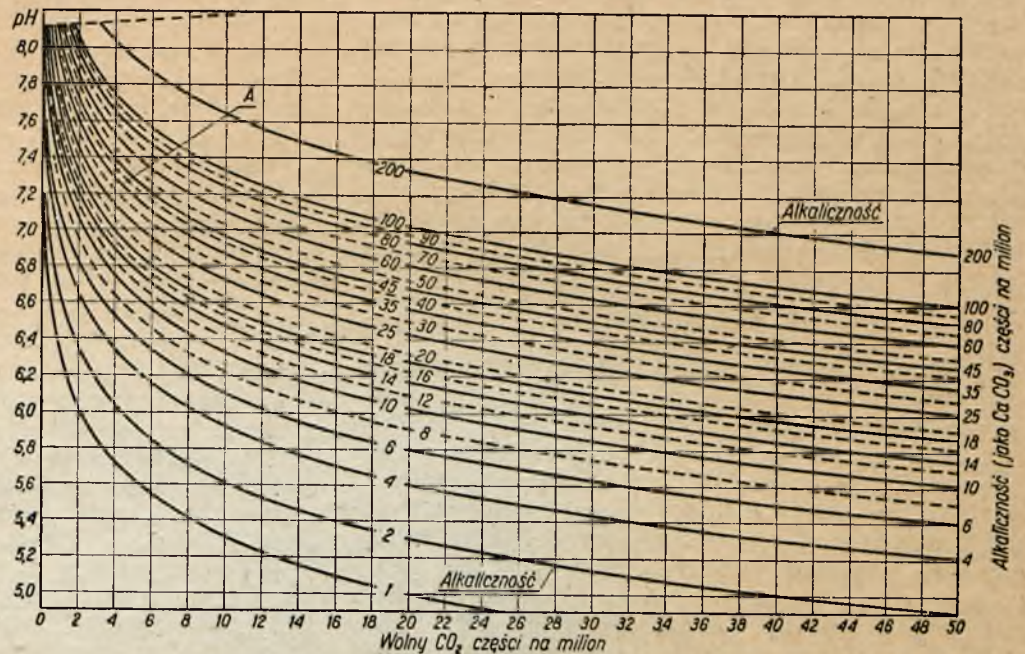
Ponieważ ilość nierozpuszczonych cząstek wody jest stosunkowo bardzo duża, można ją uważać za stałą; wówczas równanie przekształca się na:

$$\text{koncentracja } H \text{ jonów} \times \text{koncentracja } OH \text{ jonów} = \text{stałej}$$

W roztworze, gdy wzrasta liczba jonów ujemnych, zmniejsza się tym samym liczba jonów dodatnich i stosownie do tego miara pozostałych jonów  $H^+$  wykaże stopień alkaliczności aż do zawartości 1 grama  $OH^-$  jonów w litrze, gdy logarytm odwrotności koncentracji  $H^+$  jonów wyrazi się liczbą 14. Po stronie kwaśnej logarytm odwrotności koncentracji  $H^+$  jonów spada aż do 0 (patrz poniższe zestawienie)

pH wody określa się za pomocą potencjometra lub też kolorymetru.

Rozpuszczony w wodzie dwutlenek węgla jest najpospolitszą przyczyną dużej koncentracji jonów wodorowych. Łączy się on z wodą tworząc kwas węglowy  $CO_2 + H_2O = H_2CO_3$ , który jonizuje tworząc jony  $H$  i  $CO_3$ . Wpływ  $CO_2$  jest równoważony przez sole zasadowe, tak że pH praktycznie zależy od stosunku między obydwiema zawartościami (rys. 5).



Rys. 5. Wykres związków pomiędzy alkalicznością i  $CO_2$  dla różnych wartości pH

$$b^1 = \frac{CO_2 \text{ części na milion} \cdot 3}{\text{alkaliczność (jako } CaCO_3) \text{ w mg/l} \cdot 0,61}$$

$$b = \text{koncentracja } H^+ \text{ wyrażona jako } \frac{mg/l}{10 \ 000}$$

$$pH = \log \frac{1}{H^+}$$

Przykład: Alkaliczność — 40 mg/l,  $CO_2$  — 5 mg/l, szukane pH

Z przecięcia się linii 5  $CO_2$  oraz 40 alkaliczności w punkcie A prowadząc poziomą w lewo odczytuje się  $pH = 7,25$

Mechanizm korozji objaśnia teoria elektrolityczna w sposób następujący. Gdy woda i metal znajdują się w kontakcie, powstaje potencjał elektryczny pomiędzy jo-

	pH	Gramów jonów wodorowych ( $H^+$ ) na litr roztworu	Gramów jonów wodorotlenku ( $OH^-$ ) na litr roztworu
kwas	0,0	1,0	0,000 000 000 000 01
	1	0,1	0,000 000 000 000 1
	2	0,01	0,000 000 000 001
	3	0,001	0,000 000 000 01
	4	0,000 1	0,000 000 000 1
	5	0,000 01	0,000 000 001
zasada	6	0,000 001	0,000 000 01
	7	0,000 000 1	0,000 000 1
	8	0,000 000 01	0,000 001
	9	0,000 000 001	0,000 01
	10	0,000 000 000 1	0,000 1
	11	0,000 000 000 01	0,001
	12	0,000 000 000 001	0,01
	13	0,000 000 000 000 1	0,1
	14	0,000 000 000 000 01	1,0

nami metalu a jonami wody. Powoduje to przechodzenie jonów metalu do roztworu i zastępowanie wodoru jako gazu, który tworzy niewidoczną błonkę na powierzchni me-



tału, starając się powstrzymać korozję przez oddzielenie wody od metalu. Na ogół ilość żelaza przechodzącego do roztworu jest niewielka, tendencja rozpuszczania się żelaza jest zahamowana, gdy nastąpi punkt nasycenia. Rozpuszczone żelazo znajduje się w zupełnie innych warunkach od tych, gdy było w stanie metalicznym. Znajduje się ono w formie jonów żelaza, które usiłują połączyć się z jonami OH w wodzie tworząc wodorotlenek żelazawy. Rozpuszczony w wodzie tlen utlenia wodorotlenek żelazawy na wodorotlenek żelazowy, w dużo mniejszym stopniu rozpuszczalny od poprzedniego. Powstaje wobec tego osad jako rdza, dając miejsce do dalszego rozpuszczania żelaza. Rozpuszczony tlen również wiążąc się z wodorem (błoną) przy powierzchni metalu i tworząc wodę powoduje usunięcie chroniącej błony oraz dalsze wchodzenie żelaza do roztworu. W ten sposób teoria elektrolityczna tłumaczy wspólne działanie korozyjne tlenu i jonów wodorowych w roztworze.

## 7. BAKTERIE

Obecność bakterii w wodach naturalnych jest niunikniona, toteż przepisy nie wymagają zupełnego wyjałowienia wody przeznaczonej do picia. Spośród olbrzymiej ilości występujących w przyrodzie gatunków bakterii tylko nieznaczna część stanowią bakterie chorobotwórcze, z tych zaś tylko nieliczne gatunki są przenoszone przez wodę pitną. Przeważnie są to bakterie powodujące ostre choroby przewodu pokarmowego: dur brzuszny (tyfus), dur rzekomy (paratyfus), dyzenteria, cholera. Ostatnio przyjmuje się, że wirusy powodujące chorobę Heine Medina mogą być przenoszone przez zakażoną wodę. Bakterie te dostają się do wody z wydzielinami ludzi chorych lub zwierząt; należy podkreślić okoliczność, że bakterie duru brzuszego znajdują się nie tylko w wydzielinach ludzi chorych, ale często ludzie zdrowi po przebytej chorobie mogą stać się nosicielami zarazków wydzielając je z moczem lub kałem. Na podstawie powyższych faktów ustaliła się ważna dla higieny wody zasada, że wodę, do której mogą się dostać wydzieliny ludzi i zwierząt, należy uważać za wodę niebezpieczną i mogącą być przyczyną zakażenia.

Bezpośrednie stwierdzenie obecności w wodzie poszczególnych rodzajów bakterii jest żmudne i byłoby niecelowe. Woda zakażona takimi bakteriami stałaby się powodem chorób jeszcze przed wykryciem tych bakterii w pracowni. W rzeczywistości chodzi o stwierdzenie zakażenia wody nie wtedy, kiedy ono już istnieje i powoduje epidemię, ale o to, aby możliwość taką zawczasu przewidzieć i nie dopuścić do powstania epidemii. Takim stwierdzeniem będzie wykrycie w wodzie obecności bakterii mających swe stałe siedlisko w organizmach ludzkich lub zwierzęcych, a wydalanych z kałem, więc wykrycie bakterii jelitowej, tzw. pałeczki okrężnicy — bakterium coli.

Drobnoustroje pochodzenia kałowego, w szczególności grupa pałeczki okrężnicy (*bacterium coli*) i paciorkowce fekalne, są w wodzie znacznie bardziej żywotne i przewijają zawsze ilościowo ewentualnie obecne w przewodzie pokarmowym drobnoustroje chorobotwórcze.

W przypadku zanieczyszczenia wody wydaliniami ludzkimi lub zwierzęcymi, wykryć można zawsze bakterie okrężnicy, a w takim razie jest to ostrzeżeniem, że istnieje również możliwość przedostawania się do wody tą samą drogą bakterii chorobotwórczych. Wykrywanie obecności *b. coli* polega na umieszczeniu określonej ilości wody w pożywce z cukrem gronowym zabarwionej barwnikiem oraz poddaniu jej przez 48 godzin inkubacji w temperaturze 37°C. Obecność pałeczki okrężnicy uwidacznia się objawami fermentacji (wydzielanie CO<sub>2</sub> w rurce znajdującej

się w pożywce) oraz zmianą odczynu pożywki, co przejawia się zmianą pierwotnej barwy pożywki.

Ponieważ *b. coli* żyje dłużej w wodzie niż bakterie chorobotwórcze, negatywna zatem próba na *b. coli* wskazuje, że woda nie powinna zawierać bakterii chorobotwórczych. Próby takie są również stosowane przy badaniu skuteczności metod oczyszczania wody, gdyż *b. coli* są bardziej odporne od bakterii chorobotwórczych na działanie środków bakteriobójczych.

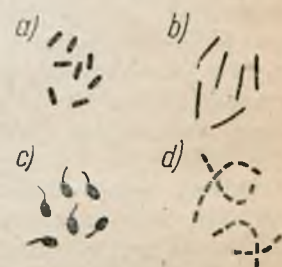
Stopień zanieczyszczenia wody wyraża się w dwojaki sposób: albo liczbą *b. coli* w jednostce objętości wody, albo jako tzw. miano coli, tj. najmniejszą ilością ml wody, w której obecność *b. coli* wykryto. Miano coli jest zatem odwrotnością ilości *b. coli* w 1 cm<sup>3</sup> wody. To określenie jest u nas najczęściej spotykane w wynikach badania bakteriologicznego wody.

W ZSRR częściej używa się oznaczenia ilości *b. coli* w litrze wody, czyli tzw. indeks coli, inaczej coli-test; coli-test =  $\frac{1000}{\text{Miano coli}}$ . Radzieckie normy (GOST 2874-45) dopuszczają dla wody pitnej indeks coli nie większy od 3, co oznacza, że w litrze wody nie powinno być więcej niż 3 bakterie coli albo że miano coli powinno być większe od 300. Polskie przepisy o jakości wody pitnej z 1933 r. dopuszczają miano coli 10 cm<sup>3</sup> dla studzien płytkich i 50 cm<sup>3</sup> dla studzien głębokich i wodociągów, a więc są pod tym względem znacznie mniej wymagające.

Prócz określenia za pomocą miana coli, stopnia zanieczyszczenia i możliwości zakażenia wody, określa się również ogólną ilość bakterii w 1 cm<sup>3</sup> wody. W tym celu hoduje się je na pożywce żelatynowej w temperaturze 20÷22°C i agarowej w temperaturze 37°C. Po 48 godzinach na pożywce żelatynowej, a po 24 godzinach na agarowej, z każdej bakterii wyrasta kolonia, widoczna przez lupę. W temperaturze 20÷22°C rozwijają się najlepiej bakterie grupy saprofitycznej, bytujące na martwej substancji organicznej, temperatura 37°C sprzyja zaś rozwojowi bakterii grupy prototroficznej — pasożytujących na żywych organizmach; do tej ostatniej grupy zalicza się wszystkie bakterie chorobotwórcze (rys. 6). Znaczenie obu tych grup przy ocenie wody pod względem sanitarnym jest różne, dlatego też oznacza się je oddzielnie. Obecność bardzo dużej ilości bakterii z grupy saprofitów wskazuje, że znajdują one w wodzie obfite pokarm w postaci związków organicznych, które przy większych ilościach mogą uczynić wodę niezdatną do picia. Obecność saprofitów w wodzie podziemnej nie dowodzi więc istnienia zanieczyszczenia, lecz wskazuje na możliwość jego powstania. Natomiast silny rozwój kolonii w temperaturze 37°C wskazuje na obecność bakterii prototroficznych, co świadczy o istniejącym zanieczyszczeniu wody ściekami i odpadkami pochodzenia organicznego.

Według polskich przepisów o jakości wody dopuszcza się w wodzie wodociągowej nie więcej niż 100 bakterii w 1 cm<sup>3</sup> po 48 godzinach hodowli na żelatynie w 20°C. Taka sama ilość bakterii jest dopuszczalna wg normy radzieckiej (GOST 2874-45).

Hodowla bakterii na pożywce płynnej z cukrem, czyli stwierdzenie obecności pałeczki okrężnicy, trwające mini-



Rys. 6. Bakterie  
a — bakterie tyfusu, b — bakterie gruźlicy, c — bakterie cholery, d — bakterie ropne



mum 48 godz, może być skrócone do 8-12 godz przez zastosowanie tzw. filtrów membranowych. Jest to płaski krążek z nitrocelulozy o średnicy 35 mm odpowiednio gęsty, o małych porach, przez który w odpowiednim urządzeniu sączy się określona ilość wody. Sączek ten z zatrzymanymi bakteriami nakłada się następnie na stałą pożywkę, tzw. „endo” i wstawia do termostatu, w którym temperatura wynosi 37°C. Z bakterii zatrzymanych na filtrze wyrastają kolonie typowe dla *b. coli* o charakterystycznym wyglądzie, które po zliczeniu dają możliwość określenia ilości *b. coli* w wodzie albo wyliczenia miana *coli*.

## 8. WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE WODY

### a. Temperatura

Woda do picia jest najodpowiedniejsza i najprzyjemniejsza, gdy jej temperatura znajduje się w granicach od +7° do +12°C. Wodę o temperaturze poniżej 5°C i powyżej 15°C należy uważać za nieodpowiednią. Zbyt zimna woda jest szkodliwa dla zdrowia, wywołując choroby żołądka i kiszki, częstokroć i nerek. Zbyt ciepła woda posiada nieprzyjemny smak i w lecie nie działa orzeźwiająco. Temperatura wody decyduje o jej smaku, co szczególnie daje się wyczuwać w wodach solankowych.

### b. Barwa

Woda czysta w cienkich warstwach jest bezbarwna, w warstwach grubszych ma kolor niebieski — ze względu na silniejsze właściwości absorpcyjne koloru czerwonego niż niebieskiego. Woda o jakimkolwiek zabarwieniu lub zanieczyszczona zawiesinami jest nieapetyczna i nie nadaje się do użycia, szczególnie jest przyczyną zabarwienia jest nieznaną lub wzbudza podejrzenie. Początkowo przezroczysta i bezbarwna woda może w następstwie pewnych zmian, np. wytrącenia związków żelaza i manganu, zmienić swą przezroczystość i zabarwienie.

Bezbarwne rozpuszczone substancje mogą mieć również wpływ na zabarwienie wody. Zawartość wapna wpływa na zwiększenie absorpcji niebieskiej barwy i wówczas kolor wody staje się bardziej zielony. W podobny sposób działają organiczne substancje; wody o dużej zawartości materii organicznej zmieniają swą barwę od niebieskiej do zielonożółtej, żółtej, żółto-brązowej, brązowej aż prawie do czarnej. Ciemnozielone jeziora występują tylko na czysto wapiennym podłożu, gdy ciemnoniebieskie leżą na niewapiennym podłożu jak również nie mają większych dopływów z terenów o podłożu wapiennym lub bagiennym.

Żółtawe, żółtozielonkawe lub żółtozielone zabarwienie wody wywołane jest przeważnie obecnością związków humusowych.

Przyjęto mierzyć barwę w stopniach skali tzw. kobalto-woplatynowej przez porównanie badanej próbki ze wzorcem. Barwa wody dostarczanej przez wodociąg nie powinna przewyższać 15° tej skali.

### c. Przezroczystość. Mętność

Czysta woda w zwykłych warunkach jest przezroczysta. Może być ona zanieczyszczona przez drobny piasek, glinę, il, nierozpuszczalne żelazo (wodorotlenek żelaza), węglany, algi, grzyby, bakterie i inne zawieszane substancje, utrudniające przenikanie światła. Zmętnienie wody może być również spowodowane przez powietrze. Jeśli do wody będącej pod ciśnieniem wtłacza się powietrze, które zmiesza się z wodą w postaci drobnutkich pęcherzyków, woda sprawia wrażenie mlecznej. Zależnie od właściwości wody

i temperatury ten ostatni rodzaj mętności znika prędzej lub wolniej, gdy wodę wystawimy na wolne powietrze. Rodzaj mętności zależy od rodzaju podłoża, po którym woda płynie oraz od prędkości przepływu.

Zmętnienie wody powodowane jest w większości przypadków przez drobne zawiesiny koloidalne lub zawiesiny grubsze, choć również dość często przez organizmy żywe, jak bakterie, algi itp. Przede wszystkim powodem zmętnienia są zawarte w wodzie rzecznej, szczególnie po okresie deszczów i roztopów śniegowych, namuły, piasek, glina, nierozpuszczalne wodorotlenki żelaza, węglany, drobna substancja organiczna, włókna obumarłych roślin, liście, mikroorganizmy, nici grzybów, bakterie i algi.

Ze wzrastającą zawartością zawieszonych substancji woda w grubszej warstwie staje się nieprzezroczysta i mętna oraz nabiera zabarwienia zawiesin. Powyższe obserwuje się np. najlepiej w przypadku zawiesin mułu, który niosą potoki i rzeki w okresie wody wielkiej. Często bakterie i algi powodują swoim kolorem zmianę zabarwienia wody. Obserwowano czerwony kolor jeziora wywołany bakteriami siarkowymi.

Gdy woda jest spokojna, cięższe i większe zawiesiny osadzają się prędzej, a lżejsze i drobniejsze wolniej. Najdrobniejsze cząstki gliny osadzają się w zupełnie spokojnej wodzie w przeciągu miesięcy. Wody gruntowe normalnie nie są mętne, gdyż są przefiltrowane z zawiesin w czasie swego powolnego przepływu w gruncie. Wody jezior są mniej mętne od wód rzek, tych zaś woda jest mniej mętna w okresach stanów niskich, bardziej w okresach powodzi.

Określenie stopnia zmętnienia powinno dawać w przybliżeniu podstawę do zorientowania, jaka jest zawartość w wodzie substancji wywołujących mętność. Przy obserwacji próby wody w bezbarwnym naczyniu szklanym stopniuje się określenie mętności za pomocą następujących terminów: przezroczysta, słabo opalizująca, słabo mętna, mętna, silnie mętna.

Ilościowe określenie mętności ustala się porównując badaną próbkę z wzorcem, przygotowanym przez rozpuszczenie określonej ilości ziemi okrzemkowej. Wówczas miarą mętności jest ilość mg SiO<sub>2</sub> w litrze. Przezroczystość — będącą odwrotnością mętności — mierzy się wysokością w centymetrach słupa wody, przez który widać jeszcze tzw. pismo Snellena lub tzw. nożyce — czyli dwie przecinające się kreski o grubości 1 mm.

### d. Zapach i smak

Dobra woda do picia i większość wód używanych na cele ogólne, szczególnie zaś do wyrobu środków żywnościowych, nie może mieć żadnego zapachu. Smak wody powinien być świeży i przyjemny. Niewielka ilość soli i dwutlenku węgla nadają wodzie smak orzeźwiający. Jednak istnieje cały szereg substancji organicznego i nieorganicznego pochodzenia, których obecność nawet w bardzo niewielkiej ilości jest w stanie nadać wodzie nieprzyjemny zapach i smak; są to: siarkowodór, żelazo, mangan, miedź, fenol, mikroorganizmy (pierwotniaki, algi).

Na smak i zapach wód powierzchniowych i podziemnych magazynowanych przez czas dłuższy w zbiornikach wyrównawczych, szczególnie zaś wody zbiorników retencyjnych, często mogą wpływać ujemnie mikroorganizmy lub produkty ich wydzielin. Podobnie obserwuje się często niekorzystną zmianę zapachu i smaku wody po jej przejściu przez filtr powolny. Powodowane jest to w większości wypadków przez specjalnego rodzaju organizmy, algi, pojawiające się periodycznie. Obserwuje się:



1. nieprzyjemny zapach tranowo-rybny wywołany przez uroglena volvox,
  2. zapach szyszki jodłowej — dinobryon sertularia,
  3. zapach aromatyczno-rybny — asterionella formosa, cyclotella,
  4. zapach ogórków — synura uvella,
  5. zapach ziemisty — actinocyeten, sioniaria i cyano-phyceea znajdujące się często w przeciążonych filtrach piaskowych,
  6. zapach nieprzyjemny, stęchły — ceratium hirundella, w świeżo założonych, źle wykarczowanych zbiornikach jeziorowych,
  7. zapach świńskiego chlewa — anabaena,
  8. zapach trawiasty — aphanizomenon i anabaena.
- Intensywność zapachu określamy według następującej skali:

Stopień	Zapach	Oznacza
0	nie ma	brak zapachu
1	bardzo słaby	zapach nie odczuwalny przez użytkownika, lecz w laboratorium przez wprawno obserwatora
2	słaby	zapach odczuwalny przez użytkownika, jeżeli zwrócić na to jego uwagę
3	dość wyraźny	zapach łatwo wyczuwalny i powodujący uważanie wody za podejrzaną
4	wyraźny	zapach zwracający na siebie uwagę i zmieniający smak wody
5	bardzo silny	zapach na tyle silny, że woda zupełnie nie nadaje się do picia

Cztery zasadnicze grupy zapachów określamy skrótami: *R* — zapach roślinny, *G* — gnilny, *P* — planktonowy, *S* — specyficzny. Intensywność zapachu wzrasta często po ogrzaniu wody albo zmienia nawet swój charakter, stąd w wynikach analizy zaznacza się, czy zapach był określony na zimno czy też po ogrzaniu. Na przykład symbol z2R oznacza, że stwierdzono na zimno słaby zapach roślinny; g2P zaś słaby na gorąco zapach planktonowy.

Według norm radzieckich zapach wody dostarczanej do picia i potrzeb gospodarczych nie powinien przekraczać stopnia 2 wg powyższej skali — przy temperaturze 20°C.

W wodach powierzchniowych, które są zbiornikami ścieków domowych i przemysłowych, mogą powstać bardzo nieprzyjemne zmiany smaku. Dopływy ściekowe, powodują gwałtowny rozrost alg.

Olej z domowych i przemysłowych ścieków nadaje wodzie pozostający przez długi czas smak oleju maszynowego. Najnieprzyjemniejsze są pod tym względem ścieki z koksowni, gazowni, spalarni węgla brunatnego, destylarni smoły. Wszystkie one zawierają fenole lub związki fenolowe; podobne związki zawierają opady atmosferyczne z sąsiedztwa wyżej wymienionych zakładów przemysłowych, dopływy z dróg smołowcowych i produkty rozkładowe namulów rzecznych. Jeśli dopływy tych związków do odbiornika są niewielkie, to normalnie są one rozłożone przez absorpcję i samoczyszczenie się wody. Inaczej się dzieje w czasie mrozów, gdy samooczyszczanie się wody wobec zahamowania procesów biologicznych jest wstrzymane oraz w czasie fal powodziowych, kiedy prędkość wody jest tak duża, że braknie czasu na rozkład, a warstwy filtracyjne zostały zniesione. Mimo to nie daje się odczuwać obecności fenolu wobec bardzo silnego rozcieńczenia, gdyż w wodzie z zawartością fenolu w stosunku 1 : 1 milion

nie wyczuwa się żadnego smaku. Inaczej się sprawa przedstawia, gdy woda jest chlorowana, co się zwykle stosuje ze względów higienicznych w przypadku ujęcia wody powierzchniowej. Woda chlorowana w stosunku 1 : 1 milion jest również bez smaku. Tworzą się jednak w przypadku obecności fenoli chlorofenole, które nawet w bardzo dużym rozcieńczeniu nadają wodzie bardzo zły smak, tzw. smak jodoformu lub aptekarski. Bardziej czule osoby reagują już na rozcieńczenie 1 : 500 mln. Z tego powodu buduje się urządzenia usuwające fenol zwykle w samych zakładach przemysłowych. Po stronie alkalicznej smak i zapach jest daleko mniej wyczuwalny niż po stronie kwaśnej, z tego powodu przy zakwaszaniu odwonionych wód alkalicznych może znów wystąpić zapach.

#### e. Sucha pozostałość

Z higienicznego punktu widzenia sucha pozostałość nie stanowi żadnej pewnej miary; sucha pozostałość, która daje wartość wszystkich chemicznych składników nie ulatniających się w temperaturze 100÷110°C, nie powinna być większa niż 300 mg/l.

W wodzie wodociągowej przeznaczonej dla celów pitnych wg przepisów polskich nie może być więcej suchej pozostałości niż 500 mg/l.

Normy radzieckie dopuszczają do 1000 mg/l suchej pozostałości.

#### 9. PRZEPISY O JAKOŚCI WODY WODOCIĄGOWEJ

Polskie przepisy o jakości wody zawarte w rozporządzeniu Ministrów Opieki Społecznej i Spraw Wewnętrznych z dnia 27. VIII. 1933 r. o wodzie do picia i potrzeb gospodarczych (Dz. U. R. P. Nr 79, poz. 562) mówią o jakości wody w sposób następujący:

1) Woda nie może:

1. być źródłem zakażenia lub zatrucia,
2. zawierać składników lub domieszek
  - a) szkodliwych dla zdrowia,
  - b) wskazujących na zanieczyszczenie,
  - c) wywierających ujemny wpływ na smak i wygląd wody.

2) W szczęgólności woda:

1. powinna być przezroczysta, bezbarwna, bez zapachu,
2. nie może zawierać
  - a) związków arsenu oraz związków metali ciężkich,
  - b) bakterii chorobotwórczych.

Wskaźnikiem dobroci wody pod względem bakteriologicznym jest nieobecność w niej bakterii okrężnicy (*bacterium coli*) lub co najwyżej obecność tych bakterii w 10 centymetrach sześciennych wody — dla studzien płytkich, w 50 centymetrach wody — dla studzien głębokich i wodociągów.

Ogólna liczba bakterii na żelatynie przy temperaturze 20°C po 48 godzinach w wodzie ze studzien głębokich i wodociągów nie może przekraczać 100 w jednym centymetrze sześciennym.

3) Ponadto w zasadzie woda:

1. nie powinna zawierać
  - a) związków żelaza w ilości powyżej 0,3 miligrama na 1 litr wody obliczonej jako Fe (żelazo metaliczne),
  - b) związków manganu w ilości powyżej 0,1 mg/l wody obliczonej jako Mn (mangan metaliczny),
  - c) chlorków pochodzenia geologicznego w ilości powyżej 250 mg/l wody obliczonej jako Cl (chlor),



d) siarczanów w ilości powyżej 100 mg/l wody obliczonej jako  $\text{SO}_4$  (kwas siarkowy),

e) azotanów w ilości powyżej 30 mg/l wody obliczonej jako  $\text{NO}_3$  (kwas azotowy),

2. powinna dawać suchą pozostałość przy temperaturze  $110^\circ\text{C}$  nie większą niż 500 mg/l wody,

3. powinna wykazywać twardość ogólną nie większą niż  $36^\circ$  francuskich ( $20^\circ$  niemieckich).

Należy również wspomnieć, że woda pitna powinna zawierać substancje potrzebne organizmowi ludzkiemu w minimalnych ilościach do normalnego funkcjonowania. Są to

przede wszystkim jod i fluor. Brak jodu ma wyraźny wpływ na tworzenie się wola (choroba tarczycy).

W okolicach mających wodę pozbawioną jodu (okolice podgórskie) dodaje się jod do soli jadalnej dla zapobieżenia często występującym chorobom tarczycy. Pożądana zawartość jodu wynosi 3 mg/m<sup>3</sup> wody.

Fluor wpływa na stan uzębienia. Optymalna zawartość fluoru wynosi 0,5÷1 mg/l. Brak fluoru sprzyja rozwijaniu się próchnicy zębów, nadmiar zaś działa również szkodliwie powodując tzw. fluorozę objawiającą się zmianami w szkliwie zębów.



## UKŁAD CAŁOŚCI URZĄDZEŃ WODOCIĄGOWYCH I SCHEMATY WODOCIĄGÓW

Mówiąc „wodociąg” mamy zwykle na myśli kompleks urządzeń technicznych, których celem jest dostarczanie wody do miejsca zużycia.

Wodociągi można sklasyfikować wg różnych cech i pod różnym kątem widzenia.

1. Pod względem przeznaczenia:

- a. wodociąg komunalny — dostarczający wodę do celów pitnych i gospodarczych, często zwany wodociągiem miejskim;
- b. wodociąg przemysłowy — do obsłużenia potrzeb produkcji przemysłowej; wśród wodociągów przemysłowych odrębnym rodzajem są wodociągi kolejowe;
- c. wodociąg przeciwpożarowy — przeznaczony do walki z pożarami;
- d. wodociąg mieszany — przeznaczony do zaspokajania różnych potrzeb.

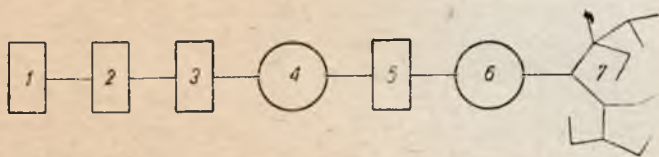
2. Pod względem zasięgu terytorialnego:

- a. wodociąg miejscowy — obsługujący jeden obiekt, jedno osiedle lub też całe miasto;
- b. wodociąg grupowy — obsługujący zespół miast i osiedli, niekiedy rozrzuconych na znacznym obszarze.

3. Pod względem sposobu zasilania sieci:

- a. wodociąg grawitacyjny;
- b. wodociąg pompowy.

Całość układu urządzeń wodociągowych składa się z następujących zasadniczych części, przedstawionych na rys. 7.



Rys. 7. Ogólny schemat rurociągu

1 — ujęcie, 2 — pompy I stopnia, 3 — oczyszczalnia, 4 — zbiornik wyrównawczy, 5 — pompy II stopnia, 6 — zbiornik wysoki, 7 — sieć

1. ujęcia wody,
2. stacji pomp I stopnia — dostarczanie wody do urządzeń oczyszczających,
3. oczyszczalni wody,
4. zbiorników wyrównawczych — magazynowanie wody,
5. stacji pomp II stopnia — dostarczanie wody do sieci,
6. zbiornika wysokiego (sieciowego),
7. sieci przewodów magistralnych i rozprowadzających.

Każda z wymienionych części składowych wodociągu zależy zarówno od jego przeznaczenia, jak i od szeregu warunków miejscowych: rodzaju ujęcia, ilości i jakości wody, warunków topograficznych itp. Z powyższego ogólnego schematu, przez taki lub inny układ składowych ele-

mentów, powstają różne schematy dostosowane do danych warunków. Omówmy krótko najbardziej charakterystyczne schematy.

#### Schemat 1.

W przypadku najprostszym, rzadko spotykanym, cały układ redukuje się do: 1) ujęcia wody oraz 7) sieci przewodów.

#### Schemat 2.

Częściej spotyka się układ: 1) ujęcie, 4) zbiornik wyrównawczy i 7) sieć. Układ taki stosuje się przeważnie w terenach górzystych, gdy ujęta woda doprowadzona grawitacyjnie może być użyta bez oczyszczania.

#### Schemat 3.

Układ ten składa się z elementów wymienionych w schemacie 2 oraz z elementu 3) oczyszczanie wody. Otrzymuje się w ten sposób pełny schemat wodociągu grawitacyjnego.

#### Schemat 4.

Elementy 1) i 2) połączone są w jedną całość; np. przy ujęciu wody gruntowej ze studzien, z których każda wyposażona jest w pompę.

#### Schemat 5.

Oczyszczanie wody odbywa się w urządzeniach pracujących pod ciśnieniem (odżelaziacze i filtry zamknięte). Stacja pomp II stopnia jest niepotrzebna (element 5) połączony z elementem 2)).

#### Schemat 6.

Wodę dostarczają pompy bezpośrednio do sieci, bez zbiornika wysokiego (wieży ciśnien, hydroforu). Nie ma wtedy elementu 6).

#### Schemat 7.

Element 4) jest połączony z 6). Pompy II stopnia czerpią wodę bezpośrednio z urządzeń oczyszczających, rolę zbiornika wyrównującego nierównomierny rozbiór przez miasto spełnia zbiornik wysoki.

#### Schemat 8.

Zbiornik wysoki może być usytuowany na końcu sieci (zbiornik końcowy), wówczas elementy 6) i 7) zmieniają kolejność.

Przy układzie przedstawionym na schemacie ogólnym zbiornik wysoki jest zbiornikiem przepływowym.

Oczywiście przytoczone przykłady nie wyczerpują wszelkich możliwych kombinacji schematów. Należy podkreślić, że projektant powinien rozwiązać układ wodociągowy w sposób celowy i jak najprostszy, tak aby była gwarancja sprawnego działania, taniej eksploatacji oraz niskich kosztów budowy.



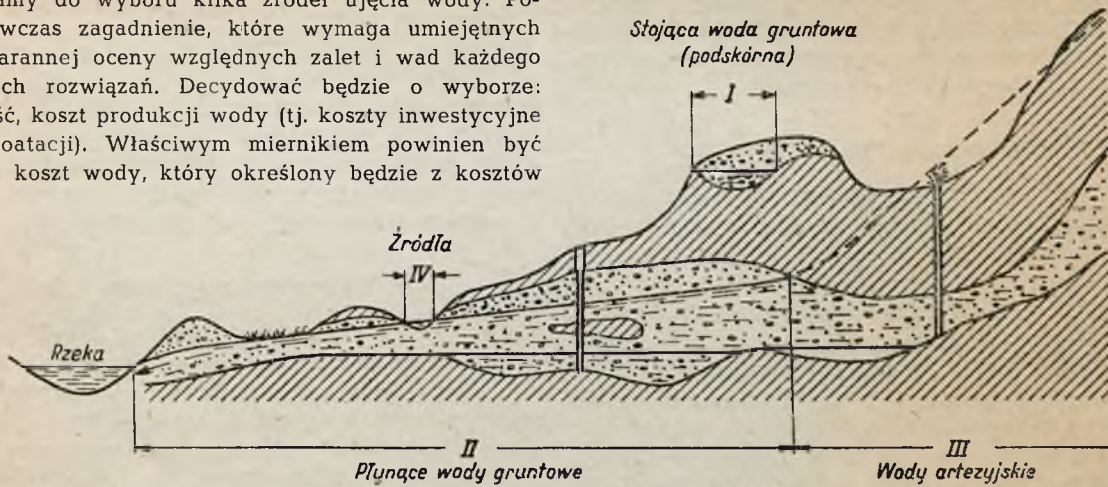
**ŹRÓDŁA WODY**

**1. PODZIAŁ ŹRÓDEŁ UJĘCIA WODY**

Zadaniem projektującego urządzenie wodociągowe jest wybór sposobu ujęcia wody dla zaopatrzenia wodociągu. Jest to przy każdym projekcie zagadnienie zasadnicze i bardzo ważne. Sposób ujęcia wody decyduje o jej jakości oraz o koszcie własnym produkcji wody na cele użytkowe. Często mamy do wyboru kilka źródeł ujęcia wody. Powstaje wówczas zagadnienie, które wymaga umiejętnych badań i starannej oceny względnych zalet i wad każdego z możliwych rozwiązań. Decydować będzie o wyborze: ilość, jakość, koszt produkcji wody (tj. koszty inwestycyjne oraz eksploatacji). Właściwym miernikiem powinien być ostatecznie koszt wody, który określony będzie z kosztów

cia, np. Szczecin czerpie wodę gruntową oraz rzeczną z Odry.

Będące do rozporządzenia wodociągów źródła ujęcia wody są zwykle uwarunkowane przez topografię otaczającej okolicy, formacje geologiczne terenu, warunki meteorologiczne. Początkowo ujmowano przeważnie do wodociągów wody powierzchniowe — rzeczne. Ostatnio jednak istnieje



Rys. 8. Rodzaje wód gruntowych

budowy, utrzymania i ruchu. Z punktu widzenia gospodarczego należy oddać pierwszeństwo takiemu źródłu ujęcia wody, dla którego otrzymuje się najniższy koszt własny produkcji 1 m<sup>3</sup> wody.

tendencja odwrotna — czerpania wody gruntowej. Wybór źródła zaopatrzenia wodociągu, tam gdzie istnieje możliwość wyboru, jest zagadnieniem, które wymaga umiejętnych ba-

Pierwotnym źródłem wszystkich wód znajdujących się na ziemi są opady atmosferyczne i wobec tego wydajność każdego źródła jest zależna od wysokości opadów na powierzchnię zaopatrywania. Ogólnie można rozdzielić źródła zaopatrywania na dwa rodzaje:

A. wody powierzchniowe, B. wody gruntowe (rys. 8). Rodzaje powyższe mogą być dalej podzielone zgodnie z charakterem wód i sposobem ujęcia następująco:

- A. Wody powierzchniowe:
  - a. wody deszczowe spływające po terenie,
  - b. wody stojące zbiorników retencyjnych,
  - c. wody stojące jezior naturalnych,
  - d. wody płynące strumieni i rzek.
- B. Wody gruntowe:
  - a. wody źródlane,
  - b. płytkie wody gruntowe,
  - c. głębokie wody gruntowe,
  - d. sztuczne wody gruntowe.

Wybór źródła zaopatrzenia w wodę danej miejscowości jest w wielu przypadkach bardzo ograniczony miejscowymi warunkami. Na ogół wodociągi miejskie korzystają z jednego z podanych wyżej źródeł wody, istnieją jednak przypadki, kiedy wykorzystuje się więcej niż jedno źródło uję-

Formacje geologiczne

Era	Okres	Czas trwania milionów lat	Seria (piętro)
Kenozoiczna	Czwartorzędny	60	Aluwium
			Dyluwium (epoka lodowcowa)
	Trzeciorzędny	60	Pliocen } Neogen
			Miocen } Neogen
Mezozoiczna	Kredowy	110	Oligocen } Paleogen
			Eocen } Paleogen
	Jurajski	110	Paleocen } Paleogen
			Górna Kreda
			Dolna Kreda
			Górna (biała) Jura
Triasowy	110	Środkowa (brązowa) Jura	
		Dolna (czarna) Jura	
Paleozoiczna	Permski	380	Górny Trias (Kaiper)
			Środkowy (wapień)
			Dolny
			Węglowy
			Dewoński
Eozoiczna	Archaiczna	500	Sylurski
			Kambryjski



dań i starannej oceny względnych zalet każdego z możliwych źródeł, kosztów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacji. Sprawy te muszą być jasno i zdecydowanie wyjaśnione studiami wstępnymi. Szczególnie określenie miejsca ujęcia wody gruntowej jest zagadnieniem, które wymaga dużego doświadczenia i wprawy w ocenie wskazań powierzchniowych terenu. Podstawą badań jest zawsze znajomość geologii okolicy. Pomocnymi są dane odnośnie do istniejących już studzien: wydajność, głębokość, przebite formacje. Staranne zbadanie topografii, opadów, odpływów powierzchniowych gromadzących się w ciekach na terenie rozpatrywanym daje wartościowe wskazówki, lecz najmiarodajniejsze dane można otrzymać z istniejących w okolicy studzien lub wykonanych specjalnie wierceń i próbnych pompowań.

## **2. OCENA ŹRÓDEŁ UJĘCIA WODY POD WZGLĘDEM ILOŚCI I JAKOŚCI**

Decydujące znaczenie przy wyborze źródła ujęcia wody mają ilości wody do rozporządzenia oraz jej jakość. Nie raz rezygnować należy z danego źródła wody ze względu na jej niedostateczną ilość lub jakość. Pod tym względem wyżej wyliczone rodzaje wód ujmowanych dla wodociągów można scharakteryzować następująco.

### **a. Wody deszczowe spływające po terenie**

Ilość tych wód jest na ogół mała, wysoce zmienna i zależna od opadów. Jakość wody w wysokim stopniu zależna jest od stanu powierzchni spływu. Woda deszczowa zebrana z powierzchni utrzymanej w czystości na ogół bardzo rzadko może być stosowana bezpośrednio do użytku. Jakość takiej wody może być bez zarzutu, jakkolwiek w smaku jest ona mdła. Na swej drodze chwytając woda deszczowa wszystkie zawarte w powietrzu i na powierzchniach zbiorczych zanieczyszczenia. Znajdują się więc w wodzie deszczowej sadze, kurz, rdza, kwas azotowy, siarkowy, amoniak, fenole, mikroorganizmy, odchody zwierzęce itp. Zanieczyszczenia są zmienne zależnie od okolicy i czasu trwania deszczu. Ponieważ z powietrza nieczystości są wmywane, więc ilość ich zmniejsza się w miarę padania deszczu. Jeżeli zawartość materii organicznej i mikroorganizmów jest znaczna, może woda deszczowa stojąc podlegać procesowi gnilnemu.

Na ogół woda deszczowa nadaje się do picia tylko po oczyszczeniu i przegotowaniu.

### **b. Wody stojące w zbiornikach retencyjnych i jezior naturalnych**

Ilość wody zależna jest od wielkości zlewni i opadów atmosferycznych, w wypadku dużych zbiorników ilości wody są duże i wyrównane.

Jakość wody pod względem fizykalnym jest na ogół dobra, zależna od głębokości i pojemności zbiorników. Na głębokości około 15–30 m pod zwierciadłem woda ma prawie stałą temperaturę, odpowiadającą średniej rocznej temperaturze dla danej miejscowości. Gromadzenie wody powierzchniowej w zbiornikach retencyjnych, stawach, jeziorach powoduje polepszenie się jej jakości. Substancje zawieszane osiadają, intensywność zabarwienia redukuje się. Bakterie, głównie bakterie chorobotwórcze, w znacznym stopniu giną. Jednak częstokroć rozrost organizmów mikroskopijnych w tych środowiskach wody sięga takich rozmiarów, że psuje jakość wody. Przy rozroście alg otrzymuje woda nieprzyjemny smak i zapach. Konieczne się staje niszczenie alg. Samooczyszczanie się wody w du-

żych zbiornikach zależy od długości okresu jej magazynowania. Odpowiednio umieszczone ujęcie, co najmniej 3 m nad dnem, daje wodę czystą — klarowną. Pod względem chemicznym skład wody zbiornikowej zależy od stanu i jakości powierzchni dopływowych. Na ogół woda zbiornikowa jest miękka i jej skład chemiczny nie budzi zastrzeżeń. Części organiczne ulegają szybkiemu rozkładowi wskutek dostępu powietrza i przy współudziale organizmów żyjących (ryb, fauny i flory wodnej). Największe zanieczyszczenia znajdują się na powierzchni wody i przy samym dnie, gdzie się gromadzą obumarłe resztki organizmów, jak również przy brzegach wskutek podrywania i falowania.

Najodpowiedniejszymi okolicami dla budowy zbiorników są tereny górzyste, zalesione, możliwie mało zamieszkałe. Dno zbiornika przed zalaniem wodą powinno być oczyszczone z krzewów, pni drzewnych, murawy, ziemi humusowej — niekiedy nawet dno zbiornika wyklada się żwirami. W przypadku zbiornika o mniejszej pojemności nie ma dostatecznego zabezpieczenia przeciwko zmianom w zamęceniu i kolorze z powodu prądów wywoływanych cyrkulacją pionową, powstającą przy zmianach gęstości wody oraz wskutek wiatru.

Ogólnie można powiedzieć, że wody ujmowane ze zbiorników retencyjnych, stawów lub jezior mają prawie jednolity skład chemiczny i bakteriologiczny, lecz podlegają zmianom pod względem jakości fizykalnej i mikroskopowej. Wody ujmowane w ten sposób powinny być filtrowane lub chlorowane. W przypadku małych i płytkich zbiorników jakość wody jest zbliżona do wód rzecznych.

### **c. Wody płynące strumieni i rzek**

Ilość tych wód jest duża i zmienna. Jakość wody znacznie gorsza od wód poprzednich oraz zmienna, co spowodowane jest zmiennością przepływów — różnicami pomiędzy przepływem minimalnym a maksymalnym. Temperatura wód płynących jest bardzo zmienna; w zimie zbyt niska 3–4°C, w lecie zbyt wysoka 18–20°C. Wahania te są w pewnym, choć bardzo niewielkim stopniu łagodzone przez ogrzanie się lub oziębienie wody w przewodach sieci leżących w gruncie, który podlega nieco mniejszym wahaniom ciepłoty. Wody te mają zmienną przezroczystość, klarowność oraz zabarwienie. Zanieczyszczenie organiczne i bakteriologiczne wody jest na ogół duże i zmienne. Twardość wody jest przeważnie mała, choć zmienna i zależna od różnych dopływów: z gruntu, pól, fabryk, opadów itp. Gdy w rzece płynie fala powodziowa, następuje wzrost zamęcenia i ilości bakterii z powodu splukiwania powierzchniowego. Skład chemiczny wód powodziowych jest zwykle zmieniony przez rozcieńczenie wodami spływającymi, nie mającymi dostatecznego czasu do pochłonięcia związków mineralnych z gruntu. Podczas okresów niskich przepływów, zasilanych głównie odpływem gruntowym, mętność wody jest mała, jednak intensywność zabarwienia może wzrosnąć, jeśli na obszarze zlewni znajdują się błota, natomiast większa jest zawartość zanieczyszczeń rozpuszczalnych.

Woda rzeczna nie nadaje się wprost do użytku, musi być oczyszczona, czyli uzdatniona. Uzdatnianie odbywa się w osadnikach, na filtrach oraz za pomocą sterylizacji.

### **d. Wody źródlane**

Wodą źródlaną nazywa się wypływającą na powierzchnię wodę podziemną płynącą dalej jako powierzchniowa. Są to więc przecięcia podziemnych dróg wody. W naszym klimacie źródła występują do wysokości 3000 m nad poziomem morza.



Ilość wód źródłanych jest przeważnie niewielka, jednak przy szeroko wypływających źródłach ilości te mogą być bardzo znaczne. Miarodajna co do wydatku źródeł jest wielkość zlewni. Nieprzyjemną na ogół właściwością wód źródłanych jest ich zmienny wydatek, tym bardziej że obniżeniem wydatku w lecie i na jesieni odpowiada wzrost rozbioru wody przez użytkowników. Pod względem jakości wody należy rozróżniać źródła o złej i dobrej jakości, która zależy od sposobu wystąpienia wody gruntowej na powierzchnię oraz od rodzaju połączenia źródła z obszarami zaopatrywania. Woda źródłana jest przeważnie czysta, może być jednak bardzo twarda i zawierać duże ilości żelaza.

Niektóre z wód źródłanych nadają się do bezpośredniego użytku bez potrzeby ich uzdatniania.

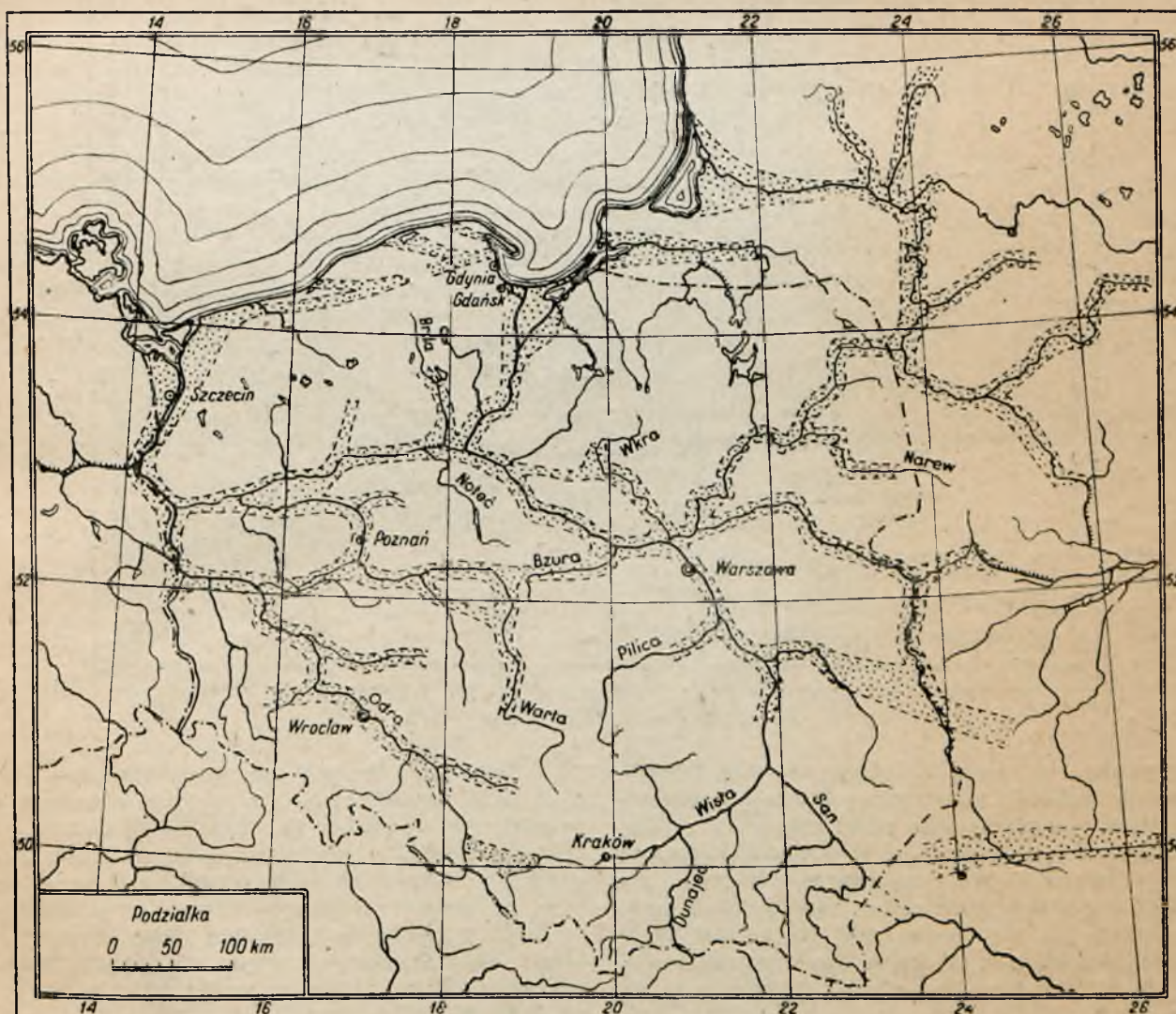
#### e. Płytkie i głębokie wody gruntowe

Wodą gruntową nazywamy wody podziemne gromadzące się w gruncie z powodu nieprzepuszczalności niżej położonych warstw gruntu. Zależnie od układu powierzchniowego,

W przypadku płytszej wody gruntowej wydajność warstwy wodonośnej może być zmienna, bardziej bezpośrednio zależna od opadów. Im do głębszych dochodzi się warstw, tym bardziej stałe są wydajności z uwagi na korzystny wpływ retencji gruntu.

Wody gruntowe charakteryzują się dużą ilością rozpuszczonych zanieczyszczeń, są natomiast wolne od zanieczyszczeń zawieszonych. Płytkie wody gruntowe budzą poważne zastrzeżenia pod względem bakteriologicznym, natomiast wody ujęte z większych głębokości są dzięki naturalnej filtracji pozbawione bakterii.

Jakość wody gruntowej pod względem właściwości fizykalnych i chemicznych zależy od formacji geologicznych, z którymi wchodzi w kontakt. Temperatura wody jest stała, odpowiadająca średniej rocznej temperaturze okolicy. Barwa i smak są zależne od składników rozpuszczonych. Wody gruntowe z terenów, gdzie podścielające skały są pochodzenia pierwotnego, są na ogół bardziej miękkie niż te wody, które są w kontakcie z wtórnymi formacjami geologicznymi.



Rys. 9. Pradoliny dyluwialne (ziemie polskie)

jak i warstw gruntu oraz ich przepuszczalności, woda gruntowa występuje w podziemnych stojących zbiornikach, płynących żyłach wodnych, lub jako woda o zwierciadle swobodnym czy też jako artezyjska (pod ciśnieniem).

Ilość wody zależy od rodzaju pokładów, z których się ją czerpie i od wielkości powierzchni zaopatrywania.

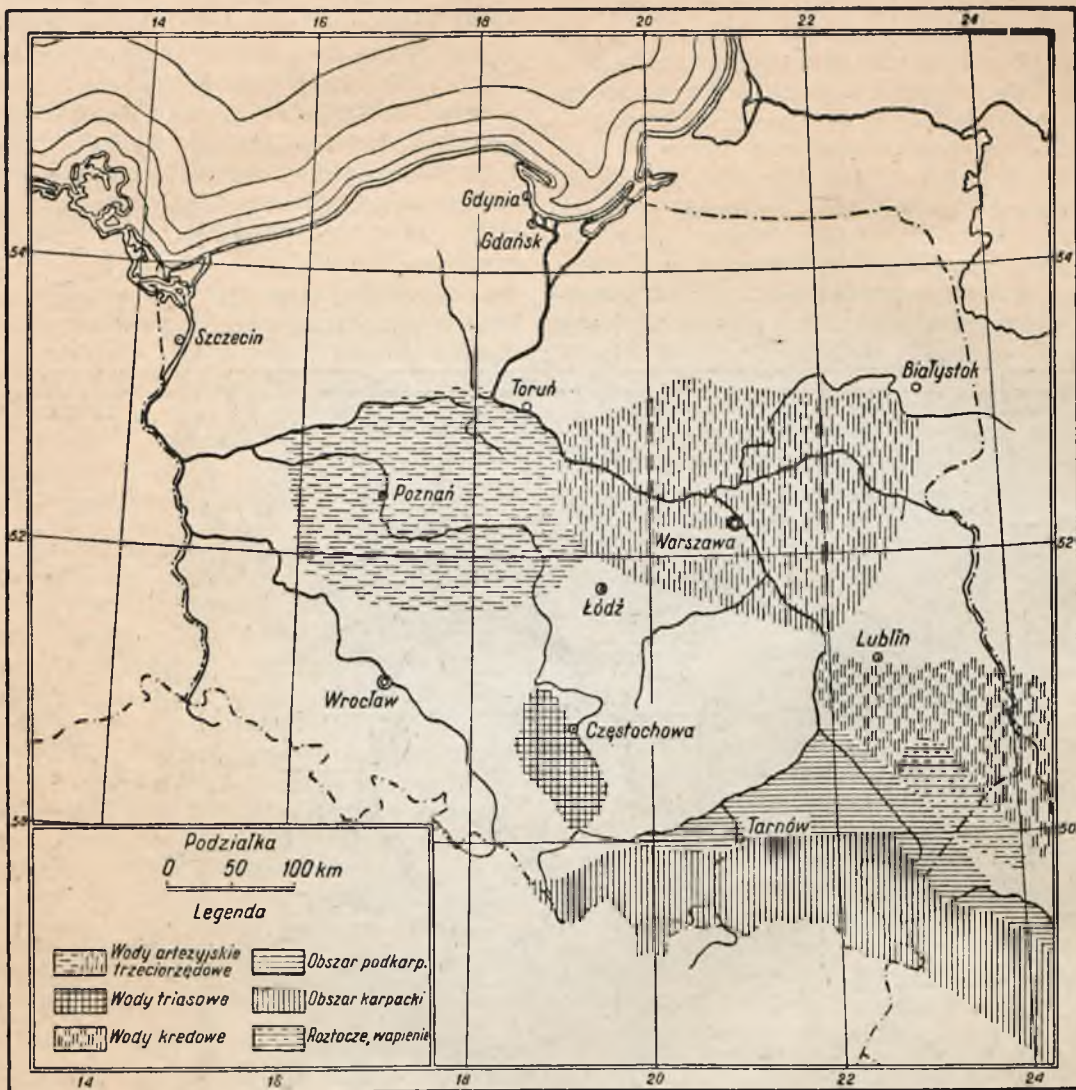
Zawartość bakterii przy odpowiednim ujęciu wody ze źródeł, studni oraz galerii infiltracyjnych jest na ogół mała. Im głębsze jest miejsce ujęcia wody, tym mniejsza jest zawartość bakterii ze względu na naturalną filtrację wody przedostającej się w głąb gruntu. Jeżeli jednak taki naturalny proces oczyszczania nie zachodzi, jeśli istnieją



w gruncie spękania, szczeliny, kanały — szczególnie w wapieniach — zawartość bakterii może być znaczna.

W ogólności wody gruntowe są odpowiednie do użycia bez uzdatnienia z punktu widzenia bakteriologicznego, jakkolwiek w wielu przypadkach muszą być uzdatnione z uwagi na składniki chemiczne i właściwości fizyczne (zabarwienie, zapach, smak). Widoczna zmiana w jakości tego rodzaju jest wskaźnikiem zakażenia.

rakteru wierzchnich pokładów luźnego materiału pochodzenia młodszego. Warstwy takie rozciągając się na dużych przestrzeniach stanowią doliny aluwialne oraz dyluwialne. Pokłady aluwialne utworzone zostały przez warstwy materiału ziemnego naniesionego przez płynące wody i składają się ze żwirów, piasków i namulów. Przy większej grubości ziarn przewodzą dobrze wodę. Warstwy żwirów i piasków na naszym terenie są przeważnie pochodzenia lodowcowe-



Rys. 10. Mapa hydrogeologiczna ziem polskich

Wody gruntowe pochodzą z skał luźnych. W młodszych formacjach geologicznych dobrymi przewodnikami wody są gruboziarniste piaski oraz żwiry z okresów czwarto- i trzeciorzędowego, złymi wodonościami są warstwy składające się z drobnego piasku o średnicy ziarn poniżej 0,2 mm oraz nawiane gliny i namuły. Wody mogą również pochodzić z pokładów skał litych, przy czym w formacjach młodszych (z okresu trzeciorzędowego) dobrymi przewodnikami wody mogą być piaskowce i wapień.

Dobrymi przewodnikami wody w formacjach starszych są skały lite, w których znajdują się gniazda, spękania, szczeliny, części zwierzałe utworzone przez wpływy atmosferyczne w pobliżu powierzchni terenu lub też pęknięcia, uskoki, przestrzenie międzywarstwowe wywołane ruchami górotwórczymi.

Obfitymi zbiorowiskami wody gruntowej są szerokie, rozległe formacje piaskowe i żwirowe jednostajnego cha-

go, dyluwialnego. Powstały one przez wypełnienie obszer-nych dolin, wyżłobionych przez potężne strumienie wód powstających z topniejących lodowców. Dyluwialne żwiry i piaski są bardziej zasobne w wodę niż aluwialne. Ze względu na kilkakrotne okresy zlodowacenia może istnieć kilka poziomów wodonośnych warstw dyluwialnych. Te tak zwane pradoliny, dochodzące do bardzo znacznych szerokości oraz głębokości i wypełnione żwirami, piaskami oraz namułami, nie zawsze są zgodne z kierunkami terażniejszych dolin aluwialnych.

Pradoliny dyluwialne w łączności z aluwiami lub też i bez nich mogą być znakomitymi przewodnikami wody gruntowej do zużycia dla zaopatrzenia miast w wodę. Prawdopodobny bieg dolin dyluwialnych w Polsce według Pawłowskiego przedstawiono na rys. 9.

Obok pradolin rzecznych miejscem występowania wód gruntowych w pokładach epoki czwartorzędowej są moreny polodowcowe, zarówno denne jak i czołowe. Materiał mo-



ren dennych w pierwotnym swym ułożeniu jest prawie nieprzepuszczalny, gdy jednak pod działaniem wody zostaną wymyte drobne cząstki glin, mogą powstać warstwy dobrze prowadzące wodę. Warstwy te przykryte późniejszymi utworami następných faz zlodowacenia, słabiej przepuszczalnymi, mają zwykle wodę artezyjską. Moreny czołowe, złożone ze zbiorowisk kamieni, żwirów, piasków, wzniesione nieraz wysoko ponad sąsiednie niziny, są zasadniczo dobrymi przewodnikami wody.

Skały wybuchowe, jak granity, gnejsy, są ściśle i mają małą porowatość. Natomiast skały osadowe takie, jak skały wapienne i piaskowce, są formacjami bardziej wodonośnymi od skał wybuchowych. Woda pojawia się w utworach starszych wyłącznie prawie w postaci wody szczelinowej lub też wody płynącej w pokładach zwietrzałych. W wapieniach woda pojawia się głównie w bardzo nieregularnie rozrzuconych kanałach, szczelinach i kawernach, utworzonych przez działanie rozpuszczające wody wzdłuż złącz lub warstw. Określenie odpowiedniego miejsca ujęcia wody z takich formacji jest trudne, jednak częstokroć można otrzymać duże ilości wody ze studni, które sięgają do kanałów wodnych w masie wapienia.

Najlepszymi wodonoścami ze wszystkich skał są piaskowce. Są one zwykle jednostajnego składu i mają porowatość wahającą się pomiędzy 10÷30%. Wiele miast mniejszych czerpie swą wodę ze studni, które sięgają w podścielające formacje piaskowcowe. Wody otrzymane z tego źródła są zwykle twarde i często bardzo zmineralizowane.

Opinia prof. Pomianowskiego o występowaniu wody gruntowej na ziemiach Polski brzmiała: „Ogromne zasoby wód gruntowych, z reguły jednak trochę żelazistych, znajdują się w żwirach i piaskach dyluwialnych w dolinach obecnych rzek, jak i dawnych polodowcowych. Małe ilości wody, często żelazistej, znajdują się w aluwjach rzek obecnych, przy tym żelazo pochodzi z reguły z iłów dyluwialnych lub trzeciorzędowych. Poza dolinami rzek, na wyżynach, nieznaczne ilości wody dennej są zawarte w soczew-

kach żwirowych, czy też piaszczystych, powstałych z rozmycia moren. Znaczne ilości wody można otrzymać w niecce Prusko-Mazowieckiej z głębokich otworów sięgających w piaski glaukonitowe oligoceńskie, bądź z płytszych sięgających piasków formacji lignitowej miocenińskiej. Wody tej ostatniej zawierają jednak pewną domieszkę związków humusowych oraz wolnego CO<sub>2</sub> i H<sub>2</sub>S i są często żółto zabarwione od lignitu. Duże zasoby wód gruntowych znajdują się na południowym wschodzie w wapieniach litotamniowych. Poważne ilości wody znajdują się w Górnej Kredzie na obszarze Płyty Lubelskiej. W formacji jurajskiej występowanie wody jest zależne od istnienia szczelin. W utworach tej formacji, np. Tatrach, płyną formalne rzeki pewnymi spękaniem, podczas gdy poza nimi Jura nie spękana oraz ilasta jest warstwą na ogół szczelną. Trias z wyłączeniem Kajpru jest silnie spękany i dostarcza ogromnych ilości wody dobrej w Małopolsce i na Śląsku. Z formacji paleozoicznych Karbon występuje w ograniczonej przestrzeni Zagłębia, posiada niewielkie ilości wody bardzo twardej, żelazistej i zawierającej duże ilości chlorku oraz siarczanów, jest zatem do zasiłku wodociągów niezdatny. Dewon jest wodonośny tylko w obrębie Gór Kieleckich”.

Występowanie wód gruntowych w różnych formacjach ilustruje mapka hydrogeologiczna sporządzona przez prof. Rosłońskiego (rys. 10).

#### f. Sztuczne wody gruntowe

Stanowią one wtórne źródło ujęcia wody. W warunkach odpowiednich doprowadzenie wody powierzchniowej, rzecznej, daje możliwość uzyskania obfitej wody gruntowej, której właściwości i jakość zależą będą w wysokim stopniu od tych warstw gruntu, przez które będzie ona przepływać. Na ogół jakość takich wód powinna odpowiadać jakości dobrych wód gruntowych. Zależnie jednak od długości filtracji sztuczna woda gruntowa tracić będzie w mniejszym lub większym stopniu właściwości wody powierzchniowej.



## STUDIA ZWIĄZANE Z PROJEKTOWANIEM WODOCIĄGÓW

Sporządzanie projektu wodociągów musi być poprzedzone wyczerpującymi studiami, których celem jest wybór właściwego dla danych potrzeb pod względem ilości i jakości źródła zaopatrzenia w wodę. Zakres studiów może być rozmaity zależnie od postawionych celów: począwszy od gruntownego zbadania zasobów wodnych dużej części kraju, aż do zbadania możliwości zaopatrzenia w wodę pojedynczego obiektu o zapotrzebowaniu paru litrów na sekundę. Zależnie od zakresu i napotykanym trudności czas trwania badań nieraz przedłuża się na lata.

Studia wodociągowe dzielimy na wstępne i szczegółowe. Studia wstępne obejmują zbadanie ogólnikowe wszystkich rodzajów wód, które mogą być wzięte pod uwagę jako źródło zaopatrzenia w wodę danego obiektu, studia szczegółowe — to dokładne i wszechstronne zbadanie znalezionego źródła zaopatrzenia. Oczywiście granica podziału między tymi rodzajami studiów często się zaciera.

Przystępując do studiów wodociągowych należy uprzednio zebrać wszelkie dostępne materiały dotyczące: topografii, hydrologii, geologii i hydrogeologii badanego terenu oraz wyniki badań przeprowadzanych w tych okolicach uprzednio. Będą to mapy topograficzne i geologiczne, przekroje geologiczne wykreślone na podstawie wierceń, dane dotyczące cieków wodnych, obserwacje wodowskazowe i pomiary objętości przepływu, dane meteorologiczne, dane dotyczące istniejących źródeł zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. Niezbędne są dane dotyczące osiedli mieszkalnych, zakładów przemysłowych, rodzaju upraw rolnych.

Podstawowe materiały geologiczne i hydrogeologiczne możemy uzyskać z Państwowego Instytutu Geologicznego i Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego.

Po zebraniu i zestawieniu tych materiałów można ustalić właściwy program studiów, których celem jest zdobycie nowych, potrzebnych danych, uzupełnienie brakujących wiadomości i sprawdzenie danych zawartych w zebranych materiałach.

Jak poprzednio wspomniano, wstępne studia powinny objąć wszystkie rodzaje wód spotykanych w okolicy, a więc wody powierzchniowe z cieków naturalnych, jezior i stawów oraz wody gruntowe zarówno płytkie, jak i z warstw głębszych.

Sposób prowadzenia studiów i metody badań wód powierzchniowych i gruntowych są odmienne.

Badając przydatność wód powierzchniowych musimy zwrócić uwagę na następujące specyficzne cechy:

- a. zmienność poziomów wody (stany na wodowskazie),
- b. głębokość i powierzchnia — dla wód stojących,
- c. objętość przepływu — dla wód płynących,
- d. zmienność własności fizycznych, chemicznych i bakteriologicznych wody w zależności od głębokości, stanu i pory roku,

e. przebieg zjawisk lodowych zimą.

Studia dotyczące wód gruntowych są znacznie bardziej skomplikowane i wymagają zbadania budowy geologicznej nie tylko miejsca samego ujęcia, lecz i okolicy, niekiedy w znacznym promieniu.

Przy wodach gruntowych wypływających na powierzchnię w postaci źródeł naturalnych przede wszystkim należy zbadać: wydatek źródła i jego zmienność w związku z opadami i w różnych porach roku oraz obszar infiltracji pod względem wielkości i budowy geologicznej. Źródła, w których stosunek najmniejszego wydatku do największego jest jak 1:5, określa się jako dobre, przy stosunku 1:200 — jako złe. Pierwszy rodzaj źródeł występuje w dolinach. Woda ma temperaturę prawie stałą i jest klarowna, co świadczy o dużej retencji gruntowej. Drugi rodzaj źródeł występuje na stokach gór, duża zmienność wydatku świadczy o bezpośredniej zależności od opadów i o małym zapasie wody w gruncie. W celu określenia jakości wód źródłanych należy pobierać próby przez dłuższy przeciąg czasu i przy różnych wydatkach. Jedna próba jest zupełnie nie wystarczająca, ilość zanieczyszczeń może być różna w zależności od tego, kiedy pobiera się wodę do badania, może np. bardzo wzrastać w okresie opadów. Ogólne badanie musi objąć całą zlewnię; należy stwierdzić, czy na obszarze zlewni nie znajdują się źródła zakażeń, czy mogą one być usunięte lub odizolowane oraz czy długość i głębokość infiltracji jest dostateczna do oczyszczenia wody. Można przyjąć, że w drobnoziarnistym piasku do oczyszczenia wody z produktów gnilnych i bakterii wystarczy przy pionowej filtracji 20 m, przy poziomej 200 m.

Przy badaniach źródeł naturalnych i w ogóle ujęć wody gruntowej niezbędna jest ścisła współpraca z geologami.

Wybrane miejsce ujęcia wody gruntowej przeznaczonej dla wodociągów jest zagadnieniem wymagającym dużego doświadczenia i wprawy w dobrej ocenie i interpretacji wskazań powierzchniowych. Podstawą jest tu znajomość geologii okolicy. Cenne wskazówki daje staranne zbadanie topografii i danych o opadzie i odpływie. W celu wstępnego zorientowania się w zaleganiu warstw wodonośnych ostatnio stosuje się metodę sondowań elektrycznych, polegającą na pomiarach oporności gruntu na różnych głębokościach. Najpewniejsze wskazówki można otrzymać tylko po zbadaniu istniejących w okolicy studzien lub wykonaniu specjalnych wierceń wraz z próbnym odpompowaniem wody.

Wodonośne formacje piasków i żwirów o rozległości dostatecznej do zaopatrzenia wodociągów miejskich są zwykle ułokowane w terenach zalewowych rzek lub w bezpośrednim z nimi sąsiedztwie. Formacje takie mogą stanowić wypełnienie pierwotnych zagłębień gruntu, a wówczas zawartość wody jest w nich ograniczona. Stwierdzenie, czy mamy do czynienia ze zbiornikiem wody gruntowej, czy też



z podziemnym potokiem oraz dokładne zbadanie jego wydajności, stanowi już II okres badań, tj. studia szczegółowe.

Klasyczną metodą badania ujęć wody gruntowej jest próbne pompowanie. Studnię próbną wykonuje się zazwyczaj w miejscu przyszłego ujęcia i w sposób pozwalający włączyć ją później do eksploatacji. Wokół próbnej studni wierci się szereg otworów obserwacyjnych rozmieszczając je w kierunku prostopadłym i równoległym do kierunku przepływu wody w gruncie. Jako otwory obserwacyjne do pomiaru zwierciadła wody wykorzystujemy również wszelkie istniejące w pobliżu studnie; w zależności od wydajności pompowania i przepuszczalności gruntu wywołana depresja często daje się zauważyć w odległości kilkuset metrów od próbnej studni.

Należy podkreślić, że próbne pompowanie nie połączone z obserwacjami stanu zwierciadła wody w zasięgu depresji

jest dużym niedociągnięciem, które niestety jeszcze często się spotyka. Drugim błędem jest ograniczenie czasu pompowania — przeważnie ze względów oszczędnościowych. Przerwanie pompowania przed ustaleniem się depresji daje wyniki niekompletne, mogące nawet wprowadzić w błąd i spowodować przykre niespodzianki w przyszłości.

Czas pompowania potrzebny do ustalenia się depresji nie da się z góry określić. Na ogół czas ten mierzy się raczej na miesiące, a nie są rzadkością pompowania trwające rok i więcej.

Długotrwałe pompowanie pozwala nie tylko na zbadanie wydajności pokładów wodonośnych, ale i na upewnienie się co do jakości wody, z którą mamy do czynienia. Często bowiem skład chemiczny wody zmienia się w miarę odpompowywania większych ilości, a analizy wykonanej na początku pompowania nigdy nie należy uznawać za miarodajną.



## UJĘCIA WODY

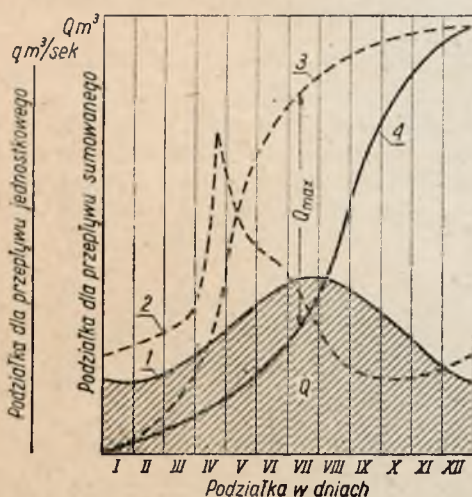
## 1. UJĘCIE WODY DESZCZOWEJ

Woda deszczowa ujmowana jest dla wodociągów tylko tam, gdzie jest zupełny brak jakiegos innego źródła wody, a więc w wysoko położonych, ubogich w wodę okolicach lub nad brzegami mórz, gdzie woda gruntowa zasolona jest wodą morską. Ilość wody deszczowej zależy od wielkości powierzchni zbiorczych. Odpowiednio dużych powierzchni zbiorczych zwykle brak, z tego względu wody deszczowe mogą służyć jedynie dla zaopatrzenia poszczególnych domów, nie mogą zaś być brane pod uwagę dla centralnych wodociągów.

W naszym klimacie ujęcie wody deszczowej nie odgrywa praktycznej roli. Stosowane jest ono w specjalnych warunkach, np. na wyspie Helgoland.

## 2. UJĘCIE WODY ZE ZBIORNIKÓW I JEZIOR

Sztuczne zbiorniki wodne buduje się w celu magazynowania wody w okresie większych przepływów wody w rzece, aby następnie móc ją czerpać, gdy rozbiór wody przekracza jej małe przepływy. Konieczne jest opracowanie planu gospodarki wodnej na zbiorniku dla określenia wymaganej użytkowej pojemności zbiornika. Przeprowadza się to na podstawie obserwacji przepływów wody oraz znajomości założeń co do poboru wody. Z różnicy rzędnych odpowiadających krzywej sumowania dopływu oraz krzywej sumowania poboru określa się maksymalną pojemność użytkową (rys. 11).

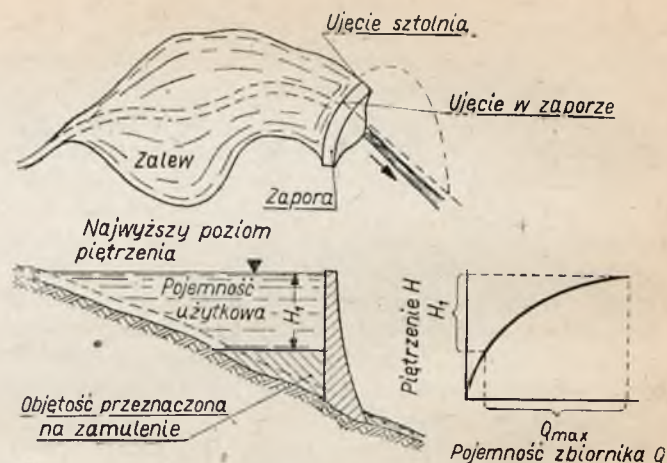


Rys. 11. Obliczenie pojemności zbiornika retencyjnego

1 — krzywa zapotrzebowania (poboru), 2 — krzywa dopływu, 3 — krzywa sumowań dopływu, 4 — krzywa sumowań poboru

W Polsce z wody gromadzonej w zbiornikach retencyjnych korzysta miasto Bielsk, Śląsk (ujęcie w Goczałkowicach).

Ujęcie wody ze zbiorników retencyjnych składa się z budowli piętrzącej, zapory, mającej za zadanie utworzenie zbiornika (rys. 12) oraz właściwego ujęcia czerpiącego wodę. Zapory i zbiorniki stanowią temat poważnego działu budownictwa wodnego, tak że w tym miejscu omawiać ich



Rys. 12. Zbiornik i zapora

nie będziemy. Urządzenie czerpiące wodę może być umieszczone w korpusie zapory (rys. 13) lub też może stanowić konstrukcję niezależną (zapory ziemne, rys. 14).

Przy wyborze najodpowiedniejszych miejsc ujęcia wody ze zbiorników retencyjnych należy brać pod uwagę falowanie, które daje się tym bardziej odczuwać, im większa jest powierzchnia jeziora. Zależnie od kierunku panujących wiatrów, falowanie daje się bardziej odczuwać na jednym brzegu, słabiej na drugim. Z powodu ruchu fal woda na mniejszych jeziorach znajduje się w ruchu do głębokości 5 m, na dużych nawet do 15 m, co w miejscach płytszych powoduje zamącenie mułem i piaskiem. Najodpowiedniejsze zagłębienie wlotów do urządzeń czerpiących z uwagi na czystość i temperaturę wody wynosi 15 m poniżej zwierciadła (lepiej 30÷40) i około 3÷6 m nad dnem. Aby pobierana woda miała jak najlepsze właściwości, wloty do urządzeń czerpiących umieszcza się w kilku różnych poziomach.

Poszczególne wloty powinny posiadać niezależne zamknięcia. Mechanizmy uruchamiające zamknięcia powinny być możliwie skoncentrowane i umieszczone w specjalnym budynku zamknięć.

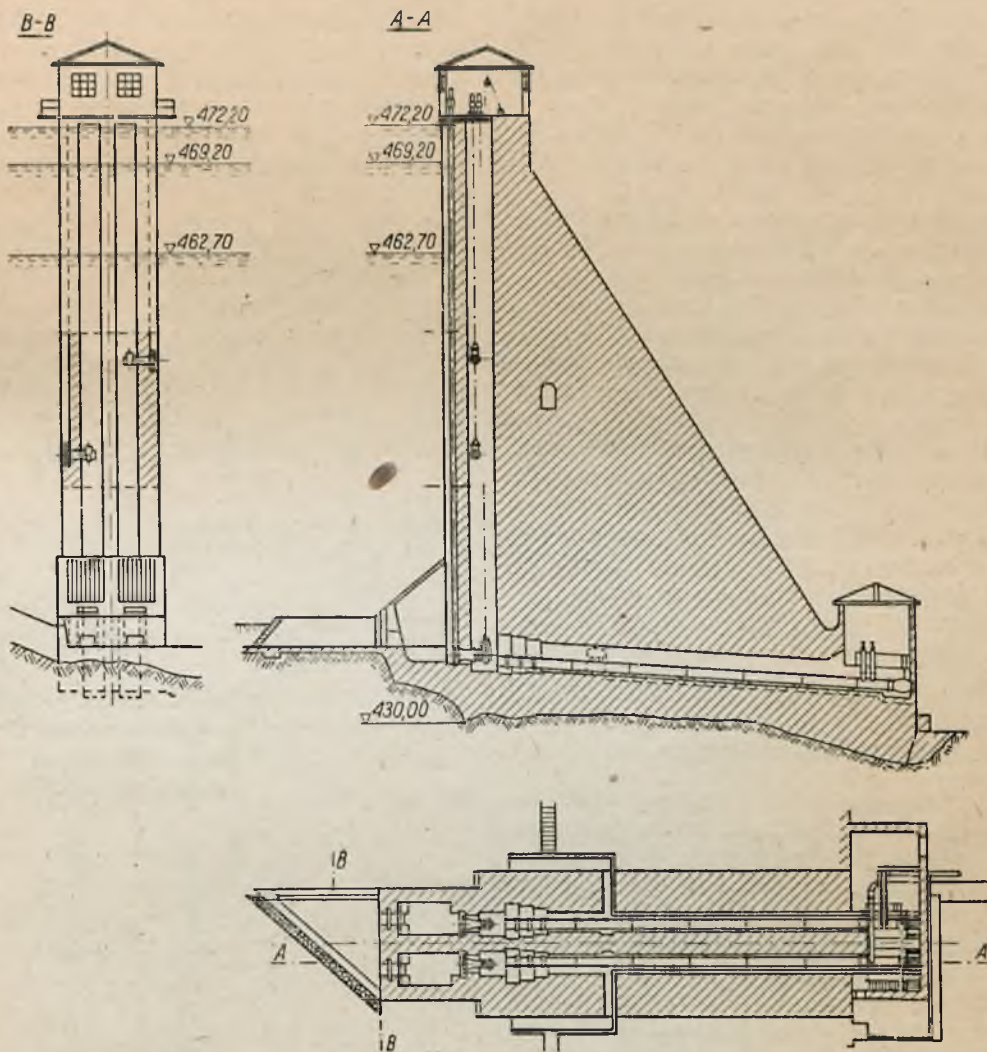
Z jezior naturalnych o małej głębokości i płaskich brzegach ujmuje się wody podobnie jak z rzek. Z uwagi na falowanie i możliwość zanieczyszczeń odpływami ściekowymi, ujęcia umieszcza się częstokroć w dużej odległości od brzegu.

Konstrukcje ujęcia mogą być typu niezatopionego — zwykle dla większych miast, lub zatopionego — dla miast średnich i mniejszych. Zależnie od miejscowych warun-

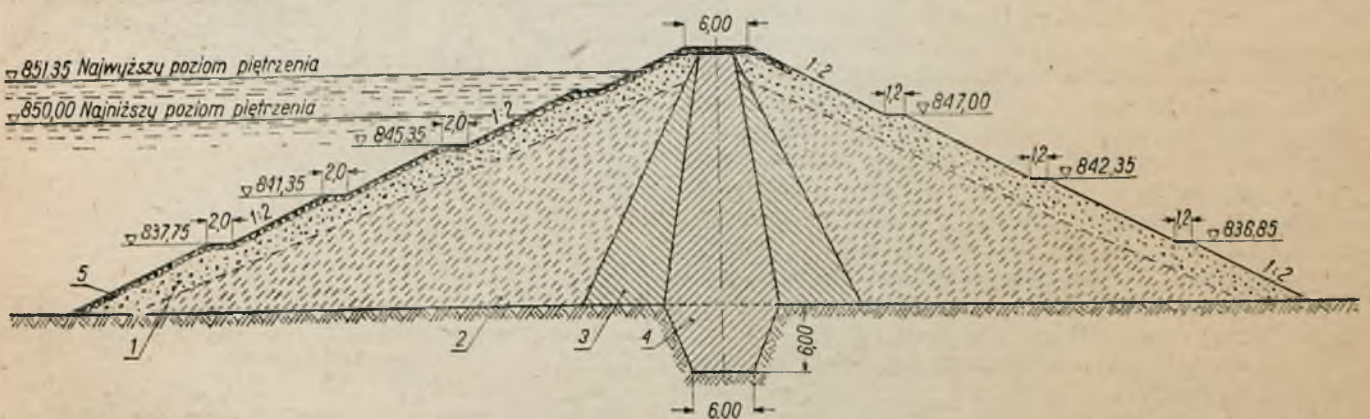


ków terenowych wodę prowadzi się sztolnią lub rurociągiem. Rurociąg w przypadku mniejszych ujęć jest zawsze rozwiązaniem tańszym, natomiast dla większych ujęć budowa sztolni może być korzystniejsza, zabezpieczając przy

bez napływu wód, wykonanie sztolni nie przedstawia trudności; w przypadku napływu wód i przy luźnym gruncie wykonanie sztolni jest trudniejsze i częstokroć budować ją należy stosując metody pneumatyczne.



Rys. 13. Ujęcie wody umieszczone w korpusie zapory



Rys. 14. Zapora ziemna

1 — drobny szuter i żwir, 2 — zwykły materiał ziemny, 3 — materiał drobny przesortowany, 4 — rdzeń z gliny piaszczystej, 5 — bruk

tym pewność ruchu. W pewnych przypadkach wskazana jest kombinacja sztolni i rurociągu w ten sposób, że początkowy odcinek na brzegu wykonuje się jako sztolnię, zaś dalszą końcową część — odległą od brzegu — jako rurociąg.

Rodzaje i sposoby wykonania sztolni są różne i zależą od warunków terenowych i wodnych. W gruncie twardym,

Rurociągi montuje się zwykle nad powierzchnią wody i stopniowo opuszcza na dno. W pobliżu brzegu rurociągi kładzie się w wybagrowanych rowach i przykrywa piaskiem i żwirem dla ochrony przeciw falowaniu. W odległościach, gdzie na dnie nie daje się odczuwać falowania, ochrona rurociągów jest zbyteczna. Rurociąg kładzie się wprost na dnie lub na drewnianych albo stalowych palo-



wych jarmach. Tam, gdzie rurociągi nie mają ochrony wierzchniej, zabronione musi być zarzucanie kotwic. Rurociągi wykonuje się z żeliwa lub stali — decyduje tu koszt wykonania i trwałość.

Aby jakość wody otrzymywanej ze zbiorników retencyjnych i jezior była stale taka sama, należy wykonywać pewne czynności eksploatacyjne, gdyż zaniedbanie właściwej eksploatacji powoduje okresowe pogarszanie się jakości wody. Do czynności eksploatacyjnych w zbiorniku należy walczyć z nadmiernym rozwojem planktonu i roślinności.

Masowy rozwój planktonu, zwany „kwitnieniem” wody, zdarza się w letnich miesiącach i może spowodować niekiedy tak znaczne zmiany we własnościach fizycznych wody (zabarwienie, mętność, zapach), że staje się ona niezdatna do użytku albo istniejące urządzenia oczyszczające nie wystarczają do należytego jej oczyszczenia. Szczególnie płytkie miejsca w zbiorniku czy jeziorze mogą się stać ogniskami „zakwitania”.

Walnę z planktonem przeprowadza się za pomocą miedziowania, tzn. wprowadzania do zbiornika siarczanu miedzi ( $\text{CuSO}_4$ ) w ilości  $0,3 \div 0,5$  mg na litr wody.

Walnę z roślinami wodnymi rosnącymi przy brzegach i w płytszych miejscach prowadzi się środkami mechanicznymi, tzn. przez koszenie ich i usuwanie na brzeg.

Przyczyną pogorszenia jakości wody w zbiorniku bywa też rozmywanie brzegów przez falowanie. Zapobiega temu należyte umocnienie brzegów (ścianka betonowa, obrukowanie).

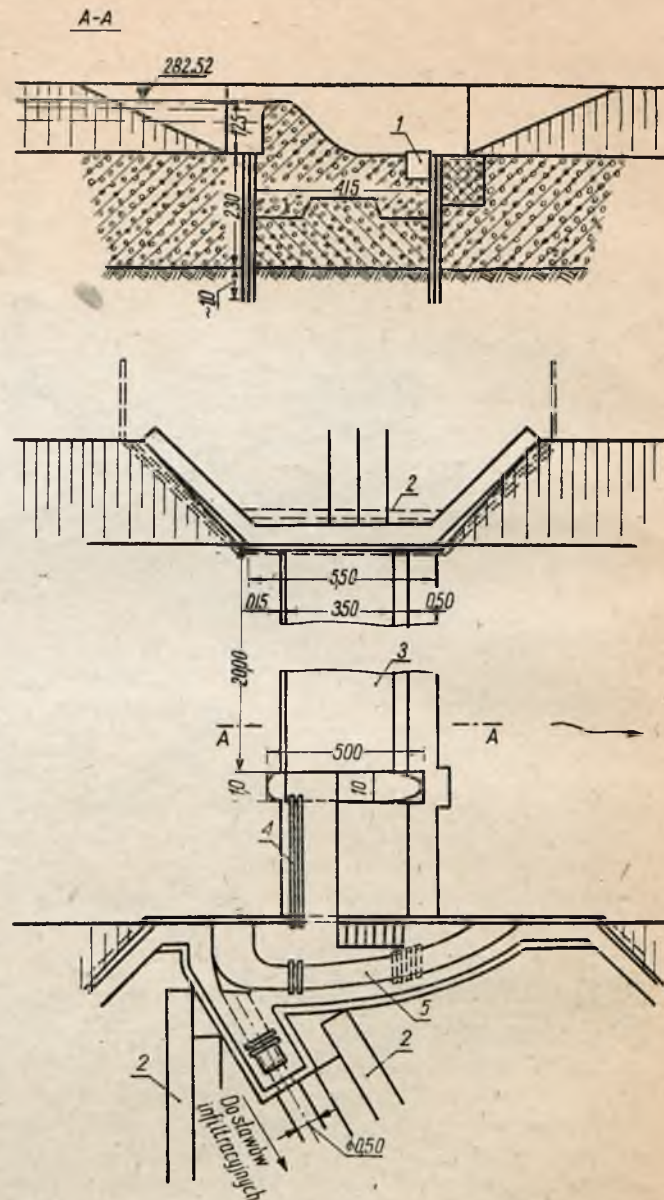
### 3. UJĘCIE WODY RZECZNEJ

Wodę rzeczną ujmuje się możliwie blisko urządzeń korzystających z niej, a w szczególności blisko tych urządzeń, które jej używają wyjątkowo dużo. W przypadku ujmowania wody z rzeki należy zwrócić uwagę przede wszystkim na zapewnienie ciągłości pracy urządzenia. Miejsca na ujęcie powinno się tak umieszczać, aby czerpana woda miała możliwie najlepszą jakość. Znajdować się one będą zwykle powyżej osiedla zaopatrywanego w wodę, tam gdzie istnieją duże głębokości wody oraz duże jej prędkości. Wloty należy projektować w miarę możliwości w takim miejscu, gdzie głębokości wody przy najniższym stanie wynosi co najmniej 2,5 m, aby można było je umieścić  $1 \div 1,5$  m nad dnem rzeki (aby uniknąć dostawania się rumowiska z dna, szczególnie w czasie powodzi) oraz nie wyżej niż  $1 \div 1,5$  m pod zwierciadłem wody (aby uniknąć pobierania wody z górnej jej warstwy, nagrzewającej się w lecie i niosącej różne pływające przedmioty i rośliny). Należy również przedsięwziąć środki przeciwdziałające dostawaniu się ryb, pływających zanieczyszczeń, grubszego rumowiska, jak piasek i żwir do przewodów czerpalnych. W wielu przypadkach duże kłopoty może spowodować lód denny. Wreszcie wybór pewnego rozwiązania ujęcia powinien uwzględniać koszt budowy i ruchu.

W przypadku rzek mniejszych otwory wlotowe umieszcza się na brzegu, a w przypadku rzek dużych — raczej dąży się do nurtu. Przekroje wlotowe muszą być możliwie duże, prędkości wlotowe niewielkie ( $10 \div 20$  cm/sek). Wlot umieszcza się równoległe do kierunku przepływu lub od strony dolnej wody, nigdy wlot nie powinien być skierowany ku górze. Pożądane jest, aby ujęcie wody miało podwójne przewody. Nie należy zapominać o możliwościach płukania przewodów.

Wybór miejsca poboru wody należy starannie rozważyć. Musi ono być chronione przed zanieczyszczeniami, powinno więc leżeć powyżej wylotów kanałów ściekowych. Należy zbadać ujemny wpływ zanieczyszczeń spowodowa-

nych przez ścieki z miejscowości wyżej położonych oraz to, na którym brzegu woda jest zanieczyszczona silniej. Przy wyborze miejsca ujęcia wody należy wziąć również pod uwagę: najniższy stan wody, zmienność i charakter łóżyska rzeki, prędkość przepływu wody, przydatność terenu do budowy stacji pomp i urządzeń do uzdatniania wody, koszt wykonania przewodów doprowadzających wodę od ujęcia do obiektów oczyszczalni i od oczyszczalni do miejsc rozbioru. Jeżeli rzeka ma duży spadek, należy rozpatrzyć, czy przesunięcie ujęcia w górę daje korzyści.



Rys. 15. Ujęcie wody z rzeki za pomocą jazu stałego  
1 — granit, 2 — tama siatkowa, 3 — jaz stały, 4 — śluza płuczająca, 5 — przewód płuczający

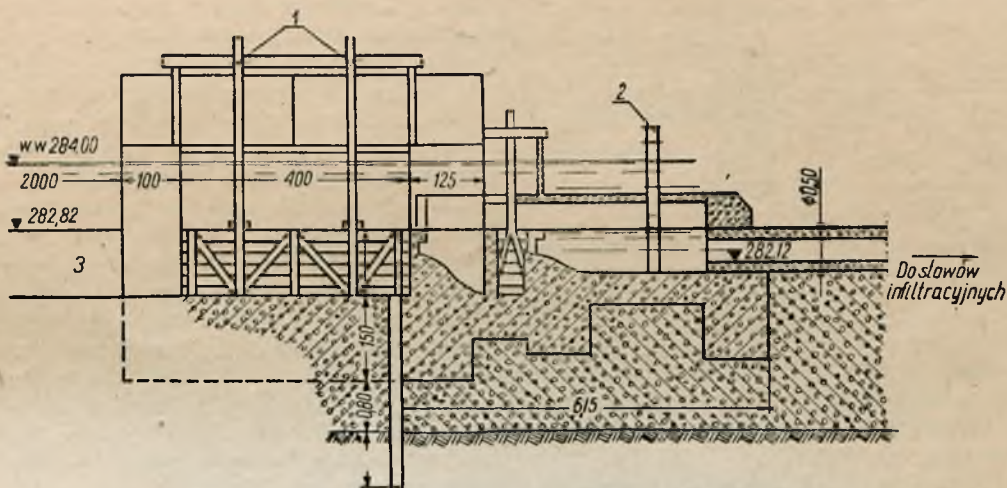
W małych rzekach lub potokach — w celu umożliwienia skierowania wody na wloty ujęcia — w korycie rzeki stawia się niskie budowle piętrzące w postaci jazów stałych lub ruchomych.

Jaz stały (rys. 15) na ujęciu wstępnym wykonany jest dla wodociągów jednego z naszych miast. Koryto rzeki zamknięte zostało progiem betonowym o wysokości korony (ponad dno) 1,20 m i długości progu przelewowego 20 m. Wodę skierowuje się do wlotów ujęcia umieszczonych w prawym przyczółku. W osi jazu przy wlocie umieszczono otwór płuczający średnicy 4,0 m w świetle, zamykany dREW-



nianą zasuwą. Ujęcie (rys. 16) rozpoczyna się progiem i otworem ochronionym przez kraty. Za progiem znajduje się urządzenie do spłukiwania przedostającego się doń rumowiska, dalej w osi ujęcia znajduje się następny próg

rzekach o stromych brzegach, z małodziennymi stanami wody, wodę ujmuje się zwykle na brzegu. Przewód czerpny jest podparty murem oporowym, lub drewnianymi palami.

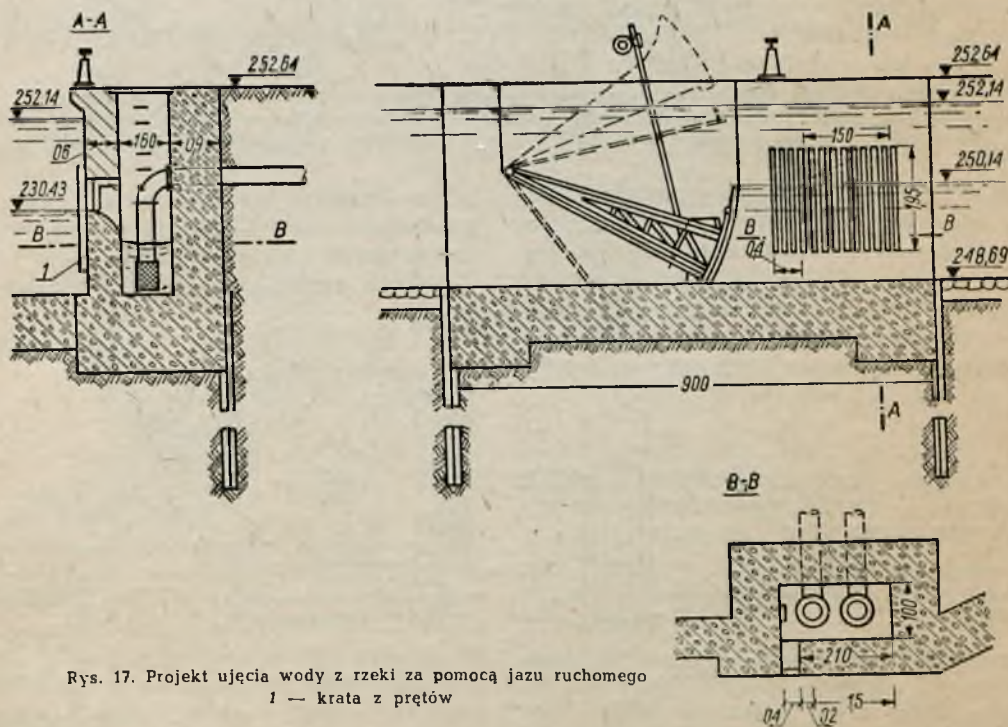


Rys. 16. Przekrój przez otwór wejściowy i rurę dla poboru wody na ujęciu z rzeki  
1 — śluza płuczająca, 2 — przewód płuczający, 3 — próg jazu stałego

i wlot do właściwego przewodu, prowadzącego wodę na stawy infiltracyjne. Przewód betonowy wykonano z rur o średnicy 0,50 m.

Szkic rozwiązania z ruchomą budowlą piętrzącą pokazano na rys. 17. Szkic przedstawia projekt ujęcia wody z rzeki dla przędzalni. Piętrzenie i skierowanie wody uży-

W przeważającej liczbie przypadków woda rzeczna musi być pompowana do oczyszczalni. W celu uniknięcia długiego przewodu ssawnego między ujęciem i pompownią umieszcza się studnię zbiorczą — brzegową, do której woda dopływa grawitacyjnie (rys. 18). Studnia brzegowa przedzielona jest pośrodku siatką do zatrzymywania pływają-



Rys. 17. Projekt ujęcia wody z rzeki za pomocą jazu ruchomego  
1 — krata z prętów

skuje się za pomocą jazu segmentowego o wysokości 1,76 m. Segment umieszczony jest między betonowymi przyczółkami i opiera się o betonowe podłoże; wielkość otworu w świetle — 10 m. W prawym przyczółku umieszczono studzienkę dla smoków dwóch przewodów ssawnych o średnicy 300 mm. Całość konstrukcji otoczono stalową ścianką szczelną.

Czasami umieszcza się otwory wlotowe w specjalnie wybudowanych na brzegu studniach (śluzach). W dużych

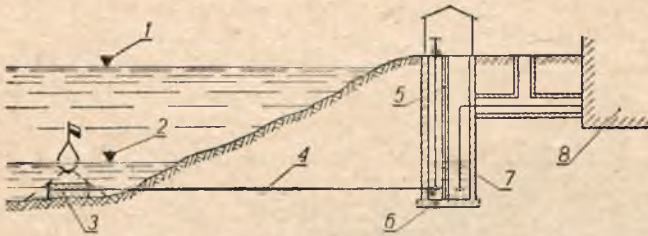
czych liści, gałązek itp. W studni osadzają się grubsze zawiesiny i dlatego należy przewidzieć sposób jej oczyszczania. Dla zabezpieczenia stałości poboru wody wykonuje się co najmniej 2 przewody doprowadzające do studni i 2 przewody ssawne, dzieląc samą studnię na sekcje, które można niezależnie od siebie wyłączać.

Na rys. 19 pokazano odmienne położenie studni brzegowej, różniące się od poprzedniego tym, że studnia jest wykonana tuż nad brzegiem, tak że przy wyższych sta-



nach woda może dopływać do studni bezpośrednio przez otwory w ścianie.

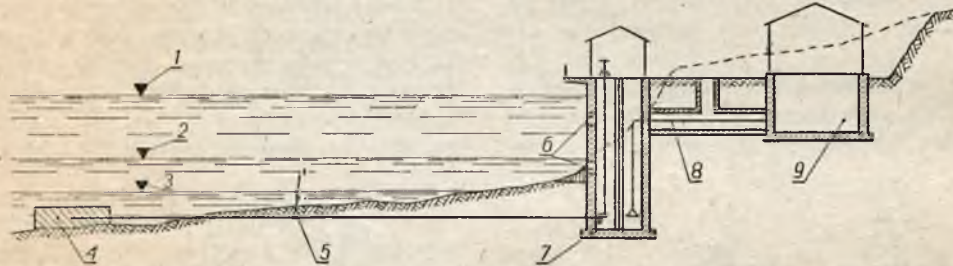
Niekiedy warunki miejscowe układają się w ten sposób, że przewód grawitacyjny do studni zbiorczej wypadłby



Rys. 18. Schemat ujęcia wody z rzeki za pomocą studni przybrzeżnej  
1 — najwyższy poziom wody, 2 — najniższy poziom wody, 3 — wlot, 4 — przewód grawitacyjny, 5 — siatka, 6 — studnia przybrzeżna, 7 — rury ssawne, 8 — stacja pomp

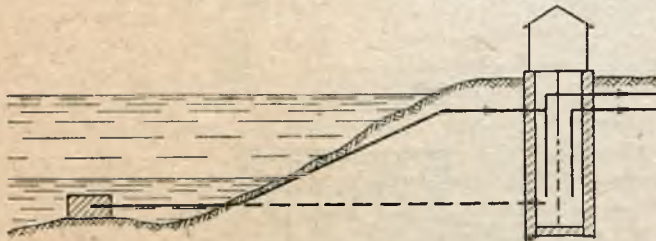
na znacznej głębokości (rys. 20). Wówczas zamiast przewodu grawitacyjnego wykonuje się przewód lewarowy; dochodzi wtedy urządzenie do odpowietrzania lewaru, inne szczegóły pozostają bez zmian.

Należy zwrócić uwagę na łatwy dostęp do wszystkich miejsc ujęcia dla umożliwienia czyszczenia i wykonywania napraw. Łatwy dostęp ma również duże znaczenie z uwagi na zatykanie się partii przepływowych lodem.



Rys. 19. Ujęcie wody z rzeki za pomocą studni przybrzeżnej z otworami wlotowymi w ścianie  
1 — najwyższy poziom wody, 2 — średni poziom wody, 3 — najniższy poziom wody, 4 — wlot, 5 — przewód grawitacyjny, 6 — otwory wlotowe w ścianie, 7 — studnia przybrzeżna, 8 — rura ssawna, 9 — stacja pomp

W wielu rzekach mających niewielką głębokość a dużą prędkość, przed utworzeniem się pokrywy lodowej można zaobserwować powstawanie lodu dennego, którego kryształki tworzą się na twardych przedmiotach wystających z dna, w szczególności zaś na częściach metalowych ujęcia. Powstawanie lodu dennego tłumaczone jest przechładzaniem się wody nie ochranionej na powierzchni pokrywą lodową.



Rys. 20. Doprowadzenie wody z rzeki do studni przybrzeżnej za pomocą lewaru

W celu ochrony przed zatykaniem się ujęć lodem dennym, wloty czerpalne przewodów umieszcza się nie bezpośrednio w rzece, lecz w zatokach odpowiednio wykonanych w brzegu. W zatokach powierzchnia szybko zamarza zabezpieczając przed przechładzaniem się wody i tworzeniem lodu dennego.

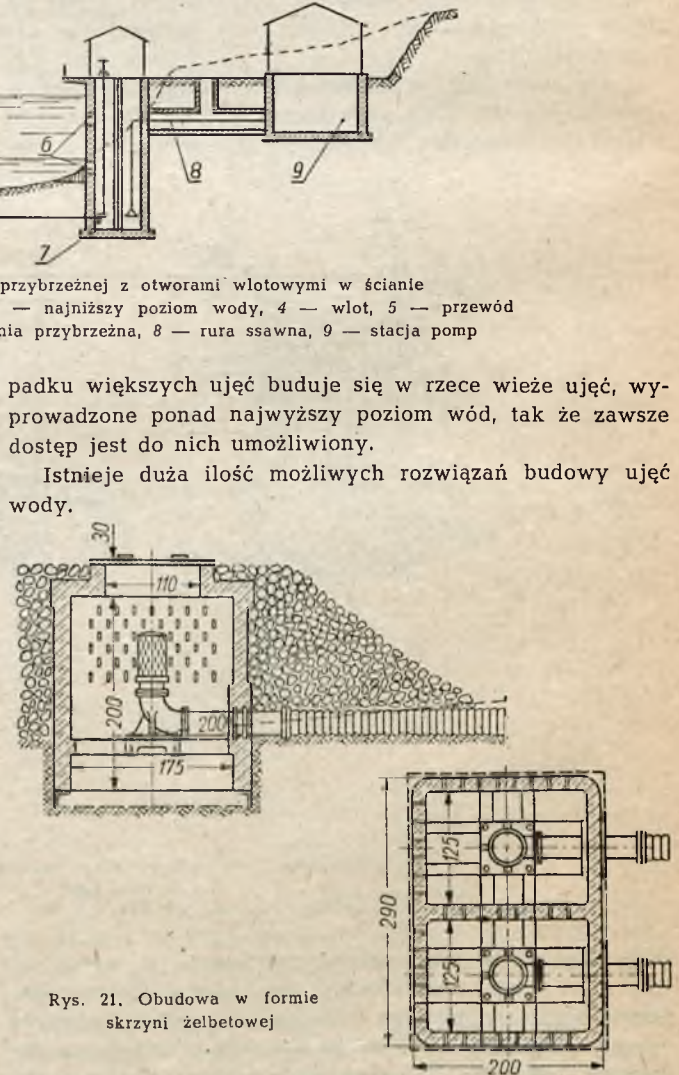
Najodpowiedniejszym miejscem dla lokalizowania zatoki jest brzeg wklęsły, przy czym jeżeli wlot do zatoki położony jest od góry rzeki, do zatoki wchodzi górne strugi wody, jeśli zaś wlot jest od dołu — wchodzi strugi dolne.

Strugi dolne przydenne niosą więcej zawieszin cięższych, dlatego urządzenie wlotu od dołu rzeki zabezpiecza zatokę przed zamuleniem, natomiast sryż — niesiony przeważnie bliżej powierzchni — łatwiej dostanie się do takiej zatoki, niż gdyby wejście do niej było od góry rzeki. Stąd wynika zastosowanie zatok z dwoma wejściami, zaopatrzonymi w zamknięcia, które pozwalają na kierowanie do zatoki wody od strony dogodnej w danym momencie.

W rzekach o silnie wahających się stanach wody i z płaskimi brzegami ujęcie musi być częstokroć wysunięte daleko poza brzeg i znajdować się pod poziomem najniższych wód. Aby wysokości ssania nie wypadły zbyt duże, pompy muszą być często stawiane znacznie niżej poziomu wielkich wód, tak że koszty budowy głębokich, szczelnych pomieszczeń dla pomp wypadają bardzo duże.

Koniec przewodu czerpalnego w rzece powinien być odpowiednio umocowany. W najprostszym przypadku może być on oparty na palach wbitych w dno i chronionych od uszkodzeń narzutem z dużych kamieni. Zakończenie przewodów o większej średnicy otacza się ścianką z pali tworząc skrzynię. Skrzynia może być też wykonana jako żelbetowa (rys. 21).

Takie wykonanie ujęcia ma tę niedogodność, że wlot ujęcia jest niedostępny a powstające zamulenie i osady są wówczas trudne do usunięcia. Z tych powodów w przy-

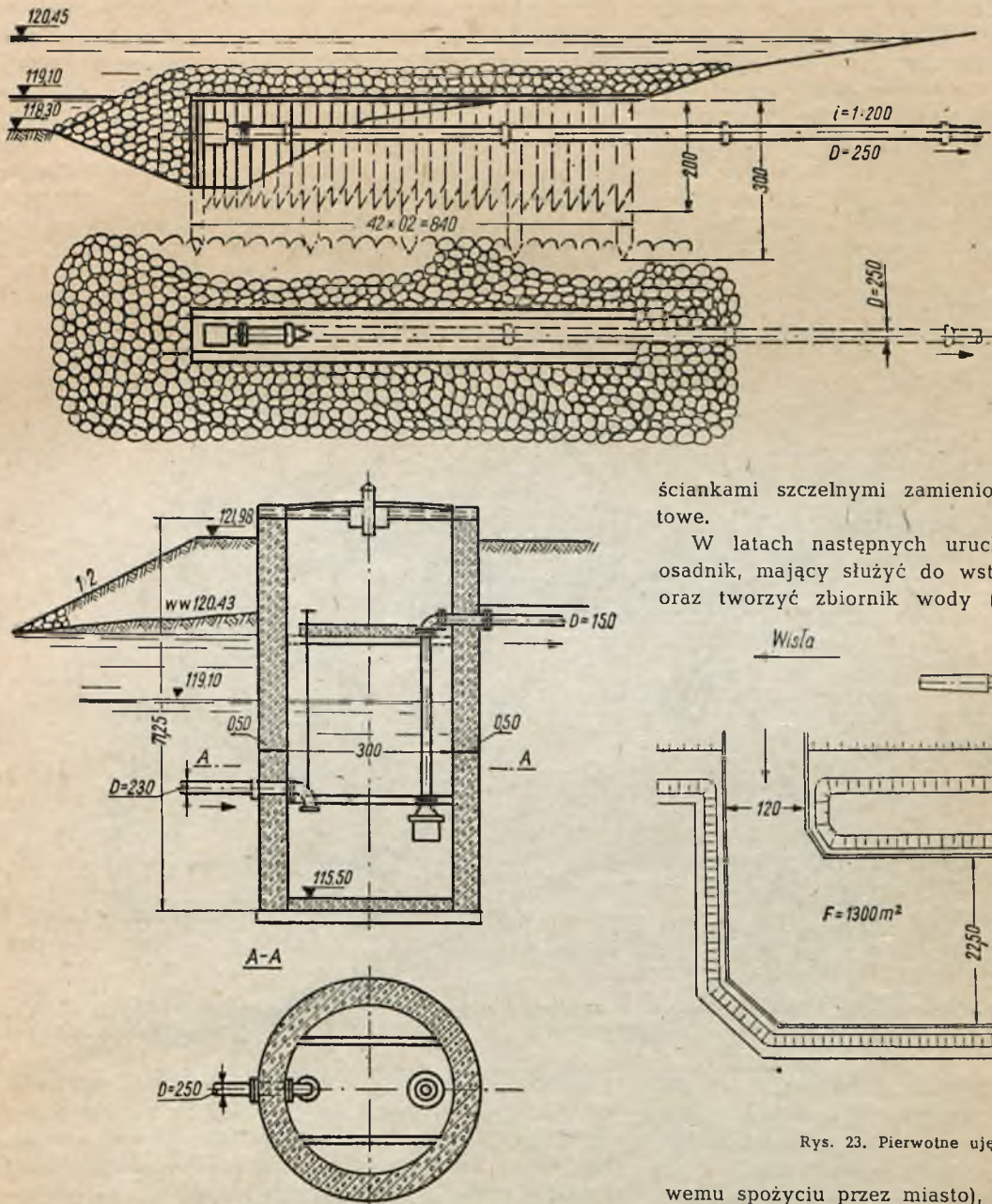


Rys. 21. Obudowa w formie skrzyni żelbetowej

Na rys. 22 przedstawiono typowe ujęcie wody z mniejszej rzeki stosowane dla wodociągów kolejowych. Smok przewodu o średnicy 250 mm umieszczono w poziomie dna rzeki. Początek przewodu wraz ze smokiem obudowany



jest szczelną ścianką na długości 8,4 m. Przestrzeń między ściankami szczelnymi zamknięta jest od czoła poprzeczną ścianą z bali, z wierzchu zaś podłogą. Woda wchodzi do utworzonej w ten sposób komory przez otwory w ściance



Rys. 22. Ujęcie wody z rzeki dla wodociągu kolejowego

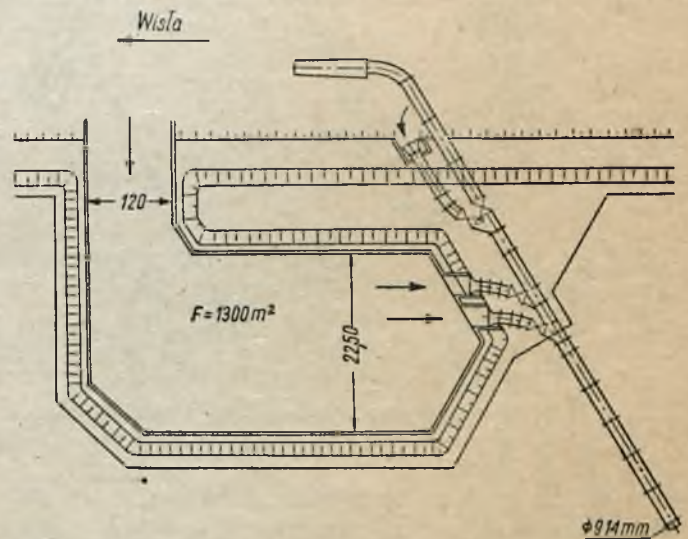
czołowej i w podłodze. W miejscu, w którym znajduje się smok, dno pogłębiono i pokryto żwirem. Obudowę drewnianą pokryto nasypem kamiennym, wytwarzając ostrogę idącą prostopadłe od brzegu w koryto rzeki. Przewód ze spadkiem 5‰ prowadzi wodę do studni, umieszczonej na wysokim brzegu w odległości 190 m od wlotu. W studni o średnicy 3 m znajduje się smok przewodu ssawnego, mającego średnicę 150 mm. Otwór studzienny zamknięty szczelnym przykryciem. Wierzch studni wyprowadzono 2 m ponad poziom wielkiej wody.

Ujęcie wody z Wisły dla wodociągów jednego z naszych miast ulegało w miarę obserwacji pracy wodociągów stopniowym przeróbkom oraz uzupełnieniom. Wodę czerpano powyżej miasta na lewym wklęsłym brzegu rzeki. Początkowo czerpanie wody odbywało się za pomocą smo-

ków ułożonych na dnie koryta tuż przy brzegu w kierunku biegu wody, równoległe do prądu.

Z powodu ciągłych kłopotów wynikających z zasypywania smoków piaskiem oraz zalepiania się smoków w czasie zimy lodem dennym, ujęcie wody rozbudowano przez wykonanie na brzegu w pobliżu miejsc umieszczenia smoków zatok (rys. 23), z których wprowadza się wodę do przewodu ssawnego za pomocą dwóch krótkich rur. Powierzchnia zatok wynosi 130 m<sup>2</sup>, kanał wlotowy o szerokości 12 m znajduje się w dolnym końcu zatoki, a otwory wlotowe do przewodów — w górnym. Kanał i zatoka obudowane są drewnianymi ściankami szczelnymi zamienionymi następnie na żelbetowe.

W latach następnych uruchomiony został na ujęciu osadnik, mający służyć do wstępnego oczyszczania wody oraz tworzyć zbiornik wody (odpowiadający 8÷10-dnio-



Rys. 23. Pierwotne ujęcie wody z Wisły

wemu spożyciu przez miasto), z którego czerpie się wodę w czasie powodzi i silnego zanieczyszczenia wody Wisły. Osadnik znajduje się pomiędzy stacją pomp a zatokami i zajmuje powierzchnię 17,8 ha. Głębokość wody w osadniku waha się 3,25÷5,0 m. Woda dopływa do osadnika przepustami z zatok nr 3 i 4. Przepusty wykonane są z rur żelbetowych o średnicy 1 m i długości około 80 m. Nad przepustami od strony osadnika zbudowane są studnie żelbetowe z zamknięciami przepustu w postaci zasuw. Poza tym osadnik połączony jest z Wisłą wrotami śluzowymi, które służą tylko do wprowadzania pływających pogłębiarek przeznaczonych do oczyszczania dna z osadów, a nie do wpuszczania wody do osadnika.

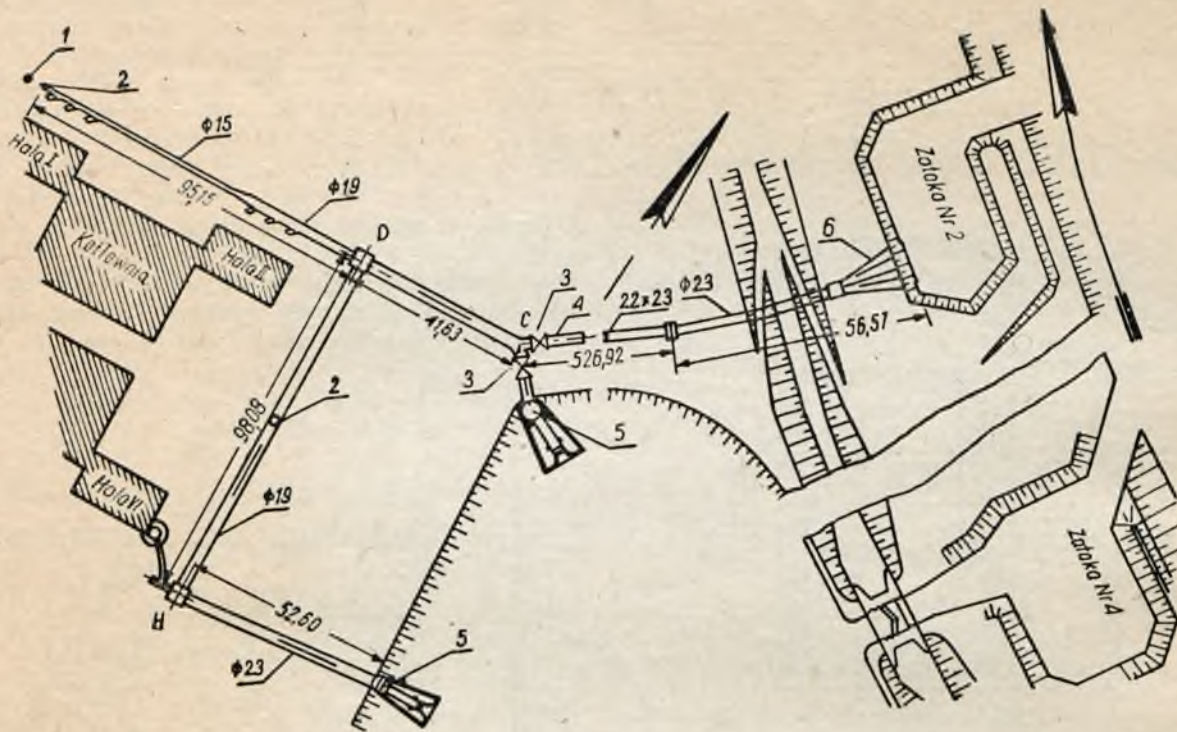
Ujęcie wtórne umieszczone jest na końcu osadnika przy stacji pomp i wykonane jest z betonu w postaci komór czerpalnych. Z komór przewody żelbetowe prowadzą wodę do smoków pomp. Wloty do komór ochronione są siatkami i mogą być zamknięte za pomocą belek zakładanych.



Osadnik nie spełnił jednak całkowicie swego zadania. W wodzie bardzo intensywnie rozwija się życie organiczne, zwłaszcza silnie rozmnażają się okrzemki, sinice i zielonice, powodując szybkie zanieczyszczenie się filtrów. Z tego powodu w pewnych okresach pobiera się wodę nie z osadnika a bezpośrednio z Wisły przez zatokę nr 2, komorę wlotową i kanał grawitacyjny (rys. 24). Komora wlotowa i kanał wykonane są z betonu albo żelbetu. Woda doprowadzona jest do tego samego systemu przewodów, które od komór czerpalnych prowadzą wodę do pomp.

Pierwotne ujęcie (smoki w korycie oraz wloty z zatok i żeliwne przewody ssawne) przestało pracować, natomiast czynne są wstępne ujęcia wody z zatoki nr 3 i 4 oraz bezpośrednie ujęcie wody przez zatokę nr 2. Zatokę

trzone we wnęki dla belek zakładanych, aby w razie potrzeby naprawy można je było odciąć od wody. Za wnękami znajduje się krata z prętów o prześwicie 20 mm jako ochrona przed większymi zawiesinami i rybami. Dalej znajduje się zasuwa dla regulacji ustawiana przy napełnianiu basenów tak, aby spód jej był zawsze poniżej zwierciadła wody, co ma ochraniać przed dostawaniem się do osadników zanieczyszczeń płynących po powierzchni. Próg na dnie chroni przed grubszym piaskiem i żwirem. Dalej umieszczone jest sito o średnicy otworów w świetle 5 mm. Przewodami łączącymi komorę wlotową z basenami są fabrycznie wykonane drewniane rury o średnicy 600 mm. Ten rodzaj przewodów został wybrany ze względu na bardzo słaby i uginający się grunt.



Rys. 24. Przykład połączenia pomp z komorami ssawnymi i kanałem grawitacyjnym na stacji pomp rzecznych  
1 — studnia odwadniająca, 2 — wlot, 3 — zasuwa, 4 — kanał grawitacyjny, 5 — komora ssawna, 6 — komora wlotowa

nr 3 połączono z korytem kanałem skierowanym pod kątem 45° do kierunku rzeki. Ta ostatnia zmiana kierunku, jak wykazała obserwacja, przeciwdziała zbytniemu osadzeniu się piasku. Zatoka nr 4 została przebudowana.

Opisany zostanie jeszcze podobny układ ujęcia wody. Konstrukcja poszczególnych części przedstawia pewną odmianę, z tego też względu przytoczono opis urządzenia. Woda czerpana jest z rzeki. Ujęcie znajduje się w odległości 2 km powyżej miasta. Ponieważ w okresie silnych zachodnich wiatrów powstają spiętrzenia wód rzeki trwające wiele dni, w czasie których silnie zanieczyszczona woda z terenów portowych miasta, a częstokroć nawet słona woda z zatoki morskiej zostaje zepchnięta aż do miejsca ujęcia, przewidziano tutaj specjalne baseny-zbiorniki, aby w okresach takich podpiętrzeń nie pobierać wcale wody z rzeki. Jak widać z planu (rys. 25), na brzegu wykonane są dwa otwarte zbiorniki, które służą jednocześnie jako osadniki i posiadają przy głębokości 4,0÷5,5 m pojemność 35 000 m<sup>3</sup>. Gdy obydwa zbiorniki są zapełnione, znajduje się w nich zapas wody na 7÷8 dni.

Dwa wloty są wykonane w sposób jednakowy (rys. 26). Komory wybudowano z betonu. Od czoła są one zaopa-

Połączenie smoków z komorą pokazano na rysunku 27. Lewar łączący zbiornik z komorą smoków wykonany jest z rur żeliwnych o średnicy 500 mm. Wlot do lewara w postaci smoka spoczywa na fundamencie betonowym, umieszczonym pomiędzy ściankami szczelnymi. Lewar doprowadza wodę do komory smoków. Obydwa lewary są odpowietrzane za pomocą pomp powietrznych, umieszczonych w budynku pomp. Komora smoków jest wykonana w postaci studni i ma średnicę 5 m. Zagłębienie jej dna umożliwia prawie całkowite opróżnienie zbiorników. Komora jest podzielona na dwie części przez kratę o prześwicie 2 mm, która jest oczyszczana mechanicznie i zaopatrzona w dźwig do ewentualnego demontażu kraty i zaworów stopowych rur ssawnych.

Odmienne zupełnie rozwiązanie przedstawia projektowane ujęcie wody przy bardzo dużym zapotrzebowaniu (30 m<sup>3</sup>/sek) (rys. 28). Ujęcie umieszczone na wklęsłym brzegu rzeki przy wale ochronnym; składa się ono z: kanału otwartego, służy wpustowej, żelbetowego kanału krytego doprowadzającego wodę do budynku pompowni, budynku w którym znajdują się sита i pompy, kanałów tłocznych prowadzących wodę do pomp. Kanał otwarty skierowany jest w dół rzeki tak, że jej wody będą musiały się cofnąć

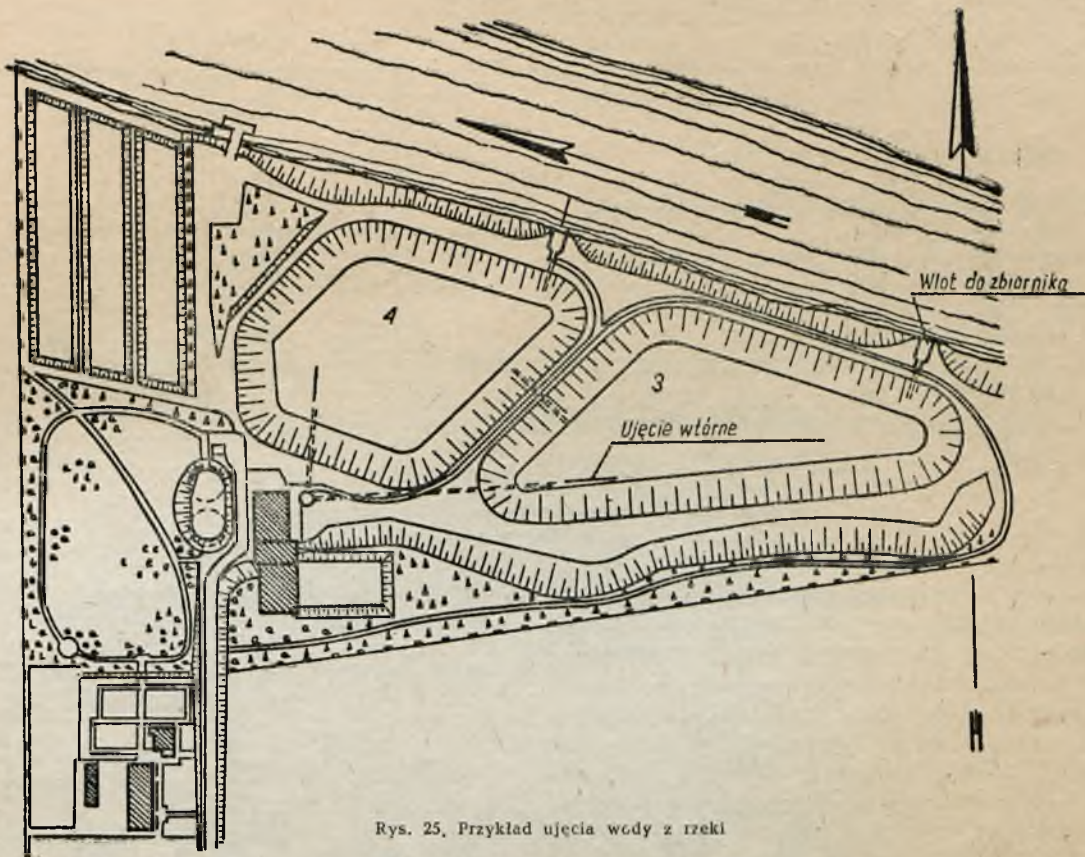


do kanału. Kąt zawarty między osią kanału a rzeki wyniesie  $60^\circ$ .

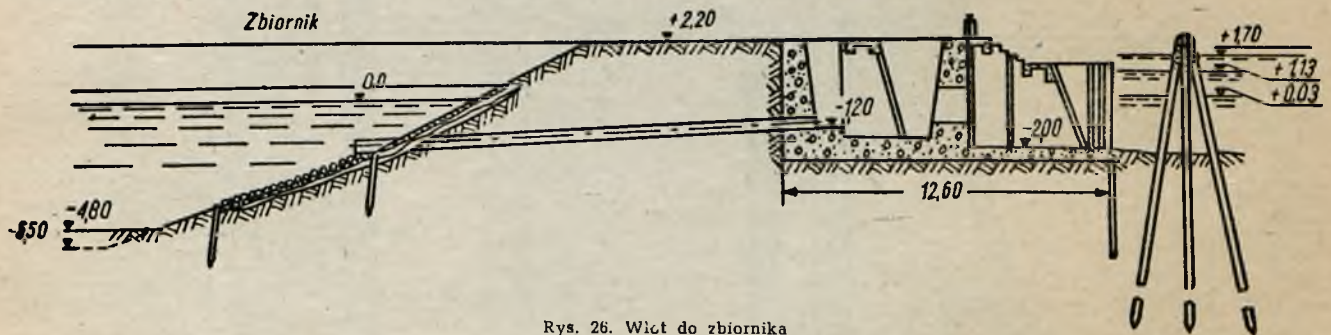
Piaski są unoszone rzeką w dół koryta, zaś do kanału wpływa woda już na ogół czysta. W czasie wielkiej wody,

tualnie osadzającego się wówczas piasku. Kanał jest tak szeroki i głęboki, że wejście pogłębiarki w celu pogłębienia dna nie przedstawia żadnej trudności.

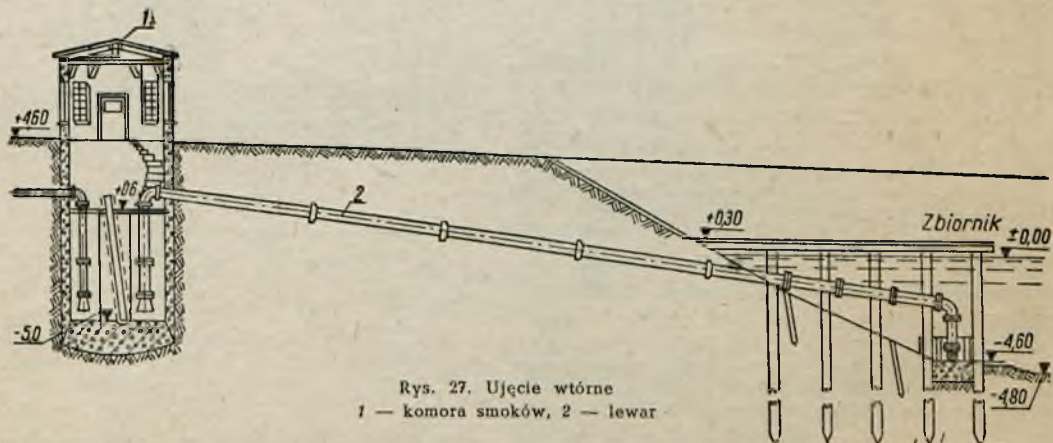
Słuza wpustowa zaprojektowana jest z żelbetu (rys. 29).



Rys. 25. Przykład ujęcia wody z rzeki



Rys. 26. Wlot do zbiornika



Rys. 27. Ujęcie wtórne  
1 — komora smoków, 2 — lewar

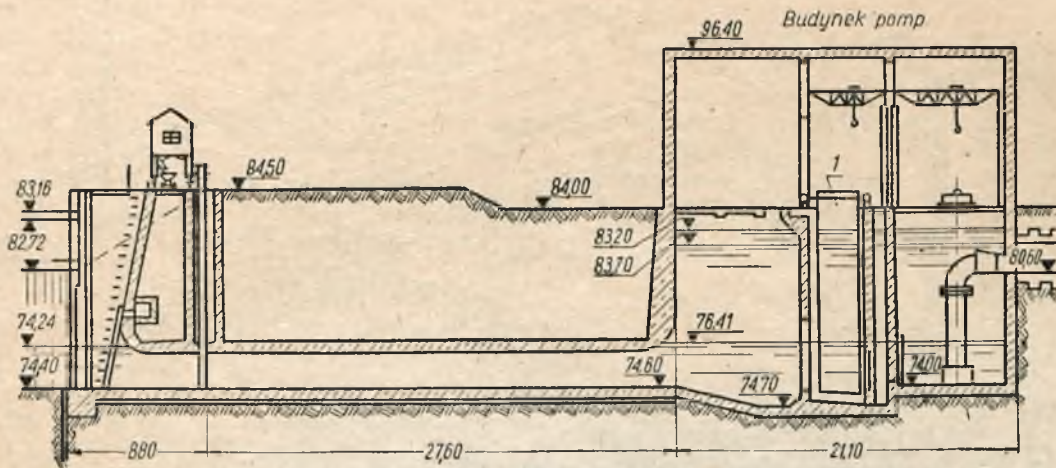
gdy brzegi otwartego kanału będą leżały pod wodą, prawy brzeg kanału, który jest wzniesiony ponad krawędź brzegu lewego, będzie skierowywał wody wzdłuż kanału do rzeki. W ten sposób nastąpi samoczynne płukanie kanału z ewen-

Wlot chroni rzadka krata z rur okrągłych o zewnętrznej średnicy 50 mm, rozstawionych w odstępach osiowych 250 mm. Maksymalna prędkość przepływu wody na kratkach wynosi 1,26 m/sek. Za fartuchem żelbetowym i wnęką na



belki zakładane znajduje się krata gęsta o prętach szerokości 5 mm, rozstawionych w odstępach osiowych 25 mm; prędkość przepływu wody wynosi 1,31 m/sek. Krata będzie oczyszczana mechanicznie. Krata i dopływająca do kanałów woda będą ogrzewane w zimie wodą powrotną z kondensa-

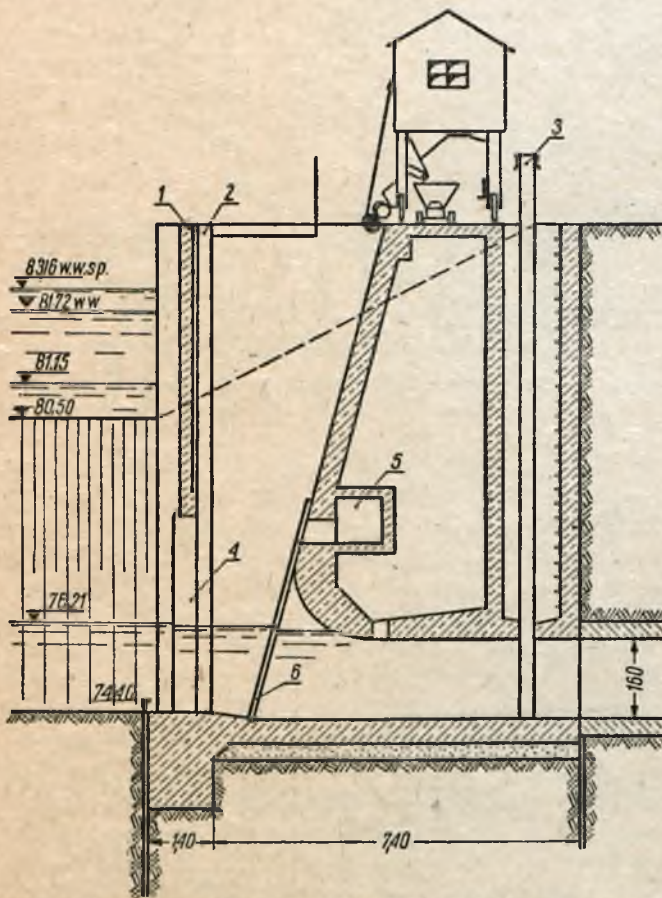
będzie regulowana zasuwą, znajdującą się w przyczółku służący. Woda ciepła z góry będzie omywać i nagrzewać kratę topiąc tworzące się na niej igielki lodowe oraz będzie podnosić temperaturę wody dopływającej do kanałów.



Rys. 28. Przykład ujęcia wody dla zakładu przemysłowego  
1 — sita

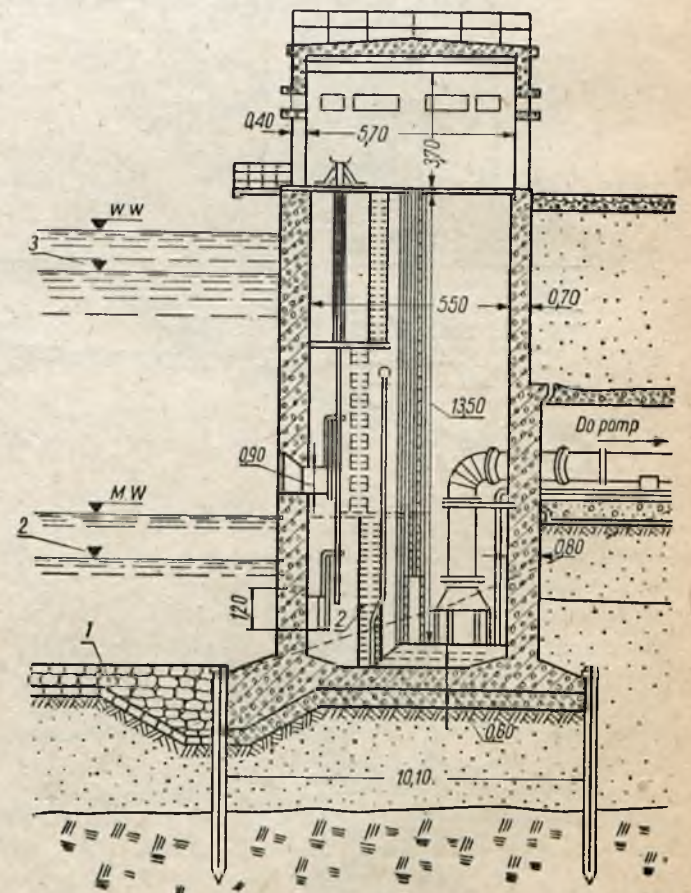
cji. W tym celu — w pustej przestrzeni między górną powierzchnią płyty betonowej przykrywającej służę a płytą przykrywającą kanały prowadzące wodę do pompowni —

Woda poza kratą wpływa do sześciu żelbetowych kanałów krytych, prostokątnych o wymiarach 1,6×2,38 m. Długość



Rys. 29. Przekrój wlotu na ujęciu wody dla zakładu przemysłowego  
1 — fąrtuch, 2 — wnęka na ściankę zakładaną, 3 — zasuwą, 4 — krata rzadka, 5 — przewód doprowadzający wodę ciepłą, 6 — krata gęsta

umieszczony jest prostokątny kanał żelbetowy z otworami w bocznej ścianie, przy dnie, na całej długości zajętej przez kraty i do tego kanału będzie doprowadzona w odpowiednich ilościach ciepła woda powrotna. Ilość wody



Rys. 30. Wieża wlotowa wyposażona w zamknięcia, sita i smoki  
1 — wyściółka faszynowa, 2 — najniższe zwierciadło wody, 3 — poziom pochodzący lodów

gość kanałów wynosi 41,31 m. Kanały kryte doprowadzają wodę do budynku, w którym znajdują się sita i pompy.

W niektórych przypadkach możliwe jest złączenie w wieży wlotowej wlotów, zamknięć, sit i smoków. Rozwiązanie tego typu przedstawiono na rys. 30.

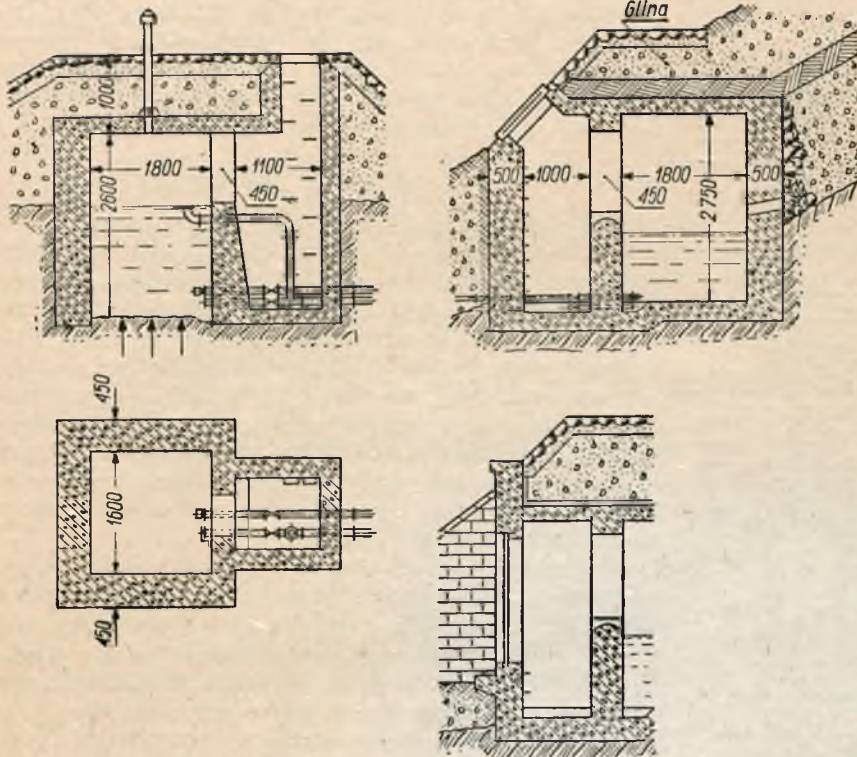






opatruje się w szpary, pozwalające na wejście wody do wnętrza (rys. 36 i 37). Woda pobierana jest ze studni za

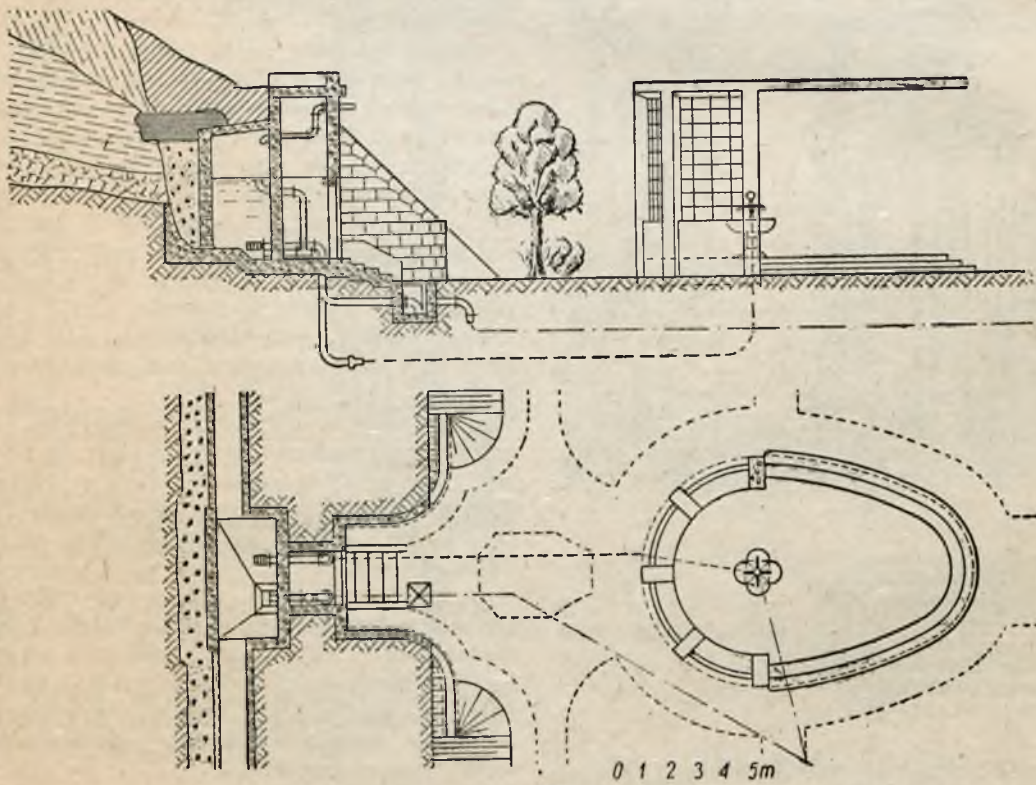
filtrowana przez grunt. Grubość warstwy gruntu, wystarczającej dla oczyszczenia przesiąkającej wody, zależy od właściwości warstw gruntu; w przypadku drobnego piasku wynosi ona około 5 m.



Rys. 33. Ujęcia źródeł bijących. Ujęcia źródeł sphywających.

pomocą lewarów lub przewodów ssawnych. Przy ujmowaniu tego rodzaju źródeł należy umieścić ujęcie na takiej głą-

Każde ujęcie wody źródłanej musi mieć zbiornik, który zależnie od wielkości i formy zwie się galerią, szybem albo komorą. W zbiorniku osadzać się ma piasek i zbierać większa ilość wody, którą się stąd czerpie. W tym celu umieszcza się w nim niezbędne urządzenia. Przy mało wydajnym źródle do gromadzenia wody wystarczy najprostsza studnia z kręgów betonowych. Dla obfitego źródła wykonuje się zbiornik z cegły lub betonu. Liczne małe źródła łączy się galerią dochodzącą do komory zbiorczej. Wielkość zbiorników musi być dostosowana do wydatku źródła. W przypadku źródeł, które nie noszą piasku lub nie są zanieczyszczone zawiesinami glinistymi, należy przewidzieć taką głębokość i wielkość zbiornika, aby wszystkie urządzenia hydrauliczne miały dostateczną ilość miejsca i mogły być wygodnie obsłużone. Zbiornik powinien być co najmniej tej wielkości, aby przy wykorzystaniu całego przekroju przepływowego prędkości przepływów nie były większe niż 10 cm/sek. W przypadku wody zanieczyszczonej lub zamęconej, przed zbiornikiem powinien być umieszczony osadnik o prędkości przepływu 1÷5 cm/sek — zależnie od rodzaju zanieczyszczenia wody.



Rys. 34. Ujęcie źródła sphywającego

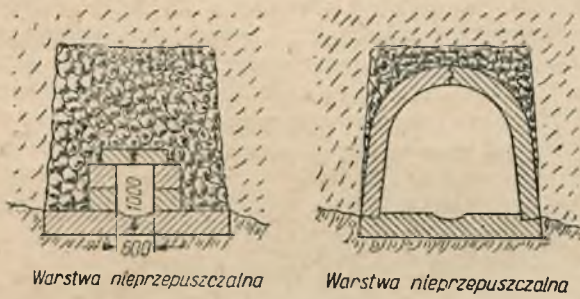
bokości pod powierzchnią gruntu, ażeby nie mogła do niego dostawać się woda powierzchniowa nie całkowicie prze-

Z urządzeń technicznych niezbędne są: przewód czerpalny, przelew, spust, otwór wejściowy, wentylacja, dosta-



teczna izolacja oraz urządzenia do pomiaru wydatku wody.

Ze zbiornika do miejsca przeznaczenia wodę prowadzi się przewodem, którego przekrój powinien odpowiadać zapotrzebowaniu wody lub największemu wydatkowi źródła.



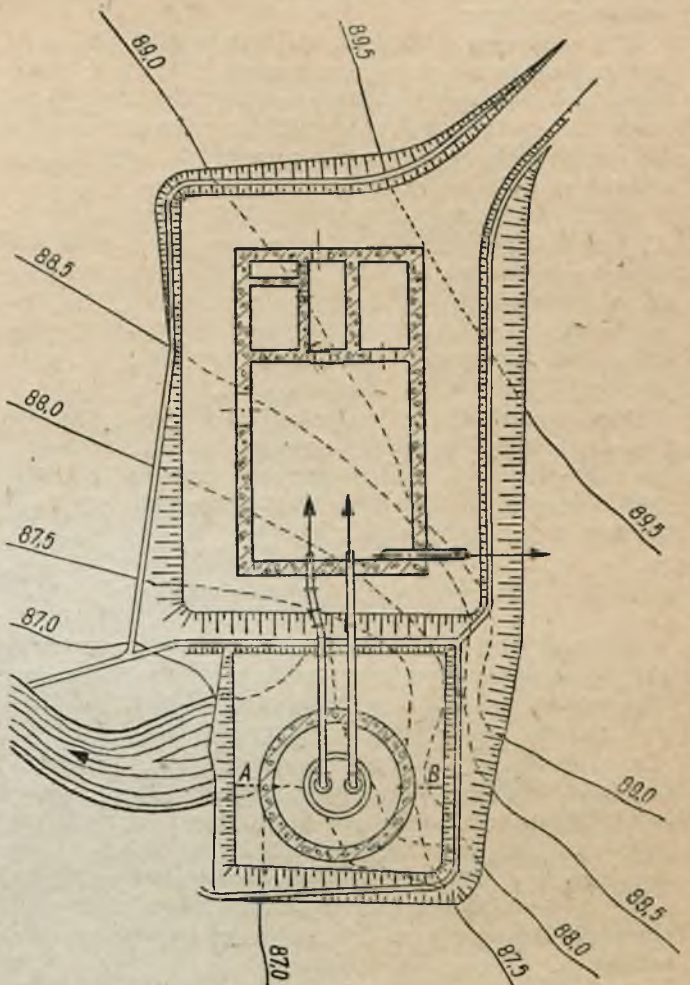
Rys. 35. Ujęcie sztolnią

Wlot przewodu czerpalnego powinien być zaopatrzone w kosz z siatki miedzianej pocynkowanej o otworach 6–10 mm dla zatrzymania części pływających i powinien rozpoczynać się na wysokości 20–80 cm ponad dnem. Całkowity wolny przekrój sita daje się dwu- do czterokrotnie większy od przekroju przewodu. Przewód czerpalny należy zaopatrzyć w zasuwę na wlocie do zbiornika. W celu ułatwienia obsługi zasuwę umieszcza się w komorze zasuwy zbiornika. W przypadku niewielkich źródeł obsługa może się odbywać z powierzchni terenu bez potrzeby wchodzenia do zbiornika.

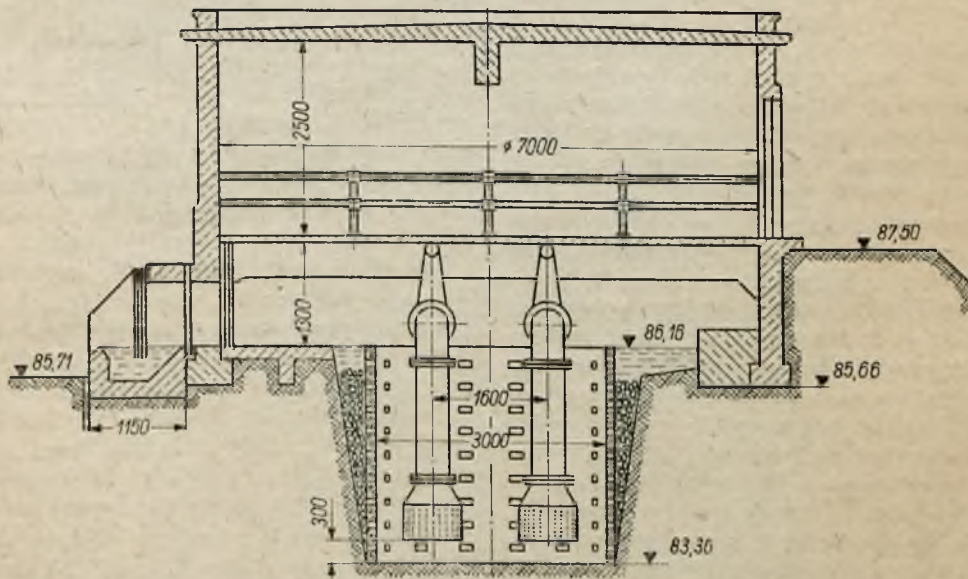
W zbiorniku należy również przewidzieć przelew działający samoczynnie, obliczony na największy wydatek źródła. Zadaniem przelewu jest odprowadzanie nadmiaru wody. Przelew bywa wykonany jako ściana przelewową lub jako rura przelewową. Przewód spustowy musi być również założony tak głęboko, aby możliwe było całkowite opróżnienie zbiornika. Przewód spustowy zaopatrzone jest zwykle w miedziane sito i musi być zamknięty zasuwą. Rury odpływowe z przelewu i spustu łączy się przeważnie w jeden przewód, który na wylocie musi być zaopatrzone w klapę zabezpieczającą przed przedostawaniem się zab.

szczony w przewodzie czerpalnym; dla większych stosuje się pomiary przelewem.

Małe zbiorniki zaopatrzone są w szyby ze stopniami z żeliwa lub drabinki; większe zaś — w drzwi i stopnie.



Rys. 36. Przykład ujęcia źródła studnią



Rys. 37. Przekrój przez ujęcie źródła

Zbiornik powinien być zaopatrzone w urządzenie służące do pomiaru wody. W przypadku mniejszych ilości wody do pomiaru wody może być użyty wodomierz umie-

Szyby muszą być zamykane szczelnymi pokrywami, które często uszczelnia się gumą, aby z zewnątrz nie mogły się dostawać zanieczyszczenia oraz wody deszczowe. Wysokie



progi, przedsionki, podest są zalecane jako ochrona zbiornika przed zanieczyszczeniami, dostającymi się do wnętrza przez drzwi. Ukształtowanie zewnętrznych powierzchni powinno być takie, aby wody opadowe miały ułatwiony odpływ.

Dla wentylacji zakłada się rury lub szybiki. Aby uniknąć przedostawania się zanieczyszczeń do wnętrza, zaopatrzone one być muszą u góry w daszek i drobną siatkę. Częstokroć przewody wentylacyjne wygina się esowato lub przerywa przesuwając w odpowiednio umieszczonej skrzyni os wlotu i wylotu.

Jeżeli dno zbiornika leży wyżej niż 3 m pod powierzchnią terenu, zbiornik musi być chroniony przed ogrzaniem się lub oziębieniem. Ochrona zwykle polega na wykonaniu ziemnego nasypu jednometrowej grubości. Oddziaływanie mrozu i gorąca daje się przeważnie mało odczuwać, gdyż woda jest na ogół zatrzymywana w zbiorniku przez czas krótki i ciągle jest odnawiana.

Przy wyborze materiału budowlanego należy zwrócić uwagę (co zresztą dotyczy wszystkich budowli wodnych), jak ujmowana woda działa na przewidywany materiał. Rodzaj materiału powinien być tak dobrany, aby nie była utrudniona jego konserwacja.

## 5. UJĘCIE WÓD GRUNTOWYCH

Woda gruntowa może być ujęta za pomocą urządzeń pionowych, wykonanych jako studnie kopane lub wiercone, albo urządzeń poziomych w postaci rowów otwartych, drenów, rurociągów lub sztolni zbiorczych.

O wyborze sposobu ujęcia decyduje głębokość zalegania warstwy nieprzepuszczalnej, miąższość warstwy wodonośnej i głębokość zwierciadła wody. Urządzeniami poziomymi ujmujemy wody zalegające płytko, na głębokości nie przekraczającej 4÷5 m i przy miąższości warstwy wodonośnej 2÷3 m. Urządzeniami pionowymi można ująć wody z warstwy dowolnej grubości i położonej na znacznej głębokości.

Urządzenia pionowe do ujęcia wody gruntowej zwą się studniami. Odróżniamy studnie szybowe — zapuszczane, kopane lub bagrowane oraz studnie rurowe — wiercone, rzadziej wbijane w grunt.

Studnie opuszczane stosowane są przy głębokościach od 5÷15 m wówczas, gdy chcemy ująć dużą ilość wody jedną studnią, lub gdy wewnątrz studni należy uczynić dostępnym, albo gdy z powodu niewielkiego dopływu wody i zdarzających się okresowo dużych rozbiórów traktuje się studnię jako pewnego rodzaju zbiornik wyrównawczy.

Studni tego rodzaju nie stosuje się przy większych głębokościach z tego względu, że wraz z głębokością rosną bardzo szybko trudności wykonania oraz koszty. Głębokości tych studni bardzo rzadko przekraczają 30 m. Średnica studni wynosi 0,6÷0,8 m, lepiej jednak nie dawać średnic poniżej 1,5 m, gdyż wówczas trudno wewnątrz pracować. Te na ogół duże wymiary pozwalają na swobodne umieszczenie w studni jej uzbrojenia, a częstokroć nawet i pomp.

Płaszcz studni może być wykonany z drewna, cegły, betonu, żelbetu, a nawet ze stali. Najczęściej stosowanym materiałem jest cegła i beton. Stosuje się również dobrze wypaloną cegłę lub klinkier, dając ją na zaprawie cementowej. Ściany pokrywa się wodoszczelną wyprawą cementową grubości 1,5 cm (o stosunku od zewnątrz 1:2÷1:3, od wewnątrz 1:1). Żelbet pozwala na zastosowanie mniejszej grubości ścian przy większych głębokościach; żeliwo i stal stosowane są w przypadku płynnego podłoża. Studnie ze stali składane są z poszczególnych pierścieni, które znowu przy większych wymiarach mogą się dzielić na części.

Pierścienie dają się łatwo wykonać przez zestawienie i zestrubowanie składanych części. Wszystkie połączenia znajdują się wewnątrz. Istnieje jednak w tym przypadku niebezpieczeństwo rdzewienia.

Przy obliczaniu grubości ścian studnię traktuje się jako rurę obciążoną parciem z zewnątrz. Za najniekorzystniejszy przypadek przyjmuje się całkowicie opuszczoną studnię — przy odpompowanej wodzie — obciążoną parciem ziemi i wody. Ze względu na niepewność zasad obliczenia i na możliwości powstania nieprzewidzianych naprężeń lepiej przyjąć prostopadły kierunek parcia ziemi do ścian studni oraz zwierciadło wody na wysokości górnej krawędzi studni. Grubość ścian  $s$  w metrach określa się stosownie do wymiaru średnicy wewnętrznej  $D_w$ , ze wzoru

$$s = \frac{D_w}{2} \left( \sqrt{\frac{k}{h-1,7p}} - 1 \right) \quad [8]$$

gdzie  $p$  jest to parcie gruntu i wody w  $T/m^2$ ,  $k$  zaś — dopuszczalne naprężenie w płaszczu. Przy czym można przyjąć dla:

klinkieru na zaprawie cementowej 1:3  $k = 200—300 T/m^2$   
 betonu  $k = 250—400$  „  
 żeliwa  $k = 3000—6000$  „

Obliczone w ten sposób grubości ścian są na ogół zbyt małe. Z tego względu stosuje się raczej praktyczne reguły dając grubość ścian  $s$  w cm:

dla betonu

$$s = \frac{D_w}{10} + (5 \text{ do } 12 \text{ cm}) \quad [9]$$

dla żelbetu

$$s = \frac{D_w}{10} + (5 \text{ do } 10 \text{ cm}) \quad [10]$$

przy czym we wzorze tym przyjmuje się  $D_w$  w centymetrach.

Jeżeli płaszcz wykonywany jest z cegły, to grubości płaszczu ogólnie przyjęte są następujące:

Dopływ wody odbywa się albo przez dno, albo przez boczny płaszcz studni. W przypadku silnie przepuszczalnych pokładów stosuje się szczelny płaszcz i otwarte dno; w przypadku małowodoprzepuszczalnych, dobrze filtrujących warstw daje się płaszcz przepuszczalny, natomiast dno studni uszczelnia się za pomocą betonu. Przy dopływie wody przez dno należy zabezpieczyć się, aby przez czerpanie wody nie nastąpiło jej zmętnienie i żeby piasek nie dostawał się do pomp. Z tego względu smok przewodu ssawnego powinien być umieszczony co najmniej na wysokości 1 m ponad dnem. W przypadku drobnego piasku na dnie daje się warstwę żwiru grubości 2÷3 m, o średnicy wzrastającej ku górze, którego zadaniem jest zatrzymywanie piasku. Obniżenie zwierciadła wody w studni nie powinno przekraczać 2,5÷3,0 m oraz nawet przy maksymalnym obniżeniu głębokość wody w studni nie powinna spadać poniżej 1÷2 m. Odnosi się to również do przypadku, gdy mamy do czynienia z bocznym dopływem.

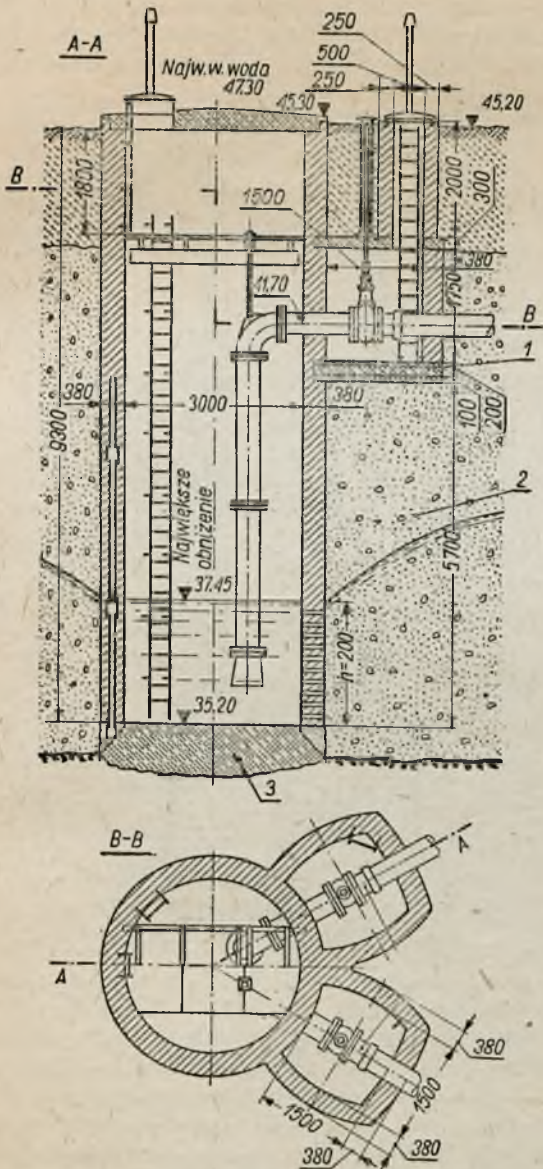
Średnica studni m	Grubość, płaszcz	
	w ceglach	m
1÷1,5	1,0	0,25
2÷3,5	1,5	0,38
4÷5,5	2,0	0,51
6÷7,5	2,5	0,63

Dopływ przez płaszcz boczny odbywa się przez pozostawione w nim otwory lub szczeliny, otwarte spoiny, przez wmurowane sączki, kamienie z otworami lub specjalne wloty z sitami albo kratkami (rys. 38, 39). Całkowity przekrój otworów dopływowych powinien wynosić około 1/8÷1/10 całej powierzchni płaszczu. Wysokość płaszczu przepuszczalnego zależy od grubości warstwy wodonośnej.



Nie powinna ona sięgać wyżej ponad obniżone zwierciadło wody, gdyż wchodzące powietrze może spowodować szybkie zarastanie otworów. Wymiary otworów muszą być tak obliczone, aby piasek nie mógł dostawać się do studni.

Stosowane są dwa sposoby budowy studzien kopanych. Pierwszy polega na wykonaniu dostatecznie głębokiego i szerokiego wykopu, w którym studnię wymurowuje się, wybetonowuje lub zestawia (z kęgów). Sposób ten jest stosowany w gruncie zwięzłym lub w materiale luźnym,



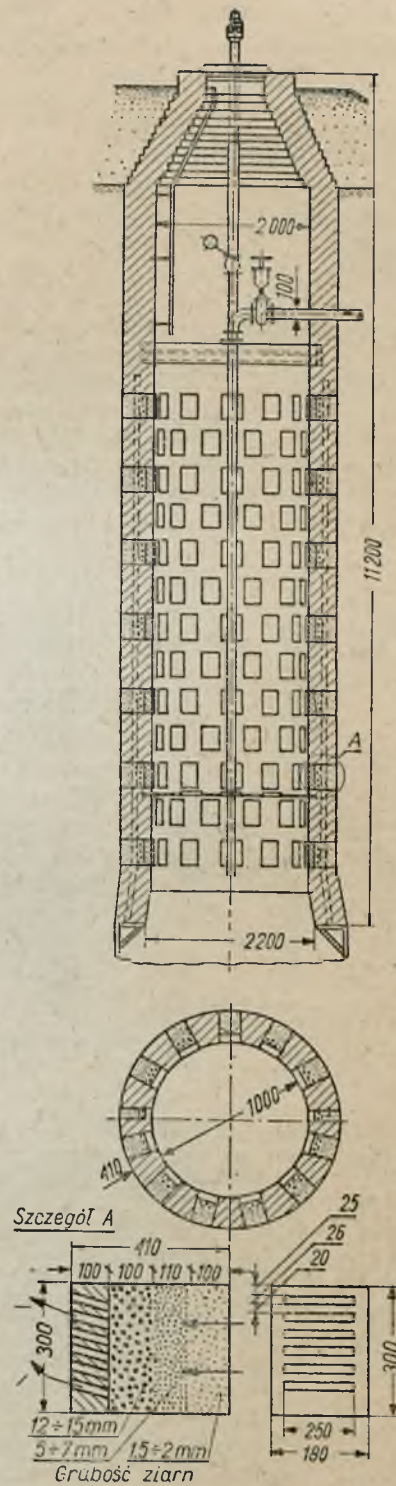
Rys. 38. Studnia szybowa

1 — żelbet, 2 — mur z cegły na zaprawie cementowej, 3 — beton

lecz tylko dla studni płytkich w warstwach mało wydajnych. W materiale luźnym wykop musi być starannie odeskowany i odwodniony. Stosuje się odwodnienie wewnętrzne lub zewnętrzne za pomocą wierconych studni. Ostatni sposób jest kosztowniejszy, ale za to lepszy, gdyż robotnicy mają łatwiejszą pracę w wykopie i nie ma niebezpieczeństwa zawalenia się wykopu.

Najczęściej stosowane jest zapuszczenie płaszczu studni w głąb gruntu. Odeskowany wykop wykonuje się zazwyczaj na głębokość około 2÷3 m lub aż do osiągnięcia luźnego gruntu albo poziomu wody gruntowej. Dolną część studni muruje się lub betonuje odcinkami 2 m wysokości

i, po dostatecznym stężeniu zaprawy czy betonu, opuszcza w dół przez podbieranie gruntu z wewnątrz (rys. 40). Dzięki swemu ciężarowi gotowa część studni osiada. Na opuszczonej w ten sposób części buduje się płaszcz ku górze aż do

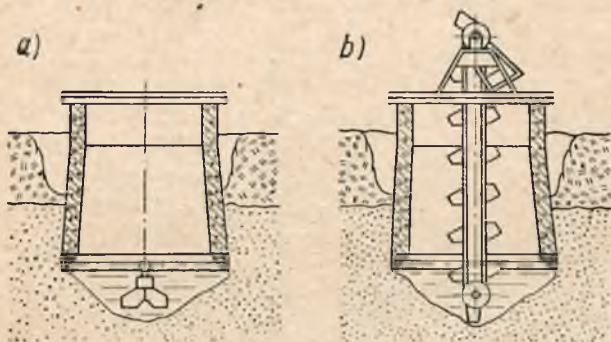


Rys. 39. Studnia zbiorcza z kratami na wlotach

momentu, gdy studnię opuści się do pożądanego głębokości. W celu ułatwienia opuszczania, płaszcz studni umieszcza się zwykle na tzw. wieńcu — nożu. Dawniej nóż taki wykonywano z drewna, obecnie robi się go z żeliwa lub ze stali profilowej. W przekroju ma on kształt trójkąta prostokątnego, obróconego kątem ostrym ku dołowi. Przy wieńcach z drewna lub betonu noże wykonuje się z pierścieni stalo-



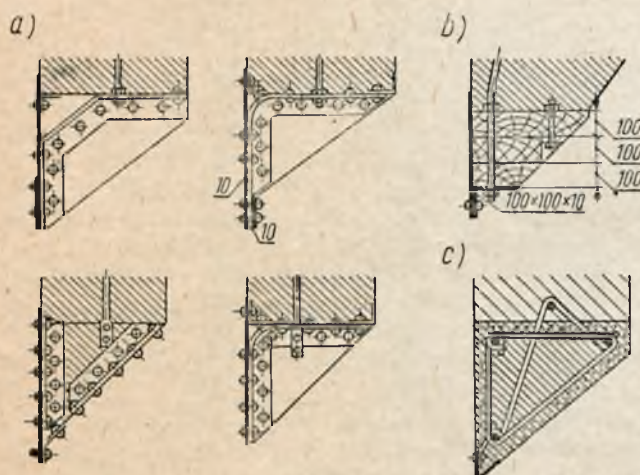
wych (rys. 41 i 42). Szerokość wieńca, aż do grubości płaszczu studni 0,5 m, daje się o wymiarze płaszczu; przy większych grubościach daje się 0,8 m, przy czym ściany u dołu



Rys. 40. Zmechanizowane wydobywanie materiału ziemnego z wnętrza studni kopanej

a — za pomocą bagra szczękowego, b — za pomocą bagra kubłowego

zweża się do powyższej szerokości. Aby przy zapuszczaniu płaszczu nie pękał, zaprawa musi być silnie wiążąca. Sam płaszcz należy poza tym zaopatrzyć w pionowe pręty kotwiące.



Rys. 41. Różne rodzaje noży studziennych

a — noże stalowe, b — nóż drewniany, c — nóż żelbetowy

Kotwy są wykonane z prętów okrągłych o średnicy 20÷30 mm i zaopatrzone na obu końcach w gwint. Pręty te, których liczba zależy od średnicy studni, daje się w odległościach 0,60÷0,75 m, lecz nie mniej niż 4. Idą one od wieńca, do którego są przysrubowane, w górę do następnego pierścienia, umieszczonego o 1,5÷2,0 m wyżej, od niego zaś rozpoczynają się nowe kotwy, idące znów do następnego pierścienia.

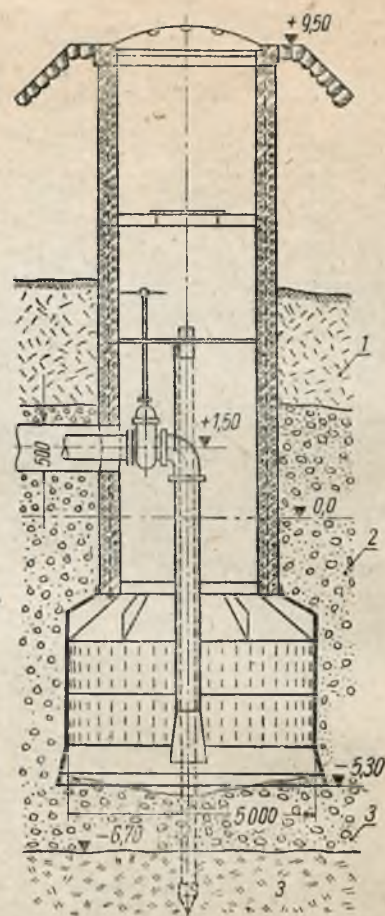
W ten sposób kotwy stanowią szkielet, idący od wieńca aż do górnego końca płaszczu, wiążąc go na całej wysokości i zabezpieczając przed rozerwaniem w czasie zapuszczania.

W odstępach poziomych 1,5÷2,0 m kotwy przewiązuje się pierścieniami poziomymi. Przekrój kotwy  $i$  (cm<sup>2</sup>) określa się według formuły

$$i = (7,5 \text{ do } 12,5) \frac{D}{n}$$

gdzie:  $D$  jest to średnica wewnętrzna studni (m),  $n$  — ilość kotwi.

Przy większych studniach wieńiec — nóż powinien mieć średnicę o około 4 cm większą od płaszczu studni. Prócz tego zewnętrzna powierzchnia płaszczu powinna być nieco zbieżna ku górze, aby przy zapuszczaniu studni nie mogła zawisnąć. Przeważnie ciężar studni nie wystarcza do opuszczenia i płaszcz trzeba od góry obciążać. W tym celu wyprowadza się go około 2 m ponad powierzchnię terenu, umieszcza się na nim podest z dwuteówek pokrytych balami. Podest obciąża się ziemią wydobytą ze studni, starymi szynami itp. Obciążenie musi być równomiernie rozłożone po całym obwodzie, gdyż płaszcz może się przekrzywić. Przekrzywienie może być również wywołane przez napotkane przeszkody w gruncie. Wówczas wyrównuje się



Rys. 43. Studnia na ujęciu wody dla Budapesztu

1 — glina, 2 — żwir, 3 — glina niebieska

je — o ile to jest możliwe — przez powiększenie obciążenia odpowiedniej strony płaszczu. Obciążenie jest również potrzebne, jeśli studnię zapuszcza się w piasek lub kurzawkę. W tym przypadku nóż musi sięgać dość głęboko w grunt dla zapobieżenia usuwania się ziemi do wewnątrz. Z tych też względów nie odpompowuje się wody z wnętrza studni, a ziemię wydobywa na zewnątrz za pomocą szlamówek, bagrów kubłkowych, szczękowych łub łopat hiszpańskich.

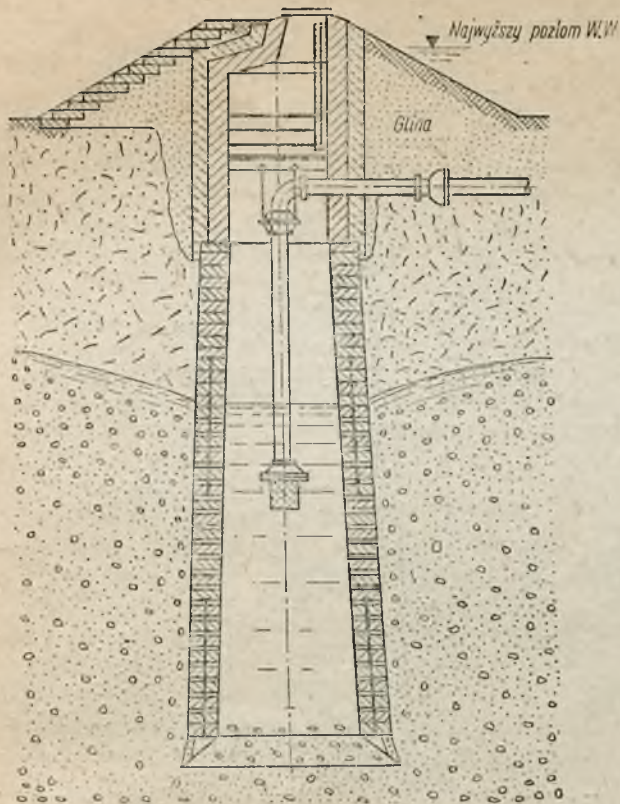
Studnie zapuszczone bez wyczerpywania wody, po osiągnięciu swej głębokości, muszą być ustalone za pomocą możliwie silnego wypompowania wody, przy czym studnia jeszcze nieco osiada. Osiadanie można również osiągnąć przez rozluźnienie gruntu pod wieńcem za pomocą łopat na długich drągach. Jeśli zaniecha się tej czynności, to przy najbliższej sposobności, gdy ze studni zaczerpnie się duża ilość wody, studnia osiadzie. Mogą jednak przedtem



powstać duże wolne przestrzenie za płaszczem, wywołujące zapadanie się gruntu i powodujące pogorszenie się wydajności studni. W drobnym piasku ustalenie studzien powinno następować po pokryciu dna studni warstwą grubego piasku i żwiru na głębokość około 1 m.

Poza objaśnionym sposobem, studnie mogą być zapuszczane metodą pneumatyczną (rys. 43) i metodą zamrażania oraz metodą chemicznego zeskalania gruntu. Z uwagi jednak na bardzo wysokie koszty wykonania studnie wodociągowe budowane są tymi sposobami rzadko.

Studnie kopane muszą otrzymać z wierzchu całkowicie szczelne pokrycie z betonu na teówkach lub z żelbetu, gład-



Rys. 44. Studnia szybowa z ochronnym płaszczem z gliny

ko wyprawionego 2 cm wyprawą cementową. Musi być również przewidziana wentylacja studni oraz umożliwiony dostęp do środka. Studnie leżące w dolinach rzecznych powinny być zaopatrzone we właz leżący na wysokości co najmniej 20 cm ponad najwyższym obserwowanym zwierciadłem wody. Wierzch płaszczka należy wyprowadzić przynajmniej 0,7÷1,0 m ponad teren. Pokrywa musi być z żeliwa uszczelniona pierścieniem gumowym. Część obudowy wystająca ponad teren powinna być chroniona przed działaniem zwierciadła wody oraz wód opadowych przez nasyp zeskarpowany, obsiany trawą lub obrukowany. Wskazane jest zupełnie szczelne wykonanie części studni znajdującej się ponad zwierciadłem wody, co osiąga się przez gładką wyprawę lub uszczelnienie płaszczem grubości 20 cm z gliny, sięgającym 2,0 m w głąb (rys. 44). Odległość studni od miejsc, w których mogą powstawać zanieczyszczenia, wynosić powinna co najmniej 10÷12 m.

Studnie o większych średnicach zaopatruje się wewnątrz, ponad najwyższym stanem wody gruntowej, w podest. Jeżeli podest ten wykorzystywany bywa do ustawienia na nim pomp i silników elektrycznych, należy zabezpieczyć studnie przed dostawaniem się zanieczyszczeń z podestu do studni. Wszystkie przewody prowadzi się prost-

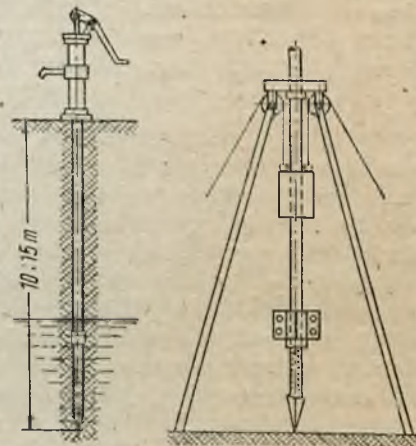
padle do ścian i zawiesza na ścianach, aby niepotrzebnie nie obciążały podestu. Wszystkie części metalowe wewnątrz studni muszą być podwójnie asfaltowane w celu zabezpieczenia ich przed rdzą.

Jeżeli zwierciadło wody leży niżej niż 5 m pod powierzchnią terenu lub woda musi być ujęta z dużej głębokości, tańsze i często z punktu widzenia technicznego jedynie wykonalne są studnie rurowe, które się w grunt wbija lub wwierca.

Z punktu widzenia higieny studnie rurowe mają tę przewagę, że chronione są lepiej przed zanieczyszczeniami z powierzchni i umożliwiają czerpanie wody z takich głębokości, gdzie woda jest zupełnie czysta.

Najprostszym rodzajem studni rurowej są studnie abisyńskie lub nortonowskie. Znajdują one zastosowanie przy zaopatrywaniu w wodę pojedynczych domów lub grupy domów. Studnie te składają się ze stalowej rury o średnicy 25÷60 mm, zaopatrzonej u dołu w ostrze i w otwory w płaszczu (długość płaszczka około 1 m). Przez te otwory woda może się dostawać do wnętrza rury. Część dziurkowaną owija się gęstą miedzianą siatką zabezpieczającą przed dostawaniem się bardzo drobnego piasku.

Sposób wbijania rury przedstawiono na rys. 45. Kopie się niewielki dołek, wstawia w niego rurę, a nad nią usta-



Rys. 45. Studnia abisyńska. Trójnóg do wbijania studni

wia trójnog z blokiem u góry. Na rurę zamocowuje się chomąto z klocków drewnianych, obchwytyjących rurę i ściągniętych silnie śrubami. Na rurę nakłada się żeliwną ciężką babę zawieszoną na bloku. Podnosząc i opuszczając babę uderzamy w kleszcze i wbijamy rurę w grunt. Jeżeli rura nie dosięgnie do wody, dokręca się nową rurę bez otworów za pomocą złączki. Po zakończeniu wbijania rury dół zasypujemy, na wierzchu zaś rury wystającej przymocowujemy niewielką pompkę. Głębokość takich studni dochodzi do 10÷15 m, w wyjątkowo korzystnych warunkach do 20 m. W przypadku, gdy potrzeba większej ilości wody, studnie abisyńskie można łączyć lewarem w szereg.

Przy wykonywaniu głębokich studzien rurowych stosuje się metodę wiercenia. W przypadku wierceń w materiałach luźnych, do których zaliczamy — poza piaskiem i żwirem — również glinę, il i margiel, wiercony otwór musi być zarurowany, aby ochronić go przed zasypaniem. Tylko w warstwach wytrzymałej skały rurowanie jest zbędne, natomiast konieczne jest wówczas, gdy chodzi o odcięcie dopływu wody z warstw wyższych. Wiercenie polega na rozluźnianiu materiału ziemnego i wydobywaniu go ze środka otworu. W powstającą w dnie otworu wolną prze-



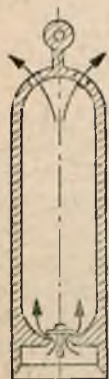
strzeń opuszcza się rurę własnym ciężarem lub za pomocą dodatkowego obciążenia.

Do zarurowania stosuje się rury walcowane bez szwu. Do 600 mm średnicy łączy się poszczególne rury za pomocą gwintu. Przy większych średnicach rur połączenia są wykonywane za pomocą nitowania. Głębokie wiercenia nie mogą być wykonywane na całej głębokości rurą o jednej średnicy ze względu na opór tarcia dla wprowadzanych w grunt rur. Gdy opór tarcia wzrośnie tak, że dalsze zapuszczanie rury jest uniemożliwione, musi być wewnątrz tej rury wstawiona teleskopowo węższa rura i wtedy wiercenie można prowadzić dalej. W przypadku wierceń głębszych (powyżej 30 m) lub w przypadku takich wierceń, których głębokości się nie zna, wybór rozmiarów pierwszej rury jest poważnym zagadnieniem. Jako przyjętą podaje się końcową średnicę wiercenia. Zmianę średnicy powinno się przeprowadzać w warstwach gliny, gdyż w warstwie piasku, piasek przedostający się do wnętrza pierwszego odcinka może (wskutek dużego tarcia) zatrzymać rurę wewnętrzną.

#### Zestawienie normalnych rur wiertniczych

89 × 4 mm	165 × 4,5 mm	254 × 7 mm
102 × 4 mm	178 × 5 mm	267 × 7 mm
114 × 4,5 mm	191 × 5,5 mm	305 × 7,5 mm
127 × 4,5 mm	203 × 5,5 mm	355 × 8 mm
140 × 4,5 mm	216 × 6 mm	406 × 9 mm
152 × 4,5 mm	229 × 7 mm	457 × 10 mm
		508 × 11 mm

W warstwach luźnego gruntu wydobywa się materiał ziemny za pomocą szlamówki. Jest to odcinek rury otwartej u góry, u dołu zaś zamkniętej zaworem kulowym lub klapowym (rys. 46). Przy opuszczaniu szlamówki zawór się otwiera i materiał ziemny wchodzi do wnętrza, przy podnoszeniu zawór zamyka otwór dolny nie pozwalając wyciec zaczerpniętemu materiałowi. Po kilkunastu uderzeniach, przy zapuszczaniu gwałtownym z pewnej wysokości, szlamówka wypełnia się materiałem ziemnym. Wyciąga się ją wówczas na powierzchnię terenu i opróżnia. Warstwy kamienia lub napotkany większy kamień rozkrusza się za pomocą dłut. Należy jednocześnie brać próbki materiału ziemnego dla określenia profilu geologicznego wiercenia (rys. 47).



Rys. 46. Szlamówka

Zależnie od użycia narzędzi i urządzeń dla ich uruchomienia rozróżnia się dwie metody wiertnicze:

1. metodę wiercenia ręcznego,
2. metodę wiercenia maszynowego.

Przy wierceniu ręcznym, dla mniejszych głębokości uruchamia się narzędzia siłą ludzką. Wiercenie maszynowe stosuje się przy bardzo dużych głębokościach.

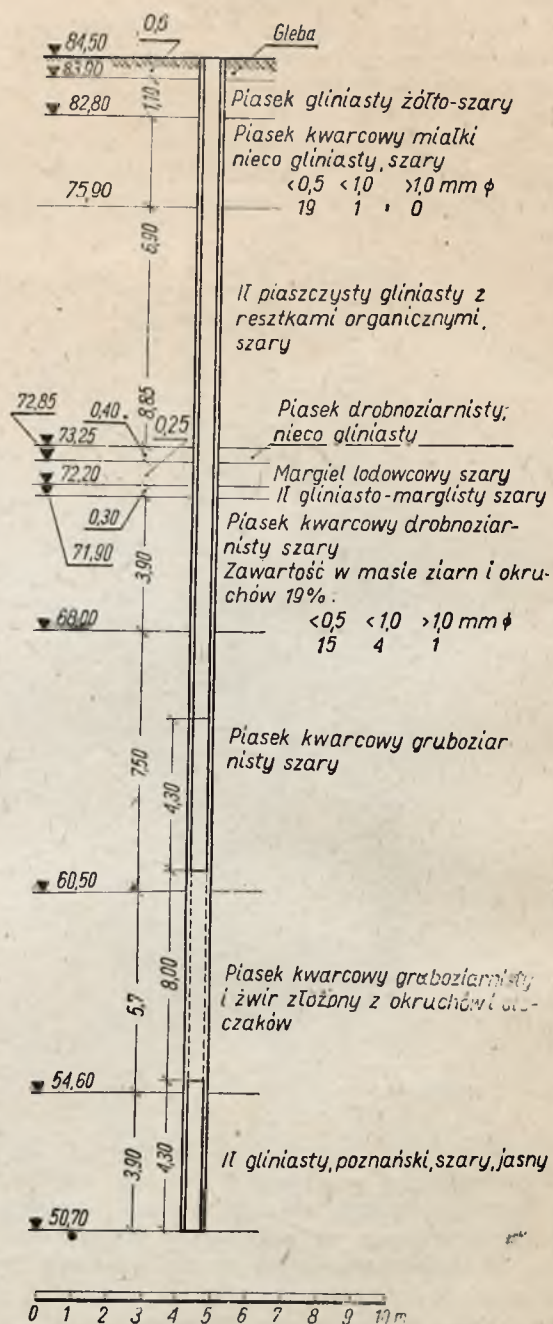
Do wiercenia ręcznego mogą być stosowane:

a) Dłuto pokręcane: talerzowe dla luźnego piasku, spiralne dla zwięzłego piasku, ślimakowe dla gruntu ciągliwego, łyżkowe dla gliny.

Zawiesza się je na sztywnych żerdziach i opuszcza gwałtownie, pokręcając.

b. Dłuto udarowe: szlamówka do pracy w luźnym piasku, żwirze, glinie oraz do usuwania materiału startego wierceniem. Praca jej odbywać się musi w wodzie, której dolewa się do otworu wiertniczego, gdy jej w nim brak. Szlamówkę zawiesza się na linie idącej do krążka umocowanego na trójnogu. Do wcinania się w skałę stosuje się dłuta najrozmaitszych kształtów. Wydajność dłuta zależy od ciężaru,

wysokości spadku i ilości uderzeń. W przypadku wierceń suchych, większego wzniosu niż 1 m nie daje się, w przypadku zaś wiercenia płukanego — najwyżej 0,6 m, gdyż prędkość spadania dłuta w wodzie nie przekracza 2 m/sek.



Rys. 47. Przekrój geologiczny studni

Przy wierceniu maszynowym odróżnia się wiercenie:

a) płukane, gdy rozbita przez dłuto skałę wypłukuje się z otworu strumieniem wody. Dla wypłukania ziarn 8 mm grubości wystarcza prędkość strumienia 0,5 m/sek, dla ziarn 32 mm — 1 m/sek. Ilość wody i ciśnienie dostosowuje się do narzędzi i średnicy wiercenia. Przyjmuje się 1,5÷2,0 atn na każde 100 m głębokości;

b) wolno-udarowe, gdy umieszczone na ciężkim drągu dłuta puszcza się swobodnie dla rozbicia twardych kamieni;

c) szybko-udarowe, pracujące do 100 m głębokości z ilością 60÷80 uderzeń na minutę, na większych głębokościach — 150 uderzeń/min;

d) linowo-udarowe dla dużych głębokości;



e) świdrowe — w przypadkach bardzo twardej skały stosuje się świder zaopatrzony u dołu w koronkę diamentową. Wycina on z otworu rdzeń, który może być w odpowiednim miejscu przełamany i wyjęty. W przypadku miękkich skał stosuje się koronki ze stali.

W czasie wiercenia narzędzie i sposób wiercenia zmienia się odpowiednio do potrzeby.

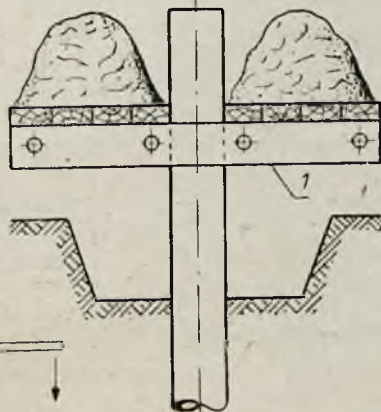
Zależnie od głębokości i systemu wiercenia stosuje się różne aparaty wiertnicze, tzw. rygi. Najprymitywniejszy ryg stosowany przy płytkim ręcznym wierceniu składa się z trójnoga z wałkiem, na który nakręca się linę przerzuconą przez bloczek. Przy nieco głębszych otworach stosuje się czwórnóg z dźwigarką dwu- lub trzyprzekładniową. Takie wiercenie może już być częściowo zmechanizowane przez zastosowanie silnika (spalinowego lub elektrycznego) do poruszania dźwigarki przy wyciąganiu z otworu narzędzi i urobku, samo zaś wiercenie jest wykonywane w dalszym ciągu przy pomocy siły ludzkiej. Do głębokich wierceń maszynowych używa się specjalnych rygów o konstrukcji nieraz dość skomplikowanej i o różnych typach odpowiednio do przeznaczenia; rygi takie najczęściej są zmontowane na podwoziu dla ułatwienia przewozu. Do wiercenia otworów o głębokości kilkuset metrów buduje się wieżę drewnianą o wysokości 20÷25 metrów i więcej.

Równocześnie z pogłębianiem otworu należy go rurować. Jeśli rury nie opuszczają się pod wpływem własnego ciężaru, trzeba je wciskać w grunt. Odbывается to za pomocą pokręcania rury drągami długości 5÷8 m, przymocowanymi do rury za pomocą drewnianego chomąta (rys. 48) lub też łańcuchem, albo przez obciążanie drewnianych kleszczy przymocowanych do rury (rys. 49).

Wciskanie rury wykonuje się też za pomocą nagwintowanych trzpieni zakotwiczonych; przez pokręcanie nakrętek umieszczonych na trzpie-



Rys. 48. Klucz do wkręcania rur



Rys. 49. Obciążenie rury  
1 — drewniane kleszcze

niach rura wiertnicza wciskana jest w grunt. Jeśli już dalej nie można wcisnąć rury wiertniczej, zaczyna się stosować rury mniejszej średnicy.

Po osiągnięciu warstwy wodonośnej do wnętrza rury wiertniczej zapuszcza się filtr. W przypadku skały, gdy nie ma obawy zamknięcia się otworu wywierconego bez obudowy, rurę wiertniczą zwykle wyciąga się prawie całkowicie. Zostawia się ją w otworze wówczas, gdy chodzi o odcięcie się od pewnych warstw mogących wprowadzić do otworu niepożądaną wodę. W gruncie luźnym rurę podciąga się tak wysoko, aby filtr został całkowicie odsłonięty. Dla uzyskania szczelności u dołu i w górze rury filtrowej, rura zaopatrzona jest u dołu w krótki odcinek (1÷5 m) — tak zwaną rurę podfiltrową zamkniętą u dołu korkiem (rys. 50). W rurze podfiltrowej może zbierać się piasek lub muł, który łatwo z niej usunąć szlamówką.

Według norm radzieckich (GOST B-1872-42) długość rury podfiltrowej powinna wynosić:

dla studni o głębokości	do 15 m —	1,5÷2 m
" " " "	16÷30 m —	3 m

dla studni o głębokości	31÷90 m —	5 m
" " powyżej	90 m —	10 m

U góry filtru daje się krótki odcinek rury nadfiltrowej (1÷2 m), z uszczelnieniem wykonanym za pomocą sznura konopnego smołowanego lub wygotowanego w smalcu; najlepiej dać uszczelnienie z gumy. Rura nadfiltrowa ma specjalne wycięcie, tzw. zamek, za pomocą którego filtr opuszcza się lub w razie potrzeby podnosi.

Studnia wiercona składa się z obudowy, płaszczki, filtru, pokrywy, rury ssawnej, zaworu stopowego i zasuwy regulującej. Filtr umożliwia wejście wody gruntowej do studni. Tam, gdzie warstwą wodonośną jest spękana zwięzła skała, często filtr może być zbędny. Gdy zachodzi potrzeba założenia filtru, konieczne jest założenie go na tzw. rurze filtrowej, aby uniknąć zapadnięcia się gruntu i zgniecenia filtru. Od rodzaju filtru zależy wydajność i czas pracy studni. Jeśli ma on spełniać swoje zadanie przez okres możliwie długi, musi być ochroniony przed zapiaszczeniem, uderzeniami i ciśnieniem oraz przed wpływami wody, a następnie powinien się dawać łatwo czyścić.

Na rys. 51, 52 i 53 przedstawiono kilka przykładów studzien.

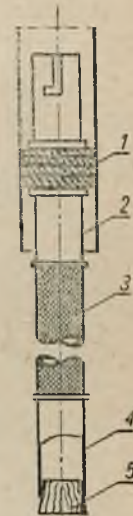
Najlepszą ochroną przed zapiaszczeniem jest dostatecznie duża średnica filtru lub wiercenia. Całkowita czynna powierzchnia otworów filtru powinna być tak duża, aby prędkość przepływu wody nie przekraczała 5÷7 cm/sek. Zabezpiecza się w ten sposób przed zatykaniem filtru piaskiem znajdującym się w wodzie, gdy zależnie od średnicy ziarn piasku prędkość przekroczy pewną wartość graniczną.

Rury filtrowe zwykle wyrabiane są ze stali. W płaszczu wycięte są otwory o średnicy 15÷20 mm, rozmieszczone w szachownicę. Rozstęp pomiędzy poziomymi rzędami daje się około 20 mm, między zaś poszczególnymi otworami 20÷30 mm (licząc od brzegu otworu).

Z zewnątrz rurę filtrową otacza się filtrem siatkowym z cienkiego drutu miedzianego. Siatkę nakłada się na podkładzie z ocynkowanego drutu miedzianego w tym celu, aby cała powierzchnia siatki mogła być czynna, a nie tylko powierzchnie sąsiadujące bezpośrednio z otworami w rurze. Podkład polega na owinięciu rury filtrowej zwojami drutu grubości 3÷6 mm w odległości zwojów 15÷25 mm. Drut ten przylutowuje się do rury na końcach i w odstępach 25 cm. Również jako podkładkę stosuje się siatkę z większymi otworami (zwykle około 4 mm). Rozmiar otworów siatki filtrowej dobiera się — w zależności od grubości ziarn gruntu — w ten sposób, aby przy przesiewaniu przez nią gruntu przepuszczała w przypadku

grubego żwiru	20÷30%
średniego żwiru	30÷40%
piasku	40÷60% materiału ziemnego.

Przed oddaniem do użytku studnia powinna być odpiaszczona za pomocą silnego wypompowania wody. W czasie tego początkowego pompowania czyszczącego drobne ziarna gruntu są wypłukiwane z okolic filtru. Pozostaną tylko ziarna znajdujące się w dużej odległości od ścian, przy czym istniejąca tam niewielka prędkość przepływu nie będzie w stanie ich unosić, filtr zaś i studnia będą zabezpieczone od zapiaszczenia. To silne wypompowywanie powtarza się tak długo, aż nie zacznie wypływać całkowicie czysta woda.



Rys. 50. Rura pod i nadfiltrowa: 1 — sznur, 2 — rura nadfiltrowa, 3 — filtr, 4 — rura podfiltrowa, 5 — korek



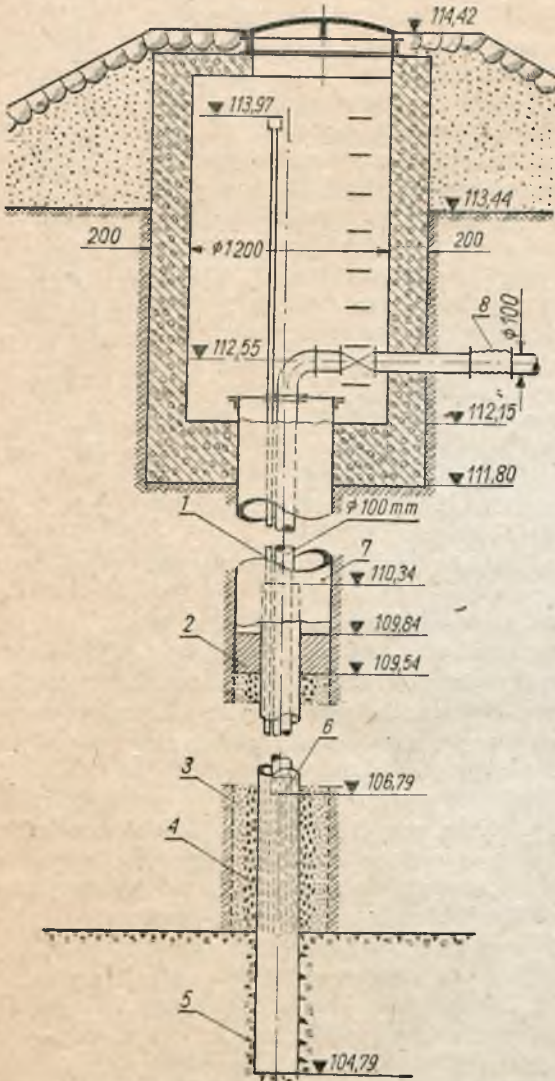
Filtr daje się tak wysoki, aby objąć nim możliwie całą grubość wodonośnej warstwy. Filtru nie należy opuszczać do samego spodu warstwy wodonośnej, gdyż zwykle woda znajdująca się w pobliżu podtrzymującej warstwy nieprzepuszczalnej ma gorszą jakość pod względem chemicznym (żelazo). Jako dopuszczalną prędkość przepływu, odniesioną do pełnej powierzchni filtru, przyjmuje się prędkość nie większą niż:

$$2) \quad d = \frac{Q}{0,003 h} \text{ m} \quad [14]$$

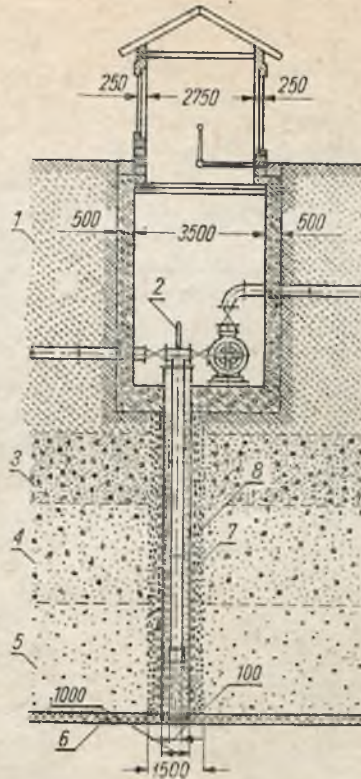
$$3) \quad d = \frac{Q}{0,0015 h} \text{ m} \quad [15]$$

Aby się zorientować, z którego wzoru skorzystać, należy zrobić przesiew przez sита o wymiarze oczek  $1,0 \div 0,5 \div 0,25 \text{ mm}$ .

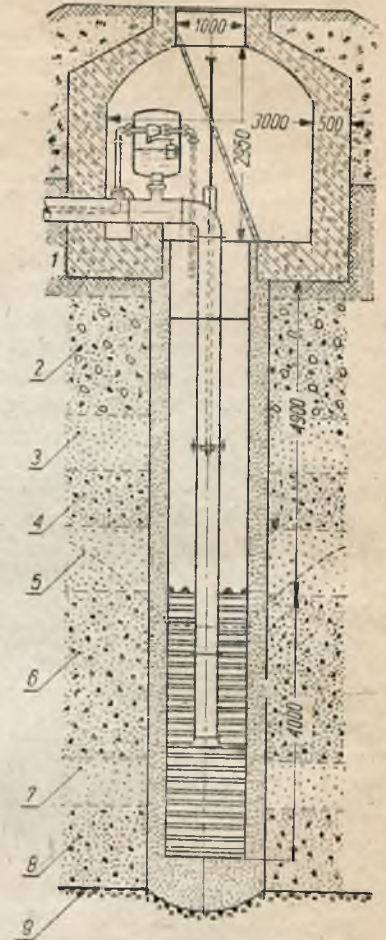
W przypadku zastosowania filtru żwirowego otrzymuje się z powyższych równań zamiast średnicy filtru średnicę



Rys. 51. Przykład obudowy studni  
1 — rurka obserwacyjna  $\phi$  25 mm, 2 — uszczelnienie, 3 — żwirek  $\phi$  4-5 mm, 4 — żwirek  $\phi$  do 12 mm, 5 — grunt nieprzepuszczalny, 6 — zawór stopowy, 7 — rura wiertnicza  $\phi$  500 mm, 8 — dylatacja miedziana



Rys. 52. Studnia wiercona  
1 — ziemia nasypowa, 2 — rurka obserwacyjna, 3 — gruby żwir zmieszany ściśle z drobnym piaskiem, 4 — drobny piasek z grubym żwirem, 5 — żwir i drobny piasek, 6 — glina, 7 — filtr z grubego żwiru, 8 — filtr z drobnego żwiru



Rys. 53. Przykład studni z filtrem żwirowym  
1 — drobny piasek, 2 — kamienie, żwir i gruby piasek, 3 — gruby piasek, 4 — żwir i piasek, 5 — gruby piasek, 6 — żwir i piasek, 7 — gruby piasek, 8 — żwir i piasek, 9 — warstwa nieprzepuszczalna

1) 0,002 m/sek, gdy 60% ziarn ma większą średnicę niż 1 mm;

2) 0,001 m/sek, gdy 40% ziarn ma średnicę mniejszą niż 0,5 mm;

3) 0,0005 m/sek, gdy 40% ziarn posiada średnicę mniejszą niż 0,25 mm.

Przy tych warunkach oraz wydatku otworu  $Q \text{ m}^3/\text{sek}$  i wysokości filtru  $h \text{ m}$  otrzymujemy zewnętrzną średnicę filtru  $d \text{ m}$  uwzględniając zależność

$$Q = \pi \cdot d \cdot h \cdot v \quad [11]$$

skąd

$$d = \frac{Q}{\pi h v} \quad [12]$$

dla 1)

$$d = \frac{Q}{0,006 h} \text{ m} \quad [13]$$

wiercenia  $D$ . Jeżeli z pewnych względów nie należy przekroczyć określonej granicznej średnicy wiercenia, można obliczyć ze wzorów maksymalną dopuszczalną do czepiania ilość  $Q$ , która nie spowoduje zapiaszczenia filtru.

W przypadku stosowania studni artezyjskich szczególnie ważne jest utrzymywanie ilości wypływu w dość niskich granicach, aby nie wywołać wymycia piasku czy glin, gdyż w przeciwnym razie z biegiem czasu mogą powstać w gruncie duże wolne przestrzenie, które mogą spowodować nie tylko zapadnięcie się samej studni, ale nawet i pobliskich zabudowań.

Obecnie powszechnie stosowany jest filtr siatkowy w postaci tzw. siatki łańcuszkowej. Dla rozróżnienia siatki drobnej od grubszej określa się ją w handlu numerami. Numer siatki oznacza, ile drutów osnowy przypada na



1 cal. W przybliżeniu odpowiednie będą następujące numery dla materiału o grubości ziarn:

Materiał		Nr siatki
Zwir	2 ÷ 4 mm	8
"	1 ÷ 2 mm	8
Piasek	0,8 ÷ 1 mm	8
"	średni 0,6 ÷ 0,8 mm	10
"	" 0,4 ÷ 0,6 mm	12
"	drobny 0,2 ÷ 0,4 mm	14
"	" 0,05 ÷ 0,2 mm	16
Kurzawka	0,01 ÷ 0,05 mm	dla filtrów siatkowych materiał zbyt drobny

Ta ogólna reguła zawodzi, gdy warstwy piasku składają się z ziarn o jednakowej prawie średnicy, co jednak spotyka się w naturze dość rzadko. Prawidłowy wybór siatki filtrowej nie jest sprawą łatwą i zatkanie filtru wywołane jest przeważnie nieodpowiednim jej wyborem.

Rzadziej stosowanym sposobem zabezpieczającym przed zapiaszczeniem jest filtr żwirowy. Składa się on z rury filtrowej dziurkowanej lub ze szczelinami i obsypu ze żwiru różnej grubości. Dla wykonania tego rodzaju filtru konieczna jest dostatecznie duża przestrzeń pomiędzy rurą wiertniczą a filtrową. Konstrukcja tego filtru wymaga stosunkowo dużej średnicy wiercenia i jest z tego powodu bardzo droga. Obsypka rury filtrowej żwirem dla spełnienia swego zadania musi mieć grubość co najmniej 100 mm. Aby wykonać najmniejszą studnię żwirową z rur o średnicy 89 mm, trzeba wykonać otwór rurami wiertniczymi o średnicy 300 mm. Zwykle jednak średnicę wiercenia należy wybrać od 300 do 600 mm większą od średnicy rury pozostającej w otworze. Dla ścisłego odgraniczenia poszczególnych warstw żwiru służą szablony cylindryczne z blachy, które podobnie jak rury filtrowe wstawiane są centrycznie do wewnątrz rury wiertniczej, tak że wolne przestrzenie między nimi mogą być wypełnione żwirem o różnej grubości. Wypełnianie żwirem nie następuje od razu na pełną wysokość, tylko w warstwach 1+2 m wysokości z każdorazowym podciąganiem rury wiertniczej na odpowiednią wysokość. Takie stopniowe wypełnianie rur jest konieczne dla umożliwienia łatwiejszego podciągania rury wiertniczej albo blaszanych szablonów. Co do grubości stosuje się zasadę, że średnica ziarn każdej następnej warstwy powinna być 3÷4-krotnie większa od poprzedzającej. Przy zastosowaniu tej zasady nie ma obawy przedostawania się drobniejszego żwiru w warstwy grubszego.

Ze względu na trudność wykonania został opracowany szereg konstrukcji filtrów żwirowych, które wykonuje się na powierzchni terenu, a następnie opuszcza w otwór. Konstrukcje filtrów żwirowych polegają na tym, że do rury filtrowej przymocowane są kieszenie, które napienia się sortowanym żwirem. Na rys. 54 przedstawiono filtr kieszeniowy Dadlow-Pollena. Ze względu na to, że na płaszcz żwirowy najbardziej odpowiednie jest ziarno równe i kuliste, zaś wysortowanie takiego żwiru jest dość trudne, niektóre konstrukcje przewidują — zamiast filtru ze żwiru naturalnego — stosowanie do obsypu sztucznego ziarna w postaci kulek szklanych lub porcelanowych.

Ostatnio stosuje się w ZSRR filtry szkieletowe, konstrukcji inż. Gawryłko; są one tańsze od poprzednio opisanych, gdyż filtr taki składa się, zamiast z rur perforowanych, ze szkieletu z prętów o długości do 3 m ze stali zbrojeniowej przyspawanych do specjalnego kołnierza, w odstępach 3÷4 cm. Szkielet owinięty jest siatką, zamiast której można również zastosować drut ocynkowany

Ø 3 mm nawinięty tak, aby między poszczególnymi zwojami utworzyły się szpary o wielkości dostosowanej do średnicy ziarn gruntu. Nie jest to jednak konstrukcja zalecana ze względu na to, że ulega korozji. W Związku Radzieckim stosuje się drut ze stali nierdzewnej a pręty są izolowane specjalnymi preparatami. Poza tym w ZSRR stosuje się filtry z plastików.

Niszczące działanie wody na filtr objawia się w sposób dwojaki. Wody silnie żelaziste i wapienne wywołują często twarde osady (np. żelaza i manganu itp.), które z czasem całkowicie mogą zatkać otwory w siatce filtru. Często inkrustacje wywoływane są przez siarkowodor, przy czym metale zamieniane są w połączenia siarkowe. Nie ma praktycznie środka, który by przeciwdziałał tym szkodliwym dla studni osadom. Jedynym zabezpieczeniem może być filtr wykonany z materiału, do którego nie przylegają zbyt silnie osady tak, że mogą one być usunięte za pomocą silnego płukania, lub filtr z materiału odpornego na kwasy, aby twarde osady można było rozpuścić stężonym kwasem i wyczyścić bez obawy zniszczenia filtru. Takimi materiałami są: kamionka, stal nierdzewna i masy plastyczne.

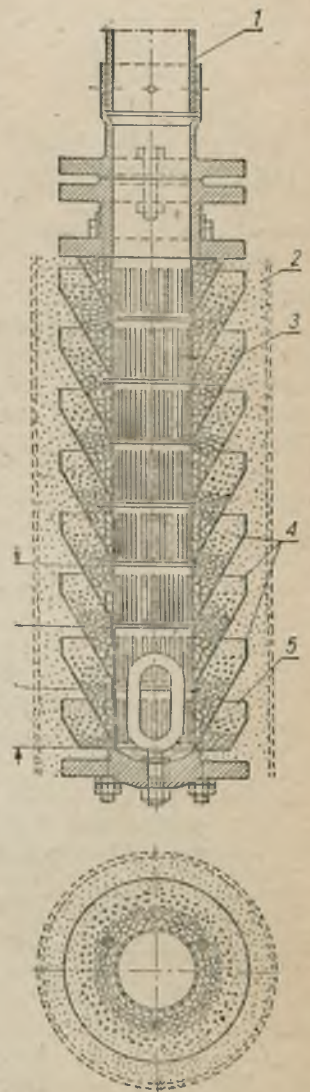
Specjalną uwagę należy zwrócić na to, aby przez budowę filtru z różnych metali nie wywołać zniszczeń powstających z powodu elektrolizy.

Wody zawierające agresywny CO<sub>2</sub> lub wody bardzo miękkie działają niszcząco przez rozpuszczanie większości metali, z których zwykle wykonuje się filtr studzienny. Podczas gdy stal kuta, zwykła stal, a również i żeliwo bardzo silnie ulegają działaniu takich wód, to miedź, fosforobraz lub mosiądz pocynkowane są w dostatecznym stopniu odporne, choć nie zawsze całkowicie. Kamionka i stal nierdzewna są natomiast odporne nawet na wpływy bardzo agresywnych wód.

W przypadku niegłębokich studzien stosowniejszy jest filtr kamionkowy, w głębszych zaś studniach — ze stali nierdzewnej.

Studnię można łatwo czyścić, gdy jest ona z góry łatwo dostępna, gdy płaszcz i rura filtrowa mają wewnątrz gładką powierzchnię bez wystających kantów tak, że czyszczenie przeprowadzone może być za pomocą stempli lub szcotek, gdy filtr oraz płaszcz wykonane są z materiałów odpornych na kwasy, a więc z kamionki i stali nierdzewnej.

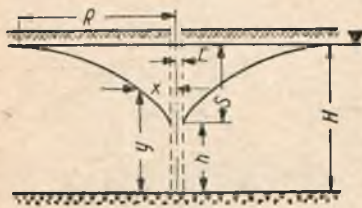
Jeśli warstwę wodonośną stanowią twarde pokłady skał, jak wapienie lub piaskowce nie wymagające rurow-



Rys. 54. Filtr kieszeniowy  
1 — rura studzienna, 2 — żwir,  
3 — żwir średniej grubości, 4 —  
drobny żwir, 5 — gruby żwir



wania, to w otworze takim nie należy zakładać filtrów. Filtr zawsze powoduje znaczne zwiększenie oporów, a zatem zmniejszenie wydajności studni. W pewnych warunkach hydrogeologicznych studnia może pracować bez filtru również przy czerpaniu wody z warstw sypkich, przy czym wydajność takiej studni jest znacznie większa od wydajności studni z filtrem. Warunkiem umożliwiającym założenie takiej studni jest istnienie warstwy wodonośnej artezyjskiej, przykrytej warstwą nieprzepuszczalną dostatecznie wytrzymałą. Po przewierceniu tej warstwy odpompowuje się wodę z taką prędkością, by wyniosła ona ze sobą pewną ilość piasku tworząc wolną przestrzeń w kształcie leja przykrytego jak stropem warstwą nieprzepuszczalną. Przestrzeń tę niekiedy wypełnia się grubym żwirem.



Rys. 55.  
Studnia o wolnym zwierciadle wody

Do obliczenia wydajności pojedynczej studni, zapuszczanej w warstwę wody o wolnym zwierciadle, służy następujący wzór:

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r} \text{ m}^3/\text{sek} \quad [16]$$

Oznaczenia zgodne są z oznaczeniami podanymi na rys. 55:

- $H$  — wysokość warstwy wodonośnej w metrach,
- $h$  — wysokość obniżonego zwierciadła wody w studni ponad warstwą nieprzepuszczalną w metrach,
- $R$  — zasięg depresji w metrach,
- $r$  — promień studni w metrach,
- $k$  — współczynnik wydajności warstwy w m/sek.

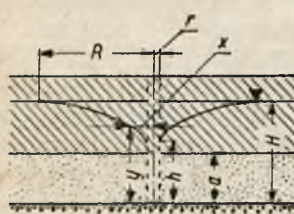
Uwzględniając, że wyrażenie  $\frac{k}{\ln R - \ln r} = c$  jest wartością stałą, można wydatek określić wzorem

$$Q = c (2H - s) s \quad [17]$$

gdzie  $s$  — wartość depresji wody w studni w metrach. Wzór ten wyraża, że pomiędzy wydatkiem a obniżeniem zwierciadła wody w studni istnieje zależność paraboliczna (rys. 56).



Rys. 56. Zależność między wydatkiem studni a depresją



Rys. 57. Studnia artezyjska

W przypadku studni artezyjskiej (rys. 57) posłużyć się należy wzorem:

$$Q = 2\pi a k \frac{H - h}{\ln R - \ln r} \text{ m}^3/\text{sek} \quad [18]$$

gdzie:  $a$  — grubość warstwy wodonośnej w metrach.

We wzorze stałą wartość posiada czynnik

$$c' = \frac{2\pi a k}{\ln R - \ln r}$$

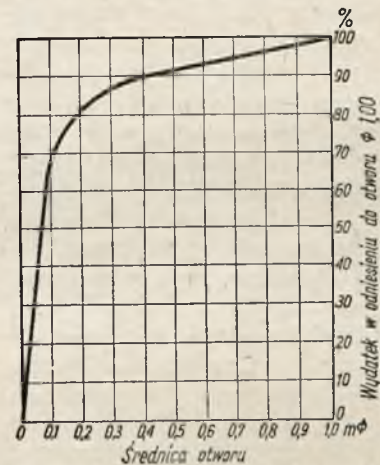
Wzór ten przekształcony podobnie jak poprzedni

$$Q = c's \quad [19]$$

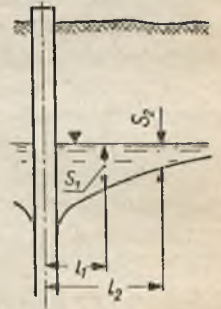
mówi, że zależność pomiędzy wydatkiem a obniżeniem wody w studni jest liniowa (rys. 56). Ze wzorów tych wynika, że wydatek studni wzrasta ze wzrostem obniżenia zwierciadła wody  $s$ . Przyrost wydatku w przypadku warstwy z wolnym zwierciadłem wody maleje w miarę wzrostu depresji, nie jest więc celowe dążenie do obniżenia zwierciadła dla wody powyżej pewnej granicy, gdyż ze względów gospodarczych jest to nieoptyczne. W przypadku warstwy wody artezyjskiej przyrost ma wartość stałą, aż do osiągnięcia spony poziomu nieprzepuszczalnej warstwy przykrywającej.

Wydatek studni rośnie ze wzrostem średnicy studni. Ze względu jednak na to, że wartość jej występuje pod znakiem logarytmu naturalnego w mianowniku ułamka  $R/r$ , przy czym  $R$  w porównaniu do  $r$  jest bardzo duże, powiększenie zaś średnicy wiercenia jest możliwe tylko w ograniczonym rozmiarze, przy powiększaniu  $r$  logarytm stosunku maleje bardzo nieznacznie, wydajność zaś  $Q$  rośnie w stopniu niewielkim. Zależność pomiędzy wydajnością a średnicą obrazuje wykres przedstawiony na rys. 58. Wiadąc z niego, że z punktu widzenia gospodarczego najkorzystniejsze są średnice pomiędzy  $0,1 \div 0,4$  m.

Dla określenia wydajności otworu metodą wypompowywania należy, poza zmierzeniem ilości pobieranej wody



Rys. 58. Zależność pomiędzy średnicą studni i jej wydajnością



Rys. 59.

z otworu  $Q$ , zmierzyc obniżenie  $s_1$  i  $s_2$  zwierciadła wody gruntowej w dwóch punktach odległych od osi studni o  $l_1$  oraz  $l_2$  m (rys. 59).

Na podstawie wzorów poprzednich otrzymamy wyrażenie na współczynnik wydajności

$$k = \frac{Q (\ln l_2 - \ln l_1)}{\pi (h_2 + l_1) (l_2 - h_1)} \quad [20]$$

dla swobodnego zwierciadła wody oraz

$$k = \frac{Q (\ln l_2 - \ln l_1)}{2\pi a (s_1 - s_2)} \quad [21]$$

dla wody artezyjskiej;  $k$  powinno się określać na podstawie obserwacji przeprowadzonej w możliwie dużej ilości punktów.

Zasięg depresji  $R$  można obliczyć przy znanym  $k$  ze wzorów podanych wyżej. Wzór empiryczny podał Sichert

$$R = 3000 s \sqrt{k} \text{ m} \quad [22]$$

Inny wzór empiryczny zaproponował Kusakin:  $R = 575 s \sqrt{HK}$ .  $H$  oznacza w tym wzorze grubość warstwy wodonośnej w metrach.

Studnie wiercone różnić się będą w budowie wykonaniem filtru oraz obudowy wierzchu studni. Zasadami, któ-

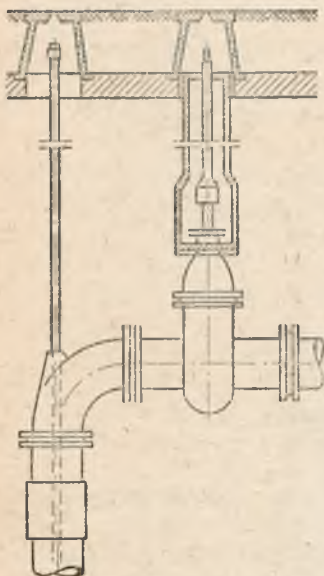




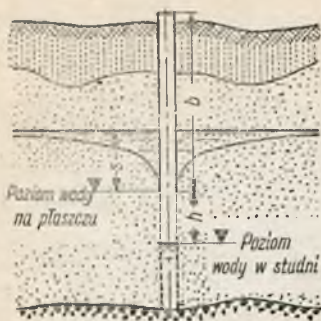


jest przez zmniejszenie się ilości wody gruntowej, czy też przez zatkanie się filtru. Zmniejszenie wydajności daje się stwierdzić w ten sposób, że przy czerpaniu takiej samej ilości wody, jak podczas uruchomienia studni obniżenie zwierciadła wody sięga głębiej.

Przyczyną zmniejszenia się wydajności studni jest powiększenie się oporów wejściowych. Miarą tego oporu jest różnica  $h$  pomiędzy zwierciadłem wody gruntowej na pla-



Rys. 63. Obudowa wierzchu studni za pomocą skrzynki ulicznej



Rys. 64.

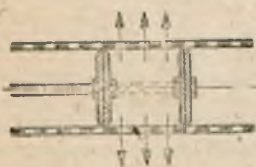
szczu studni a zwierciadłem wody wewnątrz studni (rys. 64). Jeżeli zwierciadło wody w otworze znajduje się niżej, przy czym wartość  $h$  nie uległa zmianie, dowodzi to wyczerpania się wody gruntowej z powodu rozbioru wody większego, niż jej dopływ. Jeśli natomiast nastąpiło wyraźne powiększenie się wartości  $h$ , oznacza to zatkanie się filtru.

Osad piaskowy na dnie studni można usunąć za pomocą szlamówki lub wypłukać za pomocą pompy.

Jeśli filtr zatkał się, to można próbować oczyścić go przez płukanie wodą. Konieczne jest, aby przy płukaniu następowały gwałtowne uderzenia wody. Trzeba więc wpuszczać gwałtownie do wnętrza studni stosunkowo duże ilości wody ze zbiornika.

Uderzenie wody można osiągnąć również przez wprowadzenie do wnętrza studni tłoka. Przez podnoszenie i opuszczanie tłoka powstaje gwałtowne podniesienie i obniżenie zwierciadła wody, dzięki czemu wywołuje się korzystne uderzenia w studni i jej otoczeniu.

Silne uderzenia można osiągnąć również przez wprowadzenie do wnętrza studni sprężonej pary lub powietrza. Wydajność czyszczenia lub uderzenia albo ciśnienia może być powiększona, jeżeli wodę,



Rys. 65. Tłok do czyszczenia rur

wprowadzi się nie na całą powierzchnię wewnętrzną. Do tego celu stosowane są specjalne rury, których działanie powiększa się przez połączenie ich ze szczotkami. Do tego ostatniego celu stosuje się podwójny tłok (rys. 65). Działanie wprowadzonego płynu płuczącego ograniczamy tylko na przestrzeń zamkniętą pomiędzy tłokami, co daje większą skuteczność czyszczenia.

Ponadto stosuje się rozluźnianie inkrustacji przez wywoływanie wybuchów słabych ładunków prochu, umieszczanych stopniowo na różnej wysokości.

Za pomocą płukania można usunąć tylko luźne masy. Jeżeli filtr zatkał się twardymi osadami żelaza, wapna lub siarczkami żelaza albo miedzi, to należy je przedtem rozpuścić za pomocą rozcieńczonych kwasów i następnie wypłukać. Działanie rozcieńczonych kwasów powinno trwać około 24 godzin. Ponieważ przy rozpuszczaniu związków dwutlenku węgla przez kwasy wyzwala się duże ilości  $CO_2$  i  $H_2S$ , przy takim czyszczeniu wskazane jest zachowanie ostrożności, aby nie nastąpiło zatrucie pracujących ludzi. Jeśli czyszczony filtr jest wykonany z materiału, który nie jest wytrzymały na działanie kwasów, powinno się wprowadzać początkowo kwas o słabym stężeniu i ograniczać jego czas działania; dopiero gdy nie osiąga się rezultatu, należy przechodzić do silniejszych stężeń i dłuższego czasu ich działania. Stosowane kwasy nie powinny zawierać arsenu. Po skończeniu mycia roztworem kwasu należy studnię przepłukać (duże wypompowywanie wody).

Filtr można oczyścić najdokładniej przez wyciągnięcie go z otworu studziennego. Można wówczas wymienić zniszczone części siatki filtracyjnej. Chcąc opuścić filtr do otworu, musimy jednak wykonać powtórnie przewiercenie gruntu na wysokość od spodu podciągniętego płaszczu do spodu umieszczenia rury podfiltrowej. Po opuszczeniu filtru płaszcz podciągamy na wysokość dawną, odcinek zaś przyłączony do jego wierzchu odedmujemy.

Za pomocą czyszczenia rzadko osiąga się trwałe skutki. Przeważnie w krótkim przeciągu czasu studnia zatyka się znowu. Z tych względów praktyczniej jest zastąpić źle założone i wykonane studnie nowymi, niż stale je czyścić.

W normalnych warunkach oblicza się czas trwania płaszczu ochronnego na 15÷20 lat. Wody gryzące mogą ten okres znacznie skrócić. W takich przypadkach wskazane jest stosowanie płaszczów z rur żeliwnych lub kamionkowych.

Wydajność pojedynczej studni leży zawsze w pewnych granicach. Jeżeli chodzi o ujęcie dużych ilości wody, należy zakładać większą liczbę studzien. Do takiego rozwiązania sprawy skłania nas również warunek, że czerpanie wody nie może ulegać przerwie.

Strumienie wody gruntowej ujmują się za pomocą szeregu studzien rurowych, rozmieszczonych na całej szerokości strumienia. Studnie powinny być tak założone, aby linia łącząca je biegła prostopadle do kierunku przepływu wody. Odstępuje się od tej zasady tylko tam, gdzie takie założenie ze względu na sytuację jest niemożliwe lub w przypadku niewielkich ujęć. Dużą rolę przy ujmowaniu wód gruntowych odgrywa średnica rur. Tę samą ilość wody można uzyskać za pomocą większej ilości studzien o mniejszej średnicy lub mniejszej ilości studzien o większej średnicy. Ogólnie stosuje się studnie o większej średnicy przy warstwach gruboziarnistego materiału, w którym straty przy przepływie wody gruntowej są znacznie mniejsze niż w przypadku pokładów piaszczystych. Wskutek tego powstaje mniejsze obniżenie zwierciadła wody gruntowej. Tam, gdzie warstwy wodonośne zbudowane są z drobnego żwirku lub piasku, bardziej celowe i ekonomiczne jest wykonanie większej ilości studzien o mniejszej średnicy. Osiąga się tu przede wszystkim wyrównanie nierównomierności wydatku warstwy wodonośnej, a następnie mniejsze obniżenie zwierciadła wody gruntowej niż przy większym poborze na większej studni. W przypadku zastosowania większej ilości studzien mniej należy wykonać przy podnoszeniu wody. Dlatego, że woda nie obniża się zbyt głęboko, uzyskuje się to, że głębsze warstwy wody



nie biorą udziału w zaopatrzeniu; zwykle zaś posiadają one większe zawartości żelaza i manganu niż warstwy górne.

Najekonomiczniejsza średnica wiercenia odpowiada zwykle średnicy filtru 200–250 mm. Filtry rurowe odpowiednio są dla następujących wierceń:

Średnica w mm		Średnica w mm	
wiercenia	filtru	wiercenia	filtru
89	59	229	191
114	76	267	229
140	108	305	267
165	133	356	305
191	152	406	350
		457	406

Jeżeli zapotrzebowanie wody wynosi  $Q$  l/sek, jedna zaś studnia dostarcza ilość  $q$  l/sek, to liczbę studzien określmy z zależności

$$n = \frac{Q}{q}$$

W zależności tej znana jest wartość  $Q$ , podczas gdy  $q$  lub  $n$  należy obrać. Zgodnie z powyższym przy wyborze muszą być zachowane dwa warunki. Jednym z nich jest, aby przy normalnym poborze wody obniżenie zwierciadła wody nie przekraczało określonej wartości, zwykle 2,0 m — maksymalnie 3,0 m, by nie zachodziła konieczność zbyt dużego obniżania posadzki w pomieszczeniu dla pomp, których wysokość ssania nie może przekroczyć 6,0 m, a także aby nie powstawały zbyt duże depresje, częstokroć niepożądane z uwagi na rolnictwo. Drugim warunkiem jest, żeby prędkość dopływu nie przekraczała dopuszczalnych granic. Te dwa warunki wraz z wynikami próby pompowania są mierzalne nie tylko w wyborze  $q$ , a tym samym  $n$ , lecz również w określeniu średnicy studni i rozstawu innych studzien.

Studnie ustawione w szereg oddziałują na siebie wzajemnie, powodując dla określonej depresji zmniejszenie wydatku poszczególnej studni, lub odwrotnie — przy określonym wydatku wywołują zwiększenie depresji. W ogólności można powiedzieć, że  $q$  powinno być tym większe, im bardziej przepuszczalne są warstwy wodonośne i im głębsze muszą być studnie. Odległości studzien zależnie od średnicy studzien i wydajności warstwy wodonośnej wahają się od 20–200 m.

Radzieckie normy GOST — 1872-42 zalecają stosowanie odległości między studniami wg poniższego zestawienia:

Warstwa wodonośna	Wydatek studni m <sup>3</sup> /h		
	500 ÷ 100	100 ÷ 15	poniżej 15
	Odległość m		
Spękane skały	200–200	150–100	50
Pięszczyła	250–150	100–50	50

W każdym razie zasadą powinno być rozmieszczenie studzien w takiej odległości od siebie, by oddziaływały na siebie w możliwie małym stopniu.

Do obliczenia wzajemnego wpływu na siebie  $n$  studzien o tej samej średnicy oraz przy czerpaniu tej samej ilości wody  $q$  z każdej studni służą wzory:

$$h^2 - h_0^2 = \frac{nq}{\pi k} \left( \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right) \quad [23]$$

lub

$$h - h_0 = \frac{nq}{\pi ak} \left( \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right) \quad [24]$$

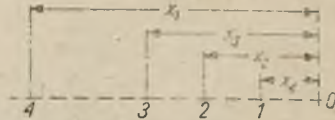
W powyższych wzorach oznaczono przez:

$x$  — odległość w m studni od punktu, w którym obliczyć chcemy wpływ studzien (rys. 66);

$h_0$  — stała określana jako wysokość wody w studni zastępczej wywołującej w punkcie 0 takie same obniżenie jak grupa studzien (o promieniu studni  $r$ ) przy poborze wody w ilości  $Q = nq$ ; odległość studni zastępczej od punktu 0 wyrazi się wzorem

$$\sqrt{x_1 x_2 \dots x_n}$$

$h$  — wysokość zwierciadła wody w punkcie 0 liczona od poziomu podtrzymującej warstwy nieprzepuszczalnej.



Rys. 66.

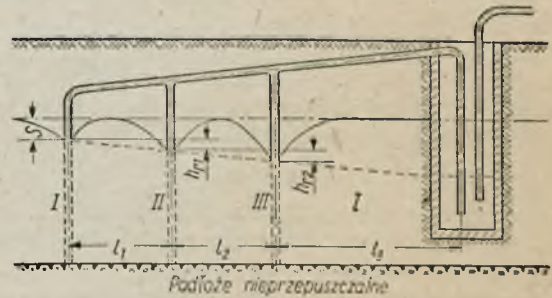
Teoretyczną wysokość wody w studni zastępczej obliczyć można na podstawie wzorów:

$$h_0^2 = H^2 - \frac{nq}{\pi k} (\ln R - \ln r) \quad [25]$$

lub

$$h_0 = H - \frac{nq}{2\pi ak} (\ln R - \ln r) \quad [26]$$

W przypadku połączenia studzien lewarem, doprowadzającym wodę do studni zbiorczej, skąd pompy czerpią wodę (rys. 67), obliczanie ma przebieg następujący. Przy



Rys. 67. Studnie połączone lewarem

pierwszym obliczeniu przyjmuje się, że poszczególne studnie nie oddziałują na siebie. Przy pobieraniu wody

$q_1 < \frac{Q}{n}$  krzywa depresji układa się przy studni pierwszej według równania

$$h_1^2 - H^2 = \frac{q_1}{\pi k} \ln \frac{r_1}{R_1} \quad [27]$$

Depresję w studni oblicza się ze wzoru  $s_1 = H - h_1$ . Pobierany wydatek  $q_1$  powinien odpływać przez lewary do studni zbiorczej. Na długości lewara pomiędzy studniami I i II przy przepływie  $q_1$  powstanie strata, którą obliczamy, np. ze wzoru

$$h'_s = 0,0016 \frac{Q^2}{D^{16.3}} \cdot l_1 \quad [28]$$

W studni następnej zwierciadło wody musi leżeć niżej od pierwotnego zwierciadła wody o wysokość  $s_2 = s_1 + h'_s$ . Obniżeniu  $s_2$  w studni II odpowiada wydatek  $q_2$ , przepływowi zaś  $(q_1 + q_2)$  w lewarze na odcinku  $l_2$  odpowiada strata  $h''_s$  tak, że zwierciadło wody w studni III musi leżeć w poziomie niższym od pierwotnego o wartość  $s_2 = s_1 + h'_s + h''_s$ , itd.



W ten sposób można określić położenie zwierciadła wody w studni zbiorczej. Pobór wody z poszczególnych studzien stosownie do większego obniżenia będzie coraz większy w kierunku studni zbiorczej. Obliczona za pierwszym razem suma wydatków  $\Sigma q$  nie będzie równa poborowi  $Q$  ze studni zbiorczej. Dlatego obliczenia należy powtarzać aż do uzgodnienia.

W celu ułatwienia obliczeń należy korzystać z wykreślonego przedstawienia zależności wydatku  $q$  do obniżenia wody w studni  $s = H - h$ , przyjmując dla uproszczenia przy niższych  $q$  tę samą wartość zasięgu depresji  $R$ .

W dalszym obliczeniu musi być uwzględnione wzajemne oddziaływanie studzien. Do obliczenia posłużyć należy się wzorem

$$h^2 = H^2 - \Sigma \frac{q_n}{\pi k} \ln \frac{R_n}{X_n} \quad [29]$$

Dla pierwszej studni

$$h_1^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \ln \frac{R_1}{r_1} + q_2 \ln \frac{R_2}{l_1} + q_3 \ln \frac{R_3}{l_1 + l_2} \right] \quad [30]$$

przy czym z dostateczną dokładnością można przyjąć, że  $R_1 = R_2 = R_3$ . Obniżenie zwierciadła wody w studni I wyniesie  $s_1 = H - h_1$ . Tak jak poprzednio  $s_2 = s_1 + h'_s$  zaś

$$h_2 = H - s_2 = H - (s_1 + h'_s)$$

Dla drugiej studni

$$h_2^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \ln \frac{R}{l_1} + q_2 \ln \frac{R}{r_2} + q_3 \ln \frac{R}{l_2} \right] \quad [31]$$

skąd można obliczyć dokładniej  $q_2$ . W studni III obniżenie wynosi

$$s_3 = s_2 + h_s = s_1 + h'_s + h''_s$$

wysokość zaś wody ponad warstwę nieprzepuszczalną  $h_3 = H - s_3$ .

$$h_3^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \ln \frac{R}{l_1 + l_2} + q_2 \ln \frac{R}{l_1} + q_3 \ln \frac{R}{r_3} \right] \quad [32]$$

stąd zaś obliczymy dokładniej  $q_3$ . Zwierciadło wody w studni zbiorczej będzie obniżone o

$$S = s_1 + h'_s + h''_s + h'''_s = s_1 + \Sigma h_s \quad [33]$$

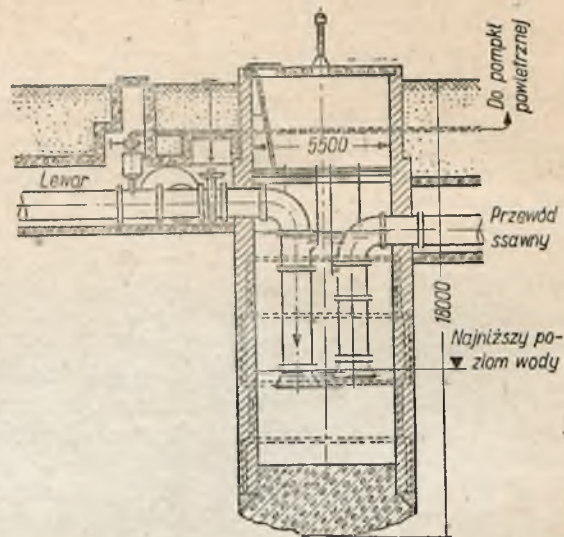
Zsumowane przepływy  $\Sigma q$  nie dadzą dokładnie wydatku  $Q$  i należy powtórzyć obliczenia z odpowiednio poprawionymi wartościami  $q$ .

Studnie przyłącza się do wspólnego przewodu ssawnego lub lewarowego. Przewody te kładzie się z boku studzien dając odgałęzienia do poszczególnych studni. Przewód ssawny prowadzi wodę bezpośrednio do pomp. Przewód lewarowy doprowadza wodę do studni zbiorczej, skąd czerpie się ją za pomocą przewodów ssawnych. Studnia zbiorcza stanowi więc człon pośredni między przewodem lewarowym a ssawnym. Stosuje się ją w przypadku długiego ujęcia dzieląc szereg studzien na dwie części. Pozwala to na pracę studzien bez przerwy w przypadku potrzeby naprawy na jednym z ciągów. Zadaniem studni zbiorczej jest również wytworzenie pewnego wyrównania pomiędzy dopływem a poborem. Przy rozruchu maszyn studnia zbiorcza wywiera wpływ wyrównujący na masę wody znajdującej się w ruchu, chroniąc studnie ujęcia przed szkodliwymi uderzeniami. Ze względu na swój duży przekrój studnia zbiorcza wpływa odpiaszczając na wodę, co przeciwdziała zbyt szybkiemu niszczeniu pomp. W przypadku, gdy jakość wody wymaga jej uzdatnienia sposobami chemicznymi, studnia zbiorcza może też służyć jako odpowiednie do tego celu pomieszczenie.

W przypadku niewielkiego ujęcia studnia zbiorcza jest zwykle zbędna. Również nie jest ona konieczna przy dużej liczbie studzien, gdyż studnia zbiorcza nie spełnia wówczas zadań omówionych wyżej, wodę zaś czerpie się

z warstw gruboziarnistych pompami wirnikowymi. Mamy przykłady ujęć dużej długości, np. kilku kilometrów, pracujących bez studni zbiorczej i bez najmniejszych niedogodności. Na ogół uważa się za wskazane założenie studni zbiorczej, szczególnie jeżeli każdą pompę zaopatruje się w niezależny przewód ssawny.

Studnia zbiorcza wykonywana jest zwykle jako zapuszczana studnia z muru, ze szczelnymi ścianami i dnem. Konstrukcja i wykonanie prawie niczym nie różnią się od studni ujęciowych zapuszczanych (rys. 39, 68). Bardzo



Rys. 68. Studnia zbiorcza

rzadko wykorzystuje się ją jednocześnie jako studnię ujęciową dając przepuszczalne ściany lub otwarte dno, albo jedno i drugie. W przypadku otwartego dna należy po zapuszczeniu podbić wieniec betonem, aby nie dopuścić do zapadania gruntu i zapelniania się nim wnętrza studni. Otwarte dno musi być również zabezpieczone za pomocą warstwy żwiru przed zapieczeniem. Całkowicie szczelne studnie muszą mieć dostatecznie mocne dno, częstokroć wzmocnione teowymi dźwigarami, wytrzymałymi ciśnieniu wyporcu i zabezpieczającymi przed pęknięciem dna podczas wypompowywania wody. Średnicę studni dobiera się stosownie do ilości umieszczonych w niej przewodów lub stosownie do zadań, które — jak uprzednio wspomniano — ma studnia spełniać. Głębokość jej powinna być więc taka, aby spód przewodu lewarowego leżał 1 m niżej od najniższego obniżonego zwierciadła wody w studni. Spód przewodu ssawnego pomp kończy się nieco wyżej, aby — w przypadku zbyt dużego zacerpnienia wody przez pompy ze studni — powietrze nie mogło wejść do lewara i przerwać słup wody. Przewody ssawne zaopatruje się u spodu w zawory stopowe.

Miejsce studni zbiorczej określone jest położeniem stacji pomp, to zaś położenie zależy znowu od miejsca ujęcia wody. Na ogół wskazane jest umieszczenie stacji pomp i studni zbiorczej po środku szeregu studni wówczas, gdy idący od ujęcia przewód tłoczny biegnie prostopadłe do linii studzien. Odwrotnie, częstokroć korzystniejsze jest umieszczenie stacji pomp i studni zbiorczej przy końcu szeregu studzien wtedy, gdy główny przewód tłoczny musi być poprowadzony w kierunku linii studzien. Studnię zbiorczą daje się możliwie blisko stacji pomp lub też umieszcza w samym budynku pomp (rys. 69, 70) w celu otrzymania możliwie krótkich przewodów ssawnych. Przy umieszczeniu studni na zewnątrz budynku pomp, studnia powinna być







wodu znajduje się w studni zbiorczej lub przy pompach. Krótkie lewary dają się o nachyleniu 1:100, długie lewary o nachyleniu 1:1000, czasami nawet trzeba się zadawać nachyleniem 1:2000, aby położenie lewaru nie wypadło zbyt głęboko.

Średnica lewaru musi być obliczona z uwzględnieniem warunku, że prędkość przepływu wody nie może przekroczyć  $0,6 \div 0,7$  m/sec przy poborze większej ilości wody po przewidzianej rozbudowie ujęcia oraz że największa wysokość ssania lewaru nie może przekroczyć 7 metrów. W najwyższym punkcie lewaru powinno być umieszczone urządzenie do usuwania powietrza i gazów wydzielających się z wody gruntowej ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ) oraz przenikającego do przewodu przez nieszczelne miejsca, jak: złącza, dławice zasuw itp. Ogólnie można powiedzieć, że im dłuższy jest lewar i im większa jest wysokość ssania, tym większe ilości powietrza należy usuwać. Jeżeli wysokość ssania wynosi  $6 \div 7$  m, to ilość ta wg Prinza wynosi  $0,8 \div 1$  l/sec na każde  $1000 \text{ m}^3$  czerpanych w ciągu doby, co odpowiada zawartości 86 litrów gazów w  $1 \text{ m}^3$  wody przy ciśnieniu atmosferycznym.

Według danych z literatury radzieckiej, do obliczenia ilości gazów usuwanych z lewaru przyjmuje się, że średnio wody gruntowe zawierają (przy temperaturze  $13^\circ\text{C}$ ) 2,5% gazów, z tej ilości w lewarze wydzieli się od  $40 \div 60\%$ . Po uwzględnieniu rozszerzenia się gazów przy ciśnieniu panującym wewnątrz lewaru objętość gazów wyniesie na 100 l/sec przeprowadzonej wody:

$$q = \frac{2,5 \cdot 0,60}{0,3} = 5 \text{ l/sec}$$

Przyjęto w powyższym przykładzie, że wysokość ssania wynosi 7 metrów, stąd ciśnienie wewnątrz lewaru  $1 - 0,7 = 0,3$  atmosfery.

Ilości powietrza dostającego się do lewaru wskutek nieszczelności nie można oznaczyć; zależy ona od jakości wykonania.

Lewar przed zasypaniem powinien być sprawdzony na szczelność i to nie za pomocą ciśnienia, lecz próżni; można uważać go za dostatecznie szczelny, jeżeli w ciągu 12 godzin słupkę rtęci nie obniży się więcej niż  $3 \div 9$  mm.

Do odprowadzania powietrza z lewaru może być zastosowana pompa próżniowa, połączona z najwyższym punktem lewaru, ewentualnie ze wszystkimi punktami wierzchołkowymi, jeżeli lewar nie jest ułożony jednym spadkiem (rys. 71).

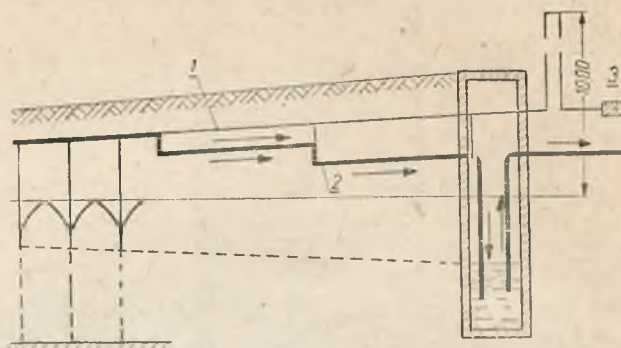
Pompa próżniowa niezbędna jest przy uruchamianiu lewaru, podczas jego pracy zaś może być uruchamiana za pomocą urządzenia automatycznie włączającego silnik przy nagromadzeniu pewnej ilości powietrza w dzwonie powietrznym umieszczonym w punkcie wierzchołkowym.

Zamiast pompy próżniowej można zastosować ezektor wodny lub parowy uruchamiany również automatycznie.

Do często stosowanych urządzeń, samoczynnie usuwających powietrze, należy zaliczyć odpowietrzanie wg systemu Lindleya oraz za pomocą zwężki Venturiego.

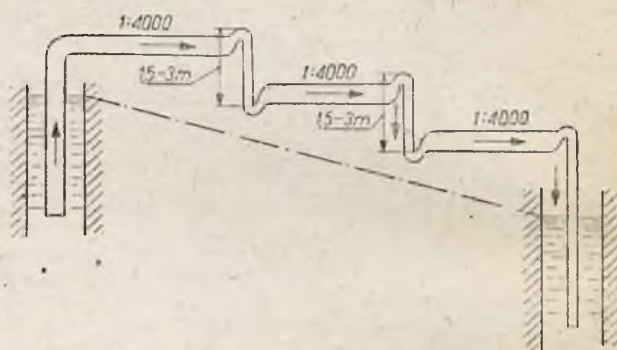
Lindley dzielił długie przewody lewarowe na odcinki ułożone z niewielkimi wzniesieniami (poniżej  $1\text{‰}$ , aż do  $0,25\text{‰}$ ) w kierunku studni zbiorczej i połączone odcinkami pionowymi długości  $1,5 \div 3$  m. Średnica odcinków pionowych jest zmniejszona tak, aby prędkość wody wzrosła do 2 m/sec. Przejście z odcinka poziomego w pionowy wykonane jest w kształcie łabędziej szyi (rys. 72). Wierzchołki połączone są z pompą próżniową, która używana jest tylko przy uruchamianiu lewaru, dalsze odpowietrzanie odbywa się samoczynnie wskutek porywania powietrza przez szybki prąd wody w odcinku pionowym do dolnej

gałęzi, gdzie znowu gromadzi się w wierzchołku i przechodzi dalej do następnej niższej gałęzi itd. Przy znacznie większych wahaniami wydajności lewaru, pionową gałąź wykonuje się z dwóch przewodów z zasuwami umożliwiającymi wyłączenie jednego z nich w okresie zmniejszonej wydajności tak, aby prędkość wody w odcinku pionowym była wystarczająca dla prawidłowego działania urządzenia.



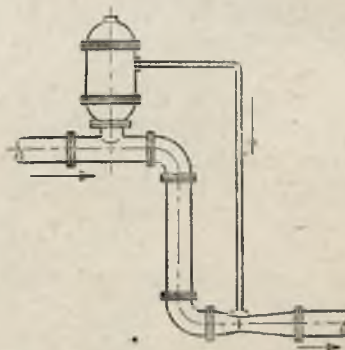
Rys. 71. Odpowietrzanie lewaru

1 — przewód odpowietrzający, 2 — lewar, 3 — pompa próżniowa

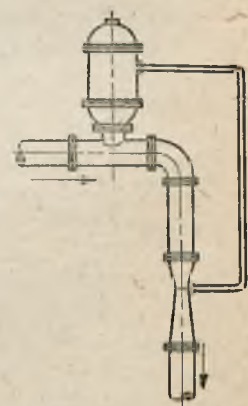


Rys. 72. Odpowietrzanie lewaru wg systemu Lindley'a

Przy zastosowaniu zwężek Venturiego umieszcza się je na początku każdego odcinka poziomego, a ostatnią na pionowym przewodzie dopływowym do studni zbiorczej. Zwężka połączona jest przewodem powietrznym z dzwonem umieszczonym w wierzchołkowym punkcie lewaru. Obniżenie ciśnienia w zwężce powoduje wysysanie powietrza gromadzącego się w dzwonie (rys. 73 i 74).



Rys. 73. Odpowietrzanie lewaru za pomocą zwężki Venturiego



Rys. 74. Odpowietrzanie lewaru za pomocą zwężki Venturiego

Przy układaniu przewodów lewarowych i ssawnych należy zwrócić specjalną uwagę, aby nie nastąpiło nierównomierne osiadanie i zwichrowanie linii ciągu w płaszczyźnie pionowej. Przewody muszą być ułożone na gruncie dostatecznie wytrzymałym. Często jednak w miejscu ujęcia



nawodniony grunt nie odpowiada temu warunkowi; wówczas należy kłaść przewody na płycie betonowej lub żelbetonowej albo, jeśli znajdować się one będą stale pod poziomem wody gruntowej, na palach drewnianych. Praca przy układaniu tych przewodów musi być specjalnie staranna. Częstokroć przy układaniu przewodów napotyka się na bardzo poważne trudności wynikające z potrzeby zwalczania nadmiernego dopływu wód do wykopu. Z tych samych powodów lewar powinien leżeć w odległości co najmniej 5 m od studni, gdyż ziemia poruszona przy samych studniach może spowodować zapadnięcie się lewaru.

Połączenie poszczególnych studni z lewarami powinno być wykonane w ten sposób, żeby kąt między ciągiem głównym i odgałęzieniem nie był nigdy  $> 45^\circ$ . Na każdym przyłączeniu należy w odpowiednim miejscu wbudować zasuwę, aby można było każdą ze studni wyłączyć lub wyregulować czerpanie. Do lewarów stosować należy szczelne zasuwę, które uniemożliwiają zbieranie i tworzenie się worka powietrznego.

Istnieją przykłady wykonania przewodu lewarowego w zamkniętej szczelnej obudowie — chodniku, pozwalającej na stały dostęp do przewodu, sprawdzanie jego pracy i umożliwienie wykonania niezbędnych poprawek.

## 6. WYKONANIE UJĘCIA ZA POMOCĄ WIERCEŃ POZIOMYCH

Wiercenia poziome są stosowane w szerokim zakresie w ZSRR w przemyśle naftowym; wskutek zastosowania przodujących metod pracy osiąga się dużą prędkość wiercenia, a długości otworów przekraczają w niektórych przypadkach 1000 m.

Wiercenia poziome w celu ujęcia wód podziemnych rozpoczęto w roku 1934.

Jeden z systemów, tzw. system Ranney'a, polega na wykonaniu studni zapuszczanej do głębokości, z której chcemy wodę ująć, i wywierceniu następnie kilkunastu otworów, rozchodzących się promieniście we wszystkie strony lub wachlarzowato. Otwory te, o długości od kilkunastu do 100 m, są zarurowane rurami perforowanymi lub zaopatrzonymi w filtry siatkowe, analogicznie do używanych w studniach pionowych (rys. 75).

Drenaż poziomy może być wykonany w piaskach pod dnem rzeki, w takim przypadku ujęcie daje wodę rzeczną przefiltrowaną przez naturalny filtr piaskowy. Ujęcie tego typu po raz pierwszy w Polsce jest projektowane obecnie w Warszawie.

Schemat ujęcia tego typu przedstawia rys. 77.

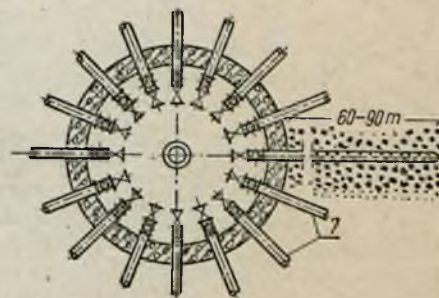
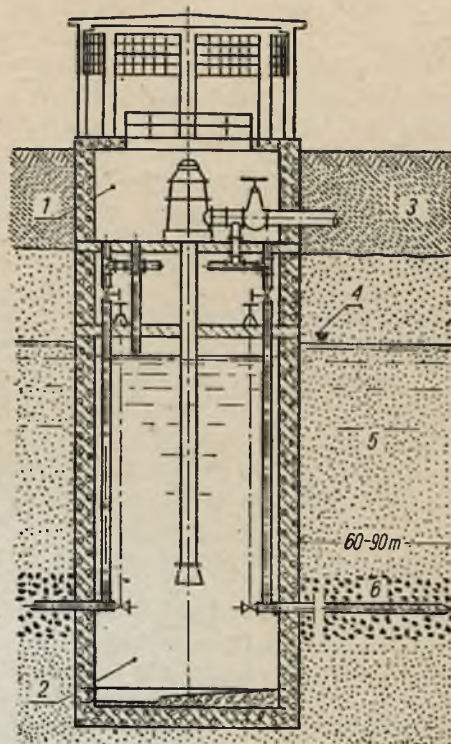
## 7. SZTUCZNA WODA GRUNTOWA

W przypadku dużego zapotrzebowania zapasy wody gruntowej mogą być niedostateczne dla jego pokrycia. Niejednokrotnie można powiększyć wydajność warstw wodonośnych przez sztuczne doprowadzenie do nich wody powierzchniowej. W czasie przepływu wody przez grunt, o ile tylko dostatecznie długi jest czas jej przebywania w nim, nabiera ona właściwości naturalnej wody gruntowej. Nawodnienie gruntu może być wykonane:

1. przez filtrację brzegową,
2. za pomocą rowów infiltracyjnych lub stawów,
3. przez nawodnienie powierzchni gruntu,
4. za pomocą studni chłonnych,
5. za pomocą poziomych przewodów chłonnych.

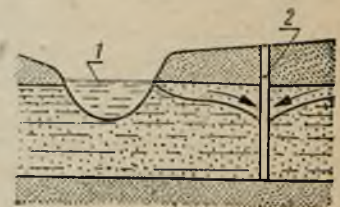
Do sztucznie uzyskanej wody gruntowej zaliczyć również możemy zamagazynowaną w gruncie nadmiar wody z okresu małego jej rozbioru na okres rozbioru zwiększo-

nego. Jak wiemy, maksimum rozbioru i maksimum dopływu są zwykle przesunięte w czasie.



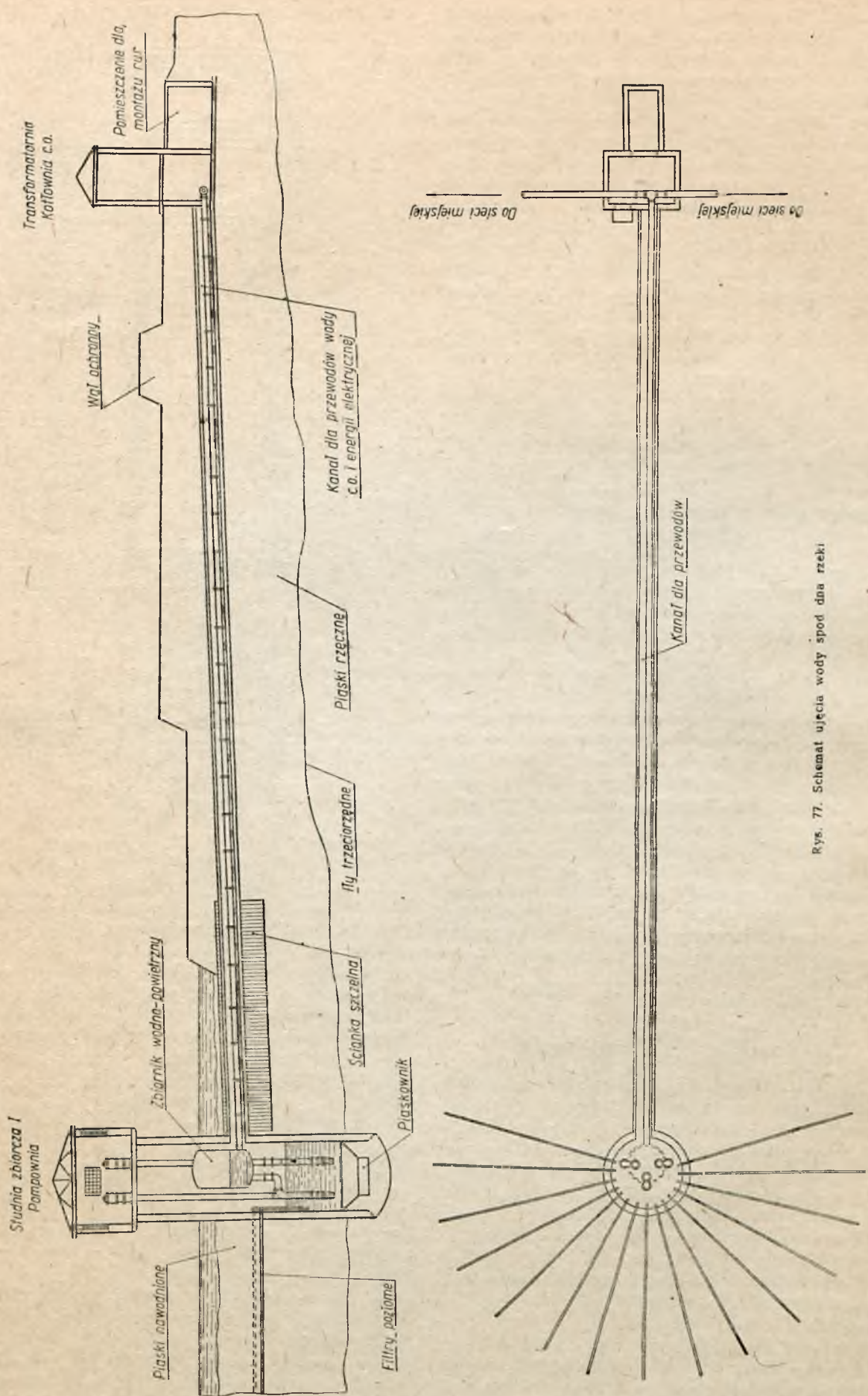
Rys. 75. Studnia zbiorcza Ranney'a  
1 — pomieszczenie dla pompy, 2 — studnia,  
3 — warstwa nieprzepuszczalna, 4 — poziom  
wody gruntowej, 5 — żwir, 6 — grubo żwir, 7 —  
promieniście ułożone rury zbiorcze

Filtracja brzegowa powstaje, jeżeli ze studni założonej w pobliżu rzeki (rys. 76) czerpie się stale większe ilości wody, tak że wówczas dostają się do gruntu i studni wody rzeczne lub z jeziora. Ten sposób wzbogacenia wody gruntowej jest stosowany tam, gdzie dno rzeki lub jeziora sięga do warstw wodonośnych, filtrujące zaś warstwy gruntu są zbudowane z niezbyt drobnoziarnistego materiału. Wydajność ujęcia może być wówczas w dużym stopniu powiększona. Studnie nie mogą być zakładane zbyt blisko rzeki i zwierciadło wody nie może być w nich zbyt obniżane, gdyż prędkość dopływu wody rzecznej byłaby za duża i muł z dna rzeki wchodziłby dość głęboko w otwory gruntu. Wskutek takiego nieodpowiedniego założenia lub zbyt dużego obciążenia studzien wzrastać będzie uszczelnienie gruntu w pobliżu rzeki, tak że ostatecznie wydatek studni w znacz-



Rys. 76. Filtracja brzegowa  
1 — rzeka, 2 — studnia





Rys. 77. Schemat ujęcia wody spod dna rzeki



nym stopniu zmaleje. Odległość studzien od rzeki powinna wynosić co najmniej 50 m, a zwierciadło wody w studniach nie powinno być obniżane więcej niż na 2 m. Jeżeli studnie zostaną założone w większej odległości od brzegu, to depresja może sięgać głębiej, i odwrotnie. Jeżeli warstwy gruntu, przez które przechodzi woda z rzeki, mają dużą ilość drobnego materiału, co oznacza małą porowatość przestrzenną gruntu, to należy wybierać większą odległość studni od brzegu oraz depresje mniejsze od 2 m, gdyż uszczelnienie gruntu postępuje tym szybciej, im mniejsza jest jego przepuszczalność. Bardzo drobny piasek jest z tego powodu niezdatny dla celów naturalnej brzegowej filtracji.

Przy dążeniu do otrzymania dużej ilości wody możliwie krótkim i tanim ujęciem, w przypadkach brzegowej filtracji popełnia się najczęściej błąd, który polega na zbyt bliskim umieszczeniu studzien w stosunku do brzegu. Wskutek popełnienia takiego błędu grunt nie tylko szybko się uszczelnia, lecz często również niezadawalająco działa filtracja dotycząca właściwości chemicznych, bakteriologicznych i termicznych wody, gdyż prędkość przepływu wody w gruncie jest zbyt duża, a przez to czas przebywania wody w gruncie jest zbyt krótki. Przy takich błędnych założeniach szczególnie szkodliwie dają się odczuwać wpływy fal powodziowych.

Studnie umieszcza się równoległe do brzegu. Wydajność zależy od wysokości wody w korycie i stopnia zmieszania z wodą gruntową. Wielkość infiltracji zależy od stopnia przepuszczalności dna i wielkości depresji.

Do obliczenia dopływu wody do studni wywierconej przy brzegu (rys. 78) służy zależność:

$$h^2 = h_0^2 + \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{2a} \quad [34]$$

Jeżeli mamy poza tym drugostronnie dopływ wody gruntowej w ilości  $q$  na metr bieżący brzegu, wówczas

$$h^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} a + \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{2a} \quad [35]$$

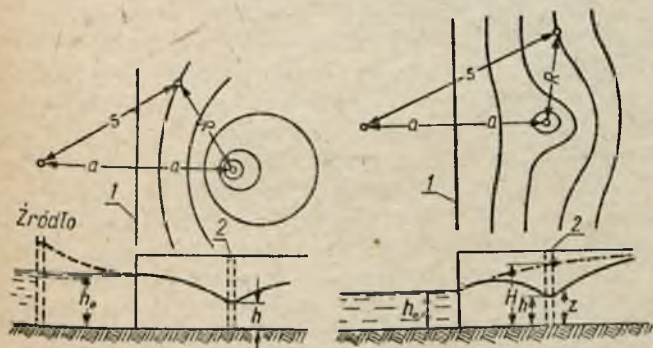
Ponieważ zaś (rys. 79)

$$H^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} a \quad [36]$$

wobec tego

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{2a}{r} \quad [37]$$

Woda uzyskana w filtracji brzegowej jest tym zdśniejsza, im czystsza i lepsza jest woda rzeczna. Urządzenia dla uzyskania filtrowanej wody brzegowej powinny być



Rys. 78.

Rys. 79

1 — linia brzegu, 2 — studnia

więc tylko tam wykonywane, gdzie wody rzeczne nie są zbyt silnie zanieczyszczone. Powyżej takich ujęć wody powinno być wzbronione wprowadzanie do rzeki ścieków fabrycznych i miejskich, albo jeżeli się je wpuszcza powinny być dokładnie przed tym oczyszczone. Z przemysłowych ścieków najgorsze są ścieki z fabryk potasu, zasolające wody w takim stopniu, że nie nadają się one do filtracji brzegowej.

Szkodliwe wahania stanów wód, które wprowadzają zaburzenia w równomierności filtracji i pomniejszają ją, mogą być usunięte przez budowę zbiorników retencyjnych. Ze względu jednak na duże koszty wykonania zbiorniki retencyjne buduje się tylko tam, gdzie służyć mają jednocześnie i innym celom.

Doliny, w których woda ma szeroki profil wód wielkich i duże prędkości przy niskich stanach, bardziej nadają się do uzyskania filtrowanej wody brzegowej niż doliny o wąskim profilu wód wielkich i małych prędkościach przepływu niskich wód, gdyż łatwo występujące zamulanie przy niskich stanach dna rzeki powoduje w skutku, że studnie dają wodę niezupełnie zadowalającą pod względem bakteriologicznym. W czasie fali powodziowej łożysko rzeki zostaje oczyszczone, wydatek studzien rośnie, ale zazwyczaj jakość wody pod względem bakteriologicznym jest zła.

Konieczne są stałe badania jakości czerpanej wody. Jeżeli woda wykazuje w pewnych okresach dużą ilość bakterii, musi być sterylizowana za pomocą chloru.

Badania wykazują, że dostateczne wyjałowienie sztucznej wody gruntowej otrzymuje się, jeśli tylko czas filtracji względnie czas zatrzymania wody w gruncie jest dostatecznie długi. Podczas gdy przy filtracji brzegowej liczy się przeciętnie 1÷2-dniowy czas zatrzymania wody, to czas trwania przepływu sztucznej wody gruntowej trwa wiele tygodni, nawet miesięcy tak, że nie tylko następuje całkowite wyjałowienie wody, lecz przyjmuje ona właściwości wody gruntowej naturalnej. Czas trwania retencji wody w gruncie powinien wynosić 40÷100 dni. Z uwagi na niepełne wykorzystanie przekrojów przepływowych czas przepływu przy niewysokich przekrojach przepływowych może być krótszy niż przy wysokich.

W przypadkach sztucznego nawadniania gruntu konieczne jest wstępne oczyszczenie wykorzystywanych wód powierzchniowych w osadnikach lub na filtrach pośpiesznych, zanim się je wprowadzi w grunt, w celu zabezpieczenia przed zbyt szybkim zamulaniem gruntu.

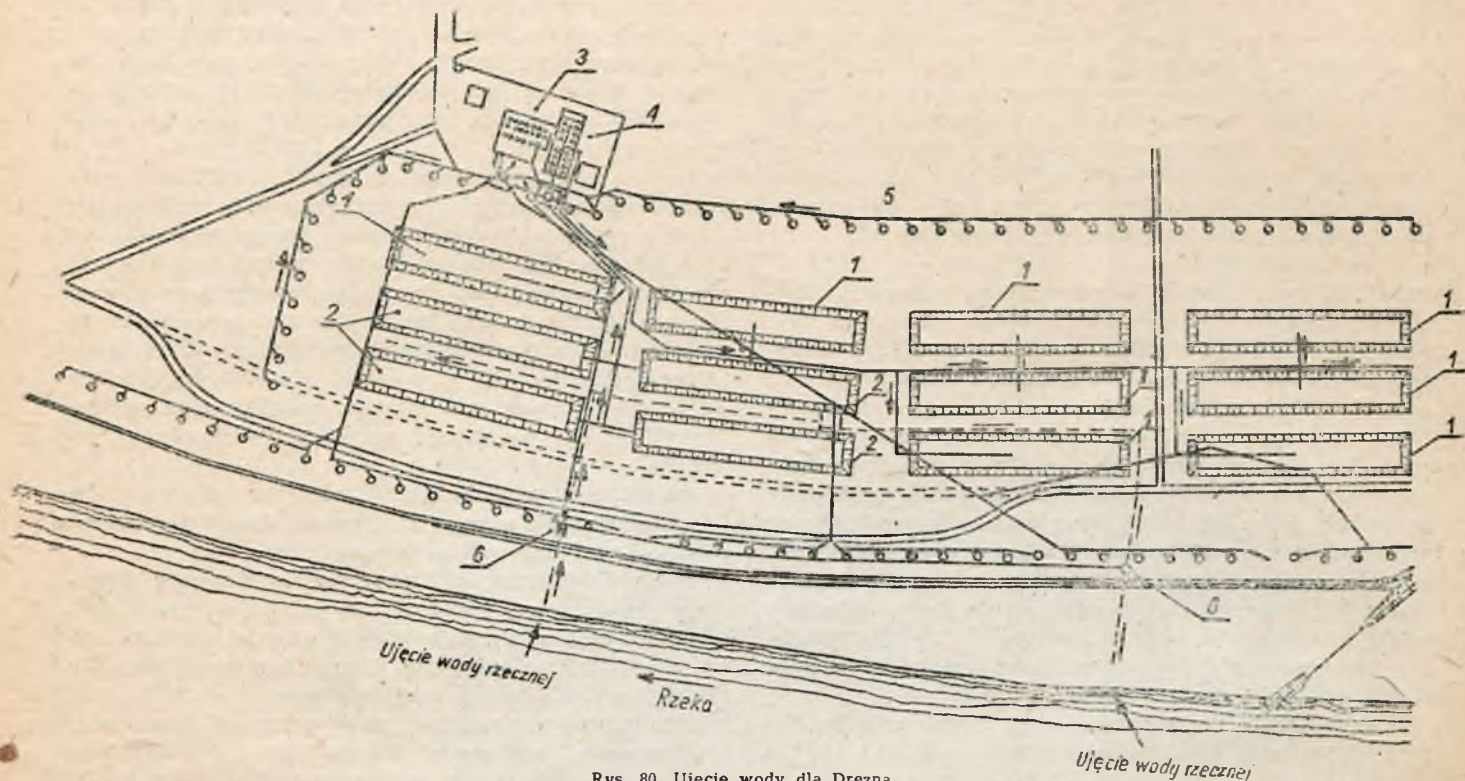
Nawodnienie za pomocą rowów lub stawów infiltracyjnych stosuje się wtedy, gdy warstwy przepuszczalne gruntu nie są przykryte warstwą nieprzepuszczalną dużej grubości (rys. 80÷84). Urządzenia takie, jeżeli się zamulą, mogą być łatwo oczyszczone. Aby czyszczenie można było przeprowadzić bez przerwy w pracy urządzeń, należy mieć większą ilość rowów lub stawów. Dla infiltracji 1 m<sup>3</sup> wody w ciągu 24 godzin przyjmuje się powierzchnię 1 m<sup>2</sup>. Najwłaściwiej można określić przepuszczalność warstw gruntu za pomocą badań w terenie. Jeśli dno rowów nie jest wcięte w drobny piasek, należy zabezpieczyć dno przed zbyt głębokim wchodzeniem mułu w grunt przez danie na dno warstwy drobnego piasku grubości 30÷50 cm. Czyszczenie rowów i stawów odbywa się podobnie do czyszczenia filtrów powolnych. W rowach infiltracyjnych głębokość wody powinna wynosić 1,2÷2,0 m i zwierciadło wody powinno być utrzymywane na stałym poziomie. Regulowanie poboru odbywa się najlepiej przez obniżenie w studniach wtórnego ujęcia zwierciadła wody, które musi wzrastać w miarę zamulania się gruntu. Jeżeli do poboru służą poziome ciągi zbiorcze, pobór musi być regulowany przez poziom wody w rowach; nie należy jednak schodzić poniżej 1,2 m.

Dla miasta Drezna woda ujęta jest z rzeki Łaby. Wodę podczyszcza się na osadnikach oraz filtrach pośpiesznych i prowadzi do stawów infiltracyjnych, rozdeszczając ją za pomocą dysz w celu napowietrzenia. Ujęcie wtórne po-



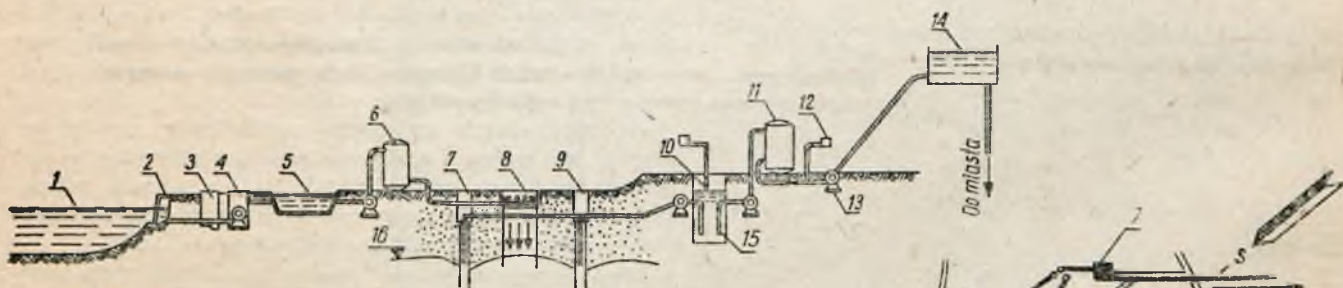
lega na dwóch szeregach studzien wierconych, umieszczonych w odległościach 64 m od spodu zewnętrznej skarpy stawów infiltracyjnych (Rys. 80 i 81).

Studnie chłonne stosowane są w przypadku przykrycia z wierzchu warstw wodonośnych grubą warstwą nieprzepuszczalnego gruntu. W tym przypadku wstępne oczyszczenie



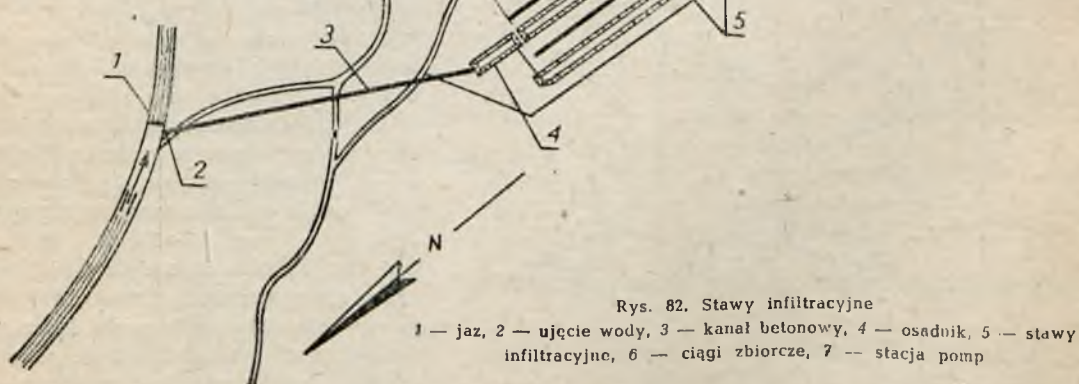
Rys. 80. Ujęcie wody dla Drezna

1 — zbiornik infiltracyjny, 2 — osadnik, 3 — urządzenie odzależniające i odmanganiające, 4 — filtr dla wody rzecznej, 5 — lewar, 6 — stacja pomp.



Rys. 81. Ujęcie wody dla Drezna

1 — rzeka, 2 — ujęcie wody z rzeki, 3 — kraty, 4 — pompy, 5 — osadniki, 6 — filtr pospieszny, 7 — studnia, 8 — zbiornik infiltracyjny i napowietrzanie, 9 — studnia, 10 — główna studnia zbiorcza i pompy, 11 — urządzenie odmanganiające, 12 — chlorowanie, 13 — pompy, 14 — zbiornik wysoki, 15 — przewód ssawny, 16 — poziom wody gruntowej



Rys. 82. Stawy infiltracyjne

1 — jaz, 2 — ujęcie wody, 3 — kanał betonowy, 4 — osadnik, 5 — stawy infiltracyjne, 6 — ciągi zbiorcze, 7 — stacja pomp

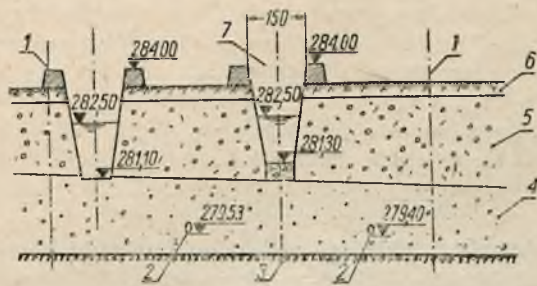
Nawodnienie powierzchni gruntu może być stosowane wówczas, gdy warstwy przepuszczalne gruntu sięgają aż do powierzchni terenu. Sposób ten nie jest jednak godny polecenia z tego względu, że w czasie zimy z powodu zamarzania powierzchni przesiąkanie ulega przerwie.

szczenie wody należy przeprowadzić bardzo dokładnie. Studnie muszą być tak wykonane, aby filtr można było oczyszczać za pomocą płukania przez odwrotny pobór wody ze studzien. Studnie chłonne muszą poza tym mieć podwójny filtr, aby można było filtr wewnętrzny łatwo



wyciągnąć i oczyścić. Na filtr wewnętrzny najbardziej nadaje się podwójny filtr miedziany. Wody alkaliczne przed procesem przesiąkania należy zakwasić.

Konstrukcje wtórnego ujęcia wody, które jest nieodzowne przy sztucznej wodzie gruntowej, są tego samego



Rys. 83. Przekrój poprzeczny przez stawy infiltracyjne  
1 — sonda, 2 — drenaż, 3 — lupek ilasty, 4 — piasek i żwir, 5 — glina i 6 — ziemia uprawna 7 — stawy infiltracyjne

rodzaju, co konstrukcje stosowane przy ujęciu naturalnej wody gruntowej. W przypadkach warstw wodonośnych o dużej grubości buduje się ujęcie pionowe w postaci studni (rys. 81); w przypadkach warstw przepuszczalnych o małej miąższości — poziome ciągi zbiorcze (rys. 82, 83 i 84).

Ujęcia wtórne powinny się znajdować od powierzchni infiltrujących w takiej odległości, która by zapewniła nabranie przez wodę powierzchniową cech wody gruntowej. Jako najwłaściwszą przyjmuje się odległość 100 m.

Z technicznego punktu widzenia dla osiągnięcia możliwie równomiernej filtracji ważne jest, żeby nie tylko urządzenia chłonne, lecz również i studnie ujęcia wody były tak wysoko położone, aby nawet najwyższe zwierciadła wody nie miały wpływu na studnie ujęcia i żeby wszystkie wody dosięgały studni po przejściu przez urządzenia chłonne. Tam gdzie nie jest to możliwe, jak to ma miejsce przeważnie w dolinach rzek, należy za

pomocą sztucznych środków osiągnąć utrzymanie normalnego spadku wód filtrowanych również i w czasie fal powodziowych. Takim sposobem może być otoczenie zbiornika chłonnego lub studni chłonnych wałami ochronnymi przed zalaniem oraz odpompowanie wody z partii chronionej d rzeki w czasie trwania wody wielkiej dla utrzymania niskiego zwierciadła wody w zbiorniku lub studnach.

Sposób magazynowania wody w gruncie jest stosowany na ogół rzadko. Polega on na zatrzymaniu w gruncie fal zwiększonego przepływu strumieni wody gruntowej przez wybudowanie przegrody podziemnej w poprzek warstwy wodonośnej (rys. 85). Wykonanie takiej przegrody związane jest na ogół z dużymi kosztami. Budowa jej jest uzasadniona wówczas, gdy możliwe jest zatrzymanie dużej ilości wody za pomocą niewielkich przegród. Konieczne są tu dokładne dane geologiczne. Z wytworzonego w ten sposób zbiornika podziemnego czerpie się wodę jednym z opisanych wyżej sposobów.

Za pomocą sztucznej infiltracji można uzyskać dostateczne ilości wody nie tylko dla nowozakładanych urzą-

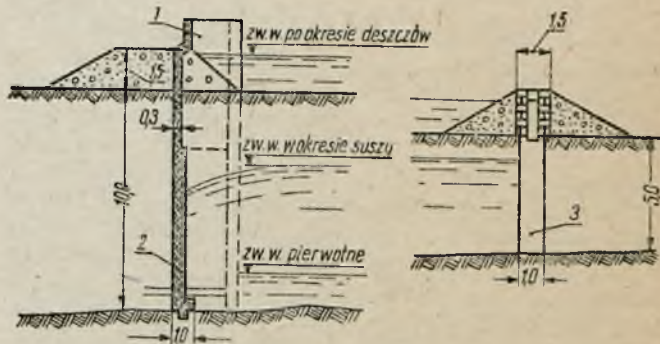
żeń, ale można również powiększyć wydajność już istniejących urządzeń, względnie zapobiec zbytniemu obniżeniu się zwierciadła wody gruntowej.

## 8. OCHRONA UJEĆ

Ujęcia wód wodociągowych muszą być chronione przed wpływami, które mogą spowodować zmniejszenie ich wydajności lub wywołać niekorzystną zmianę jakości pod względem chemicznym i bakteriologicznym.

Zmiany ilościowe i jakościowe wód powierzchniowych są spowodowane zwiększonymi opadami, powodzią, pokrywą lodową itp. Działalność człowieka i wykorzystywanie wody do celów gospodarczych i przemysłowych powoduje jeszcze większe zmiany, a nie uporządkowane i nie kontrolowane spuszczenie ścieków do rzek może spowodować takie ich zanieczyszczenie, że woda przestanie nadawać się do zaopatrzenia wodociągów.

Zmiany jakości wód podziemnych spowodowane są przenikaniem zanieczyszczonych wód powierzchniowych do warstwy wodonośnej przez górną przepuszczalną warstwę wskutek intensywnej eksploatacji i związanym z tym przepływem innych wód, np. bardziej zmineralizowanych z sąsiednich warstw. W przypadku istnienia warstwy nieprzepuszczalnej przykrywającej warstwę wodonośną zanieczyszczenia mogą się dostawać przez stare, już nie eksploatowane otwory wiertnicze, jeżeli nie zostały one należycie zabezpieczone.



Rys. 85. Zapory podziemne  
1 — studnia zbiorcza, 2 — zapora betonowa, 3 — zeskalenie

Środkiem zmierzającym do ochrony wód jest tworzenie obszarów ochronnych. Przez pojęcie obszaru ochronnego, zwanego też strefą sanitarnej ochrony, rozumiemy ściśle określony teren związany ze źródłem wody i urządzeniami wodociągowymi, w którego obrębie obowiązują specjalne przepisy, mające na celu wykluczenie lub ograniczenie możliwości pogorszenia jakości wody i zmniejszenia wydajności.

W Polsce podstawą prawną dla ochrony ujęć jest Ustawa Wodna, w której w art. 131 postanowiono, że władza wodna może ustanowić obszary ochronne dla wodociągów w celu zabezpieczenia przed zmniejszeniem wydajności i przed zanieczyszczeniem wody. Na terenie ustanowionego obszaru ochronnego obowiązują zarządzenia ograniczające użytkowanie gruntów. Szczegółowych przepisów ani instrukcji co do wielkości i warunków, jakim muszą odpowiadać obszary ochronne, nie mamy. Ustalenie stref ochronnych odbywa się w sposób dość przypadkowy, a przy projektowaniu wodociągów zbyt często zapomina się w ogóle o tym niezmiernie ważnym problemie.

W Związku Radzieckim poświęcają temu zagadnieniu dużo uwagi zarówno władze, jak i instytuty naukowe. Obowiązujące przepisy dzielą obszar ochronny na 3 strefy.



Strefa pierwsza obejmuje teren samego ujęcia i urządzeń wodociągowych, jak zbiorniki, filtry, pompownia. Przy ujęciach wód powierzchniowych należą do niej także budowle wraz z częścią brzegu, przy wodach podziemnych — koło o promieniu od kilkudziesięciu (przy wodach głębokich) do 100 m (przy wodach płytkich). Jest to strefa zakazów, w jej granicach zakazane jest stawianie wszelkich budowli nie mających bezpośredniego związku z potrzebami wodociągowymi, zakazane jest zamieszkiwanie i przebywanie osób nie stanowiących obsługi urządzeń; w obrębie tej strefy przy ujęciu z rzeki wzbroniona jest kąpiel, pranie bielizny, pojenie bydła itp.

Strefa druga stanowi strefę ograniczeń, terenów tych nie wolno używać w sposób mogący wpłynąć na jakość wody; w celu wystawienia jakiegoś budynku należy uzyskać zgodę organów państwowych władz sanitarnych; w szczególności zwraca się uwagę na właściwe zorganizowanie usuwania ścieków i wód opadowych oraz śmieci. Granice tej strefy wyznacza się w zależności od miejscowych warunków topograficznych, geologicznych, zaludnienia i zabudowy jak również w zależności od samego źródła wody i jego rodzaju, wielkości rzeki i jej zdolności do samooczyszczania się, głębokości pokładu wodonośnego i jego warunków hydrogeologicznych, zlewni i obszaru infiltracji. Orientacyjnie można przyjąć, że strefa II przy

ujęciu rzeczonym rozciąga się w górę rzeki na odległość 20–30 km dla większych rzek i 30–60 km dla mniejszych.

Strefa trzecia jest strefą obserwacji. Obejmuje ona sąsiadujący ze strefą drugą teren, którego zły stan sanitarny może spowodować rozszerzenie się chorób zakaźnych za pośrednictwem wody; zatem uwzględnia się tu stopień prawdopodobieństwa przeniesienia choroby zakaźnej przez ludność. Na przykład, jeżeli w miejscowości położonej w granicach drugiej strefy jest zakład zatrudniający mieszkańców sąsiedniego osiedla leżącego poza granicami tej strefy, osiedle to należy zaliczyć do strefy III. W granicach III strefy służba sanitarna prowadzi specjalną kontrolę nad wypadkami chorób zakaźnych, stosując specjalne środki zapobiegające rozszerzaniu się infekcji.

Przy ujęciu z głębokich pokładów artezyjskich, mających dostateczne przykrycie warstwami nieprzepuszczalnymi, obszar ochronny może być ograniczony do ustalenia strefy I w postaci koła o promieniu 30–60 metrów.

Należy podkreślić, że ustalenie obszaru ochronnego jest zabiegiem profilaktycznym, niezbędnym, lecz nie zwalniającym bynajmniej projektanta wodociągu od konieczności przewidzenia urządzeń oczyszczających i dezynfekujących wodę, a kierownictwo eksploatowanego zakładu — od obowiązku dbania o ich należyte funkcjonowanie.



## OCZYSZCZANIE WODY

## 1. UWAGI OGÓLNE

Wskazane jest ujmowanie wody o takiej jakości, aby zbędne było jej uzdatnianie — oczyszczanie. W wysokim jednak stopniu jakość wody zależy od miejscowych warunków hydrologicznych. Jeśli w danej miejscowości nie ma wody czystej, staramy się ją tak ująć, aby w jak największym stopniu ograniczyć urządzenia niezbędne do jej uzdatniania. Ze względu na koszty budowy oraz eksploatacji może okazać się racjonalne wzięcie pod uwagę rozwiązań ujmujących wodę ze znaczniejszych odległości. Jednakże często nie da się uniknąć potrzeby zastosowania urządzeń służących do oczyszczania wody. Miarodajne co do konieczności oraz sposobu uzdatniania wody są przede wszystkim jej jakość, następnie przyzwyczajenia miejscowej ludności oraz wymagania przemysłu. Ogólnie można powiedzieć, że:

1. Wodę uzdatnia się, gdy ma służyć do picia, a nie odpowiada wymaganiom stawianym wodzie tego rodzaju. Wchodzi tu w grę przede wszystkim wymagania zdrowotne;

2. Wodę uzdatnia się, gdy ma służyć do picia, przy czym nie wykazuje odpowiedniej jakości także przy użyciu jej dla rzemiosła i przemysłu. Odgrywają tu rolę głównie jej właściwości chemiczne. Istnieje wówczas zagadnienie, czy cała ujmowana woda ma być w jednakowym stopniu oczyszczana, czy rzemiosło i przemysł odpowiednio do swych potrzeb nie musi jej uzdatniać oddzielnie, czy wreszcie specjalnie nie należy oczyszczać wody do picia;

3. Wodę uzdatnia się, gdy jest odpowiednia do picia i innego użytku, natomiast działa szkodliwie na urządzenia wodociągowe, głównie sieć rozbiorniczą. Przede wszystkim chodzi tu o chemiczne własności wody.

Sposoby oczyszczania wody można podzielić na: mechaniczne, chemiczne i bakteriologiczne, przy czym jako wzór służą procesy samooczyszczania się wody w naturze. Są one sztucznie upodobnione oraz sztucznie przyśpieszone. Podobnie jak w naturze tak i w urządzeniach sztucznych dla osiągnięcia ostatecznego celu zastosowane są kolejno lub obok siebie różne rodzaje metod.

Opracowano wiele sposobów uzdatniania wody zależnie od potrzeb. Retencja wody w zbiornikach oraz osadnikach terenowych stosowana jest rzadko, choć z metod tych rozwinął się cały szereg bardziej wydajnych sposobów. Szybsze wytrącanie zawieszin osiąga się przez użycie chemicznych koagulantów. Zwykle za koagulacją następuje filtracją ze sterylizacją jako ostatnim stopniem zabezpieczającym przed bakteriami chorobotwórczymi. Napowietrzeniem, chemikaliami względnie użyciem węgla aktywnego usuwa się barwę, smak i zapach wody. Do sposobów oczyszczania wód należy zaliczyć także usunięcie żelaza, manganu, zmiękczenie wody oraz zmniejszenie jej agresywności.

## 2. ODBARWIANIE WODY

Odbarwianie wody przeprowadza się za pomocą środków chemicznych, strącania (koagulacja) lub za pomocą filtracji przez wysokoaktywne materiały, jak np. węgiel aktywny.

## 3. USUWANIE ZAPACHU I SMAKU

Sposoby usunięcia zapachu i smaku polegają na napowietrzaniu wód zawierających siarkowodor, żelazo i mangan oraz niszczeniu alg za pomocą miedzi, nadmanganianu potasu i chloru. Istnieje jednak poza tym szereg innych środków zwalczania przykrych smaków i zapachów, szczególnie gdy powodują je ścieki domowe względnie przemysłowe. Dawniejsze metody polegają na utlenianiu tych materii organicznych, przede wszystkim fenoli za pomocą chloru.

Siarkowodor, podobnie jak niepożądany w nadmiarze dwutlenek węgla, może być usunięty z wody za pomocą dobrego przewietrzenia na: deszczowniach, kaskadach, dyszach, ociekaczach, przelewach oraz przez wtłaczanie do wody powietrza.

Najlepszy skutek osiąga się przy zastosowaniu dysz; w tym przypadku traci się jednak stosunkowo duże ciśnienie. Działanie dysz polega na rozpylaniu wody drobnymi kroplami w powietrze. Pracują one zwykle pod ciśnieniem  $7 \div 14$  m H<sub>2</sub>O. Ilość rozpylanej przez dyszę wody zależy od budowy dysz oraz ciśnienia. Dysza odpowiednio zbudowana z otworem o średnicy 25 mm i ciśnieniu 7 m H<sub>2</sub>O rozpyła 4,5 l/sek wody na wysokość 2,0 m. Redukcja dwutlenku węgla wynosi 90%.

Działanie kaskad polega na tym, że woda przepływa cienką warstwą przez kilka betonowych lub metalowych stopni. Kaskady stosuje się często jako pierwszy stopień uzdatnienia wody z jezior i zbiorników. W lecie często nie można usunąć w dostatecznym stopniu stęchłego smaku wody oraz zapachu spowodowanego przez algi.

Ociekacze budowane są jako złoża z koksu, żużla, cegieł lub kamieni o wysokości około  $1,8 \div 2,0$  m. Lepszy skutek osiąga się przez rozdzielenie ociekacza na trzy złoża grubości 0,6 m, umieszczone na dziurkowanej blasze z brązu w odległości 0,45 m od siebie. Wodę doprowadza się przewodami dziurkowanymi na powierzchnię złoża, skąd ścieka ona po ziarnach złoża w dół. Ociekacze działają bardziej skutecznie niż kaskady, lecz gorzej niż dysze. Przy obciążeniu  $150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$  usunąć można około 75% dwutlenku węgla.

W celu napowietrzenia wody dla usunięcia siarkowodoru stosowano zbiorniki napowietrzające (w kształcie podobne do stosowanych przy metodzie osadu czynnego). Dno zbiornika wyłożone jest porowatymi płytami filtrującymi, przez które tłoczone powietrze wchodzi w wodę drobnymi pęcherzykami. Na 1 m<sup>3</sup> wody daje się 1/2 m<sup>3</sup> powietrza.



Zaletą takiego sposobu napowietrzania jest tańsza eksploatacja niż przy stosowaniu innych metod napowietrzania, gdyż wody się nie podnosi i nie rozpryskuje. Sposób ten pozwala na całkowite usunięcie siarkowodoru i 75% znajdującego się w nadmiarze dwutlenku węgla. W powyższy sposób bardzo często daje się usunąć lekki zapach oleisty. W wielu wypadkach napowietrzanie, usuwające nieprzyjemny zapach wywołany obecnością siarkowodoru łączy się z napowietrzaniem stosowanym w celu pozabawienia wody żelaza lub manganu. Stosowane w ostatnich czasach metody napowietrzania za pomocą rozpylania i deszczowni w większości wypadków całkowicie wystarczają. Żelazo zawarte w wodzie zostaje utlenione i strąca się. Jeśli siarkowodor występuje nie jako gaz, ale w postaci związanej jako siarczek, to można go usunąć za pomocą słabego chlorowania.

Algi rozwijają się szczególnie silnie w czystej, przezroczystej wodzie w obecności dwutlenku węgla i w miejscach nasłonecznionych. Występuje wówczas bardzo silnie popsucie się smaku i zapachu wody. Przez sztuczne zmęcenie wody i wydalenie  $\text{CO}_2$  wzrost alg zostaje powstrzymany. W celu zniszczenia alg stosowano nadmanganian potasu  $\text{KMnO}_4$  lub siarczan miedzi  $\text{Cu}_2\text{SO}_4$ . Niezbędne dla zabicia alg dawki siarczanu miedzi zależą od rodzaju organizmów i wahają się w granicach  $0,07\text{--}5,00$  mg/l. Siarczan miedzi ma tę ujemną cechę, że już w ilości 2 mg/l nadaje wodzie odrażający smak. W gospodarstwie rybnym w wodach sztucznych jezior zbiornikowych zawartość jego już w niewielkiej ilości okazała się szkodliwa, szczególnie dla ryb bardziej delikatnych. Siarczan miedzi może być stosowany bez zastrzeżeń tam, gdzie jednocześnie dodaje się do wody siarczan glinu, gdyż tworzące się w tym wypadku kłaczkii wodorotlenku glinu strącają dodawaną miedź względnie oddziałują w ten sposób, że miedź jest zatrzymywana na filtrach. Dawkowanie siarczanu miedzi w formie krystalicznej przeprowadzano dotychczas w ten sposób, że przeciągano w wodzie przy pomocy łodzi lniane worki z siarczanem miedzi. Ilość określano tak, aby około 1,2 mg/l rozpuszczało się na powierzchni. Łódź przejeżdża zbiornik w liniach odległych od siebie o około 5,0 m. W innych wypadkach rozpryskiwano roztwór siarczanu miedzi na powierzchni. Inna metoda polega na rozpylaniu na powierzchni suchego siarczanu miedzi. Grubość proszku dostosowuje się do głębokości jeziora. W nowszych czasach z wynikiem dodatnim stosowano chlor w dawkach  $0,2\text{--}0,3$  mg/l wody.

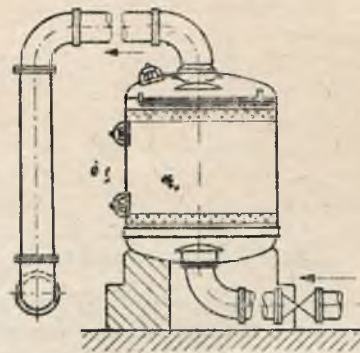
#### a. Węgiel aktywny

Najlepsze wyniki przy oczyszczaniu wody osiąga się stosując węgiel aktywny, który przez swoją wielką siłę adsorpcyjną jest w stanie usunąć z wody większość materii, będących źródłem smaku i zapachu. Adsorbuje on związki organiczne, chlor, siarkowodor i żelazo. Może być też użyty do dechloracji oraz usunięcia smaku fenoli. Wielka zdolność adsorpcyjna węgla aktywnego polega na tym, że posiada on olbrzymią wewnętrzną powierzchnię, która dzieli się na nieskończenie wiele ultramikroskopowo drobnych por i włosków.

Znajduje tu zastosowanie tzw. węgiel ziarnisty lub sproszkowany. Węgiel ziarnisty używany do oczyszczania wody posiada ziarno grubości  $1,5\text{--}3$  mm. Ciężar właściwy zależy od metody wyrobu wynosi  $350\text{--}500$   $\text{kg/m}^3$ .

Stosując węgiel ziarnisty należy tak dobierać grubość ziarn, wysokość warstwy węgla oraz szybkość przepływu wody, aby z jednej strony osiągnąć dostatecznie długi okres przepływu i przez to dostateczny efekt oczyszczania,

z drugiej strony, aby strata na opory znajdowała się w granicach dopuszczalnych. Użycie węgla ziarnistego może następować w filtrach otwartych lub zamkniętych. Podczas gdy w filtrach zamkniętych pracujących pod ciśnieniem



Rys. 86. Zamknięty filtr węglowy

(rys. 86) z reguły grubość warstwy węgla wynosi od  $1,5\text{--}3$  m, w filtrach otwartych przy stosunkowo znacznie większej powierzchni grubość warstwy węgla wynosi 0,5 m.

Aby siła adsorpcyjna węgla aktywnego nie była niepotrzebnie osłabiana w miarę jego zanieczyszczenia, należy wodę możliwie tanimi sposobami jak najlepiej oczyścić i usunąć z niej wszystkie drobniejsze oraz grubsze zawiesiny. Zużyty węgiel można regenerować przez przepłukanie go wodą i poddanie przez 30 minut działaniu pary o temperaturze  $160^\circ\text{C}$ . Zależnie od właściwości wody regeneracja konieczna jest w odstępach wynoszących 3 miesiące do roku. Po pewnym czasie ładunek węgla należy wymienić.

Ostatnio zamiast węgla ziarnistego stosuje się węgiel sproszkowany. Jest to węgiel drobno sproszkowany, podobny do węgla używanego dotychczas w przemyśle (np. w cukrowniach) dla odbarwiania płynów. Okazało się, że najlepsze wyniki osiąga się przy stosowaniu węgla możliwie drobno zmielonego. Z uwagi jednak na przebieg filtracji używanie zbyt drobno zmielonego węgla w wielu przypadkach nie jest wskazane.

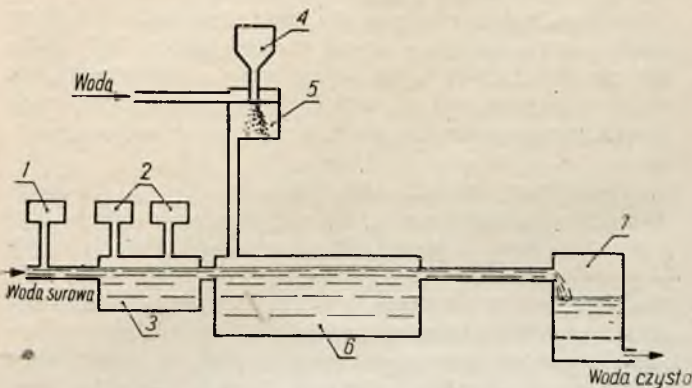
Ilość zastosowanego węgla zależy od rodzaju wody, tj. rodzaju i ilości związku, którą należy usunąć. Dawki wahają się pomiędzy  $0,5\text{--}30$   $\text{g/m}^3$ .

Rozwinęły się dwie metody stosowania sproszkowanego węgla. Przy stosowaniu metody tzw. mieszania, do zbiorników zaopatrzonych w mieszadło do wody dodaje się proszek węglowy. Zetknięcie się węgla z wodą trwa co najmniej  $1/2$  godziny. Następnie usuwa się węgiel za pomocą osadnika oraz ostatecznie oczyszcza wodę na filtrze. Sproszkowany węgiel może być stosowany w połączeniu z innymi chemicznymi środkami koagulacyjnymi. Na szkicu podany jest schemat zastosowania węgla aktywnego w połączeniu z chemiczną koagulacją, przy czym węgiel wprowadzany jest za basenem koagulacyjnym (rys. 87). Węgiel, który nie zdążył osiąść w osadniku, zostaje usunięty na filtrze. Przy zastosowaniu filtru pośpiesznego węgiel usuwa się z filtru podczas jego przemywania. W przypadku zastosowania filtru powolnego węgiel musi być co pewien czas usuwany przez zdjęcie kilkunastymetrowej warstwy wierzchniej.

W przypadkach, w których konieczne jest zastosowanie większych ilości węgla sproszkowanego (np.  $20$   $\text{g/m}^3$ ) z powodu stosunkowo dużego zatrzymywania węgla, rośnie bardzo szybko opór filtru powodując zmniejszenie wydajności. W takich przypadkach stosuje się sposób filtracji



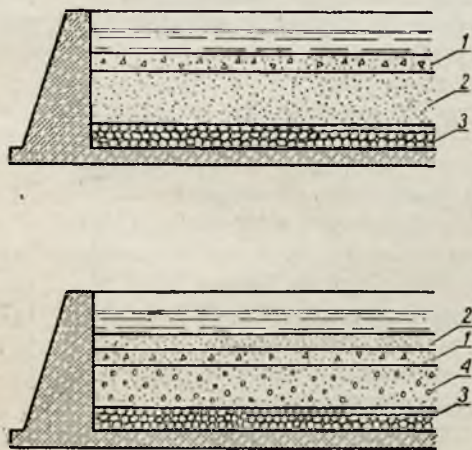
warstwowej. Polega on na utworzeniu w filtrze biologicznym warstwy węgla w ilości 6 kG na m<sup>3</sup> pod 40-centymetrową warstwą piasku (rys. 88). Grubość takiej warstwy wynosi około 3 cm. Utworzenie warstwy może być również wykonane w ten sposób, że określoną ilość węgla



Rys. 87. Schemat oczyszczania za pomocą sproszkowanego węgla aktywnego  
1 — chlor, 2 — środki koagulujące, 3 — komora reakcji, 4 — zbiornik węgla sproszkowanego, 5 — mieszacz, 6 — osadnik, 7 — filtr

miesza się z wodą w stosunku 1:10 i wprowadza na filtr piaskowy, po czym miesza się mechanicznie lub za pomocą sprężonego powietrza z piaskiem przy jednoczesnym odwodnieniu. Skuteczne okazało się wprowadzanie węgla w warstwę wierzchnią 15÷20 cm. Można też wmieszać węgiel grabiami w górną warstwę piasku.

Zwykle przy użyciu powolnych filtrów stosuje się metodę warstwową, w przypadku zaś filtrów pośpiesznych — metodę mieszania. Ponieważ wody humusowe wymagają długiego czasu zetknięcia się z węglem, dla tego rodzaju wód odpowiednie są filtry powolne z warstwą węgla niż filtry pośpieszne. W przeciwieństwie do filtrów pośpie-



Rys. 88. Filtry z węglem aktywnym  
1 — warstwa z węglem aktywnym, 2 — piasek, 3 — gruby żwir, 4 — drobny żwir

szych, na których szybkości filtrowania wynoszą 3÷5 m/h, na filtrach wolnobieżnych wynoszą one 0,1÷0,2 m/h. Na tego rodzaju filtrach w dostatecznej mierze może nastąpić odbarwienie wody. Węgiel aktywny w filtrze powolnym podlega biologicznemu samooczyszczeniu.

Wyniki zastosowania węgla aktywnego jako środka do usunięcia zapachu i smaku wody, niezależnie od tego, czy te ostatnie wynikają z działania alg, czy też substancji chemicznych, są bardzo dodatnie.

W filtrach żelaznych zamkniętych pomiędzy cząstkami węgla i metalu występują poważne różnice potencjału,

przy czym węgiel zachowuje się jako katoda, co powoduje zniszczenie metalu. Konieczne jest więc zastosowanie warstwy ochronnej na ściany. Zniszczenie zależy od siły adsorpcyjnej węgla. Przy małej aktywności węgla różnic potencjału prawie się nie obserwuje.

## b. Chlorowanie

Polega ono na przechlorowaniu wody w celu utlenienia fenoli oraz innych związków wywołujących smak i zapach wody. Podczas gdy sposób bezpośredni polega na adsorpcji materii organicznej, fenolu, chlorofenolu, metoda ostatnia polega na pewnym procesie chemicznym. Potrzebna przy stosowaniu tej metody ilość chloru zależy od rodzaju i ilości materii wiążącej chlor jak również od temperatury wody oraz czasu działania.

Ilość chloru zależnie od stopnia zanieczyszczenia wody waha się od 1÷7 mg/l. Po dostatecznie długim czasie zetknięcia się, po upływie którego pozostaje w wodzie jeszcze około 0,5 mg/l chloru, usuwa się go za pomocą filtru z węgla aktywnego o grubości ziarna 1,5÷2,5 mm. Przez chlorowanie usuwa się nie tylko fenole, ale i inne nadające wodzie smak, zapach i barwę substancje, jak np. związki humusowe z wód błotnistych.

## 4. USUWANIE ZANIECZYSZCZEŃ ZAWIESZONYCH

### a. Rodzaj zawiesin

Większa część wód powierzchniowych, będących źródłem zaopatrzenia urządzeń wodociągowych, jest w mniejszym lub większym stopniu zanieczyszczona grubszymi i drobniejszymi zawiesinami. Pomijając mikroorganizmy, jak bakterie, grzyby, algi i pierwotniaki, które mogą rozwijać się w wodzie powierzchniowej, w wielkiej ilości znajdują się w wodzie zawiesiny martwe, przeważnie natury koloidalnej o najrozmaitszej wielkości.

W wodzie powierzchniowej ilość grubszych i drobnych zanieczyszczeń jest przeważnie większa niż w wodzie gruntowej, która podlega naturalnej filtracji. W wodzie rzecznej zawartość zanieczyszczeń jest tym większa, im więcej przynoszą ich dopływy wód opadowych lub dopływy wód ściekowych. W ostatnim przypadku wielką rolę odgrywa prędkość nurtu rzeki: im jest ona większa, tym mniej zawiesin może się osadzać.

### b. Oczyszczanie na kratkach i sitach

Dla niektórych rodzajów przemysłu wystarcza tylko mechaniczne oczyszczenie wody. W takich przypadkach wystarczy usunąć z niej grubsze zawiesiny i materiał toczony. Najprostszymi urządzeniami do tego celu są ustawiane na dopływie kraty z płaskowników stalowych o prześwicie uzależnionym od rodzaju usuwanych zawiesin, przeważnie od 50÷150 mm. Kraty zatrzymują grube zanieczyszczenia: W okresach, kiedy woda niesie dużo zawiesin, np. na jesieni w czasie opadania liści, kraty łatwo się zatykają i muszą być częściej czyszczone. Czyszczenie ręczne krat jest trudne i zachodzi poważna obawa, że przy tym systemie zanieczyszczenia mogą być przeciskane przez kraty. Dlatego kraty rzadkie zaopatruje się w urządzenia do czyszczenia mechanicznego.

Jeśli wymagania stawiane wodzie są większe, to wówczas zamiast krat rzadkich stosuje się kraty gęste o prześwicie 50÷25 mm. Przekroje przepływowe są tu bardzo wąskie tak, że zatrzymują większe ilości zanieczyszczeń, z tego jednak powodu łatwiej się zapychają. Stałe oczyszczanie krat wykonywane jest za pomocą urządzeń mechanicz-



nych. Urządzenie do oczyszczania może być wykonane w postaci szczotki umieszczonej na walcu, która zczesuje zanieczyszczenia na taśmę bez końca, unosząc zmiotki w górę, gdzie druga szczotka zmiata śmieci do specjalnego koryta odprowadzającego.

Jeżeli trzeba usunąć z wody jeszcze drobniejsze zanieczyszczenia, to zamiast krat stosuje się sita, wykonywane z rozpiętej na ramie siatki z brązowego, mosiężnego lub ocynkowanego drutu o średnicy od 2 mm i prześwitach 5 mm do średnicy 0,5 mm i nawet mniej przy prześwitach  $2 \div 1$  mm. Oczywiście rozmiary oczek dostosowuje się do wymaganego stopnia oczyszczenia wody. Sita mogą być nieruchome i ruchome.

Nieruchome sita umieszcza się zwykle po dwa jedno za drugim, wówczas przy wyjęciu jednego pracuje pozostałe. Wyjęte sito oczyszcza się przez zmywanie strugami wody.

Sita nieruchome innego rodzaju zaopatrzone jest w mechanicznie poruszane szczotki, które stale zgarniają zatrzymane zawiesiny i wynoszą je do góry.

Przy sitach ruchomych rama, na której jest rozpięta siatka, składa się z odcinków połączonych przegubowo tworząc łańcuch bez końca, obracany za pomocą silnika o mocy  $2 \div 3$  kW. Sito porusza się w kierunku od dna do powierzchni unosząc zatrzymane zawiesiny ponad powierzchnią wody, gdzie po przejściu najwyższego punktu napotyka na strugi wody pod ciśnieniem zmywające zawiesiny do odpowiedniego korytka. Prędkość postępowania ruchu sita powinna być tym większa, im więcej zawiesin znajduje się w wodzie; wynosi ona od  $1 \div 10$  cm/sek. Silnik bywa połączony z mechanizmem, obracającym sito poprzez skrzynkę biegów, umożliwiającą zmianę prędkości w zależności od stopnia zanieczyszczenia wody w danym okresie. Opory ruchu przy przejściu przez kraty lub sita zależą od wielkości otworów między prętami krat, ich kształtu, wielkości oczek siatki, prędkości przepływu wody, ilości zatrzymywanych zawiesin i szybkości ich usuwania; przy obliczeniach zaleca się przyjmować stratę na kratkach do 0,1 m, straty na sitach  $0,2 \div 0,3$  m zależnie od ich gęstości.

### c. Oczyszczanie mechaniczne w osadnikach

Usuwanie z wody drobniejszych zawiesin, nie dających się zatrzymać na kratkach lub sitach, przeprowadza się za pomocą osadzania się w osadnikach bez chemikaliów lub z ich dodaniem względnie przy pomocy filtrowania. W wielu przypadkach stosuje się jednocześnie obydwa sposoby. Wówczas usuwa się grubsze zawiesiny w osadnikach, drobniejsze zaś na filtrach. W wypadku grubszych i cięższych zawiesin, np. piasku, mogą być one często usunięte z wody bez stosowania chemicznej koagulacji w zwykłych osadnikach. Prędkość opadania zawiesiny w wodzie zależy od wielkości i kształtu cząstek, ich ciężaru właściwego oraz temperatury wody.

Najpowszechniej stosowanym urządzeniem do usuwania zanieczyszczeń są osadniki. W wodzie stojącej lub przepływającej z niewielką prędkością zawieszona zanieczyszczenia opadają na dno, wówczas wodę już w znacznym stopniu sklarowaną czerpie się z warstwy wierzchniej. Stopień oczyszczenia zależy od czasu zatrzymania wody, wielkości zawiesin, temperatury oraz głębokości komór osadowych. Temperatury wyższe sprzyjają osiadaniam zawiesin. Sposób ten należy traktować jako oczyszczanie wstępne w celu odciążenia urządzeń doskonalszych.

Osadniki mogą być czynne okresowo i bez przerwy. Pierwszy rodzaj osadników jest napełniany wodą, którą pozostawia się w spoczynku; po pewnym czasie pobiera się

już wodę sklarowaną; są to tak zwane odstożniki. W drugim rodzaju osadników woda stale przepływa z niewielką prędkością, przy której większość zawiesin opada na dno. Przerwa w pracy jest wywoływana jedynie potrzebą oczyszczenia względnie naprawy osadnika. Pierwszy rodzaj osadników stosowany jest obecnie bardzo rzadko.

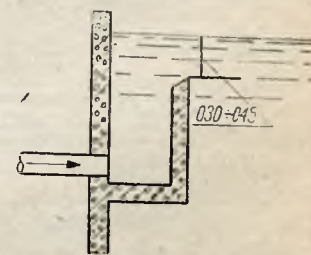
Jako naturalne osadniki dla zanieczyszczeń niesionych przez rzekę z gór służą często wielkie jeziora. Jeśli rzeka nie przepływa przez naturalne jeziora, to podobny skutek można osiągnąć w jeziorach sztucznych, wytwarzanych przez budowę zapór lub nawet wprost przez budowę osadników.

Skuteczność działania osadników zależy od prawidłowego ich zaprojektowania, które polega na dobraniu długości, szerokości i głębokości oraz odpowiednim ukształtowaniu wlotu i wylotu. Dużą rolę odgrywa głębokość. Zgodnie z teorią, osiadaniam zawiesin sprzyjają płytsze osadniki. Z głębokimi komorami związana jest trudność takiego zaprojektowania wlotu oraz wylotu, aby nie powstawały zaburzenia w procesie osiadaniam. Z tych względów dąży się ostatnio do budowy komór płytszych. Wybudowane osadniki posiadają głębokość od 1,8 m, najczęściej  $3 \div 4,5$  m, a czasem nawet i powyżej 6,0 m. Przy projektowaniu należy przewidzieć objętość, którą zajmować będą osady i odpowiednio powiększyć głębokość.

Komory w planie mają kształt kwadratowy, prostokątny lub kołowy. Najczęściej stosowane są komory prostokątne. Stosunek długości do szerokości wynosi od 2:1 do 5:1. W długich, stosunkowo wąskich komorach mniej dają się odczuwać zaburzenia powstające na wlocie i wylocie oraz spowodowane podmuchami wiatru. Jeżeli potrzebna jest duża powierzchnia, wówczas dzieli się ją podłużnymi ścianami na większą liczbę jednostek.

Wlot powinien posiadać taki kształt, aby prędkość dopływu systematycznie zmniejszała się. Wody dopływające ze względu na ich większy ciężar spowodowany zawiesinami mają tendencję opadania na dno i podnoszenia się przy wylocie. Wywołuje to odwrotny prąd powierzchniowy ku wlotowi stosunkowo czystszej wody, redukując rzeczywisty okres przepływu wody.

Na rys. 89 pokazany jest kształt wlotu przeciwdziałającego temu zjawisku. Woda dopływa do osadnika jednym lub kilkoma przewodami w pewnej głębokości pod zwierciadłem wody. Ścianka po-



rys. 89. Wlot do osadnika

ścienna z odpowiednio ukształtowanym wierzchem skierowuje przepływ ku górze. Wskazane jest wykonanie takiej ścianki na całą szerokość komory. Przez równomierne wprowadzanie i odprowadzanie wody na całej szerokości osadnika unika się powstawania martwych przestrzeni, w których woda krąży nie biorąc udziału w przepływie. Również wbudowanie na wlocie krat sprzyja bardziej jednolitemu przepływowi wody przez osadnik. Przez umieszczenie poprzecznych fartuchów przed wylotem zatrzymuje się pływające zanieczyszczenia.

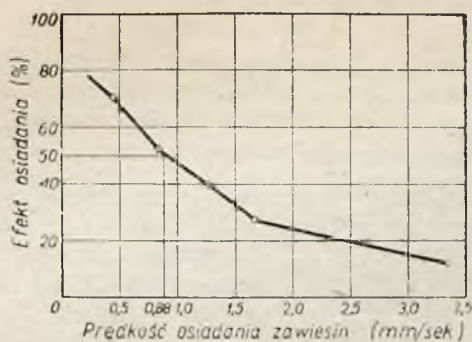
Oczyszczanie osadników odbywa się przez wypompowanie wody drenażem, umieszczonym w dnie. Wymywa się w ten sposób część osadów. Pozostały osad można usunąć najlepiej (po usunięciu wody z osadnika) silnymi strumieniami wody z węża gumowego przymocowanego do kranów wodociągowych, które rozmieszcza się tak, aby nie było potrzeby użycia dłuższego węża niż 20 m. Dla ułatwienia odpływu osadów dno osadników posiada spadek co naj-



mniej 2%, lepiej zaś 5%, jeśli to nie powoduje zbyt dużego powiększenia głębokości. Spadek daje się w kierunku wlotu.

Czas przepływu wynosi 2÷6 godzin, niekiedy więcej. Prędkość przepływu jest od kilku do 12 mm/sek.

Przy obliczaniu osadnika zakłada się, że woda ma jednakową prędkość w każdym punkcie przekroju poprzecznego i że osadzanie się każdej zawieszony cząstki odbywa się ze stałą prędkością. Chodzi więc o obranie takiej długości osadnika, aby zawiesina znajdująca się przy wlocie na powierzchnię zdążyła osiąść na dnie. Ustala się doświadczalnie procentową zawartość zawieszin opadających z różnymi prędkościami; przykładowo podany jest wynik przeprowadzonej analizy (rys. 90) na wykresie, z którego wi-



Rys. 90. Krzywa osiadczenia zawieszin

dać, że prędkość opadania największych cząstek wynosi 3,4 mm/sek i że cząstki te stanowią 12% wszystkich zawieszin. 40% zawieszin opada z prędkością większą od 1,3 mm/sek, a 60% — z prędkością większą od 0,65 mm/sek. Zatem, jeśli postawiony będzie warunek, aby w osadniku osiadło 60% zawieszin, to długość jego musi umożliwiać osiągnięcie dna cząstce, która opada z prędkością  $v_c = 0,65$  mm/sek. Przy prędkości wody  $v_w$ , długości osadnika  $L$  i jego głębokości  $H$ , warunek ten wymaga, aby  $\frac{H}{v_c} = \frac{L}{v_w}$ , skąd otrzymamy  $L = \frac{v_w \cdot H}{v_c}$ .

W praktyce obliczone w ten sposób  $L$  należy zwiększyć dla otrzymania założonego efektu, gdyż przepływ w osadniku nie jest idealnie równomierny, powstają wiry i prądy unoszące cząstki ku powierzchni; wzór więc przybierze postać:  $L = \alpha \cdot \frac{v_w \cdot H}{v_c}$ , gdzie  $\alpha$  jest współczynnikiem

większym od jedności i może być przyjmowane w wysokości od 1,3÷1,5.

Głębokość osadnika przyjmujemy zwykle od 3 do 5 m, prędkość wody 5÷10 mm/sek, przy czym większą wartość można przyjąć przy stosowaniu koagulacji.

Po obliczeniu długości osadnika, ze znanej wydajności  $Q$  obliczamy jego szerokość. Dla wygody przy eksploatacji dzieli się osadnik na 3 równoległe komory z możliwością wyłączenia każdej przy oczyszczaniu; wówczas w czasie czyszczenia prędkość wody w pracujących komorach wzrasta o 50%.

W przypadku sprawnego działania osadników można usunąć 60÷70% zawieszin oraz do 80% bakterii. Główną wadą osadników zwykłych są ich duże wymiary, niezbędne dla spełnienia postawionego im zadania.

Ciężar właściwy bakterii jest nieco większy od ciężaru wody, w przybliżeniu 1,05. Bakterie mają tendencję przylegania do materii, co powoduje, że osiadają z cięższymi zawieszinami. Zabójczo działają na bakterie również promienie słoneczne oraz zmniejszenie się ilości pożywienia

w wodzie. Te momenty wpływają właśnie na stosunkowo małą ilość bakterii w wodzie.

#### d. Oczyszczanie za pomocą osadników i środków chemicznych

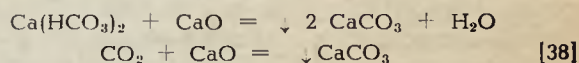
Usunięcie zawieszonych zanieczyszczeń, szczególnie drobniejszych, można przyspieszyć przy pomocy chemikaliów w połączeniu z sedymentacją. Jest to proces tzw. koagulacji polegający na dodawaniu do wody takich związków chemicznych — koagulantów, które wytwarzają w odpowiednich warunkach galaretowatą zawiesinę o wielkiej zdolności adsorpcyjnej. Zawiesina ta opada w postaci kłaczkowatego osadu na dno osadnika z zaadsorbowanymi równocześnie cząstkami powodującymi mętność lub barwę wody i w ten sposób woda ulega sklarowaniu. Spośród najczęściej używanych koagulantów należy wymienić siarczan glinu —  $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ , chlorek żelazowy —  $FeCl_3 \cdot 6H_2O$  i siarczan żelazowy  $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ .

#### Strącanie za pomocą wapna

Wapno stosowane w metodach oczyszczania wody ma do spełnienia różne zadania, a mianowicie:

1. wywołanie koagulacji lub jej polepszenie ;
2. zmiękczenie wody (twardość węglanowa redukuje się przez wytrącenie węglanu wapnia);
3. odżelazienie wody (utrzymujący żelazo w roztworze dwutlenek węgla wytrącony zostaje również w postaci wapnia);
4. wytrącenie dwutlenku węgla;
5. powstrzymanie rozrostu roślin przez usunięcie dwutlenku węgla.

Reakcja przebiega następująco:



Wapno można stosować palone lub gaszone. W zakładach mniejszych, gdzie używa się nie więcej niż 200 kg wapna na dobę, stosuje się wapno gaszone. Większe zakłady pracują taniej przy użyciu wapna palonego. Aby działanie było skuteczne, wapno za pomocą mieszacza musi być utrzymywane w zawieszeniu co najmniej przez 15 minut. Przy oczyszczaniu wód bagiennych osad humusowych soli wapna tworzy się dopiero przy wyższym stężeniu wapna.

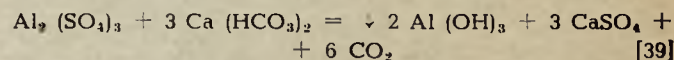
Dodawanie wapna ma różne zalety, a mianowicie:

1. Strącone zostają wszystkie zawiesziny iłowe. Jeżeli następnie usuwa się nadmiar wapna przez wprowadzenie  $CO_2$ , to wytrącają się resztki zawieszin iłowych.
2. Wapno działa silnie sterylizująco w przeciwieństwie do zwykłej koagulacji siarczanem glinu, który nie posiada właściwości bakteriobójczych.

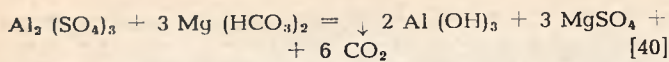
#### Strącanie za pomocą soli glinu

Dodawanie do wody chemikaliów, przeważnie w formie siarczanów, odbywa się za pomocą specjalnych urządzeń w ilościach uzależnionych od stopnia zanieczyszczenia wody. Konieczne jest dokładne przemieszanie wody, aby roztwór koagulantu mógł zmieszać się z nią dokładnie, w celu dobrego przygotowania do dalszego osadzania się zawieszin względnie do filtracji.

Dodawany siarczan glinu łączy się z zawartymi w wodzie dwuwęglanami wapna i magnezu tworząc gips i siarczan magnezu; powstający wodorotlenek glinu strąca się w postaci kłaczkowatego osadu wg reakcji:





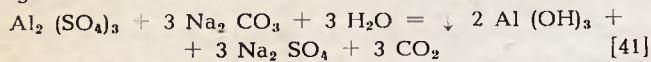


Siarczan glinu wymaga wody alkalicznej. W przypadku niedostatecznej alkaliczności dodaje się do niej wapno (CaO) dla utworzenia Ca(OH)<sub>2</sub>, który reaguje z siarczaniem glinu następująco



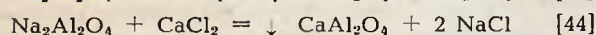
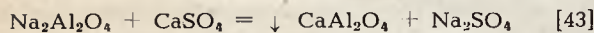
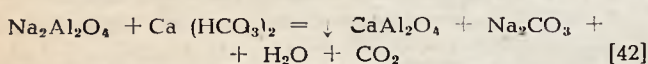
Podczas, gdy sole żelaza strącają się w granicach wartości pH 3÷13, to wodorotlenek glinu jest nierozpuszczalny w granicach wartości pH 5÷9. W dużych zbiornikach następnie daje się czas tworzącym się związkom glinu i żelazowym na przejście w stan galaretowaty i ułatwia się ten proces przez dodanie wapna i sody. Dodatkowo naładowane koloidy przyciągają te sole (ujemnie naładowane koloidalne zanieczyszczenia) i wytrącają je w postaci kłaczków. Powierzchnia tych ostatnich adsorbuje najdrobniejsze zawiesiny, jak cząstki ilu, substancje barwiące, również algi i bakterie, a nawet gazy. Po procesie osadzania przeprowadza się wodę jeszcze przez filtry pospieszne lub powolne w celu usunięcia reszty drobnych kłaczków.

Tworzenie się dobrze adsorbujących kłaczków wodorotlenku glinu zależy w wysokim stopniu od wartości pH. Zależnie więc od rodzaju wody należy ułatwić koagulację przez dodawanie sody, mleka wapiennego lub ługu sodowego.



Również temperatura silnie oddziałuje na proces koagulacji za pomocą siarczanu glinu. Proces koagulacji przebiega tym wolniej im zimniejsza jest woda. Różnica jest bardzo wyraźna. I tak np. proces strącania przy temperaturze wody 20°C trwa dwie godziny, przy 16°C i tej samej dawce siarczanu glinu — niecałą godzinę.

Zamiast siarczanu glinu obecnie poleca się użycie innych związków glinu, samych lub w połączeniu z siarczaniem glinu. Dodatnie wyniki osiągnięto szczególnie przy użyciu glinianu sodu w wypadkach stopniowanego traktowania wody w celu jej odbarwienia. Zamiast stosowanych poprzednio ilości 8,6 g siarczanu glinu, według wspomnianej metody na tę samą ilość wody stosowano tylko 2,1 g glinianu sodu.



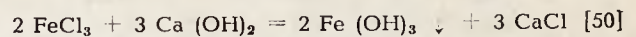
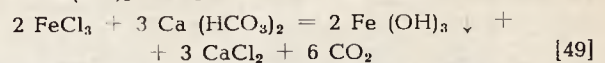
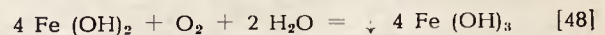
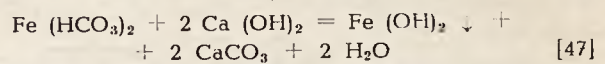
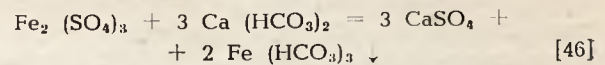
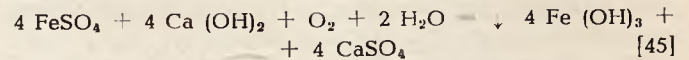
Na<sub>2</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>4</sub> reaguje z solami wapnia i magnezu tworząc wytrącające się związki tych metali. Zaletą glinianu sodu jest redukcja w procesie koagulacji twardości zarówno węglanowej, jak i mineralnej. Małe jego rozpowszechnienie spowodowane jest dość wysoką ceną.

Obecnie polecany jest również tzw. aktywny alun, powstający z przeróbki węgla aktywnego i alunu. Wielką zaletą soli glinu jest to, że nie powodują one żadnego dalszego dodatkowego wytrącania. Jeżeli wodę dla zwalczania alg uprzednio traktuje się solami miedzi, to następnie zostają one wytrącone. Przy dawkowaniu 25 mg/l Cu wytrąca się ona w 50% przy pH = 5,6, w 90% przy pH = 6,0÷6,2, przy wartości zaś pH = 6,3 — w całości.

### Sole żelaza

Sole żelazowe, ze względu na często obserwowane zjawisko dodatkowego późniejszego strącania się czerwono-brązowych kłaczków wodorotlenku żelaza, przez pewien czas wyszły z użycia w technice uzdatnienia wody. Po doświadczeniach i postępkach chemii koloidów nauczono się

opanowywać technikę strącania, w wyniku czego sole żelaza stopniowo coraz więcej wchodzi w użycie. Jest to o tyle pożądany objaw, że są one tańsze. Sole żelaza koagulują w szerszych granicach wartości pH niż sole glinu. Czas potrzebny na zakończenie reakcji jest zwykle krótszy niż przy solach glinu. Jako sole żelaza są stosowane: siarczan żelazawy FeSO<sub>4</sub> · 7 H<sub>2</sub>O, siarczek żelaza Fe<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub>, chlorosiarczan żelaza FeSO<sub>4</sub>Cl, a przede wszystkim chlorek żelaza FeCl<sub>3</sub>

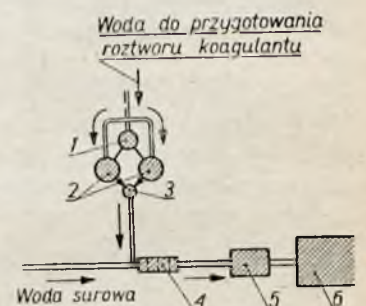


Przy koagulacji wody solami żelaza dwuwartościowego odczyn wody po wprowadzeniu roztworu koagulantu nie powinien być niższy od 8,1÷8,2, ponieważ dopiero przy tym pH następuje szybkie utlenianie wodorotlenku żelazawego do żelazowego. Należy również zwrócić uwagę, aby w wodzie była rozpuszczona dostateczna ilość wolnego tlenu.

### Urządzenie do koagulacji

Na rys. 91 przedstawiono schemat urządzeń do koagulacji. Urządzenia te składają się z: a) urządzenia do przygotowania koagulantu, b) do dozowania koagulantu, c) mieszacza, d) komory reakcji oraz e) osadnika.

a) Istnieją 2 metody przygotowania koagulantu do mieszania z wodą koagulowaną: metoda mokra i sucha. Przy metodzie mokrej koagulant przygotowuje się w postaci roztworu, przy suchej — w postaci sproszkowanej. Najczęściej stosuje się sposób mokry. W mniejszych zakładach rozpuszczanie koagulantu odbywa się w drewnianych kadziach, w większych — w zbiornikach betonowych lub żelbetowych. Zbiorników potrzeba co najmniej dwa; w jednym znajduje się gotowy roztwór, podczas gdy w drugim koagulant dopiero rozpuszcza się. Dla przyspieszenia rozpuszczania stosuje się urządzenia



Rys. 91. Schemat orientacyjny urządzenia do koagulowania wody  
1 — komora dawkowania, 2 — zbiornik z roztworem, 3 — urządzenie dozujące, 4 — mieszacz, 5 — komora reakcji, 6 — osadnik

do mieszania różnego rodzaju, mieszanie może odbywać się przez wpuszczanie do zbiornika sprężonego powietrza, za pomocą mechanicznych mieszadeł lub urządzenia systemu inż. Nikulina, składającego się z drewnianego bębna z otworkami, który napełnia się koagulantem. Bęben jest do połowy zanurzony w zbiorniku i jest poruszany silnikiem.

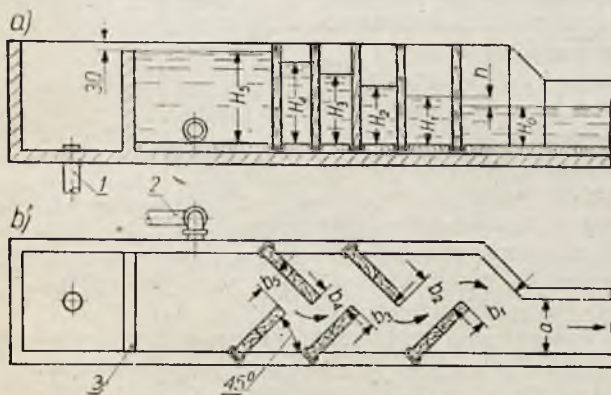
b) Roztwór koagulantu o określonym stężeniu podawany jest do wody koagulowanej za pośrednictwem dozatorów różnej konstrukcji, umożliwiającej zmienianie wielkości dawki zależnie od potrzeby. Dawka zależy od jakości koagulowanej wody pod względem zawartości i charakteru zawiesin i części rozpuszczonych, utlenialności, twardości, pH i temperatury. Właściwa dawka winna być ustalona



doświadczalnie; dla wstępnych rozważań orientacyjnie można przyjmować od  $60 \div 120$  mg/l bezwodnego  $Al_2(SO_4)_3$  dla rzek o bardzo mętnej wodzie. Stosuje się dozatory 2 zasadniczych typów; najczęściej spotyka się urządzenia podające stałą ilość roztworu koagulantu, drugi typ nieco rzadszy automatycznie zmienia dawkę w zależności od ilości koagulowanej wody.

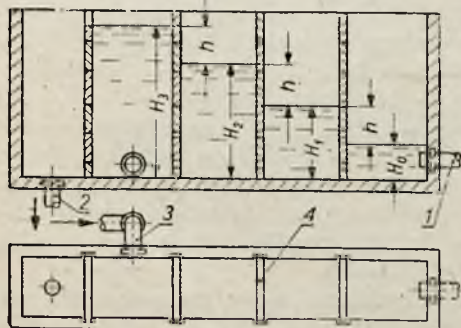
Przy metodzie suchej koagulant wsypuje się do wody w postaci sproszkowanej; do dawkowania używa się dozatorów wagowych, objętościowych i tarczowych. Konstrukcja tego ostatniego typu polega na tym, że na obracającą się tarczę sypie się sproszkowany koagulant, jego ilość można regulować szybkością obrotów tarczy i nastawieniem specjalnego noża, zgarniającego nadmiar proszku na stronę i dopuszczającego do wysypania do wody tylko żądanej ilości.

c) Od dokładnego wymieszania całej koagulowanej wody z roztworem koagulantu zależy wynik reakcji — optymalne usunięcie z wody zawieszin przy minimalnym zużyciu koagulantu. Mieszacze dzielimy na 2 zasadnicze typy: w pierwszym mieszanie wody z koagulantem osiąga się wskutek przepuszczania wody przez przeszkody tworzące wiry, w drugim mieszanie odbywa się za pomocą poruszających się w wodzie łopatek. Mieszacz pierwszego rodzaju składa się z podłużnego naczynia w postaci koryta żelbetowego lub stalowego z przegródkami ustawionymi miankowo pod kątem  $45^\circ$  (rys. 92), lub ustawionymi prostopadłe i zaopatrzonymi w otwory (rys. 93). Ilość przegródek wynosi



Rys. 92. Mieszacz mijankowy

a — widok w przekroju, b — widok w planie; 1 — przelew, 2 — ze stacji pomp, 3 — przelew nadmiaru wody

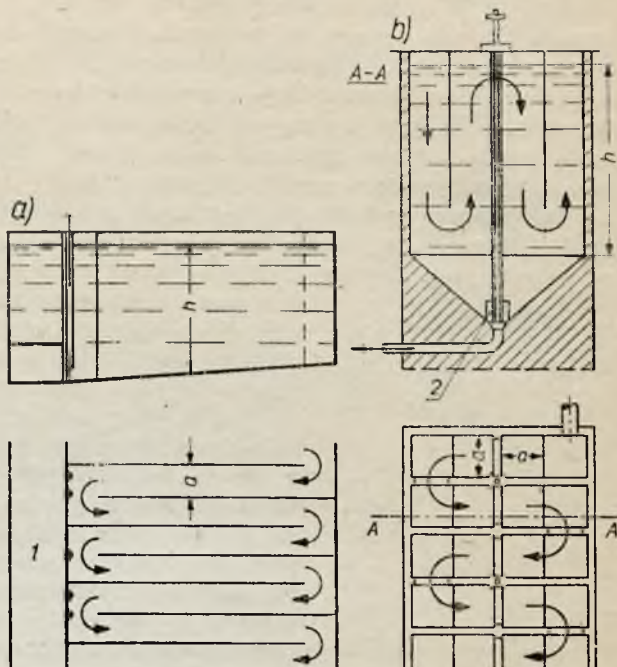


Rys. 93. Mieszacz dziurkowy

1 — do komory reakcji, 2 — odprowadzenie wody, 3 — ze stacji pomp, 4 — przelew nadmiaru wody

$4 \div 5$ . Wymiary dobiera się tak, aby prędkość wody z  $0,4 \div 0,6$  m/sek wzrastała do  $0,8 \div 1,0$  m/sek w przejściu przez szczeliny między przegródkami skośnymi lub przez otwory w przegródkach prostych.

W powszechnym użyciu do mieszania stosowane są urządzenia mechaniczne. Składają się one z komory o przekroju kwadratowym lub kołowym z umieszczonym w niej



Rys. 94. Komora reakcji z przegradami  
1 — kanał, 2 — zawór spustowy

na pionowym wale kołem łopatkowym. Wał jest poruszany silnikiem elektrycznym. Ilość obrotów można regulować stosownie do potrzeb. Jako prędkość przepływu wody w komorze przyjmujemy prędkość, istniejącą na łopatkach w odległości  $2/3$  od osi obrotu. Ilość obrotów wynosi zwykle  $2 \div 3$  na minutę. Wlot umieszcza się u spodu, wylot u góry tak, że można obserwować tworzenie się kłaczków.

Niekiedy zamiast stosowania mieszacza wpuszcza się rozpuszczony koagulant do rury ssawnej przed pompą lub do rury tłocznej prowadzącej wodę do urządzeń oczyszczających. Koagulant wprowadzony do rury ssawnej miesza się całkowicie w pompie, natomiast dla dobrego przemieszania w rurze tłocznej niezbędne jest, aby odległość od miejsca wprowadzenia koagulantu do wylotu nie była mniejsza od pięćdziesięciu średnic tej rury.

Wreszcie należy wspomnieć, że istnieją urządzenia wykorzystujące do mieszania zjawisko odskoku Bidona.

d) Przemieszana z koagulantem woda wpływa do komory reakcji, zwanej dekantatorem, gdzie tworzą się kłaczkowate osadki, co trwa  $15 \div 30$  minut. Prędkość przepływu wody w tym czasie powinna być dostatecznie duża dla zapobieżenia osadzania się kłaczków w obrębie komory, lecz mniejsza od prędkości mogącej spowodować rozbijanie się utworzonych kłaczków; prędkość taka zawiera się w granicach około  $0,2 \div 0,5$  m/sek. Komora reakcji jest to zbiornik zaopatrzone w przegródki zmieniające kierunek przepływu wody, który może być poziomy albo pionowy (rys. 94). Często stosowane są dekantatory zaopatrzone w mechaniczne łopatkowe mieszadła, różniące się od opisanych wyżej mieszaczy większymi wymiarami. Prędkość obrotu łopatek dobiera się tak, aby prędkość obwodowa w połowie promienia równała się średniej prędkości przepływu wody ( $0,2 \div 0,5$  m/sek).

W nowszych konstrukcjach komory reakcji są połączone z osadnikiem.

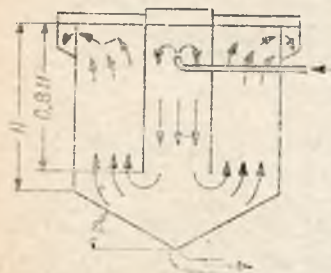
e) Zadaniem osadnika jest stworzenie warunków umożliwiających osadzanie się powstałych w dekantatorze kłaczków.



ków zawieszonych w wodzie. Czas osadzania się wynosi 2÷6 godzin; prędkość przepływu wynosi kilka do kilkunastu milimetrów na sekundę. Według kierunku ruchu wody osadniki dzielą się na poziome i pionowe.

Poziome osadniki, opisane już poprzednio, stosowane są zarówno do osadzania zawiesin skoagulowanych, jak i nieskoagulowanych, natomiast osadniki pionowe stosowane są wyłącznie przy koagulacji. Przy osadzaniu drobnych nie skoagulowanych zawiesin prędkości muszą być mniejsze niż osiągnięte praktycznie w osadnikach pionowych.

Osadnik pionowy (rys. 95) jest to zbiornik o przekroju najczęściej kołowym, z współśrodkowo osadzonym cylindrem, do którego górnej części dopływa woda. Po przejściu przez środkowy cylinder, nie sięgający dna osadnika (o około 0,2 h), woda przepływa przez właściwy osadnik z dołu do góry i przelewa się przez jego brzegi do koryta odpływowego. Zawiesiny osadzają się w czasie ruchu wody do góry, musi być więc spełniony warunek  $v_c > v_w$ , tzn. że prędkość osadzania się cząstki musi być większa od



Rys. 95. Schemat osadnika pionowego

prędkości wody. Ponieważ przy osadzaniu skoagulowanej zawiesiny poszczególne kłaczkki stale powiększają się przyciągając do siebie drobniejsze i prędkość ich osiadania wzrasta, dlatego praktycznie otrzymujemy osadzanie nawet tych cząstek, które na początku procesu miały prędkość  $v_c < v_w$ .

Pojemność osadnika pionowego obliczamy wg wzoru

$$v_w = \beta \frac{Q}{F}, \text{ gdzie } Q \text{ jest to wydajność urządzenia,}$$

$F$  — przekrój osadnika,  $\beta$  — współczynnik większy od jedności, uwzględniający konieczne zmniejszenie prędkości wody, bez czego mogłoby nastąpić wynoszenie części zawiesin poza osadnik.  $\beta$  może mieć wartość od 1,5÷1,7, prędkość przepływu w osadniku — 0,5÷0,75 mm/sek. Mając z powyższego wzoru obliczoną powierzchnię osadnika ( $F$ ), zakładamy jego wysokość ( $H$ ) stosownie do warunków miejscowych od 4÷7 metrów oraz stosunek średnicy do wysokości  $\frac{D}{H}$ , który wg danych z praktyki nie powinien przekroczyć 3, a najkorzystniejszy jest zawarty w granicach 1,5÷2,0.

Przyjmąwszy na tej podstawie na razie orientacyjną wartość  $D$ , przechodzimy do obliczenia promienia środkowego cylindra  $d$  posługując się wzorem empirycznym prof. Turczynowicza  $v_0 = 25 \sqrt{D}$ , gdzie  $v_0$  jest prędkością wody w cylindrze w mm/sek,  $D$  zaś wyrażona jest w metrach.

Następnie obliczamy  $f = \frac{Q}{v_0}$  i następnie dokładną wartość  $D = \sqrt{\frac{F+f}{\pi/4}}$  oraz  $d = \sqrt{\frac{f}{\pi/4}}$ .

Oczywiście, jeżeli mamy do czynienia z większymi wydajnościami, obliczoną powierzchnię należy podzielić przez ilość projektowanych osadników i później obliczać średnicę.

Często osadnik pionowy łączy się z komorą reakcji. Wówczas część środkową osadnika przystosowuje się do zadań, jakie musi pełnić dekantator, uwzględniając przy obliczaniu jego wymiarów czas potrzebny do tworzenia się kłaczków (rys. 96).

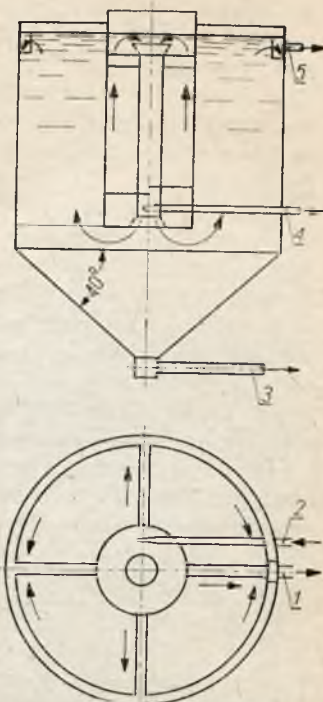
$$\text{Powierzchnia przekroju dekantatora wyniesie } f_1 = \frac{Q \cdot t}{H_1}.$$

gdzie  $t$  — czas reakcji,  $H_1$  — wysokość komory dekantatora (przyjmuje się zwykle  $H_1 = 0,9 H$ ).

Komora reakcji umieszczona w środku pionowego osadnika może być też zaopatrzona w wolnoobrotowe mieszadło.

Osad zbierający się na dnie osadnika usuwany jest okresowo grawitacyjnie lub przez odpompowanie. Niektóre konstrukcje, np. osadnik Dorra, przewidują stałe usuwanie osadu (rys. 97).

Dla zaoszczędzenia chemikaliów osadzanie przeprowadza się w dwóch stopniach. Najpierw zawiesiny grubsze wytrąca się w zwykłych osadnikach, następnie zaś wytrąca się zawiesiny koloidalne za pomocą chemikaliów. Podczas gdy grubsze zawiesiny osiadają szybko, osiadanie drobnych kłaczków trwa dość długo, tak że w wyjątkowych przypadkach wody powierzchniowe dla celów wodociągowych wystarczy oczyszczać tylko mechanicznie lub sklarować chemicznie. Pozostające w zawieszeniu kłaczkki zatrzymują się na filtrach pospiesznych. Często filtry wymagają krótszego lub dłuższego czasu na dojrzewanie; można go wybitnie skrócić, jeśli przez silniejsze dozowanie przed samymi filtrami na powierzchni filtru wytworzy się błonę z wodorotlenku glinu lub żelaza, po czym dozowanie chemikaliów wstrzymuje się rozporządzając gotowym już do pracy filtrem.



Rys. 96. Schemat osadnika pionowego z komorą reakcji  
1 — odprowadzenie wody, 2 — dopływ wody, 3 — ujście osadu, 4 — dopływ wody, 5 — odprowadzenie wody

Skutek działania koagulacji wyraża się zmniejszeniem zawiesin o 90% i proporcjonalnym zmniejszeniem ilości bakterii. Osiąga się też wybitne zmniejszenie zabarwienia.

Wadą systemu koagulacji jest duże zużycie chemikaliów oraz potrzeba podwójnego pompowania. Na przeprowadzenie wody przez osadniki traci się około 0,3 m spadku, zaś przez osadniki z koagulacją — zależnie od sposobu mieszania — 0,8÷1,8 m.

Ostatnio znajduje coraz szersze zastosowanie klarowanie wody metodą radzieckiego uczonego prof. Azeriera, która polega na przeprowadzeniu wody przez warstwę skoagulowanych zawiesin. Metodę tę można stosować, jeżeli przebuduje się zwykle osadniki pionowe lub zbuduje specjalne klarowniki.

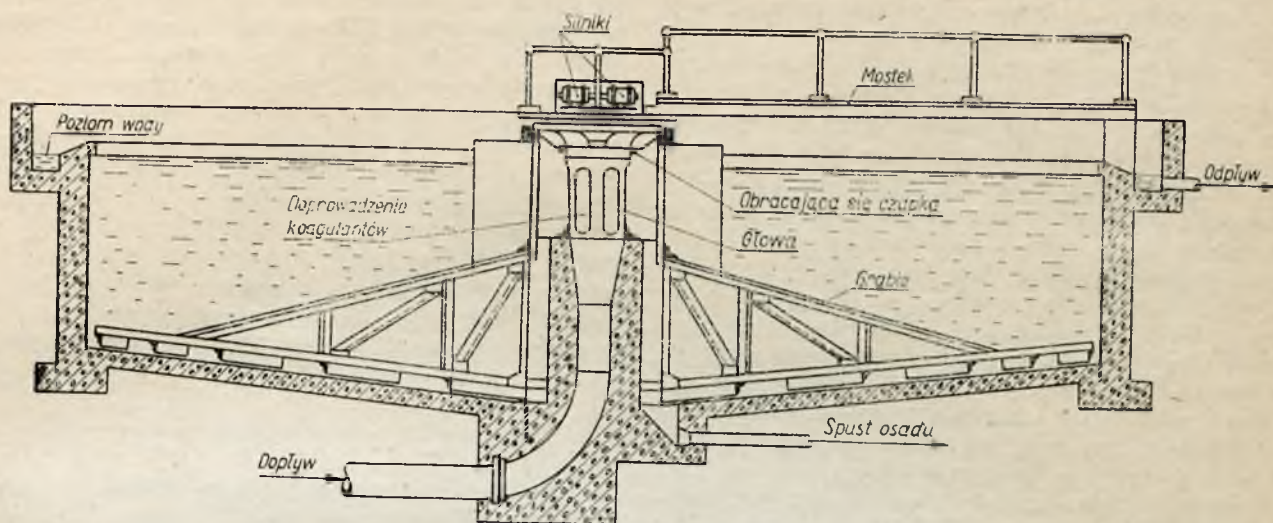
Przy przechodzeniu wody przez warstwę skoagulowanych zawiesin, utrzymujących się w stanie zawieszonym w wodzie wskutek istnienia sił nie dopuszczających do osiadania, woda ulega sklarowaniu wskutek zatrzymywania coraz większej ilości cząstek przez kłaczkki, które stają się coraz większe. Grubość warstwy zawiesin rośnie aż do osiągnięcia poziomu krawędzi środkowego cylindra o ścianach sięgających dna klarownika. Ta środkowa część klarownika stanowi zbieracz osadu, w którym woda pozostaje bez ruchu i zawiesiny po przekroczeniu jego krawę-



dzi osiadają na dnie, skąd mogą być okresowo usuwane (rys. 98). Sklarowana woda wlewa się do zbiorczych korytek, skąd zostaje odprowadzona do dalszej obróbki. Nad warstwą zawieszono osadu powinna być warstwa sklarowanej wody o wysokości  $h_1$  = około 2 m, odgrywa-

## 5. OCZYSZCZANIE ZA POMOCĄ FILTRACJI

Na osadnikach bez zastosowania lub z zastosowaniem koagulacji nie daje się osiągnąć takiego stopnia oczyszczenia, aby woda nadawała się już bezpośrednio do picia i do



Rys. 97. Osadnik Dorra

jąca rolę „strefy ochronnej” nie dopuszczającej do przedostawania się nawet pojedynczych kłaczków do odprowadzanej sklarowanej wody. Prędkość wody nie powinna przekroczyć  $v_k = 1,2$  mm/sek.

innych celów gospodarczych. Dalsze jej oczyszczenie przeprowadza się na filtrach.

Filtrowanie ma za zadanie usunięcie z wody najdrobniejszych zawiesin jak również zawartych w niej organizmów roślinnych i zwierzęcych.

Filtry pomocne są również przy usuwaniu zabarwienia wody, smaku, zapachu oraz żelaza i manganu.

W technice wodociągowej stosuje się filtry z masy filtracyjnej w postaci porowatych kamieni, piasku i żwiru. Najczęściej stosowanym materiałem filtracyjnym jest piasek, gdyż jest on materiałem najlepszym i najtańszym. Zależnie od grubości ziarn materiału filtrującego rozróżniamy filtry grube i drobniejsze. Filtry grubsze służą zwykle jako pierwszy stopień filtracyjny szczególnie w przypadkach, kiedy mają zastąpić osadniki.

Rozróżniamy:

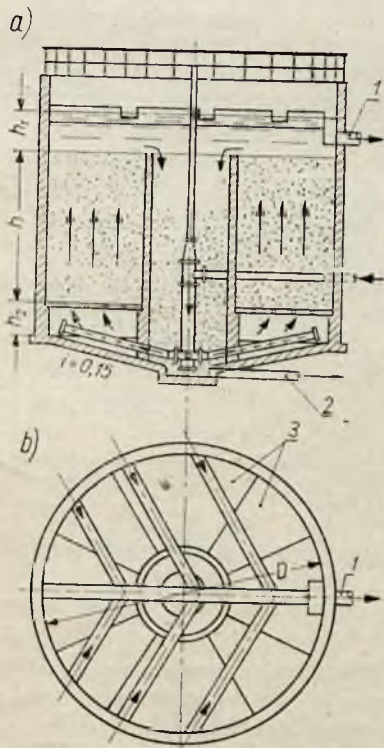
1. Filtrację naturalną gruntową. W przypadku takiej filtracji wodę powierzchniową przeprowadza się przez warstwę piasku i żwiru. Jest to filtracja pozioma. W ten sposób otrzymuje się sztuczną wodę gruntową.

2. Filtrację piaskową sztuczną. Procesy zachodzące przy filtracji gruntowej upodabnia się tutaj w warstwie sztucznego ułożonego piasku. W przeciwieństwie do kierunku filtracji naturalnej kierunek w tym wypadku jest pionowy. Podczas gdy w filtrach naturalnych zanieczyszczenia pozostają w filtrze ziemnym podlegając w nim rozkładowi przez mikroorganizmy, w filtrze sztucznym zawieszane zanieczyszczenia zbierają się na powierzchni, zostają na niej zatrzymane i tworzą ochronne przykrycie, które działa jako filtr i zatrzymuje zawiesziny lepiej od piasku.

Skuteczność filtracyjna naturalnego i sztucznego filtru zależy od właściwości warstwy gruntu i piasku, równomierności, grubości warstwy filtracyjnej, oraz szybkości przepływu wody.

### a. Naturalna filtracja gruntowa

Filtrację gruntową stosuje się we wszystkich zakładach wodociągowych czerpiących wodę przy brzegu rzeki lub też sztuczną wodę gruntową. Sposoby filtracji zostały omówione obszernie w dziale poprzednim o ujęciach wód.



Rys. 98. Klarownik bez komory reakcji  
a — przekrój pionowy, b — przekrój poziomy; 1 — odpływ na filtry, 2 — ujście osadu, 3 — wycinki dna dziurkowanego

Opisana metoda daje znacznie lepsze wyniki od dawnego sposobu osadzania zawiesin w zwykłym osadniku umożliwiając zmniejszenie wymiarów urządzeń oczyszczających i zaoszczędzenie środków koagulujących.



## b. Filtracja sztuczna

Działanie sztucznej i naturalnej filtracji piaskowej polega przede wszystkim na adsorpcji materii przez powierzchnię masy filtracyjnej. Zachodzą przy tym procesy biochemiczne i biologiczne powodujące mineralizację substancji organicznych zawartych w wodzie. W filtrze więc przebiegają następujące główne procesy:

1. Mechaniczne zatrzymanie zawieszin. Przy przepływie wody przez warstwę czystego piasku najpierw osadzają się zanieczyszczenia grubsze, drobniejsze przechodzą między ziarnkami piasku bez przeszkód. Stopniowe osadzanie się cząstek coraz drobniejszych powoduje zatykanie się por. Wreszcie na powierzchni filtru tworzy się gęsta, ciągła błona, która zaczyna zatrzymywać również bakterie. Jeśli usunie się tę błonę oraz znajdującą się bezpośrednio pod nią warstwę widocznie na oko zabrudzonego piasku, to bakterie przechodzą przez filtr. Sprawność filtru szczególnie pod względem bakteriologicznym jest tak długo niedostateczna (co obserwujemy zwykle po czyszczeniu filtru) dopóki nie nastąpi uszczelnienie górnej warstwy. Do chwili dojrzewania filtru musi upłynąć pewien okres czasu.

Dawniej uważano, że błona tworząca się na powierzchni filtru jest bardzo ważnym czynnikiem przy filtracji. Obecnie jest już wiadome, że stosunkowo czysty piasek, posiadający na swych ziarnach cieniutką błonkę, działa równie skutecznie, jak gruba błona na powierzchni. Prawdopodobnie więc usunięcie zanieczyszczeń koloidalnych powodowane jest tym, że cząstki piasku posiadają odwrotny ładunek elektryczny niż jony koloidów. Ziarna piasku przyciągają materię koloidalną aż do chwili zneutralizowania swego ładunku. Po przemyciu łoża nagromadzone zanieczyszczenia zostają wypłukane i piaskowi jest przywrócony jego ładunek elektryczny.

2. Błona galaretowata tworząca na powierzchni filtru z osadzających się zanieczyszczeń organicznych i nieorganicznych przedstawia sobą kleistą, często gliniastą masę o grubości 2,5÷5 mm. Rozwijają się w niej bakterie, algi i pierwotniaki, które wywołują procesy biologiczne i biochemiczne niezbędne dla oczyszczania wody. Wskutek tego rozpadowi ulegają nie tylko substancje adsorbowane, ale również i rozpuszczone. Znajomość zjawisk biologicznych i biochemicznych zachodzących w błonie filtru jest niewielka. Przyjmuje się, że piasek filtru jest środowiskiem, w którym rozwijają się najróżnorodniejsze organizmy, będące niszczycielami bakterii. Bakterie mogą ginąć z powodu braku pożywienia lub też w wyniku procesów oksydacyjnych. Cały szereg substancji organicznych i nieorganicznych zostaje utleniony. W filtrze piaskowym obserwuje się duże zużycie tlenu. Również zaobserwowane na filtrach powolnych zepsucie smaku i zapachu wody przypisać należy procesom utleniania. Woda przefiltrowana zawiera mniej tlenu niż woda surowa. Gorszy smak wody z filtrów powolnych, poza wpływem alg, wywołany jest brakiem tlenu, zużywanego przy procesach biologicznych. Zapotrzebowanie tlenu jest największe w górnej warstwie, gdyż tutaj zatrzymane zostają największe ilości materii organicznej i szczególnie intensywnie rozwija się życie biologiczne. Przez pozbawienie wody tlenu atmosferycznego lub przez wprowadzenie do wody trujących substancji, jak np. znanych środków dezynfekcyjnych, siarczanu miedzi lub różnych trucizn organicznych, zabite zostają mikroorganizmy, a przez to zmniejszona skuteczność filtru.

Szybkość filtracji określa się grubością warstwy, o jaką obniży się woda stojąca ponad powierzchnią filtru w jednostce czasu. Szybkość przepływu przez filtr jest więc, np. przy 33% porowatości, trzy razy większa niż szybkość filtracji.

## Piasek.

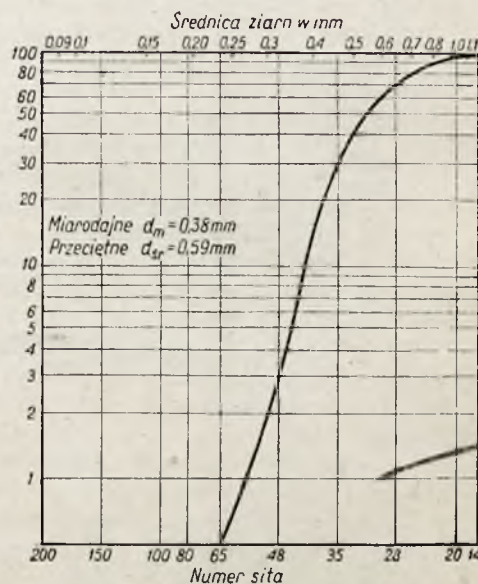
Piasek stosowany do filtracji powinien być wolny od brudu, składać się przeważnie z kwarcu lub kwarcytów i poza tym nie może zawierać więcej niż 2% wapnia i magnezu, liczonych jako węglany. Największe znaczenie przy filtracji posiada grubość ziarn. Następnie dużą rolę odgrywiają porowatość i kapilarność piasku, jak również opory, jakie w ruchu wody sprawia piasek. Grubość ziarn określa się przesiewem. Oprócz tego wprowadzono pojęcie miarodajnej średnicy i stopnia równomierności. Pod miarodajną średnicą rozumie się ten rozmiar grubości sit, na których pozostaje 90% materiału, a 10% przesiewa się. Wychodzi się tu z tego punktu widzenia, że 10% drobnego piasku w masie filtrującej daje ten sam skutek, co 90% grubego piasku. Przez stopień równomierności rozumie się stosunek średnicy przeciętnej  $d_{sr}$  do średnicy miarodajnej  $d_m$ ; średnica przeciętna odpowiada rozmiarowi oczek sita, przez które przechodzi 60% piasku, zaś 40% zostaje zatrzymane (rys. 99).

$$\frac{d_{sr}}{d_m} = \text{stopień równomierności}$$

W Związku Radzieckim przyjmuje się tzw. współczynnik niejednorodności materiału filtracyjnego, jako stosunek średnicy ziarn piasku, którego 80% przeszło przez sita, do średnicy tego, który przeszedł przez sita w 10%:

$$S_n = \frac{d_{80}}{d_{10}}$$

przy czym żąda się, aby stosunek ten nie był wyższy od 1,75.



Rys. 99. Krzywa przesiewu piasku filtracyjnego

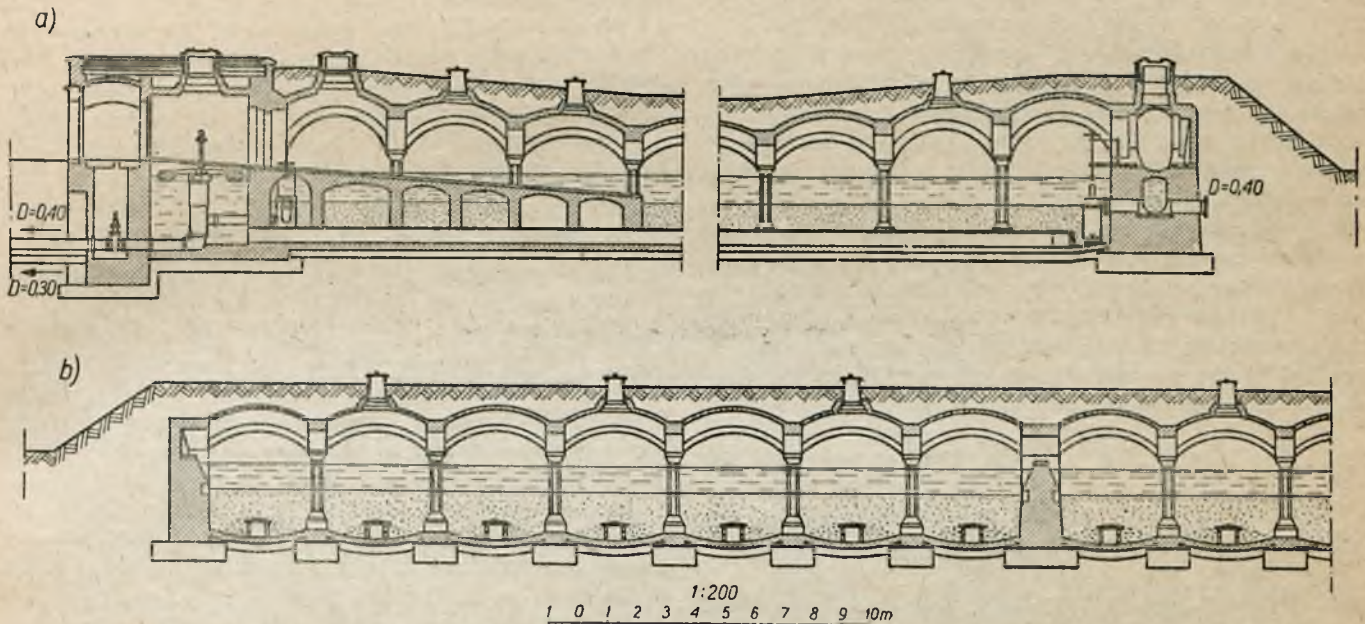
Piasek tym lepiej oczyszcza wodę pod względem bakteriologicznym, im jest on drobniejszy. Na filtrze z piasku drobnoziarnistego o wiele szybciej tworzy się powłoka, niż na filtrze z piasku grubszego, w który zanieczyszczenia sięgają głębiej. Dla osiągnięcia więc tego samego skutku warstwa filtrująca z drobnego piasku może być znacznie cieńsza niż warstwa filtrująca z piasku grubego. W przypadku drobnoziarnistego piasku prędkość filtracji zmniejsza się jednak znacznie szybciej. Grubszy piasek też dużo łatwiej daje się czyścić. Do filtracji wód bardziej czystszych lepiej nadaje się piasek drobny (np. dla wody jeziorowej), do filtracji wód mętnych grubszy, ale grubość warstwy filtracyjnej musi być większa.



Podobnie jak grubość ziarn duże znaczenie ma równomierność piasku. Im bardziej jednostajny jest piasek, tym jednostajniejszy jest filtr. Dobre wyniki osiąga się wtedy, gdy miarodajna średnica znajduje się w granicach  $0,17 \div 0,50$  mm, stopień zaś równomierności w granicach  $1,4 \div 4,7$ . Ogólnie jako miarodajną średnicę przyjmuje się rozmiar  $0,25 \div 0,45$  mm oraz współczynnik równomierności nie przekraczający 3,0.

### c. Filtry powolne

Filtry powolne są to duże zbiorniki z umieszczonym na dnie drenażem przykrytym warstwą filtru piaskowego (rys. 100, 101). Na drenażu spoczywa warstwa żwiru jako warstwa ochronna dla piasku. W warstwie tej grubość ziarn zwiększa się od góry ku dołowi. Uziarnienie powinno być tak dobrane, aby drobniejsze ziarna z warstw górnych

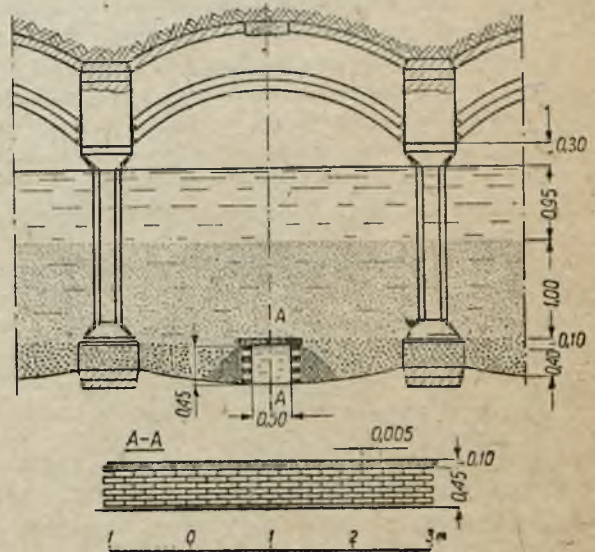


Rys. 100. Filtr powolny  
a — przekrój podłużny, b — przekrój poprzeczny

Przy eksploatacji sztucznych filtrów piaskowych należy uwzględnić to, że wobec koniecznego okresowego płukania piasku zostają porwane drobniejsze ziarna piasku. Po kilkakrotnym płukaniu należy więc dodawać do filtru pewną ilość piasku drobnoziarnistego.

Filtry powolne, będące dawniej przeważnie w użyciu, w nowszych czasach są coraz bardziej wypierane przez filtry pośpieszne. Powody tego są różnego rodzaju. Filtry powolne wymagają dużych powierzchni. Koszty ich budowy, utrzymania i eksploatacji są zwykle bardzo duże, możliwość zaś przeciążenia względnie dostosowywania do zapotrzebowania jest stosunkowo niewielka. Filtry pośpieszne z powodu dopuszczalnych znacznie większych prędkości i krótszych okresów pracy wymagają natomiast lepszej obsługi. Filtry powolne pod względem bakteriologicznym działają znacznie skuteczniej i lepiej. Tłumaczy się to tym, że na filtrze pośpiesznym biologiczna powłoka ad- i absorbująca, zmniejszająca wybitnie wielkość por i posiadająca silne właściwości biologiczne, jest nieznacznych rozmiarów. Mimo to, z uwagi na poprzedzające filtrację chemiczne traktowanie wody, skuteczniejsze jest oddziaływanie filtrów pośpiesznych na zawarte w wodzie substancje barwiące. Obciążenie filtrów pośpiesznych jest znacznie większe niż obciążenie filtrów powolnych. Prędkość filtracji w wypadku filtrów powolnych waha się w granicach  $0,04 \div 0,125$  m/h., odpowiada to dziennemu wydatkowi  $1 \div 3$  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> powierzchni. W filtrach pośpiesznych prędkość filtracji może być znacznie podwyższona, i tak w filtrach otwartych  $v = 3 \div 6$  m/h., w zamkniętych  $8 \div 12$  m/h., co odpowiada dziennemu wydatkowi  $70 \div 150$  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> oraz  $200 \div 300$  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>. Filtry pośpieszne znajdują coraz większe zastosowanie, a filtry powolne należą do urządzeń przestarzałych.

nie mogły dochodzić do warstw dolnych. Średnica ziarn żadnej z kolejnych warstw nie może przekraczać trzykrotnej średnicy ziarn warstwy leżącej bezpośrednio nad nią. Woda dopływa z góry, przechodzi przez piasek i wypływa



Rys. 101. Przekrój warstw filtracyjnych

przez drenaż. Zbiorniki muszą być wykonane zupełnie szczelnie, aby nie było strat spowodowanych przeciekaniem oraz przesiąkaniem wody z jednej komory do drugiej. Spad dna powinien wynosić  $2 \div 3\%$ , aby mógł nastąpić całkowity odpływ wody.



Przez powierzchnię filtru rozumieć należy górną powierzchnię masy filtrującej. Wielkość poszczególnych powierzchni złóż względnie komór filtrowych przyjmuje się odpowiednio do warunków miejscowych. W małych zakładach rozmiary te wynoszą 1000 m<sup>2</sup>, w średnich 1000÷2500 m<sup>2</sup>, w dużych 3000÷5000 m<sup>2</sup>. O ile warunki miejscowe na to pozwalają, obiera się kształt prostokątny lub kwadratowy. Należy mieć co najmniej 3 filtry o tej samej powierzchni jako zapas. Do czterech znajdujących się w ruchu filtrów w zasadzie należą 2 filtry zapasowe, do ośmiu zaś i więcej — 3 zapasowe. Prędkość filtracyjna jest to wydajność filtru w jednostce czasu dzielona przez powierzchnię. Prędkość filtracyjna jest zawsze mniejsza od rzeczywistej prędkości przepływu wody, gdyż rzeczywisty przekrój przepływowy jest znacznie mniejszy od powierzchni filtru. Przez okres pracy filtru rozumie się czas trwania jego czynności od uruchomienia do chwili, gdy z uwagi na silne zanieczyszczenie filtr ten musi być wyłączony i oczyszczony. Okres ten zależy od właściwości wody surowej i może trwać od kilku dni do 1 roku.

Powierzchnię filtrów  $F$  m<sup>2</sup> określa się na podstawie prędkości filtracji  $v$  m/h oraz czasu pracy  $T$  h/dn. Dla obliczonego rozbioru dobowego  $Q$  m<sup>3</sup>/dobę

$$F = \frac{Q}{T \cdot v} \text{ m}^2 \quad [51]$$

Do tak obliczonej powierzchni doliczyć należy powierzchnię złóż nieczynnych z powodu ich czyszczenia

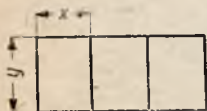
$$n = \frac{F}{f} \left( 1 + \frac{t}{T} \right) \quad [52]$$

We wzorze tym oznaczono przez:

- $n$  — liczbę złóż,
- $f$  — powierzchnię pojedynczego złoża,
- $t$  — czas trwania oczyszczania w dniach,
- $T$  — okres pracy złoża w dniach.

Należy liczyć, że na oczyszczenie złoża zużywa się przeciętnie jeden dzień roboczy.

W razie umieszczenia filtrów jeden obok drugiego w sąsiadujących z sobą zbiornikach, ograniczonych ścianami poprzecznymi, stosunek długości oraz szerokości zbiorników należy dobrać w ten sposób, aby otrzymać najmniejszą kubaturę ścian. Oznaczając (rys. 102) szerokość zbiorników przez  $x$ , długość przy  $y$ , do warunku minimum kubatury ścian dla  $n$  komór dojdziemy następująco: przekrój ścian



Rys. 102

$$n \cdot x \cdot y = F$$

$$x = \frac{F}{ny}$$

długość ścian

$$(n + 1) y + 2 n x = (n + 1) y + \frac{2F}{y}$$

Minimum kubatury ścian otrzymamy wówczas, gdy suma ich długości będzie najmniejsza, tj. przy pochodnej względem  $y$  równej zero

$$\frac{d}{dy} \left[ (n + 1) y + \frac{2F}{y} \right] = 0 \quad [53]$$

Różniczkując powyższe wyrażenia dochodzimy kolejno do zależności

$$(n + 1) - \frac{2F}{y^2} = 0 \quad (n + 1) y^2 = 2 n x y \quad [54]$$

$$y = \frac{2n}{n + 1} \cdot x \quad \frac{x}{y} = \frac{n + 1}{2n} \quad [55]$$

Jako materiał filtracyjny stosuje się piasek o możliwie równej wielkości ziarn, których średnica miarodajna powinna wynosić 0,25÷0,35 mm, zaś współczynnik nierównomierności nie powinien przekraczać wartości 3,0. Wysokość warstwy filtrującego piasku powinna wynosić 60÷120 cm. Warstwa grubszego piasku oraz żwiru znajdująca się pod tą warstwą piasku służy jako oparcie i ochrona; grubość jej wynosi z reguły 40÷60 cm. Całkowita wysokość filtru wynosi 1,0÷1,8 m.

Przy ilości komór $n$	Stosunek szerokości do długości $x : y$
2	3 : 4
3	2 : 3
4	5 : 8
5	3 : 5
6	7 : 12

Dobór materiału w złożu powinien wyglądać w przybliżeniu następująco:

	średnica ziarn (w mm)
90÷120 cm woda surowa	—
60÷100 cm piasek filtrujący	0,30÷0,60 mm
3÷5 cm piasek grubo	2 ÷ 7 mm
5÷10 cm żwir	8 ÷ 15 mm
10÷15 cm żwir	15 ÷ 30 mm
10 cm ułożony kamień	50 ÷ 100 mm
nżej ułożony kamień	100 ÷ 200 mm

Warstwa kamienia rozpoczyna się grubością około 15 cm i powiększa swą wysokość w kierunku odpływu odpowiednio do spadku dna do około 50 cm.

Ostatnio warstwy podtrzymujące i kanały odpływowe zastępowane są przez kamienne ruszty lub sita (łańcuszkowe) z przestrzemią zbiorczą umieszczoną poniżej. Całe złożo składa się z jednolitego piasku.

Dla równomiernego rozkładu ciśnienia konieczne jest, aby przefiltrowana woda w przewodach czystej wody, leżących pod warstwą najgrubszego żwiru, nie spotykała zbyt dużego oporu w przepływie i nie traciła swej prędkości. Z tych względów należy unikać zbyt wąskich kanałów wody czystej.

Przy projektowaniu filtrów należy uwzględnić następujące wskazania:

- 1) stosować możliwie dużą liczbę kanałów o większym przekroju do wody czystej,
- 2) dawać możliwie małą długość kanałów,
- 3) należy stopniowo powiększać przekrój kanałów zbiorczych w miarę dochodzenia kanałów bocznych.

Do odwodnienia dna filtru mogą być zastosowane dreny, dziurkowane rury betonowe lub kamionkowe względnie specjalnie ukształtowane przewody z kamionki, betonu lub cegły.

Prędkość wody w kanałach wody czystej powinna wynosić co najmniej 10÷15 cm/sek. Główny kanał zbiorczy najlepiej umieścić pośrodku. Kanały boczne powinny leżeć w odległościach nie większych niż 2,5÷5,0 m od siebie. Nie powinno się odwadniać większych powierzchni przewodami:

w świetle niż	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30 m
	30	70	150	250	400 m <sup>2</sup>

Kanały powinny mieć dużą ilość otworów dla dopływu wody. Jeżeli grubość ziarn dolnej warstwy żwiru jest mała, to odległość otworów musi być mniejsza, jeśli średnica ziarn żwiru jest większa, to i odległość otworów może być większa.

Filtry mogą być wykonywane w postaci złóż krytych lub niekrytych. Budowa filtrów zależy przede wszystkim od miejscowych warunków klimatycznych. Filtry dostatecznie wysokie, umożliwiające dobre krążenie powietrza, posiadające przykrycie, mają dużo dodatnich stron. Niskie



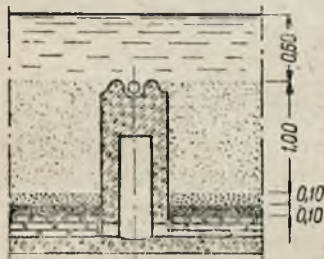
temperatury mogą oddziaływać szkodliwie na materiał ścian oraz procesy biologiczne, zachodzące w filtrze powolnym. Filtry kryte nie podlegają, lub podlegają tylko w nieznacznym stopniu, wpływowi atmosferycznym; dają więc w zimie większą pewność ruchu. Okres ich pracy jest dłuższy niż okres pracy filtrów niekrytych, gdyż są chronione przed kurzem i rozwojem alg. W większości przypadków wystarczają zwykłe drewniane obudowy ze światłem górnym i urządzeniem wietrzącym. W naszym klimacie z uwagi na niskie temperatury powszechnie stosowana jest obudowa. Często zamiast obudowy drewnianej w postaci dachu stosowana jest obudowa w postaci przesklepień, wykonywanych z cegły lub betonu, obsypanych ziemią. Obudowa taka daje lepszą izolację cieplną. Złoża bez przykrycia są jednak znacznie tańsze od krytych. Można osiągnąć pewne oszczędności, jeśli część złożeń o powierzchni odpowiadającej zapotrzebowaniu zimowemu wody wykona się z lekkim przykryciem, uzupełnienie zaś przy powiększonym rozbiorze letnim pokrywać będą złoża niekryte.

Obecnie ze względu na wysokie koszty budowy prawie wcale nie stosuje się pokrycia w formie łuków z nasypem ziemnym.

Należy pamiętać o tym, że filtry kryte powinny być dobrze przewietrzane oraz oświetlone.

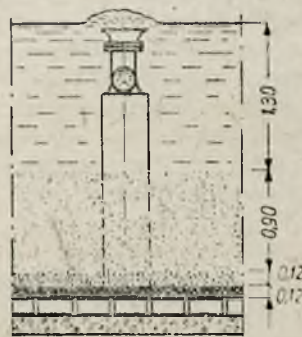
Przy uruchamianiu filtru należy zwrócić uwagę na następujące sprawy:

1) Użyty materiał musi być dokładnie przemyty. Nie może on zawierać części ilastych, a pod żadnym warunkiem zanieczyszczeń organicznych, aby w filtrze nie mogły za-



Rys. 103.

Sposoby wprowadzania wody na filtr powolny

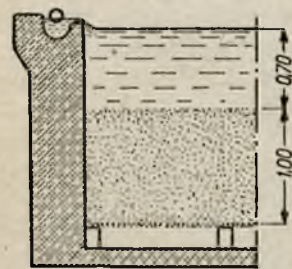


Rys. 104.

Sposoby wprowadzania wody na filtr powolny

chodzić żadne zjawiska rozkładu, które są powodem psucia się smaku wody.

2) Pierwsze napełnienie następuje powoli od dołu wodą filtrowaną tak, aby znajdujące się w filtrze powietrze zostało wyparte. Tylko w ten sposób osiąga się pełne wykorzystanie przekroju. Początkowy filtrat wypuszcza się do kanału tak długo, dopóki liczba bakterii nie spadnie poniżej 100 w  $\text{cm}^3$ . Na filtrach bez przykrycia stan taki ustala się często po 12-24 godzinach, na złożach zaś krytych — z powodu braku światła słonecznego — dopiero po  $1\frac{1}{2}$ -2 dniach.

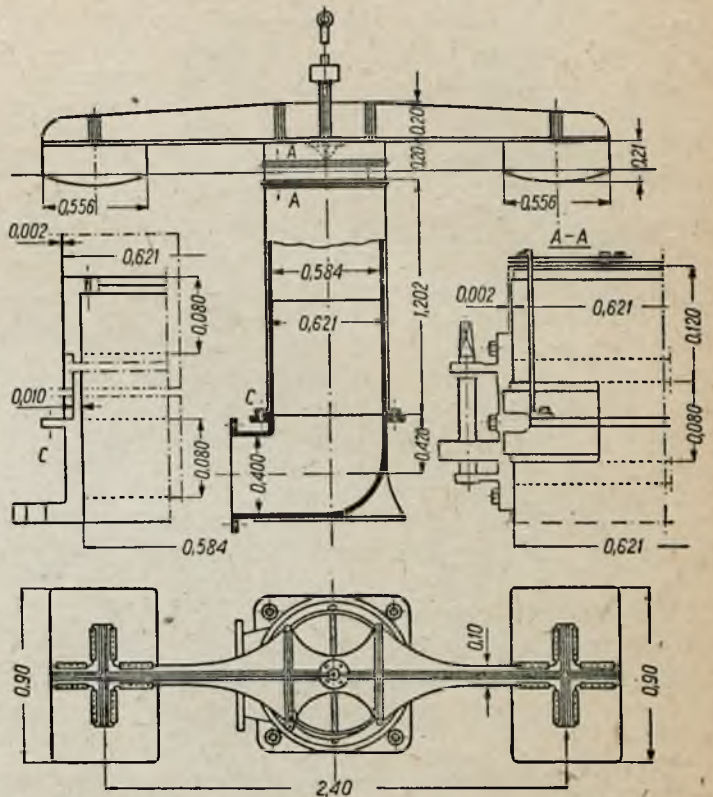


Rys. 105.

Sposoby wprowadzania wody na filtr powolny

Doprowadzenie wody na złożo powinno być tak wykonane, aby nie nastąpiło wzruszenie piasku, a przez to niszczenie błony powierzchniowej. Do wprowadzenia wody

stosuje się rynny (rys. 105), rozszerzające się rury przelewowe (rys. 103) względnie szerokie przelewy (rys. 104) umieszczone ponad zwierciadłem wody. Jeżeli wodę należy napowietrzyć, wówczas można ją doprowadzić za pomocą dysz rozpryskowych. Regulację dopływu przeprowadza się za pomocą zasuw. Komora filtracyjna musi być zaopa-



Rys. 106. Samoczynny przyrząd regulacyjny Lindley'a

trzoną w przelew oraz spust. Za pomocą zaworu pływakowego dopływ można tak regulować, aby woda nad złożem stała na tej samej wysokości.

Poziom wody powinien być utrzymywany możliwie na tej samej wysokości. Głębokość wody nad złożem powinna być taka, aby:

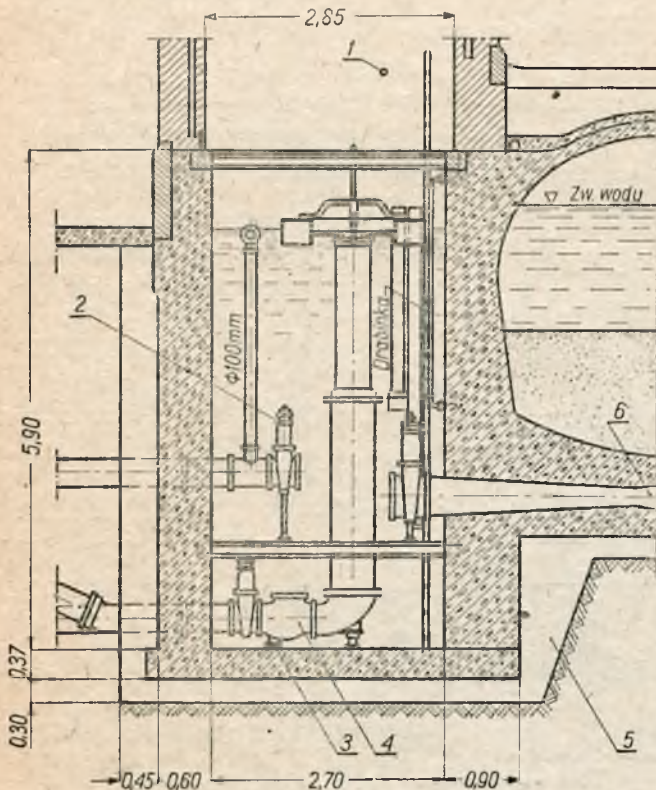
- była zawsze większa niż dowolna największa strata ciśnienia,
- w przypadku filtrów niekrytych, nie dopuszczała do uszkodzenia powierzchni filtru przez tworzenie się skorupy lodowej.

Z tych powodów wysokość warstwy wody na filtrze bez przykrycia nie powinna być mniejsza niż 1 m ( $1,2 \div 1,5$  m), podczas gdy w filtrach obudowanych może być nieco mniejsza, jednak nie mniej niż 0,60 m. Strata ciśnienia, tj. różnica ciśnienia przed i za filtrem, tzw. ciśnienie na filtrze lub ciśnienie robocze wynosi początkowo niewiele centymetrów sł. w. i wzrasta w czasie pracy filtru wskutek jego szybkiego zatykania się. Nie może ona przekroczyć 1 m sł. w. Dla osiągnięcia jednostajnej prędkości filtracji i jednostajnej wydajności przy wzroście ciśnienia na filtrze, konieczna jest regulacja, którą w mniejszych zakładach przeprowadza się przez odpowiednią manipulację zasuwą, umieszczoną na przewodzie odpływowym. Ponieważ nastawianie ręczne zasuw nie może być przeprowadzane z wymaganą jednostajnością, wbudowuje się w przewody odpływowe samoczynne przyrządy regulujące, jak np. samoczynny regulator Lindleya (rys. 106, 107). Budowa regulatora polega na tym, że rura teleskopowa utrzymywana jest przez pływaki w takim położeniu w stosunku do zwier-



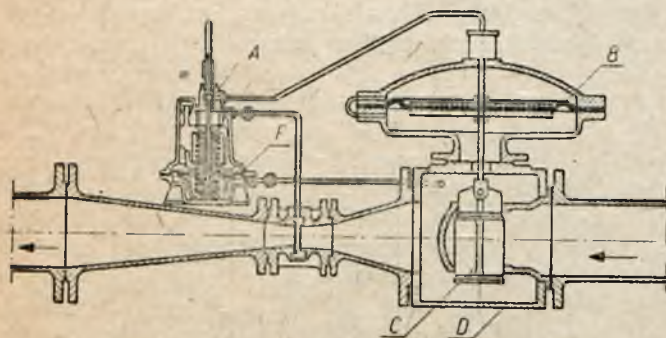
ciadła wody, że do jej wnętrza dopływa zawsze ta sama ilość wody. Jeśli ciśnienie na filtrze wzrośnie, to wraz z opadaniem zwierciadła wody rura teleskopowa opada samoczynnie, co nie powoduje zmiany w odpływie wody.

Regulatory są często budowane w oparciu o zasadę wodomierza Venturiego.



Rys. 107. Samoczynny regulator odpływu filtru  
1 — poręcz, 2 — zasuwka  $\phi$  300 mm, 3 — kurek  $\phi$  25 mm, 4 — kłapa zwrotna  $\phi$  300 mm, 5 — glina, 6 — przyrząd pomiarowy

Działanie takiego urządzenia objaśniono na rys. 108. Przyrząd składa się z części regulującej *D* z zaworem *C* i przeponą *B* oraz z części sterującej z przeponą *F* i zaworem kulowym *A*. Przestrzenie powyżej przepon *B* i *F* połączone są rurkami ze zwężką, przestrzenie zaś poniżej przepon — z przestrzenią części regulującej *D* przed zwężką.



Rys. 108. Przyrząd regulujący odpływ wody z filtru

Gdy woda przepływa z wydajnością mniejszą od tej, na którą przyrząd jest nastawiony, powstająca różnica ciśnień po obu stronach przepony *F* jest jeszcze za mała do pokonania oporu sprężyny utrzymującej tę przeponę w równowadze. Z chwilą, gdy wydajność przekroczy określoną wartość, różnica ciśnień pokona opór sprężyny, przepona *F* podniesie się otwierając zawór *A* i łącząc przestrzeń położoną powyżej przepony *B* ze zwężką. Ponieważ pod prze-

poną panuje ciśnienie większe, odpowiadające ciśnieniu przed zwężką, przepona *B* podnosi się zatem i przymyka wentyl *C* aż do osiągnięciażądanego przepływu, przy którym sprężyna w części sterującej przywraca poprzedni stan równowagi.

Filtry powolne są stosowane do oczyszczania wód, które nie są zbyt mętne i zabarwione oraz nie są zanieczyszczone w znacznym stopniu ściekami kanalizacyjnymi. Filtry takie szczególnie dobrze nadają się do oczyszczania przezroczystych wód zbiornikowych, gdzie ma się do czynienia z małą zmiennością mętności i koloru.

Jeśli woda surowa jest bardzo zanieczyszczona, to wskazane jest jej wstępne oczyszczenie, gdyż w przeciwnym przypadku okres pracy filtru jest zbyt krótki, a wydajność filtru zbyt mała. Filtry powolne można też ustawiać w stopniach, przez które woda przepływa kolejno ulegając stopniowo coraz to doskonalszemu oczyszczeniu. W pewnych przypadkach przed filtrami powolnymi włącza się filtry pośpieszne, przez co okres pracy filtru powolnego powiększa się nieraz 10-krotnie. Z powodu silnego zanieczyszczenia dla filtrów powolnych należy mieć większe powierzchnie jednostek rezerwowych. Z uwagi na wysokie koszty inwestycyjne filtry powolne wychodzą z użycia.

#### Oczyszczanie filtru

Filtry zanieczyszczają się stopniowo od powierzchni. Silne zanieczyszczenie powoduje zbyt dużą stratę ciśnienia. Okres pracy filtru zależy od właściwości wody surowej, pory roku, stosowanych normalnych prędkości filtracji, największego dopuszczalnego nadciśnienia na filtrze i zastosowanej średnicy ziarna. Prędkość filtracji waha się w poszczególnych zakładach wodociągowych. Nie powinna ona przekraczać 100÷125 mm na godzinę (tj. 2,4÷3,0 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dobę). Filtr wymaga ciągłej opieki i to nie tylko technicznej podczas pracy, ale i pod względem chemicznym, fizykalnym oraz bakteriologicznym.

Próbki filtratu powinny być pobierane stale w celu zbadania jego jakości.

Wobec tego, że w miarę upływu czasu grubość błony powierzchniowej staje się coraz większa i coraz trudniej przepuszczalna, strata ciśnienia nadmiernie rośnie. W celu zmniejszenia straty ciśnienia w niektórych urządzeniach początkowo nie przeprowadza się właściwego oczyszczania filtru, tylko niszczy się błonę za pomocą stalowych grabi o ciężarze 20 kG. Następnie na 6 godzin pozostawia się złożę w spoczynku, po czym włącza się je do pracy. Tę czynność można powtórzyć dwa do trzech razy w odstępach kilkutygodniowych zanim przystąpi się do oczyszczania złoża.

Oczyszczanie filtru wykonuje się w ten sposób, że na początku usuwa się wierzchnią warstwę grubości 1÷3 cm, średnio przyjmuje się 2,5 cm. Ponieważ warstwa grubości 2 cm znajdująca się poniżej jest jeszcze bardzo zanieczyszczona, zbiera się ją za pomocą szufli i gromadzi na filtrze w postaci małych kupek. Potem znowu uruchamia się filtr. Następnie po krótkim okresie pracy zdejmuje się silnie zabrudzoną warstwę 2,5 cm, potem wzrusza się silnie grabiami, głęboką warstwę grubości 10÷15 cm i kilka dni przewietrza się dobrze filtr. Ten sposób oczyszczania stosuje się dlatego, że na filtrach wypełnionych czystym piaskiem zupełnie brakuje filtrującej powłoki i z tego względu dojrzewają one dłużej niż te, z których usunięto tylko warstwę wierzchnią. Dopiero wówczas, gdy grubość warstwy filtrującej spadnie do połowy pierwotnej grubości, nie mniej jednak niż 30 cm, cały piasek musi być gruntownie przemyty, a warstwa złoża uzupełniona do pełnej grubości. Piasek, aż do warstwy podtrzymującego go żwiru,



powinien być całkowicie wybrany i poddany przemyciu. Dla ułatwienia wywiezienia zbieranego piasku i dowozu przemytego, każdą komorę zaopatruje się w pochylnię. Filtr częściowo wypełnia się nowym piaskiem, a na wierzchu daje się warstwę starego przemytego piasku, aby szybko utworzyła się adsorbująca warstwa piasku. Po dojrzaniu filtr uruchamia się.

Opisany wyżej sposób czyszczenia filtru powolnego jest przykładem, jak przeprowadza się tę operację, lecz nie stanowi reguły. W zależności od własności filtrowanej wody, konstrukcji filtru, składu złoża filtracyjnego, czasu jego pracy i innych czynników, wśród których doświadczenia eksploatacyjne miejscowych stacji filtrów stanowią ważny czynnik, szczególnie metod czyszczenia mogą być rozmaite. Oczyszczanie może być zmechanizowane całkowicie lub częściowo. To ostatnie polega na wprowadzeniu mechanicznego transportowania piasku z filtru na zewnątrz i z powrotem.

Do mycia zbrudzonego piasku filtracyjnego stosuje się różnego rodzaju maszyny. Przemycanie ręczne stosowane jest tylko w przypadku niewielkich urządzeń. Piasek przemycany jest przez silny strumień wody z węża lub też przez wznoszący się prąd wody w rynnach w dziurkowanym dnem.

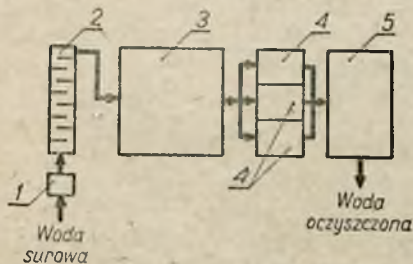
Płuczki bębnowe składają się z bębnow zaopatrzonych wewnątrz w stojące blachy, mające za zadanie dobre wymieszanie piasku z wodą płuczającą. Ilość obrotów wynosi 8÷10 na minutę, zużycie wody 8÷9 m<sup>3</sup> na 1 m<sup>3</sup> piasku.

Płuczki strumieniowe pracują w ten sposób, że piasek wyrzucany jest w górę przez strumień wody. Wznosząca się mieszanina piasku z wodą dostaje się stopniowo do szeregu komór, w których zjawisko wyrzucenia w górę powtarza się. Piasek spada na dno, zabrudzona woda odpływa przez przelew. Zużycie wody w takich płuczkach wynosi 15÷20 m<sup>3</sup> na 1 m<sup>3</sup> piasku.

Z filtru woda czysta płynie do zbiornika wody czystej, skąd za pomocą pomp dostarczana jest do sieci.

#### d. Filtry pośpieszne

Filtry pośpieszne różnią się zasadniczo od filtrów powolnych tym, że nie przywiązują się tu żadnego znaczenia do tworzenia się wierzchniej filtrującej błony biologicznej, natomiast uważa się za wystarczającą ciekłą błonkę tworzącą się na poszczególnych ziarnach piasku w całej jego objętości, czemu częstokroć dopomaga się przez dodawanie środków chemicznych, np. siarczanu glinu (rys. 109). Filtry



Rys. 109. Schemat oczyszczania wody za pomocą filtrów pośpiesznych

1 — dawkiowanie chemikalii, 2 — komory mieszane, 3 — osadnik, 4 — filtry, 5 — zbiornik wody czystej

te zanieczyszczają się bardzo szybko wskutek silnego obciążenia tak, że okres ich pracy pomiędzy kolejnymi czyszczeniami jest krótki i zależnie od ilości osadzających się w złożu zawiesin wynosi od kilku godzin do pełnej doby, a wyjątkowo przy stosunkowo czystej wodzie może wynieść kilka

dni. Czyszczenie filtru pośpiesznego polega na gruntownym przemyciu warstwy filtrującej czystą wodą.

Poszczególne konstrukcje filtrów pośpiesznych różnią się przeważnie sposobami przemycania.

Główne zalety filtrów pośpiesznych w stosunku do powolnych są następujące:

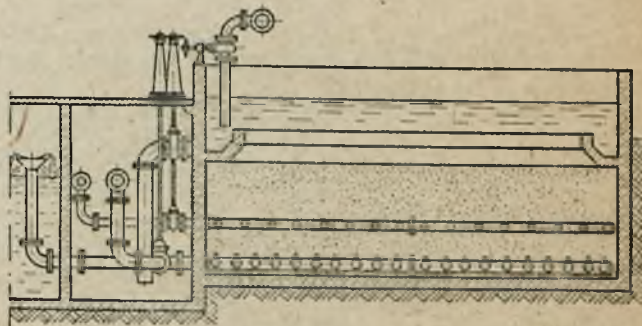
1. filtry pośpieszne zajmują 20÷30 razy mniejszą powierzchnię,
2. przy oczyszczaniu obsługa nie styka się bezpośrednio z warstwą filtrującą,
3. filtry pośpieszne dają się łatwo i prędko oczyścić, wskutek czego znoszą one o wiele większe obciążenie i wymagają mniejszej ilości jednostek rezerwowych,
4. możliwa jest sterylizacja całego filtru.

Rozróżniamy filtry pośpieszne otwarte i zamknięte. Filtry zamknięte pracują pod ciśnieniem i włączone są do przewodu tłocznego, przez co staje się niepotrzebne podwójne pompowanie.

#### Filtry pośpieszne otwarte

Filtr pośpieszny otwarty stanowi zbiornik najczęściej żelbetowy o przekroju prostokątnym, rzadziej kołowym. Niekiedy do urządzeń małej wydajności stosuje się zbiorniki z blachy stalowej. Zasadniczymi częściami składowymi filtru są: urządzenie doprowadzające wodę surową na filtr, warstwa filtrująca, urządzenie odprowadzające przefiltrowaną wodę i urządzenie do czyszczenia filtru. Istnieje duża liczba najróżniejszych konstrukcji wyróżniających się przede wszystkim sposobem przemycania oraz wzruszania piasku przy płukaniu. Wzruszanie stosowano z reguły w konstrukcjach dawniejszych, urządzając w tym celu mechanicznie poruszane mieszadła. W filtrach nowszej konstrukcji przemieszanie piasku przeprowadza się prądem sprężonego powietrza włączanego przez specjalne dysze umieszczone w dnie filtru (grzybki-sitka).

Wodę surową doprowadza się przez korytka. Służą one również do odprowadzania wody płuczającej; w niektórych konstrukcjach przewidziano do tego celu oddzielne korytka. Warstwa filtrująca składa się z piasku kwarcowego zazwyczaj grubszego i o granulacji bardziej jednostajnej, niż przy filtrach powolnych; powszechnie zalecany jest piasek o współczynniku równomierności 1,6 i średnicy miarodajnej 0,4÷0,5 mm. Wysokość warstwy piasku wynosi 0,6÷0,8 m, a warstwy wody nad złożem — 1,0÷1,5 m. Pod warstwą piasku znajduje się warstwa żwiru albo kilka warstw o różnej granulacji w granicach od 1÷50 mm, dobranych tak, aby ziarna górnej warstwy nie mogły zmieścić się w porach warstwy dolnej. Grubość tej warstwy pod-



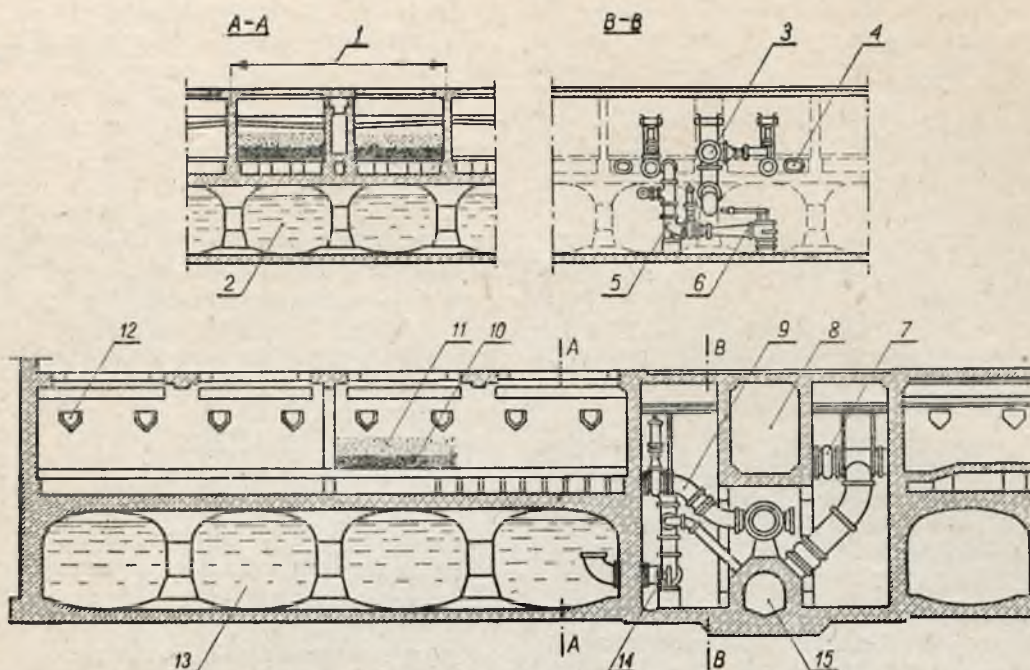
Rys. 110. Otwarty filtr pośpieszny konstrukcji Reiser'a z układem rur powietrznych

trzymującej właściwe złożo filtrujące wynosi 0,30÷0,60 m. Podane wyżej wymiary materiału filtrującego odnoszą się do filtrów przeznaczonych do całkowitego oczyszczenia wody; jeżeli nie stawia się dużych wymagań co do stopnia oczyszczenia, jak w niektórych wodociągach przemysłowo-

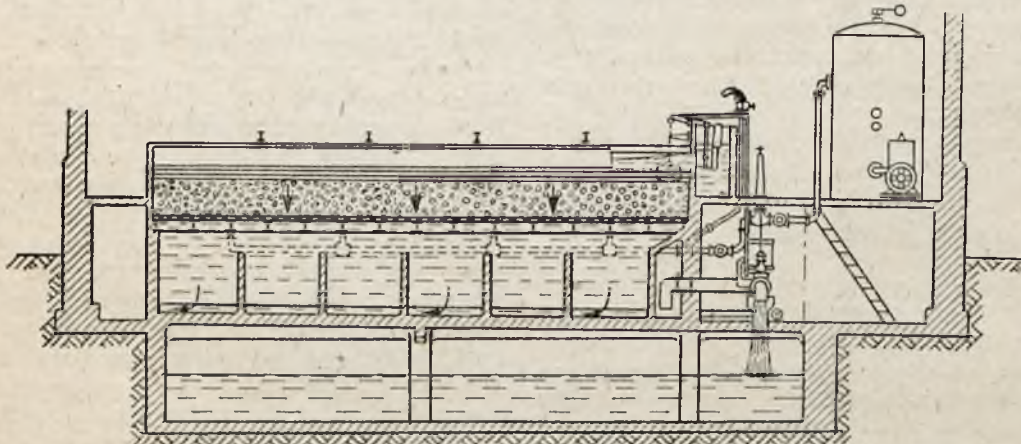


wych, warstwa filtracyjna może składać się z materiału grubszego. Taki filtr zatrzymuje więcej osadów i łatwiej daje się przemywać przy mniejszym zużyciu wody płuczającej.

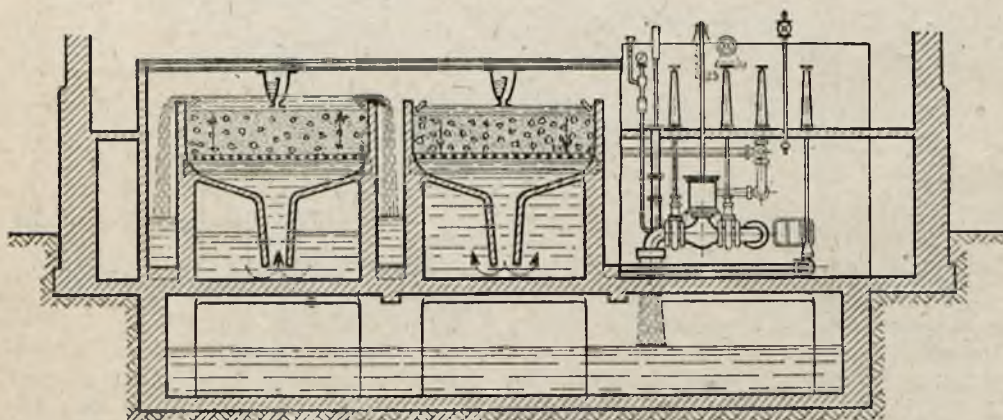
wadzającego przefiltrowaną wodę jak również może służyć do doprowadzania wody płuczającej. W niektórych konstrukcjach wykorzystano ten sam układ rur do doprowa-



Rys. 111. Pospieszny filtr otwarty z płukaniem wodą  
 1 — jednostka filtru, 2 — woda czysta, 3 — dopływ, 4 — włącz, 5 — odpływ, 6 — przyrząd regulujący,  
 7 — dopływ, 8 — dopływ wody do filtru, 9 — woda do płukania, 10 — żwir, 11 — piasek, 12 — koryta do od-  
 prowadzania wody płuczającej 13 — czysta woda, 14 — odpływ z filtru, 15 — kanał



Rys. 112. Filtr otwarty Reiser'a (przekrój podłużny)



Rys. 113. Filtr otwarty Reiser'a (przekrój poprzeczny i widok)

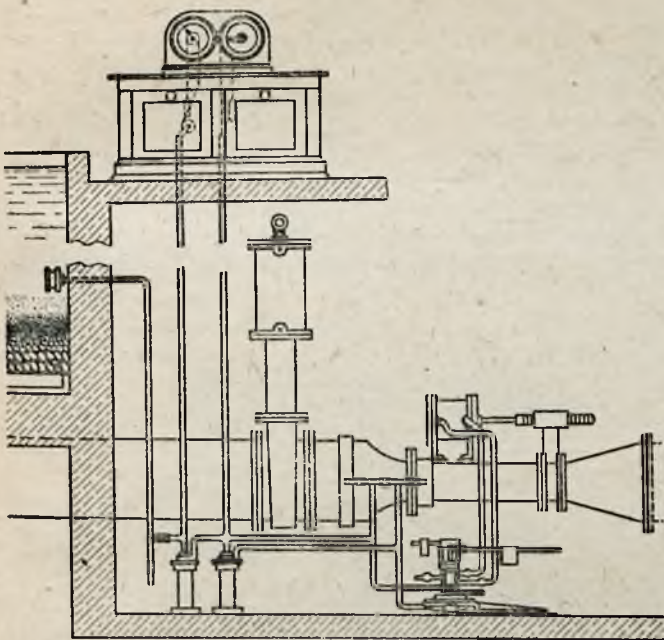
Ułożony pod warstwą filtracyjną w dnie filtru system rozgałęziających się rur może spełniać rolę drenażu odpro-

dziania sprężonego powietrza. Na rys. 110 przedstawiono otwarty filtr pospieszny konstrukcji Reiser'a w którym



przewidziano oddzielny układ rur powietrznych. Na rys. 111, 112 i 113 pokazane są konstrukcje filtrów bez przedmuchiwania złoża powietrzem. Układ rur zaopatrzony jest w różnego rodzaju dysze, w postaci grzybków, sitek itp. zapewniających możliwie równomierne rozłożenie prądu wody płuczącej na całą powierzchnię filtru. Dysze te wykonywane są z mosiądzu lub brązu, niekiedy z porcelany, co jest wskazane przy wodzie agresywnej. Przeprowadzono również próby zastosowania zamiast dysz porowatych płytek, tzw. filtrosów.

Prędkość filtracji w filtrach wyżej opisanych wynosi 4÷6 m/h, ciśnienie filtracyjne 2÷4 m sł. H<sub>2</sub>O. Dla zabezpieczenia stałej wydajności filtru, stosuje się przyrządy regulujące (rys. 114).



Rys. 114. Samoczynny przyrząd regulujący wydajność filtru pospiesznego

Ilość l/sek wody zużywanej do płukania na 1 m<sup>2</sup> powierzchni filtru, czyli tzw. intensywność płukania, zależy od konstrukcji filtru i stopnia jego zanieczyszczenia. Przy tej samej intensywności płukania otrzyma się różny stopień oczyszczenia filtru zależnie od wielkości ziarn piasku w złożu i zależnie od temperatury wody. W filtrach bez użycia powietrza do przedmuchiwania intensywność płukania wynosi 10÷15 l/sek/m<sup>2</sup>, przy użyciu zaś powietrza — 5÷10 l/sek/m<sup>2</sup>. Czas płukania wynosi 4÷5 minut. Woda do płukania podawana jest ze specjalnego zbiornika albo przez przeznaczoną do tego celu pompę.

W czasie płukania zachodzi zjawisko tzw. ekspansji piasku, polegające na wzroście zajmowanej przez niego objętości wskutek unoszenia go do góry przez wodę płuczącą. Wielkość ekspansji, mierzonej w % rzeczywistej grubości warstwy filtracyjnej, zależy od intensywności płukania i wynosi zwykle do 50%. Należy zwrócić uwagę, aby koryto, do którego uchodzą wypłukane z piasku cząstki osadzonych zawiesin, było umieszczone powyżej granicy, jaką osiąga piasek przy ekspansji, w przeciwnym bowiem razie część ziarn będzie uniesiona wraz z wypłukanymi zanieczyszczeniami do kanału.

Ilość wody zużywanej do płukania wynosi 2÷10% wody przefiltrowanej. Dla zmniejszenia tej ilości stosuje się metodę tzw. powierzchniowego płukania. Sposób ten polega na przepłukaniu oddzielnie górnej, najbardziej zanieczyszczonej warstwy przy równoczesnym płukaniu zwykłym opisanym wyżej sposobem.

### Filtry zamknięte

Filtry zamknięte są to zamknięte kotły, pozwalające na zastosowanie większego ciśnienia i większej prędkości filtracji; te które są w użyciu różnią się sposobem doprowadzania wody i powietrza do płukania. W niektórych przypadkach oczyszczanie polega tylko na płukaniu wodą i wzruszaniu piasku mieszadłami; w innych skuteczność płukania można wzmoczyć za pomocą włączanego powietrza, które silnie wzrusza cały piasek. Istnieją również urządzenia, w których piasek w czasie płukania wodą zostaje kompletnie przemieszany i przemieszczony za pomocą specjalnego urządzenia.

Prędkość filtracji 8÷15 m/h; prędkości większe niż 20 m/h stosowane są wyjątkowo. Okres pracy trwa 80÷250 godzin. Do płukania niezbędne jest ciśnienie 10÷15 m sł. H<sub>2</sub>O. Czas trwania płukania 5÷10 minut. Zużywa się na to 8÷15% wody przefiltrowanej. Strata ciśnienia zależy od szybkości filtracji i po oczyszczeniu wynosi około 0,5 m, a w miarę wzrostu zanieczyszczenia filtru może dojść do 3÷4 m.

Częstokroć filtry zamknięte pracują w dwóch stopniach. W stopniu pierwszym (warstwą kontaktową) daje się ziarno grubsze (3÷4 mm) w warstwie grubości 1÷2 m. Stopień drugi (złoże filtracyjne) składa się z ziarn o średnicy 1÷1,5 mm przy wysokości warstwy 0,6÷0,8 m.

Filtry pod ciśnieniem wykonywane są prawie zawsze o przekroju kołowym. Odróżniamy stojące i leżące filtry z pojedynczą i wieloma komorami. Zależnie od sposobu oczyszczania w przypadku filtrów pospiesznych zamkniętych, podobnie jak w przypadku otwartych, rozróżniamy następujące konstrukcje:

1) Płukanie odwrotne wodą z jednoczesnym wzruszaniem piasku mieszadłem. Urządzenie takie jest odpowiednie dla niewielkich zakładów. Przy większych rozmiarach łatwo powstają uszkodzenia mieszadeł.

2) Płukanie strumieniste piasku. W tym przypadku osiąga się bardzo dobre przemycie. Zjawisko zbyt silnego ściągania się ziarn z powodu dużych prędkości może być usunięte przez odpowiednią budowę filtru.

3) Płukanie powietrzne i wodne. Jeśli jednocześnie następuje płukanie wodą i powietrzem, filtry muszą być zaopatrzone w silne dno. Bardzo ważne jest tu odpowiednie ukształtowanie dna z dyszami tak, aby wyeliminować zjawisko tworzenia się kraterów i kanałów powietrznych w masie filtru. Nie można więc wprowadzać powietrza bezpośrednio w filtr piaskowy, tylko należy je równomiernie rozprowadzać na całą powierzchnię.

4) Płukanie odwrotne silnym strumieniem wody. Cała warstwa piasku zostaje uniesiona do góry przez dużą ilość wody, przy czym piasek odbywa ruch w górę i w dół. W tym przypadku dla zmniejszenia dużych strat wody zamknięcie i otwieranie przewodów powinno trwać 1÷2 sekund. System ten działa skutecznie wtedy, gdy cała ilość wody płuczącej wprowadzona została na filtr i gdy osiągnięta jest pełna prędkość płukania. Filtry takie zużywają dużą ilość wody płuczącej, bo około 1,5÷3 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, drobny materiał piaskowy osadza się na wierzchu, przez co szybciej po przemyciu wytwarza się błona filtrująca.

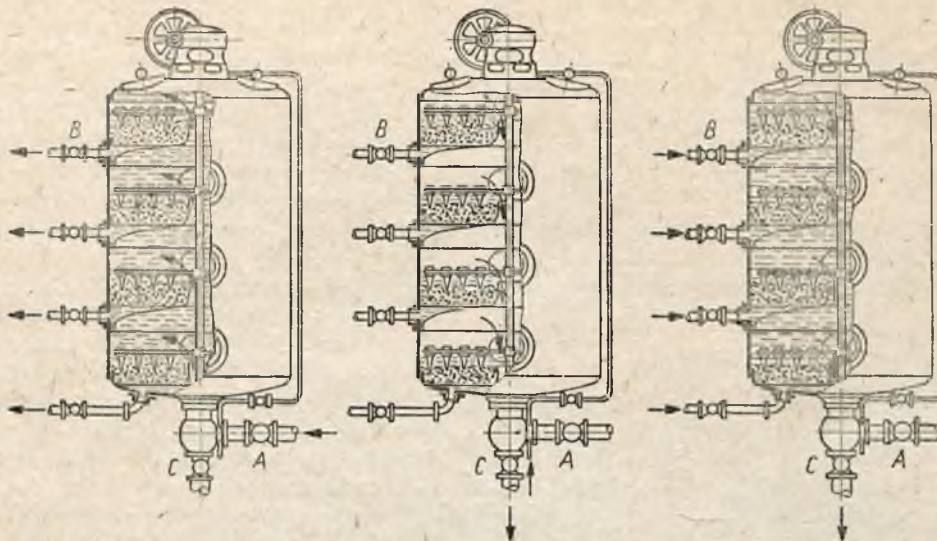
Jaki rodzaj płukania ma większe zalety, trudno zdecydować, gdyż zależy to od warunków miejscowych. Ilość wody do płukania dostosowuje się do rodzaju filtru i stopnia jego zanieczyszczenia.

Filtry z mieszadłem stojące pod ciśnieniem budowane są na najrozmaitsze ciśnienia robocze. W małych filtrach mieszadła uruchamiane są przeważnie ręcznie, w przypadku zaś dużej średnicy poruszane są elektrycznością. Wieloko-

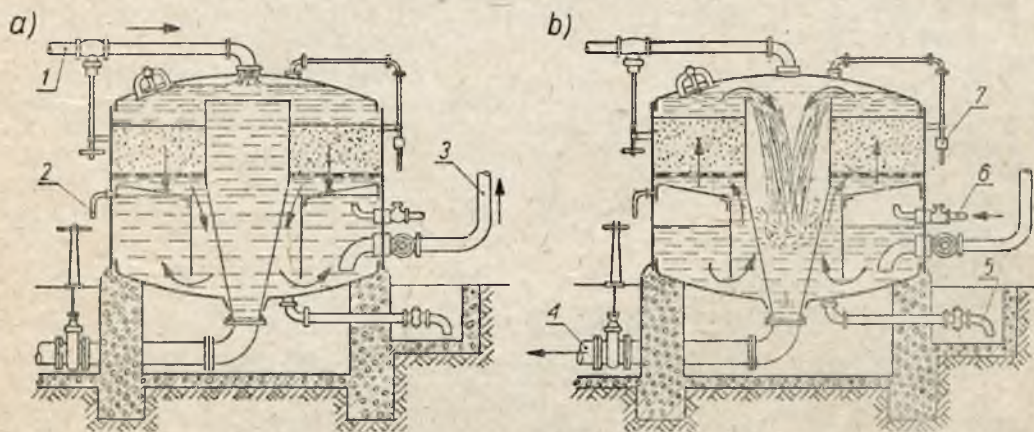


morowy filtr konstrukcji Wurla przedstawiono na schemacie podanym na rys. 115. Pracę jego wyjaśniono na szkicu.

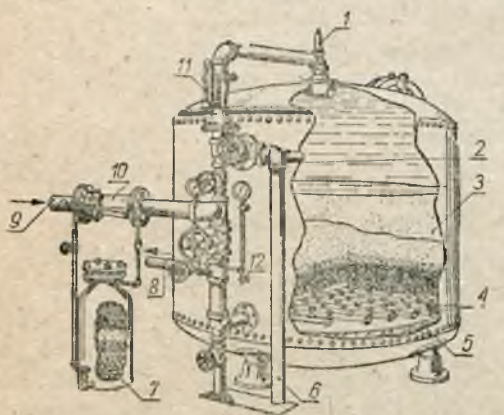
przedstawiono na rys. 116. Wobec tego, że przy urządzeniach pracujących za pomocą sprężonego powietrza istnieje



Rys. 115. Wielokomorowy filtr Wurla. W czasie pracy zasuwy A i B otwarte. Zasuwa C zamknięta. Przed rozpoczęciem płukania zasuwa C otwarta, pozostałe zamknięte. W czasie płukania zasuwa B częściowo otwarta, zasuwa C całkowicie otwarta, zasuwa A — zamknięta



Rys. 116. Zamknięty filtr pospieszny z płukaniem powietrzno-wodnym  
1 — dopływ wody surowej, 2 — odpowietrzanie, 3 — filtrat, 4 — do kanału, 5 — spust, 6 — powietrze, 7 — odpowietrzanie: a — w czasie pracy, b — w czasie płukania



Rys. 117. Zamknięty filtr pospieszny  
1 — samoczynne odpowietrzanie, 2 — szkło obserwacyjne, 3 — piasek filtracyjny, 4 — dysze, 5 dno betonowe, 6 — spust wody z płukania, 7 — zbiornik z roztworem koagulantu, 8 — odpływ wody filtrowanej, 9 — dopływ wody surowej, 10 — przyrząd Venturiego do regulowania dawki koagulantu, 11 — wskaźnik przepływu, 12 — kurek probierczy

Zamiast stosunkowo drogiej mieszadeł stosuje się filtry stojące z płukaniem powietrzno-wodnym; tego rodzaju filtr

niebezpieczeństwo, że przy niedokładnej obsłudze po płukaniu może nastąpić nierównomierny rozkład piasku, w nowszych urządzeniach chętniej stosowane jest tylko wzmocnione płukanie wodą (rys. 117, 118).

Ponieważ wysokość warstwy piasku przy wielu procesach filtracji odgrywa dużą rolę, Bollman zbudował filtr przedstawiony na rys. 119. Wysokość warstwy filtrującej może się zmieniać, gdyż za pomocą urządzeń płuczących można oczyścić warstwę piasku dowolnej wysokości. Zaletą wysokiej warstwy piasku jest to, że można stosować większe prędkości filtrowania niż 10 m/h i więcej.

Do odprowadzania wody filtrowanej umieszczony jest w filtrze układ dziurkowanych rur w formie rusztu, aby nie powodował zatrzymywania obiegowego ruchu piasku nadanego mu przez strugę płuczącą. Piasek przesuwa się pomiędzy rurami jednostajnie w dół. Poniżej rusztu z rur znajduje się korpus kierujący w kształcie podwójnego stożka.

Ten ostatni powoduje, że cała masa piasku jest zmuszona przesuwać się koło wlotu strumieni tak, że wszystkie ziarna piasku biorą w tym jednoczesny udział, bez pozostawiania piasku w kątach filtru. W razie braku korpusu kierującego piasek pozostaje na ścianach. Podczas płuka-



nia strumień wody tryskający przez dyszę znajdującą się w spodzie dna do pionowej rury porywa piasek w sposób ciągły ku górze. Przy tym poszczególne ziarna piasku ocierają się o siebie, przez co brud zostaje wymyty. Z wylotu rury na górze wypływa mieszanina wody, piasku i brudu i spływa po stożkowym daszku. Brud lżejszy od piasku spływa do kanału z wodą płuczącą przez krawędź górnej rynny odpływowej. Piasek opada pod krawędź daszka, osiada i stopniowo bierze udział w kołowym przebiegu.

Rys. 118. Schemat połączeń filtru pod ciśnieniem. W czasie pracy — zasuwy A i B otwarte, pozostałe zamknięte. W czasie płukania wodą oczyszczoną — zasuwy B i C otwarte, pozostałe zamknięte. W czasie płukania wodą surową — zasuwy C i D otwarte, pozostałe zamknięte.  
1 — filtr, 2 — dopływ wody surowej, 3 — spust wody z filtru, 4 — spust wody płuczącej, 5 — odpływ wody oczyszczonej

W wielostopniowych stojących filtrach pod ciśnieniem umieszcza się zwykle nad sobą w jednym zbiorniku dwie jednostki filtrujące, w ostateczności trzy. Wielkość poszczególnych komór

chętnie stosowane w przypadku, gdy jednocześnie mają służyć dla odżelazienia i odmanganiania wody.

Filtry leżące pod ciśnieniem prawie wyłącznie oczyszczane są płukaniem wodnym. Tylko w szczególnych przypadkach stosuje się sprężone powietrze jako uzupełnienie przemyciwania. W ogólności nie stosuje się tutaj filtrów o większych średnicach niż 2400 mm. Przez powiększenie średnicy nie osiąga się istotnego powiększenia powierzchni filtru w jednej jednostce. Z drugiej strony z uwagi na wygodny dostęp i odpowiednie ukształtowanie dna, średnicy nie można zmniejszać poniżej 2200 mm. Trzeba więc z długością filtru dostosowywać się do ilości wody, przy czym nie wykracza się ponad 8 m. Często filtry leżące są dzielone wewnętrznymi ścianami na dwie lub więcej komór.

Również i w przypadku stosowania filtrów pod ciśnieniem należy pamiętać o dostatecznej rezerwie. W dużych zakładach zamiast ręcznie uruchamianych zamknięć, stosuje się przeważnie zamknięcia uruchamiane hydraulicznie. Posiadają one następujące zalety:

- 1) Do uruchomienia nawet największego zamknięcia potrzebny jest tylko jeden człowiek.
- 2) Czas otwarcia i zamknięcia zasuwy jest bardzo krótki, stąd ma się szybko do rozporządzenia pełne ciśnienie do płukania.
- 3) Oszczędność na wodzie do płukania.
- 4) Oszczędność czasu obsługi.
- 5) Powiększenie pewności ruchu.

W przypadku filtrowania wody, która poprzednio traktowana była środkami chemicznymi, przy przemyciwaniu wodą tworzą się często trudne do usunięcia zapchania. Muszą być one usuwane przez poddawanie filtru działaniu ługu lub kwasu. W przypadku użycia soli glinu stosuje się ług, w przypadkach użycia soli żelaza lub wapnia — kwas.

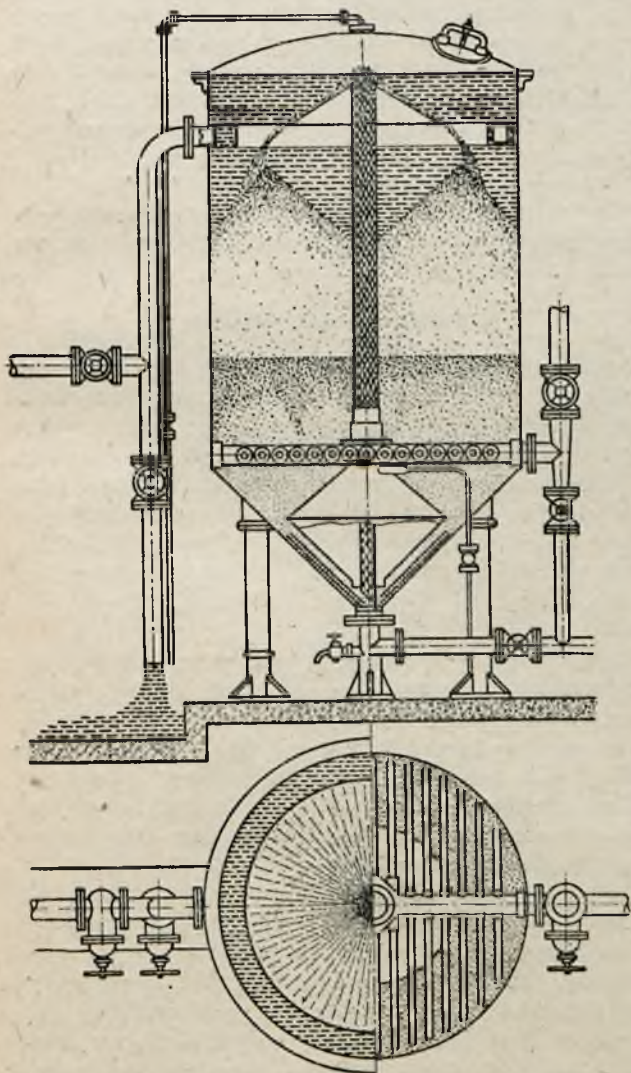
#### Skutek filtracji

Działanie filtru jest dwojakie: mechaniczne i biologiczne. Działanie mechaniczne polega na zmniejszeniu ilości grubszych i drobniejszych zawiesin. Zmniejszenie utlenialności, zamianę amoniaku i azotu na azotyny i azotany, przypisać należy silnym procesom biologicznym. Przy pomocy ciągłego sprawdzania ilości niepożądanych związków, poza zbadaniem zmiany sprawności przy powiększeniu ciśnienia, można określić również, kiedy filtr musi być przepłukany. Stosuje się tu następujące badania: pomiar zabarwienia i stopnia mętności, utlenialności, zawartości amoniaku i określenie zawartości azotynów i azotanów. Określenie twardości węglanowej i mineralnej może mieć często duże znaczenie, gdyż przez dodanie siarczanów jako koagulantów można zamienić twardość węglanową na mineralną. Główne działanie filtru polega na dużym zmniejszeniu ilości bakterii w wodzie, które w przypadku powolnych filtrów wskutek dłuższej styczności z błoną biologiczną jest większe niż w przypadku filtrów pośpiesznych. Dzięki filtrom powolnym z wody zostaje usuniętych około 99% bakterii, w przypadku zaś filtrów pośpiesznych 80÷90%. Na filtrach pośpiesznych uzyskuje się natomiast większe zmniejszenie zabarwienia wody. Ciągła kontrola liczby bakterii, szczególnie na początku i końcu okresu pracy, jest konieczna w celu regulacji prędkości filtracji.

Jeżeli badanie bakteriologiczne wykazuje, że konieczne jest zabicie bakterii w filtrze, wówczas najskuteczniej przeprowadza się to przez silne chlorowanie wody płuczącej. Wówczas wodę płuczącą z dodaniem 30÷40 g/m<sup>3</sup> chloru przez krótki czas pozostawia się w stanie spoczynku nad filtrem.

#### e. Nowe konstrukcje filtrów

Przeprowadzone w ostatnich latach badania w radzieckich instytucjach naukowych doprowadziły do zastosowa-



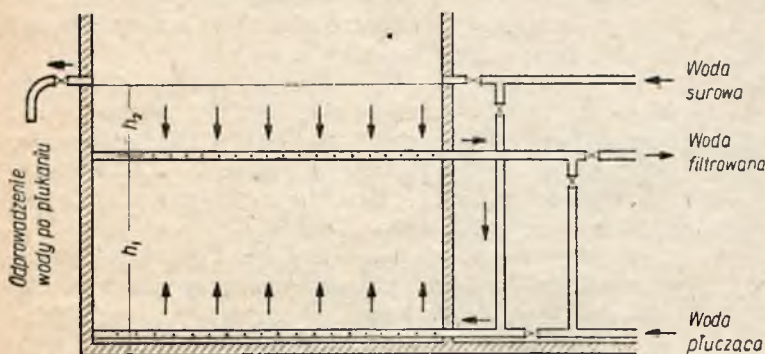
Rys. 119. Filtr pośpieszny Bollmanna

i rodzaj zawartego w nich filtru dostosowuje się do celów, jakim ma służyć dany filtr. Tego rodzaju filtry są ostatnio



ma nowych typów filtrów pośpiesznych, charakteryzujących się mniejszymi wymiarami i tym samym mniejszymi kosztami budowy. Do tych nowszych typów należą:

a) Filtr AGK (Akademii Gospodarki Komunalnej)<sup>1)</sup>, skonstruowany przez laureatów nagrody Stalinowskiej D. M. Minca i C. A. Szuberta. Przy stosowanym zwykle kierunku filtracji z góry na dół, górna warstwa piasku złożona z najdrobniejszych ziarn ulega szybkiemu zanieczyszczeniu tak, że ogólna objętość zawieszin zatrzymanych przez warstwę filtracyjną w okresie między kolejnymi płukaniem jest stosunkowo niewielka. Konstruktorzy filtru AGK zastosowali odwrotny kierunek filtracji z dołu do góry osiągając znaczne zwiększenie chłonności zawieszin przez złożę wskutek wykorzystania dolnych warstw piasku o grubszych ziarnach. Dla przeciwdziałania zjawisku ekspansji piasku, powstającej przy prądzie wody skierowanym do góry, część wody doprowadzona od góry filtruje się



Rys. 120. Schemat działania filtru AGK

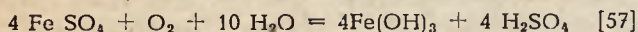
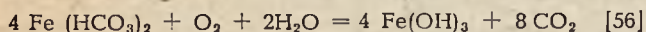
w kierunku na dół, oba te prądy spotykają się i zostają odprowadzone drenazem założonym w odległości około 2/3 H od dna filtru (rys. 120). Prędkość filtracji jest w filtrach AGK 2,5÷3 razy większa od prędkości w zwykłych pośpiesznych filtrach i wynosi od 12÷15 m/h.

b) Filtr superpośpieszny konstrukcji inż. Nikiforowa. Jest to filtr zamknięty, podzielony na 8 komór, z których siedem pracuje, a ósma jest przepłukiwana. Wyłączenie komory z pracy, wszystkie operacje związane z płukaniem i ponowne włączenie odbywa się automatycznie. Prędkość filtracji wynosi 25÷50 m/h, a nawet dochodzi do 100 m/h. Filtr taki może być używany, jeżeli nie stawia się zbyt wysokich wymagań co do jakości filtratu.

## 6. ODŻELAZIANIE

### a. Uwagi ogólne

Woda posiadająca ponad 0,3 mg/l żelaza, przed jej użyciem musi być z niego oczyszczona. Jeśli poza tym jest zdatna i dobra, może być wówczas użyta bezpośrednio do picia jak również dla celów domowych i przemysłowych. Wytrącenie żelaza w przeważającej liczbie przypadków daje się przeprowadzić łatwo i szybko przy pomocy środków utleniających. Reakcje przebiegają następująco:



Odżelazianie przeprowadza się w otwartych lub zamkniętych urządzeniach w przeważnej ilości przypadków w ten sposób, że utlenia się związku żelaza za pomocą tlenu zawartego w powietrzu. Dla utlenienia 1 mg żelaza zużyć trzeba 0,143 mg tlenu. Zwykle do utlenienia małych ilości

<sup>1)</sup> Woryginał — A. K. Ch. — Akademia Komunalnego Choziajstwa.

żelaza potrzebna jest bardzo mała ilość tlenu, częstokroć wystarczy nasycona powietrzem woda do płukania filtrów. Sole żelaza niewidoczne w silnym rozcieńczeniu pozostają początkowo w wodzie jako koloidalny wodorotlenek żelaza. Jeśli w wodzie jest dużo żelaza, woda, choć jest zupełnie przezroczysta, ma zabarwienie żółte. Wodorotlenek żelaza stopniowo koaguluje i opada ostatecznie w postaci czerwono-brązowych kłaczków. Strącenie może być przyspieszone przez styczość wody, np. ze świeżo strąconym wodorotlenkiem żelaza lub innym materiałem kontaktowym o szorstkiej, ostrej powierzchni. Strącanie żelaza przebiega łatwo w przypadku dużej zawartości węglanów wapnia i magnezu, nadmiaru tlenu oraz przy alkalicznej reakcji wody ( $\text{pH} > 7,0$ ), natomiast jest hamowane przez reakcję kwaśną ( $\text{pH} < 7,0$ ), dwutlenek węgla, dwuwęglan sodu i inne sole (np. chlorki ze ścieków przemysłu potasowego lub siarczany przemysłu węgla kamiennego) oraz z powodu zbyt małej twardości węglanowej, szczególnie przy dużej zawartości wolnego  $\text{CO}_2$ . W ostatnim przypadku może powstawać zjawisko powrotnego zażelazienia wody w rurach, co pociąga za sobą niszczenie przewodów stalowych.

Materie humusowe (organiczne) mogą działać ochronnie na koloidy tak, że przy napowietrzaniu żelazo koaguluje słabo. Większe ilości materii organicznych muszą być wytrącone z wody za pomocą środków chemicznych, np. siarczanu glinu, względnie zniszczone przy pomocy środków utleniających, jak nadmanganian potasu, chlor, podchloryn. Do osiągnięcia tego celu konieczne jest, aby żelazo i materię organiczną znajdowały się w równowadze.

Urządzenie odżelaziające pracuje psrawnie, gdy odpływ (filtrat) jest zawsze klarowny, bezbarwny oraz bez zapachu i smaku.

### b. Urządzenia odżelaziające

Urządzenia stosowane do odżelaziania odróżniają się: 1) sposobem przewietrzania, 2) sposobem przeprowadzania wodorotlenku żelaza w formę galaretowatą oraz 3) sposobem filtracji. Rozróżnia się urządzenia odżelaziające otwarte i zamknięte zależnie od tego, czy utlenienie następuje na otwartym powietrzu, czy też w zbiornikach (kotłach) pod ciśnieniem. Wybór systemu zależy: 1) od właściwości wody, tzn. od wartości zawartości żelaza oraz od tego, czy żelazo daje się łatwo czy trudno strącić, i 2) od miejscowych warunków.

Gdy poprzednio prawie wyłącznie stosowano urządzenie odżelaziające otwarte, ostatnio coraz częściej stosuje się urządzenia zamknięte, ponieważ zajmują one mniej miejsca; w swej zamkniętej formie pozwalają się one łatwiej czyścić i dają pełniejsze gwarancje higieny. Dużą zaletą urządzeń otwartych w przeciwieństwie do zamkniętych jest to, że przy zetknięciu się wody z powietrzem jednocześnie zostaje usunięty dwutlenek węgla i siarkowodór, podczas gdy w urządzeniach zamkniętych wobec dużego ciśnienia dwutlenek węgla pozostaje w większym lub mniejszym stopniu w roztworze. W przypadku miękkiej, ubogiej w żelazo wody, często przewagę posiada metoda zamknięta ze względu na mocniejszy kontakt z powietrzem, przy tym daje się tu dowolnie regulować dopływ powietrza przez odpowiednie nastawianie zaworów. W przypadku twardszych wód, w urządzeniach otwartych zbyt daleko może pójść uwolnienie od dwutlenku węgla tak, że strącają się również sole wapnia, co bardzo ujemnie wpływa na powierzchnię materiału kontaktowego. Przy dużej więc za-



wartości dwutlenku węgla wskazane jest włączenie przed urządzeniem odżelaziającym urządzenia usuwającego dwutlenek węgla, np. deszczowni, lub lepiej dodawanie wody wapiennej. Dzięki temu osiąga się: 1. zmniejszenie zawartości dwutlenku węgla, przez co uniemożliwione jest wtórne zażelazienie wody i 2. podwyższenie zawartości węglanów, wskutek czego osiąga się neutralizację, a przez to lepsze wytrącanie żelaza.

#### Otwarte urządzenia odżelaziające

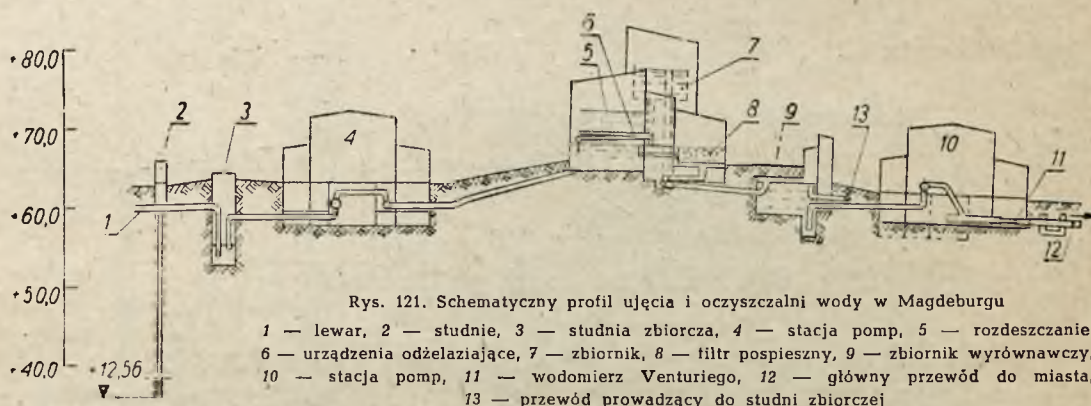
W przypadku zastosowania urządzeń otwartych wodę zawierającą żelazo wzbogaca się w tlen przez wprowadzenie jej w rozkropioną formę w styczność z powietrzem. Można to osiągnąć za pomocą ociekaczy, rozdeszczenia lub rozpylenia wody. Wytrącanie żelaza w postaci kłaczków oraz osadu powstaje w osadnikach wymienionych niżej. Na przebieganie tego procesu potrzebny jest okres co najmniej jednej godziny. Drobne zawiesiny wodorotlenku zostają zatrzymane na włączanym dalej filtrze pośpieszonym, z którego woda płynie do zbiornika wody czystszej (rys. 121).

dającego przez dobrze odświeżane powietrze na powierzchnię zwierciadła wody, która wypełnia zbiornik reakcji. Pod dnem zbiornika umieszczony jest filtr.

Głębokość wody w zbiorniku, zależnie od łatwiejszej lub trudniejszej strącalności żelaza, waha się w granicach 0,5÷2 m. Czas napowietrzania i zetknięcia się (kontaktu) przy tej metodzie jest stosunkowo krótki. Absorpcja powietrza na różnych wysokościach, jak wykazały pomiary, nie jest jednakowa. I tak zawartość powietrza w 1 litrze wody wynosi:

bezpośrednio przy wylocie z natrysku	2,25 cm <sup>3</sup> /l
po przebyciu wysokości 10 cm	3,10 cm <sup>3</sup> /l
" " " " 25 cm	3,50 cm <sup>3</sup> /l
" " " " 50 cm	4,01 cm <sup>3</sup> /l
" " " " 100 cm	6,08 cm <sup>3</sup> /l
" " " " 200 cm	7,38 cm <sup>3</sup> /l
pełne nasycenie	7,69 cm <sup>3</sup> /l

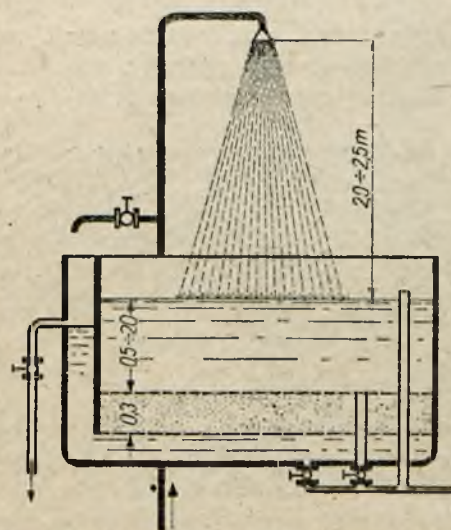
Filtracja przez 30-centymetrowy filtr żwirowy może nastąpić dopiero po 1 godzinie po napowietrzeniu. Filtry wyposażone są w przelew i spust osadu. Wydajność filtrów



Powietrze można wtlaczać przez dno zbiornika w postaci drobnych pęcherzyków. Za zbiornikiem musi być włączony również zbiornik reakcji oraz filtr.

Niżej są szczegółowo omówione różne sposoby napowietrzania i filtracji. Należy zawsze zwracać uwagę na dobre przewietrzanie pomieszczeń.

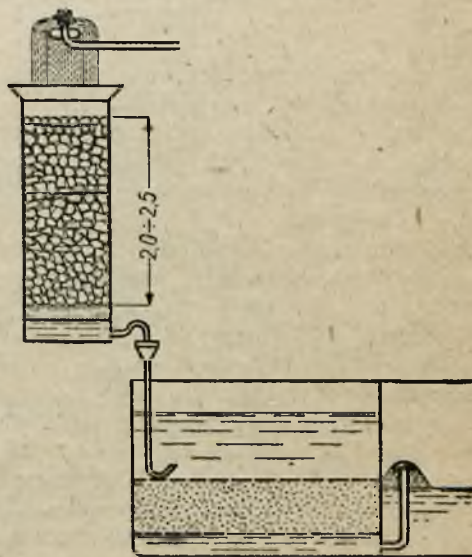
zależy od zawartości żelaza w wodzie i wynosi około 24 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dobę, prędkość filtracji 1 m/h. Zamiast jednostopniowego napowietrzania można stworzyć wielostopniowe przez włączanie cienkich warstw koksu lub żwiru, co w wyniku daje większą skuteczność. Włącza się też i inne rodzaje filtrów.



Rys. 122. Schemat urządzenia odżelaziającego Oestena

#### Sposób Oestena (rys. 122)

Napowietrzenie polega na tym, że wodę wypuszcza się z natrysków z wysokości 2÷2,5 m w postaci deszczu spa-



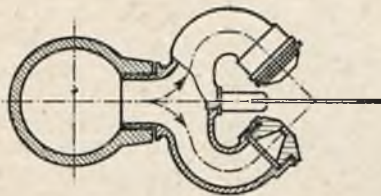
Rys. 123. Schemat odżelaziania sposobem Piefkego

#### Sposób Piefkego (rys. 123)

Napowietrzenie odbywa się w ten sposób, że wodę rozbi-ja się na cienkie strugi za pomocą natrysków (sit), dziur-



kowanych blach, rynien, rur i przeprowadza przez 2-5 m wysokości złoże (ociekacz), składające się z materiału odpornego na działanie wody, np. z koksu o grubości pięści, cegieł, klinkieru, cegieł szklanych lub ze specjalnych konstrukcji betonowych, rzadziej łat drewnianych ustawio-



Rys. 124. Dysza rozpryskowa dwustrumieniowa

nych na kant. Złoże ociekające buduje się w ten sposób, aby pomiędzy częściami materiału wypełniającego znajdowały się wolne przestrzenie (szpary) o wymiarze 3-6 cm tak,

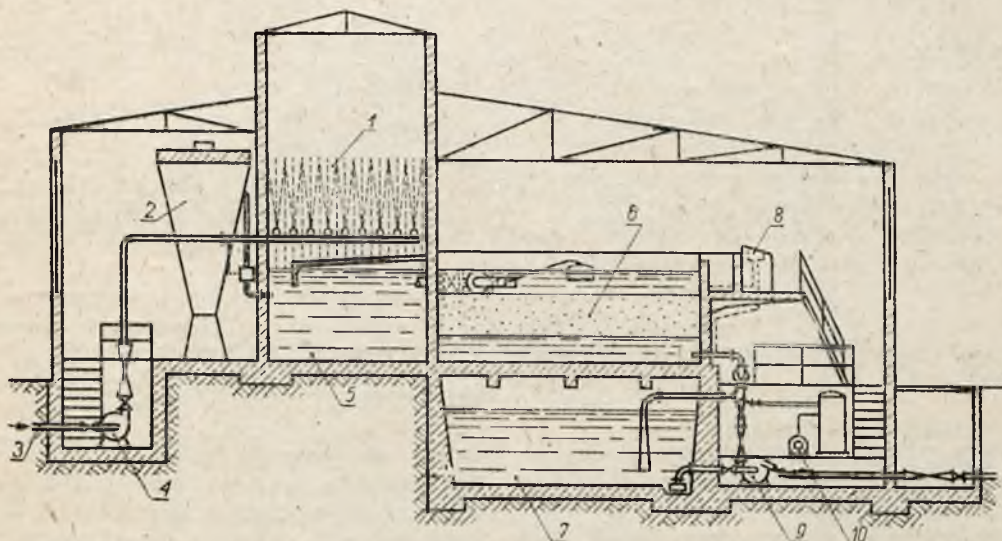
w wielu stopniach przechodzi w postaci deszczu przez złoże koksu, a następnie po jego opuszczeniu i przejściu znowu dłuższej drogi w powietrzu, opada na złoże lub bezpośrednio na powierzchnię zbiornika reakcyjnego.

#### Dysze rozpryskujące

W przypadku zastosowania dysz osiąga się rozpylenie wody z jednoczesnym wyrzuceniem mgły wodnej ku górze. Rozpylenie osiąga się przez rozbicie strumieni wody o sztywne powierzchnie (rys. 124, 125) lub przez zderzenie się strumieni wody ze sobą pod kątem prostym. Uderzenie sprzyja strąceniu trudno wytrącalnego żelaza.

W dyszach (rys. 126, 127) rozbicie strugi osiąga się przez spotkanie się pod kątem prostym dwóch strumieni wody. Ostatnio wykonuje się dysze nie z metalu, lecz z plastików; są one tańsze i nie ulegają korozji.

Niewielkie niedokładności przy wywiercaniu otworów w dyszach, przy montażu, lub małe skazy na dyszach wystarczają, aby odchylić kierunek wytryskających strug, co zmniejsza skuteczność rozpylania. Opracowano w związku



Rys. 125. Otwarte urządzenie odżelaziające  
1 -- rozdeszczanie, 2 -- nasycenie wapnem, 3 -- dopływ wody surowej, 4 -- pompa, 5 -- woda surowa, 6 -- filtr  
7 -- woda czysta, 8 -- stół operacyjny, 9 -- pompa, 10 -- sprężarka

aby mogło nimi przechodzić powietrze. W czasie ociekania strugi wody absorbują tlen z powietrza.

Na powierzchni materiałów ociekaczy tworzy się powłoka strąconego wodorotlenku żelaza, który oddziałując kontaktując wpływa na przechodzenie soli związków żelaza w stan galaretowaty.

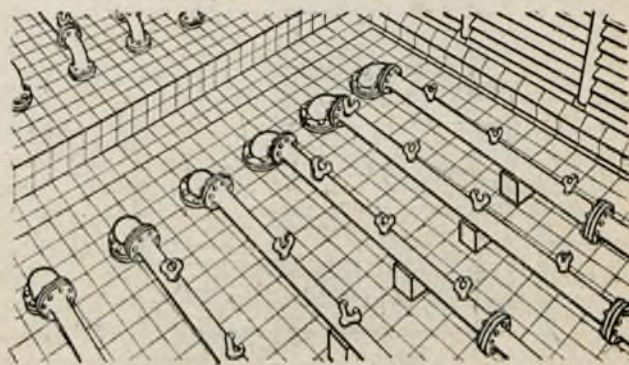
Ze złoże woda płynie do osadnika, a stąd przez zwykły filtr piaskowy do zbiornika wody czystej. Objętość osadnika musi być tak duża, aby woda przebywała w nim co najmniej godzinę. Sprawność takich złożeń wynosi około 3-4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h przekroju poziomego złożeń.

Oczyszczanie ociekacza przeprowadza się w przybliżeniu raz na tydzień przez przemywanie go wodą w ilości kilkakrotnie większej od roboczej; zużycie wody do płukania wynosi około 1% wody odżelazianej. Oczyszczanie mechaniczne z częściową odnową złożeń w przypadku złożeń z koksu odbywa się raz na trzy lata, w przypadku złożeń z drewna lub klinkieru co 3-8 lat.

Sposób Oestena nadaje się głównie do wód o zawartości żelaza do 2 mg/l, podczas gdy sposób Piefkego odpowiedni jest dla wód o wyższej zawartości żelaza.

Opisany wyżej sposób uległ wielokrotnej zmianie. I tak istnieją kombinacje z systemem Oestena, w których woda

z tym cały szereg innych form dysz. Są więc dysze z blachą rozbijającą, umieszczoną pomiędzy dyszami, lub dla osiągnięcia dużej wysokości wytrysku ze szparą w osi do-

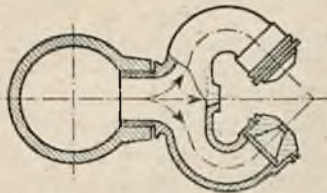


Rys. 126. Układ przewodów i dysz w dnie odżelaziacza

pływu do dysz. Istnieją też konstrukcje składające się z dyszy i umieszczonego pod nią rozbijającego talerza o specjalnym kształcie.



Na rys. 128 przedstawiono schemat urządzenia odzela-  
zającego, w którym odzelażana woda wypływająca przez  
wspomniane dysze, przechodzi przez stopy drzewa lub złoża



Rys. 127. Dysza rozpryskowa trzystru-  
mieniowa

kamienne (ociekażce). Że-  
lazo utleniane powie-  
trzem i wytrącone działa-  
niem kontaktowym złoża  
zatrzymywane jest na fil-  
trze otwartym lub pośpie-  
sznym zamkniętym.  
Woda wypływająca  
z tryskaczy wznosi się na  
wysokość 2,60 m i spada  
początkowo na leżącą po-  
niżej rozpryskową podłogę. Tak rozbita i przewietrzona wo-  
da spływa dalej po lekko nachylonej podłodze do zbiorni-  
ków reakcyjnych i osadników. Posiadają one wymiary po-  
zwalające na zatrzymanie się w nich wody w ciągu 2 godzin  
tak, że może nastąpić dokładne strącenie żelaza i składni-  
ków barwiących. Następnie woda musi przejść przez filtr.  
Jako filtr użyty został dobrze przemy-  
ty, wyżarzony i przesiany żwir kwar-  
cowy o grubości ziarn 0,75÷1 mm  
i wysokości warstwy 70 cm.

Dla zahamowania rozwoju alg, któ-  
remu sprzyja wzbogacenie się wody  
w tlen i działanie światła w komorze  
rozpryskowej można zastosować okna  
z zielonym szkłem.

#### Wtlaczanie powietrza

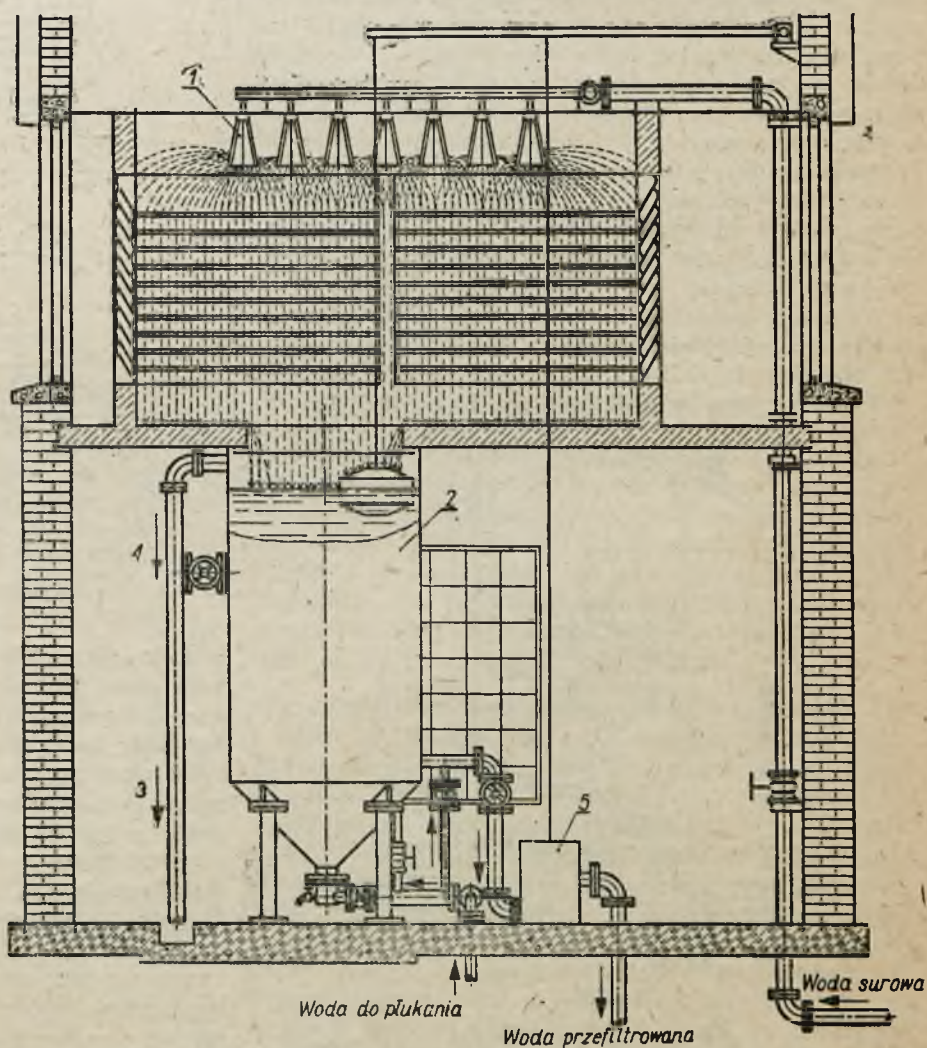
Dobre odzelażenie wody można  
osiągnąć przez wtlaczanie powietrza  
w dno zbiornika. Powietrze musi być  
rozdzielone po całej powierzchni wo-  
dy możliwie drobnymi pęcherzykami.  
Osiąga się ten cel najlepiej przez od-  
powiednio zbudowane dno zbiornika  
napowietrzania. Powietrze jest wtlą-  
czane przez porowate kamienie i w ten  
sposób rozdzielone po całej po-  
wierzchni drobnymi pęcherzykami.  
Ponieważ dla całkowitego strącenia  
potrzebny jest czas od 1÷2 godzin,  
za zbiornikiem napowietrzania włącza  
się zbiornik reakcyjny, zaopatrywany  
ostatnio w mieszadła, aby można było  
utrzymać wodę w zbiorniku w jedno-  
stajnym ruchu. Przy tym spokojnym,  
równomiernym ruchu wodorotlenek  
żelaza strąca się w postaci drobnych  
kłaczków, następnie zbija się w więk-  
sze płyty, co pozwala na oddziaływa-  
nie kontaktowe.

#### Usunięcie wytrąconego wodoro- tlenku żelaza

W ten lub inny sposób strącony  
wodorotlenek żelaza musi być następ-  
nie usunięty z wody. Najlepiej prze-  
prowadzić to w osadnikach z tak ufor-  
mowanym dnem, aby osad łatwo było usunąć za pomocą  
płukania bez potrzeby opróżniania zbiornika z wody.  
W przypadku małej zawartości żelaza w wodzie warstwę  
wody nad filtrem można wykorzystać jako zbiornik reak-  
cyjny, ale wtedy warstwa wody musi mieć taką grubość,  
aby zapewniony był jednogodzinnym okres trwania reakcji.

Wodorotlenek żelaza pozostający w wodzie w postaci  
drobnych zawiesin, po przejściu wody przez osadniki musi  
być zatrzymany na filtrze. Poprzednio prawie wyłącznie  
stosowano filtry o prędkości 0,5÷1,0 m/h, obecnie są one  
zastępowane filtrami pośpieszonymi, bardziej ekonomicznymi,  
które łatwo dają się oczyścić odwrotnym prądem wo-  
dy. Prędkość filtracji można tu podnieść do 10 m/h.

Ponieważ filtry pośpieszne przez działanie kontaktowe  
sprzyjają odzelażeniu, w pewnych okolicznościach czas  
reakcji można skrócić. Najodpowiedniejszą grubością ziarn  
materiału filtrującego są ziarna o średnicy 0,5÷1,5 mm.  
W przypadku wód, z których żelazo strąca się łatwo i du-  
żymi kłaczkami, grubość ziarn nie powinna być większa  
niż 2 mm. W poszczególnych przypadkach najlepiej okre-  
ślić ją doświadczalnie. Działanie materiału filtrującego  
zwiększa się przez zatrzymywanie w masie filtrującej wodoro-  
tlenek żelaza. Nieznaczna ilość nieskoagulowanego żelaza  
wytrąca się z roztworu w postaci kłaczków. Materiał kon-  
taktowy musi posiadać szorstką, ostrokanciastą powierzch-



Rys. 128. Schemat otwartego urządzenia odzelażającego  
1 — dysze, 2 — filtr pośpieszny Bollmanna; 3 — woda brudna, 4 — przelew, 5 — regulator

nię. Przy wyborze rodzaju filtru należy wziąć pod uwagę  
okoliczność, czy żelazo ma być zatrzymane na powierzchni  
filtru, czy też wewnątrz przez działanie kontaktowe. W pierw-  
szym przypadku filtrowania na filtrach powolnych żelazo  
musi być przeprowadzone całkowicie w formę utlenioną,  
co się osiąga za pomocą wysokich złóż.



Gdy mamy do czynienia z dużą zawartością żelaza w wodzie wskazane jest włączenie złoża z gruboziarnistego materiału przed filtrem pośpiesznym.

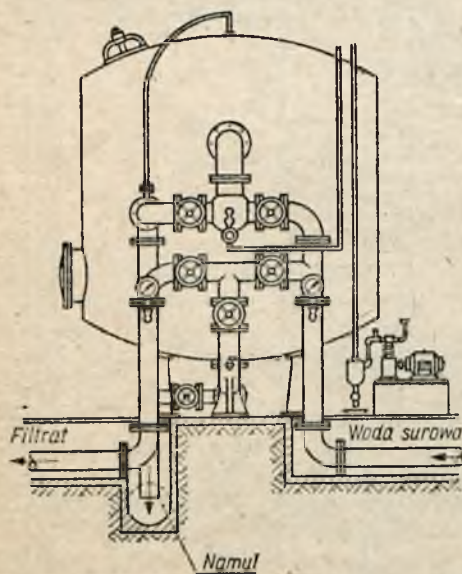
Wadą urządzeń otwartych, poza potrzebą podwójnego pompowania, jest duża powierzchnia jaką one zajmują, wysokie koszty eksploatacji oraz niebezpieczeństwo zanieczyszczenia wody.

#### Odżelaziacze zamknięte

Przy włączeniu otwartego urządzenia odżelaziającego w przewodzie prowadzący wodę z ujęcia, wobec straty ciśnienia, przed wprowadzeniem wody do sieci musi być jej powtórnie nadane ciśnienie za pomocą pomp. Stąd przy odżelaziaczach otwartych w znacznej większości przypadków zachodzi potrzeba podwójnego pompowania. Unika się tego przez zastosowanie zamkniętych urządzeń odżelaziających. Przy użyciu odżelaziaczy zamkniętych następuje napowietrzenie, koagulacja i filtracja w zamkniętych kotłach stalowych, wypełnionych żwirem o odpowiednio dobranej średnicy i zaopatrzonych w urządzenia płuczące. Napowietrzenie przeprowadza się przy pomocy wtłaczania sprężarkami powietrza do tzw. mieszacza, skąd po krótkim czasie stykania się mieszanina wodno-powietrzna wchodzi do przestrzeni kontaktowej, gdzie tworzą się kłaczkowate żelazo, zatrzymywane następnie we włączonym dalej filtrze. Przestrzeń kontaktowa i filtr obudowane są w jednym korpusie.

Dla osiągnięcia odpowiedniego wymieszania w mieszaczach, które wbudowuje się w przewody doprowadzające wodę surową, urządzone są aparaty mieszające, zaopatrzone w dysze i blachy rozpryskujące, regulujące jednocześnie ilość powietrza.

Wtłoczenie powietrza do odżelaziacza odbywa się za pomocą sprężarki, pod ciśnieniem o około 1 atn większym niż ciśnienie w filtrze. Ilość potrzebnego powietrza zależy od ilości zawartego w wodzie żelaza. Praktycznie ilość ta

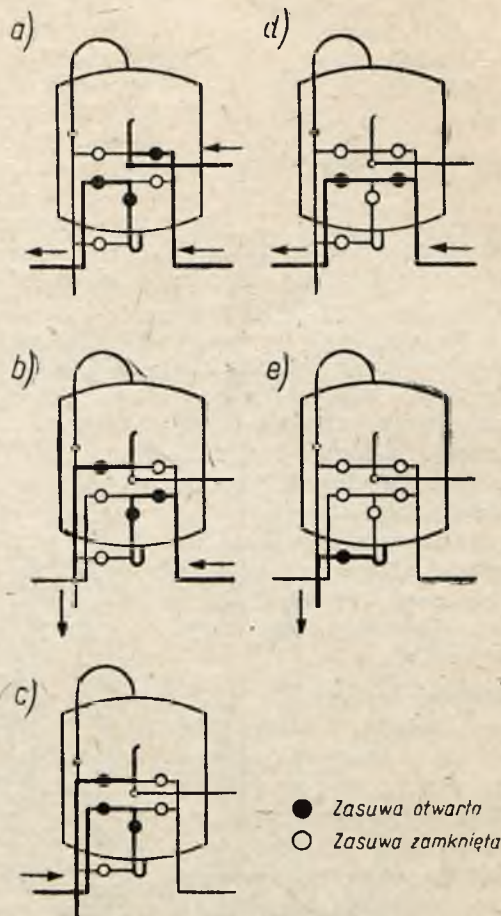


Rys. 129. Zamknięty odżelaziacz

wynosi przy zawartości żelaza do 5 mg/l — 2% objętości odżelazianej wody, przy zawartości od 5÷8 mg/l — 3%, a przy większej zawartości żelaza — do 5%.

Nadmiar powietrza jest usuwany za pomocą samoczynnie działających zaworów, które na ogół nie działają zadowalająco, tak że woda pobrana z przewodu za filtrem wykazuje mleczne zabarwienie, ginące po pewnym czasie porostawiania wody bez ciśnienia w otwartym naczyniu. Jed-

nocześnie z nadmiarem powietrza usuwa się część wypłukanego dwutlenku węgla. Po stosunkowo krótkim czasie trwania zetknięcia się wody z powietrzem mieszanina wodno-powietrzna wchodzi na filtr, który służy jednocześnie jako materiał kontaktowy. Złoże składa się z równomiernego piasku kwarcowego o średnicy ziarn 1 mm lub



Rys. 130. Schemat pracy odżelaziacza  
a — filtracja, b — płukanie wodą z pompy, c — płukanie wodą z hydroforu lub zbiornika, d — tłoczenie z ominięciem odżelaziacza, e — spuszczenie wody z odżelaziacza

z drobnego żwirku kwarcowego grubości 2÷3 mm. Działanie złoża jest tym skuteczniejsze, im drobniejsze jest ziarno. Z uwagi jednak na zamulenie oraz potrzebę płukania złoża nie jest wskazane stosowanie ziarna drobniejszego niż 1 mm. W przypadku dużej zawartości żelaza pożądane jest odciążenie filtru przez umieszczenie ponad filtrem specjalnego złoża kontaktowego z grubszego żwirku, szlaki lub koksu porcelanowego o grubości złoża 5÷10 mm. Złoże kontaktowe podobnie jak złoże filtrujące musi być co pewien czas oczyszczane przez przepłukanie.

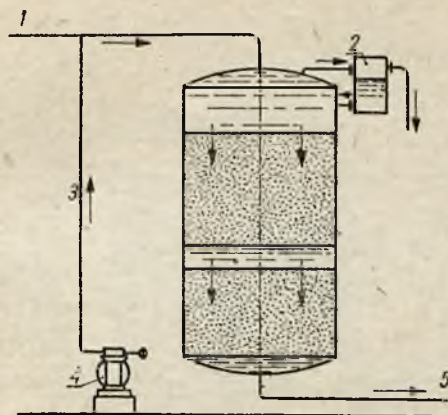
Na rys. 129 i 130 przedstawiono schemat zamkniętego urządzenia odżelaziającego z napowietrzeniem sprężonym powietrzem. Przy przejściu przestrzeni kontaktowej, podobnie jak na otwartych ociekaczach, żelazo strąca się w formie kłaczków i zostaje zatrzymane na filtrze z piasku kwarcowego o średnicy 0,8÷1 mm lub żwiru grubości 2÷3 mm.

Prędkość filtracji, zależnie od rodzaju filtru i zawartości żelaza oraz od rodzaju kłaczków, wynosi 10÷15 m/h (240÷360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dobę). Strącające się kłaczkowate żelazo dość szybko zanieczyszczają filtr tak, że od czasu do czasu trzeba go przepłukać. Filtry takie urządzone są w sposób podobny do uprzednio opisanych filtrów pośpiesznych. Okres nieprzerwanej pracy filtru i zapotrzebowanie



wody do płukania zależy od zawartości żelaza. W przypadku odpowiednich filtrów ilość wody zużytej do płukania nie powinna przekraczać 1% wody tłocznej. Przy tym należy uwzględnić, że wysokość warstwy żwiru w zamkniętych odżelaziaczach jest mniejsza niż w zwykłych filtrach pośpiesznych. Prędkości przepływu również mogą być większe niż w normalnych filtrach pośpiesznych, co wpływa korzystnie na strącanie żelaza.

Przy małej zawartości żelaza w wodzie stosuje się odżelaziacz jednostopniowy. W przypadku wód zawierających duże ilości żelaza, z powodu zbyt krótkiego okresu czasu przebywania wody w nim, mogłaby zachodzić obawa nie-



Rys. 131. Odżelaziacz dwustopniowy  
1 — dopływ wody surowej, 2 — samoczynny odpowietrznik, 3 — sprężone powietrze, 4 — spężarka, 5 — odpływ wody odżelazionej

dostatecznej skuteczności odżelaziacza. Wówczas stosuje się dwustopniowy odżelaziacz (rys. 131). W takim odżelaziaczu filtr podzielony jest na dwie warstwy, z których jedna składa się z gruboziarnistego, porowatego materiału nieorganicznego i służy do wstępnego utleniania oraz jako katalizator, podczas gdy następna warstwa działa jako filtr pośpieszny.

W przypadku wody miękkiej o dużej zawartości dwutlenku węgla a często i żelaza, lub w przypadkach, gdy żelazo związane jest w postaci siarazanów, należy zwiększyć hydrolizę soli żelaza przez uprzednie dodanie wapna względnie innych związków.

Do zalet zamkniętych urządzeń odżelazających, jak już wyżej wspomniano, należą: małe zapotrzebowanie miejsca, małe koszty ruchu, prosta obsługa, ochrona przed zanieczyszczeniami z zewnątrz i możliwość wbudowania urządzenia w każdy przewód pod ciśnieniem. Wadami są: niedostateczna oraz często niecałkowita skuteczność (w niedostatecznym stopniu usuwa się  $\text{CO}_2$  i za mało wchodzi powietrza do wody), jak i niedostępność pewnych części urządzeń. Woda żelazista musi być oczyszczona do zawartości żelaza poniżej 0,3 mg/l. W każdym przypadku woda odżelaziona powinna być taka, aby przy kilkudniowym spokojnym staniu na powietrzu nie mętniała lub nie dostawała mgiełki.

Przy zamkniętych odżelaziaczach obserwuje się często tzw. powrotne zażelazanie wody szczególnie wówczas, gdy przez nieodpowiednią obsługę woda napowietrzona i odżelaziona zawiera zbyt dużą ilość agresywnego dwutlenku węgla. Działa on nagryzająco na przewody rozpuszczając żelazo, z powodu czego woda nabiera z powrotem wszelkich nieprzyjemnych cech wody żelazistej.

## 7. ODMANGANIANIE

### a. Uwagi ogólne

Mangan, podobnie jak żelazo, daje się usunąć przy pomocy napowietrzania i filtracji. Wytrącenie manganu trwa dłużej niż wytrącenie żelaza. Również i tutaj odróżniamy:

1. łatwo strącany mangan, szczególnie gdy występuje jako dwuwęglan —  $\text{Mn}(\text{HCO}_3)_2$ ,
2. trudno strącany mangan, gdy pojawia się jako siarczan w wodzie miękkiej —  $\text{MnSO}_4$ .

Jak strącać mangan, należy próbować doświadczalnie. Odmanganianie może nastąpić:

- a) sposobem chemiczno-mechanicznym,
- b) sposobem biologicznym,
- c) przez połączenie obydwu wyżej wymienionych sposobów.

### b. Sposób chemiczno-mechaniczny

#### Napowietrzanie

Analogicznie do odżelaziania, jako pierwszą metodę przy strącaniu manganu zastosowano napowietrzanie. zasadnicza różnica w zachowaniu się soli żelaza i manganu przy napowietrzaniu polega na tym, że sole żelaza ulegają utlenianiu w roztworze neutralnym lub nawet lekko kwaśnym. Sole manganu, w przypadku reakcji lekko kwaśnej lub neutralnej, z jaką mamy zwykle do czynienia w wodzie do picia, są w ogóle nieutleniające. Można dowolnie długo napowietrzać wodę do picia o reakcji kwaśnej i zawierającą mangan; strącenie manganu nie występuje wcale. Stwierdzono następnie, że włączony dalej filtr odżelaziający dopiero wówczas odmangania, gdy dojrzeje, tj. gdy w dostatecznym stopniu utworzy się ruda brunatna — brunatniak ( $\text{MnO}_2$ ), będąca wynikiem utlenienia soli manganu. Dojrzewanie filtru manganowego następuje bardzo powoli (trwa tygodnie i miesiące). Dopiero, gdy filtr zacznie czernieć, następuje trwałe i równomierne odmanganianie.

Odmanganianie przebiega w dwóch etapach. Pierwszy etap polega na związaniu dwuwartościowego manganu rozpuszczonego w wodzie, przez rudę brunatną filtru; drugi na utlenianiu związanego dwuwartościowego manganu. Przy tym tworzą się dalsze ilości brunatniaka. Nadmiar jego musi być wypłukiwany, tak aby bez żadnych dalszych uzupełnień był zapewniony przebieg ciągłego odmanganiania. Związanie dwuwartościowego manganu przez rudę brunatną polega na procesie adsorpcji.

#### Filtrowanie przez materiał zawierający brunatniak

Gdy zorientowano się, jaką rolę spełnia brunatniak w filtrach odmanganiających, powstała myśl stworzenia sztucznie wytwarzającej się powłoki na powierzchni filtru żwirowego, w celu szybszego uzyskania dojrzewania filtru. Świeżo strącony dwutlenek manganu, pośredniczący w przenoszeniu tlenu powietrznego, ma tym intensywniejsze działanie katalityczne, im jest świeższy. Odmanganianie może być przyspieszone przez dokładne rozmieszczenie dwutlenku manganu w piasku. Aby szybko osiągnąć strącenie, poleca się przyspieszać dojrzewanie filtru przez poddanie go działaniu roztworu nadmanganianu potasu. Po utworzeniu się koloidalnego tlenu manganu można zmniejszyć dawki nadmanganianu potasu. W miejsce drogiego nadmanganianu stosuje się wpłukiwanie w filtr sproszkowanego brunatniaka. Można jednak filtrować wodę przez warstwę brunatniaka mineralnego.

W urządzeniach odmanganiających można zastosować piasek kwarcowy o grubości 1 mm, w warstwie wysokości 1 m. Na niej znajduje się warstwa dojrzałego żwiru manganowego grubości 0,5 m. Na skrócenie czasu dojrzewania



filtru wpływa użycie w tej warstwie 20% dojrzałego manganu. Odkwaszenie można przeprowadzić dodając wody wapiennej.

Pfeiffer prowadził odkwaszenie aż do punktu neutralizacji lub też do nadwyżki wapna 2,5 mg/l. Z tego względu praktyczne okazuje się urządzenie odmanganiające, zainstalowane za urządzeniem odkwaszającym. Prędkość filtracji, która początkowo wynosiła 10 m/h, mogła być później podniesiona do 22 m/h, przy czym opór filtru wzrósł do 5 m słupa wody.

W opisanych powyżej sposobach wytrącanie manganu polega na jego utlenianiu za pomocą powietrza w roztworze alkalicznym, przy czym wytrącające się wapno może, w sposób czysto mechaniczny, wytrącać duży procent manganu. Pozostałość chwyta jest na filtrach.

Odmanganienie aż do wartości 0,05 mg/l jest możliwe, jeśli zachowane będą następujące wskazania:

1. Aby możliwie skrócić czas dojrzewania filtru, powinno się dodać 20% już dojrzałego żwiru z innego filtru.
2. Prędkość filtracji powinna być początkowo mała, bo około 5 m/h, następnie może być podniesiona do 20 m/h.
3. Woda musi być odkwaszona, a w zasadzie powinna być neutralna. Podczas płukania nie powinny być usuwane całkowicie czynne osady manganu.

### c. Chemiczne środki strącające

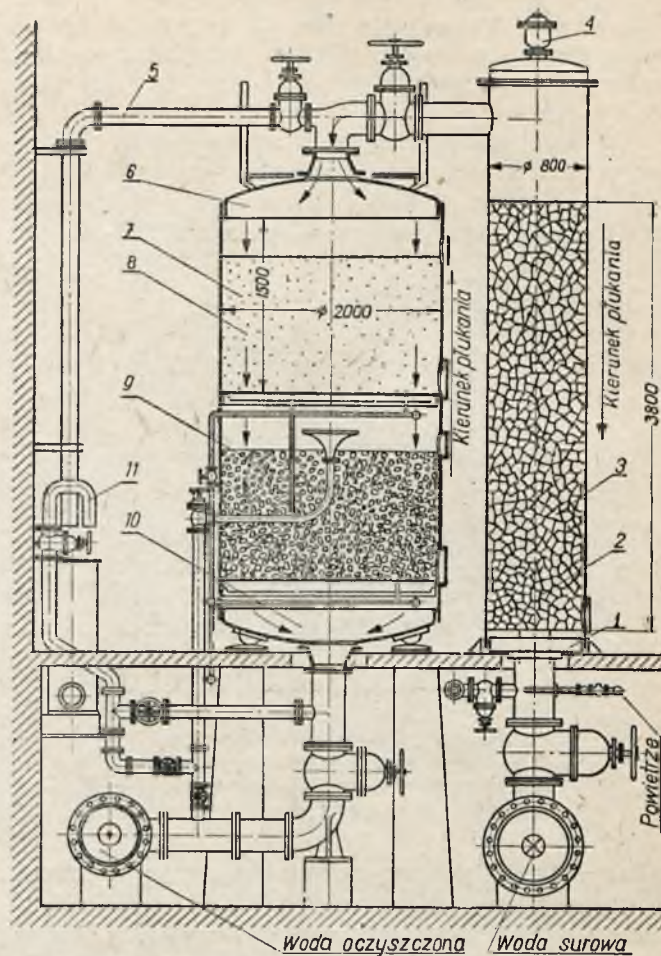
Mangan trudno strącalny, szczególnie w obecności koloidów ochronnych, może być skoagulowany za pomocą siarczanu glinu. I tu również, jak w metodzie odżelaziania, konieczne są zbiorniki reakcji. Również nie do uniknięcia jest alkalizacja wody przez dodanie wapna. Silny wpływ na wytrącenie manganu za pomocą środków chemicznych w postaci wody wapiennej itd. mają substancje organiczne.

W urządzeniach, gdzie przy pomocy przechlorowania niszczy się ochronne koloidy, w celu odchlorowania wody stosuje się z dobrym skutkiem filtry z węglem aktywnym. W takich filtrach, o wysokości warstwy 3 m, prędkość przepływu wynosi 38÷44 m/h. Materiał filtrujący musi być co pewien czas przepłukany za pomocą roztworu węgla sodu.

### d. Sposób biologiczny

Przy stosowaniu tej metody wykorzystuje się czynność bakterii manganowych. Jako bakterie pobierające mangan wchodzi w rachubę: *Clonothrix fusca*, *Crenothrix manganilera* i *polyspora*, *Leptothrix ochracea*, *Antophysa vegetans* i *Siderocapsa*. Działalność tych bakterii polega na tym, że mogą one wymieniać swoją zawartość żelaza na mangan, przy czym żelazo zostaje zatrzymane na filtrze przez adsorpcję. Według innego poglądu zdolność biologicznego odmanganienia za pomocą bakterii objaśnia się następująco. Bakterie czerpią potrzebny im do rozwoju tlenek węgla z dwuwęglanów żelaza i manganu, a przy tym rozkładzie żelazo i mangan odkładają się w ich wnętrzu. Gdy komórki nasycają się silnie brunatniakiem, obumierają. Po obumarciu odłożony w nich dwutlenek manganu może powodować dalsze odmanganianie. Metoda zastosowana po raz pierwszy w zakładach wodociągowych w Dreźnie polega na przeprowadzeniu wody pod ciśnieniem przez warstwę żwiru z zaszczipionymi bakteriami manganowymi, umieszczoną w dwóch komorach pionowo nad sobą. Warstwa wysokości 0,4 m składa się ze żwiru o grubości ziarn 3 mm. Podczas gdy przy stosowaniu sposobu mechanicznego względnie chemicznego odmanganienie następuje głównie na górnej powierzchni, to przy stosowaniu metody biologicznej następuje ono w całym korpusie filtru.

Biologiczne odmanganienie następuje również prawie całkowicie przy stosunkowo małej zawartości powietrza (do 2 mg/l) i silnej zawartości dwutlenku węgla (do 25 mg/l agresywnego CO<sub>2</sub>), przy czym pozostałość manganu wy-



Rys. 132. Urządzenie do odkwaszania, odżelaziania i odmanganiania  
1 — wejście wody surowej, 2 — napowietrzenie wody surowej, 3 — wiązanie agresywnego CO<sub>2</sub>, 4 — samoczynne odpowietrzenie, 5 — przewód do płukania, 6 — woda napowietrzona i odkwaszona, 7 — filtr odżelaziający, 8 — żwir o  $\varnothing$  1÷3 mm, 9 — filtr odmanganiający z ziarnami  $\varnothing$  1÷3 mm obrośniętymi brunatniakiem, 10 — filtrat, 11 — przewód pierobczy

nosi zaledwie 0,05 mg/l. Każdy 1 m<sup>2</sup> powierzchni żwiru o grubości 1,4 m jest w stanie odmanganic około 600 m<sup>3</sup> wody w ciągu 24 godzin.

Ze względu na to, że mangan często występuje obok żelaza, proces odżelaziania i odmanganiania wody łączy się w jednym urządzeniu (rys. 132).

## 8. ODKWASZANIE I ODGAZOWYWANIE

### a. Uwagi ogólne

Z zawartych w wodzie gazów, których obecność może się odbijać niekorzystnie na jej jakości, najważniejsze są: tlen pochłaniany z powietrza atmosferycznego i przenikający w grunt oraz dwutlenek węgla, pochodzący z procesów rozkładowych w gruncie. Poza tymi dwoma gazami występuje siarkowodor, który jednak łatwo jest usunąć za pomocą ociekaczy. W zupełnie szczególnych przypadkach może występować kwas siarkawy lub siarkowy, tworzące się z pirytów. Należy odróżniać gaz rozpuszczony w wodzie i gaz zawarty w niej w postaci pęcherzyków. Ilość rozpuszczonych gazów zależy od współczynników adsorpcji, od temperatury wody i ciśnienia wywieranego przez gaz na wodę.



Przed wykonaniem urządzenia odkwaszającego należy dokładnie zbadać właściwości wody. Odgrywa tu rolę twardość ogólna, a poza zawartością dwutlenku węgla, zawartość żelaza i manganu, wreszcie miejscowe warunki. Często stosuje się kombinowane metody odkwaszania. Zależnie od tego, czy przez zastosowane urządzenia usuwa się składniki kwaśne, jak dwutlenek węgla, kwas siarkowy, czy też inne gazy, jak tlen, siarkowodór, rozróżniamy urządzenia odkwaszające i urządzenia odgazowujące.

W większości przypadków trudno przeprowadzić podział, które składniki mają być usunięte. Odkwaszanie może być wykonywane w sposób mechaniczny i chemiczny.

Sposób mechaniczny polega na metodzie ociekania lub przewietrzania.

Ze sposobów chemicznych najczęściej stosowane są: a) filtr marmurowy, b) metoda magnezytowa, c) metoda magno, d) metoda magnezowa, e) wapno gaszone i f) wodorotlenek wapnia.

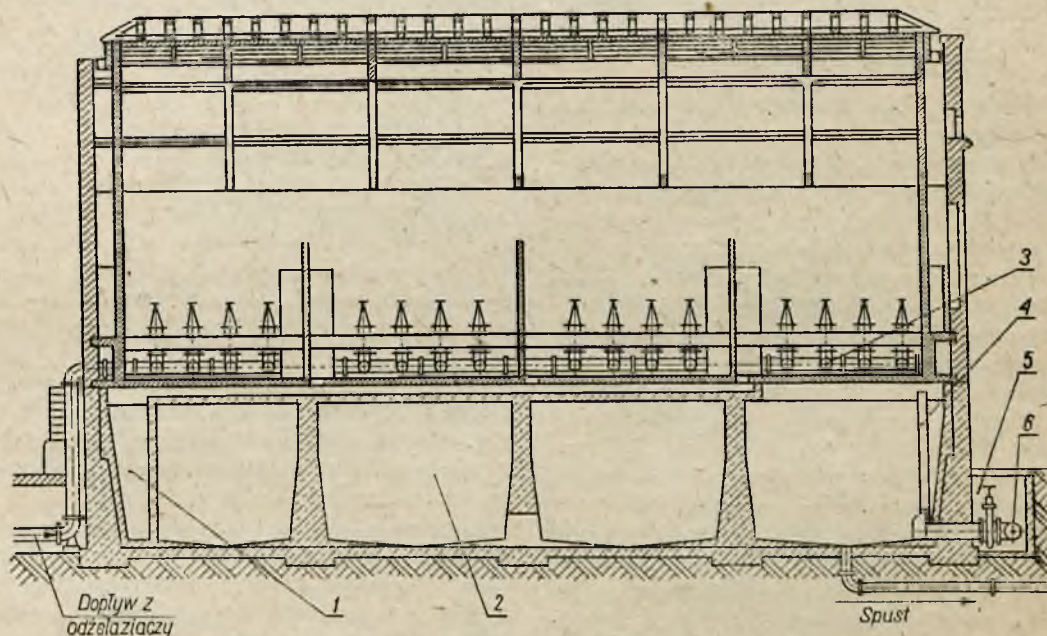
### b. Odkwaszanie mechaniczne za pomocą przewietrzania

Metody mechaniczne polegają na wypłukiwaniu wolnego dwutlenku węgla przez powietrze. Za pomocą silnego dopływu świeżego powietrza teoretycznie daje się wypłukać cały dwutlenek węgla. Praktyka jednak wskazuje, że

niejsze krople woda jest rozbita, tym lepsze jest działanie. Daje to pomyślniejsze rezultaty niż samo zraszanie. W najlepszym wypadku na 1 m<sup>2</sup> powierzchni można rozdeszczyc 6÷10 l/sek wody. Obecnie stosuje się dysze rozpryskowe o konstrukcji opisanej wyżej w ustępie o odżelazianiu.

Pamiętać należy również o dobrym przewietrzaniu pomieszczeń, aby cięższy od powietrza dwutlenek węgla nie mógł gromadzić się przy ziemi.

Sposób ociekania może być stosowany w przypadku wód, które zawierają na 1 litr około 5÷7 mg zrównoważonego CO<sub>2</sub>. Zdarza się to przy wodach o ilości 60÷70 mg/l związanego CO<sub>2</sub>. Gdy wody są miękkie, samo ociekanie nie wystarcza, aby wodę uczynić nieagresywną. W takich przypadkach dla usunięcia agresywności najlepiej jest włączyć jeszcze filtr marmurowy, magnezytowy lub magnofiltr, który oczywiście może być znacznie mniejszy, niż gdyby sam tylko musiał służyć do odkwaszania. Sposób ociekania jest ponadto godny polecenia w przypadkach wód stosunkowo twardych z obecnością agresywnego CO<sub>2</sub>. Wówczas wskazane jest prowadzenie ociekania niezbyt długo, aby zawartość zrównoważonego CO<sub>2</sub> zbytnio nie zmniejszyła się, gdyż wówczas mogą zostać wytrącone także poważne ilości węglanu wapnia. Wytrącenia dają o sobie znać przez zmętnienie wody. Dzięki nim powstają białe warstwy w zbiornikach wyrównawczych, białe osady



Rys. 133. Urządzenie do usuwania dwutlenku węgla z wody wodociągowej  
1 — kanał zbiorczy, 2 — zbiornik wody czystej, 3 — przewody rozdzielcze zaopatrzone w dysze, 4 — przelew, 5 — komora zasuw, 6 — pobór wody czystej

takiego wyniku nie da się osiągnąć tylko za pomocą samego urządzenia napowietrzającego. W celu napowietrzenia wody stosuje się te same sposoby, co przy jej odżelazianiu.

Zasada działania urządzenia (rys. 133) polega na rozdzielaniu wody w powietrzu na drobne krople. Powoduje to ułatwienie się dwutlenku węgla w powietrze. Sposób ten wymaga dużych powierzchni i dużych wysokości. Początkowo budowano duże korpusy z kawałków koksu, kozłów z cegły, stosów drewna, szlaki kotłowej lub innych materiałów i przepuszczano przez nie wodę. Najprostszym sposobem jest wypuszczanie wody w postaci deszczu przez sita, natryski lub dziurkowaną blachę. Przy rozdeszczaniu mniej ważna jest wysokość spadania, która powinna wynosić co najmniej 2÷3 m, niż grubość kropli. Im na drob-

w rurach itp. Ociekanie należy przeprowadzać w ten sposób, aby zawartość zrównoważonego CO<sub>2</sub> była utrzymana.

Ociekanie wody przeprowadza się w sposób prosty, gdy rozporządza się dostatecznym spadem. W przeciwnym przypadku wodę trzeba pompować.

Zamknięte napowietrzanie przez wtłaczanie powietrza do wypłukania dwutlenku węgla jest dotychczas rzadko stosowane, gdyż przy tym systemie woda wzbogaca się silnie w tlen, ponadto potrzebne są stosunkowo duże ilości powietrza i wreszcie sposób ten jest bardzo drogi. W systemie tym zachodzi przebieg odwrotny niż przy ociekaniu. Podczas gdy przy otwartym napowietrzeniu woda rozdzielona jest w stosunkowo dużej masie powietrza, które może być dowolnie odnowione, to przez wtłaczanie powietrza w postaci drobnych pęcherzyków można je zmieszać z wodą



w ograniczonej ilości. Wytwarzające się przy tym stosunkowo wysokie ciśnienie cząstkowe dwutlenku węgla uniemożliwia zbytnie wydalenie się jego z wody. Urządzenia służące do rozdziału powietrza, np. filtry kamienne (filtrosy) lub dziurkowane rury pokryte porowatą gumą ostatnio zostały tak udoskonalone, że można sądzić, iż sposób ten będzie stosowany coraz częściej, tym bardziej, że przy jego stosowaniu nie potrzeba tutaj podnoszenia wody pompami. Sposób ten nadaje się do zastosowania tam, gdzie brak jest spadku lub miejsca na zraszanie, rozdeszczanie lub rozpylanie.

Sposoby mechanicznego usunięcia CO<sub>2</sub> mogą być zastosowane wówczas, gdy twardość węglanowa jest większa niż 5°. Nie skutkują natomiast, jeśli kwasność wody nie polega na obecności dwutlenku węgla, tylko spowodowana jest wolnym kwasem mineralnym lub kwaśnym siarczanem żelaza. Obydwa te przypadki mogą zachodzić przy wodach powierzchniowych, które są zanieczyszczone ściekami przemysłowymi, ostatni zaś także przy wodach gruntowych z pokładów węglowych i bagiennych. Również przy wahających się stanach wód gruntowych siarczan żelaza może przechodzić w stan roztworu ulegając rozpuszczeniu.

Jeżeli zachodzi potrzeba daleko idącego odkwaszenia wody twardej, to wytrącający się wapien musi być zatrzymany przez długotrwałą filtrację. W tym wypadku proces odkwaszenia staje się po prostu procesem zmiękczenia wody.

### c. Odkwaszanie chemiczne

Jeżeli woda powinna być jednocześnie odżelaziona i odmanganiona, wówczas urządzenie odkwaszające należy dopasować do odżelaziającego. Zasadniczo każde odżelazienie wymaga odkwaszenia, aby nie dopuścić do powtórnego zażelazienia.

Przy pomocy przewietrzania rzadko kiedy wolny CO<sub>2</sub> udaje się całkowicie usunąć; pozostałość w ilości 6–8 mg/l w przypadku twardej wody nie oddziałuje na nią szkodliwie, w przypadku zaś wody miękkiej musi być związana.

Przy stosowaniu metod chemicznych, w celu związania CO<sub>2</sub> wodę przeprowadza się albo przez filtr wypełniony marmurem, magnezem, masą magno lub opilkami magnezu, albo dodaje się do wody ługu sodowego, sody lub wody wapiennej. Podczas gdy przez napowietrzanie powiększa się zawartość tlenu, przez zastosowanie metod chemicznych powiększa się nieco twardość. Stosuje się je więc przede wszystkim tam, gdzie nie wywołują szkodliwego wpływu, jak np. przy wodzie do picia. Jeżeli chodzi o wodę dla celów przemysłowych, np. do pralni i fabryk tekstylnych, a w szczególności do kotłów parowych, to wzrost twardości może odgrywać bardzo poważną rolę.

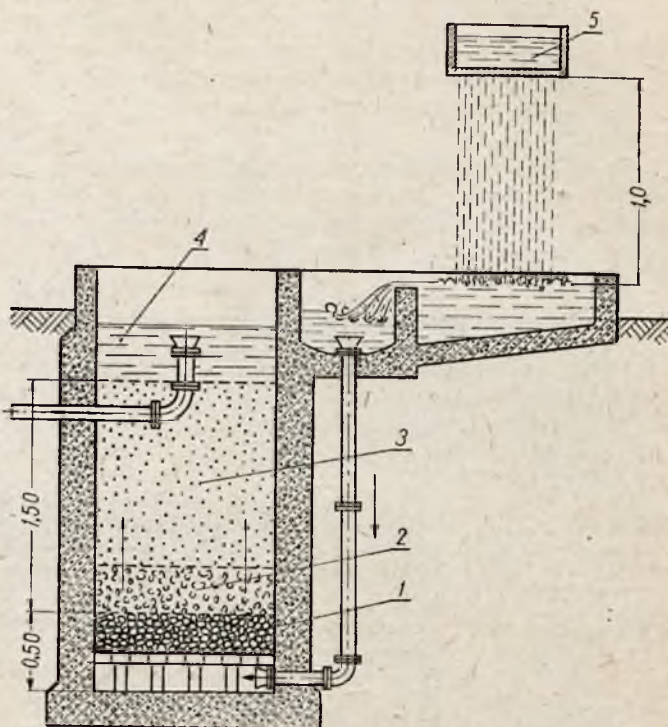
### FILTR MARMUROWY

Metoda ta polega na filtrowaniu wody surowej przez filtr z tłucznia marmurowego (rys. 134). Przy filtracji przez marmur wiązana jest ta część CO<sub>2</sub>, która jest agresywna względem wapienia przez tworzenie się dwuwęglanu wapienia:  $\text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ . Woda pobiera dwuwęglan wapienia i w ten sposób staje się twardsza. Z tego względu sposób ten jest odpowiedni tylko dla wód miękkich, o twardości najwyżej 7–8°.

Wysokość złoża powinna być tak dobrana, aby odpowiednio do zawartości agresywnego CO<sub>2</sub> i pożądanego stopnia odkwaszenia woda pozostawała w styczności ze złożem około 40–60 minut.

Ważną rzeczą jest grubość marmuru i sposób przeprowadzania wody przez filtr. W urządzeniach dużych najlepiej przeprowadzać filtrowanie od dołu do góry. Pod wpły-

wem dwutlenku węgla marmur stopniowo się rozpuszcza. Kawałki marmuru, mające początkową grubość 5 mm, z czasem stają się coraz mniejsze, aż wreszcie porywane są z prądem wody ku górze. Aby zabezpieczyć się przed ich dostawaniem się do przewodów, trzeba włączyć mały filtr piaskowy. Jeśli filtruje się od góry do dołu, to prąd wody unosi coraz to drobniejsze ziarna marmuru do wnętrza filtru, co wywołuje jego zatkanie się i rysy, w wyniku



Rys. 134. Schemat urządzenia odkwaszającego  
1 — podkład z kamienia, 2 — żwir z marmuru, 3 — rurka marmurowa, 4 — odkwaszona woda, 5 — woda surowa

czego odkwaszanie staje się niedostateczne. Przy filtracji z góry w dół należy zawsze przewidzieć odwrotne płukanie, aby ochronić przed wyżej wspomnianą niedogodnością.

Strata ciśnienia na filtrze marmurowym jest niewielka, wynosi bowiem około 0,3 m.

Ponieważ działanie odżelaziające filtru marmurowego jest silne, na ziarnach marmuru tworzą się obrosty z wytrącanego żelaza, które zahamowują działanie odkwaszające. Z tego względu woda zawierająca żelazo musi być najpierw odżelaziona, zanim się ją wprowadzi na złożo marmurowe.

Zalety filtru marmurowego są następujące: 1) Powstaje zwykle zjawisko filtracji przez materiał, podobnie jak się to odbywa w warstwach gruntu z wodą gruntową. 2) Wody nie wprowadza się w zetknięcie z czymś obcym, tylko z pewnego rodzaju naturalnym materiałem ziemnym. 3) Jeśli wykona się filtr dostatecznie duży, praca jego jest samoczynna i nie wymaga żadnej obsługi. Należy tylko uważać, aby przez utworzenie się kraterów nie nastąpiło przetrwanie się warstwy filtrującej (stałe sprawdzanie zawartości dwutlenku węgla). 4) Odpływająca woda uwolniona jest automatycznie od agresywnego CO<sub>2</sub>.

Jest przy tym obojętne, czy woda podlega wahaniom co do ilości i składu. Jeśli tylko filtr jest dostatecznie duży, zdoła on podołać wahaniom ilości agresywnego CO<sub>2</sub> i ilości wody.

Tym zaletom filtru marmurowego przeciwstawiają się niektóre wady, np. może być on zastosowany tylko do bardzo miękkich wód. Twarde wody nie mogą być w ogóle



odkwaszane za pomocą filtru marmurowego, gdyż powyżej 7÷7,5<sup>o</sup>n wiązanie dwutlenku węgla przebiega tak powoli, że otrzymuje się praktycznie niemożliwe do przeprowadzenia długie okresy zetknięcia. Jeśli woda nie jest dostatecznie miękka, to za pomocą filtru marmurowego agresywny CO<sub>2</sub> nie może być nigdy całkowicie usunięty. Zastosowanie więc filtru marmurowego ogranicza się tylko do wody miękkiej, kiedy suma związanego i wolnego CO<sub>2</sub> znajduje się w granicach 20÷60 mg/l, innymi słowy w wypadku, kiedy po przejściu przez filtr marmurowy twardość węglanowa wynosi co najmniej 2,5<sup>o</sup>, a najwyżej 7,5<sup>o</sup>n.

Na każde usunięte 10 mg dwutlenku węgla twardość wody wzrasta o 1,27<sup>o</sup>. Może to być w pewnych przypadkach zaletą lub wadą. Jeśli wody są bardzo miękkie, to pożądane jest podwyższenie twardości co najmniej do 3<sup>o</sup>. Działanie urządzenia odkwaszającego polega na wiązaniu wolnego CO<sub>2</sub>. Skutkiem działania jest tworzenie ochronnej warstwy z Ca (HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>. Aby utworzyła się taka ochronna warstwa, woda musi zawierać określoną ilość wodorotlenku wapnia. Jeśli ilość jego jest zbyt mała, to ochronna warstwa nie może powstać. Jeśli jednak woda posiada już pewną twardość, to oczywiście jest wskazane powiększać twardość w możliwie małym stopniu.

Jeśli woda zawiera dużo wolnego CO<sub>2</sub>, wówczas część dwutlenku węgla należy usunąć za pomocą napowietrzania, resztę zaś związać za pomocą wapna lub marmuru, aby nie podwyższać zbyt twardości.

#### Filtr magnezytowy

Z uwagi na własności filtru marmurowego, ograniczające jego stosowanie do wód o twardości nie większej niż 7,5<sup>o</sup>n, zastosowano do odkwaszania wyżarzony magnezyt.

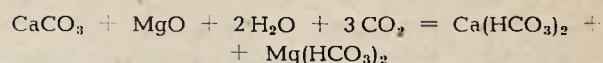
Przy stosowaniu tej metody używa się magnezytu palonego, który posiada jeszcze około 20÷30% dwutlenku węgla i jest wyżarzony w temperaturze nie wyższej niż 800÷1000<sup>o</sup>C. Jeżeli filtruje się wodę przez wyżarzony magnezyt, to woda staje się najpierw alkaliczna. Alkaliczność wody zmniejsza się stopniowo w ten sposób, że pozostaje taka ilość wolnego równoważącego CO<sub>2</sub>, przy której występuje równowaga pomiędzy ilością wolnego a związanego dwutlenku węgla. Dopóki woda jest alkaliczna, dopóty wytrąca się z wody wodorotlenek wapnia. Pokrywa on coraz bardziej filtr, tak że powierzchnia neutralizująca magnezytu staje się ciągle mniejsza. Gdy rozdział węglanów wapnia przekroczy pewną miarę, występuje znowu agresywny CO<sub>2</sub>. Zostaje przez to powiększona powierzchnia filtru magnezytowego i w związku z tym znika agresywny CO<sub>2</sub>. W ten sposób zakwaszenie waha się między ekstremami, co praktycznie daje stan równowagi. Metoda ta w praktyce polega na zwykłej filtracji (jak w przypadku zastosowania filtru marmurowego), stosować jednak można znacznie większą prędkość. Tym się jednak metoda ta różni od poprzedniej, że można ją stosować do każdej wody, twardość wody nie stanowi tu żadnej przeszkody. Podwyższenie twardości odkwaszonej wody jest dwukrotnie mniejsze niż w przypadku filtru marmurowego.

Należy jednak zwrócić uwagę, że do roztworu przechodzi tu dwuwęglan magnezu, co przy wodach przeznaczonych dla niektórych celów gospodarczych jest objawem niepożądanym.

#### Filtr magno

W filtrze tym poprzednie materiały filtrujące zastąpiono dolomitom (podwójny związek węglanu wapnia i magnezu). Podczas ostrożnego prażenia przy temperaturze około 500÷550<sup>o</sup>C węglan magnezu przekształca się w tlenek magnezu. Materiał filtracyjny wyrabiany pod nazwą magno składa się ze związku CaCO<sub>3</sub>MgO.

Masa magno łączy zalety filtrów marmurowego i magnezytowego. Reakcję zachodzącą w procesie odkwaszania przedstawia następujące równanie:



Przez przejście dwuwęglanu wapnia do roztworu i ustaleniu się równowagi wapniowo-węglowej powstają warunki tworzenia się warstwy ochronnej.

Masę magno stosuje się podobnie jak marmur i magnezyt do wypełniania filtru. Grubość ziarn wynosi 0,5÷3,0 mm.

Zależnie od charakteru wody ilości masy magno potrzebne do oczyszczenia 1 m<sup>3</sup> wody wahają się. Przybliżone wartości graniczne są następujące:

Dla wód miękkich i ubogich w dwutlenek węgla oraz żelazo — 200 kG na 1 m<sup>3</sup> wody na godzinę.

Dla wód miękkich do średniotwardych, bogatych w dwutlenek węgla, lecz ubogich w żelazo — 225 kG.

Dla wód miękkich do średniotwardych, o dużej zawartości dwutlenku węgla i żelaza — 250 kG.

Na 1 g dwutlenku węgla i 1 m<sup>3</sup> wody do odkwaszenia zużywa się 1,3 g masy magno. Aby więc np. odkwaszyć całkowicie wodę o zawartości dwutlenku węgla 20 mg/l, potrzeba 20×1,3 = 26 g/m<sup>3</sup> masy magno. Przy użyciu masy magno wzrasta nieco twardość wody. Przy zupełnie świeżej masie magno początkowo wzrasta twardość magnezowa; wzrost twardości na 1 mg/l związanego dwutlenku węgla wynosi 0,1<sup>o</sup> twardości węglanowej.

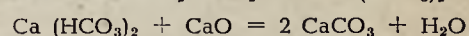
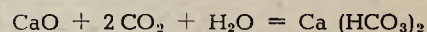
Prędkość filtracji stosuje się zależnie od właściwości wody surowej; w korzystnych warunkach może ona dochodzić do 20 m/h. Przy tej prędkości opór filtru o wysokości 3 m i uziarnieniu 1÷2 mm wynosi 0,67 m słupa wody.

Przy filtrowaniu przez masę magno osiąga się nie tylko odkwaszenie wody, ale i jej prawie całkowite odżelazienie, odmanganianie, zależnie od alkaliczności wody. Głównym zadaniem filtracji jest usunięcie jednej lub kilku z wyżej wspomnianych zawartości. Dla wód o twardości węglanowej ponad 12<sup>o</sup>n metoda ta nie jest odpowiednia. Koszty eksploatacyjne są znacznie wyższe niż przy filtrach marmurowych.

#### Zastosowanie wodorotlenku wapnia

Metoda ta jest najstarszą z metod stosowanych dla wiązania dwutlenku węgla. Używana jest od lat w tej lub innej formie i polega na przeprowadzeniu dwutlenku węgla za pomocą wodorotlenku wapnia w węglan wapnia CaCO<sub>3</sub>, lub też dwuwęglan wapnia Ca(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>.

Gdy w filtrze marmurowym zachodzi proces według równania CaCO<sub>3</sub> + CO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O = Ca(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>, w metodzie ostatniej procesy przebiegają zależnie od tego, czy się dodaje jedną czy dwie części tlenku wapnia według równań:



Pierwszy stopień, w którym ginie wolny dwutlenek węgla, stanowi odkwaszenie, drugi alkalizację i zmiękczenie. Można przez odpowiednią dawkę wapnia osiągnąć dowolny stopień odkwaszenia i alkalizacji, w przeciwieństwie do metody filtru marmurowego, w której w najlepszym razie osiągnąć można równowagę dwutlenko-węglano-wapniową. Zaleta tej metody polega na tym, że można zupełnie usunąć agresywny dwutlenek węgla, a nawet — jeśli się uzna za stosowne — i równoważącą część dwutlenku węgla, pozostawiając przy tym w wodzie pewną nadwyżkę wapnia. Następstwem tego jest, że można przyspieszyć usunięcie wapnia, a przez to utworzyć warstwę ochronną. Jeśli się usunie nie tylko agresywny dwutlenek węgla, ale



## 9. ZMIĘKCZANIE WODY

### a. Uwagi ogólne

i część dwutlenku węgla równoważącego lub całą jego ilość, ochronna warstwa musi powstać szybciej i w większym rozmiarze. Jeśli jeszcze przy tym uczyń się wodę alkaliczną, to cały dwuwęglan wapnia przejdzie w węglan wapnia i wytrącanie się węglanu wapnia będzie się odbywać jeszcze szybciej.

Wypadanie węglanu wapnia przebiega tym wolniej (z powodu skłonności dwuwęglanu wapnia do przesycań), im mniejsza jest zawartość dwuwęglanu wapnia. Jeśli więc alkalizuje się wodę bardzo miękką, zawierającą małe ilości dwuwęglanu wapnia, to wydzielają się również małe ilości wapnia w postaci warstwy ochronnej. Jest to bodajże najważniejsza zaleta metody zastosowania wapnia. Przy twardszych wodach wadą tej metody jest to, co jest zaletą przy wodach miękkich. Wody takie nie mogą być zalkalizowane. Z takiej wody równoważący dwutlenek węgla może być w pewnych warunkach tylko częściowo usunięty, gdyż inaczej wapno zostaje wytrącone w takich ilościach, że mogą powstać wielkie trudności w pracy. Dalszą zaletą tej metody jest możliwość rozpuszczenia zbyt grubej warstwy powstałej w rurach przez odpowiednie zastosowanie dozowania wody zawierającej większą ilość CO<sub>2</sub>.

Przez dodanie wapna można osiągnąć przesycony roztwór, co przyczynia się głównie do tworzenia się warstwy ochronnej, powstającej przez powolne krystalizowanie się węglanu wapnia. Przy wodach ubogich w wapień można dodawać wapno w takiej ilości, aż dwuwęglan całkowicie lub częściowo przekształci się w węglan. Metoda wapniowania doprowadza do stworzenia ochronnej, przeciwkorozyjnej warstwy we wszystkich przypadkach, gdy suma pierwotnych i na nowo utworzonych węglanów wapnia przy pełnym odkwaszeniu powoduje przekroczenie granicy rozpuszczalności węglanu wapnia, tj. 13 mg/l. Metodę wapniowania można z korzyścią zastosować, gdy po odkwaszeniu osiąga się twardość wapnio-węglanową 2<sup>o</sup>n. W wodach o małej twardości węglanowej i zawartości dwutlenku węgla nie należy oczekiwać tworzenia się warstwy ochronnej. Z powodu zdolności tworzenia się warstwy ochronnej w praktyce urządzenia wapniujące nazywa się również urządzeniami ochrony rur.

Wadą tej metody jest, że dawki wapna należy dozować. Każde, nawet najlepsze dozowanie może zawieść. Dozowanie nastawione jednorazowo zawiedzie, jeśli skład wody się zmienia. Musi być więc stały dozór nad dawkowaniem. Jest to możliwe w dużych zakładach wodociągowych, które posiadają chemika lub co najmniej laboranta oraz laboratorium (na ogół proste). Gdzie brak tego, konieczne jest zastąpienie tych badań badaniami wartości pH przez odpowiednio nauczonego pracownika.

Podwyższenie twardości wynosi w stosunku do metody marmurowego filtru (1,27<sup>o</sup>n na 10 mg/l) tylko 0,64<sup>o</sup>n na 10 mg/l dwutlenku węgla.

Dodawanie wodorotlenku wapnia można przeprowadzać przez dodawanie albo nasyconej wody wapiennej, albo sproszkowanego wodorotlenku wapnia.

#### Tworzenie się warstwy ochronnej w przewodach

Głównym zadaniem urządzeń odkwaszających jest stworzenie ochronnej warstwy dla ochrony przed nagryzaniem i dla zapobieżenia w ten sposób ponownemu zażelazianiu się wody w przewodach. Metody chemiczne muszą być stosowane w ten sposób, aby taka warstwa uformowała się i pozostała w rurach. Przy prawidłowym dozowaniu i należytej kontroli daje się to łatwo osiągnąć w przypadkach różnych metod wapniowania. Trudniejsze jest to dość często przy wodach miękkich.

Użytkowanie twardej wody sprawia wiele trudności, toteż wysuwa się zagadnienie, czy nie będzie korzystniej ze względów gospodarczych wodę zakładu wodociągowego poddawać procesowi zmiękczenia.

Pomiędzy zużyciem mydła a twardością wody istnieje następująca zależność:

Twardość wody	2,5°	3,8°	16,5°	30,8°
Stosunek twardości	1,0	1,6	6,6	12,3
Stosunek zużycia mydła	1,0	1,2	1,4	1,6
Roczne zużycie mydła kg, mieszkańca	13,3	14,6	18,1	20,8

Ze względów gospodarczych wszystkie zakłady czerpiące wodę o twardości większej niż 6° powinny posiadać urządzenie do zmiękczenia wody. Woda czysta powinna mieć twardość 2,5°. Urządzenie zmiękczające jest wówczas gospodarczo uzasadnione, gdy osiągnięte roczne oszczędności wynoszą co najmniej 10% kosztów inwestycyjnych.

Przez budowę urządzeń zmiękczających wodę przedłuża się trwałość bielizny o 25÷100%. W wielu miejscowościach odpada również potrzeba używania zbiorników wody deszczowej, beczek, cystern itp. Do zmiękczenia wody w gospodarstwie domowym używa się różnych preparatów; zawierają one głównie sodę z dodatkiem lub bez dodatku innych związków, jak fosforan sodu, szkło wodne, boraks, mydło, nadtlenki i inne.

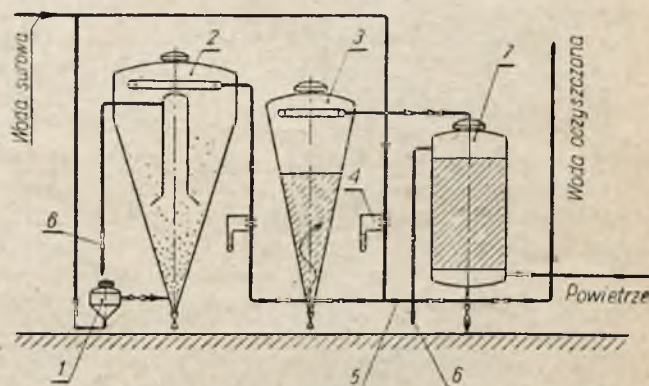
### b. Metody centralnego zmiękczenia wody

Dotychczas najczęściej stosowanymi metodami są:

- zmiękczenie za pomocą wapna, b) wapna i sody,
- permutytu i d) nadmiaru wapna.

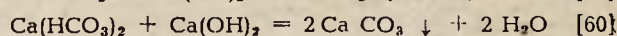
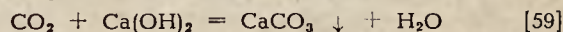
#### Zmiękczenie za pomocą wapna

Najdawniej stosowanym sposobem w centralnych urządzeniach zmiękczających jest metoda wapniowania, znana pod nazwą metody Clarka. Przez dodanie wapna usuwa się głównie twardość węglanową. Metoda ta jest odpowiednia, gdy woda posiada dużą twardość węglanową (rys. 135).

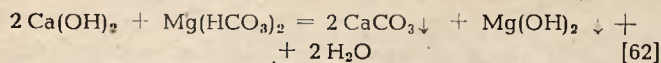
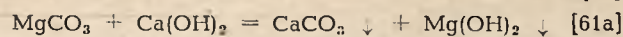
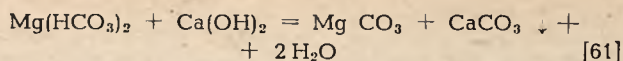


Rys. 135. Schemat urządzenia zmiękczającego wodę za pomocą wapna  
1 — rozpuszczanie wapna, 2 — zbiornik wapniowania, 3 — zbiornik reakcji, 4 — wskaźnik sprawności, 5 — doprowadzenie wody płuczącej, 6 — spust wody płuczącej, 7 — filtr żwirowy

Wolny agresywny dwutlenek węgla wiązany jest stopniowo przez dodawanie mleka wapiennego, następnie zaś zrównoważony, wreszcie półwiązany według równań:







Ilość wapna palonego CaO potrzebnego dla całkowitego zmiękczenia wody zależy od twardości wody i zawartości wolnego dwutlenku węgla i może być obliczona ze wzoru:

$$Q_{\text{CaO}} = 10 T^0 - 1,4 Q_{\text{Mgo}} - 1,27 Q_{\text{CO}_2}$$

gdzie Q oznaczają zawartości danego związku chemicznego w mg na litr, zaś  $T^0$  — twardość w stopniach niemieckich, przy czym do obliczenia przyjmuje się ją o 0,5—1° większą od rzeczywiście dla uzyskania pewnego zapasu.

Gdy używane ilości wapna są małe (200 kg/dzień), dodaje się go do wody w postaci mleka wapiennego (1 kg wapna gaszonego z 3÷5 litrami wody). Przy użyciu większych ilości wapna (> 200 kg) stosuje się wodę wapienną (1250 mg Ca(OH)<sub>2</sub> w litrze wody).

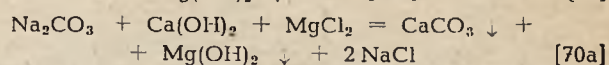
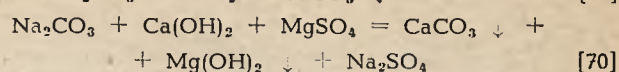
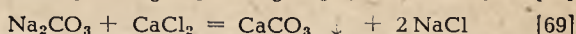
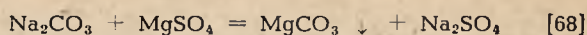
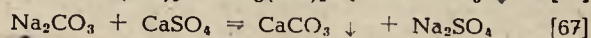
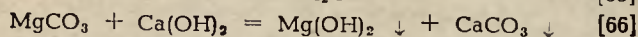
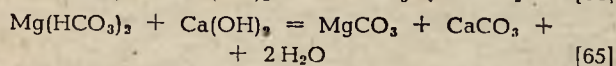
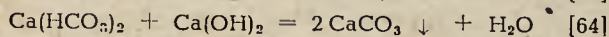
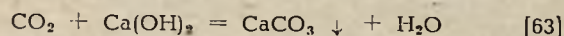
Wytwarzający się osad chwytny jest częściowo w osadnikach, częściowo na włączanych za nimi filtrach. Czas sklarowania wynosi 2÷3 godzin.

Szybkość reakcji wodorotlenku wapnia daje się wybitnie powiększyć przez powiększenie stężenia mieszaniny i przez dodanie odpowiednich katalizatorów. Przez dodanie piasku kwarcowego uzyskiwano prawie trzykrotne przyspieszenie reakcji, po czym zmiękczenie tym dalej idące, im większa była twardość węglanowa. Jeśli przez odpowiedni dobór czas reakcji daje się skrócić z 2÷3 godzin na 7÷10 minut, to przy wyższych temperaturach skrócenie czasu reakcji jest znacznie większe.

Liczne urządzenia zmiękczające znajdujące się obecnie w użyciu dzielą się na przestrzeń kontaktową, osadniki i filtr. Jeśli woda zmiękczana za pomocą wapna, po osadniku a przed filtrem, doprowadzona będzie do stanu koncentracji jonów wodorowych 8,4÷8,6, to nie powstają wówczas żadne inkrustacje na filtrze piaskowym. Najmniejszą rozpuszczalność ma węglan wapnia przy wartości pH = 9,2÷9,5 (kierownicy zakładów wodociągowych polecają utrzymanie tej wartości). Wymaga to dostatecznie dużych osadników, gdyż inaczej przy takiej wartości pH filtr piaskowy zbyt szybko zostaje zniszczony przez inkrustację.

#### Zmiękczenie przez stosowanie wapna i sodu

Metodę tę stosuje się wówczas, gdy chodzi również o zmniejszenie twardości mineralnej. Teoretycznie twardość wody może być zredukowana do 1,4°n, lecz w praktyce osiąga się wartość 2,8÷3,4°n. Przez dodanie wody wapiennej wiąże się najprzód wolny, agresywny i równoważący dwutlenek węgla (wzór [63]). Woda wapienna nasycy również dwuwęglany i powoduje strącenie węglanu wapnia oraz węglanu magnezu i wodorotlenku magnezu (wzory [64], [65] i [66]). Po upływie krótkiego przeciągu czasu dodaje się sodę, co powoduje całkowite zniknięcie twardości węglanowej, a następnie wpływa na zmniejszanie się twardości mineralnej (wzory [67], [68] i [69]) i na wytrącanie dodanego w nadmiarze mleka wapiennego (wzór [70]). Przy wytrącaniu składników twardości mineralnej przechodzi do roztworu odpowiednia ilość soli sodu. Przebieg reakcji uwidaczniają następujące równania:



Osad zbiera się w osadnikach, po których musi być włączony filtr. Szybkość reakcji może być bardzo przyspieszona przez ogrzanie wody. Z tego względu sposób ten nadaje się w mniejszym stopniu do wód do picia.

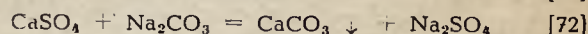
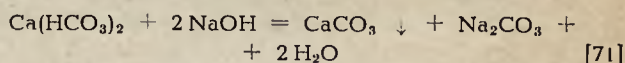
Czas reakcji wynosi: ilość sody potrzebnej dla pozbowienia wody twardości mineralnej obliczyć można ze wzoru

$$Q_{\text{Na}_2\text{CO}_3} = 18,9 [T^0 - (2^0 - 3^0)]$$

gdzie Q ilość sody w gm na litr,  $T^0$  — twardość mineralna (nie węglanowa) w stopniach niemieckich.

Sodę stosuje się w roztworze w ilości 5÷10‰. Zmiękczenie wody powinno być doprowadzone aż do wartości 2÷3°n. Szczególnie przy większych wartościach twardości mineralnej, np. wywołanej przez obecność gipsu, trzeba zwrócić uwagę, że przy większej zawartości siarczanu sodu i chlorku sodu mogą wystąpić niepożądane zjawiska uboczne (osad, gorzki smak itp.).

Zamiast wapna i sody lub zamiast magnezy i sody można również stosować ług sodowy. W ten sposób usuwa się nie tylko twardość węglanową, ale i mineralną:



Reakcja zmiękczenia wody metodą dodawania wapna i sody przebiega szybko, natomiast powoli przebiega koagulacja składników twardości. Dodanie koagulantów takich, jak siarczan glinu lub siarczan sodowy w dużym stopniu przyspiesza reakcję zmiękczenia, szczególnie strącania wodorotlenku magnezu. Również katalitycznie działa styczność z wytrąconymi składnikami twardości, co się osiąga przez wprowadzenie powrotne osadu lub jego zmieszanie.

Jeżeli woda jest mętna, to należy zastosować metodę wapno-sodowania, gdyż dzięki działaniu wapna zabija się jednocześnie bakterie.

Przy zmiękczeniu wody do picia metodami wapnowania, wapno-sodowania lub ługowania wytrącony osad może być w różny sposób usunięty lub wykorzystany. Sposoby te są następujące.

1. Osad może być wypuszczony do rzeki; przez to, w przypadku jeśli rzeka musi przyjąć ścieki zawierające kwasy, zwiększa się jej zdolność do ich neutralizacji. Wypuszczanie do odbiornika stosować należy wyjątkowo. W żadnym razie nie powinno ono występować falami, gdyż łatwo się wówczas tworzą ławice osadu powodując duże trudności, szczególnie w okresie lat suchych. Lepiej jest zbierać osad w osadnikach o dnie lejowatym i wypuszczać go przy zawartości 85‰ wody na poletka do suszenia osadów.

2. Osad może być dalej zbierany, a następnie odprowadzany do rzeki w czasie wielkiej wody. W takim przypadku unika się niebezpieczeństwa tworzenia się niepożądanych objawów.

3. Osad może być użyty do wypełnienia zapadlin i dołów.

4. Osad może być wprowadzony do kanalizacji miejskiej. Ponieważ jest to dobry środek neutralizujący i koa-

W temperaturze	Godzin
W zimie	6÷8
50°C	4
70°C	3
90°C	2



gulujący, nie może powodować szkód w osadnikach na oczyszczalni ścieków. Ten sposób usuwania osadu jest najprostszy i najtańszy.

5. Osad może być wysuszony i wykorzystany do wapnowania gruntu dla celów rolniczych.

6. Wreszcie osad ten może być wysuszony i znowu wypalony na wapno. Jest to jednak możliwe tylko w bardzo dużych zakładach i przy wodzie ubogiej w twardość węglanową.

#### Filtr permutytowy (kationitowy)<sup>1)</sup>

Zastosowanie tej metody usunięcia twardości, wywołanej rozpuszczalnymi solami wapnia i magnezu, polega na zdolności pewnych związków krzemowych, tzw. permutytów, wymiany rozpuszczonych soli na sole sodu, mniej nieprzyjemne z punktu widzenia technicznego. Permutyty same przechodzą tak długo w związki wapniowe i magnezowe, dopóki ich działanie nie zostanie wyczerpane. Przebieg reakcji jest jednak odwracalny; jeżeli podda się użytą masę działaniu roztworu soli, to tworzy się permutyt sodowy. Permutyty wyczerpane po takiej regeneracji mogą być znowu użyte.

Rozróżniamy następujące rodzaje permutytów:

1. Nieorganiczne:

a) naturalne: zielony piasek glaukonitowy o ziarnach 0,5÷2 mm,

b) sztuczne: syntetyczne glinokrzemiany sodu o wzorze chemicznym typu  $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$  — zeolity.

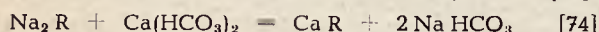
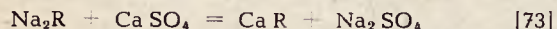
2. Organiczne:

a) węgiel sulfonowy, otrzymywany przez działanie stężonym kwasem siarkowym na węgiel kamienny lub brunatny. Preparat taki produkowany w Polsce nosi nazwę eskarbon,

b) żywice fenolowe,

c) żywice styrenowe.

Przebieg reakcji przy przepuszczaniu wody przez warstwę permutytu jest następujący:



W powyższych wzorach symbolem R oznaczona jest złożona reszta wchodząca w skład permutytu, prócz sodu.

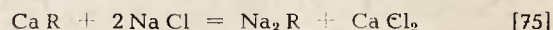
Stosując metodę zeolitową (permutytową) usuwa się składniki powodujące twardość, bez dodawania chemikaliów i bez powstawania osadów. Przebieg zmiękczenia wody polega na wymianie przez permutyty zawartości sodu na zawarte w wodzie czynniki jej twardości, wapień i magnez. Permutyty pobierają z wody bez reszty jony wapnia i magnezu tworząc permutyty wapnia i magnezu. Przechodzi przy tym do roztworu pewna ilość soli kuchennej ( $\text{NaCl}$ ). Z uwagi na nazwę stosowanych preparatów — permutytów, przebieg zmiękczenia nazywa się permutyzacją. Metodzie tej należy oddać pierwszeństwo, gdy twardość wody jest głównie mineralna, a woda jest przezroczysta.

Skuteczność permutytów jest mniejsza, jeśli woda zawiera duże ilości soli sodu i ma nadmiernie dużą twardość magnezową. W przeciwieństwie do różnych metod wapnowania brak tu gromadzącego się osadu, tak że obsługa jest bardzo prosta. Nawet i przy przewadze kosztów przy stosowaniu tej metody (soli kuchennej i wody do płukania) nad kosztami metody wapnowania i sodowania, w małych za-

<sup>1)</sup> W ustępie niniejszym pozostawiono użytą przez prof. Wóycickiego nomenklaturę „permutyt, filtr permutytowy”; obecnie coraz bardziej rozpowszechnia się nazwa „Kationit” jako lepiej wyrażająca zdolność omawianego materiału do wymieniać kationów H, Na, Ca, Mg, w przeciwstawieniu do nazwy „anionit” dla materiałów zdolnych wymieniać aniony OH,  $\text{HCO}_3$ , Cl,  $\text{SO}_4$  itd. (przyp. red.).

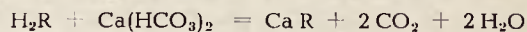
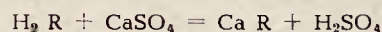
kładach stosuje się tę metodę ze względu na prostotę obsługi. Nie stosuje się jej w zakładach większych. Jeśli woda surowa zawiera tyle żelaza, że napowietrzenie i filtracja przez piasek nie wystarczają dla jej odżelazienia, to nie może być ona zmiękczona za pomocą zeolitów. W takim przypadku lepiej zastosować metodę wapno-sodową lub nadmiaru wapna, gdyż jednocześnie przy zmiękczeniu strącają się mangan i żelazo. Można jednak sobie pomóc w ten sposób, że usuwa się przede wszystkim główną część składnika powodującego twardość oraz żelazo, a następnie za pomocą filtru permutytowego resztę twardości.

Jeżeli działanie permutytu ustanie, to można go regenerować przez mycie w ciepłym ( $35^\circ\text{C}$ ) roztworze soli kuchennej. Podczas takiego mycia zostaje wymieniony pobrany poprzednio z wody wapień: jon wapniowy przechodzi do roztworu

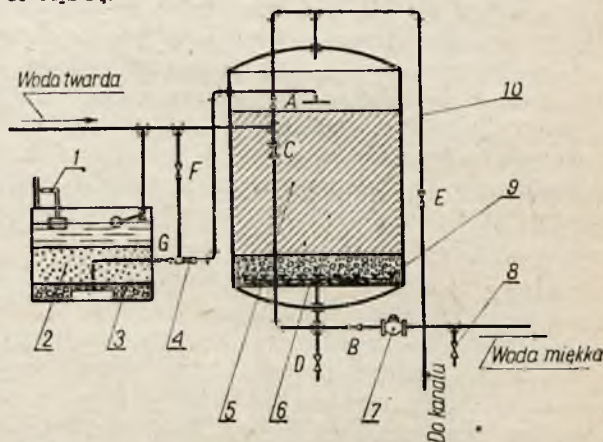


Działanie permutytu nie jest nieograniczone; traci on rocznie 2÷3% swych zdolności. Na każde 100 g usuniętego z wody  $\text{CaO}$  używa się 500÷600 g soli kuchennej. Ostatnio budowane są urządzenia zeolitowe, które po dwugodzinnej pracy samoczynnie regenerują się. Jeśli proces regeneracji jest częsty, to na stosunkowo małych filtrach mogą być zmiękczone duże ilości wody, gdyż ta sama ilość permutytu zawsze wiąże te same ilości wapnia i magnezu.

Prócz opisanego wyżej zmiękczenia za pomocą permutytów (kationitów) pracujących w tzw. cyklu sodowym, tj. wymieniających swoje kationy Na na kationy Ca lub Mg, istnieją kationity pracujące w cyklu wodorowym, o działaniu anionicznym.



Dla regeneracji filtru przepuszcza się przez złożo roztwór  $\text{H}_2\text{SO}_4$ .



Rys. 136. Schemat urządzenia (ze złożem permutytowym) do zmiękczenia wody

1 — wodowskaz pływakowy, 2 — sól, 3 — żwir, 4 — iniektor, 5 — złożo permutytowe, 6 — żwir, 7 — wodomierz, 8 — zawór probierczy, 9 — dysze, 10 — odpływ wody płuczącej

Przy cyklu wodorowym wzrasta kwasowość wody, pH maleje i woda nabiera własności korozyjnych. Przy cyklu sodowym wzrasta zasadowość wody. Jeżeli zmiana pH wody nie jest pożądana, to stosuje się przywrócenie poprzedniej wartości pH np. przez wapniowanie albo przez równoczesne używanie filtrów z Na-permutytem i H-permutytem, co może być osiągnięte jednym z następujących sposobów.

a) Równoległa permutyzacja Na — H: część wody zostaje przepuszczona przez filtr z Na-permutytem, część z H-permutytem, po czym woda ulega przemieszaniu.



b) Kolejna permutyzacja; część wody zostaje przepuszczona przez filtr z H-permutytem, zmieszana z pozostałą częścią i całość przepuszczona przez Na-permutyt.

c) Jednoczesna permutyzacja Na — H — cała woda przechodzi przez filtr zawierający oba rodzaje kationitów.

Obsługa urządzenia odbywa się w sposób następujący (rys. 136).

Podczas procesu zmiękczenia woda płynie przez filtr permutytowy z góry na dół. Otwarte są zasuwy A i B, pozostałe zasuwy są zamknięte. Gdy permutyt zostanie wyczerpany, należy go regenerować. Zamknięte zostają zasuwy A i B, otwiera się zasuwa E oraz stopniowo, wolno zasuwę C. Stosowane są w tym miejscu zasuwy specjalnej budowy w celu zabezpieczenia się od gwałtownego wypłynięcia wody, mogącego wywołać dyslokację złoża. Przy otwartych zasuwach C oraz E woda surowa płynie przez złożo z dołu do góry wychodząc przez otwór spustowy do kanału. Płukanie odwrotne trwa 5÷10 minut lub też aż do chwili całkowitego wypłukania zanieczyszczeń, co stwierdza się przez obserwację klarowności wody. Do płukania zużywa się 4 litry wody/minutę i 1 m<sup>2</sup> przekroju złoża.

Po wypłukaniu do filtru wprowadza się roztwór soli zamykając zasuwy C oraz E, a otwierając zasuwy G, F i D. Wskutek działania inżektora zostaje u góry złoża wprowadzony nasycony roztwór soli, wyciskając przez zasuwę D równą sobie objętość wody ze złoża. Po wprowadzeniu pożądanej ilości roztworu w złożo zamyka się zasuwy F oraz G, a otwiera zasuwę A. Woda surowa wypłukuje roztwór soli ze złoża przez zasuwę D do kanału. W czasie styczności złoża z roztworem następuje wymiana wapnia i magnezu na sól.

Zasuwy A i D pozostają otwarte aż do chwili całkowitego wypłukania roztworu. Ilość wody potrzebna do wypłukania roztworu soli wynosi około 1,2 objętości zajmowanej przez złożo. Po wypłukaniu soli zamyka się zasuwę D i otwiera zasuwę B. Zložo jest gotowe do normalnej pracy. Czas niezbędny do regeneracji, jeżeli jest dostateczna ilość wody do płukania, wynosi ok. 1/2 godziny.

Można liczyć, że do regeneracji i przepłukania zużywa się 5÷25% wody zmiękczonej. Zużycie jest tym większe, im większa jest twardość wody. Sztuczne zeolity wymagają mniejszej ilości wody niż naturalny zielony piasek. Wysokie filtry wymagają mniejszych ilości wody od filtrów niskich. Zielony, glaukonitowy piasek stosuje się przy wodzie żelazistej, podczas gdy w wypadku małej zawartości żelaza daje się pierwszeństwo permutytom syntetycznym.

Ponieważ wody „miejskie“ należy zmiękczać do wartości 2÷3°n, permutyty zaś zmiękczały do 0°, więc są różne schematy urządzeń do zmiękczenia. I tak np. część wody tłoczony można zmiękczać do 0°, a następnie mieszać z odpowiednią ilością wody surowej. Wodę, która zawiera wolny dwutlenek węgla, lecz nie zawiera zupełnie żelaza i tlenu, należy po odżelazieniu stale napowietrzać, ażeby dopro-

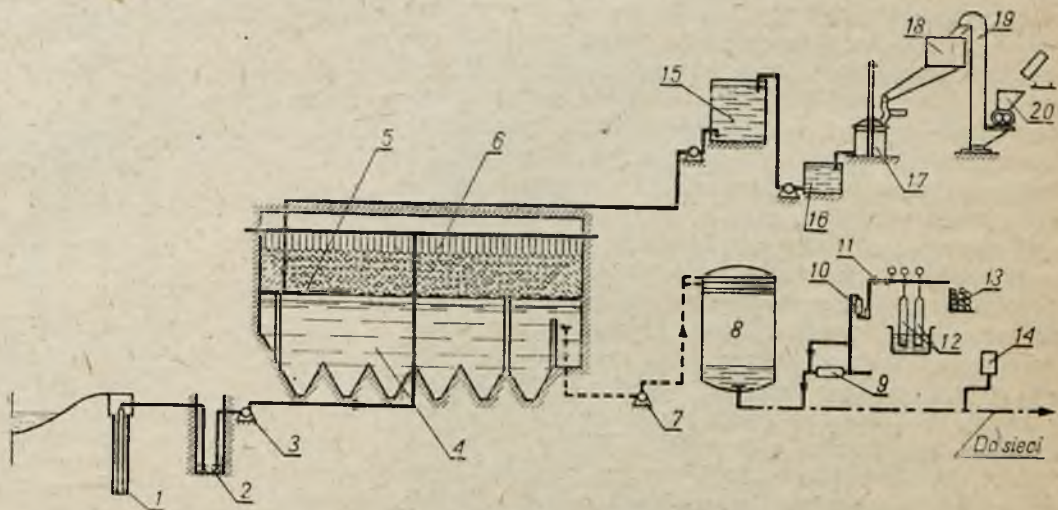
wadzić do równowagi pozostały dwutlenek węgla z dwuwęglanem wapnia. Jeżeli się tego nie osiągnie, to występują objawy potwórnego żelazienia. Można jednak pozostały agresywny dwutlenek węgla uczynić nieszkodliwym przez dodatkowe wapnowanie lub dodanie ługu sodowego. Osiągnięte przy zastosowaniu wapna tworzenie się warstwy ochronnej w przewodach może być osiągnięte także przy zastosowaniu metody permutytowej przez dodanie sody i szkła wodnego.

#### Sposób przewapnowywania

Sposób przewapnowywania jest odpowiedni dla wód o dużej twardości magnezowej. Polega on na następującym procesie. Dodaje się do wody w nadmiarze mleko wapienne (20÷25 mg/l nadmiaru wapna) tak, że po skończonym procesie zmiękczenia należy wodę zakwasić, aby nie posiadała przykrych objawów alkaliczności. Woda staje się miękka, wytrącone zostają rozpuszczone oraz zawieszony zanieczyszczenia zabarwiające. Sposobem tym osiąga się polepszenie warunków procesów odżelaziania i odmanganiania, jak również zmniejszenie ilości bakterii. Zaletą tej metody jest skrócenie czasu osadzania oraz duże szybkości filtracji.

W Dreźnie urządzenia tego typu pracują następująco. Woda pochodząca z filtracji brzegowej (rys. 137) tłoczona jest na rozdeszczacz w celu zmniejszenia zawartości CO<sub>2</sub> oraz napowietrzenia. Spada ona dalej na podłogę odpływową i odpływa przez przelew do osadników leżących pod podłogą rozdeszczającą, gdzie jest zatrzymana przez okres jednej godziny. Na odpływie z podłogi do osadnika za pomocą dysz dodaje się do wody nadmiar mleka wapiennego. Z osadnika woda podnoszona jest na filtr. Do filtratu dodaje się dwutlenek węgla a następnie chlor.

Przemieszanie wody z mlekiem wapiennym musi być w innych przypadkach wzmożone za pomocą urządzeń mie-



Rys. 137. Schemat urządzenia do przewapnowywania

1 — studnia, 2 — studnia zbiorcza, 3 — pompa, 4 — osadnik, 5 — dawkiowanie chemikali, 6 — rozdeszczanie, 7 — główna pompa, 8 — filtr pośpieszny, 9 — zbiornik wyrównawczy, 10 — przyrząd pomiarowy, 11 — zawór redukcyjny, 12 — flaszki do gazowania, 13 — baterie dwutlenku węgla, 14 — dodawanie chloru, 15 i 16 — zbiorniki mleka wapiennego, 17 — urządzenie do gaszenia wapna, 18 — zbiornik, 19 — elewator, 20 — kruszarka

szających, jak mieszcza, śruby itd. Ponieważ wapno dodawane w dużych ilościach wytrąca się, trzeba je dodawać w postaci mleka wapiennego. Ponieważ każdy inny sposób pomiaru ze względu na zapychanie zawodzi, dodawanie mleka wapiennego odbywa się za pomocą pomp tłokowych, których liczba obrotów może być zmieniona przy pomocy silników. Ponieważ dodanie nadmiaru mleka wapiennego wywołuje za dużą wartość pH oraz nieprzyjemny smak, nadwyżka ta po wytrąceniu się żelaza, manganu i magnezu



musi być następnie usunięta przy pomocy karbonizacji. Dodawanie dwutlenku węgla może odbywać się z butli lub z jakiegoś innego źródła dwutlenku węgla.

Aby działanie metody wzmocnić, szczególnie jeśli należy usunąć psucie się smaku i zapachu, można dodawać węgiel aktywny (w ilości  $1 \div 2$  g/m<sup>3</sup> sproszkowanego węgla) lub alun, chlorek żelaza, wreszcie glinian.

## 10. DEZYNFEKCJA WODY

### a. Uwagi ogólne

W wodzie poddawanej różnym procesom oczyszczania pozostaje, w zależności od stosowanych metod jej uzdatniania, mniejsza lub większa ilość bakterii. W źle oczyszczonej lub wcale nie oczyszczonej wodzie, jak np. w wodzie ze studni, mogą być zawarte zarazki różnych chorób. W szczególności są to jajeczka chorobotwórczych robaków i bakterie lokujące się w jelitach ludzkich i zwierzęcych i dostające się do wody wraz z ich wydzielinami. Co do wód powierzchniowych, będących odbiornikami ścieków domowych lub ścieków z rzeźni, rakarni itp., to istnieje poważna obawa, że są one zakażone pasożytami zwierzęcymi, mikroorganizmami i bakteriami chorobotwórczymi. Bakterie chorobotwórcze cholery, tyfusu, paratyfusu, wągliku itp. mogą żyć w wodzie przez pewien czas i wobec tego mogą być przez nią przenoszone. Na ich ilość, zdolność rozmnażania się i żywotność mają większy lub mniejszy wpływ, zależnie od rodzaju bakterii, właściwości wody, tj. zawartość odpowiedniego pokarmu, zdolność samooczyszczania się, zawartość tlenu, temperatura wody oraz działanie światła i powietrza. W gorących porach roku bakterie przenoszone przez wodę do picia wywołują epidemie.

Przy filtrowaniu wody duża ilość bakterii zostaje zatrzymana. Zmniejszenie liczby bakterii w wodzie na filtrach powolnych jest większe niż na filtrach pośpiesznych. W filtrach powolnych woda znajduje się w nich przez czas dłuższy i styka się intensywniej z biologiczną błoną powierzchni piasku, która może wyrzucić swoje adsorpcyjne właściwości na wodę. Wreszcie umożliwia się silniejsze działanie żyjących w niej pierwotniaków. Przez zmniejszenie prędkości przepływu zyskuje się możliwość zwiększenia skuteczności filtru z punktu widzenia zmniejszenia liczby bakterii.

Wszystkie wody używane do celów konsumpcyjnych, co do których istnieje podejrzenie możliwości przenoszenia bakterii chorobotwórczych, powinny być poddawane procesowi sterylizacji. Wody takie przed oddaniem ich do użytku powinny być pozbawione bakterii, a zredukowana liczba bakterii nie powinna wynosić więcej niż 100 bakterii w 1 cm<sup>3</sup>. W każdym zakładzie wodociągowym konieczne jest stale sprawdzanie liczby bakterii. Wprawdzie wzrost bakterii chorobotwórczych nie koniecznie musi być związany ze wzrostem ogólnej liczby bakterii w wodzie, to jednak wzrost liczby bakterii wskazuje na to, że powstał silniejszy wpływ szkodliwych materii i że większą uwagę należy zwrócić na sterylizację.

Oczyszczanie wody pod względem bakteriologicznym może być przeprowadzane w różny sposób. Stosowane sposoby sterylizacji zależą od miejscowych okoliczności.

### b. Gotowanie

Jeśli wodę grzeje się w ciągu krótkiego czasu (około 10 minut) do temperatury 75°C, to przeważna liczba bakterii zostaje zniszczona. Przez gotowanie pozbawia się wodę gazów nadających jej przyjemny zapach, przede wszystkim dwutlenku węgla i związków ziem alkalicznych, a więc

solii wapniowych i magnezowych. Smak wody staje się przez to jałowy i mdły. Przetworzona woda jest wolna od bakterii, ale nie jest dla nich zabójcza, tak że łatwo ponownie zakaża się bakteriami. W wodociągach centralnych sposób ten nie wchodzi w rachubę z uwagi na łatwość ponownego zakażenia oraz wysokie koszty budowy i eksploatacji.

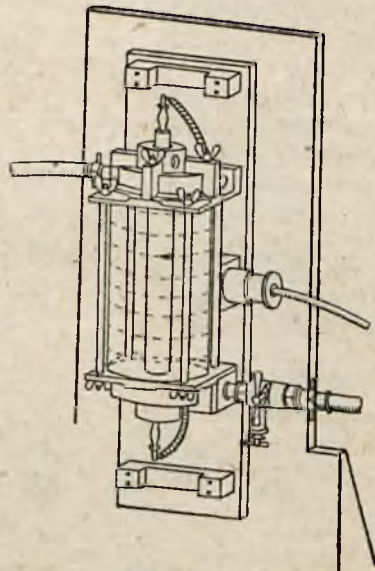
### c. Promienie ultrafioletowe

Promienie słoneczne zabijają bakterie. Zdolność bakteriobójcza słońca polega głównie na zawartych w jego świetle promieniach ultrafioletowych. Promienie zabijające bakterie posiadają długość  $0,1 \div 0,3$   $\mu$ . Promienie o tej długości mogą jeszcze przenikać przez kwarc bez najmniejszych strat. Ich siła bakteriobójcza polega na niszczeniu protoplazmy. Zniszczenie następuje w ciągu ułamka sekundy. Wadą jednak jest tutaj to, że promienie ultrafioletowe są silnie pochłaniane przez koloidy oraz substancje zamącające i barwiące.

Promienie ultrafioletowe wytwarza się w próżniowych lampach kwarcowych wypełnionych parą rtęci. Lampy są różnych konstrukcji; istnieje ich duża liczba. Przeprowadzając prądy o wysokim napięciu przez parę rtęci zamkniętą w próżni wywołuje się świecenie tej pary oraz jednoczesne wysyłanie promieni ultrafioletowych. Przenikają one przez kwarc, przez szkło są jednak zatrzymywane.

Zasięg promieni przy zupełnie przezroczystej wodzie wynosi około 30 cm. Zmętnienie wody działa szkodliwie i powoduje większe zapotrzebowanie mocy. Warunkiem koniecznym przy zastosowaniu tej metody jest klarowność wody lub jej dobre wstępne oczyszczenie.

Aby lepiej wykorzystać zasięg promieni, zbudowano lampy zanurzone, przy których woda jest w bliższym kontakcie ze źródłem promieni i promieniowanie wykorzystane



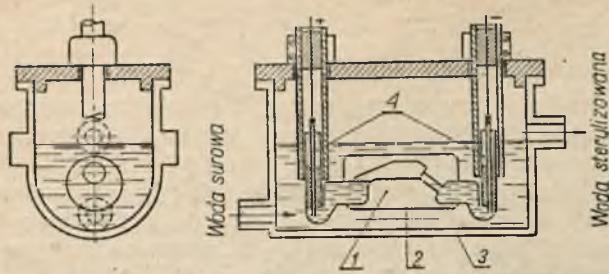
Rys. 138. Lampa kwarcowa do sterylizacji wody

jest we wszystkich kierunkach; jednocześnie przy zanurzeniu lampa jest chłodzona (rys. 138, 139). Woda przepływa cienką warstwą wokół lampy i znajduje się 5÷10 sekund pod działaniem promieni.

Lampy zanurzone posiadają następujące zalety: dobre wykorzystanie promieni, natychmiastowe uzyskanie stanu ustalonego oraz dłuższa trwałość lampy dzięki chłodzeniu. Natomiast zaletą lamp nie zanurzonych jest, że mają większą zdolność wytwarzania promieni ultrafioletowych z po-



wodu wzrostu temperatury; odpada wtedy potrzeba czyszczenia lampy z kamienia kotłowego.



Rys. 139. Urządzenie do sterylizacji wody za pomocą promieni ultrafioletowych

1 — lampa kwarcowa, 2 — płaszcz ochronny, 3 — obudowa, 4 — doprowadzenie prądu

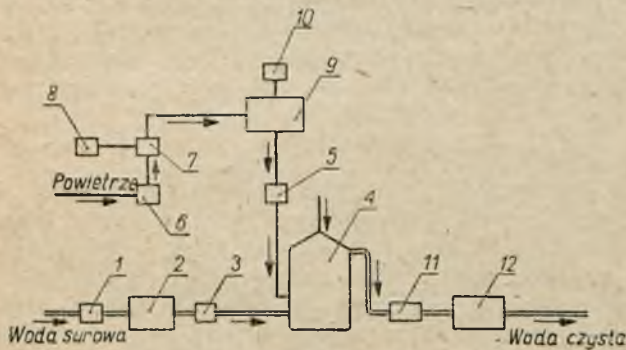
Dłuższe badania nie stwierdziły najmniejszego szkodliwego wpływu na ludzi i zwierzęta wody poddawanej działaniu promieni ultrafioletowych. Niezmienione pozostają zapach, smak, temperatura i własności chemiczne wody.

#### d. Ozonizacja

Działanie bakteriobójcze trójatomowego tlenu (ozonu) polega na jego znanej właściwości rozpadania się w obecności substancji utleniających, co wywołuje niezwykle silną oksydację. Działanie dezynfekcyjne ozonu jest bardzo dobre. Wobec innych środków dezynfekcyjnych, jak nadmanganian potasu, podchloryny, chlor gazowy i brom płynny, posiada ozon tę zaletę, że w przypadku jego zastosowania w roztworze nie pozostają takie sole lub materię, które mogą wywołać nieprzyjemny smak i zapach. Wytwarzanie ozonu odbywa się w specjalnych przyrządach, których konstrukcji jest bardzo dużo.

Wytwarzanie ozonu odbywa się przez przeprowadzanie prądu powietrza pomiędzy dwiema wyładowującymi się elektrodami.

Urządzenie ozonizacyjne składa się z suszarni powietrza (rys. 140), ozonizatora, generatora wysokiej częstotliwości, transformatora, sprężarki lub mieszadła i rozdzielacza ozonu w wieży sterylizacyjnej.



Rys. 140. Schemat ozonizacji

1 — pompa, 2 — filtr, 3 — pompa, 4 — wieża sterylizacyjna, 5 — powietrze zozonizowane, 6 — filtr powietrzny, 7 — osuszenie, 8 — sprężarka, 9 — przyrząd wytwarzający ozon, 10 — transformator, 11 — odpowietrzenie, 12 — zbiornik wody czystej

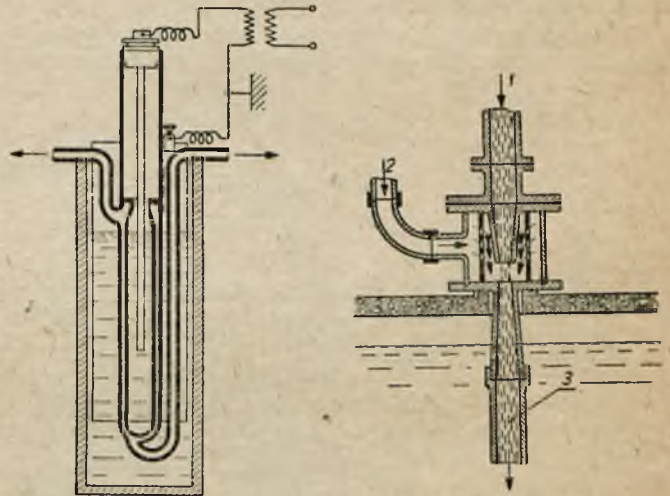
Urządzenie osuszające powietrze jest niezbędne dla uzyskania stałej pewności działania ozonizatora i jego możliwie najwyższej sprawności. Suszenie odbywa się za pomocą chłodni, w której powietrze jest wymrażane.

Wytwarzanie ozonu przeprowadza się za pomocą wyładowywania prądu wysokiego napięcia pomiędzy dwiema płytami metalowymi, oddzielonymi od siebie szkłem. Rury

ozonizacyjne składają się z dwóch stopionych cylindrycznych rur szklanych, posiadających pomiędzy swymi ścianami koncentryczną przestrzeń powietrzną — przestrzeń wyładowań. Rury ozonizacyjne są umieszczone w zbiorniku chłodzącej wody. Na rys. 141 przedstawiono schemat urządzenia rur ozonizacyjnych i zbiornika z wodą chłodzącą.

Mieszanie z ozonem może następować w wieżach sterylizacyjnych lub można go dokonywać za pomocą innych urządzeń, jak np. dysz. Tego rodzaju proste urządzenie pokazane jest na rys. 142.

Do sterylizacji ozonem na 1 m<sup>3</sup> zużywa się około 0,5 m<sup>3</sup> powietrza z zawartością ozonu 3 g/m<sup>3</sup>. Napięcie robocze stosowanego prądu zmiennego, wynosi 6000÷8000 woltów



Rys. 141. Chłodzenie przewodów ozonem

Rys. 142. Przyrząd służący do wymieszania ozonu z wodą  
1 — woda, 2 — ozon, 3 — woda sterylizowana

Woda oczyszczana tylko na filtrach powolnych zużywa do sterylizacji 4÷5 g ozonu/m<sup>3</sup> przy czasie zetknięcia 15 minut.

W przypadku stosowania chemicznych środków koagulacyjnych i filtrów pośpiesznych zużycie ozonu wynosi 1,5÷2 g/m<sup>3</sup> przy czasie zetknięcia 10 minut. W celu zapewnienia skutecznego działania tej metody trzeba, ażeby woda opuszczająca wieżę reakcyjną wykazywała jeszcze wyraźną reakcję ozonową. Ozon dodany w nadmiarze do wody musi być usunięty, gdyż może wywołać trudności w funkcjonowaniu sieci. Nadmiar ozonu nie wpływa na smak i zapach wody, gdyż po krótkim czasie ozon może sam przekształcać się w tlen i w ten sposób powoli znika z wody — odwrotnie, może on przyczynić się do usunięcia złego smaku i odbarwienia.

Liczne badania stwierdzają, że działanie bakteriobójcze ozonu jest bardzo silne. Warunkiem, aby ozonizacja dobrze skutkowała, jest niezbyt duża w wodzie ilość obumarłej materii organicznej lub soli żelaza. W tym przypadku zbyt duża ilość ozonu bywa używana na utlenienie organicznej materii względnie na utworzenie ferrojonów, tak że właściwe działanie ozonu jest bardzo niepewne.

Na rys. 143 pokazano schemat uzdatniania oczyszczającego wodę, zastosowanego w Leningradzie, wykonanego przez Penkowaja. Woda surowa pobierana jest z Newy i za pomocą pomp doprowadzana do osadników. Przed wejściem do osadnika dodaje się do wody 30 g/m<sup>3</sup> siarczanu glinu. W osadniku woda przebywa 2 godziny i następnie jest oczyszczana na filtrze pośpiesznym o wysokości złoża 1 m



i ziarnie grubości 2 mm. Szybkość filtracji wynosi 4,5 m/h. Z filtru woda idzie do wieży sterylizacyjnej, dalej kaskadą do zbiornika wody czystej.

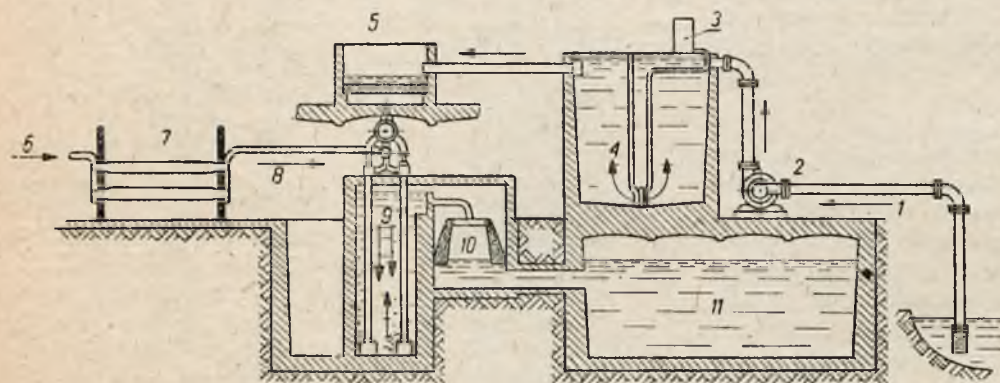
Urządzenia ozonizacyjne są często stosowane przy produkcji wód mineralnych, gdyż ozon w małym stopniu zmienia właściwy skład wody mineralnej.

Ponieważ ozon poza działaniem bakteriobójczym posiada działanie bielące, urządzenia ozonizacyjne stosuje się chętnie do wód w bielarniach i pralniach.

### e. Różne środki utleniające

Podobnie jak ozon mogą być zastosowane również wszystkie inne środki utleniające o dużej sile dezynfekcyjnej. Do nich należą: nadmanganian potasu, woda utleniona, chlor, brom, jod, jak również podchloryny.

Z uwagi na koszt zastosowanie w szerszym zakresie wszystkich wymienionych wyżej środków jest niemożliwe;



Rys. 143. Schemat sterlizacji za pomocą ozonu

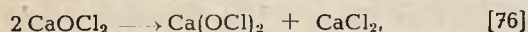
1 — woda surowa, 2 — pompa, 3 — aparat dozujący siarczan glinu, 4 — osadnik, 5 — filtr pospieszny, 6 — powietrze, 7 — ozonizator, 8 — ozon, 9 — wieża sterylizacyjna, 10 — odpowietrzanie, 11 — zbiornik wody czystej

natomiast w ostatnich latach coraz większe zastosowanie znajduje chlor i jego połączenia.

### f. Chlorowanie

#### Wapno chlorowane

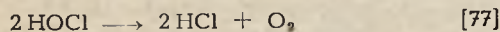
Wapno chlorowane znajduje się w sprzedaży pod postacią  $\text{CaOCl}_2$ . Przy rozpuszczaniu w wodzie, wapno chlorowane rozpada się na podchloryn wapnia i na chlorek wapnia:



Składnikiem aktywnym jest tu podchloryn wapnia, który dzięki hydrolizie i znajdującemu się w wodzie dwutlenkowi węgla, tworzy czynny, tj. oddający tlen kwas podchlorawy,



będący silnym środkiem dezynfekcyjnym



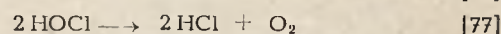
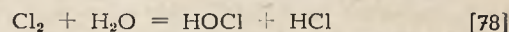
Metoda stosowania wapna chlorowanego ma szereg wad. Jest on trudno rozpuszczalny i z tego względu trudny do dozowania, a ponadto posiada małą zawartość czynnego chloru (25–35%). Podczas magazynowania łatwo chłonie wodę, staje się wilgotny i traci szybko skuteczność. Nie może więc być magazynowany w większych ilościach. Dalszą wadą jest tworzenie się osadu, który może powstawać podczas rozpuszczania w wodzie wapna chlorowanego. W przypadku większej zawartości zawiesin powstaje obawa, że bakterie znajdujące się w zawiesinach są w niedostatecznym stopniu poddane działaniu środka dezynfekcyjnego.

Czysty podchloryn wapnia  $\text{Ca(OCl)}_2$  zawiera 70% czynnego chloru i daje się łatwiej magazynować przez dłuższy czas gdyż nie jest hygroskopijny w takim stopniu jak wapno gaszone.

#### Chlor gazowy

Metodą najtańszą, najprostszą i prawie powszechnie stosowaną przy sterlizacji wody do picia jest metoda chlorowania gazem.

Chlor może działać przez bezpośrednie wiązanie wodoru z wody i tworzenie aktywnego tlenu. Przy mniej stałych materiałach, które są narażone na działanie chloru, przeważa bezpośrednie odciąganie wodoru (dehydracja).



Miejsce wprowadzenia chloru powinno być umieszczane w stosunku do pierwszego punktu poboru tak, aby zapewniony był dostateczny czas jego działania. Liczyć należy co najmniej na czas reakcji 10 minut ale wskazane są również dłuższe okresy czasu.

Ilości chloru stosowane do wyjałowienia wody są bardzo niewielkie i dostosowuje się je do składu chemicznego wody i zawartości bakterii. Każda woda ma określoną zdolność wiązania chloru, przez co rozumie się ilość chloru, która zostaje przez daną ilość wody zużyta w jednostce czasu. W zwykłych wodach ilość chloru potrzebna do jej dezynfekcji wynosi 0,1–0,3 mg/l. Jeśli jednak woda posiada większą zdolność wiązania chloru,

jak to ma miejsce u wód o dużej zawartości substancji organicznych lub o dużej twardości wapniowej i magnezowej, albo o dużej zawartości bakterii, to naturalnie potrzebne są większe ilości chloru. Praktyka wykazała, że do uzyskania niewątpliwego skutku należy tyle dawać chloru, aby woda płynąca do sieci żwierzała jeszcze pewną ilość wolnego chloru. Ta nadwyżka chloru powinna wynosić w wodzie do picia około 0,05–1,0 mg/l, w wodzie kąpielowej 0,1–0,3 mg/l i w ściekach 0,2–0,5 mg/l.

#### Metody chlorowania

Chlor znajduje się w sprzedaży w stanie płynnym lub gazowym — w butlach stalowych, włączony do nich pod ciśnieniem 4–9 atn. Do mieszania chloru wypływającego ze stalowych butli z wodą służą przyrządy o różnej konstrukcji. Przyjęły się ogólnie dwie metody chlorowania.

1. Metoda pośrednia. Wytwarza się najpierw skoncentrowaną wodę chlorową o zawartości 1–5 g chloru w litrze, która następnie dodawana jest do wody za pomocą przewodu ssawnego lub iniektora.

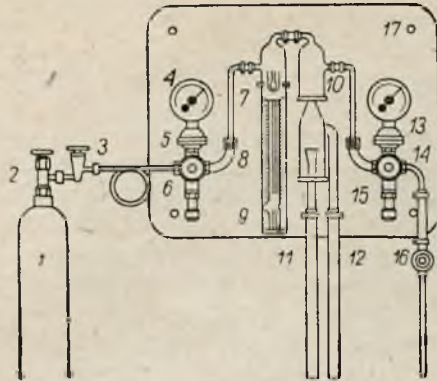
2. Metoda bezpośrednia. Dawkowany chlor jest rozpylony albo bezpośrednio do wody podlegającej sterlizacji, albo za pomocą wody pod ciśnieniem. Odbywa się to w studni zbiorczej bądź w rurociągu ssawnym.

#### Przyrząd do chlorowania pośredniego

Metoda pośrednia polega na tym, że chlor skompresowany w butli do stanu płynnego przechodzi przy otwieraniu zaworu przez zawór redukujący ciśnienie do wartości niższej i stałej. Przyrząd pomiarowy specjalnej konstrukcji



przepuszcza odpowiednio dobraną ilość chloru. Tak odmierzony chlor rozpuszcza się w niewielkiej ilości przepływającej wody i roztwór ten doprowadza się bezpośrednio i ciągle do wody. Z powodu tego samego ciężaru właściwego roztwór chloru miesza się natychmiast i równomiernie z wodą. W tej więc metodzie nie doprowadza się chloru



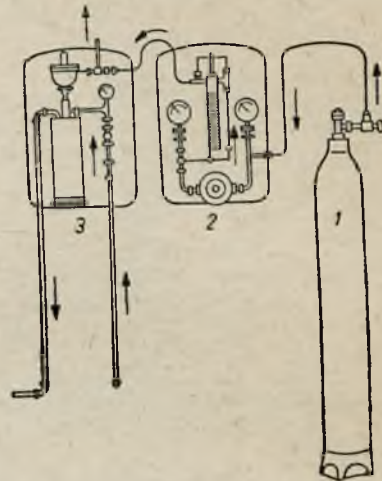
Rys. 144. Chlorownica

1 — butla z ciekłym chlorem, 2 — zawór główny, 3 — zawór wtórny do chloru, 4 — manometr do chloru w butli, 5 — zawór mikrometryczny redukcyjno-nastawczy do chloru, 6 — filtr do chloru gazowego, 7 — pulsator, 8 — skala (w gramach chloru na godzinę), 9 — chloromierz manometryczny, 10 — przyrząd do wytwarzania wodnego koncentratu chlorowego, 11 — odpływ koncentratu chlorowego do odkażania, 12 — przelew bezpieczeństwa, 13 — manometr do wody, 14 — zawór nastawczy do wody, 15 — filtr, 16 — zawór odcinający do wody wodociągowej, 17 — płyta marmurowa

### Urządzenie do bezpośredniego chlorowania

Chlor dozowany w sposób podobny jak w urządzeniu poprzednim doprowadza się do wody bezpośrednio przez dyszę rozdzielczą. Jako dysze rozdzielcze zastosowane są „świece kamienne”, nie podlegające wpływowi chloru (rys. 147).

Przyrządy chlorujące, które nie są czynne dłuższy czas, np. jednostki zapasowe lub chloratory do czasowego uży-



Rys. 145. Przyrząd Ornsteina do chlorowania

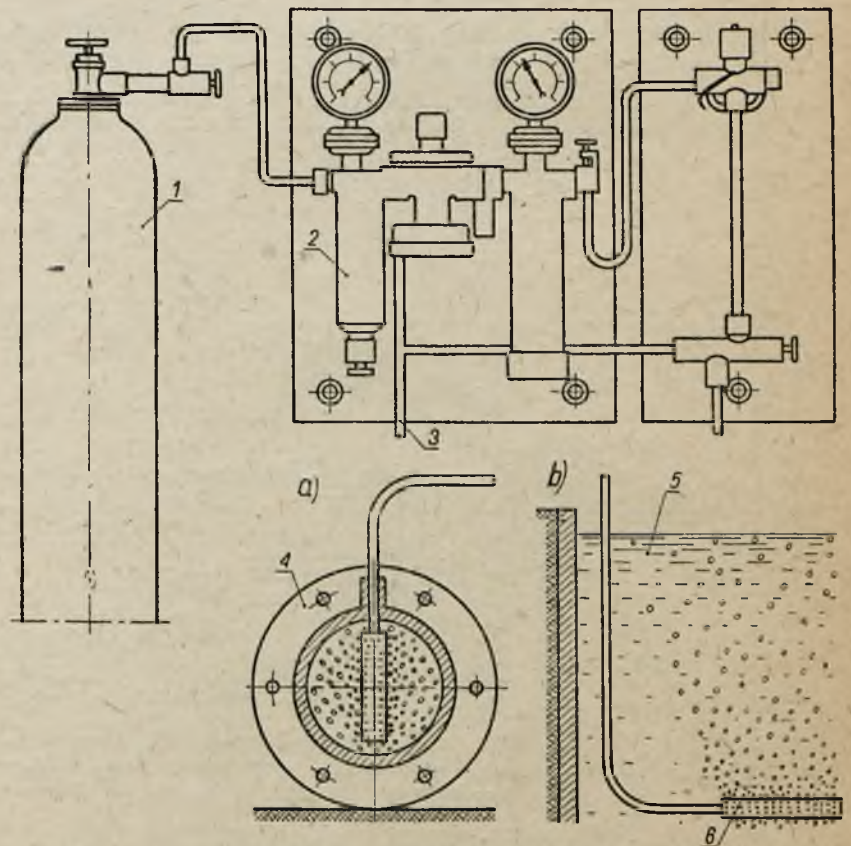
1 — butla z chlorem, 2 — urządzenie filtrujące i pomiarowe, 3 — urządzenie do wytwarzania wody chlorowej

do głównego przepływu bezpośrednio pod postacią gazu, tylko w stanie rozpuszczonym w małej ilości wody; w ten sposób osiąga się szybki i jednostajny (równomierny) rozdział chloru. Na rys. 144, 145 i 146 przedstawiono aparaturę do chlorowania. W przyrządach tych dodawanie chloru odbywa się w specjalnym naczyniu — mieszaczu. Dozowanie potrzebnej ilości chloru odbywa się za pomocą chloromierza, wykonanego jako przyrząd oparty na różnicy ciśnień, lub obrotomierza z częściami srebrnymi.

Aparatura do chlorowania w miesiącach zimowych znajdować się musi w pomieszczeniu ocieplonym, aby zapewnione było doprowadzenie nastawionej ilości chloru i zabezpieczenie od tworzenia się kryształów chlorohydratu. Temperatura nie powinna być niższa niż 15–20°C. W przyrządach, które nie są stale czynne, mieszacze szklane muszą być w zimie opróżnione, gdyż łatwo pękają na mrozie. Na dopływie chloru z butli wstawia się manometr, który pozwala określić zasób chloru w butli, a przez połączenie z odpowiednią aparaturą elektryczną pozwala sygnalizować obsłudze, kiedy w butli kończy się zapas gazu.

Do zapewnienia ciągłości chlorowania powinny być zawsze instalowane dwa aparaty (jeden jako stała rezerwa). Na składzie niezbędny jest zawsze zapas chloru na 2 tygodnie. Należy zwracać uwagę na szczelność połączeń. Miejsca nieszczelne można wykryć przesuważąc wzdłuż przewodów otwartą butelkę z amoniakiem. Jeżeli pojawi się biały dymek, jest to oznaką zachodzenia reakcji pomiędzy chlorem i amoniakiem. W razie większych nieszczelności aparatu należy przy pracy stosować maski.

cia, bardzo łatwo stają się nieszczelne i wykazują niszczenie poszczególnych części, szczególnie wówczas, gdy wilgoć z mieszacza przenika do przyrządu. Aby temu przeciwdziałać, należy usunąć wszelkie cząstki chloru przez



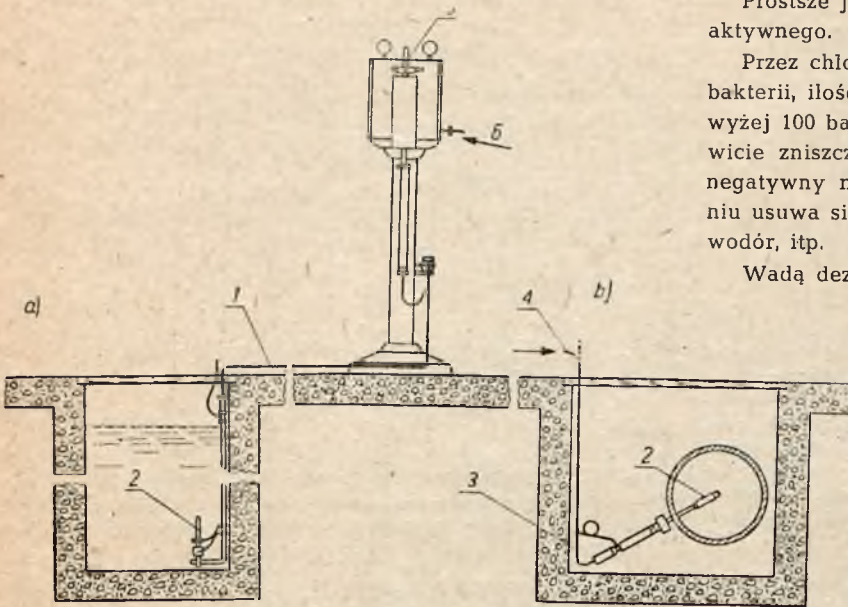
Rys. 146. Przyrząd do wprowadzania chloru do przewodów prowadzących wodę a — do rurociągu, b — do zbiornika  
1 — butla, 2 — filtr, 3 — srebrny przewód chloru, 4 — rurociąg, 5 — zbiornik wody, 6 — dysza



przedmuchiwanie przyrządu azotem gazowym. Pobierany jest on z małej 5-litrowej butli przez zawór redukcyjny. Butlę włącza się w miejsce butli chloru lub łączy się na stałe z przyrządem za pomocą dwudrożnego zaworu.

### Chlorowanie wstępne, przechlorowywanie, zalety i wady chlorowania

Dla zaoszczędzenia ilości chloru i przeszkodzenia rozwojowi szkodliwych organizmów w filtrach i osadnikach, za-



Rys. 147. Wprowadzenie chloru do wody

a — w przewodzie otwartym, b. — w przewodzie zamkniętym

1 — srebrny przewód chloru, 2 — rozpylacz ogrzewany elektrycznie, 3 — kabel izolowany gumą, 4 — srebrny przewód chloru, 5 — chlorator, 6 — doprowadzenie chloru

leca się podział dawki chloru. Przy chlorowaniu wstępnym daje się większą część dawki chloru do wody surowej, a mia-

Przechlorowywanie jest znane już od dawna. Polega ono na tym, że do wody dodaje się tyle chloru, że wszystkie bakterie zostają zabite w krótkim czasie. Po pewnym określonym czasie działania chloru usuwa się jego nadmiar za pomocą tiosiarczanu sodu i kwasu siarkowego. Metoda ostatnia miała tę wadę, że nie wiadomo było nigdy, jaka część dawki chloru została zużyta i ile wobec tego należało dodać środków odchlorowujących.

Prostsze jest usuwanie nadmiaru chloru za pomocą węgla aktywnego.

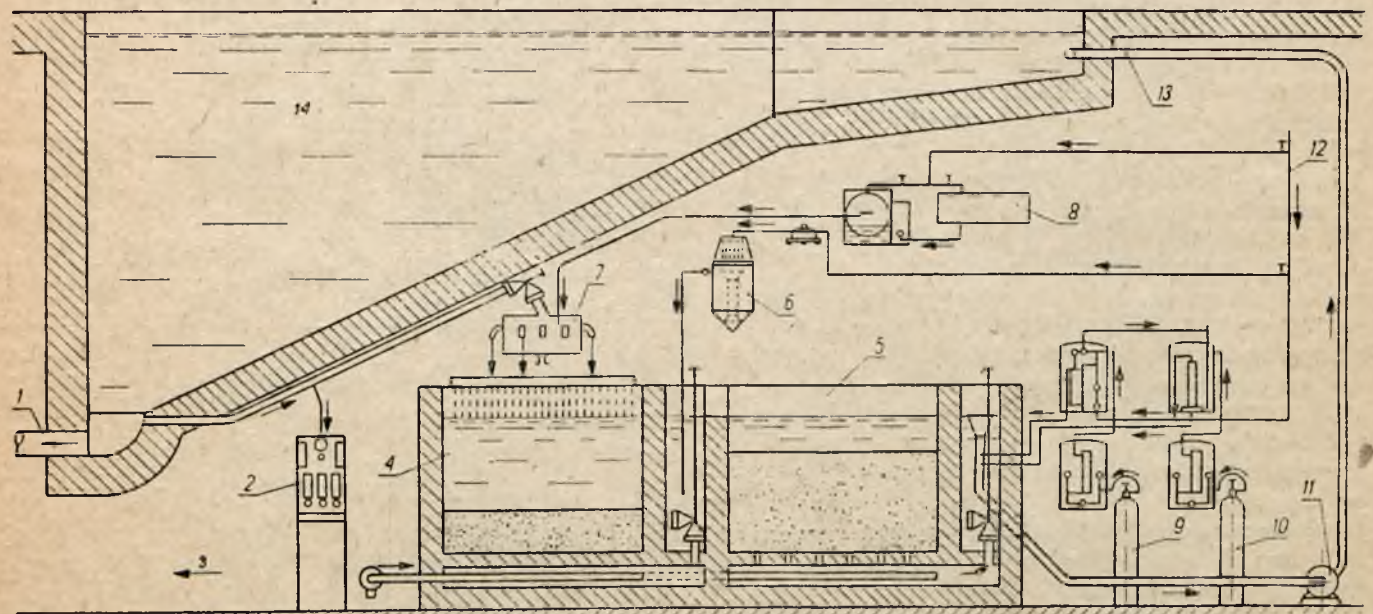
Przez chlorowanie osiąga się bardzo silny spadek liczby bakterii, ilość ich bowiem pozostaje mniejsza niż 10, a powyżej 100 bakterii w  $\text{cm}^3$ . Bakterie coli powinny być całkowicie zniszczone tak że przy próbie wynik powinien być negatywny nawet w 100  $\text{cm}^3$ . Przy prawidłowym dozowaniu usuwa się również gazy, które dają zapach, jak siarkowódór, itp.

Wadą dezynfekcji chlorem jest to, że przy dużych dawkach chloru i w niektórych wodach powierzchniowych, np. zanieczyszczonych ściekami zawierającymi fenole, występuje zły smak, w tym wypadku nieprzyjemny smak jodoformowy, który szczególnie silnie się pojawia przy ogrzewaniu wody i napojów np. w herbacie, kawie, jak również w zupach i wodzie kąpielowej.

### Chloramina

Zepsucie się zapachu i smaku, występujące łatwo przy niezbyt ostrożnym i zbyt silnym chlorowaniu wody do picia i do celów gospodarczych, może być usunięte za pomocą amoniaku lub soli amonowych.

Przez takie jednoczesne dodanie chloru i amoniaku tworzą się chloraminy. W żadnym jednak wypadku nie mogą być

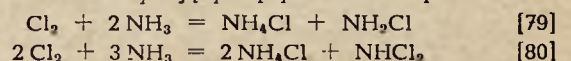


Rys. 148. Schemat oczyszczania wody basenu pływackiego

1 — odpływ, 2 — wskaźnik chloru, 3 — odwodnienie, 4 — filtr wstępny, 5 — filtr, 6 — woda wapienna, 7 — mieszacz, 8 — siarczan glinu, 9 — chlor, 10 — amoniak, 11 — pompa, 12 — woda wodociągowa, 13 — dopływ, 14 — basen pływacki

nowicie w ilościach mniejszych od pełnej zdolności wiązania chloru. Pozostałą część, która w pewnych przypadkach może być bardzo niewielka, dodaje się do wody po jej pełnym oczyszczeniu, przed wprowadzeniem wody do sieci.

przed tym mieszane chlor i amoniak. Na rodzaj utworzonych aminów ma decydujący wpływ wartość pH.





Amoniak może być dodawany do roztworu wodnego jako gaz lub w postaci soli amonowych (siarczan amonu). Zwykle daje się amoniak, a następnie, gdy się on dobrze zmiesza z wodą, chlor. Tylko w przypadkach, w których rozporządza się krótkim czasem zetknięcia, daje się najpierw chlor, a zaraz potem amoniak. Stosunek amoniaku do chloru podawany jest rozmaicie. Waha się on w granicach 2-10 części chloru na jedną część amoniaku.

Utworzone chloraminy nie oksydują tak silnie, jak chlor i z tego powodu skutek nie jest tak natychmiastowy i siła bakteriobójcza nie jest tak wielka. Jednak przy dłuższym czasie działania mają one działanie silnie bakteriobójcze. Chloraminy mogą więc być szczególnie tam zastosowane, gdzie istnieje możliwość dłuższego czasu działania (co najmniej 2 godziny).

Metoda chloraminy nadaje się bardzo dobrze do wody kąpielowej, która podczas kołowego obiegu podlega oczyszczeniu za pomocą filtracji oraz wyjąłowieniu. Jednocześnie unika się zawsze nieprzyjemnego zapachu chloru.

Na rys. 148 przedstawiono schemat urządzenia do chloraminowania wody kąpielowej; urządzenie to polega na chemicznej koagulacji za pomocą siarczanu glinu, filtrowaniu wstępnym, wapnowaniu (przygotowywacz wody wapiennej), filtrowaniu głównym i składa się z urządzenia doprowadzającego chlor i amoniak, urządzenia do przetłaczania wody i aparatu do kontroli chloru.

Metodę chloraminowania wody stosuje się skutecznie również do zwalczania alg. W przypadku używania nadmiaru chloru, w celu usunięcia tego nadmiaru stosuje się także amoniak. Stosowana jest również organiczna chloramina, znajdująca się w sprzedaży pod różnymi nazwami. Zawiera ona około 25% aktywnego chloru. Do wód do picia stosuje się ją w ilości 5 mg/l, do wód powierzchniowych 20 mg/l, przy czasie działania 30 minut. Działanie może być zwiększone przez dodanie kwasu octowego, winnego lub cytrynowego w ilości około 0,2 cm<sup>3</sup>/l. Koncentracja soli do 500 mg/l nie ma wpływu. Przy zawartości 2000 mg/l soli kuchennej działanie jej silnie słabnie.



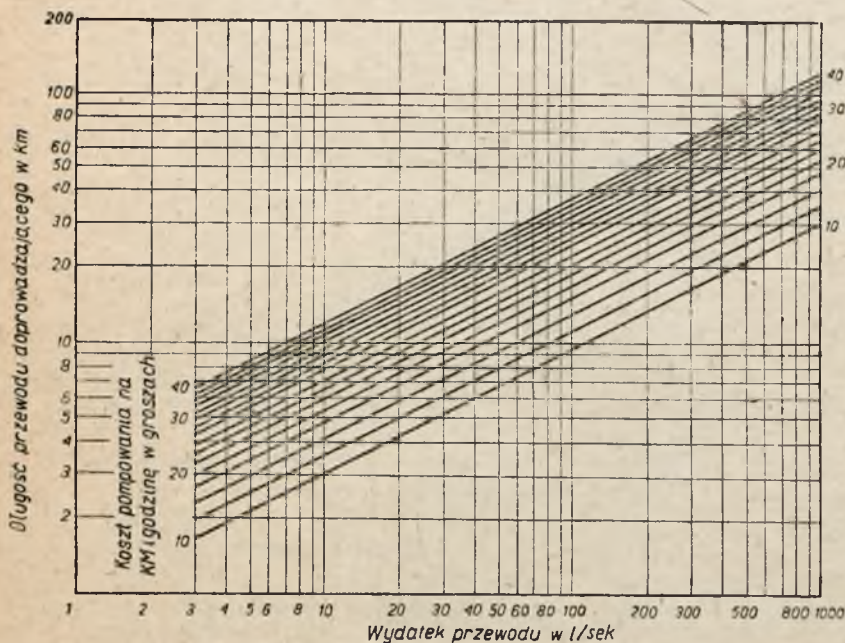
## DOSTARCZANIE WODY DO SIECI

## 1. UWAGI OGÓLNE

Ujęta woda musi być doprowadzona do urządzeń oczyszczających, magazynujących oraz do sieci rozdzielczej. Zależnie od układu wysokościowego terenu i w związku z tym zależnie od wzajemnego usytuowania całości urządzeń wodociągowych, może być ona prowadzona przewodami oraz może być osiągnięte żądane ciśnienie wody w sieci rozdzielczej, dzięki jej spadkowi naturalnemu. W innym przypadku należy ją tłoczyć do przewodów za pomocą pomp wytwarzając sztucznie wymagane ciśnienie.

Przewody doprowadzające wodę z ujęcia do sieci rozdzielczej stanowią niekiedy bardzo poważną część całości urządzeń wodociągowych.

W niektórych przypadkach istnieje możliwość wyboru pomiędzy bliżej położonym ujęciem, z którego wodę należy stale pompować, a oddalonym, z którego woda może być dostarczana grawitacyjnie do sieci. Przeważnie w przypadku ujęcia bliskiego koszty urządzeń są mniejsze, tak że część kosztów własnych na oprocentowanie i amortyzację kapitału zakładowego jest niewielka. Natomiast stałe koszty ruchu stanowią znaczną część kosztów własnych. Dla oddalonych, wysoko położonych ujęć, odwrotnie, koszty założenia są wysokie, natomiast koszty ruchu prawie nie wchodzi w rachubę.



Rys. 149. Wykres do określania największej długości przewodów doprowadzających

W każdym z wymienionych przypadków muszą być wykonane obliczenia porównawcze, gdyż założenia do tych obliczeń zmieniają się odpowiednio do miejscowych wa-

runków, do kosztów przewodów i do kosztów podnoszenia wody. Na podstawie wielu obliczeń dla różnych rozwiązań ułożono nomogram (rys. 149) dający orientację, jak wzajemnie wpływają na siebie zasadnicze czynniki.

Za podstawę przyjęte zostały: średnia prędkość wody w przewodach 1,0 m/sek oraz tak wysokie położenie odległego ujęcia, dostarczającego wodę grawitacyjnie, że istnieje dostateczny spadek, aby przy prędkości 1,0 m/sek linia ciśnień nie spadła poniżej żądanej wartości. Dla różnych ilości wody (w litrach na sekundę) czerpanych z ujęcia oraz dla kosztów podnoszenia 10÷40 groszy za koniogodzinę, można odczytać odległość ujęcia, przy którym z punktu widzenia gospodarczego jest ono równorzędne ujęciu bliższemu, z którego wodę należy pompować. Wynik otrzymywać będziemy inny, gdy prędkość wody w przewodzie nie osiąga 1,0 m/sek, tj. gdy ujęcie nie znajduje się na dostatecznej wysokości.

## 2. DOPROWADZANIE WODY SPOSOBEM GRAWITACYJNYM

Doprowadzanie wody naturalnym spadkiem może być wykonane za pomocą przewodów otwartych ze swobodnym zwierciadłem lub przewodami pod ciśnieniem, przy czym w przypadku prowadzenia wody z dużej odległości odcinki przewodu mogą zmieniać swój charakter. Będzie to miało miejsce tam, gdzie prowadzenie wody ze swobodnym zwierciadłem przedłużałoby niepomiarowo trasę, lub też tam, gdzie chodzi o uniknięcie konieczności budowy sztolni lub akweduktu. Przewody wykonywane są zasadniczo jako przekroje zamknięte, gdyż wody płynące w przekrojach otwartych narażone są na zanieczyszczenie.

Przewody otwarte mogą być, wyjątkowo zastosowane tam, gdzie przewiduje się naturalne lub sztuczne oczyszczenie wód doprowadzonych za pomocą kanału.

Doprowadzenie sposobem grawitacyjnym jest możliwe, gdy ujęcie wody znajduje się dostatecznie wysoko ponad miejscem jej rozbioru: zdarza się to częstokroć w wypadkach ujęcia wody źródlanej.

Przewody otwarte mają tę zaletę, że jednostkowe koszty budowy są stosunkowo niskie. Wadą ich jest to, że muszą biec zgodnie z układem warstwic terenu. Powstają straty z powodu przesiąkania oraz parowania. Ponadto istnieje niebezpieczeństwo zakażenia wody. W klimacie umiarkowanym w zimie mogą powstawać kłopoty z powodu zamarzania. Przewody mogą być również łatwo uszkodzone przez bydło, zwierzęta ryjące otwory oraz korzenie.

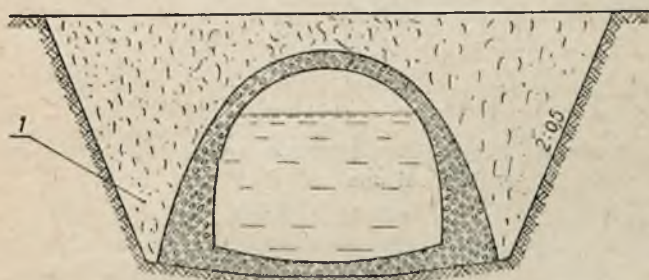


Przy systemie otwartym stosowane są przeważnie przewody o przekroju trapezowym (rys. 150), często ze spodem w postaci odcinka koła lub paraboli. W celu zmniejszenia przekroju i dla zabezpieczenia się przed stratami na przesiąkanie, dno i skarpy zabezpiecza się zwykle betonem. Przy nachyleniu 1:1,5 daje się płyty betonowe o grubości 5 cm; przy nachyleniu bardziej stromym grubość płyt zwiększa się do 10—15 cm. Odcinki w nasypie zabezpiecza się przed przesiąkaniem przez zastosowanie wkładek z gliny; płyty betonowe zbroi się.



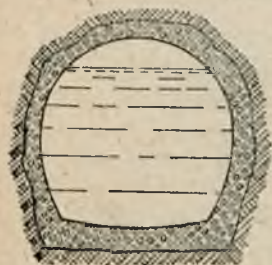
Rys. 150 Typowy przekrój przewodu otwartego

Przewody zamknięte, w przypadku większych przekrojów budowane są w całości na miejscu, przy czym stosownie do potrzeby wykonuje się je w wykopie, nasypie, sztolni lub jako akwedukty. Do budowy przewodów prowadzących wodę bez ciśnienia stosuje się beton; kształt

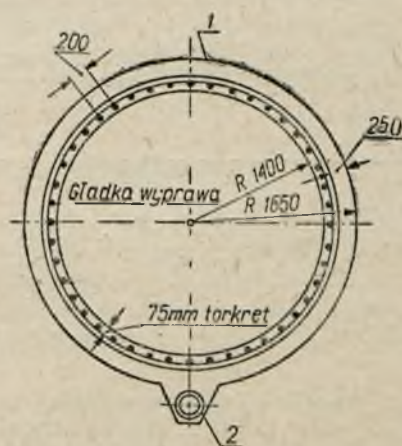


Rys. 151. Typowy przekrój przewodu zamkniętego  
1 — zasypka.

przekroju podkowiasty (rys. 151) zadowalający ze względów hydraulicznych oraz korzystny ze względów statycznych. Odcinki znajdujące się pod ciśnieniem, zależnie od wielkości przekroju, buduje się z betonu zbrojonego lub żelbetu, przeważnie o przekroju kołowym, z kołowych rur żelaznych lub drewnianych. Sztolnie otrzymują obudowę betonową (rys. 152); na partiach słabszej skały lub luźnego materiału kołowa obudowa przekroju otrzymuje zbrojenie (rys. 153). Akwedukty budowane



Rys. 152. Typowy przekrój przewodu tunelowego



Rys. 153. Żelbetowa obudowa sztolni  
1 — zastrzyki cementowe, 2 — rura betonowa

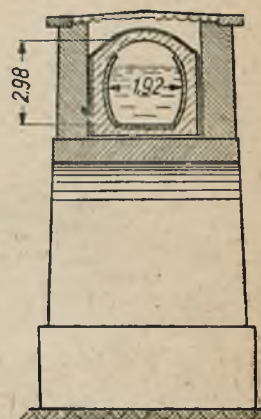
są dla skrócenia trasy przewodów przy napotkaniu kotliny lub doliny potoku. Przewody prowadzące wodę bez ciśnienia umieszcza się na mostkach, którymi przekracza się depresje terenu (rys. 154, 155). Ten sam cel osiągnąć można

przez wykonanie odcinka przewodu pod ciśnieniem w postaci syfonu (rys. 156). Syfony są szczególnie odpowiednie przy przekraczaniu głęboko wciętych dolin. Koszty budowy syfonów są niższe niż akweduktów; syfony natomiast powodują większą stratę ciśnienia.

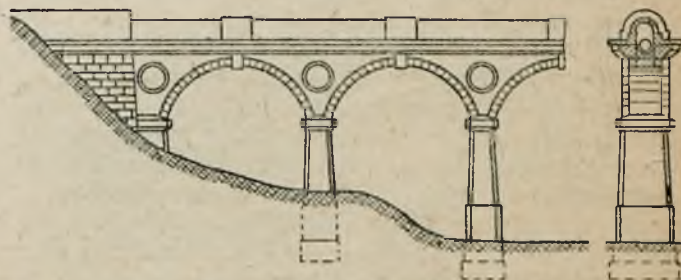
Trasowanie przewodów prowadzących wodę bez ciśnienia jest podobne do trasowania linii kolejowych. Spadek niwelety odpowiadać musi stratom jednostkowym przy przepływie wody. Stosuje się przy tym dość ostre łuki. Promień krzywizny nawet dla dużych przewodów przyjmuje się 30÷60 m.

Przewody bez przykrycia prowadzącą wodę po terenie dzieli się na odcinki szwami dylatacyjnymi dla zabezpieczenia przed pęknięciami powstającymi na skutek skurczów materiału, wywołanych zmianą temperatury. Szwy dylatacyjne zaopatrzone muszą być w specjalny rodzaj uszczelnienia (rys. 157, 158, 159).

Na pewnych odcinkach przewody zamknięte prowadzące wodę bez ciśnienia powinny być zabezpieczone przed przepełnieniem przez umieszczenie w odpowiednich miejscach przelewów odciążających. Zwykle lokuje się je na początku przewodu oraz przy skrzyżowaniu głęboko wciętych dolin. Należy też przewidzieć możliwość dostania się do ich wnętrza. W celu dokonania przeglądu, oczyszczenia i wietrzenia przewodu w odległości 100 do 150 m umieszcza się szyby pionowe.



Rys. 154. Akwedukt wodociągu



Rys. 155. Akwedukt wodociągu

Przewody prowadzące mniejsze ilości wody pod ciśnieniem buduje się z rur żelaznych lub stalowych. Umieszczane są one w wykopie, zasypywanym po ułożeniu przewodu. W górnych punktach załomu przewód zaopatrzonej musi być w urządzenia dla odpowietrzania. W przypadku przewodów nie wytrzymujących dużego ciśnienia zewnętrznego, urządzenia do odpowietrzania służyć muszą jednocześnie do wprowadzenia do przewodu powietrza z zewnątrz, na wypadek gwałtownego opróżnienia się przewodu. To przeciwdziała zgnieceniu przewodu. Profil linii przewodu musi w ogólności odpowiadać układowi powierzchniowemu terenu. Zbyt wielkie ciśnienia mogą być zredukowane przez włączenie do przewodu zbiornika ze swobodnym zwierciadłem wody lub za pomocą zaworów specjalnej konstrukcji.

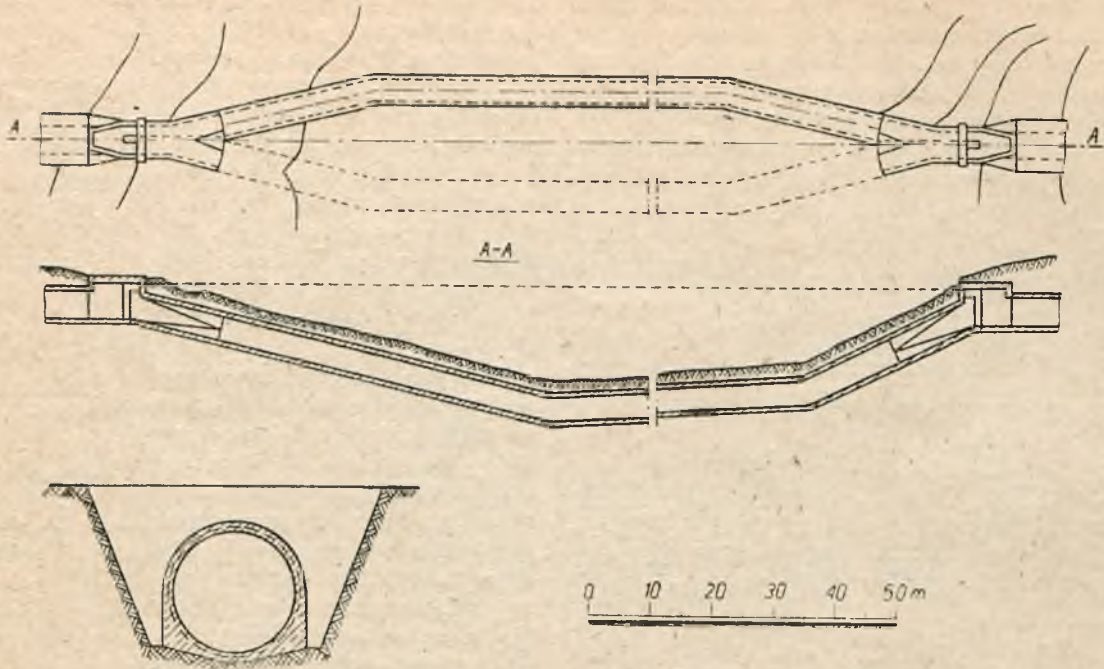
Wytrzymałość ścianek przewodu musi być obliczana nie tylko na ciśnienie robocze; należy ją także sprawdzić na maksymalne ciśnienie, jakie może w rurociągu powstać wskutek uderzenia hydraulicznego, zachodzącego przy nagłym zamknięciu przewodu lub zatrzymaniu pomp.

Według klasycznej teorii Allievi'ego, ogłoszonej przed 50 laty, uderzenie hydrauliczne zalicza się do zjawiska



drgań okresowych, przy czym okresem jest czas przebiegu fali wzrostu ciśnienia od początku rurociągu do jego końca.

gdzie:  $v$  — pierwotna prędkość wody w przewodzie,  
 $g$  — 9,81 m/sek<sup>2</sup>.



Rys. 156. Syfon na przewodzie wodociągowym

Największy wzrost może nastąpić wówczas, gdy czas  $t$ , w którym zachodzi zmiana warunków przepływu (zamknięcie zasowy albo zatrzymanie pompy), jest mniejszy od czasu przebiegu fali tam i z powrotem

$$t < \frac{2L}{a}$$

gdzie:  $L$  — długość rurociągu,  
 $a$  — prędkość fali.

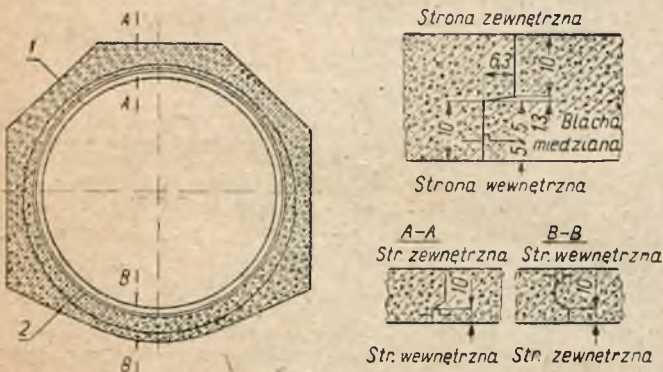
Prędkość fali zmiany ciśnienia zależy od wymiarów i materiału rur. Wynosi ona

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma \cdot \left( \frac{1}{E_w} + \frac{D}{S} \cdot \frac{1}{E_r} \right)}}$$

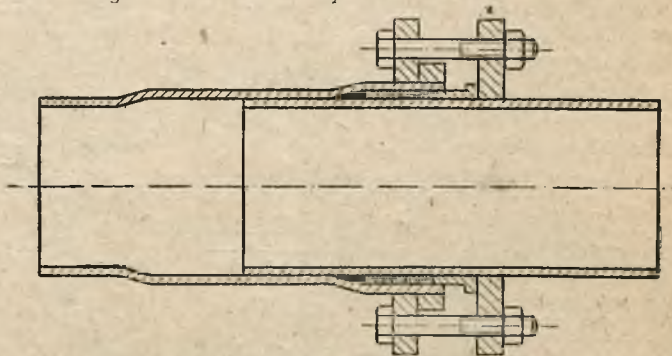
gdzie:

- ciężar właściwy wody  $\gamma = 1 \text{ g/cm}^3$ ,
- współczynnik sprężystości wody  $E_w = 2,07 \cdot 10^8 \text{ kG/m}^2$
- „ „ dla rur stalowych  $E_r = 2 \cdot 10^{10} \text{ kG/m}^2$
- „ „ „ żeliwnych  $E_r = 10^{10} \text{ kG/m}^2$
- „ „ „ „ betonowych  $E_r = 2 \cdot 10^9 \text{ kG/m}^2$ ,
- „ „ „ „ drewnianych  $E_r = 10^9 \text{ kG/m}^2$ ,

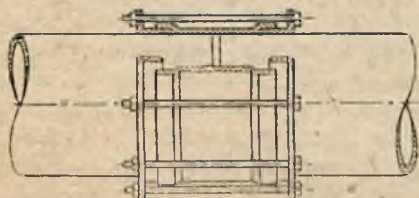
$D$  — średnica rury,  
 $S$  — grubość ścianki rury.



Rys. 157. Szew dylatacyjny z niewspółśrodkowo wykonanym wpustem oraz blachą miedzianą  
 1 — wpust, 2 — blacha miedziana



Rys. 159. Złącze dylatacyjne na rurach stalowych



Rys. 158. Złącze dylatacyjne na rurociągu stalowym

Wówczas wzrost ciśnienia wyrazi się wzorem

$$h = \frac{v \cdot a}{g}$$

Podstawiając stałe wartości otrzymujemy

$$a = \sqrt{\frac{9907}{48,3 + E_r \frac{D}{S}}}$$

a uwzględniając, że dla rur stalowych stosunek średnicy do grubości ścianki wynosi około 100, dla żeliwnych zaś około 50, otrzymujemy dla obu tych materiałów

$$a \approx 1000 \text{ m/sek}$$

oraz

$$h = 102 v \text{ (metrów).}$$



Według nowszych badań radzieckich wzór  $h = \frac{v \cdot a}{g}$

oznacza obniżenie ciśnienia poniżej ciśnienia roboczego w pierwszej chwili po zamknięciu przewodu; odpowiada to obniżeniu ciśnienia poniżej ciśnienia statycznego o

$$\frac{v \cdot a}{g} = (p_{rob} - p_{st})$$

Linia symetrii, około której odbywają się dalsze wahania ciśnienia, jest linia ciśnienia statycznego. Ciśnienie w chwili uderzenia wzrośnie o taką samą wielkość, o jaką poprzednio spadło, i wyniesie

$$p_{max} = 2p_{st} + \frac{v \cdot a}{g} - p_{rob}$$

Przy postawionym warunku bezpieczeństwa dla przewodu, żeby

$$p_{max} < p_{rob}$$

otrzymamy

$$p_{rob} - p_{st} \geq \frac{v \cdot a}{g}$$

Ponieważ ciśnienie nie może spaść poniżej zera, warunkiem, przy którym wzór na  $p_{max}$  jest prawdziwy, jest

$$\frac{v \cdot a}{g} < p_{rob} + 10$$

Przy  $\frac{v \cdot a}{g} > p_{rob} + 10$  należy liczyć, że maksymalne ciśnienie przy uderzeniu wyniesie

$$p_{max} = 2 p_{st} + 10$$

Dla zmniejszenia uderzeń wodnych ustawia się na przewodzie komory wyrównujące (dzwony powietrzne) lub otwarte u góry stojące rury (kolumny wodne). Należy również wspomnieć o próbach zastosowania zaworów bezpieczeństwa specjalnej konstrukcji, otwierających się w chwili powstania uderzenia wodnego dla wypuszczenia odpowiedniej ilości wody.

W długich przewodach prowadzących wodę bez ciśnienia wielkości przekrojów będą zmienne w związku ze zmianami spadku terenu, do których należy się możliwie dostosować.

Przewód doprowadzający musi być dostosowany wymiarami do sposobu ujęcia wody. Jeżeli woda ujęta jest tak wysoko, że w nisko położonych partiach sieci rozbiorczej ciśnienie przekracza najwyższą dopuszczalną granicę, to konieczna jest redukcja ciśnienia za pomocą zaworów redukcyjnych.

### 3. SZTUCZNE PODNOSZENIE WODY

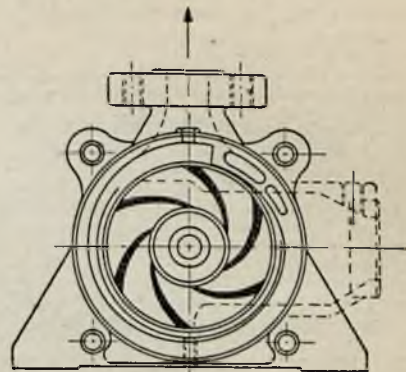
Sztuczne podnoszenie wody będzie z reguły konieczne w razie ujęcia wody gruntowej, rzecznej i z nisko położonych źródeł. Wysokość tłoczenia zależy od wysokości terenu najniekorzystniej położonej dzielnicy obszaru rozbiorczego, od długości i średnicy przewodu, położenia i rodzaju zbiornika.

Podnoszenie wody wykonuje się, wyjąwszy całkiem podrzędne zaopatrywanie poszczególnych domów, wyłącznie za pomocą maszyn, które są umieszczane w tak zwanej stacji pomp.

Jako maszyny podnoszące wodę w zakładach wodociągowych mają zastosowanie różnego rodzaju pompy, które zależnie od wielkości i ważności urządzenia, są uruchamiane ręcznie, silnikami elektrycznymi lub za pomocą innego napędu mechanicznego. W szczególnych przypadkach tłoczenie odbywa się za pomocą znajdującej się w nadmiarze wody, taranami wodnymi lub turbinami wodnymi.

### a. Pompy wirnikowe

Jako pompy stosowane są obecnie prawie wyłącznie pompy wirnikowe. Pompa taka składa się, podobnie jak turbina, z wirnika i kierownicy (rys. 160). Wirnik posiada biegnące w przybliżeniu promienisto komory, utworzone



Rys. 160. Pompa wirnikowa

przez dwa dyski i szereg łopatek. Woda dopływa do wirnika w pobliżu wału pompy, wchodzi do komór wirnika i wprowadzana jest przezeń w ruch obrotowy, przy czym otrzymuje przyspieszenie aż do wartości prędkości obwodowej wirnika, powiększając swoją energię kinetyczną. Przy promienistym przepływie przez komory wirnika prędkość wody podnosi się wskutek siły odśrodkowej oraz prędkości obwodowej przy wzroście odległości od osi obrotu; w kierownicy przez odpowiednie jej ukształtowanie woda ulega opóźnieniu i energia kinetyczna zostaje zamieniona na energię potencjalną — ciśnienia. Za pomocą jednego wirnika osiąga się przeważnie wysokość tłoczenia 60÷70 m; rzadko wychodzi się poza te wartości. Większe wysokości ciśnienia uzyskuje się przez sprzężenie ze sobą kilku wirników. Więcej niż 6÷7 wirników na jednym wale nie stosuje się; jeżeli konieczna jest ich większa liczba, łączy się w szereg więcej pomp.

Ze względu na dużą ilość obrotów wirnika pompy napędzane są silnikami elektrycznymi lub turbinami parowymi. Przeniesienie siły za pomocą pasa skórzanego stosuje się wówczas, gdy bezpośrednio sprzęgnięcie pompy z silnikiem jest niemożliwe i gdy napęd uzyskiwany jest przy pomocy maszyny wolnobieżnej.

O wyborze wielkości pompy decyduje wysokość tłoczenia, maksymalny wydatek oraz ilość obrotów mechanizmu napędowego. W zakładach wodociągowych wysokość tłoczenia waha się w dość dużym stopniu; z tego względu konieczna jest znajomość zachowania się pomp wirnikowych przy zmiennej wysokości tłoczenia, lecz stałej liczbie obrotów.

Każda pompa wirnikowa ma swój optymalny punkt pracy, tj. przy określonym obciążeniu najwyższy współczynnik sprawności. Tylko wówczas, gdy przy rozbiórce równającym się wydatkowi pompy ciśnienie uzyskiwane na pompie odpowiada ciśnieniu rzeczywiście wymaganemu w sieci rozdzielczej, pompa wirnikowa pracuje z niezbędnym minimalnym nakładem pracy. Zależności pomiędzy czynnikami charakteryzującymi pompę ujmowane wykreślnie noszą nazwę wykresów charakterystycznych i są podstawą przy wyborze pompy.

Cztery krzywe (rys. 161) charakteryzują pompę.

Krzywa dławienia daje zależność pomiędzy wydatkiem pompy  $Q$  l/min a wysokością tłoczenia  $H$  (m). Gdy rośnie wysokość tłoczenia przy niezmiennym obrotach, spada



wydatek pompy i jednocześnie obciążenie mechanizmu napędowego  $N$  — KM, podczas gdy w przypadku obniżenia wysokości tłoczenia rosną wydatek i obciążenie mechanizmu napędowego. Wspomnianą wyżej zależność między wydatkiem  $Q$  a mocą  $N$  przedstawia krzywa zapotrzebowania mocy na sprzęgle. Trzecią krzywą charakterystyczną jest krzywa obrazująca zależność pomiędzy wydatkiem  $Q$

Zużycie energii elektrycznej w ciągu godziny przy przetłaczaniu  $Q$  m<sup>3</sup>/sek na wysokość  $H$  m wynosi

$$E = \frac{1000 \cdot QH}{75 \cdot 1,36 \cdot \eta} = 9,804 \frac{QH}{\eta} \text{ kWh} \quad [85]$$

W ciągu godziny przetłoczy się  $Q \cdot 3600$  m<sup>3</sup> wody, wobec tego na 1 m<sup>3</sup> zużywa się energii

$$E = \frac{9,804}{3600} \cdot \frac{H}{\eta} = 0,00272 \frac{H}{\eta} \text{ kWh/m}^3 \quad [86]$$

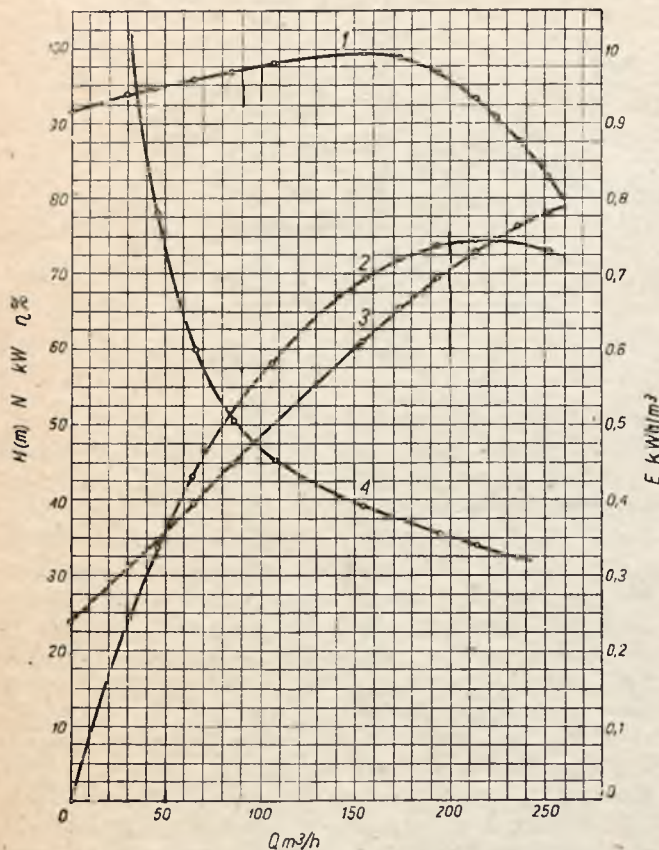
Z wzoru [86] wynika, że zużycie energii na 1 m<sup>3</sup> jest tym mniejsze, im mniejsze jest uzyskane ciśnienie oraz im większy jest współczynnik sprawności. Zależność powyższa ujęta krzywą 4 obrazuje, w jakim stopniu zmienia się zużycie energii na 1 m<sup>3</sup> przetłaczanej wody przy zmianie wydatku pompy  $Q$ .

Z kształtu krzywej 4 wynika, że zużycie energii na 1 m<sup>3</sup> przetłaczanej wody jest wówczas najmniejsze, gdy za pomocą pompy wirnikowej uzyskane będzie ciśnienie najmniejsze, jakie jest niezbędne dla pracy wodociągu.

Wobec zmiennych ilości rozbioru wody w sieci rozdzielczej w przypadku układu bezpośredniego połączenia z nią pomp, wydatek ich powinien być zmienny. Straty w przewodzie prowadzącym wodę z pomp do sieci rosną proporcjonalnie do kwadratu przepływu. Zależność pomiędzy przepływem wody (wydatkiem pomp) a wysokością strat  $H_0$  w przewodzie, przedstawiona wykreślnie, nosi nazwę charakterystyki przewodu i jest, podobnie jak krzywe opisane powyżej, niezbędna i decydująca przy wyborze pomp zgodnie z układem całości urządzenia wodociągów. Odczytać z niej można, jakie ciśnienie musi być uzyskane na pompie  $H_m$ , przy zadanej wysokości geometrycznego podnoszenia (ciśnienia statycznego, tj. wysokości ssania  $H_s$  plus tłoczenia  $H_T$  i ciśnienia wypływowego  $H_w$ ) w punkcie rozbioru dla przetłoczenia zmiennych przepływów  $Q$ . Przy założeniu, że ciśnienie na wypływie pozostaje niezmiennie, niezbędne jest wytwarzanie na pompie ciśnienia odpowiadającego największemu rozbiorowi. Ciśnienie na pompie podczas mniejszego rozbioru powinno być o tyle mniejsze, o ile mniejsze są straty w przewodzie. Krzywa najmniejszego wymaganego ciśnienia  $H_m$ , otrzymana z sumowania wartości  $H_m = H_s + H_T + H_w + H_0$  wskazuje, jakie ciśnienie musi być wytworzone na pompie przy zmiennym rozbiorze, by utrzymać stałe ciśnienie na wypływie. Ciśnienie na pompie nie może spaść poniżej wartości krzywej, gdyż powstałoby zbyt niskie ciśnienie na wypływie. Natomiast ciśnienie wytwarzane na pompie powyżej krzywej, ze względu na bezużyteczne powiększenie kosztów ruchu, jest niepożądane.

W nowoczesnym zakładzie pompowym pompy wirnikowe powinny pracować również przy mniejszych rozbiorach (najczęściej trafiających się) z najlepszą sprawnością oraz powinny przy tym wytwarzać najmniejsze ciśnienie, odpowiadające krzywej  $H_m$  najmniejszego wymaganego ciśnienia. W przypadku rozbioru szczytowego mogą być dopuszczone większe straty przy przepływie, tj. mogą być obrane mniejsze i tańsze przekroje przewodów. Przeciętne koszty energii będą wówczas najmniejsze, układ zaś będzie pracował najbardziej oszczędnie.

Przy doborze pompy zwrócić należy uwagę, aby linia najmniejszego wymaganego ciśnienia nie leżała zbyt nisko w stosunku do krzywej dławienia. W przeciwnym przypadku otrzymuje się punkt przecięcia obu charakterystycznych krzywych zbliżony bardzo do osi rzędnych, co oznacza, że praca pompy może odbywać się w bardzo wąskich granicach.



Rys. 161. Krzywe charakterystyczne pompy wirnikowej  
1 — krzywa dławienia, 2 — krzywa sprawności, 3 — krzywa zapotrzebowania mocy na sprzęgle, 4 — krzywa zużycia energii na 1 m<sup>3</sup> wody

a współczynnikiem sprawności pompy  $\eta$ . Pompy wirnikowe są bardzo czułe na zmianę wysokości tłoczenia. Z tego względu pompy te dobiera się do najwyższego ciśnienia. Wydatek oraz zapotrzebowanie mocy rosną, gdy wysokość tłoczenia zmniejsza się; przy wyborze więc mechanizmu napędowego bierze się pod uwagę najmniejsze ciśnienie.

Moc silnika oblicza się ze wzoru

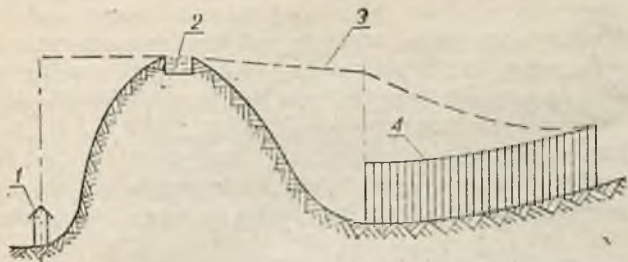
$$N = \frac{Q \cdot H}{75 \eta} \text{ KM} \quad [84]$$

gdzie  $Q$  wyrażone jest w l/sek,  $H$  w m,  $\eta$  jest współczynnikiem sprawności pompy i silnika. Jako wysokość ciśnienia decydująca jest nie geometryczna różnica poziomów, lecz tzw. różnica manometryczna, a więc różnica poziomów górnego i dolnego zwierciadła wody plus strata ciśnienia na opory ruchu w przewodzie ssawnym i tłocznym ( $H = H_s + H_T + H_0$ ).

Dla określenia kosztów pracy pompy ważne jest zużycie energii  $E$  na m<sup>3</sup> przetłoczonej wody. Zależność pomiędzy wydatkiem pompy  $Q$  a zużyciem energii przez silnik elektryczny na przetłoczenie 1 m<sup>3</sup> wody przy znanym współczynnikiem sprawności silnika oraz cenie za kWh pozwala obliczyć koszty prądu przypadające na 1 m<sup>3</sup> przetłoczonej wody.



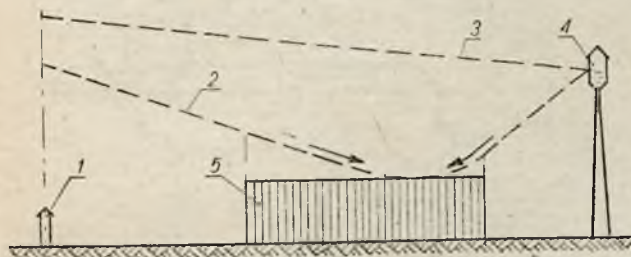
Pompy mogą być włączone w układ ze zbiornikiem wodociągowym lub też bez zbiornika, przy czym w ostatnim przypadku włączone zostaje urządzenie hydroforowe, mające na celu automatyzację pracy pomp. Pompy w czasie swej pracy dostarczają stałe ilości wody. Zależnie od położenia zbiornika w stosunku do stacji pomp oraz sieci rozdzielczej cała woda lub też tylko jej część przepływa przez zbiornik. W układzie pierwszym (rys. 162) pompy tłoczą



Rys. 162. Układ linii ciśnień w godzinie największego rozbioru w sieci ze zbiornikiem przepływowym

1 — stacja pomp, 2 — zbiornik przepływowy, 3 — linia ciśnień, 4 — miasto

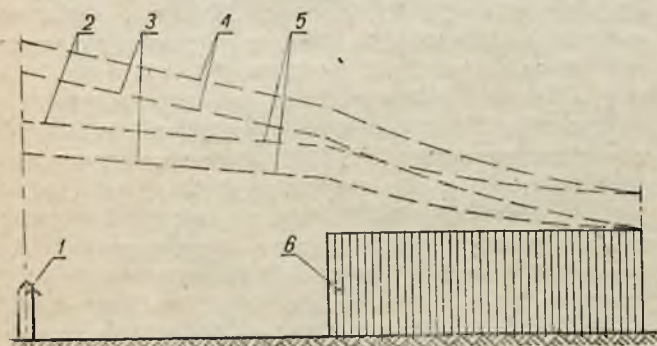
stałą ilość wody przy stałym ciśnieniu. Niewielkie wahania ciśnienia, zwykle nie większe niż 5,0 m sł. w. spowodowane są stanem wody w zbiorniku i mogą być pominięte. W przypadku układu drugiego (rys. 163) pompy tłoczą



Rys. 163. Układ linii ciśnień w sieci ze zbiornikiem końcowym

1 — stacja pomp, 2 — linia ciśnień w godzinach największego rozbioru, 3 — linia ciśnień przy rozbiorze zerowym, 4 — zbiornik końcowy, 5 — miasto

zmienną (w pewnych wąskich granicach) ilość wody przy zmiennym ciśnieniu. Najniższe ciśnienie wytwarzane na pompach odpowiada szczytowemu rozbiorowi w sieci, najwyższe — rozbiorowi najmniejszemu (zerowemu), gdy pra-



Rys. 164. Układ linii ciśnień w sieci bez zbiornika wyrównawczego

1 — stacja pomp z hydroforem, 2 — linia ciśnienia najwyższego, 3 — linia ciśnienia najniższego, 4 — rozbiór największy, 5 — rozbiór najmniejszy, 6 — miasto

wie cała ilość wody tłoczona jest do zbiornika. W jednym i drugim przypadku pompy pracują bez przerwy przez pewien okres doby.

Przy układzie trzecim (rys. 164) zasadniczo zmienne są ciśnienia oraz okresy pracy pomp. Praca pomp jest przerywana i normowana wielkością rozbioru wody względnie pozostającą z nią w związku ze zmianą ciśnienia. Podobnie

jak w układzie drugim, wydajność pomp zmienia się w pewnych wąskich granicach stosownie do zmian ciśnienia. Pompy uruchamiane są samoczynnie, gdy z powodu rozbioru wody ciśnienie spadnie do najniższej dopuszczalnej wartości przy zamknięciu przez wyłączniki ciśnienia obwodu elektrycznego, w który włączone jest źródło prądu oraz silniki sprzęgnięte z pompami. Woda tłoczona pompami płynie do sieci rozdzielczej, nadmiar wydatku nad rozbiorem gromadzi się w niewielkim zbiorniku wodno-powietrznym, w którym przez dopływ wody powietrze ulega sprężeniu, powodując podniesienie się ciśnienia. Gdy osiągnie ono przyjętą graniczną najwyższą wartość, wyłącznik przerywa dopływ prądu do silników i pompy zatrzymują się. Praca pomp odbywa się skokami, przy czym poszczególne okresy pracy zależą — dla obranej pojemności zbiornika wodno-powietrznego — od chwilowej wartości rozbioru.

W przypadku układu pierwszego i drugiego wydatek pomp odpowiadać musi średniemu rozbiorowi wody z uwzględnieniem ilości godzin ich pracy. W przypadku trzecim pompy muszą pokrywać rozbiór szczytowy. Przy układzie pierwszym i drugim instalacje mechaniczne są mniejsze i tańsze. Koszt całości urządzenia jest jednak znacznie większy niż przy układzie trzecim, gdyż koszty budowy zbiornika wodociągowego wielokrotnie przewyższają powiększenie wydatków na zwiększoną instalację mechaniczną układu trzeciego.

Wobec opisanej wyżej możliwości dostosowania pracy pomp do zmiennego rozbioru wody głównym zadaniem zbiornika wodociągowego staje się zapewnienie pewnej rezerwy na wypadek przerwy w dostawie wody wskutek uszkodzenia przewodu dosyłowego. Podkreślić należy, że zbiornik powoduje bardziej stałe i równomiernie rozłożone ciśnienie w sieci rozdzielczej. Natomiast układy bez zbiornika posiadają tę wielką zaletę, że uzyskiwane na pompach ciśnienia mogą być ściśle dopasowane do zadanych warunków, a w związku z tym uzyskiwane są najmniejsze koszty energii. Urządzenie regulujące pracę pomp musi być jednak odpowiednio rozwiązane pod względem konstrukcyjnym.

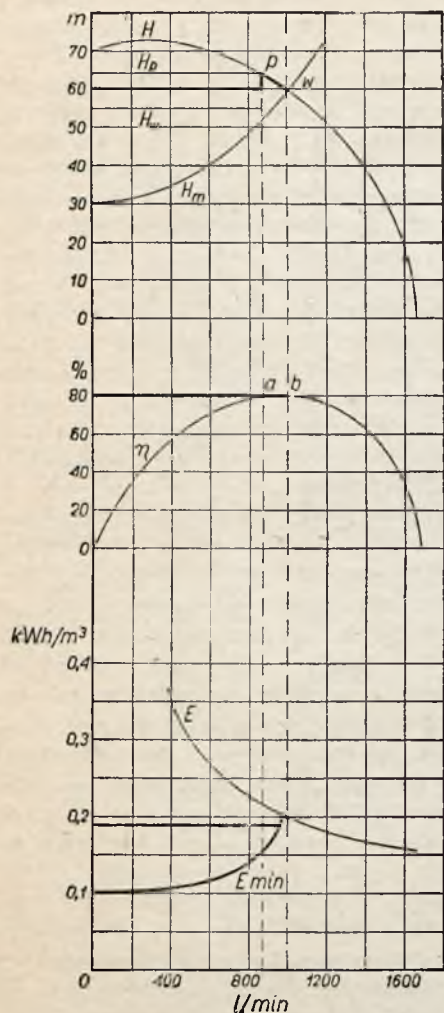
Wyobraźmy sobie układ drugi dla pracy pomp ze współpracą zbiornika (układ pierwszy jest uproszczonym układem drugim). Pompa musi być tak dobrana, aby przy maksymalnym ciśnieniu jak również przy szczytowym rozbiorze mogła pracować z dobrym współczynnikiem sprawności (rys. 165). Miarodajny jest punkt W przecięcia krzywej dławienia  $H$  z krzywą najmniejszego wymaganego ciśnienia na pompie  $H_m$  (szczytowy rozbiór  $H_{m, \text{min}} = 60$  oraz  $Q = 100$  l/min) oraz punkt p (najwyższe ciśnienie przy rozbiorze zerowym  $H_{m, \text{max}} = 64$  m,  $Q = 880$  l/min). Zmienny w niewielkich granicach od 0,78÷0,80 współczynnik sprawności przedstawia odcinek ab na krzywej  $\eta$ . Zużycie energii na m<sup>3</sup> przetłoczonej wody obliczono wg wzoru [86]; wynosi ono od 0,204÷0,224 kWh/m<sup>3</sup>, średnio 0,214 kWh/m<sup>3</sup>. Jeśli obliczymy wartość zużycia jednostkowego energii elektrycznej niezbędnej do przetłoczenia wody zgodnie z krzywą najmniejszego wymaganego ciśnienia  $H_m$  w związku ze zmiennym jej rozbiorem, stosując wzór [86] oraz podstawiając zamiast wartości  $H$  wartości  $H_m$ , otrzymamy krzywą teoretyczną minimalnego zużycia energii  $E_{\text{min}}$ . Leży ona poniżej obliczonego rzeczywistego średniego zużycia energii i wynosi dla  $H_m = 54$  m,  $E = 0,188$  kWh/m<sup>3</sup>.

Wartość teoretyczna średnia będzie zatem 
$$\frac{0,188 + 0,204}{2} = 0,196 \text{ kWh/m}^3.$$

Zużycie jest więc w rzeczywistości o około 10% większe niż teoretycznie niezbędne.



To nadmierne zużycie jednostkowe ma swoją przyczynę w tym, że pompa pracuje przy zbyt wysokim ciśnieniu, wytwarzanym również i w czasie małego rozbioru. Uwidaczniają to różnice rzędnych krzywej dławienia oraz krzywej  $H_m$ . Zmiana ciśnienia roboczego nie jest możliwa, gdyż odpowiadać ono musi wysokości zbiornika. Stosunek staje się mniej niekorzystny, jeżeli opory w przewodzie tłocznym są bardzo niewielkie.



Rys. 165. Zużycie energii na 1 m<sup>3</sup> wody przefiltrowanej do zbiornika

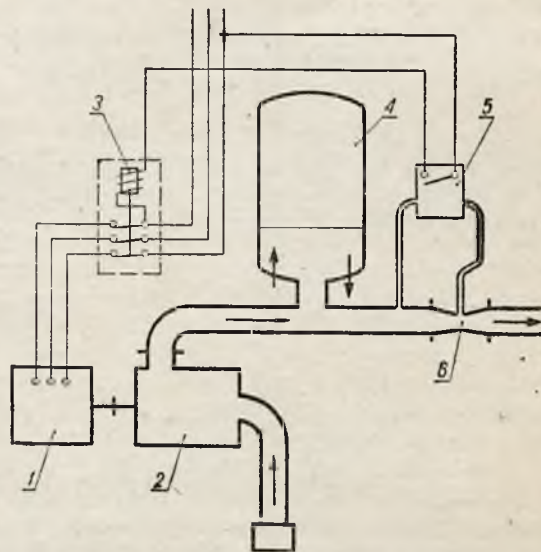
Podobnie układu się stosunek zużycia jednostkowego energii w przypadku układu trzeciego przy zwykłym urządzeniu samoczynnego uruchamiania i wyłączenia pompy. Różnica w pracy pomp tego układu polega na tym, że ich praca rozbita jest na krótkie okresy ruchu i postoju. Przy rozbiorze maksymalnym, odpowiadającym punktowi W na krzywej dławienia, cały wydatek pomp płynie do sieci rozdzielczej. W punkcie W następuje uruchomienie pompy. Z chwilą, gdy wydatek pompy przewyższa rozbiór, część wody wpływa do zbiornika wodno-powietrznego, przy czym ciśnienie wzrasta aż do wartości odpowiadającej punktowi P na krzywej dławienia. W tym punkcie następuje zatrzymanie pomp. Pompa pracuje pod zmiennym ciśnieniem. Waha się ono wokół pewnego średniego ciśnienia leżącego na wysokości punktu E od maksimum P do minimum W. Różnica w pracy z układem poprzednim jest ta, że granice mogą być obrane szerzej i można je zmieniać.

Przy pracy tak pomyślanej rzeczywiste zużycie jednostkowe energii niewiele różni się od teoretycznego niezbędnego, gdy opory ruchu w przewodach dosyłowych nie są

wiele większe niż około 5% geometrycznej wysokości podnoszenia wody, gdyż wówczas wytwarza się tylko w niewielkim stopniu nadmiar ciśnienia.

Obniżenie zużycia jednostkowego energii jest możliwe przy dostosowaniu ciśnienia wytwarzanego na pompie do wymaganego najmniejszego ciśnienia, co osiągnąć się daje jedynie w układzie trzecim. Zagadnienie może być rozwiązane wówczas, gdy ciśnienie uruchamiające i zatrzymujące pompę nie jest stałe. Zmienia się zaś w ten sposób, że przy niewielkim rozbiorze ciśnienia wytwarzane na pompie są niskie, przy dużym rozbiorze — wysokie. Idealne byłoby takie rozwiązanie, przy którym linia ciśnień uruchamiających byłaby w pełni zgodna z linią  $H_m$ .

Schemat takiego urządzenia przedstawiony jest na rys 166. Różnica w stosunku do układu poprzedniego polega na tym, że na przewodzie dosyłowym za zbiornikiem wodno-



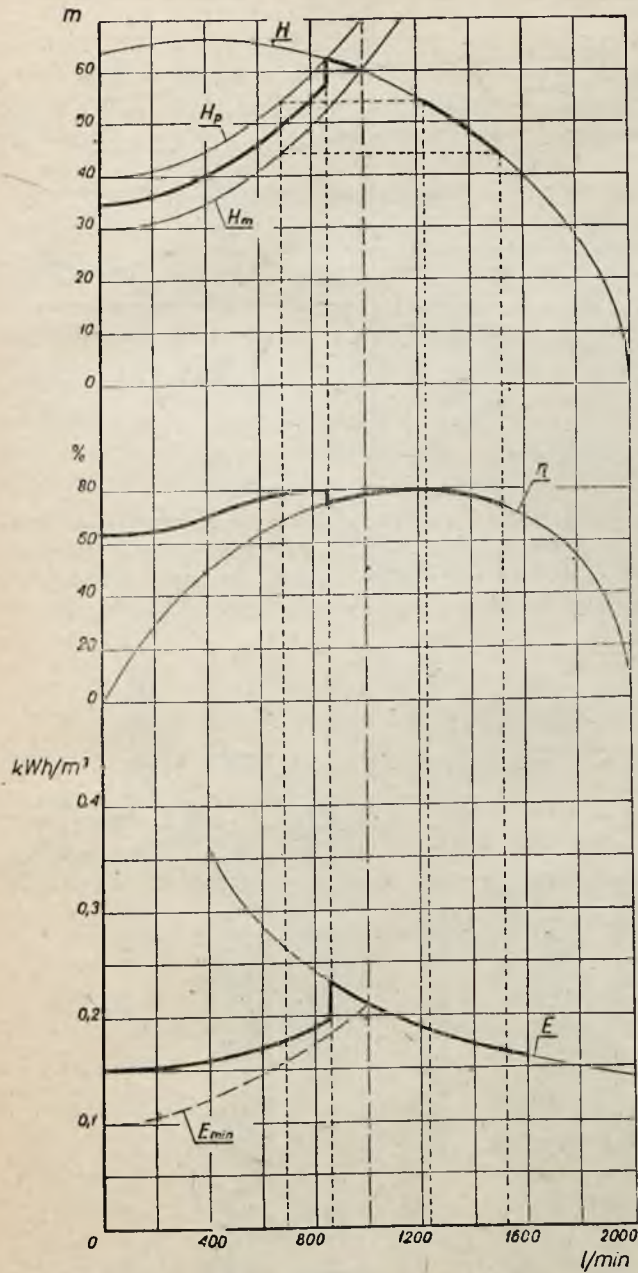
Rys. 166. Schemat urządzenia sterującego silnikiem za pomocą zwężki Venturiego  
1 — silnik, 2 — pompa, 3 — rozrusznik, 4 — zbiornik wodno-powietrzny, 5 — wyłącznik, 6 — zwężka Venturiego

-powietrznym włączony jest przyrząd regulujący, oparty na zasadzie zwężki Venturiego, sterujący przyrządem uruchamiającym i zatrzymującym pompy. W zwężce Venturiego powstają różnice ciśnień, które w takim samym stopniu są zależne od wielkości rozbioru, jak od oporu ruchu w przewodach dosyłowych. Pracę tego układu wyjaśniono na rys. 167. Ciśnienie uruchamiające odpowiada linii  $H_m$ , ciśnienie zatrzymujące linii  $H_p$  i jest zawsze wyższe o stałą wartość, np. 10 m. Dla przykładu przytoczonego, podczas rozbioru większego niż 860 l/min, nie może być osiągnięta wartość ciśnienia wyłączającego; pompa pracuje bez przerwy. Gdy rozbiór zmaleje, ciśnienie podnosi się aż do chwili, w której pompa zostaje wyłączona. Przy dalszym spadku rozbioru, pokrywany jest on początkowo ze zbiornika wodno-powietrznego aż do chwili, gdy ciśnienie zmniejszy się do wartości ciśnienia włączającego, odpowiadającego najmniejszemu wymaganemu ciśnieniu. Przyrządy regulujące są tak zbudowane, że ciśnienie włączające jest dokładnie zgodne z najmniejszym wymaganym ciśnieniem, odpowiadającym chwilowemu rozbiorowi, ciśnienie zaś wyłączające pompę jest zawsze większe o stałą różnicę. Pompa włączona dostarcza 1520 l/min przy ciśnieniu 44 m. Nadwyżka płynie do zbiornika wodno-powietrznego. Gdy ciśnienie wzrośnie do wartości 54 m, pompa zatrzymuje się. W granicach 1520 l/min i 1240 l/m średnia wartość współczynnika sprawności wynosi 78%, przy czym zu-

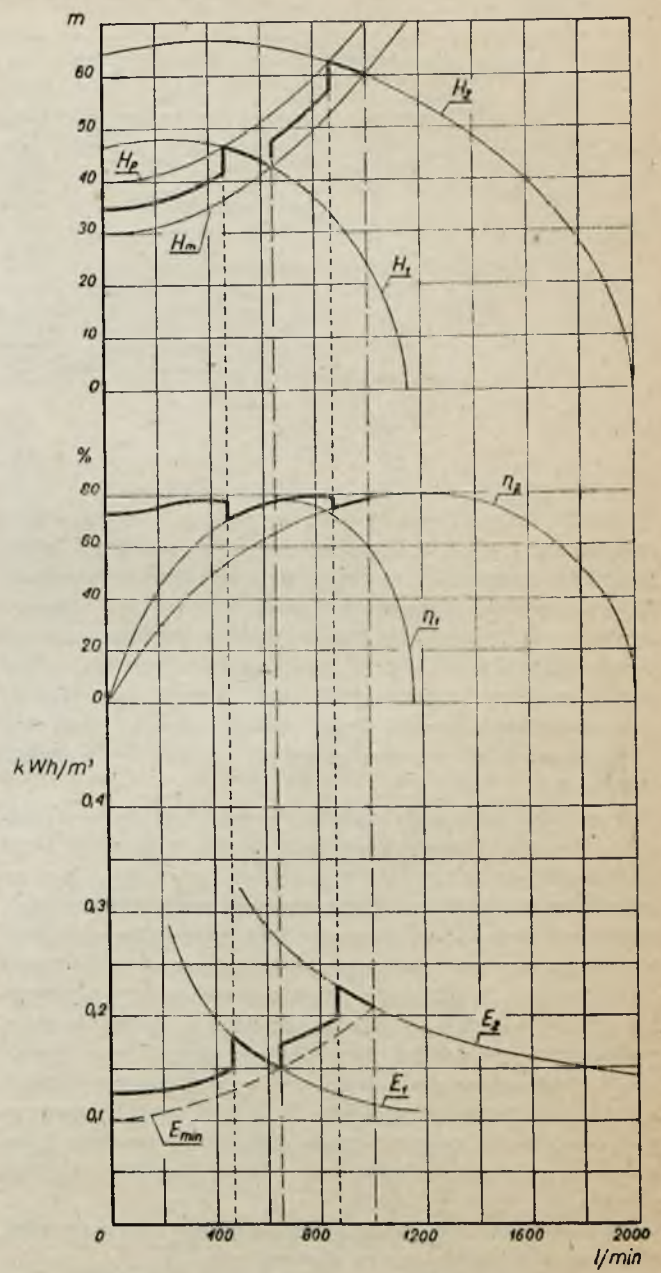


życie energii wynosi  $0,172 \text{ kWh/m}^3$ . Przy rozbiórce  $500 \text{ l/min}$  i  $H = 47$  zużycie energii wynosi  $0,162 \text{ kWh/m}^3$ . W układzie poprzednim przy rozbiórach mniejszych od  $880 \text{ l/min}$  trzeba było pompować na stałą wysokość  $H = 60 \text{ m}$ , zużywając  $0,214 \text{ kWh/m}^3$ . Osiągnięta oszczędność ze stosowania opisanego urządzenia wynosi więc około  $25\%$ .

łącznie wydatek jest nieco mniejszy niż zsumowany wydatek pojedynczych pomp, a to z powodu wzrostu oporów w przewodzie przesyłowym. Np. dla przykładu podanego na rys. 169 przy wysokości geometrycznego podnoszenia wynoszącej  $61 \text{ m}$ , wysokość strat w przewodzie dosyłowym wynosi  $4 \text{ m}$ , tj. ciśnienie na pompie  $H = 65 \text{ m}$ ; wydatek zaś jej wynosi  $1120 \text{ l/sek}$ . W przypadku pracy dwóch pomp



Rys. 167. Wykres objaśniający pracę pompy z silnikiem sterowanym zwężką Venturiego



Rys. 168. Wykres objaśniający pracę dwóch pomp z silnikami sterowanymi zwężką Venturiego

Dalsze dostosowanie linii zużycia rzeczywistej energii do linii teoretycznej minimalnego zużycia energii osiągnąć można przez odpowiedni dobór większej ilości pomp o równej lub zmiennej wielkości.

W celu określenia wydatku kilku pomp przy ich równoległej pracy do jednego przewodu tłocznego należy wykreślić sumaryczną krzywą dławienia przez zsumowanie wydatków odpowiadających tym samym wysokościom tłoczenia; w sposób podobny należy wykreślić inne krzywe (rys. 168, 169). Pracować mogą równolegle również pompy o różnych charakterystykach. Zwrócić należy uwagę, że przy pracy równoległej wydatek pomp spada tak, że ich

tej samej wysokości geometrycznego podnoszenia  $61 \text{ m}$  odpowiadać będzie strata  $12 \text{ m}$ , tj. ciśnienie na pompach  $H = 73 \text{ m}$ , czemu odpowiada łączny wydatek  $1900 \text{ l/sek}$ .

Wybór średnicy przewodu pomiędzy stacją pomp a miejscem rozbioru podlegać musi gospodarczym rozważaniom. Im mniejszą przyjmujemy średnicę, tym tańszy jest przewód, tym szybciej musi jednak woda płynąć. Z większymi prędkościami związane są większe straty ciśnienia, te zaś powodują zwiększenie kosztów pompowania. Najekonomiczniejszą średnicą przewodu jest ta, przy której suma rocznych wydatków na obsługę kapitału wydatkowanego na budowę przewodu, zakładu pompowego oraz na konser-

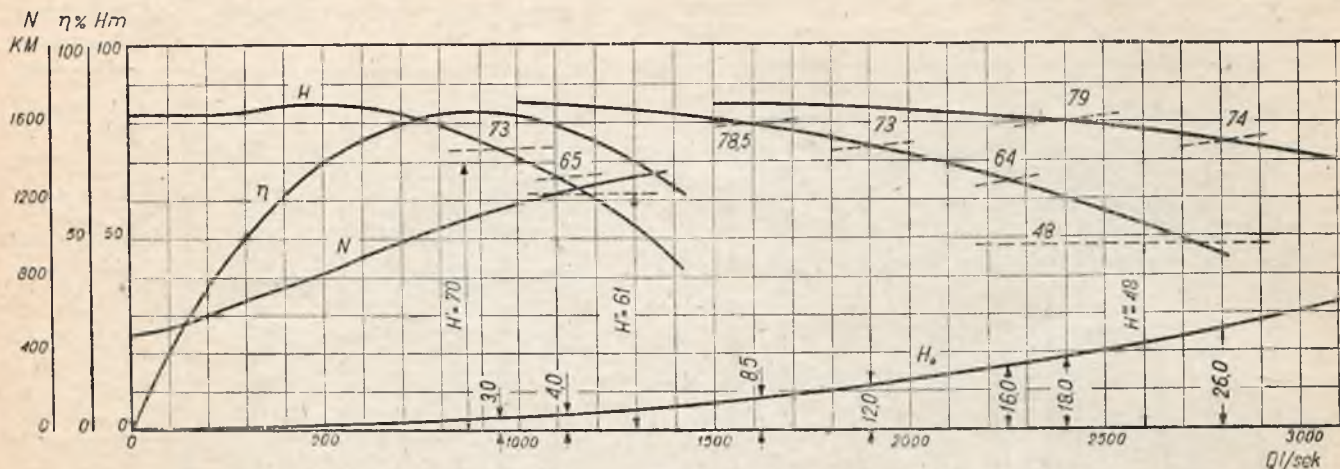


wagę urządzenia i koszty ruchu osiąga wartość najmniejszą.

Pompy wirnikowe są z reguły budowane o osi poziomej. Miejscowe warunki zmuszają wielokrotnie do umieszczenia pomp głęboko pod powierzchnią terenu i często głęboko pod nieobniżonym zwierciadłem wody gruntowej.

z którego jest zrobiony wirnik, są tak znaczne, że powodują szybkie niszczenie wirnika.

Z reguły pompy są tak ustawiane, że oś pompy leży co najmniej 0,5 m ponad najwyższym zwierciadłem wody gruntowej. Jeżeli wahania poziomów wody gruntowej są duże, to gdy nie przekraczają one zbytnio 7 m, posadzkę



Rys. 169. Sumowanie wydatku trzech pomp pracujących równolegle

W takich przypadkach stosuje się pompy o osi pionowej sprzężone z silnikiem, umieszczanym ponad najwyższym możliwym zwierciadłem wody, najlepiej w pomieszczeniu suchym ponad powierzchnią terenu. Zależnie od rozmiaru pomieszczenia stosuje się pompy, których pionowy wał wprowadzony jest obok przewodu tłocznego, lub też w wypadku wąskiego pomieszczenia wał zostaje umieszczony w przewodzie tłocznym. Tego rodzaju pompy mogą być umieszczane w otworach wiertniczych o średnicy najmniej 250 mm.

Pompy te wymagają ciężkiej konstrukcji do ułożenia długich pionowych wałów. Łożyska smarowane wodą szybko ulegają zniszczeniu przez wodę, która może być zanieczyszczona piaskiem. Pompy te wymagają bezwzględnie pionowego otworu studziennego. Przy najmniejszym odchyleniu długiego wału od pionu następuje jego wyboczenie.

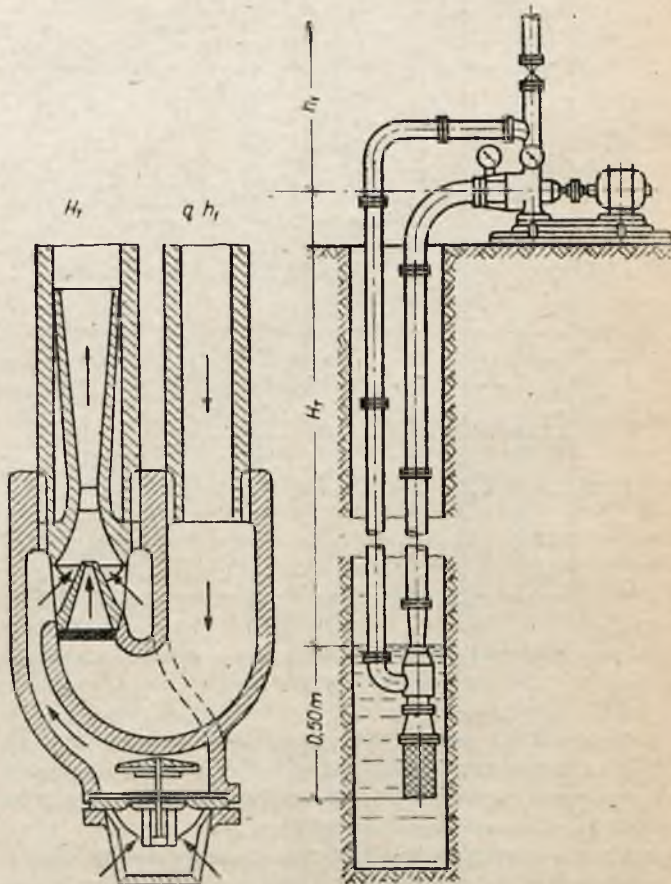
Najnowsze konstrukcje pomp zezwalają na umieszczenie silnika ściśle obudowanego wraz z pompą w otworze wiertniczym poniżej zwierciadła wody. Doprowadzenie prądu elektrycznego odbywa się za pomocą wodoszczelnego kabla. Konstrukcja ta wyłącza długi wał wraz z kosztownym łożyskiem i oporami tarcia, które on powoduje. Zaletami są prostota układu oraz niskie koszty instalacji i ruchu.

Pompy wirnikowe nadają się do pracy automatycznej, kierowanej z odległości i są ekonomiczne.

Pompy wirnikowe nie mogą zassać wody z pustego przewodu ssawnego, muszą więc być albo tak umieszczane, aby woda do nich dopływała, albo też rura ssawna musi być przed rozpoczęciem pracy napełniona wodą. Zalanie pompy i przewodu ssawnego może być wykonane przez wyssanie powietrza za pomocą pompki powietrznej. Bez szczególnych ważnych powodów wysokość ssania (licząc manometrycznie) nie powinna przekraczać 6 m.

Często już przy przekroczeniu wysokości 5 m ssania występuje w pompie zjawisko kawitacji, polegające na tym, że przy zmniejszonym ciśnieniu w korpusie pompy następuje wzmożone parowanie wody. Tworzące się drobne pęcherzyki pary na powierzchni wirnika odrywają się z charakterystycznym hałasem, a występujące przy tym siły między cząsteczkami pary a cząsteczkami metalu,

dla pomp można obniżyć, zabezpieczając zagłębienie ścianami. Jeżeli to nie wystarcza, stawia się pompę wyżej ponad najniższym zwierciadłem wody gruntowej i włącza do przewodu ssawnego tzw. urządzenie do głębokiego ssania.



Rys. 170. Urządzenie do głębokiego ssania

Urządzenie to składa się z inżektora (rys. 170), który zostaje włączony u spodu przewodu ssawnego zanurzonego w wodzie. Wodę roboczą otrzymuje on z samej pompy z odgałęzienia przewodu tłocznego wchodzącego do inżek-



lora. Pompa musi być obliczona na wydatek większy w ten sposób, aby czerpała ilość wody równą sumie rozbioru oraz wody roboczej inżektora. Stosownie do oznaczenia na szkicu zachodzi zależność

$$\eta \cdot q \cdot h_1 = (Q_s + q) H_T \quad [87]$$

względnie

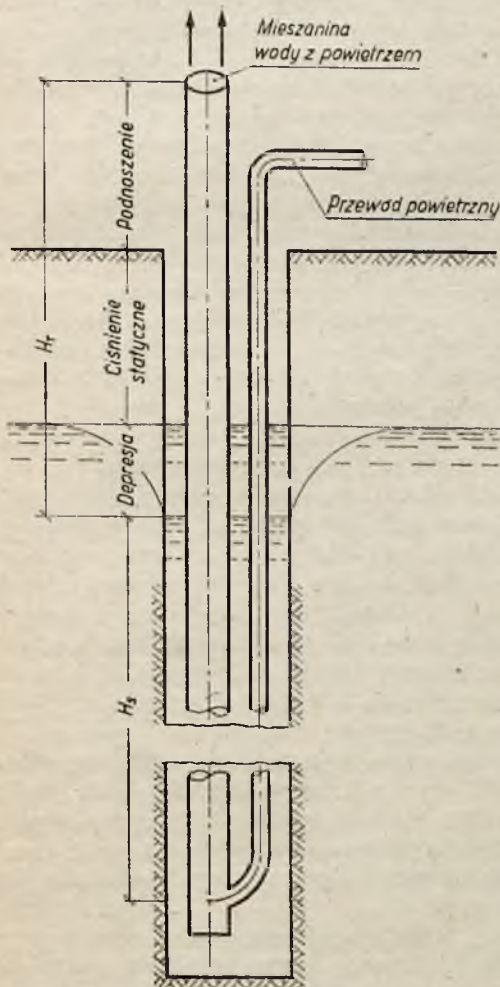
$$q = \frac{Q_s H_T}{\eta h_1 - H_T} \quad [88]$$

gdzie  $\eta$  — współczynnik doświadczalny wynosi  $0,08 \div 0,23$ .

Pompa musi być obliczona na wydatek  $Q_s + q$ . Urządzenie takie zaleca się wtedy, gdy niski współczynnik sprawności inżektora ( $0,15 \div 0,30$ ) nie stanowi przeszkody.

### b. Pompy powietrzne

Sprężone powietrze jest w niektórych przypadkach stosowane do podnoszenia wody ze studzien wierconych. Pompa taka nie posiada żadnych ruchomych części. Powietrze idące od sprężarki jest wdmuchiwane u spodu rury ciągnącej wodę przez odcinek stopowy do przewodu tłocznego przewodem o małej średnicy przekroju. Mieszanka powietrza i wody jest lżejsza niż kolumna wody na zewnątrz, co powoduje jej podnoszenie się w rurze. Pionową odległość od obniżonego zwierciadła w studni (rys. 171) do



Rys. 171. Pompa powietrzna

poziomu tłoczenia nazywamy wysokością tłoczenia  $H_T$ , odległość zaś punktu wejścia przewodu powietrznego do poziomu obniżonego zwierciadła wody nazywamy zatopieniem  $H_s$ . Stosunek  $H_s$ :  $(H_s + H_T)$  obliczony w procentach nazywany jest procentem zanurzenia. Gdy znane są wyso-

kość tłoczenia oraz procent zanurzenia, można obliczyć konieczną głębokość zanurzenia. Zgodnie z praktyką procent zatopienia powinien się zmieniać wraz z wysokością podnoszenia. Mniejsze wysokości wymagają większego procentu. Zostały ustalone następujące wartości:

Pompy powietrzne mają szereg zalet. Wydatek ich jest duży przy małej średnicy. Czerpać można wodę zarówno ze studni prostej, jak krzywej. Czerpanie wody piaszczystej nie sprawia kłopotów. Można czerpać wodę z grupy studzien

Podnoszenie $H_T$	Procent zanurzenia
do 15 m	70 ÷ 66
15 ÷ 30 m	66 ÷ 55
30 ÷ 60 m	55 ÷ 50
60 ÷ 90 m	50 ÷ 43
90 ÷ 120 m	43 ÷ 40
120 ÷ 150 m	40 ÷ 33

za pomocą jednej sprężarki. Aparatura jest bardzo prosta, łatwa w obsłudze i konserwacji. Do obliczenia ilości powietrza potrzebnego do podniesienia  $1 \text{ m}^3$  wody w zależności od wysokości podnoszenia stosuje się wzór radzieckiego Instytutu Wodgeo:

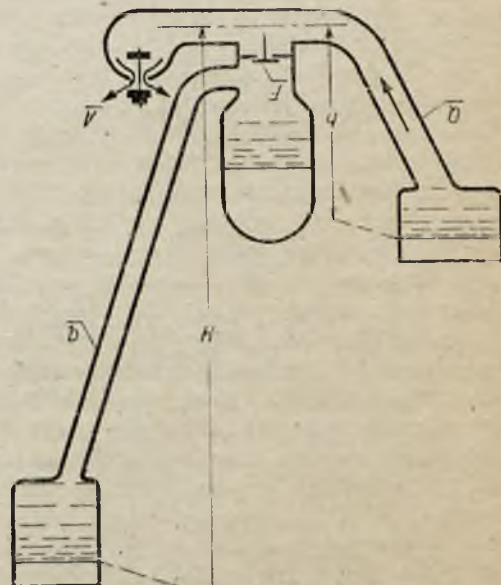
$$W_m^3 = \frac{H_T}{23\eta \lg \frac{H_s + 10}{10}}$$

gdzie  $\eta$  — współczynnik sprawności urządzenia od  $0,25 \div 0,35$ .

Napowietrzenie żelaza — jako pierwszy stopień procesu odżelazienia wody. Jednak napowietrzenie może spowodować również zwiększenie korozyjności wody. Sprawność pomp powietrznych jest niewielka i wynosi  $0,25 \div 0,3$ . Do wad należy również zaliczyć to, że w celu otrzymania dostatecznego zanurzenia konieczne jest pogłębienie studni. Możliwa jest tylko mała elastyczność przy konieczności dostosowywania się do zmiennego rozbioru. Pompy tego rodzaju są stosowane do otworów wiertniczych od 100 mm.

### c. Taran hydrauliczny

Jeżeli w przypadku niewielkich rozmiarów urządzenia wody ujęte są poniżej terenu rozbioru, podnoszenie wody może odbywać się za pomocą taranu hydraulicznego. Ener-



Rys. 172. Taran hydrauliczny

gię otrzymuje on jako impuls lub uderzenie, powstające, gdy masa wody będąca w ruchu zostaje nagle zatrzymana. Woda dopływa do niego (rys. 172) z przewodu doprowa-



dzającego przez zawór *F*. Przewód doprowadzający przechodzi dalej poza taran, kończąc się zaworem *A*. Skoro tylko ciśnienie dynamiczne wody jest wystarczające, zawór ten zamyka gwałtownie odpływ; wskutek bezwładności słupa wody będącego w ruchu w przewodzie powstaje uderzenie znane pod nazwą taranu, powodujące wzrost ciśnienia. Pod jego wpływem otwiera się zawór *F* i część dopływającej wody wchodzi do zbiornika powietrznego. Wejście wody do zbiornika powietrznego powoduje obniżkę ciśnienia w punkcie *A* tak dalece, że zawór wylotowy swym ciężarem opada i wypływ odbywa się aż do chwili, kiedy z powodu wzrostu prędkości zawór zostanie podniesiony, zamykając wypływ.

Do obliczenia służy zależność

$$qH = \eta \cdot Q h \quad [89]$$

gdzie:  $\eta$  — współczynnik sprawności taranu;

$$\eta = 1,12 - 0,2 \sqrt{\frac{H}{h}} \quad [90]$$

Dla taranów będących dłużej w ruchu zaleca się stosować wartość 0,8  $\eta$ , tak że wydatek taranu wynosi

$$q = \left( 0,9 - 0,16 \sqrt{\frac{h}{H}} \right) \cdot \frac{h}{H} \cdot Q \quad [91]$$

Wysokość ciśnienia uruchamiającego wynosi z reguły  $h = 1 \div 25$  m, wysokość podnoszenia dochodzi do 200 m, długość przewodu tłocznego do 1000 m. Długość przewodu doprowadzającego powinna być możliwie mała. Średnica przewodu tłocznego stosowana jest zwykle o połowę mniejsza od średnicy przewodu doprowadzającego. Tarany muszą być umieszczone w pomieszczeniach zabezpieczonych przed mrozem.

Tarany stosowane są dla niewielkich urządzeń wodociągowych do tłoczenia niewielkiej ilości wody na dość wysoki poziom tam, gdzie do rozporządzenia istnieje stosunkowo duża ilość wody o umiarkowanym spadzie. Taran hydrauliczny jest mechanizmem prostym, trwałym i mało kosztownym. Jedyną jego wadą jest hałaśliwość w pracy.

#### 4. STACJE POMP

Gdy chodzi o wykonanie niewielkiego urządzenia dostarczającego wodę dla pojedynczego domu lub grupy domów, dla których wydajność pojedynczej studni jest dostateczna, to wykonywane jest ono jako studnia szybowa. W celu zaoszczędzenia kosztów częstokroć część studni znajdująca się ponad najwyższym stanem wody gruntowej wykorzystywana jest dla ustawienia pomp. Unika się w ten sposób potrzeby stawiania budynku dla pomp. Jako pompy mogą być użyte wyłącznie pompy wirnikowe, które są sprzęgnięte bezpośrednio z silnikiem elektrycznym. Obok agregatu pompowego ustawia się zbiornik wodno-powietrzny, służący jednocześnie jako zbiornik wody. Praca urządzenia zostaje zautomatyzowana za pomocą włącznika ciśnieniowego. Tego rodzaju urządzenia powinny być zaopatrzone w dostateczną rezerwę maszynową, aby w czasie naprawy jednej z pomp umożliwione było niezbędne zaopatrzenie miejsc rozbioru w wodę. W przypadku takich urządzeń wskazane jest ustawienie dwóch jednakowej wielkości agregatów, z których każdy obliczony jest na 2/3 przewidzianego największego rozbioru. Nastawienie samoczynnego włącznika ciśnieniowego przeprowadza się w ten sposób, aby normalnie była czynna tylko jedna pompa. Gdy jednak wskutek dużego rozbioru zwierciadło wody w zbiorniku opada, w chwili najniższego jego położenia włącznik wprawia w ruch drugą pompę równolegle.

Ruch trwa aż do momentu maksymalnego napełnienia zbiornika, po czym wyłączone zostają obydwie pompy. Zależnie od potrzeby, w celu zapobieżenia zbyt częstemu ruszaniu pomp, ustawia się większą ilość zbiorników, połączonych ze sobą jeden za drugim. Ponieważ pod ciśnieniem woda absorbuje dużą ilość powietrza, musi być ono od czasu do czasu w zbiorniku uzupełnione. W małych urządzeniach do tego celu służą ręczne pompy powietrzne, w wypadku większych — elektrycznie napędzane sprężarki.

Podest dla maszyn musi ściśle dochodzić do płaszcza studziennego, aby do wody w studni nie mogły się dostawać żadne zanieczyszczenia; szczególnie wycieki oliwy muszą być starannie chwypane i odprowadzane specjalnym przewodem. Należy zabezpieczyć się przed dostawaniem się wody gruntowej do pomieszczenia pomp. Przy zastosowaniu pomp o osi poziomej montowane są one łącznie z silnikiem elektrycznym na wspólnym fundamencie betonowym, który wykonany zostaje na podłożu w takich rozmiarach, aby nie mogły powstawać wibracje.

Maszyny urządzeń większych nie mogą być umieszczone w wąskim szybie ze względu na swe rozmiary; wymagają one stałej obsługi. Na ich pomieszczenie musi być wykonany specjalny budynek pomp. Z reguły położenie stacji pomp jest uzależnione od miejscowych warunków. Tam, gdzie istnieje możność wyboru miejsca umieszczenia stacji pomp, staraniem projektującego powinno być, poza zapewnieniem całkowitego zabezpieczenia przed wielką wodą, umieszczenie stacji pomp możliwie blisko ujęcia wody, aby można było zastosować możliwie krótkie przewody ssawne.

Usytuowanie stacji pomp ma wpływ na rozkład ciśnienia w sieci rozdzielczej. Równomierny rozkład ciśnienia wymaga centralnego umieszczenia stacji pomp. Wieże ciśnień oddziałują również w tym kierunku. W niewielkich miastach umieszczenie stacji pomp po jednej stronie strefy największego rozbioru, wieży ciśnień zaś po drugiej stronie wpływa na dobry rozkład ciśnienia. W dużych miastach powinno się dążyć do umieszczenia stacji pomp, o ile warunki miejscowe na to zezwolą, możliwie centralnie, z podstacjami w tych punktach, w których okażą się one niezbędne na podstawie praktyki.

Specjalną uwagę należy zwrócić, aby w zakładach, w których siłę napędową otrzymuje się za pomocą maszyn ciepłych, dowóz paliwa mógł odbywać się wygodnie i po dobrej drodze. W przypadku zastosowania dużych urządzeń zakłada się własną bocznice kolejową. Jeżeli stacja pomp znajduje się poza osiedlem, należy pomyśleć o mieszkaniach dla obsługi. Przy projektowaniu należy zwrócić uwagę, aby wszystkie pomieszczenia były tak ułożone, żeby ani obsługa, ani materiały (pędne, itp.) nie odbywały niepotrzebnej drogi i wydajność pracy obsługi mogła być w pełni wykorzystana. Pomieszczenia powinny być suche, dobrze ogrzewane, wietrzone, należyście oświetlone i tak zaprojektowane, aby mogły być bez trudu utrzymywane w czystości. Wymaga to dużej ilości okien, jasnych ścian, do pewnej wysokości wyłożonych kafelkami, oraz podłogi z płytek. Architektura zewnętrzna powinna harmonizować z otoczeniem.

Ściany pomieszczenia pomp, które z reguły sięga poniżej zwierciadła wody gruntowej, muszą być szczelne. Powierzchnie wewnętrzne ścian i dna powinny być całkowicie gładkie i łatwo dające się zmywać, tak aby nigdzie nie mógł zatrzymać się kurz. Dno wykonuje się z betonu z gładką wyprawą, np. terazzo, lub z okładziną w postaci płytek, kaflów lub asfaltu. Ściany w mniejszych urządzeniach maluje się farbą olejną, w większych urządzeniach lepiej jest na wysokość 1÷2 m ściany wyłożyć płytkami (kafelami). Znajdujące się pod powierzchnią dna kanały kablowe lub



kanaly rurowe są pokrywane z wierzchu prążkowaną blachą. Drzwi muszą być tej szerokości, aby można było przez nie przeprowadzić największe części maszyn. Aby przy pierwotnej instalacji i robotach montażowych można było podnosić poszczególne części maszyn, należy w małych urządzeniach przewidzieć założenie nad maszynami belki do podwieszania na niej bloków, w urządzeniach zaś dużego rozmiaru musi być bezwzględnie zainstalowany dźwig ruchomy (sawnica).

Rozplanowanie instalacji mechanicznych powinno być starannie opracowane. W większości stacji z pompami o osi poziomej ustawia się je w jednym rzędzie, równoległe obok siebie. W celu zmniejszenia długości przewodów pompy umieszcza się od strony ujęcia wody. Takie ułożenie wygodne jest ze względu na rozplanowanie przewodów, przy czym umożliwia zmniejszenie szerokości pomieszczenia, a tym samym ułatwia oświetlenie.

Powierzchnia pomieszczenia na pompy określona jest rozmiarami maszyn oraz wolnym przejściem pomiędzy poszczególnymi jednostkami. Należy przewidzieć również miejsce na rozruszniki i instalację elektryczną.

Pomieszczenie na pompy powinno być dostatecznie duże, aby nie była utrudniona swoboda ruchów pomiędzy maszynami i aby obsługiwane maszyn odbywało się bez niebezpieczeństwa dla dyżurnych, oraz aby w razie potrzeby demontażu największe części maszyn mogły być złożone na posadzce bez obawy, że będą utrudniały niezbędne czynności. Pomiedzy płytami fundamentowymi dla pomp i silników ustawionych równoległe należy pozostawić przejścia na węższe niż 1 m, umieszczając płytę fundamentową w odstępnie od ścian nie mniejszym niż 1,25 m. W razie dużych jednostek odstęp między fundamentami dochodzi do 2÷2,5 m.

Odległość czołowych stron fundamentów od ścian, od strony pomp, powinna być nie mniejsza niż 1,25 m dla pomp o średnicy przewodu ssawnego do 200 mm, 1,50 m zaś przy średnicach większych. W zależności od układu przewodów i kształtek podane wyżej odległości mogą być powiększone. Od strony silnika odległość od ściany powinna być dostateczna do wyjęcia silnika:

Przy mocy silnika kW	Odległość silnika od ściany m
20	1,2
40	1,5
75	1,6
100	1,9
200	2,2
300	2,4
400	2,6

W razie umieszczenia stacji pomp pod ziemią zmniejsza się pomieszczenie do możliwych granic. Należy przewidzieć możliwość późniejszego powiększenia instalacji albo przez pozostawienie wolnego miejsca w pomieszczeniu na pompy dla jednostek przewidzianych

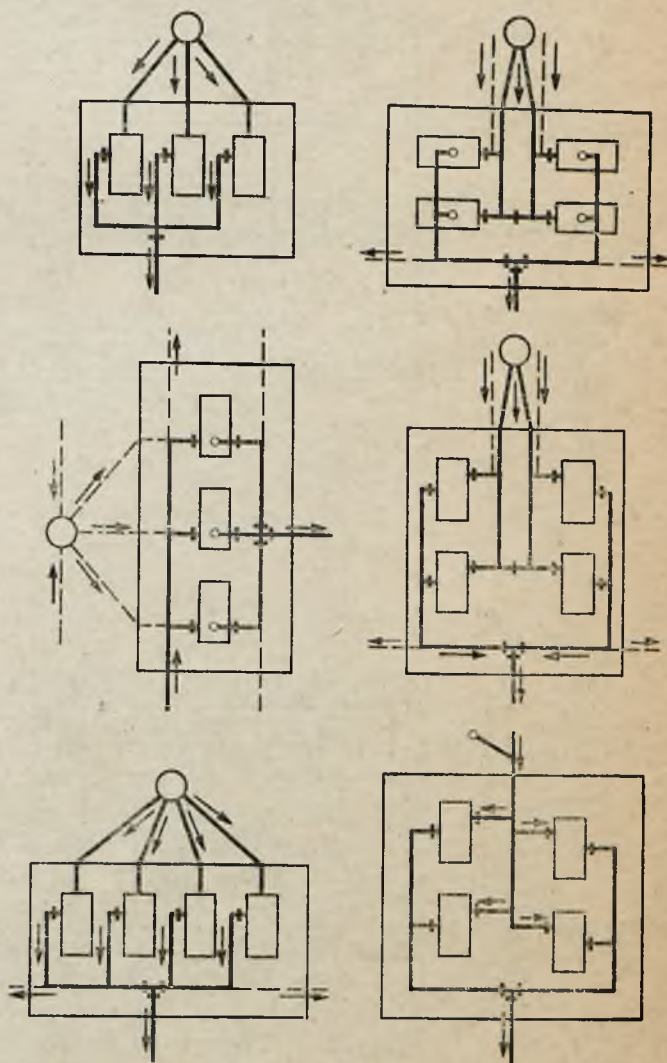
na okres późniejszy, albo przez umożliwienie dobudowy niezbędnej przestrzeni.

Wszystkie czynne podczas ruchu przyrządy pomiarowe, jak manometry, wakuometry, liczniki obrotów, wodowskazy ze studni zbiorczej i ze zbiornika, przyrządy tablicy rozdzielczej przy napędzie elektrycznym, wreszcie główny wodomierz, powinny być umieszczane przejrzysto umożliwiając odczyty wskazań i obserwację bez niepotrzebnego chodzenia.

Aparat telefoniczny umieszczamy w pobliżu zwykłego miejsca przebywania dyżurnego.

Na każdej stacji pomp należy przewidzieć odpowiedniej wielkości rezerwy pomp i maszyn, aby w okresie niezbędnych remontów praca jej nie uległa zakłóceniu. Wielkość rezerwy w wykonanych zakładach waha się w granicach

12÷100% instalacji koniecznej dla prowadzenia normalnej pracy. Co do wielkości rezerwy nie mogą być dane żadne obowiązujące zasady: zależy ona będzie przede wszystkim od pojemności zbiornika wyrównawczego, dalej — od pewności działania maszyn oraz od zabezpieczeń przed przerwą w dopływie prądu elektrycznego. Należy wziąć pod uwagę również zaopatrzenie magazynu w części zapasowe, odległość dostawców maszyn, okoliczności, czy chodzi o maszyny seryjne, czy też konstrukcje specjalne, dla których termin dostawy części zapasowych jest długi. Szczególnie przy napędzie elektrycznym przewiduje się częstokroć inny rezerwy rodzaj napędu. Aby w takich przypadkach nie było konieczne zakładanie 100% rezerwy dla pomp, celowe jest rezerwę tak obmyśleć, aby w wypadkach przerwy w dostawie prądu wytworzyć go we własnym zakładzie przy pomocy maszyn ciepłych. W ten sposób te same maszyny napędowe mogą służyć jako prądnice podczas zaburzeń na sieci przesyłowej, w pewnych zaś przypadkach urządzenie takie może stanowić rezerwę dla innych zakładów.

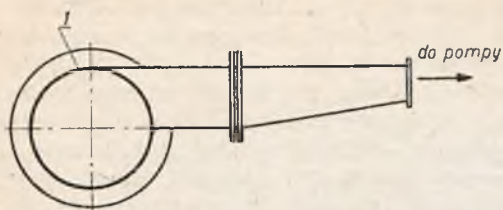


Rys. 173. Przykłady układu pomp i przewodów na stacjach pomp

Pewność pracy zostaje zwiększona, gdy zainstaluje się większą ilość mniejszych jednostek; w celu zaoszczędzenia na częściach rezerwowych należy starać się ustawiać jednostki tej samej wielkości. Instalowanie maszyn następuje stopniowo w ten sposób, że największy wydatek pomp musi być dostosowany do rozbioru rosnącego z biegiem czasu. Przy obiorze wielkości jednostek miarodajna jest,



poza całkowitym rozbiorem, również długość dnia roboczego. Jako najdłuższy dzień roboczy można brać pod

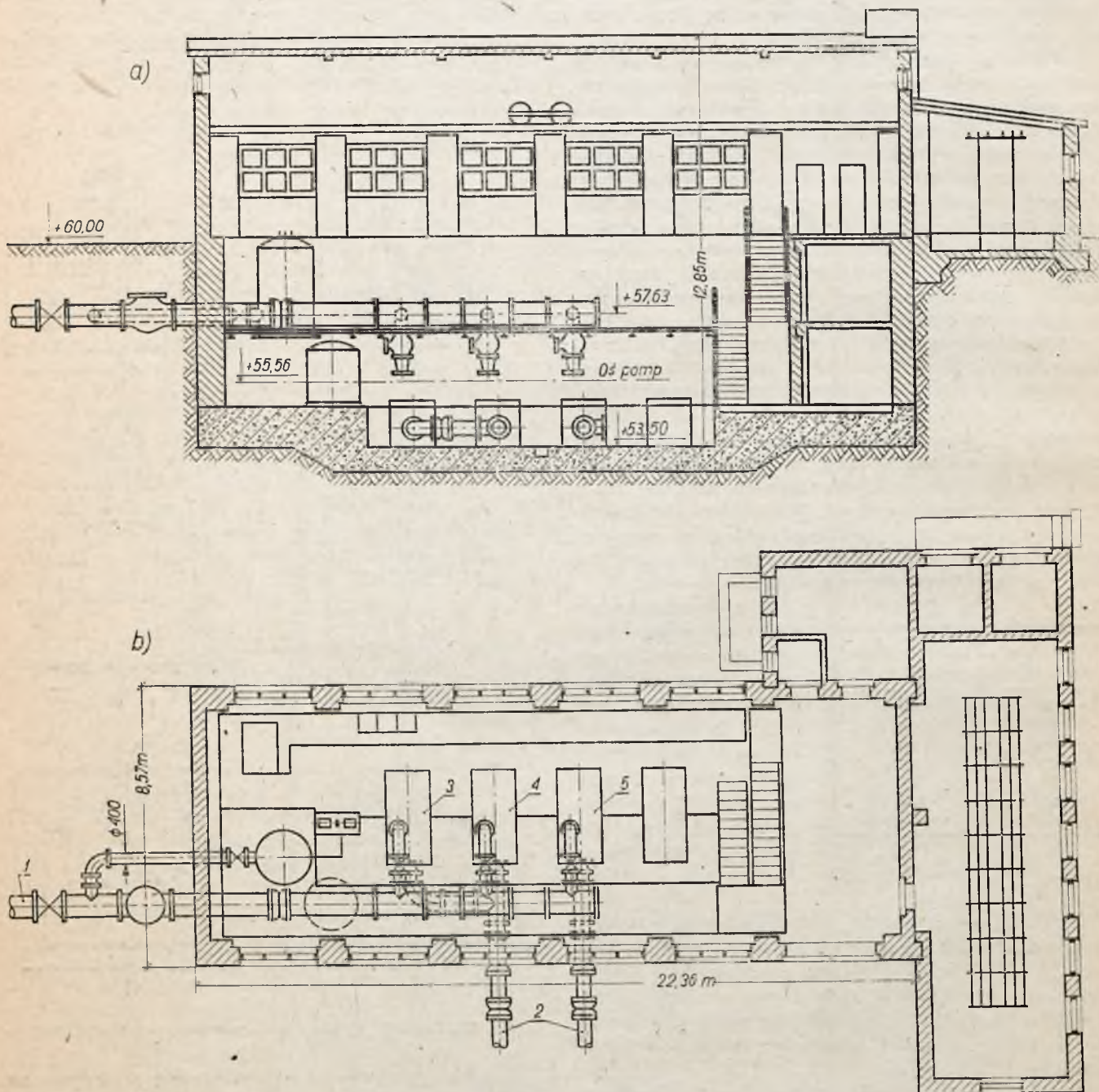


Rys. 174. Połączenie przewodu ssawnego z pompą  
1 — przewód ssawny

uwagę 22 godziny. Pozostałe 2 godziny są potrzebne na konserwację, przegląd maszyn, itd. Zakłady o początko-

Wybór napędu pompowego najodpowiedniejszego dla zakładu opiera się przede wszystkim na rozważaniach gospodarczych; z reguły okaże się, że napęd elektryczny, dostarczany z większej centrali okręgowej lub sieci przesyłowej krajowej, jest najkorzystniejszy. Również wówczas, gdy napęd elektryczny jest droższy niż inny, wybór pada na napęd elektryczny ze względu na czystość pracy i stałą gotowość.

Jeżeli doprowadzany jest prąd elektryczny o wysokim napięciu, co będzie miało zawsze miejsce, gdy stacja pomp położona jest w większej odległości od osiedla, konieczne jest ustawienie specjalnej podstacji transformatorowej. Umieszcza się ją na stacji pomp lub też w specjalnym zamkniętym pomieszczeniu.

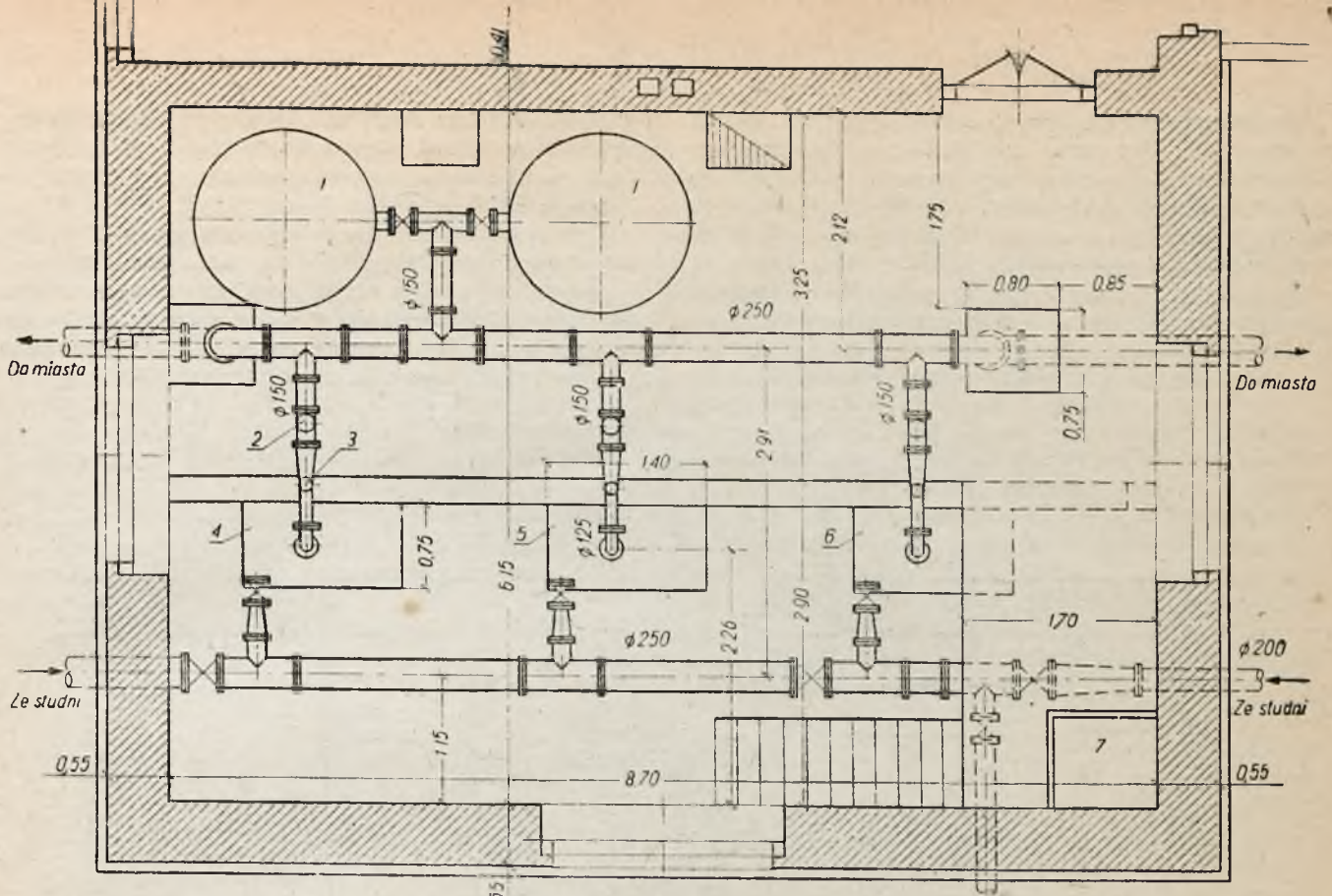


Rys. 175. Stacja pomp  
a — przekrój podłużny, b — plan; 1 — przewód tłoczny, 2 — przewód ssawny, 3 — pompa I, 4 — pompa II, 5 — pompa III

wym krótkim czasie pracy mogą dostosować się do rosnącego rozbioru przez przedłużanie czasu pracy, odsuwając w ten sposób potrzebę powiększania instalacji.

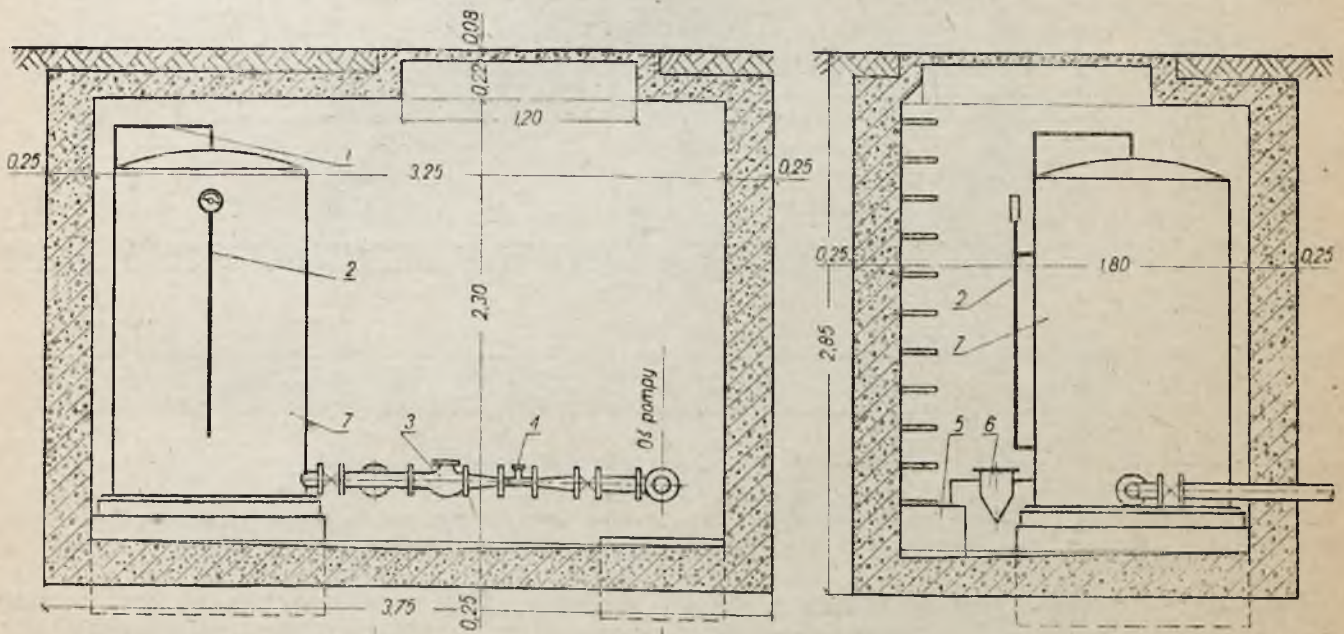
Na schematach (rys. 173) pokazano możliwości rozplanowania położenia pomp i przewodów przy nieparzystej oraz parzystej liczbie jednostek.





Rys. 176. Projekt stacji pomp

1 — zbiornik wodno-powietrzny, 2 — kłapa zwrotna, 3 — wodomierz, 4 — pompa III, 5 — pompa II, 6 — pompa I, 7 — chlorowalnia



Rys. 177. Przykład pomocniczej stacji pomp

1 — przewód doprowadzający sprężone powietrze, 2 — szkło wodowskazowe i manometr, 3 — kłapa zwrotna, 4 — wodomierz, 5 — sprężarka, 6 — odoliwiacz, 7 — zbiornik wodno-powietrzny



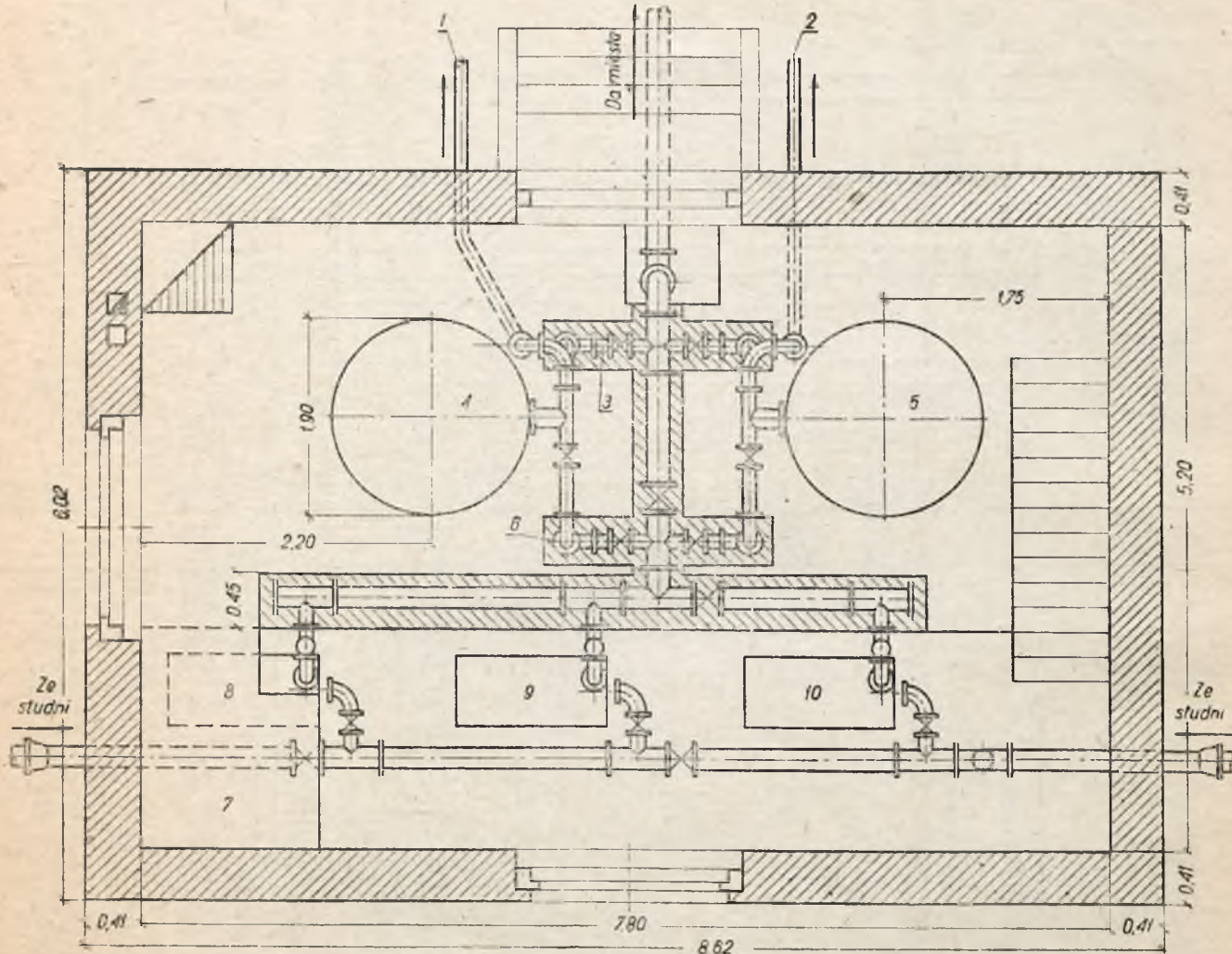
W pomieszczeniu na pompy ustawia się pompy i silniki. Generatory na gaz ssany lub kotłownię umieszcza się w bezpośrednim sąsiedztwie pomieszczenia na pompy, jednak w oddzielnym pomieszczeniu. Tylko w bardzo małych zakładach, gdzie jeden dyżurny obsługuje maszyny i kocioł, może okazać się konieczne pomieszczenie wspólne.

Poszczególne pompy najlepiej połączyć oddzielnymi przewodami ssawnymi ze studnią zbiorczą; gdzie nie jest to możliwe ze względu na brak miejsca, dołącza się maszyny grupami do przewodu ssawnego. Doprowadzający

-szczelną. Powietrze zbierające się w górnej części zasuwy powoduje trudności przy uruchamianiu i pracy pomp. Wskazane jest przeto ustawianie zasuwy w położeniu poziomym, a nie, jak zwykle, pionowym.

Wszystkie przewody tłoczne łączy się we wspólny przewód główny, prowadzący wodę do sieci rozdzielczej.

Przewody w obrębie stacji pomp buduje się z rur kołnierzowych. W celu umożliwienia swobodnej obsługi umieszcza się je poniżej poziomu posadzki; przy mniejszych wymiarach średnic — w kanałach przykrytych blachą row-



Rys. 178. Projekt stacji pomp

1 — przewód doprowadzający wodę do płukania odzależniacza I, 2 — przewód doprowadzający wodę do płukania odzależniacza II, 3 — woda czysta, 4 — odzależniacz I, 5 — odzależniacz II, 6 — woda surowa, 7 — chlorownica, 8 — pompa I, 9 — pompa II, 10 — pompa III

przewód ssawny ma większą średnicę niż średnica otworu ssawnego pompy i dlatego przy wykonywaniu połączenia należy wstawić redukcję. W celu zabezpieczenia przed tworzeniem się worków powietrznych stosować należy na odgałęzieniu nienormalne trójniki oraz niesymetryczne zwężki (rys. 174). W studni zbiorczej na przewodzie ssawnym umieszczony jest zawór stopowy, gdyż pompy wirnikowe nie zasysają samoczynnie i z tego powodu przy pierwszym uruchamianiu przewód ssawny musi być zalany wodą. Jeżeli os pompy leży poniżej najwyższego możliwego stanu studni zbiorczej (po dłuższej przerwie w ruchu), to w przewodzie ssawnym przed pompą musi być wbudowana zasuwa, aby woda w czasie napraw nie wpływała przez rurę ssawną do pomieszczenia dla pomp. Jeżeli do przewodu ssawnego dołącza się więcej pomp, każda z nich powinna być odcinana zasuwą. Zasuwy na przewodzie ssawnym powinny mieć specjalną konstrukcję powietrzno-

kowaną. Szerokość kanałów powinna być taka, aby można było dokręcać i rozkręcać śruby łączące kołnierze. Przewody o większych średnicach umieszcza się w korytarzach, pod posadzką pomieszczenia na pompy. Niektóre rozwiązania przewidują umieszczanie przewodów przy ścianach. Dojście od pomp do głównego przewodu tłoczego daje się wówczas na takiej wysokości, aby istniało swobodne przejście pod przewodami. Zasadą, której należy przestrzegać przy rozplanowaniu, jest przede wszystkim to, żeby przewody zarówno ssawne, jak i tłoczne szły liniami jak najprostszymi, gdyż wszelkie zmiany kierunku, załomy, powodują niepotrzebne dodatkowe straty ciśnienia przy przepływie wody. Ciężar przewodów nie powinien przenosić się na pompy. Przewody powinny być podtrzymywane specjalnymi podporami, wspornikami, itp. Przed każdą pompą umieszcza się zasuwę regulującą i klapę zwrotną, a za dołączeniem ostatniej pompy — wodomierz.



Na przewodzie wyjściowym powinien być wbudowany wodomierz Venturiego dla określenia łącznego wydatku stacji pomp, przy czym pożądanym jest przyrząd samopiszący. Dokładność jego wskazań będzie zapewniona, jeśli będzie umieszczony na prostym odcinku przewodu; przed wodomierzem konieczny jest odcinek prosty o długości równej co najmniej 6-krotnej mniejszej średnicy przewodu pomiarowego. W pomieszczeniach na pompy ustawia się również urządzenie do odpowietrzenia lewaru.

W sąsiedztwie pomieszczenia na pompy powinien być urządzony warsztat, w którym mogą być przeprowadzane prostsze naprawy; części zapasowe, smary i środki do czyszczenia powinny być przechowywane pod zamknięciem w maszynowni.

Pomieszczenia na ustawienie kotłów lub urządzenia na gaz ssany powinny być ulokowane możliwie blisko pomieszczenia na pompy w celu skrócenia wszystkich przewodów.

Lokale dla obsługi powinny być proste, ale możliwie wygodne. Pamiętać należy o ogrzewaniu, wentylacji oraz umywalni i ubikacji. Ścieki powinny być odprowadzane

w ten sposób, aby nie mogło nastąpić zanieczyszczenie gruntu. Połączenie stacji pomp z mieszkaniami dla personelu, z wyjątkiem bardzo małych urządzeń, nie jest wskazane. Mieszkania powinny znajdować się w osobnych domach w pobliżu stacji pomp.

Na rys. 175, 176, 177 i 178 pokazano rozplanowanie kilku stacji pomp.

W punktach sieci rozdzielczej o wysokim wzniesieniu terenu lub tam, gdzie magistrale posiadają niedostateczny przekrój, mogą powstawać niepożądane niskie ciśnienia. Sytuację można poprawić przez wybudowanie pomocniczej stacji pomp. Stacje takie są niezbędne przy strefowanym zaopatrywaniu osiedla, gdy rozłożone jest ono na terenie o dużych różnicach poziomu, wodę zaś czerpie się nisko. W stacjach takich, pompy czerpią wodę z największego przewodu i tłoczą ją do przewodu, który zaopatruje sieć rozbiorną strefy górnej. Z przewodem tym może być połączony zbiornik wodociągowy. Praca pomp jest zwykle zautomatyzowana; wymagają one obsługi tylko okresowo dla sprawdzenia pracy i naoliwienia łożysk. Pomocniczą stację pomp przedstawiono na rys. 177.



## GROMADZENIE WODY

## 1. ZBIORNIKI WODOCIĄGOWE

Zadania, które mają spełnić zbiorniki wodociągowe, są dość różnorodne. Jednym z głównych jest zadanie wyrównania wahań w rozbiórze w stosunku do ujętej wody, w rzadszych wypadkach — wahań dopływu w stosunku do rozbioru. Zadanie pierwsze spełniają zbiorniki umieszczone w sieci rozdzielczej, zadanie drugie — zbiorniki budowane na ujęciu wody lub w celu jej ujęcia. Te ostatnie stanowią będą duże zbiorniki wodociągowe retencyjne, powstające przez zamknięcie dolin rzecznych, gromadzące wodę z okresów zwiększonego przepływu na czas posuchy, lub też niewielkie zbiorniki w postaci studzien zbiorczych, gromadzące równomiernie stale dopływającą wodę w celu umożliwienia pobierania jej przez krótki przeciąg czasu w ilości znacznie przewyższającej dopływ.

Przez zbiorniki wodociągowe rozumiemy zbiorniki przeznaczone do gromadzenia wody, połączone bezpośrednio z siecią rozdzielczą. Takie gromadzenie wody musi się odbywać w razie potrzeby na określonej wysokości i stąd jest czasami nazywane wzniesionym magazynowaniem sieciowym.

Ze względu na nierównomierny rozbiór wody przez jej użytkowników powstają różnice pomiędzy dopływem wody do sieci rozdzielczej z ujęcia a jej zużyciem. W celu ugodnienia rozchodu z przychodem można dostosowywać dopływ wody do sieci odpowiednio do rozbioru przez zastosowanie urządzenia hydroforowego i zautomatyzowaną pracę pomp. Przy takim układzie warunkiem jest, aby dopływ wody na ujęciu pokrywał rozbiór szczytowy. Można też dostosowywać rozbiór do równomiernego dopływu wody z ujęcia przez włączenie urządzenia w postaci zbiornika sieciowego, którego praca przebiega podobnie, jak praca zbiornika retencyjnego. Okresy pracy, gromadzenie i opróżnianie się, wobec względnie niewielkich pojemności, ograniczone są zwykle do przeciągu jednej doby. W godzinach nadmiaru wody z ujęcia nad rozbiorem nadwyżka gromadzona jest w zbiorniku tworząc zapas, z którego czerpie się wodę, gdy rozbiór przewyższa dopływ wody z ujęcia. Wyrównanie powinno być przeprowadzone w ten sposób, aby w jak największym stopniu były od siebie niezależne różne składowe, a zasadnicze części urządzenia wodociągowego. Niezależność jest pożądana z punktu widzenia pewności ruchu. W niektórych przypadkach niezależność jest konieczna z uwagi na właściwości wody.

Gromadzenie wody przeprowadza się również w celu stworzenia jej rezerwy na wypadek znacznie zwiększonego zużycia w czasie pożaru oraz w celu posiadania zapasu na czas przerw w dostawie wody z ujęcia, spowodowanych przerwą w pracy pomp, uszkodzeniem przewodu dosyłowego, itp. Przerwa w pracy pomp może być przypadkowa lub zgodna z programem ich pracy i pomyślana dla niezbędnej kontroli maszyn, ich naprawy i konserwacji. Częstokroć

korzystne jest unieruchomienie pomp w godzinach szczytowego rozbioru energii elektrycznej.

Gdy przewód doprowadzający wodę od ujęcia do miejsca rozbioru jest dłuższy, zbiornik wyrównawczy lub przejściowy stanowi środek, pozwalający na zmniejszenie wymiarów średnicy przewodu. Na tym też opiera się możliwość zmniejszenia mocy pomp oraz rozmiarów filtrów, czy też innych urządzeń do oczyszczania wody, co jest pożyteczne z uwagi na oszczędność.

Z punktu widzenia uzdatnienia wody zbiorniki mają znaczenie o tyle, że może się w nich odbywać jeden z procesów oczyszczania wody: przy pomocy osadzania, wytrącania chemicznego lub filtracji. Jeżeli rzeki prowadzą czasowo silnie zanieczyszczone wody, to przez ten czas woda może być czerpana tylko ze zbiornika.

Małe zbiorniki służą często jako człon pośredni przy przejściu z zamkniętych przewodów w otwarte lub odwrotnie, stosuje się je również w celu zmniejszenia ciśnienia w przewodach zamkniętych. Zbiorniki wzniesione ponad teren zaopatrywania, przy końcu długiej sieci rozbiorczej oraz u granic stref zaopatrzenia, stanowią samoczynne regulatory, ujednostajniające ciśnienie w sieci przewodów w zmiennych warunkach rozbioru.

Gromadzenie wody powiększa sprawność i elastyczność sieci rozdzielczej. Włączenie zbiornika do sieci rozdzielczej daje częstokroć korzyści gospodarcze w kosztach założenia oraz ruchu.

Potrzeby gromadzenia wody w przypadku grawitacyjnego doprowadzania wody są nieco inne niż w przypadku tłoczenia jej pompami. Na ogół przy doprowadzaniu wody od ujęcia do miejsca rozbioru potrzebne są stosunkowo długie przewody zasilające. Rozmiar tych przewodów zasilających jest uzależniony od największego przepływu i wymaganego rozporządzalnego ciśnienia. Bez zbiornika wydajność stacji pomp, stacji filtrów i przewodów zasilających musi być równa maksymalnemu rozbiorowi (wraz z wodą pożarową). W razie bezpośredniego tłoczenia wody do sieci rozbiorczej, zmiana w rozbiórze powoduje często zmiany w pracy i wydajności pomp. Ten sposób pracy powoduje obniżenie sprawności pomp oraz zwiększa koszty prądu. Zbiornik wyłącza potrzebę pracy pomp przy zmiennym wydatku i umożliwia jej ujednostajnienie. Stopień usprawnienia zależy od rozporządzalnej pojemności zbiornika.

Ciśnienie uzależnione jest od wysokości położenia źródła wody lub wysokości tłoczenia na pompach, natomiast maksymalny przepływ przez główny przewód zasilający uzależniony jest od objętości zaprojektowanego zbiornika. Przy odpowiednio obranej pojemności zbiornika zostaje zmniejszony dopływ wody z ujęcia, co przy zadanej stracie ciśnienia pozwala zastosować mniejszą średnicę przewodu magistralnego. Zmniejszenie kosztów budowy przewodu doprowadzającego pozwoli na pokrycie kosztów bu-



dowy zbiornika, jeżeli nie całych, to przynajmniej ich części; zbiornik ten poza tym daje zabezpieczenie dopływu wody do sieci w razie uszkodzenia przewodu idącego od ujęcia.

Wpływ gromadzenia sieciowego wody na ciśnienie wyraża się przez wyrównanie ciśnienia. Ponieważ strata ciśnienia wywołana oporami ruchu jest proporcjonalna do długości przewodów, którymi płynie woda, jasne jest, że najniższe ciśnienia będą istniały w dzielnicach odległych od stacji pomp. Strata ciśnienia w przewodach zmienia się w przybliżeniu proporcjonalnie do kwadratu prędkości wody. Zmiana w wydatku tłoczzonej wody do sieci wpływa na zmianę ciśnienia. Zbiornik sieciowy umieszczony na odpowiedniej wysokości wpływa na zmniejszenie zmian ciśnienia, tworząc drugie źródło zaopatrzenia, z którego dopływa woda wówczas, gdy ciśnienie w obsługiwanych dzielnicach spadnie poniżej wysokości, odpowiadającej poziomowi zwierciadła wody zmagazynowanej.

### Pojemność

Pojemność zbiornika sieciowego uzależniona jest od kilku czynników. W celu jej określenia konieczna jest przede wszystkim znajomość przebiegu rozbioru w dniu największego spożycia. Zwykle przyjmuje się do tego pewne założenia, zgodne z danymi statystycznymi zebranymi dla czynnych zakładów wodociągowych. Należy również wiedzieć, czy dopływ wody z ujęcia będzie się odbywał stale równomiernie w ciągu całej doby, co jest regułą w razie grawitacyjnego dopływu ze źródeł, czy też tylko przez pewną ilość godzin w ciągu doby, jak to zwykle bywa w razie sztucznego podnoszenia wody, przy czym ważny jest rozdział tej pracy w ciągu dnia.

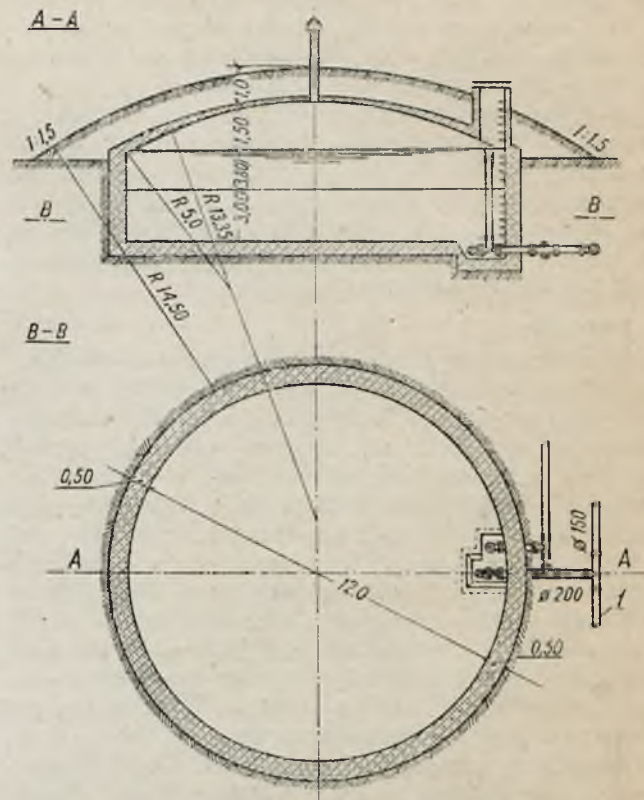
Rozkład rozbioru zależy w wysokim stopniu od wielkości i charakteru osiedla, zajęć mieszkańców, ich stopnia kultury i przyzwyczajzeń; im miejscowość jest mniejsza, im nosi bardziej rezydencyjny charakter, bez przemysłu, tym bardziej nierównomiernie waha się rozbiór godzinowy i tym stosunkowo większy powinien być zbiornik wyrównawczy. Jeżeli zbiornik ma spełniać zadanie wyrównania dopływu i odpływu w ten sposób, aby nie być nigdy próżnym, to jego pojemność musi równać się co najmniej sumie godzinowych dodatnich i ujemnych odchyłek od wartości średniej. Stosownie do danych z praktyki wartość ta zależy od warunków miejscowych waha się w granicach 20÷60% sumy maksymalnego spożycia dobowego.

Określenie pojemności zbiornika może być przeprowadzone analitycznie lub wykreslnie. Sposób obliczania pojemności zbiornika objaśniono na początku książki. Określona w ten sposób pojemność zbiornika stanowi minimum, które wystarcza do wyrównania pomiędzy dopływem a rozbiorem w przeciągu przyjętego do rozważań okresu czasu. Zbiornik ma jednak również zadanie utrzymania stałej rezerwy na cele przeciwpożarowe. Do określonej więc uprzednio objętości dodać należy rezerwę pożarową z dostatecznym zapasem wody; rezerwa ta zależy od szczególnych życzeń straży pożarnej i wartości chronionych obiektów. Z reguły w miejscowościach małych wymaga się, aby w zbiorniku znajdował się zawsze 3-godzinny zapas pożarowy dla zaopatrzenia jednego lub dwóch hydrantów po 5 l/sek. Rezerwa pożarowa w małym mieście wynosić więc powinna około 30 m<sup>3</sup>. W dużych miastach wymagania są znacznie większe.

Normy radzieckie<sup>1)</sup> przewidują konieczność utrzymania stałego zapasu wody pożarowej w wysokości równej 3-godzinnemu zapotrzebowaniu. Zapas ten powinien być

zabezpieczony od zużycia na inne cele. Przepisy określają również czas potrzebny na wznowienie zapasu wody pożarowej po jego wyczerpaniu; czas ten wynosi od 24 do 36 godzin.

W niektórych przypadkach na wypadek pożaru przewiduje się czerpanie wody ze specjalnych zbiorników pożarowych, założonych pod ziemią (rys. 179), które zapełnia



Rys. 179. Zbiornik na wodę pożarową  
1 — przewód doprowadzający

się wodą wodociągową lub z innych źródeł. Założenie takich zbiorników nie zmniejsza ogólnej pojemności budowanych zbiorników, natomiast zmniejsza koszt rurociągów, gdyż nie muszą być one obliczone na największy przepływ pożarowy i wykonanie tego rodzaju zbiorników pożarowych kosztuje mniej niż budowa zbiorników wody do picia, nie stawia się bowiem zbiornikom do wody pożarowej szeregu wymagań obowiązujących w przypadku zbiorników do wody używanej do celów gospodarczych.

Ogólnie dla zbiorników gruntowych zaopatrywanych grawitacyjnie przyjmuje się objętość równą sumie maksymalnego spożycia dobowego. Jeżeli doprowadzenie odbywa się za pomocą pomp i długiego przewodu tłoczego, na którym mogą się przytrafić dłużej trwające naprawy, to zaleca się, o ile miejsce na to pozwala, wykonanie zbiornika o pojemności wystarczającej do zaopatrzenia mieszkańców w okresie całego czasu potrzebnego na usunięcie uszkodzenia silnika, pompy lub przewodu tłoczego. Czas ten zależy od natury uszkodzenia i środków, którymi się rozporządza. Większość uszkodzeń może być usunięta w ciągu około 12 godzin.

W przypadku zakładów wodociągowych średnich lub dużych dla ilości mieszkańców większej niż 5000, zbiornik gruntowy powinien zawierać co najmniej połowę maksymalnego spożycia dobowego. Tylko w przypadku zbiorników na wieży w zakładach średniej i dużej wielkości pojemności, z uwagi na koszt, ogranicza się do wielkości ko-

<sup>1)</sup> NSP 102—51 (Normy stroitielnowo projektirowanja).



mecznej, tj. do sumy odchyłek dodatnich i ujemnych plus zapas, który zużywany jest na zwalczanie pożarów.

Najodpowiedniejsza pojemność zbiornika sieciowego w poszczególnych przypadkach może być określona: z porównania kosztów gromadzenia ze zmniejszonym kosztem pompowania przy zadanej pojemności zbiornika, ze zmniejszenia kosztów urządzeń bezpieczeństwa pożarowego, które muszą być przewidziane, oraz z korzyści z bardziej równomiernego ciśnienia, które uzyskuje się w sieci. Pierwszy czynnik może być określony zupełnie ściśle przy danych warunkach, pozostałe mają duże znaczenie, lecz rachunkowa ocena ich wartości jest sprawą trudną.

Zbyt duża pojemność zbiornika nie jest pożądana ze względu na stagnację wody. W latach ostatnich względem na higienę wysuwa dążenie do pracy przy możliwie najmniejszej pojemności zbiornika. Im dłużej będzie przebywać woda w zbiorniku, tym więcej w niej będzie rozwijać się bakterii, co jest objawem niepożądanym, pomimo że mogą być one nieszkodliwe.

### Położenie

Najkorzystniejszym miejscem pod zbiornik wodociągowy jest, uwzględniając gęstość zabudowy, środek ciężkości obsługiwanej obszaru. Przy takim położeniu otrzymuje się najmniejsze przekroje przewodów i koszt sieci przewodów jest najmniejszy. Również ciśnienia na obszarze zaopatrywania są najbardziej jednostajne. Z reguły topografia miasta, jego rozplanowanie, dostępność terenów, jak również kierunek zaopatrzenia nie zezwalają na uwzględnienie w pełni tego warunku, ponieważ zwierciadło wody w zbiorniku musi leżeć o pewną ilość metrów wyżej niż obszar zaopatrywania. W większości przypadków o położeniu zbiornika decydują miejscowe warunki terenowe, bardzo dużą bowiem wagę należy zwracać na wysokość kosztów budowy. W celu ich zmniejszenia zbiorniki umieszcza się na naturalnych wzniesieniach terenu. Koszty budowy zbiornika są tym mniejsze im mniej wysokość terenu budowy odbiega od potrzebnej wysokości zbiornika. W górzystym przeto terenie wysokość położenia terenu budowy odgrywa decydującą rolę. Tylko w zupełnie płaskich okolicach, gdzie zbiornik ma kształt wieży, trzeba dostosować się możliwie do uwagi, wypowiedzianej na początku ustępu. W każdym razie należy starać się przysuwać zbiornik możliwie blisko środka ciężkości obszaru zaopatrywania. Naturalne wzniesienia, nadające się do umieszczenia zbiorników, położone są bardzo rozmaicie w stosunku do zabudowy osiedli i przy wyborze miejsca należy zdecydować, które z wzniesień jest najodpowiedniejsze.

Zależnie od wzajemnego położenia ujęcia, zbiornika i sieci rozdzielczej rozróżniamy kilka rodzajów zbiorników, a mianowicie: przepływowy, znajdujący się między ujęciem a obszarem zaopatrywania, przez który przechodzi cała woda, zanim się ją doprowadzi do sieci rozdzielczej; zbiornik końcowy, znajdujący się poza terenem zaopatrywania, do którego dopływa tylko ta część wody, która przy swym przepływie nie została zużyta w sieci oraz pomocniczy zbiornik końcowy, który będąc w podobny sposób przyłączony do sieci jak zbiornik końcowy, służy jako pomoc dla zbiornika przepływowego.

W ostatnich dwu przypadkach kierunek przepływu wody w części sieci zmienia się kilkakrotnie w ciągu doby, zależnie od tego, czy zbiornik się napenia, czy też opróżnia. Zbiornik końcowy daje nieco większą pewność ruchu niż zbiornik przepływowy, gdyż woda w okresach zwiększonego rozbioru dopływa z dwóch przeciwnych stron. Układ ten nie może być na ogół zastosowany w razie grawitacyjnego doprowadzania wody.

Gdy zbiornik przepływowy nie znajduje się w środku ciężkości, to układ ciśnień w części osiedla oddalanej od zbiornika nie jest korzystny. Poza tym istnieje możliwość całkowitego odcięcia dopływu wody w razie uszkodzenia rurociągu za zbiornikiem. Przez wybudowanie zbiornika końcowego uzyskuje się bardziej jednostajny rozkład ciśnień, gdyż w okresie największego rozbioru część zapotrzebowania pokrywana jest bezpośrednio, pozostała część — ze zbiornika. Jeżeli współdziałają ze sobą zbiorniki przepływowy i pomocniczy końcowy, to ciśnienia w stosunku do układu ze zbiornikiem końcowym zmieniają się stosunkowo niewiele, jednak pewność ruchu zwiększa się, gdyż w razie unieruchomienia przewodu doprowadzającego zapewniony jest dopływ z obu zbiorników.

Zbiornik przepływowy przed obszarem zaopatrywania działa jednocześnie zmniejszając ciśnienie w tym znaczeniu, że ciśnienie wody zależy od poziomu zwierciadła wody w zbiorniku. Natomiast w przypadku zbiornika końcowego najwyższe ciśnienie statyczne w sieci rozbiorczej jest zależne od zwierciadła wody na ujęciu.

Odnawianie się wody w zbiorniku końcowym jest gorsze.

Warunki miejscowe, jakość wody, pewność ruchu, a głównie koszty decydują przeto w poszczególnych przypadkach o tym, czy należy oddać pierwszeństwo zbiornikowi końcowemu czy też przepływowemu, lub też czy nie zastosować jeszcze innego rozwiązania.

Jeśli obszary zaopatrywania są duże, to korzystne jest zastosowanie wielu zbiorników, w których zwierciadło wody znajduje się na tej samej lub na różnych wysokościach. Pojemność zbiornika nie zależy od tego, czy zbiornik umieszczony jest w jednym lub kilku punktach obszaru rozbiorczej. Większa liczba zbiorników zwiększa pewność ruchu, polepsza rozkład ciśnień oraz z reguły umożliwia uzyskanie oszczędności na kosztach sieci. Z drugiej strony koszt budowy jednego zbiornika jest mniejszy od kosztu kilku o tej samej łącznej pojemności.

### Poziom

Poziom wody w zbiorniku musi być uzgodniony z poziomem wody na ujęciu w razie jej grawitacyjnego doprowadzenia lub z wysokością jej tłoczenia na pompach w razie sztucznego podnoszenia wody. Poziomy te muszą leżeć tak wysoko nad terenem, aby przy uwzględnieniu strat przy przepływie wody zapewnione było wszędzie dostateczne ciśnienie, umożliwiające swobodny wypływ wody na wysokości odpowiadającej projektowanej wysokości zabudowy.

Nie należy podwyższać ciśnień w przewodach ze względu na pojedyncze domy wyrastające ponad normalnie przyjętą wysokość zabudowy, gdyż obciążałoby to niepotrzebnymi stałymi większymi kosztami ruchu całość urządzenia. Racjonalniejsze wówczas będzie zaopatrzenie takiego domu lub grupy domów w dodatkowe urządzenia podnoszące ciśnienie. Linia ciśnienia nie powinna leżeć wyżej niż około 60 m ponad najniższymi miejscami ulic, aby nie wywołać zbyt dużych ciśnień w sieci rozbiorczej i domowej. Przy większych ciśnieniach zbyt silnie zużywają się urządzenia rozbiorcze. Jeżeli teren zaopatrywania wykazuje różnice wysokościowe większe niż 60 m, wskazane jest podzielić go na kilka oddzielnych stref.

Przy ustalaniu wysokości, na jakiej zbiornik powinien być wybudowany, należy rozróżnić układ zbiornika przepływowego, zbiornika końcowego lub pomocniczego końcowego. Zbiorniki przepływowe są wykonywane w układach, gdzie woda dopływa grawitacyjnie wysoko, gdyż w ten sposób istnieje do rozporządzenia większa strata ci-



śnienia na pokonanie oporów w przewodach, które mogą być wykonane o mniejszych przekrojach.

Górną granicę położenia zbiornika, jak wspomniano wyżej, stanowi dopuszczalne ciśnienie dla zastosowanych rur i materiałów instalacyjnych. Rury żeliwne oraz przewody instalacji domowych nie powinny być narażone na wyższe ciśnienie niż 10 atn. W godzinach nocnych, w czasie których rozbiór jest bardzo niewielki, linie ciśnień przebiegają prawie poziomo, tak że w całej sieci ciśnienie odpowiada położeniu zwierciadła wody w zbiorniku. Zbiornik przepływowy może być więc położony co najwyżej 100 m ponad najniższymi punktami dzielnic połączonych z nim bezpośrednio. Dla dzielnic miasta położonych niżej powinno być przewidziane zmniejszenie ciśnienia.

Jeżeli mamy do czynienia ze sztucznym podnoszeniem wody, wysokość położenia zbiornika przepływowego należy ustalić na podstawie rozważań gospodarczych, które polegać będą na zbadaniu, czy korzystniejsze jest umieszczenie zbiornika na większej wysokości z przewodami magistral o mniejszej średnicy, czy też wykonanie przewodów o większych przekrojach przy zbiorniku umieszczonym niżej, odpowiednio do mniejszych strat. Przy różnej wysokości zbiornika określa się średnice przewodów głównych oraz oblicza się odpowiednio do wysokości zbiornika roczne koszty ruchu, wreszcie oprocentowanie i amortyzację kapitału wyłożonego na budowę przewodów. Najodpowiedniejszą wysokością jest ta, przy której suma obu wydatków osiąga minimum. W przypadku układu wysokościowego terenu, wymagającego budowy wieży zbiornikowej, koszty budowy zależą w znacznym stopniu od wysokości wieży. Należy wówczas doliczać oprocentowanie i amortyzację od sumy wydanej na budowę zbiornika; podobnie należy postępować, jeżeli buduje się zbiornik terenowy, którego koszty budowy zależą od wysokości jego umieszczenia.

Określenie wysokości położenia zbiornika końcowego przeprowadza się dla szczytowego rozbioru wody w sieci rozdzielczej. Część miasta zaopatrywana jest wówczas w wodę z ujęcia, część w wodę ze zbiornika. W czasie zerowego rozbioru cały wydatek źródła, względnie cała ilość wody tłoczona pompami dopływa do zbiornika. Wypadek ten rozstrzyga przy określeniu maksymalnej wysokości tłoczenia na pompach. Gdy cała sieć rozdzielcza zaopatrywana jest z ujęcia lub zbiornika przepływowego, gdy rozbiór w sieci staje się równy dopływowi, linia ciśnień od krańca miasta do zbiornika końcowego przebiegać powinna poziomo, co oznacza, że zbiornik końcowy wcale nie dostarcza wody do sieci.

Układ linii ciśnienia wzdłuż przewodu łączącego ujęcie i zbiornik, lub też zbiornik przepływowy i końcowy, pokazano na rys. 162 i 163.

### Podział zbiorników

Zbiorniki wodociągowe podzielić można, zależnie od umieszczenia dna zbiornika w stosunku do terenu, na zbiorniki terenowe i zbiorniki wieżowe. Zbiorniki pierwszego rodzaju znajdują się całkowicie lub częściowo w wykopie, dno ich i ściany spoczywają bezpośrednio na gruncie. Chronione są one przed wpływami temperatury, budowa jest prostsza i tańsza oraz zawsze istnieje możliwość powiększenia ich bez specjalnych trudności.

Zbiorniki wieżowe umieszczone są nad terenem, na specjalnej podbudowie w postaci konstrukcji nośnej, na wysokości większej lub mniejszej, zależnie od miejscowych potrzeb. Coś pośredniego pomiędzy zbiornikiem terenowym a zbiornikiem wieżowym stanowią zastosowane w niektórych miejscowościach kolumny wodne. W nich, podobnie jak w zbiornikach wieżowych, zwierciadło wody

przy swoim najwyższym położeniu leży na dużej wysokości nad terenem, ściany zaś sięgają aż do terenu; tego rodzaju stojące rury są jednocześnie zbiornikami terenowymi o małym przekroju poprzecznym, a dużej głębokości.

## 2. ZBIORNIKI TERENOWE

Zbiorniki terenowe stosuje się zawsze tam, gdzie układ wysokościowy terenu pozwala na umieszczenie ich na blisko leżącym naturalnym wzgórzu. Stosowane są zbiorniki terenowe o bardzo różnych kształtach przekrojów poprzecznych. Najczęstsze i najwłaściwsze są kształt kołowy oraz prostokątny. Inne kształty mają uzasadnienie tylko w dostosowaniu konstrukcji zbiornika do rozporządzalnego miejsca.

Dla zbiorników jednokomorowych, na ogół rzadko stosowanych, przy pojemności poniżej 25 m<sup>3</sup>, najodpowiedniejszy jest kształt kwadratowy. Przeważnie zbiorniki wykonywane są jako dwukomorowe, przy czym, jeżeli nie wchodzi w grę specjalne względy, najodpowiedniejszy będzie kształt kołowy.

Ściany takiego zbiornika narażone są tylko na siły podłużne, podczas gdy przy wszystkich innych kształtach ściany podlegają, poza działaniem sił podłużnych, działaniu momentów i z tego powodu powstaje możliwość tworzenia się pęknięć i większych nieszczelności. Przy zastosowaniu żelbetu koszt budowy zbiorników kołowych jest znacznie mniejszy niż koszt budowy zbiorników prostokątnych.

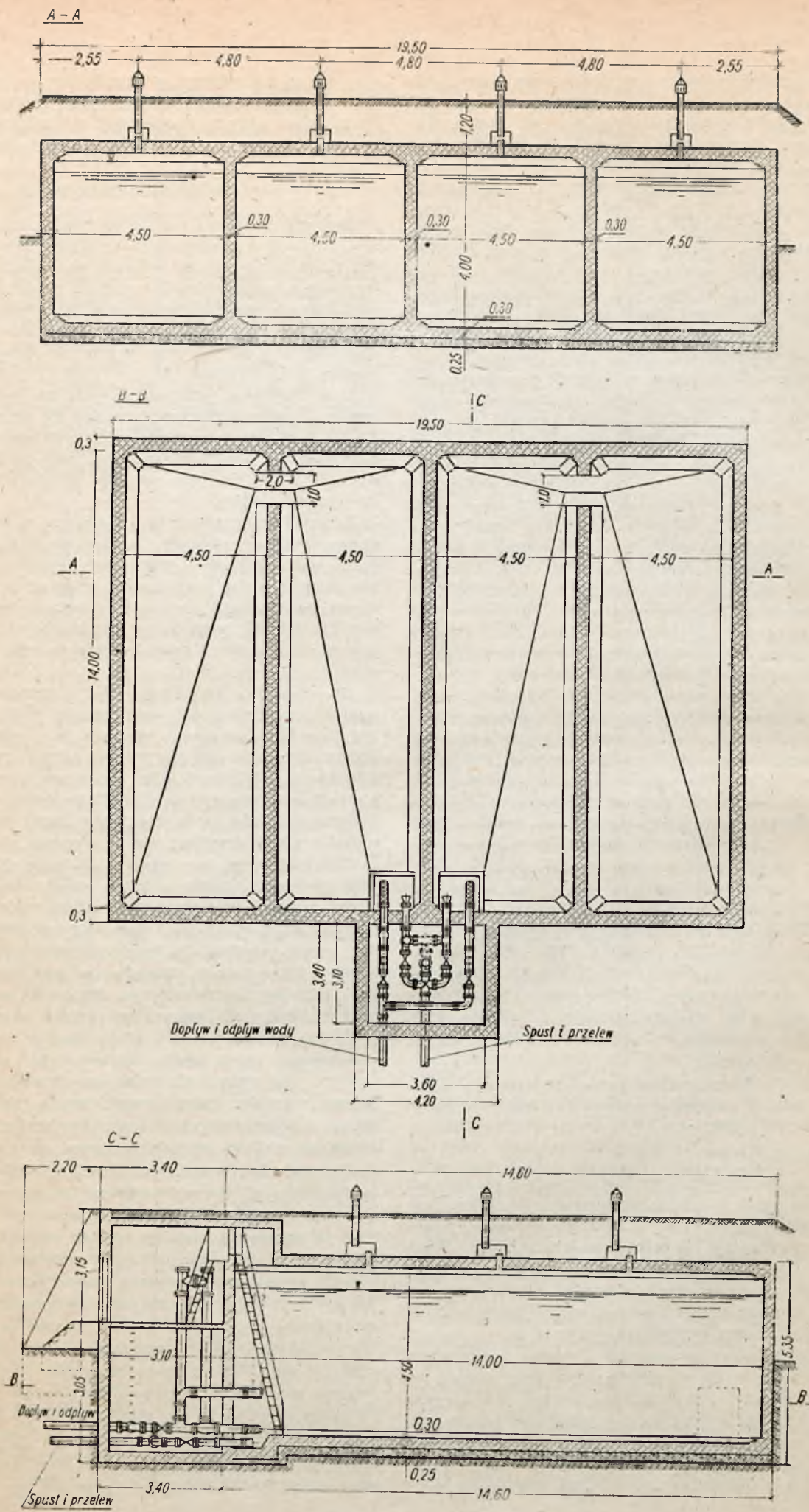
Dla zbiornika dwukomorowego o kształcie prostokątnym najkorzystniejszym przekrojem, tj. takim, dla którego w tych samych warunkach uzyskuje się najmniejsze koszty, jest przekrój o stosunku szerokości jednej komory równym 0,75 długości. Większej ilości komór niż dwie nie daje się z uwagi na koszty oraz ze względu na konieczność bardziej złożonego układu uzbrojenia przewodami. O ukształtowaniu zbiorników decydują zawsze warunki miejscowe.

Zbiorniki mogą być otwarte lub kryte. Na ogół zbiorniki otwarte stosowane są bardzo rzadko, raczej tylko dla wody surowej, nieoczyszczonej. Przykrycie służy jako ochrona przed możliwym zakażeniem zmagazynowanej wody i przed rozwojem alg. Przykrycie wykonywane jest, zależnie od konstrukcji zbiornika, w postaci płyt płaskich (rys. 180), płyt żebrowych (rys. 181) lub sklepień (rys. 182) oraz dla kołowych zbiorników również w postaci kopuły (rys. 183). Dla małych zbiorników kopuły rzadko znajdują zastosowanie, gdyż bardzo kosztowne jest wykonanie deskowań. Nie opłaca się tutaj angażowanie potrzebnych w tym wypadku dobrze wyszkolonych robotników, bezbłędne zaś wykonanie kopuły przy pomocy robotników niewyszkolonych jest niepodobieństwem.

Dla małych i średniej wielkości zbiorników głębokość wody obiera się równą 2,5–4,0 m. Dla dużych zbiorników głębokość wody waha się w granicach 3–5 m. Ze względu na szczelność, nie daje się bez szczególnej potrzeby głębokości znacznie ponad 5 m. W urządzeniach z grawitacyjnym doprowadzeniem wody częstokroć całkowity spadek istniejący do rozporządzenia jest mały i zmusza do dalszego zmniejszenia głębokości w zbiorniku, gdyż nawet przy prawie próżnym zbiorniku wymagane ciśnienie we wszystkich punktach sieci rozbiorczej nie może spaść poniżej pewnego poziomu w chwili największego rozbioru.

Zbiorniki powinny się składać z dwóch komór, ażeby w czasie czyszczenia, czy też konieczności wyłączenia z powodu przeprowadzanych robót, jedna co najmniej komora była zawsze czynna dla utrzymania ciągłej pracy



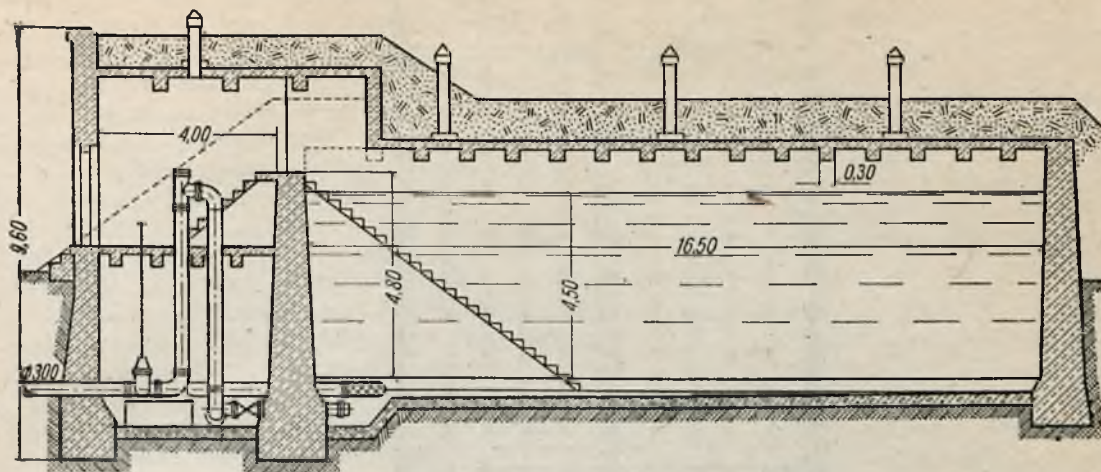


Rys. 180. Projekt zbiornika żelbetowego

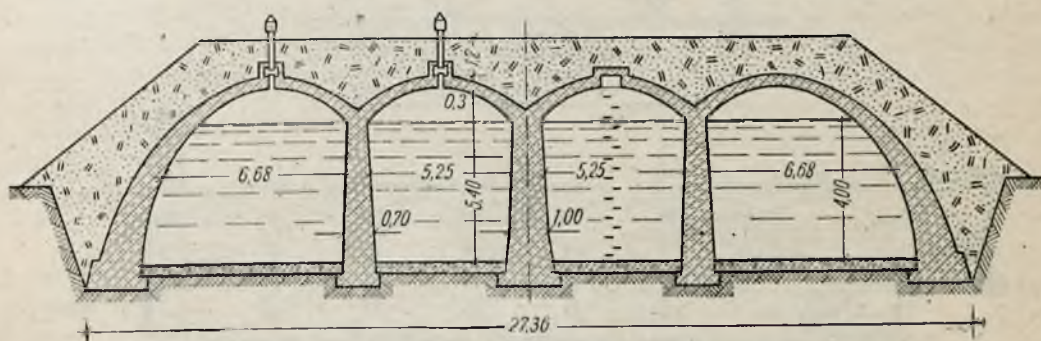


zbiornika. Przy kształtach prostokątnych budowę wykonać można stopniowo w miarę wzrostu rozbioru. W razie takiej rozbudowy należy w projekcie przewidzieć kolejność ro-

daleko idącej pierwszej rozbudowy wadą jest również to, że przy małym rozbiorze, a zbyt dużym zbiorniku woda zbyt długo przebywa w zbiorniku i traci na jakości.



Rys. 181. Projekt zbiornika wodociągowego



Rys. 182. Projekt zbiornika żelbetowego

bót, szczególnie zaś wykonanie i rozmiar komory zasuw. Przy pierwszej rozbudowie nie uwzględnia się okresu dłuższego niż 10÷15 lat, gdyż poza nieekonomicznością zbyt

W małych urządzeniach można się zadowolić jedną komorą, wówczas pomiędzy dopływem a odpływem musi być przewidziany przewód obiegowy i rura stojąca ustawiona w komorze zasuw, tak aby w razie wyłączenia zbiornika nie została przerwana dostawa wody do sieci rozdzielczej.

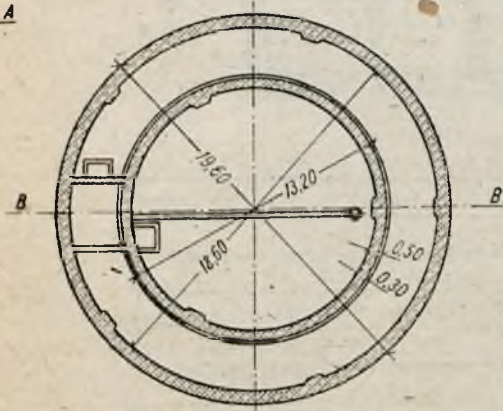
Jako materiał do budowy zbiorników może być zastosowany kamień naturalny, sztuczny, w postaci sklinkierowanej cegły, beton, wreszcie żelbet. Obecnie prawie wyłącznie stosowany jest żelbet, rzadziej beton. Tylko dawniejsze konstrukcje zbiorników wykonywane były z cegły (rys. 184). Obecnie tylko w specjalnych warunkach wykonywane są konstrukcje nieżelbetowe, gdyż są one nieekonomiczne. Kubatura murów stanowi tu wysoki procent użytecznej pojemności zbiornika (rys. 185).

Należy tu podkreślić, że kształt zbiornika i jego ścian zależy w dużym stopniu od użytego materiału.

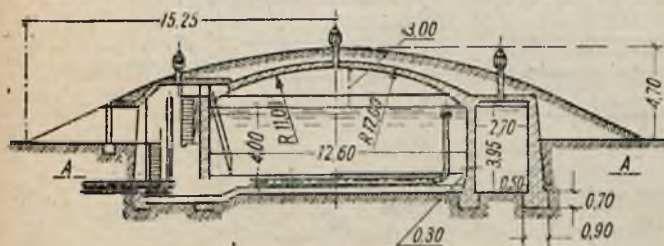
Ściany komór zbiornika wykonywane są zwykle jako pionowe, pokrycia zaś najczęściej w postaci płyt, które nie wywierają żadnego parcia poziomego na ściany, a więc przeważnie w postaci płyt gładkich lub też żebrowanych z podciąganiem lub bez; tylko dla zbiorników kołowych większych rozmiarów zastosowano kopuły, od których siły poziome przejmowane są za pomocą pierścieni ustawionych na górnej krawędzi ścian. Przy kryciu sklepieniem ściany podpierające łuk przystosowuje się kształtem do niego.

Żelbet znalazł bardzo duże zastosowanie przy budowie zbiorników. Najlepiej nadaje się on przy budowie dużych zbiorników. W przypadku małych zbiorników należy zawsze zbadać, która z konstrukcji, masywna bez wkładek stalowych, czy też konstrukcja żelbetowa jest bardziej od-

A-A

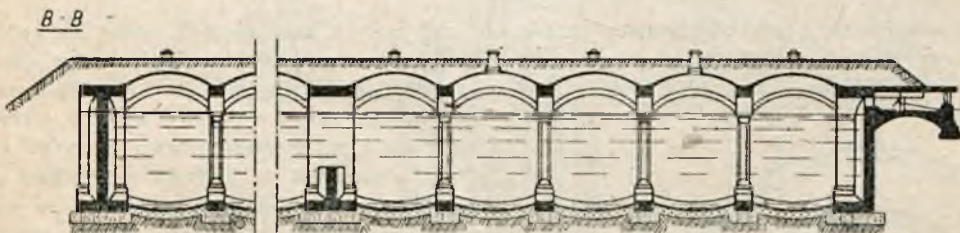
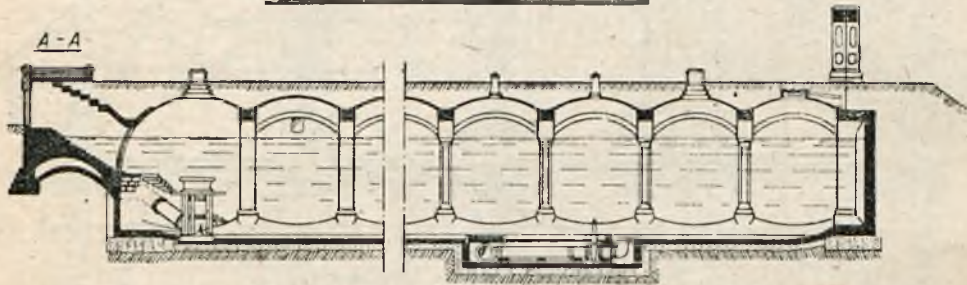
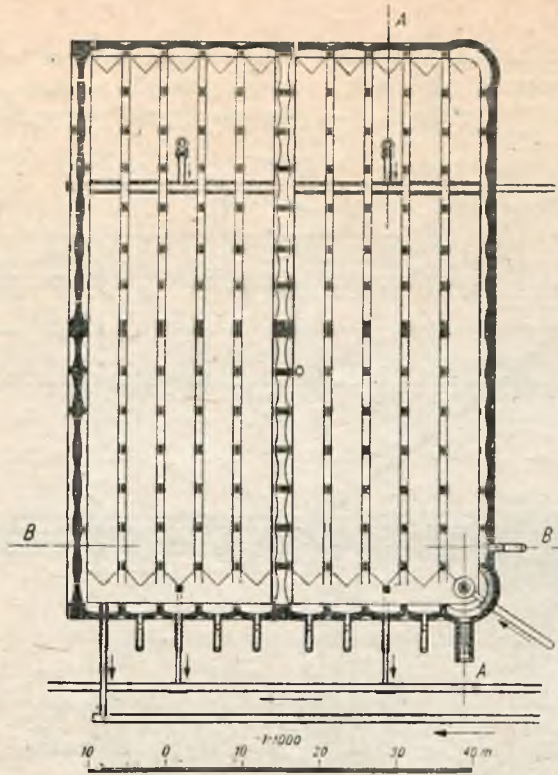


B-B

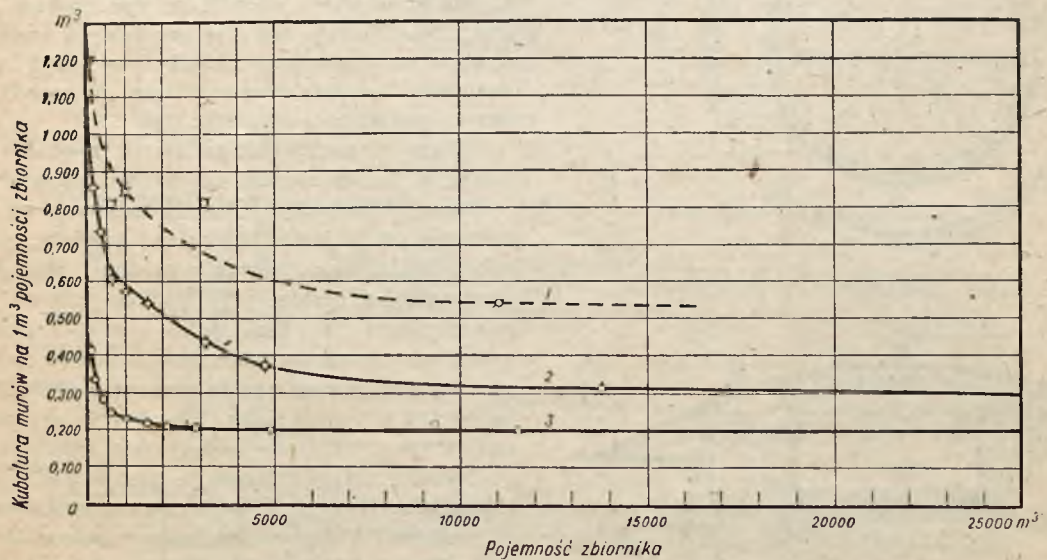


Rys. 183. Projekt zbiornika o kształcie kołowym





Rys. 184. Zbiornik wody czystej



Rys. 185. Zależność pomiędzy kubaturą murów i pojemnością zbiorników terenowych  
1 — cegła, 2 — beton, 3 — żelbet



powiednia. Zbiorniki żelbetowe nie zawsze są tańsze niż zbiorniki z masywnego muru bez wkładek żelbetowych. W wielu przypadkach zbiorniki żelbetowe posiadają wiele zalet, tak np. przy słabym gruncie, niejednostajnej postaci placu budowy, w przypadku drogiego żwiru, piasku i materiałów oraz złych dróg dojazdowych, co zdarza się często przy budowie zbiorników. Zaletą zbiornika żelbetowego jest również szczelność. Grubość ścian zbiorników żelbetowych wynosi od 15÷30 cm.

Jeżeli we wnętrzu zbiornika znajdują się słupy, to pod nimi dla rozdzielenia ciśnienia konieczne są specjalne fundamenty.

Dno zbiornika daje się albo jako jednolitą konstrukcję ze ścianami, lub też oddziela szwem odpowiednio uszczelnionym, najlepiej kitem asfaltowym. Konstrukcja dna zależy od wytrzymałości gruntu oraz obmyślnego schematu statycznego. Gdy woda posiada własności agresywne, należy zabezpieczyć materiał dna i ścian przed korozją lub zastosować materiał odporny. Cegła musi być mocno wypalona ze stykami zalanymi cementem, przy czym styki powierzchni stykającej się z wodą agresywną muszą być zalane asfaltem. Grubość płyt betonowych nie zbrojonych i nie połączonych ze ścianami wynosi 50÷60 cm. W konstrukcjach żelbetowych monolitycznych daje się grubość dna tak samo jak ściany 45÷30 cm, przy czym zwykle pod dnem umieszcza się warstwę wyrównującą z betonu o grubości 10÷25 cm.

Dno powinno być wykonane ze spadkiem 0,2÷0,4‰ ku zagłębieniu (około 0,30÷0,50 m niżej dna zbiornika), w którym umieszczony zostaje przewód odpływowy oraz spustowy.

Ściany, pokrycie oraz dno zbiornika powinny być wykonane całkowicie szczelnie, aby woda nie mogła przesiąkać w żadnym kierunku. Szczelność uzyskuje się przez odpowiedni stosunek składników kruszywa i cementu w konstrukcjach betonowych oraz przez pokrycie powierzchni ścian gładką wyprawą cementową o grubości 2÷3 cm. Stosowane jest również pokrywanie powierzchni preparatami smołowymi, które przylegają ściśle i dają szczelność, gdy smaruje się nimi zupełnie suche powierzchnie.

Górna powierzchnia płaskiego pokrycia górnego powinna być dawana zawsze ze spadkiem 2÷3‰, aby przesiąkające z góry wody opadowe nie mogły zatrzymywać się, lecz by mogły być zebrane i odprowadzone. W przypadku przykrycia zbiornika sklepieniami należy zwrócić uwagę, aby były odwodnione wszystkie punkty leżące w liniach najniższych sklepień. Powierzchnię pokrywa się wyprawą asfaltową lub warstwą gliny o grubości 0,2÷0,3 m.

W celu dobrej wymiany wody w zbiorniku dzieli się komory ściankami działowymi, wprowadza wodę w jednym końcu komory, pobiera zaś w drugim. Unika się w ten sposób powstawania miejsc martwych. Otwór wylotowy przewodu doprowadzającego umieszczany jest w poziomie górnego zwierciadła wody w zbiorniku lub w połowie wysokości.

#### Izolacja cieplna zbiornika ziemnego

Zbiorniki gruntowe, podobnie jak wszystkie inne prowadzące wodę części urządzenia wodociągowego, muszą być starannie zabezpieczone przed wahaniami temperatury, a w szczególności przed mrozem; w tym celu są one częściowo zapuszczane w ziemię, natomiast część wystająca z ziemi pokrywana jest nasypem ziemnym. Wysokość zagłębienia wybiera się w ten sposób, aby nastąpiło wyrównanie mas. Wysokość nasypu zależy od warunków klimatycznych i wynosi z reguły 1,0÷1,5 m. Zbiorniki końcowe,

w których woda zatrzymuje się dość długo, wymagają lepszej ochrony przed oziębianiem się wody w zimie i ogrzewaniem w lecie, niż zbiorniki przepływowe, w których woda stale się odnawia.

W przypadku pokrywania zbiorników sklepieniem łukowym lub płytą należy podczas wykonywania nasypu zwracać szczególną uwagę na to, aby w czasie tej roboty nie powstawały obciążenia innego rodzaju, niż te, które przyjęto za podstawę do obliczeń statycznych. Ponieważ obliczenie zawsze przeprowadzane jest dla gotowego nasypu, sklepienie musi być z obu stron w jednakowym stopniu pokryte, płyty zaś muszą być tak pokryte, aby wszystkie pola wieloprzęsłowej belki były obciążone równomiernie.

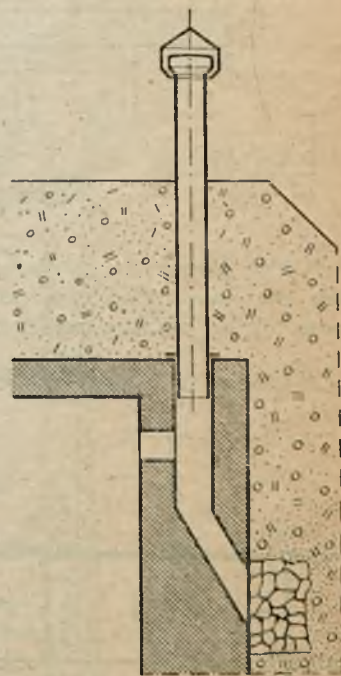
#### Odwodnienie

Wody deszczowe są chwywane otwartymi rowami; gdy do wykopu przesiąka mimo to woda, konieczne jest jego zdrenowanie z wylotem do przewodu spustowego. Wody gruntowe i powierzchniowe powinny być starannie odprowadzane. Jeżeli w wykopie znajduje się woda gruntowa, należy sprawdzić jej działanie na wapno i beton. Jeżeli woda gruntowa posiada właściwości agresywne tylko w niewielkim stopniu lub ma się do czynienia z mniej lub więcej stagnującą wodą, wystarcza przeważnie gładka wyprawa cementowa i podwójna warstwa preolitu lub inertolu, ażeby ochronić powierzchnie zewnętrzne od niszczenia.

W przypadku wody gruntowej o silnych właściwościach agresywnych lub przy dużej prędkości jej przepływu (wody źródlane), a na ogół małej agresywności, nie można budować zbiornika bez przeprowadzenia odwodnienia w dostatecznym stopniu lub też bez dostatecznie pewnego zabezpieczenia się przed dopływem wody gruntowej do powierzchni betonu, a to przez odpowiedniej grubości warstwę gliny lub warstwę izolacyjną z asfaltu.

#### Przewietrzanie

Ze względu na ciągłą zmianę poziomów wody w zbiorniku, w celu umożliwienia wymiany wody z powietrzem w przestrzeniach opróżnianych lub zapełnianych wodą, w pokryciu górnym umieszcza się przewody wentylacyjne. Zabezpieczać one mają również przed zanieczyszczeniem wnętrza. W celu dokładnego odnawiania powietrza powierzchnie kryjące powinny być umieszczane możliwie blisko najwyższego poziomu zwierciadła wody w zbiorniku. Przewody przewietrzające powinny być tak wykonane, aby do wewnątrz nie dostawały się jakiejkolwiek zanieczyszczenia (rys. 186). Otwory znajdujące się na zewnątrz zbiornika zabezpiecza się gęstą siatką i kryje daszkiem, przewody wygina się esowato lub przerywa, przesuując względem siebie osie poszczególnych odcinków przewodu. Przewody wykonuje się z rur żeliwnych lub jako kominy betonowe. W podobnie urządzone przewietrzniki powinna być zaopatrzona komora zasuw.

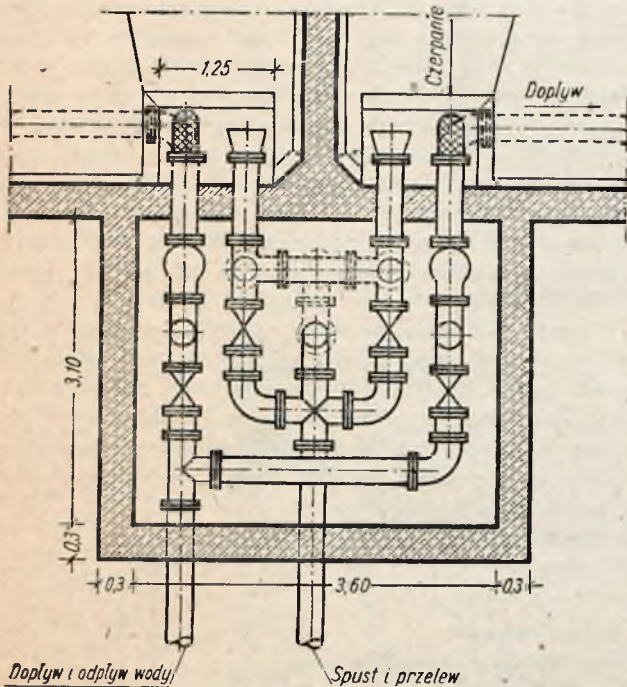


Rys. 186. Przewód przewietrzający



### Uzbrojenie zbiornika

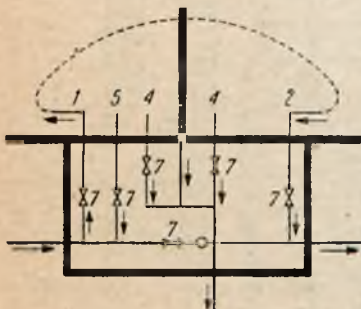
Zbiornik musi być zaopatrzony w szereg przewodów umożliwiających jego ciągłą pracę. Powinno być również umożliwione całkowite opróżnienie poszczególnych komór zbiornika i ich oczyszczenie. Przewidzieć także należy urządzenie zabezpieczające przed przepelnieniem się. Do powyższych celów służą przewody: doprowadzający wodę, poborowy, spustowy oraz przelew. Na przewodach tych umieszcza się odpowiednio do potrzeb zasuw oraz klapy zwrotne. Przewody wprowadza się i wyprowadza przez wspólną komorę, w której umieszczone zostają wszystkie zamknięcia oraz przeprowadza się odpowiednie połączenie poszczególnych przewodów kształtkami. Komora taka nosi nazwę komory zasuw; umieszcza się ją zwykle w osi symetrii zbiornika (rys. 187 i 188).



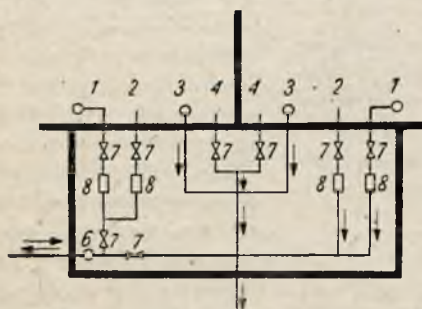
Rys. 187. Komora zasuw

Układ przewodów powinien być przejrzysty i prosty, tak aby wszelkie możliwe połączenia wykonane były za pomocą jak najmniejszej ilości zasuw, kształtek i tam.

a) Połączone komory zbiornika



b) Rozdzielone komory zbiornika



Rys. 188. Układ przewodów w komorze zasuw

1 — dopływ, 2 — pobór, 3 — przelew, 4 — spust, 5 — zapasowy przewód pożarowy, 6 — kolumna wodna, 7 — zasuwa, 8 — klapa zwrotna

gdzie to jest możliwe, bez użycia odcinków przejściowych. Rury w komorze zasuw łączy się zawsze kołnierzaniami i uszczelnia się gumą. Odległość przewodów między sobą i od posadzki oraz ścian należy ustalać uwzględniając ro-

boty montażowe i demontażowe rur i zasuw, przy czym należy starać się, aby było dosyć przestrzeni dla dociągnięcia śrub w kołnierzach oraz aby poszczególne zasuwki mogły być wymieniane bez rozbiórki innych przewodów. Należy też zwrócić uwagę na normalne wymiary wszystkich kształtek i armatury.

Należy bezwzględnie unikać zbyt dużych wymiarów komory zasuw, gdyż pociąga to za sobą niepotrzebną zwwyżkę kosztów. Na wygodę pracy montera podczas pracy przy zasuwach nie należy kłaść nacisku, gdyż potrzeba takiej pracy zachodzi rzadko; dla łatwiejszego uruchamiania zasuw wrzeczona ich są częstokroć przedłużane drążkami do wysokości podestu służbowego.

Przekrój poprzeczny komory dostosowuje się do rozplanowanego układu przewodów i ich połączeń. Komora może być wsunięta w ścianę czołową zbiornika lub też może do niej przytykać.

Do komory zasuw wchodzi się z reguły przez drzwi stalowe lub drewniane pokryte blachą. Z obu stron wejścia urządzi się ścianki oporowe zabezpieczające nasyp. W przypadku bardzo małych zbiorników wejście może być wykonane w postaci otworu szybowego pokrytego stalową pokrywą podobnie, jak to ma miejsce na ujęciu źródła.

Z komory zasuw do komór wodnych prowadzi otwory wejściowe, do których wchodzi się po drabinkach (schodkach) stalowych; w przypadku większych zbiorników wchodzi się do nich również po specjalnych schodkach. Należy przewidzieć możliwość demontażu przewodów wewnątrz komór oraz wyprowadzenie i wprowadzenie poszczególnych odcinków rur. Częstokroć w celu przeprowadzenia tych czynności w stropie komór należy zostawić otwory odkrywane na czas takiej naprawy.

Przewody poborowy i doprowadzający wodę umieszcza się, o czym wspomniano już wyżej, tak aby zabezpieczona była dobra wymiana wody. Przewód doprowadzający kończy się odcinkiem przelewowym; przewód poborowy zabezpiecza się na wlocie filtrem z pocynkowanej siatki miedzianej. Powierzchnia otworów filtra powinna posiadać przekrój 1,5-krotnie większy od przekroju przewodu poborowego w celu utrzymania strat ciśnienia w niewielkich granicach. Klapy zwrotne umieszczane na przewodach mają za zadanie dopuszczanie ruchu wody na odpowiednim odcinku przewodu tylko w jednym kierunku. W niektórych przypadkach pożądane jest wbudowanie w przewód poborowy samoczynnego zamknięcia, działającego w razie pęknięcia rurociągu i uruchamianego, gdy przekroczone zostanie w nim pewna prędkość przepływu.

Jeżeli zbiornik pomyślany jest jako zbiornik końcowy pomocniczy, przewody dopływowe do komór powinny być zaopatrzone w zamknięcia tak uruchamiane za pomocą pływaków, żeby następowało zamknięcie dopływu w przypadku zapełnienia zbiornika, aby dalsza nadwyżka wody szła do zbiornika przepływowego, oraz otwierane, gdy zwierciadło wody opadnie. Jeśli takie zamknięcia nie zostaną wbudowane, będzie się tracić przy pełnym zbiorniku końcowym wodę przez przelew, zbiornik zaś przepływowy nigdy nie będzie w stanie zapełnić się całkowicie.

Przewód spustowy umieszcza się (w wspomnianym wyżej) zagłębieniu dna. Zamknięty jest on normalnie zasuwą i łączy się poza zasuwą z przewodem przelewowym. Rura przelewowa otrzymuje poszerzenie na wlocie w celu



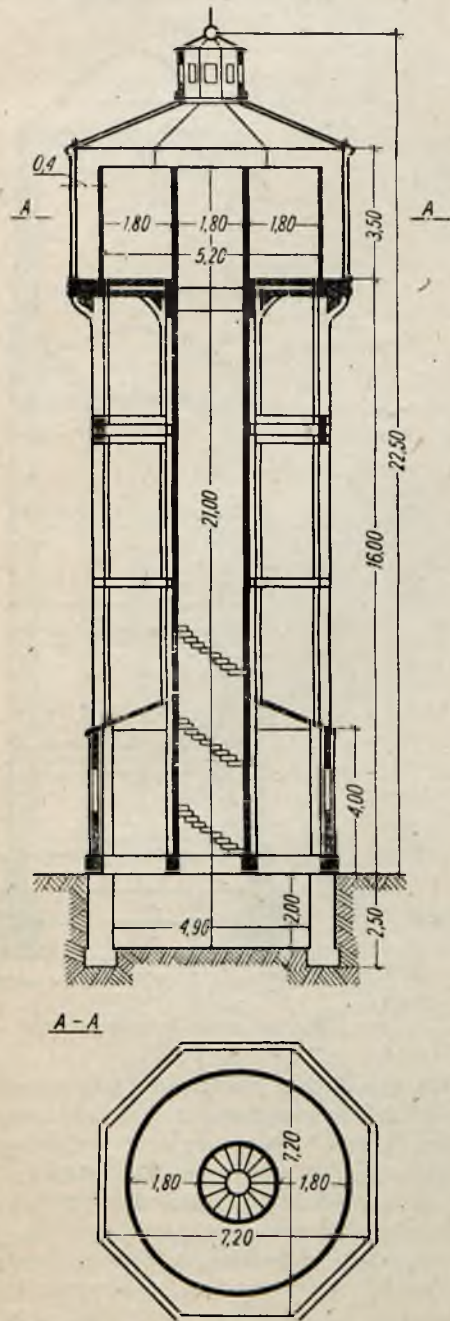
zmniejszenia wysokości warstwy przelewającej się. Poza komorą zasuw łączny przewód spustowy i przelewowy wykonuje się z rur betonowych doprowadzanych do odbiornika.

Zależnie od ilości i kształtu komór zbiornika i jego przystosowania jako zbiornika przepływowego lub końcowego różnić się będzie układ przewodów oraz zamknięć w komorze zasuw.

Stan wody w zbiorniku powinien być sygnalizowany na stacji pomp przez specjalnie do tego celu założone urządzenie. Wskazane jest również wbudowanie wodomierza w komorze zasuw.

### 3. ZBIORNIKI WIEŻOWE

Jeżeli na obszarze zaopatrywania lub w pobliżu brak jest dostatecznie wysoko wzniesionego terenu na umie-

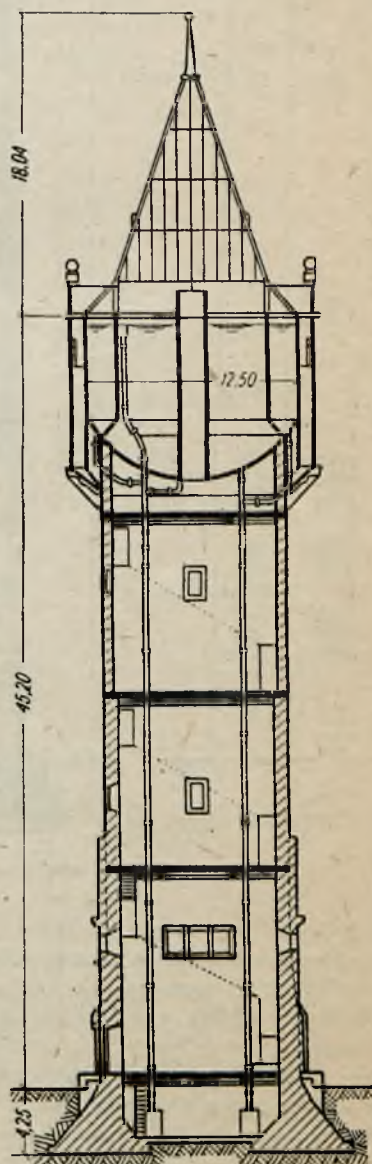


Rys. 189. Wieża wodna

przy przypadkach całość urządzenia otrzymuje z zewnątrz wygląd wieży, częstokroć tego rodzaju urządzenie zwie się zbiornikiem wieżowym (wieża ciśnieniowa). Duże koszty budowy zbiornika wieżowego zmuszają do możliwie oszczędnego jego wymiarowania. Dla pojemności mniejszej niż 100 m<sup>3</sup> zbiorniki wieżowe nie są stosowane, gdyż nieproporcjonalnie obciążony jest 1 m<sup>3</sup> magazynowanej wody kosztem ścian i ciężkiej podbudowy. Jako materiał budowlany na zbiorniki stosowana jest stal i żelbet, a dla zbiorników czasowych, np. na placu budowy, również drewno. Konstrukcja nośna wykonywana jest z cegły, betonu, żelbetu, a przy ograniczonym czasie trwania zbiornika także z drewna.

#### Kształt zbiornika na wieży

Małe zbiorniki ze stali buduje się czasami o przekroju prostokątnym i płaskim dnie, opartym na dźwigarach. Tego rodzaju zbiorniki mają duży ciężar, poza tym ściany ich muszą być usztywnione, tak że kształt ten nie jest odpowiedni dla większych zbiorników. Kształt zbiornika na wieży należy wybierać taki, który by pozwalał na możliwie pełne wykorzystanie zastosowanego materiału budowlanego,



Rys. 190. Wieża wodna

szczenie zbiornika terenowego, zbiornik musi być umieszczony na podbudowie. Ponieważ w przeważnej ilości

nego, aby zbiornik wypadł lekki, a przez to podbudowa jego nie była obciążona niepotrzebnym ciężarem. Najod-



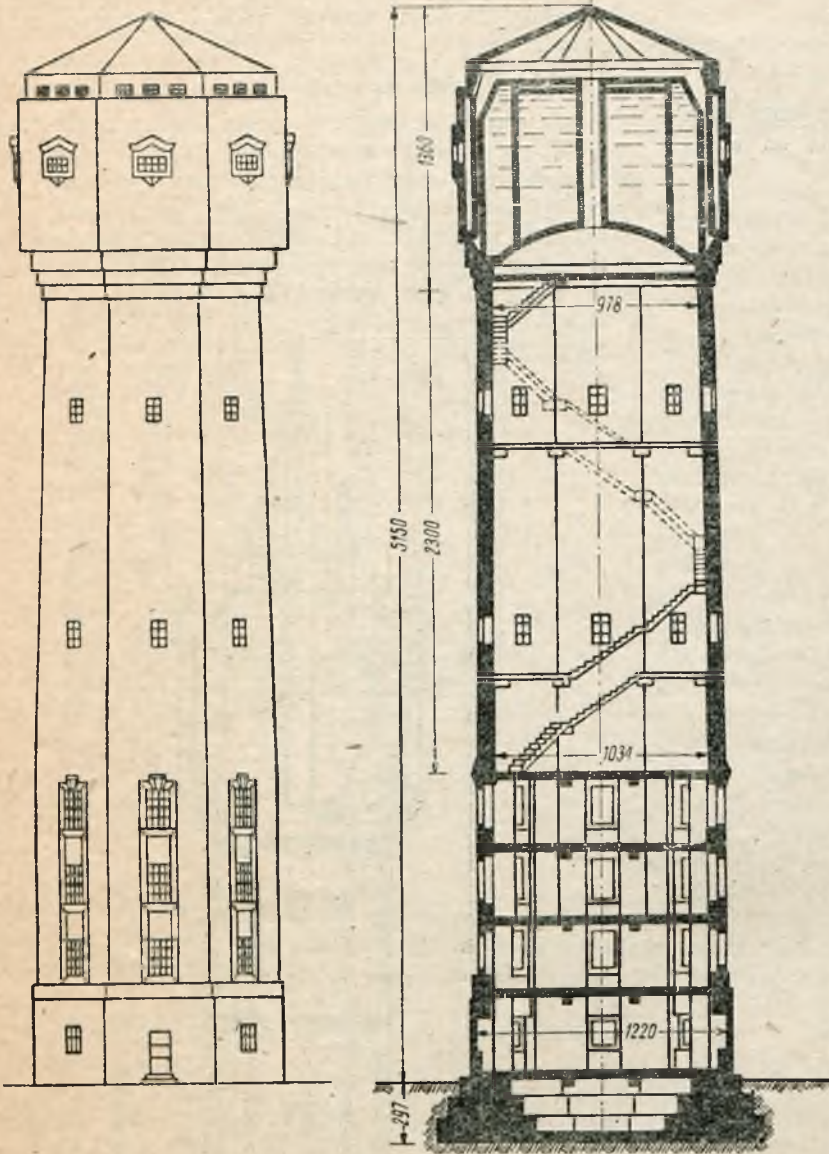
powiedniejszym przekrojem zbiornika jest przekrój kołowy, gdyż wówczas ściany są obciążone tylko siłami podłużnymi (rys. 189). W celu pełnego wykorzystania materiału budowlanego należy starać się tak wykonywać dno, aby występowały tylko siły podłużne; temu warunkowi odpowiada dno, składające się z części kulistych lub stożkowych (rys. 190, 191, 192).

Najkorzystniejszym więc kształtem zbiorników stalowych jest cylinder o przekroju kołowym. Stosowane dzisiaj stalowe zbiorniki składają się przeto prawie wszyst-

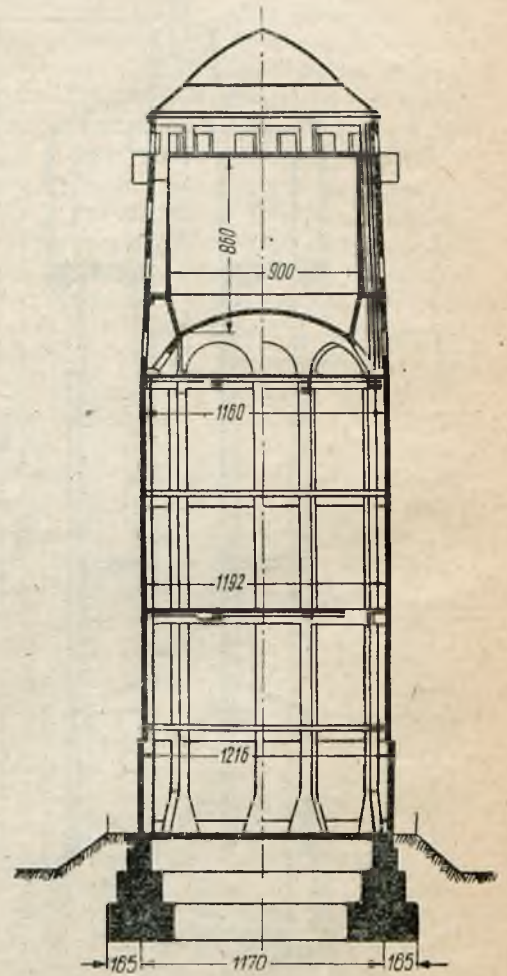
Aby doprowadzić do minimum siłę działającą na pierścien podporowy, Intze zaprojektował dna składające się z dwóch przecinających się powierzchni, podpartych w linii przecięcia się (rys. 193). Przy takim kształcie dna opory ciśnienia wywierane na pierścien znoszą się w mniejszym lub większym stopniu.

Aby umożliwić dojście do wnętrza zbiornika, ustawia się na zewnątrz drabinki lub też, jak to stosowane jest w zbiornikach Intzego, daje się w środku szyb, w którym umieszcza się drabinki. Rura szybowa obciążona jest ciśnieniem wody z zewnątrz i należy ją usztywnić kratownicami, aby uchronić ją przed zgnieciem.

Zaletą wyróżniającą konstrukcję zbiornika Intzego jest to, że konstrukcja nośna nie musi być wymiarowana w odniesieniu do największych szerokości zbiornika, lecz



Rys. 191. Zbiornik wodociągowy na wieży



Rys. 192. Zbiornik wodociągowy na wieży

kie z kołowego cylindra i różnią się tylko kształtem dna, jak również sposobem podparcia, które przeprowadza się albo na krawędzi, albo wewnątrz dna. Głębokość zbiorników cylindrycznych obiera się zwykle równą połowie średnicy.

Zbiorników stalowych z dnem płaskim dzisiaj się nie stosuje. Najstarszym typem zbiornika jest zbiornik z dnem kulistym. Ma ono tę wadę, że pierścien oporowy, znajdujący się na połączeniu płaszcza cylindrycznego z dnem kulistym, musi przejąć duże i zmienne, zależne od napełnienia zbiornika, naprężenia. Wskutek tego powstają obciążenia ścian podbudowy, czego nie łąże się usunąć przez specjalnie, silnie wykształcone pierścienie podporowe.

w odniesieniu do wymiaru pierścienia podporowego. Wady zaś tej konstrukcji są następujące: 1) wykonanie dna jest kosztowniejsze, a nity należy staranniejsz uszczelniać; 2) pojemność użytecznego zbiornika jest zmniejszona przez dno podporowe; 3) naprężenia w pierścieniu oporowym przy małym napełnieniu powodują przesuwanie się pierścienia po powierzchni podparcia; 4) trudno rozwiązać zadawalająco całość zewnętrzną pod względem architektonicznym.

Zbiorniki pierścieniowe stosuje się w przemyśle, gdy możliwe jest wykorzystanie wysokiego komina jako konstrukcji podpierającej (rys. 194). Obok żelbetu częstokroć znajduje tu zastosowanie również stal.





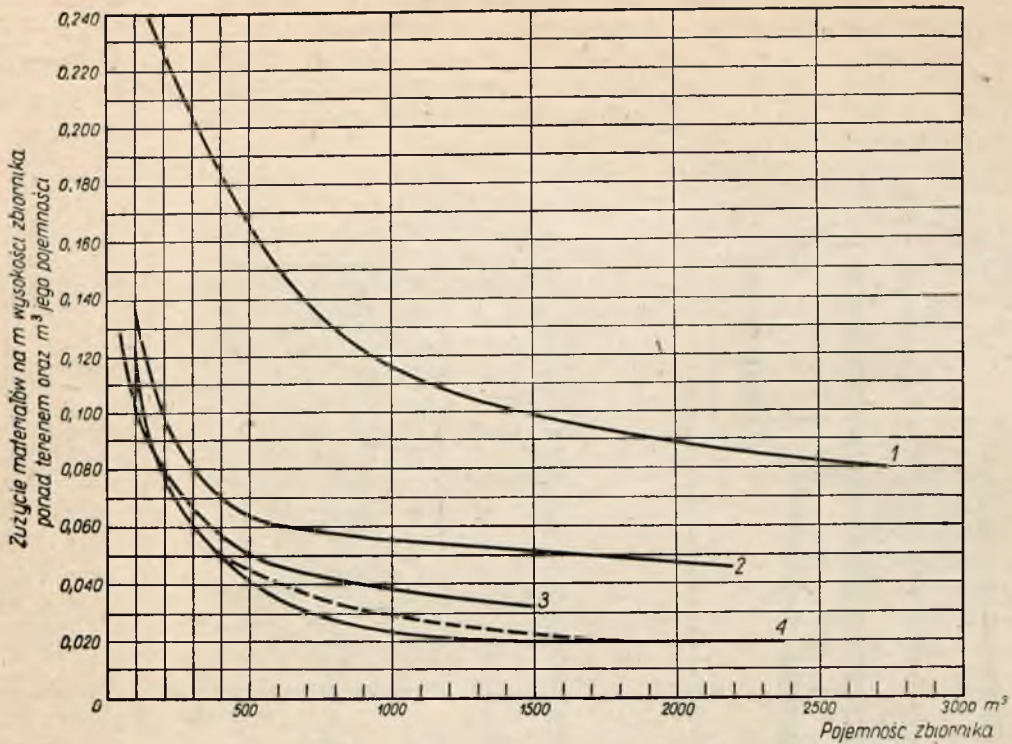


### Uzbrojenie zbiornika

Zbiornik zaopatrzony być musi w przewód doprowadzający i poborowy oraz w spust i przelew z zamknię-

wowym za pomocą zamykanego przewodu. Przelew następuje wówczas w najniższym punkcie dna.

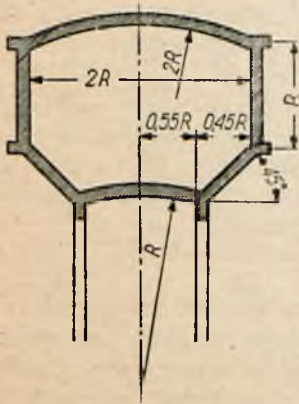
Uruchomienie zasuw odbywa się albo z umieszczonego



Rys. 195. Zależność pomiędzy kubaturą murów podbudowy i pojemnością zbiorników wiezowych  
Obliczone średnie wartości dla wież

1 — zbiorników żelaznych o dnie płaskim, 2 — zbiorników żelaznych o dnie walcowym, 3 — zbiorników żelaznych o dnie Intzego, 4 — zbiorników żelaznych lub żelbetowych

ciami odpowiednio wbudowanymi w powyższe przewody. Przez odpowiednie umieszczenie dopływu i odpływu powi-



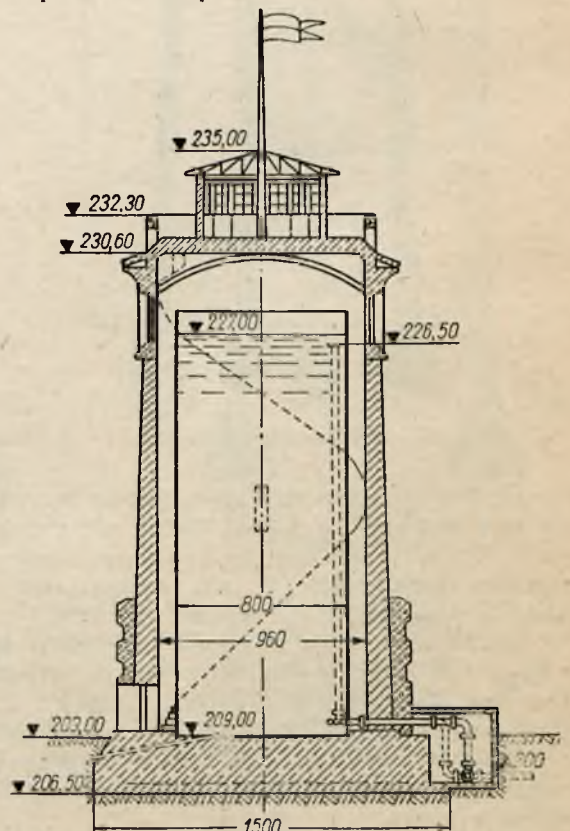
Rys. 196. Najodpowiedniejsze proporcje dla zbiornika Intzego

nien być otrzymany dobry obieg wody. W zbiorniku przepływowym przewód doprowadzający zakańcza się wylotem na poziomie najwyższego stanu wody, wlot do rury poborowej umieszcza się przy dnie. W ten sposób uzyskuje się w pewnym stopniu pionowy ruch wody. W przypadku zbiornika końcowego rozgałęzia się wspólny przewód w zbiorniku na odcinku rury poborowej i dopływowej. Na rurze poborowej umieszcza



Rys. 197. Zbiornik Intzego o dużej pojemności

się klapę zwrotną oraz zasuwę, a na rurze dopływowej zasuwę. Rura dopływowa może służyć jako kolumna wodna, ale wówczas musi być ona połączona z przewodem przele-



Rys. 196. Wieża ciśnieniowa

pod dnem zbiornika podestu, albo też z mostka nad zbiornikiem. W celu ułatwienia obsługi wszystkie zamknięcia powinny być możliwie skupione.



Ponieważ pod wpływem zmian temperatury przewody zmieniają swoją długość, dno musi być ochronione przed działaniem tych zmian. Pod dnem zbiornika daje się elastyczne wydłużki, które jednocześnie chronią rury przed wyboczeniem.

Połączenie przewodów z dnem wykonywane jest za pomocą kołnierzy. W stalowych zbiornikach do dna przymocowane są króćce, do których przyśrubowuje się przewody. W ścianach żelbetowych połączenie wykonuje się za pomocą pierścienia i sworzni śrubowych.

#### Konstrukcja nośna zbiorników

Konstrukcja nośna zbiorników przewizorycznych lub zbiorników przeznaczonych dla przemysłu wykonywana jest z drewna, poza tym ze stali, żelbetu lub cegły.

Przy obliczaniu konstrukcji zbiorników z drewna lub stali należy uwzględnić działanie wiatru przy pustym zbiorniku, gdy obciążenie z góry jest zmniejszone. Jeżeli podbudowa wykonana jest z cegły, betonu lub żelbetu, to na ogół wpływ wiatru ma niewielkie znaczenie. Konstrukcja nośna może być wykonana jako cylindryczna zamknięta wieża lub w postaci oddzielnych słupów. Często zbiornik oparty zostaje na słupach żelbetowych, ściany zaś wieży wykonane bywają z cienkiego muru. O wyborze konstrukcji rozstrzyga koszt budowy i miejsce. Należy dbać o dostosowanie architektoniczne zbiornika do otoczenia.

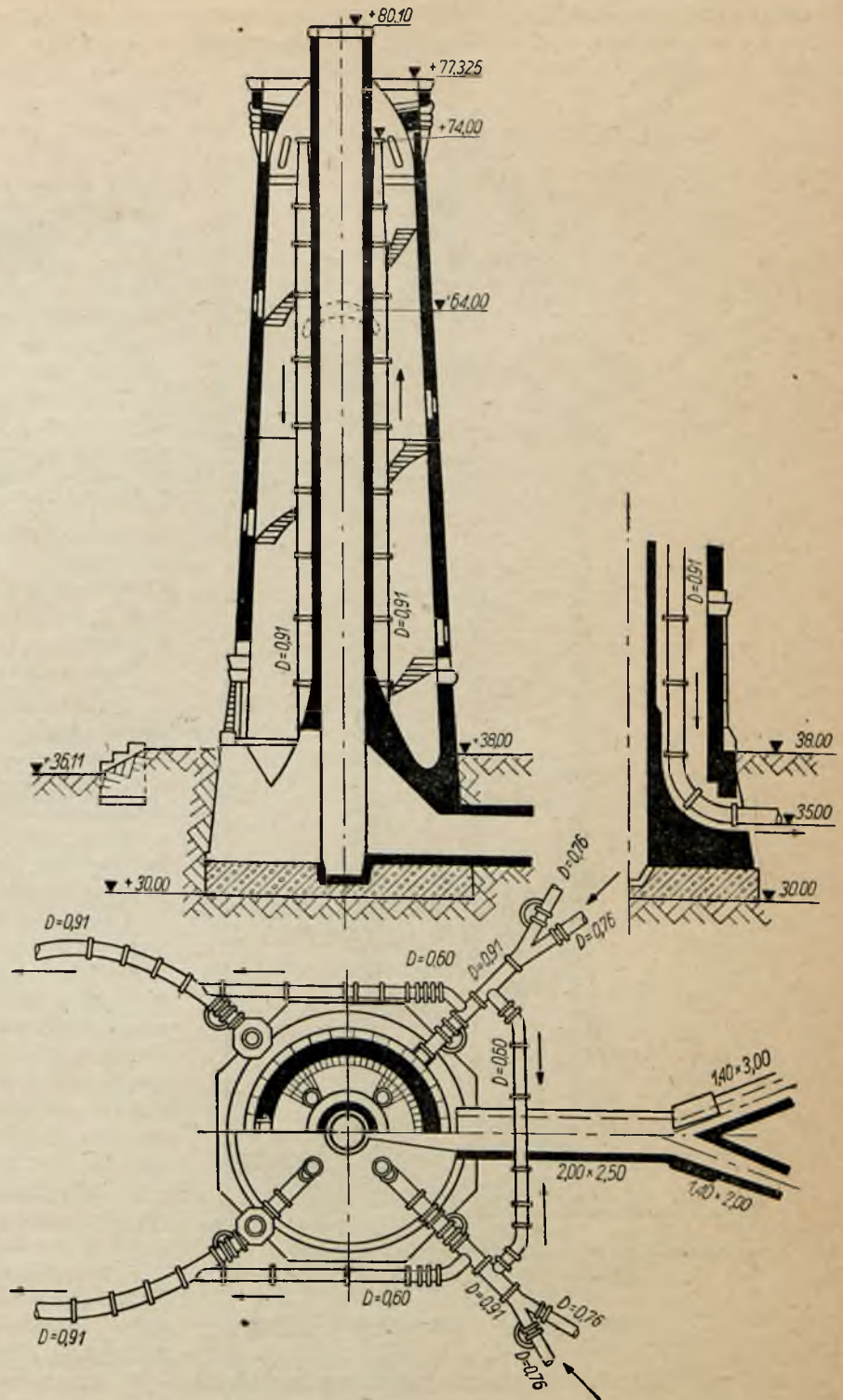
Przy wykonywaniu podbudowy trzeba uwzględniać parcie wiatru.

#### 4. RURY STOJĄCE (KOLUMNY WODNE)

W dużych urządzeniach zbiornik wieżowy może być zastąpiony przez rurę stojącą, która w rzeczywistości jest niczym innym, jak małym zbiornikiem, którego objętość jest ograniczona do minimum i którego kształt sprowadzony jest do pionowo stojącej rury o dużej średnicy. Całe wnętrze takiego zbiornika przeznaczone jest na pomieszczenie wody, dno jego leży na poziomie przewodu ulicznego. Średnica rury stojącej musi być co najmniej dwa razy większa niż średnica głównej magistrali. Wysokość kolumny należy tak obrać, aby poziomy wody mogły się zmieniać o 8÷10 m. Kolumna nigdy nie może być opróżniona całkowicie, gdyż ciśnienie w sieci spadłoby zbyt nisko. W Europie stosuje się je rzadko; są one tylko wówczas budowane, jeżeli zachodzi potrzeba ochrony długich przewodów przed uderzeniami wodnymi, mogącymi powstać w czasie pracy pomp. Częściej jednak w tym celu stosowane są kotły powietrzne. Dawniej, gdy w powszechnym użyciu były pompy tłokowe, kolumny wodne i rury stojące odgrywały ważną rolę amortyzatora wyrównującego ciśnienie w sieci zmieniające się przy każdym ruchu

tłoka. Przy zastosowaniu pomp odśrodkowych urządzenia takie stały się zbędne.

Stojące rury, które dawniej wykonywane były ze stali



Rys. 199. Wieża ciśnienia

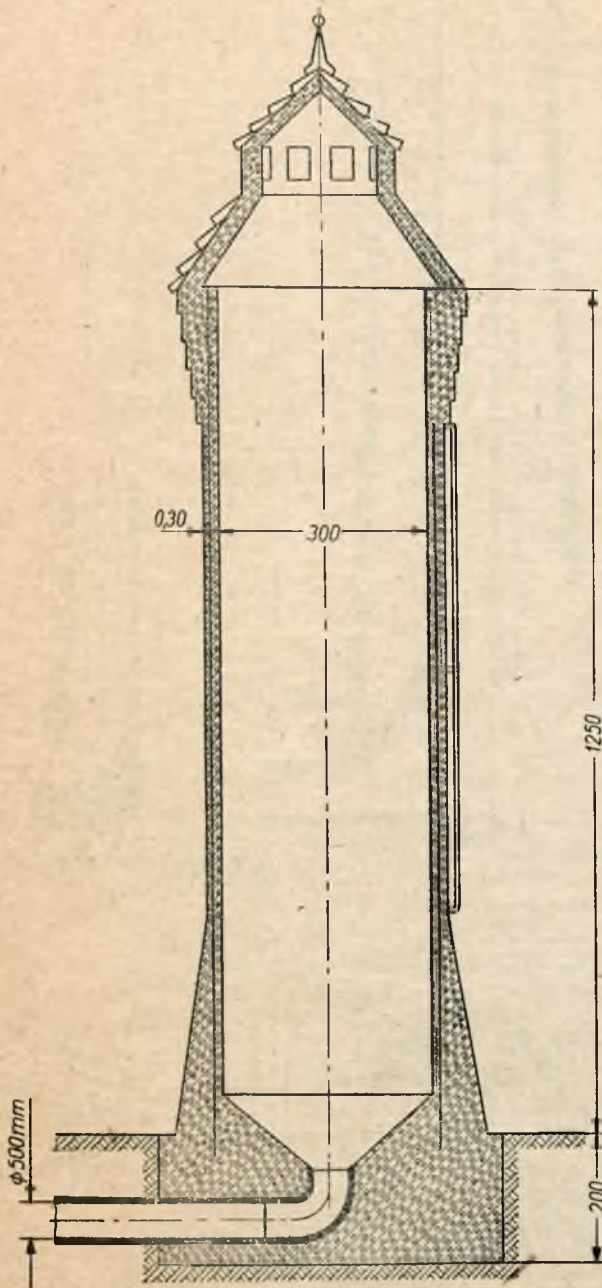
(rys. 198) lub żeliwa (rys. 199), buduje się obecnie z żelbetu (rys. 200).

#### 5. ZASTĘPOWANIE ZBIORNIKÓW WIEŻOWYCH (URZĄDZENIA HYDROFOROWE)

Budowa zbiorników wieżowych pociąga za sobą stosunkowo wysokie koszty, szukano więc sposobów zastąpienia zbiorników urządzeniami innego rodzaju. Obecnie coraz



większe zastosowanie znajdują tak zwane urządzenia hydroforowe. Zbiorniki wodno-powietrzne w połączeniu z automatycznie uruchamianymi pompami stanowią w zupełności dostatecznym stopniu pewne urządzenia zastępujące zbiornik. Ponieważ uruchamianie samoczynne pomp odbywa się za pomocą energii elektrycznej, głównym warunkiem jest pewność i stałość w doprowadzaniu prądu.



Rys. 200. Stojąca rura wodociągowa

W wodociągach dla mniejszych miast, miasteczek i wsi w terenach płaskich coraz bardziej wchodzi w użycie urządzenia hydroforowe, mające na celu zastąpienie zbiornika wody. Często, jeśli nawet przy dalszej rozbudowie sieci wodociągowej i zwiększonym zużyciu wody projekt przewiduje budowę zbiornika, koniecznego z uwagi na nierównomierność rozbioru wody w ciągu doby, to ze względu na jego stosunkowo duży koszt, zmniejszający rentowność całego urządzenia i mogący wywołać wobec tego przez dłuższy szereg lat deficytową gospodarę, budowę zbiornika odkłada się na dalsze lata, zastępując go instalacją hydroforową. Urządzenia takie są również pomocne, gdy

wobec zbyt dużych różnic terenowych należy miasto dzielić na strefy. Ustawienie hydroforu w pewnym punkcie sieci miejskiej pozwala podnieść ciśnienie w wyłączonej części miasta. Dalej stosuje się je obecnie prawie powszechnie przy instalacjach wodociągów domowych.

Hydroforory mają tę zaletę, prócz niewielkich kosztów instalacji, że działają samoczynnie i nie wymagają stałej obsługi, a tylko ograniczonego dozoru i manipulacji bardzo zresztą prostej.

Nieduże koszty budowy, utrzymania i obsługi przemawiają więc za rozwiązaniem projektu zaopatrzenia w wodę, szczególnie mniejszych miast, przy zastosowaniu wspomnianego urządzenia. Należy zwrócić uwagę, że istnieje tu pewne ograniczenie, a mianowicie konieczność użycia jako napędu do pomp silników elektrycznych. W razie braku prądu elektrycznego w okolicy samoczynne działanie pomp i motorów nie jest możliwe, wobec czego odpada ten sposób rozwiązania instalacji na stacji pomp.

Decydując się na budowę zbiornika na wieży musimy wykonać go zwykle w całym jego rozmiarze, przewidzianym dla dłuższego okresu rozwoju wodociągu, gdy przy urządzeniu hydroforowym możemy stopniowo w miarę potrzeby instalację powiększać, przewidując tylko od razu kolejność rozbudowy pomieszczenia zbiorników wodno-powietrznych. Pozwala to na możliwie jak najoszczędniejszą budowę w pierwszych latach zakładania wodociągu, gdy rozbiór wody jest bardzo niewielki i niezbyt wielki wzrost jej zużycia.

#### Opis urządzenia i działania

Urządzenie stacji pomp (rys. 201) składa się z następujących części:

1. Pompy wirnikowej z silnikiem elektrycznym.
2. Zbiornika wodno-powietrznego, zaopatrzonego w szkło wodowskazowe, manometr, króciec do połączenia zbiornika z przewodem tłocznym, króciec do połączenia zbiornika ze sprężarką powietrza, króciec do przyłączenia wyłącznika ciśnieniowego, spust i właz.
3. Sprężarki powietrznej wraz z silnikiem elektrycznym. (Lepiej stosować połączenie bezpośrednie motoru ze sprężarką, gdyż mamy wówczas większą pewność ruchu. Pasy skórzane w wilgotnym pomieszczeniu stają się bardzo szybko niezdatne do użytku, szczególnie jeśli przy rzadkim ruchu są mało używane). Sprężarka połączona jest ze zbiornikiem wodno-powietrznym przewodem o niewielkiej średnicy 20÷30 mm w celu zaopatrzenia zbiornika w powietrze pod ciśnieniem. Przy sprężarce zawór zwrotny bezpieczeństwa jest nastawiony na odpowiednie ciśnienie.
4. Odolejacza, włączonego pomiędzy sprężarkę a zbiornik, służącego do oczyszczania powietrza tłoczonego sprężarką do zbiornika z kropel oliwy.
5. Rozrusznika do silnika.
6. Samoczynnego wyłącznika ciśnieniowego lub manometru kontaktowego, włączającego i wyłączającego prąd elektryczny przez rozrusznik do silnika.
7. Szczelnego zaworu stopowego w smoku przewodu ssawnego.

8. Kłapy zwrotnej na przewodzie tłocznym pomiędzy pompą a zbiornikiem wodno-powietrznym.

9. Wreszcie na przewodzie tłocznym ze zbiornikiem może być włączona zwężka Venturiego z urządzeniem sterującym wyłącznikiem ciśnieniowym dla dostosowywania ciśnień włączających i wyłączających do wielkości rozbioru.

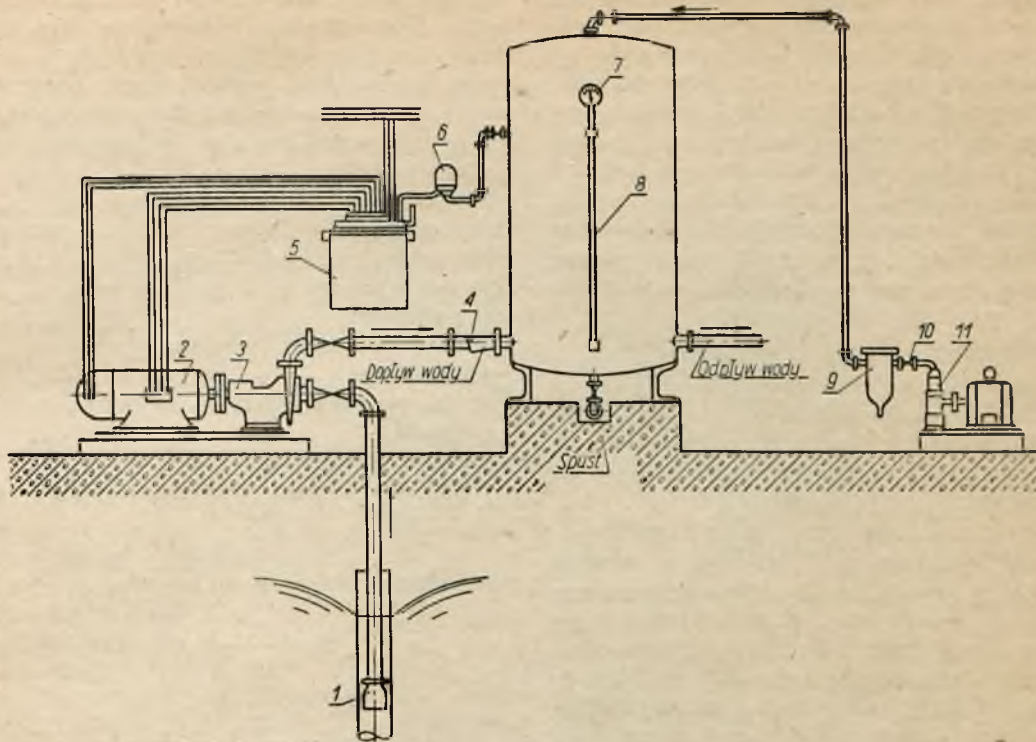
Na rys. 202 przedstawiono urządzenie umieszczone w jednym budynku na stacji pomp. Należy zaznaczyć, że takie rozwiązanie jest pożądane, aby całość skoncentrować w jednym miejscu i pomieszczeniu, nie jest to jednak wa-



runkiem koniecznym. Zbiorniki wodno-powietrzne mogą być dołączone do przewodu tłocznego poza stacją pomp.

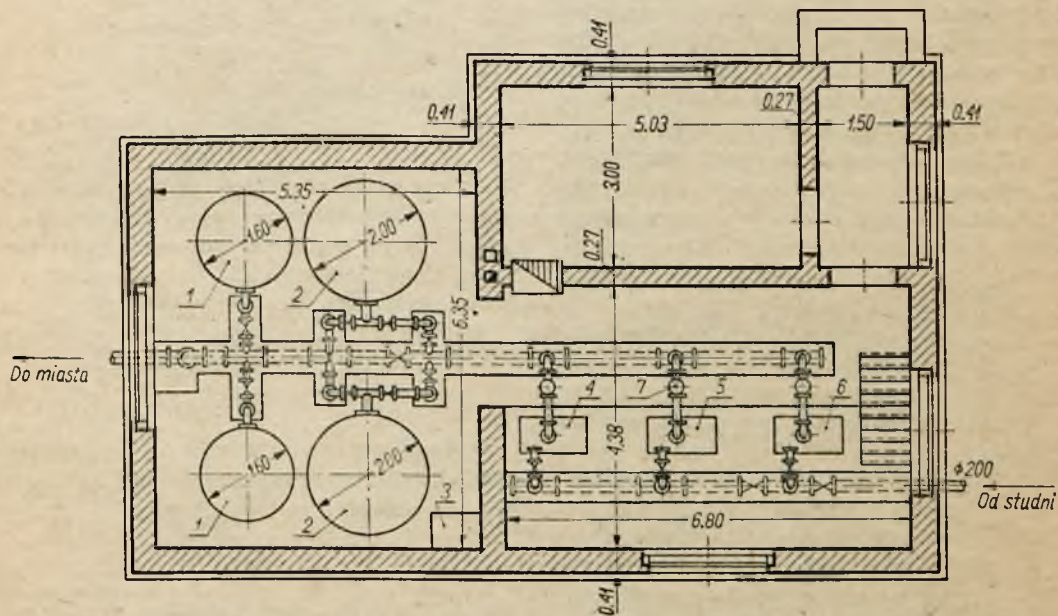
Działanie urządzenia odbywa się w sposób następujący. Zbiornik wodno-powietrzny, jak już mówi sama nazwa, wypełniony jest w pewnej swej części wodą, w pozostałej

trycznego i przez włączony rozrusznik uruchamia silnik. Przy ruchu pompy następuje stopniowe napełnianie zbiornika wodą z jednoczesnym sprężaniem powietrza w zbiorniku, aż do granicznego maksymalnego ciśnienia, przy którym automat wyłącza prąd i zatrzymuje silnik z pompą.



Rys. 201. Schemat urządzenia wodociągowego

1 — zawór stopowy, 2 — silnik, 3 — pompa, 4 — kłapa zwrotna, 5 — rozrusznik samoczynny, 6 — wyłącznik ciśnieniowy, 7 — manometr, 8 — szkło wodowskazowe, 9 — odolwiacz, 10 — zawór bezpieczeństwa, 11 — sprężarka z silnikiem



Rys. 202. Stacja pomp z urządzeniami hydroforowymi i odzłaziaczami zamkniętymi

1 — zbiornik wodno-powietrzny, 2 — odzłaziacz, 3 — sprężarka dla odzłaziaczy, 4 — pompa III, 5 — pompa II, 6 — pompa I, 7 — kłapa zwrotna

sprężonym powietrzem. Przy poborze wody na sieci poziom w zbiorniku stopniowo obniża się, powodując rozszerzanie się objętości powietrza i wywołując wobec tego stopniowy spadek ciśnienia. Automatem odpowiednio nastawiony, po spadku ciśnienia do pewnej minimalnej granicznej wartości, zamyka obwód prądu elek-

Przy trwałym rozborze wody czynność ta powtarza się stale. Mamy więc ciągle następujące po sobie okresy ruchu i postoju pompy.

Sprężarka powietrzna służy do napełniania sprężonym powietrzem pewnej części zbiornika przy początkowym uruchamianiu całości oraz do uzupełnienia powietrza w cza-



sie pracy, gdyż jest ono stopniowo absorbowane przez wodę, przez co zmniejsza się jego ilość w zbiorniku. Zjawisko to ma ten skutek, że zmniejsza się pojemność użytkowa zbiornika wodno-powietrznego, gdyż ciśnienie spada szybko do dolnej granicy, wobec czego zwiększa się ilość rozruchów i zatrzymań pompy. Dotłaczanie powietrza odbywa się w ten sposób, że co pewien czas, najlepiej rano, uruchamia się sprężarkę na kilkanaście minut, obserwując na szkle wodowskazowym poziom wody w zbiorniku dla maksymalnej wartości przyjętego ciśnienia. W chwili osiągnięcia w zbiorniku poziomu wody na wysokości górnej granicy części użytkowej zbiornika sprężarkę zatrzymuje się.

Warunkiem nieodzownym ciągłości działania całości jest dobra szczelność zaworu stopowego na przewodzie ssawnym. Jeśli ten zawodzi, to w czasie postoju pompy woda ucieka stopniowo z rury ssawnej i po uruchomieniu pompa nie jest w stanie podciągnąć wody.

### Zasady projektowania

Projektując urządzenia hydroforowe musimy odpowiednio dobrać wielkość zbiornika wodno-powietrznego, wielkość pompy oraz granice ciśnień, w jakich będzie ona pracowała. Trzy te czynniki są ze sobą w związku i decydują o całości urządzenia.

Trzeba zaznaczyć na wstępie, że zbiornik wodno-powietrzny nie może być uważany za zbiornik z zapasem wody, a ma służyć jedynie do regulowania włączeń i wyłączeń pompy w ten sposób, aby był na ochłodzenie się rozrusznika dostatecznie długi czas. Przy wyborze więc wielkości zbiornika wodno-powietrznego musi być zwrócona uwaga na to, aby ilość rozruchów w określonym przeciągu czasu nie przekraczała określonej normy. Każde zbytne przeciążenie automatycznego rozrusznika powoduje w pewnym stopniu jego zużycie. Niezawodność działania urządzenia i okres długości pracy zależy od częstości włączeń, ściślej — od nieprzekraczalnej normy włączeń.

Zbyt częste włączenie odbija się nieekonomicznie na pracy stacji pomp, gdyż każde włączenie, chociaż bardzo krótkotrwałe (5"), wywołuje około 4÷5-krotnie większe od normalnego zużycie energii, idącej na przyspieszenie wirujących mas i przewyciężenie wirów wodnych w pompie. Można uważać, że w tym czasie wydatek pompy jest prawie zerowy, tak że energia zużywa się bezprodukcyjnie. W normalnych warunkach strata energii stanowi zaledwie

około 1% energii zużywanej na przetłaczanie wody. Przy nieumiejętnym jednak zaprojektowaniu lub nieumiejętnym nastawieniu całości procent ten może bardzo znacznie wzrosnąć. Odbija się to szczególnie w początkach uruchamiania wodociągu, gdy zużycie wody jest bardzo małe, a instalację z konieczności należy obliczyć na stosunkowo dużą normę.

Projektując musimy mieć przede wszystkim ustalony najkrótszy przeciąg czasu między włączeniami lub dopuszczalną ilość włączeń na godzinę. Przy obecnie stosowanych konstrukcjach fabryki podają jako normę, która nie powinna

być przekraczana, 4÷12 włączeń na godzinę lub najkrótszy czas pomiędzy włączeniami nie mniejszy niż 5÷15 minut.

Pompy muszą być tak dobrane, aby ich wydatek odpowiadał oczekiwanemu największemu rozbirowi, gdyż przy maksymalnym rozbirowie część użytkowa zbiornika wodno-

powietrznego starczy na czas bardzo krótki i zainstalowane pompy o mniejszej wydajności nie będą w stanie pokryć zapotrzebowania, co spowoduje spadek ciśnienia poniżej przyjętego minimum. Może zresztą zająć przypadek, że rozbiór maksymalny trafia na zbiornik próżny.

Instalowanie pomp o wydajności przekraczającej wartość największego rozbioru nie ma celu, gdyż z jednej strony dawałyby one niepotrzebny nadmiar wody, z drugiej strony napełniałyby szybciej część użytkową zbiornika, przez co skracaloby się w sposób niepożądany czas ruchu, a tym samym zwiększałoby się częstość rozruchów.

Oznaczamy (rys. 203):

wydatek pomp (równy maksymalnemu rozbirowi)	przez $Q$ l/sek
pobór wody	„ $q$ l/sek
czas ruchu pompy	„ $t_r$ sek
czas spoczynku	„ $t_s$ sek
pojemność użytkową zbiornika wodno-powietrznego	„ $V_u$ l
objętość powietrza przy największym sprężeniu	„ $V_p$ l
i objętość całkowitą zbiornika	„ $V = V_u + V_p$

Czas od wyłączenia do włączenia, czyli cykl pracy będzie wynosił

$$t = t_r + t_s$$

ponieważ zaś stosownie do oznaczeń

$$t_r = \frac{V_u}{Q - q}, \text{ zaś } t_s = \frac{V_u}{q}$$

więc

$$t = \frac{V_u}{Q - q} + \frac{V_u}{q} = \frac{Q \cdot V_u}{Qq - q^2} \quad [93]$$

Dla znalezienia minimum wartości  $t$ , która nas przy projektowaniu interesuje, zróżniczkujemy wyrażenie ostatnie względem  $q$  i przyrównamy do zera

$$\frac{dt}{dq} = \frac{Q \cdot V_u (Q - 2q)}{(Qq - q^2)^2} = 0$$

Stąd otrzymamy

$$2q = Q, \text{ względnie } q = \frac{Q}{2} \quad [94]$$

Znaczy to, że czas cyklu pracy będzie najkrótszy wówczas, gdy rozbiór wyniesie połowę wydatku pompy. Przy każdym innym rozbirowie czas cyklu pracy będzie większy od tej granicznej wartości. Dla tego rozbioru czas poszczególnego cyklu pracy pompy będzie równy

$$t_{\min} = \frac{Q \cdot V_u}{Q \cdot \frac{Q}{2} - \frac{Q^2}{4}} = \frac{4V_u}{Q} \quad [95]$$

Wskazuje to, że pojemność części użytkowej zbiornika wodno-powietrznego uzależniona jest od minimum  $t$  oraz od wydatku pompy i wyraża się przez

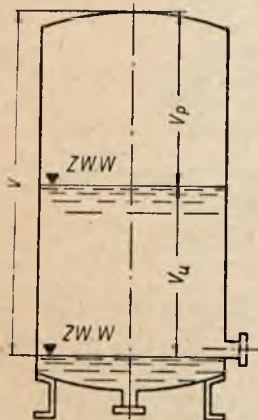
$$V_u = \frac{t_{\min} \cdot Q}{4} \quad [96]$$

Całkowitą pojemność zbiornika  $V = V_u + V_p$  znajdziemy wówczas, jeśli będziemy mieli żądane granice ciśnień, tj.  $p_{\max}$  i  $p_{\min}$ , nadciśnienie, przy którym automatyczne urządzenie przerywa dopływ prądu do silnika oraz nadciśnienie, przy którym zostaje włączony prąd.

Stosownie do oznaczeń będzie

$$V_p (p_{\max} + 1) = V (p_{\min} + 1) \quad [97]$$

$$\frac{V}{V_p} = \frac{p_{\max} + 1}{p_{\min} + 1}$$



Rys. 203.



$$\frac{V}{V - V_p} = \frac{p_{\max} + 1}{p_{\max} - p_{\min}}$$

czyli

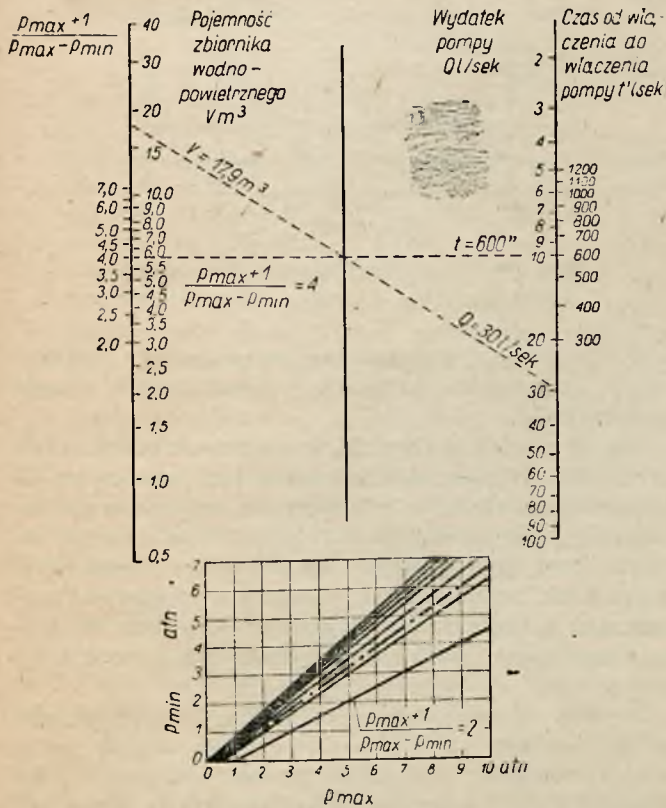
$$V = V_p \cdot \frac{p_{\max} + 1}{p_{\max} - p_{\min}} \quad [98]$$

a wobec wyrażenia na  $V_p$ , wyprowadzonego wyżej [96]

$$V = \frac{t \cdot Q}{4} \cdot \frac{p_{\max} + 1}{p_{\max} - p_{\min}} \quad [99]$$

Pojemność więc zbiornika wodno-powietrznego zależy od długości cyklu pracy, wydatku pompy oraz wartości granicznych ciśnień.

Dla wzoru wyżej podanego obliczono załączony nomogram, z którego (rys. 204) można łatwo otrzymać — dla odpowiednio przyjętych wartości  $t$ ,  $Q$ ,  $p_{\max}$ ,  $p_{\min}$  — potrzebną pojemność całkowitą zbiornika wodno-powietrznego.



Rys. 204. Wykres do wzoru [99] dla określenia pojemności zbiornika wodno-powietrznego

**Przykład**

Dane: wydatek pompy  $Q = 30$  l/sec  
ilość włączeń na 1 h 6 ( $t = 600''$ )  
ciśn. najn.  $p_{\min} = 30$  m = 3 atn  
ciśn. najw.  $p_{\max} = 43$  m = 4,3 atn

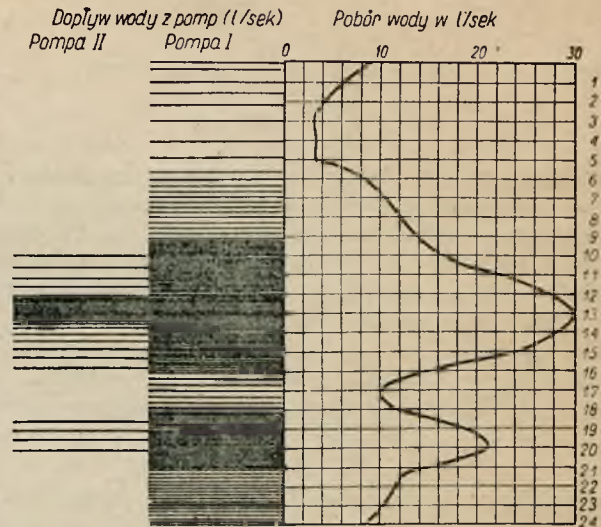
$$\frac{p_{\max} + 1}{p_{\max} - p_{\min}} = 4$$

Wynik: pojemność zbiornika  $V = 17,9$  m

Zazwyczaj odprowadzenie wody ze zbiornika powinno być umieszczone nieco wyżej dna. Pewną partię zbiornika pozostawia się na zbieranie się w niej osadu, który co pewien czas spłukuje się. Wykres daje pojemność nad miejscem odprowadzenia wody z kotła. Część nieużyteczną (spód) można przyjąć równą około 5% części obliczonej.

Korzystne jest, co zresztą odpowiada przyjętym zasadom, instalowanie nie jednego zespołu pompowego, lecz dwóch z trzecim zapasowym lub trzech z czwartym zapaso-

wym. W ten sposób dostosujemy się w pewnym stopniu, w miarę czasu istnienia wodociągu, do zwiększenia się rozbioru wody, ustawiając następnie zespół dopiero po odpowiednim wzroście rozbioru wody. Podział pracy na kilka pomp przy nierównomiernym rozbiore pozwala na zmniejszenie potrzebnej wielkości zbiornika hydroforowego.



Rys. 205. Wykres pracy pomp w zależności od rozbioru

Każda nowa jednostka musi posiadać swój automat. Automaty te należy tak nastawić, aby włączały one dalsze pompy stopniowo przy nieco mniejszym ciśnieniu i wyłączały też stopniowo przy osiągnięciu pewnych niższych, ale niewiele różniących się ciśnień. Osiągamy wówczas dwa cele, przede wszystkim unikamy sumowania się jednocześnie kilku maksimów mocy pobieranej w chwili rozruchu, a następnie pozwalamy w okresie małego rozbioru wody pracować tylko jednej pompie, zmniejszając tym ilość włączeń. W okresie dużego rozbioru pracuje stale jedna pompa (względnie dwie), a z przerwami druga pompa, znowu przy wydatnie zmniejszonej ilości włączeń (rys. 205). W godzinach małego rozbioru pracuje tylko jedna pompa.

Jeżeli na przykład przyjęliśmy wydatek pompy 30 l/sec, dopuszczalną ilość włączeń 6 na godzinę, a graniczne ciśnienia 3,5 i 5 atmosfer, to pojemność zbiornika wodno-powietrznego określi się na 18 m<sup>3</sup>. Przy czym pojemność użytkowa wyniesie

$$V_u = \frac{18000 (p_{\max} - p_{\min})}{p_{\max} + 1} = \frac{18000 (5 - 3,5)}{5 + 1} = 4500 \text{ l} = 4,5 \text{ m}^3$$

Jeżeli natomiast zainstalujemy zamiast jednej pompy, jak przyjęliśmy wyżej, dwie o wydatku równym po 15 l/sec, przy czym praca drugiej pompy będzie odbywała się w granicach ciśnień 3,4 i 4,9 atmosfer (tj. pompa druga będzie włączona samoczynnie, gdy przy wzmożonym rozbiore pompa pierwsza nie będzie w stanie pokryć zapotrzebowania i ciśnienie zacznie spadać, wyłączona zaś będzie, gdy ciśnienie dojdzie prawie do najwyższej normy, wówczas pojemność zbiornika określimy tak, aby żadna z pomp nie była włączona częściej niż 6 razy na godzinę.

Pompa pierwsza pracuje przy mniej korzystnym ciśnieniu i dla niej pojemność części powietrznej zbiornika jest mniejsza, przede wszystkim więc ze względu na nią należy określić pojemność zbiornika. Otrzymamy oczywiście pojemność zbiornika  $V$  dwa razy mniejszą od poprzedniej, tj. 9,0 m<sup>3</sup>. Pojemność tę należy skorygować, nieco ją powiększając, z uwagi na najniższe dopuszczalne ciśnienie dla



pompy drugiej (3,4 atn). Dla tego najniższego ciśnienia musimy przyjąć pojemność zbiornika:

$$V' = V \frac{3,5 + 1}{3,4 + 1} = 9 \frac{4,5}{4,4} = 9,2 \text{ m}^3$$

Pojemność użytkowa wynosi

$$V'_u = \frac{9200 \cdot 1,5}{5,9} = 2340 \text{ l}$$

Czas cyklu pracy drugiej pompy będzie równy

$$t = \frac{4 \cdot 2340}{15} = 622 \text{ sek}$$

czyli większy od tego, który przyjęty był za dopuszczalny.

Dwie pompy o jednakowym wydatku zmniejszyły objętość kotła do  $\sim 51\%$ . Dla niejednakowego wydatku pomp, jak łatwo się przekonać, pojemność zbiornika przy utrzymaniu  $t = 600$  sek wzrasta. Dla trzech pomp po 10 l/sek otrzymujemy  $V = 6,0 \text{ m}^3$

$$V = 6 \frac{3,5 + 1}{3,3 + 1} = 6,3 \text{ m}^3; \quad V'_u = \frac{6300 \cdot 1,5}{5,8} = 1630 \text{ l}$$

$$t = \frac{4 \cdot 1630}{10} = 652 \text{ sek}$$

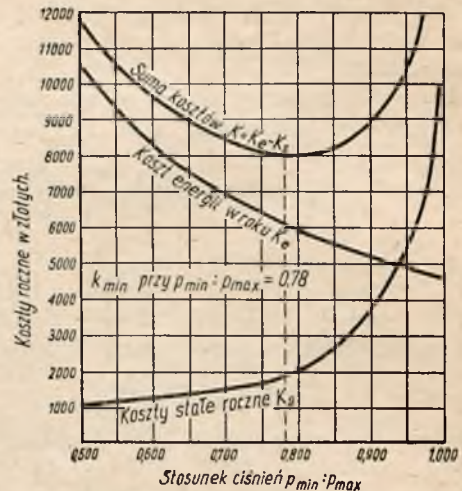
Pojemność zbiornika zmalała do  $\sim 35\%$  pierwotnej.

Z powyższego przykładu widać, jak zwiększenie ilości jednostek pomp, stopniowo włączanych i wyłączanych, wpływa na zmniejszenie pojemności zbiornika wodno-powietrznego. Oczywiście kwestię, jak daleko można iść, ile dobrać jednostek, a przez to odpowiednio zmniejszyć pojemność zbiornika i pomieszczenia, zdecydować musi każdorazowa kalkulacja kosztów, która pozwoli wybrać najekonomiczniejsze rozwiązanie.

Przy wyborze granicznych ciśnień dla pracy urządzenia trzeba zwrócić uwagę na to, że im granice stosunku ciśnienia maksymalnego i minimalnego są większe, tym bardziej pogarsza się średnia wartość współczynnika sprawności, z jaką pompa pracuje.

Wybór granic ciśnień powinien być taki, aby urządzenie pracowało w warunkach najbardziej korzystnych. Zbadana więc być musi suma rocznych kosztów ruchu urządzenia, na którą składać się będą z jednej strony oprocenowanie, amortyzacja, utrzymanie i konserwacja instalacji zbiorników, z drugiej strony koszty energii elektrycznej za przetłoczoną wodę. Minimum sumy tych wartości wskaże najekonomiczniejsze rozwiązanie. Miejsce położenia minimum sumy rocznych wydatków zależeć będzie przede wszystkim od kosztów prądu (im większe, tym korzystniej jest iść w kierunku większej wartości stosunku  $(p_{\min}:p_{\max})$  oraz od sumy godzin pracy pompy (przedłużenie czasu pracy również wymaga zwiększenia  $p_{\min}:p_{\max}$ ), a następnie od okresu trwałości zbiorników, tj. okresu amortyzacji urządzenia.

Dla przykładu na rys. 206 przedstawiono krzywą zsumowanych kosztów rocznych dla różnych stosunków  $p_{\min}:p_{\max}$ , przyjmując wydatek  $Q = 30$  l/sek,  $p_{\min} = 35$  m, 8-godzinny ruch pompy na dobę, współczynnik sprawności urządzenia 0,65, koszt energii 10 gr/kWh, 15-letni okres amortyzacyjny, wysokość stopy procentowej 6%, koszty konserwacji 3%. Dla takich przyjęć otrzymuje się minimum kosztów rocznych przy wartości stosunku  $p_{\min}:p_{\max} = 0,78$ .



Rys. 206. Obliczenie najkorzystniejszego stosunku ciśnień  $p_{\min}$  i  $p_{\max}$  dla urządzenia hydroforowego

Dla właściwego wyboru powyższego stosunku najlepiej będzie przeprowadzić kalkulację, jak wskazano w ustępie poprzednim.

Należy zwrócić uwagę, że w niektórych przypadkach, gdy w wieczornych godzinach ograniczeni jesteśmy co do wysokości szczytów, może opłacać się zainstalowanie dodatkowej pompy o wydajności odpowiednio dobranej do zapotrzebowania w godzinach wieczornych i o niewielkiej mocy. Koszt instalacji małej pompy jest stosunkowo nieduży, tym bardziej, że odpada dość znaczny koszt zbytecznego tu rozrusznika, gdyż silnik może w tym wypadku być krótkozwarty.

Zbiornik wodociągowy prócz zadania wyrównawczego ma jednocześnie służyć jako rezerwa pożarowa. W instalacji hydroforowej oczywiście jesteśmy zmuszeni zrezygnować z takiej rezerwy pożarowej, możemy ją jednak zastąpić, przewidując na stacji pomp możliwość włączenia motopompy w przewody lewarowy i tłoczny, uruchamianej w koniecznym wypadku, przy czym mamy tu tę korzyść, że w potrzebnej chwili możemy podnieść czasowo ciśnienie w sieci, wyłączając hydrofor i pompując wodę bezpośrednio do sieci.



## SIEĆ ROZDZIELCZA

## 1. PROJEKTOWANIE I OBLICZANIE SIECI WODOCIĄGOWYCH I PRZEWODÓW TŁOCZNYCH

Dostarczenie wody odbiorcom odbywa się za pośrednictwem sieci rurociągów. Sieć składa się z przewodu magistralnego, przewodów głównych i przewodów bocznych, ułożonych pod wszystkimi ulicami miasta. Przewody magistralne zasilają sieć przewodów głównych i bocznych, stanowiących tzw. sieć rozbiorniczą albo rozdzielczą, z której czerpią wodę odbiorcy poprzez połączenia domowe oraz punkty czerpalne uliczne, jak źródła i hydranty.

Rozróżniamy sieci obiegową i rozgałęzieniową. W sieci obiegowej wszystkie przewody tworzą zamknięte pierścienie, tak że do każdego punktu woda może dopłynąć dwiema drogami. Ma to tę dodatnią stronę, że w razie uszkodzenia wyłącza się tylko jeden krótki odcinek rurociągu, pozostałe pracują nadal, poza tym brak ślepych końcówek, w których woda pozostając bez ruchu może zagnić, co ułatwia eksploatację. Z tych względów sieć obiegowa jest powszechnie stosowana pomimo tego, że jest kosztowniejsza. Sieć rozgałęzieniową uważać należy jako etap przejściowy przy budowie sieci, dążąc do zamykania pierścieni i likwidowania ślepych końcówek. W wyjątkowych warunkach miejscowych, np. przy dostarczaniu wody dla oddzielnych oddalonych obiektów jak również w małych osiedlach, stosuje się sieć rozgałęzieniową.

Do zaprojektowania sieci przewodów wodociągowych niezbędny jest plan sytuacyjny miejscowości z zaznaczonymi warstwicami w skali 1:1000—1:2500. Plan powinien posiadać zaznaczone granice stref gęstości zaludnienia oraz rozplanowanie terenów przyszłego rozwoju miasta.

Stosownie do układu całości miasta w stosunku do ujęcia wody, stacji pomp, zbiornika wyrównawczego i stref zaludnienia projektujemy linie przebiegu przewodów magistralnych. Należy się kierować zasadami niżej wymienionymi. Przewód magistralny powinien biec przez ulice najgęściej zaludnione, lecz nie ulicami głównymi, na których istnieje duży ruch i kosztowne bruki, grzbietami terenu i możliwie po najkrótszej drodze łączyć stację pomp ze zbiornikiem wyrównawczym. Przez umieszczenie ciągów magistralnych na grzbietach uzyskujemy ciśnienie równomiernie rozłożone i unikamy ciśnień anormalnie wysokich.

Na wymiary średnic w sposób wybitny wpływa miejsce położenia zbiornika wyrównawczego.

Gdy zbiornik umieszczony jest pomiędzy miastem a ujęciem wody, sieć przewodów tłocznych zaopatrywana jest w wodę całkowicie ze zbiornika. Rozkład ciśnienia w mieście nie jest najkorzystniejszy. Wypadają wówczas duże koszty przewodu głównego, który musi posiadać stosunkowo znaczny przekrój.

W razie umieszczenia zbiornika pośrodku miasta (w środku ciężkości) wymiary przewodu głównego wypadają najmniejsze, przy czym przewód doprowadzający dra-

kuje jednocześnie jako przewód rozdzielczy. Także koszt sieci wypada najmniejszy oraz ciśnienia są najbardziej jednostajne.

Układ trzeciego rodzaju stanowi jakby złoty środek pomiędzy obydwoma poprzednimi rozwiązaniami. Przewód doprowadzający wodę do zbiornika jest jednocześnie głównym przewodem rozdzielczym. Ponieważ podczas największego rozbioru miasto zaopatrywane jest w wodę z dwóch stron, wymiary magistrali wypadają znacznie mniejsze niż przy pierwszym rozwiązaniu. Dalszą zaletą jest to, że można zmniejszyć wymiary głównego ciągu magistralnego przez odpowiedni układ bardzo pożądanym obiegowych ciągów głównych.

W przypadku zbiornika końcowego kierunek przepływu wody zmienia się w pewnej części sieci kilkakrotnie w ciągu doby, zależnie od tego, czy zbiornik opróżnia się, czy też napelnia.

Od magistrali głównej odchodzą przewody główne rozbiornicze, które powinny być zaprojektowane tak, aby mógł z nich następować jak najbardziej równomierny rozdział wody na przylegające powierzchnie. We wszystkich pozostałych ulicach umieszcza się przewody boczne, przy czym z zasady nie powinno się używać rur o mniejszych średnicach niż 100 mm. Przy stosowaniu rur o średnicy 80 mm uzyskuje się nieznaczną oszczędność w kosztach budowy, a zdolność przepustowa przy tej samej jednostkowej stracie ciśnienia jest mniejsza w stosunku  $(D_1:D_2)^{8/3}$ , tj. dla stosunku powyższych średnic około 1,8 krotnie.

Prawidłowo zaprojektowana sieć wodociągowa powinna spełniać następujące warunki:

- 1) zapewnić dostarczenie żądanych ilości wody do punktów zapotrzebowania pod żądanym ciśnieniem,
- 2) koszty budowy i eksploatacji zarówno samej sieci, jak i związanych z nią innych obiektów wodociągu, jak stacji pomp i zbiorników powinny być jak najmniejsze.

Dla spełnienia tych warunków stosuje się obliczenie wg techniczno-ekonomicznej metody. Metoda ta w zastosowaniu do obliczenia magistrali przedstawia się w zarysie następująco:

Przy danym wydatku zwiększenie średnicy przewodu powoduje podrożenie kosztu jego budowy, lecz jednocześnie wskutek zmniejszenia oporów maleje koszt pompowania. Wykreślnie przedstawiono to na rys. 207.

Krzywa I przedstawia roczne koszty amortyzacji, krzywa II — koszty eksploatacji. Krzywa III jest krzywą sumaryczną, której minimum wskazuje na optymalną dla danych warunków średnicę. Koszt budowy przewodu przedstawia wzór  $K_{bD} = a + bD^n$ . Parametry  $a$ ,  $b$ ,  $n$  — zależą od miejscowych warunków. Dla warunków warszawskich w roku 1952 —  $K_{bD} = 120 + 158 D^{1.5}$ .

Amortyzację przewodu łącznie z wydatkami na remonty należy przyjmować w wysokości  $p_1 = 3 \div 5\%$  kosztów budowy.



Koszt budowy stacji pomp wyniesie  $K_{bs} = f \cdot N_o$ , gdzie  $f$  oznacza koszt wskaźnikowy stacji na jednostkę mocy zainstalowanej,  $N_o$  — moc zainstalowaną w kilowatach.

Jeżeli przez  $N$  oznaczymy moc potrzebną, przez  $r$  — współczynnik rezerwy, to  $N_o = r \cdot N$ .

Na amortyzację i remonty stacji pomp należy przyjmować  $p_2 = 6-7\%$  od  $K_{bs}$ .

Koszt eksploatacji składa się z kosztów obsługi i kosztów energii. Koszt obsługi jest niezależny od obranej średnicy przewodu. Roczny koszt energii zużytej przy równomiernej 24-godzinnej pracy pomp wynosi  $E = e \cdot 24 \cdot 365 \cdot N = 8760 e \cdot N$ , gdzie  $e$  oznacza cenę kWh,  $N$  — jak wyżej — moc potrzebną w kW.

Ponieważ  $N = \frac{Q \cdot H}{75\eta} \cdot 0,736$ , przy współczynniku sprawności zespołów pompowych  $\eta = 0,60$  otrzymujemy  $N = \frac{QH}{59}$  oraz  $E = 148 e \cdot Q \cdot H$ .

Wysokość podnoszenia  $H$  składa się z wysokości geometrycznej  $H_o$  oraz wysokości strat w przewodzie  $h_f$ , które mogą być przedstawione w funkcji średnicy wg wzoru Manninga

$$h_f = k \frac{Q^2 \cdot l}{D^5} = 0,00148 \frac{Q^2 \cdot l}{D^{5,33}}$$

otrzymujemy zatem

$$E = 148 e \cdot Q \left( H_o + 0,00148 \frac{Q^2 \cdot l}{D^{5,33}} \right)$$

oraz

$$K_{bs} = \frac{f \cdot r \cdot Q \left( H_o + 0,00148 \frac{Q^2 \cdot l}{D^{5,33}} \right)}{59}$$

Suma rocznych kosztów budowy i eksploatacji w funkcji średnicy będzie:

$$S = \frac{p_1 \cdot K_{bp} \cdot l}{100} + \frac{p_2 \cdot K_{bs}}{100} + E = p_1 \cdot l (a + b \cdot D^n) + \frac{p_2 \cdot f \cdot r \cdot Q}{59} \left( H_o + 0,00148 \frac{Q^2 \cdot l}{D^m} \right) + 148 e \cdot Q \left( H_o + 0,00148 \frac{Q^2 \cdot l}{D^m} \right)$$

Dla znalezienia minimum przyrównujemy pierwszą pochodną tej funkcji do zera.

$$\frac{dS}{dD} = 0; n \cdot p_1 \cdot l \cdot b \cdot D^{n-1} - \frac{m \cdot p_2 \cdot f \cdot r \cdot Q^3 \cdot 0,00148 \cdot l}{59 \cdot D^{m+1}} + \frac{-m \cdot 148 \cdot 0,00148 \cdot e \cdot Q^3 \cdot l}{D^{m+1}} = 0$$

Oznaczmy:

$$n \cdot p_1 \cdot l \cdot b = \alpha$$

$$\frac{0,00148}{59} m \cdot p_2 \cdot f \cdot r \cdot l = \beta$$

$$0,00148 \cdot 148 \cdot e \cdot l = \gamma$$

$$\alpha \cdot D^{n-1} - \frac{(\beta + \gamma) Q^3}{D^{m+1}} = 0$$

Stąd otrzymujemy ostatecznie:

$$D = \left( \frac{\beta + \gamma}{\alpha} \right)^{\frac{1}{n+m}} \cdot Q^{\frac{3}{n+m}}$$

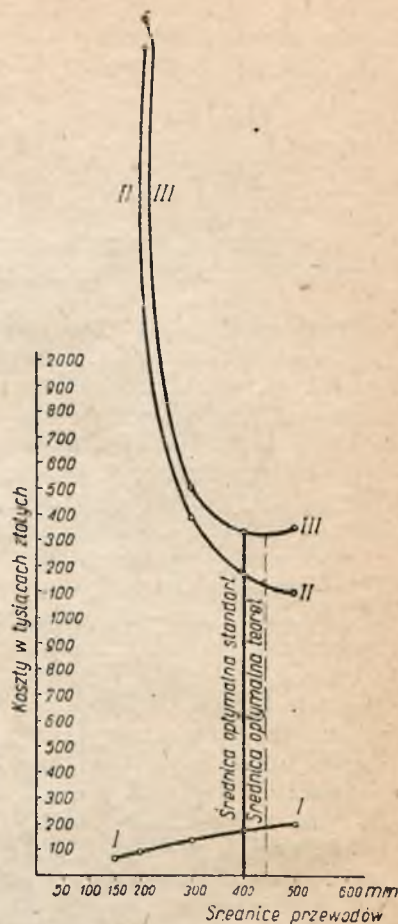
W analogiczny sposób można by było obliczyć wszystkie odcinki sieci, jest to jednak uciążliwe i mija się z celem. Dlatego przy obliczaniu sieci stosowane są metody

obliczenia oparte na hydraulice, bez uwzględnienia strony ekonomicznej.

Sposób obliczania sieci przewodów przedstawia się następująco. Przede wszystkim należy trzymać się zasady możliwego uproszczenia rachunku. Z góry więc określamy, jak rozdzielić się przepływy na ciągach bocznych przyjmując, że zaopatrują one tylko przylegające do nich bloki mieszkalne, lecz nie uczestniczą na ogół w przewodzeniu przepływów poza granice przylegających do nich bloków. Sieć więc bocznych przewodów jakby rozrywamy, przy czym punkty podziału tak wybieramy, aby woda miała jak najbliższą drogę do przepłynięcia od magistrali. Dalszą więc czynnością po wyznaczeniu linii magistralnych jest wyznaczenie punktów rozdziału, w których wyobrażamy sobie fikcyjnie poprzerywaną sieć, co pozwala nam na określenie kierunków przepływu wody. Podział taki polega oczywiście na pewnym wyuczuciu i wprawie projektującego. Z reguły przyjmuje się te punkty podziału w środku pomiędzy węzłami. Należy dodać, że pierwsze założenie punktów podziału po przeprowadzeniu obliczenia może się okazać nieodpowiednie. Orientując się z wyników obliczenia punkty te odpowiednio przesuujemy.

Dalszą czynnością projektującego jest wykonanie podziału wszystkich bloków mieszkalnych na powierzchnie zaopatrywania z przewodów ułożonych w ulicy przylegającej. Podział powierzchni wykonać można najlepiej na kalce napiętej na plan sytuacyjny miasta. Dla uproszczenia pracy dzielimy dwusiecznymi nie powierzchnie samych bloków mieszkalnych z wyłączeniem ulic, a powierzchnię bloków utworzonych przecięciem się osi ulic. Powiększa się w ten sposób każdą powierzchnię rozbiórki wody o pół szerokości ulicy, co jednak nie powoduje błędów, gdyż powiększa się proporcjonalnie wszystkie powierzchnie, natomiast ułatwia to podział i umożliwia skorzystanie z tak zrobionego podziału i obliczonych powierzchni przy projekcie kanalizacji ogólnospławnej. Podział przeprowadza się przez wyprowadzenie dwusiecznych z punktów przecięcia się osi ulic. Otrzymujemy przy podziale przeważnie figury geometryczne w postaci trapezów lub trójkątów, rzadziej inne, bardziej skomplikowane powierzchnie.

Po rozdzieleniu całości miasta na powierzchnie do zaopatrywania z ulic, obliczamy ich wielkości za pomocą planimetrowania lub na podstawie wzorów na figury geometryczne. Poszczególne wyniki obliczenia wpisujemy na jednoznacznej powierzchni. Znając gęstość zaludnienia w danej

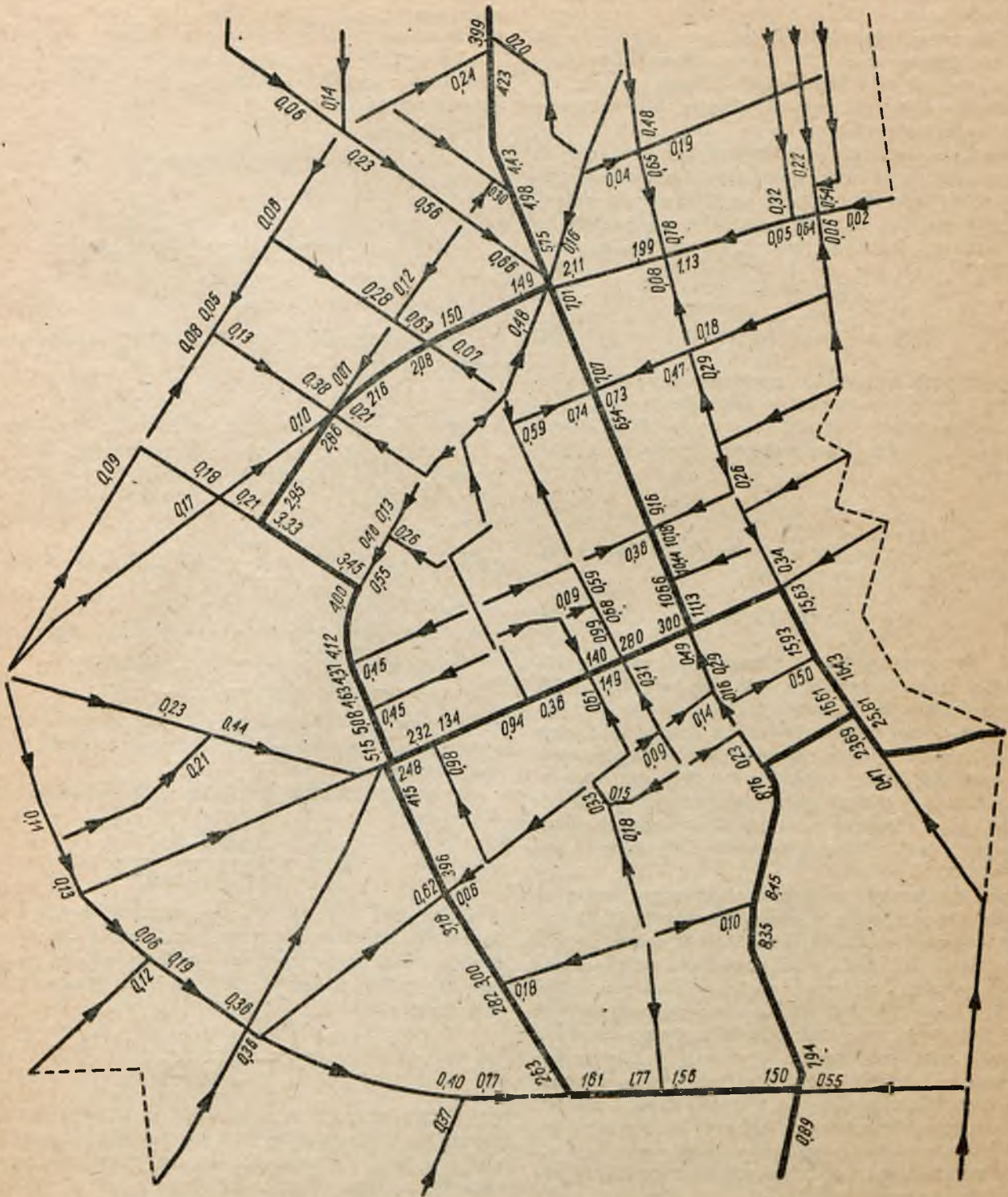


Rys. 207. Wykres kosztów budowy, eksploatacji i kosztów sumarycznych przewodu magistralnego



strefie obliczamy dla przyjętego rozbioru dobowego na mieszkańca rozbiór na jednostkę powierzchni (hektar) — współczynnik rozbioru jednostkowego. Wartości rozbioru jednostkowego dla poszczególnych stref powinny być podane na planie podziału powierzchni. Mnożąc współczyn-

rozbioru wody idąc od punktu rozdziału w kierunku magistrali. Kierunki sumowania oznaczamy na planie strzałkami. Na szkielecie planu sytuacyjnego z wyrysowanymi tylko osiami przewodów wodociągowych, z obliczoną ich długością oraz zaznaczonymi punktami podziału, wpisu-



Rys. 208. Rozbiór wody w węzłach

niki rozbioru jednostkowego przez poszczególne powierzchnie otrzymujemy liczby rozbioru wody w poszczególnych powierzchniach bloków przyległych do odcinków przewodów zaopatrujących.

Mając wyznaczone punkty podziału możemy obliczyć rozbiór wody na węzłach. W tym celu sumujemy liczby

jemy wartości rozbioru wody w węzłach i na odcinkach równoległe do osi przewodów z zaznaczeniem kierunku sumowania. Strzałki będą miały kierunki odwrotne do rzeczywistego kierunku przepływu wody w przewodach.

W celu przeprowadzenia wody na dalsze odległości, na całe miasto, ograniczamy układ rurociągów do szkieletu



linii magistralnych (rys. 208). W rzeczywistości współpracować będzie cała sieć, co spowoduje korzystniejszy rozkład ciśnienia niż przy założeniu pracy tylko ciągów głównych. Założenie jednak nasze daje nam pewien współczynnik bezpieczeństwa. Gdybyśmy chcieli zrównoważyć cały układ przewodów sieci miejskiej z uwzględnieniem wszystkich ciągów bocznych, należałoby wykonać olbrzymią pracę przeliczeniową zupełnie niewspółmiernie z otrzymanym wynikiem. Ograniczenie obliczenia do przewodów magistralnych daje w rezultacie wyniki niewiele różniące się od rezultatów obliczenia uwzględniającego pełną sieć przewodów wodociągowych.

Zsumowanie rozbioru wody doprowadzone do ciągów magistralnych pozwala przystąpić do obliczenia straty ciśnienia. Obliczenie przeprowadza się tabelarycznie za pomocą nomogramów. Liczymy posługując się jednym ze wzorów na ruch burzliwy, jednostajny, np. wzorem Manninga

$$v = kR^{2/3} J^{1/2} \text{ m/sek} \quad [101]$$

$$Q = \pi \frac{D^2}{4} v \text{ m}^3/\text{sek (l/sek)} \quad [102]$$

Współczynnik szorstkości, uwzględniający kilkunastoletnią pracę rurociągu, wynosi w zaokrągleniu 80.

Jednostkową stratę ciśnienia obliczamy w wypadku stałej objętości przepływu wody na rozpatrywanym odcinku ze wzoru

$$i = \lambda \frac{Q^2}{D^{16/3}} \quad [103]$$

Gdy przewód wydatkuje po drodze pewną ilość wody, stratę ciśnienia obliczamy z wzoru

$$i = \lambda \frac{1}{D^{16/3}} (Q_k^n + 0,55 Q_d^n) \quad [104]$$

gdzie  $\lambda$  jest stałą, w której zawarty jest współczynnik szorstkości oraz inne wartości stałe wzorów [101] i [102],  $Q_k$  jest przepływem w końcu rozpatrywanego odcinka,  $Q_d$  — przepływem wydatkowanym po drodze. Obliczenie straty jednostkowej w ‰ ułatwione jest przez odpowiednio ułożone nomogramy, przy których użyciu potrzebne są nam wartości  $Q_o$  — przepływu obliczeniowego ( $Q_o = Q_k + 0,55 Q_d$ ) oraz średnica przewodu. Z nomogramu odczytujemy stratę jednostkową w ‰ prędkości przepływu wody (rys. 209).

Bardzo praktyczną jest metoda obliczeniowa zwana od nazwiska inżyniera, który ją opracował, metodą H. Crossa.

Podstawowymi założeniami, na których opiera się powyższy sposób obliczenia sieci przewodów, są powszechnie znane warunki przepływu wody; w sieci przewodów w każdym obwodzie zamkniętym suma zmian wysokości ciśnienia jest równa zeru, ilość zaś wody płynąca do węzła jest równa ilości wody z niego wypływającej. Dwa te warunki wraz z zależnością pomiędzy przepływem a stratą spadku ciśnienia pozwalają na ułożenie szeregu równań, w których niewiadomymi mogą być albo przepływy w poszczególnych odcinkach przewodów, albo wysokości ciśnień w punktach węzłowych. Do wyniku dochodzi się metodą kolejnych przybliżeń.

Stosownie do używanych powszechnie wzorów na ruch burzliwy jednostajny, stratę ciśnienia można przedstawić w formie następującej:

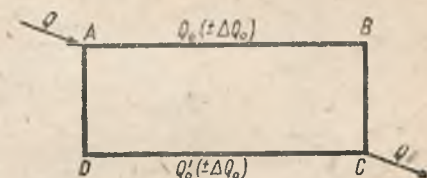
$$h_o = cv^n \quad [105]$$

$c$  oznacza tu pewien współczynnik,  $v$  — prędkość przepływu. Wobec tego, że przepływ  $Q = Fv$ , można stratę ciśnienia wyrazić w zależności od przepływu w postaci

$$h_o = k Q^n \quad [106]$$

gdzie  $k$  jest proporcjonalne do straty ciśnienia na jednostkę długości, przy czym zależy od średnicy przewodu i szorstkości jego ścian.

Najlepiej sposób obliczenia da się wyjaśnić na przykładzie. Weźmy najprostszy przypadek sieci pokazany na rys. 210. Jeśli dla wiadomych średnic, przy założonych przepływach  $Q_o$  i  $Q'_o$ , straty na odcinku ABC i ADC są równe lub też suma zmiany wysokości ciśnień w obwodzie ABCDA jest równa zeru, to założenie było prawdziwe. Jeśli obliczenie wykazuje różnicę, przepływy muszą być odpowiednio zmienione.



Rys. 210

Metodę obliczenia ujmuje się matematycznie w sposób następujący:

$$\text{jeśli } h_o - h'_o = 0; Q = Q_o + Q'_o$$

$h_o$  oznacza stratę ciśnienia na odcinku ABC,  $h'_o$  — stratę na odcinku ADC. Gdy założenie pierwotne jest obciążone pewnym błędem, będziemy mieli w wyniku  $h_o - h'_o \neq 0$  i należy wprowadzić poprawkę  $\pm \Delta Q_o$ , która zmieni przepływy na

$$Q_o + \Delta Q_o \text{ i } Q'_o - \Delta Q_o$$

Wobec tego, że  $h_o = k Q^n$ , możemy napisać

$$h_o - h'_o = k (Q_o + \Delta Q_o)^n - k (Q'_o - \Delta Q_o)^n = 0 \quad [107]$$

Po rozwinięciu wyrażeń w nawiasach będziemy mieli

$$k (Q_o^n + n \Delta Q_o Q_o^{n-1} + \dots) - k (Q'_o^n - n \Delta Q_o Q'_o^{n-1} + \dots) = 0 \quad [108]$$

Ponieważ  $\Delta Q_o$  w porównaniu z  $Q_o$  i  $Q'_o$  jest stosunkowo małe, można bez dużego błędu pozostałe wyrazy rozwinięcia pominąć.

Rozwiązując ostatnie wyrażenie [108] względem  $\Delta Q_o$  otrzymujemy

$$\Delta Q_o = - \frac{kQ_o^n - h_o}{knQ_o^{n-1} - knQ'_o{}^{n-1}} \quad [109]$$

Z uwagi na to, że poszczególne odcinki przewodów mogą się składać z rur o różnych średnicach, a więc o różnych stratach jednostkowych wysokości ciśnień, należy uogólnić podaną ostatnio zależność [109], przedstawiając ją w formie:

$$\Delta Q_o = - \frac{\sum kQ_o^n}{n \sum kQ_o^{n-1}} \quad [110]$$

przy czym przy tworzeniu sumy w liczniku musimy uwzględnić kierunek przepływu, przyjmując np. za dodatni przepływ zgodny z kierunkami ruchu wskazówki zegara, odwrotny zaś jako ujemny.

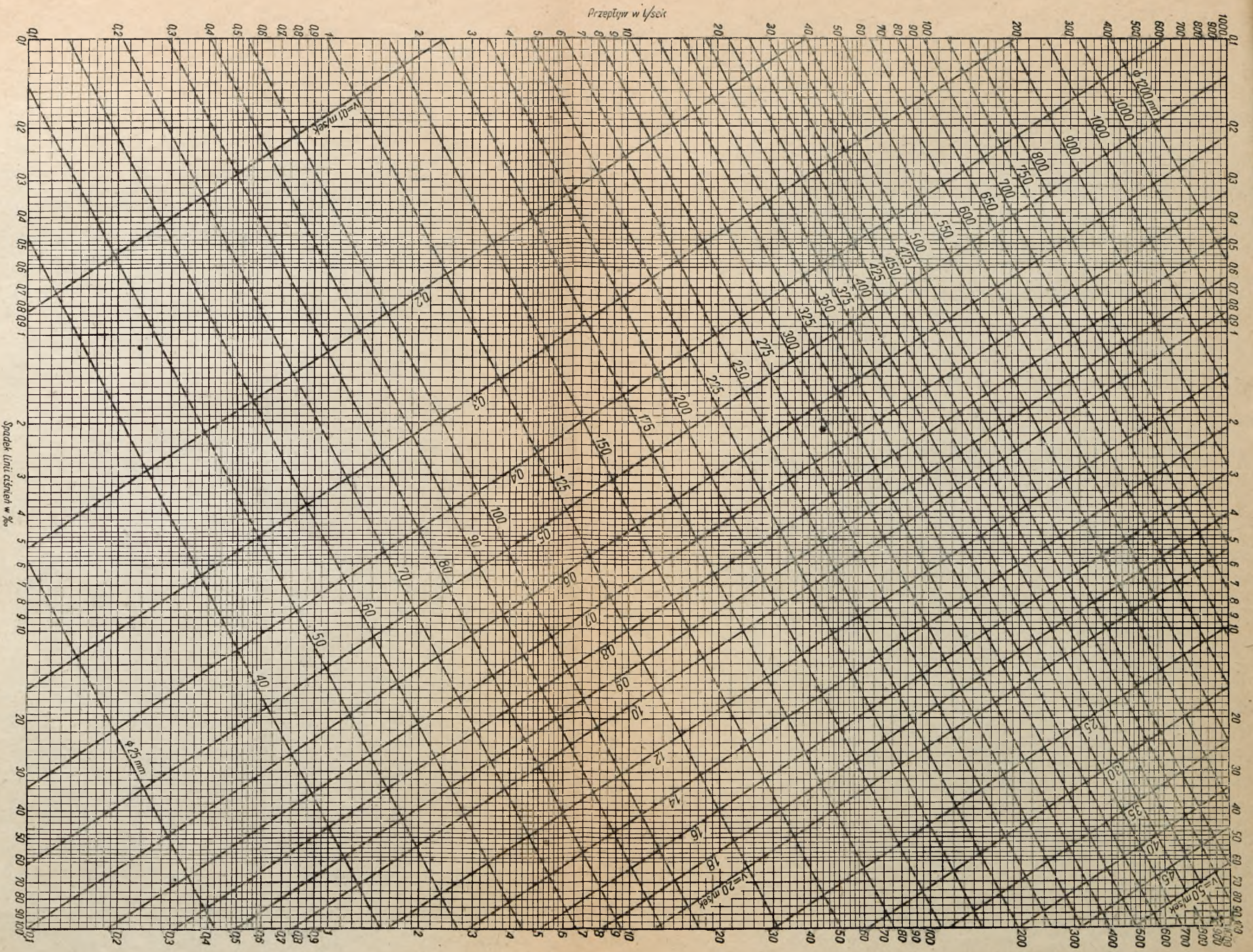
Wobec tego, że

$$kQ_o^n = h_o \text{ zaś } kQ_o^{n-1} = \frac{h_o}{Q_o}$$

wzór [110] można uprościć sprowadzając do postaci

$$\Delta Q_o = - \frac{\sum h_o}{n \sum \frac{h_o}{Q_o}} \quad [111]$$





Rys. 209. Nomogram do obliczania przepływu w rurach żeliwnych pod ciśnieniem wg wzoru Manninga  
 $v = KR^{\frac{2}{3}} S^{1/2}$  ( $K = 100$ )



W wzorach używanych do obliczeń straty spadku (Bazina, Kuttera, Manninga) wykładnik potęgi  $n = 2$ . Wzór więc na poprawkę będzie wyglądał następująco:

$$\Delta Q_0 = - \frac{l \sum h_0}{2 \sum \frac{h_0}{Q_0}} \quad [112]$$

Do ostatecznego rezultatu dochodzi się przez stopniową poprawkę, aż się spełni warunek  $h_0 - h'_0 = 0$ . Obliczenia najlepiej jest przeprowadzać w formie tablic, jak dla przytoczonego poniżej przykładu.

W Związku Radzieckim stosuje się dla obliczenia sieci metody opracowane przez radzieckich uczonych: Andriażewa, Łobaczowa, Mosznina i innych.

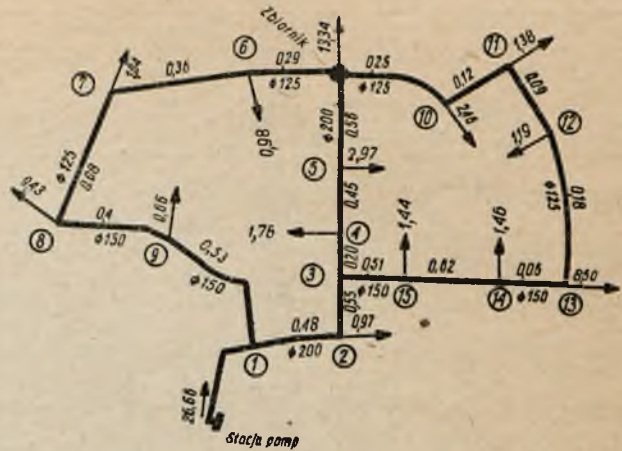
Wspomnieć należy o nowej metodzie, opracowanej również przez radzieckich uczonych, obliczania sieci za pomocą modelu elektrycznego, tzw. analizatora. Ponieważ istnieje analogia między oporami w przewodniku elektrycznym i oporami hydraulicznymi w przewodach rurowych można zbudować model elektryczny, a następnie mierząc wielkości napięcia i natężenia prądu można obliczyć wielkości hydrauliczne na podstawie przyjętej skali modelu i wynikających z tego współczynników. Aparat służący do tego celu jest dość skomplikowany, lecz daje możliwość otrzymania natychmiastowych wyników dla poszukiwanych wielkości bez żadnych obliczeń rachunkowych, stanowiących wspólną cechą wszystkich innych metod obliczania sieci.

Po obliczeniu taką czy inną metodą strat ciśnienia dla poszczególnych odcinków przewodów zestawia się je w tabelicę dochodząc do rzędnych linii ciśnienia. Z porównania rzędnych linii ciśnień z rzędnymi terenowymi wynika, czy ciśnienie w poszczególnych punktach sieci będzie wystarczające.

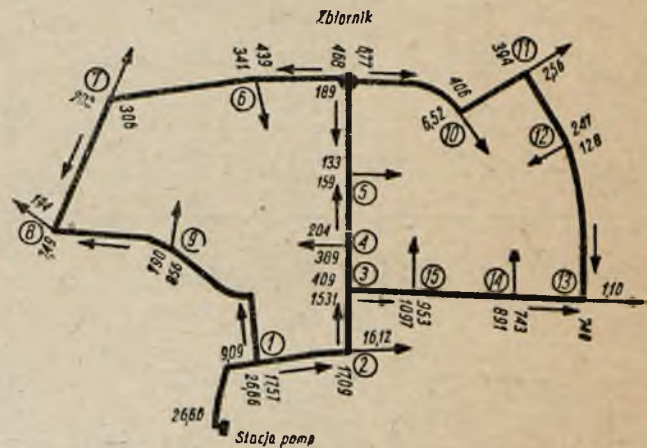
Jako przykład podajemy obliczenie rozdziału wody i rozkładu ciśnień dla projektowanego układu przewodów w chwili maksymalnego rozbioru wody, gdy 2/3 spożycia pokrywane jest ze stacji pomp, 1/3 ze zbiornika (rysunki 211, 212, 213, 214 oraz tablice Ia, I-b i II).

Obliczenie wysokości linii ciśnienia powinno być przeprowadzone dla najniekorzystniejszych wypadków rozbi-

Zwykle przyjmuje się, że w punkcie takim jednocześnie czynne są dwa hydranty pożarowe. Jeżeli zaopatrzenie mia-

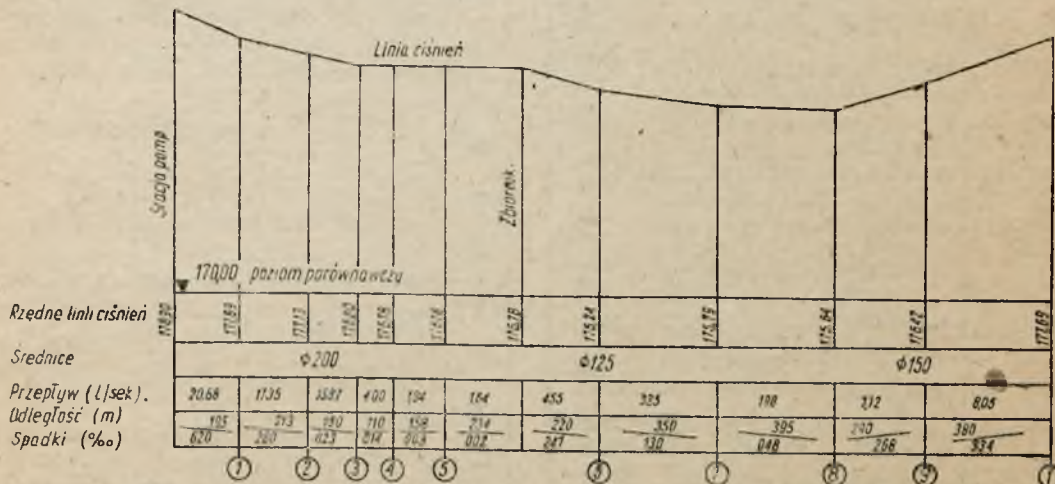


Rys. 211. Rozbiór na odcinkach i w węzłach



Rys. 212. Obliczone przepływy w magistralach z pokazanymi kierunkami przepływu

sta odbywa się z jednej strony (jednostronnie), to do maksymalnej cyfry rozbioru należy dodać jeszcze na pożar 10 l/sec. W przypadku ciągów obiegowych i takich, które



Rys. 213

Skrócony profil linii ciśnień w obwodzie: stacja pomp — węzły 1, 2, 3, 4, 5 — zbiornik — węzły 6, 7, 8, 9, 1

rów wody. Zwykle przeprowadza się obliczenie dla przypadków maksymalnego rozbioru wody w sieci oraz sprawdza się ciśnienie na wypadek pożaru, gdy do najniekorzystniejszego położonego punktu należy doprowadzić do hydrantu z dwu stron wodę w ilości po 2,5 względnie 5 l/sec.

mają dopływ z dwóch stron, wystarczy także przy wielu hydrantach na odcinku dodatek 5 l/sec. W wypadku sieci rozgałęzieniowej, na której znajduje się wiele hydrantów, powinno się dodawać do miejsca przedostatniego hydrantu 10 l/sec, na odcinku zaś idącym do ostatniego hydrantu



Tablica Ia  
Obliczenie przepływów i strat w obwodzie 1-9-8-7-6 —  
— Zb — 5-4-3-2-1

Wzrost	Ø mm	L m	Przepływ na początku i końcu odcinka Q, l/sek	Zużycie na odcinku Q <sub>0</sub> , l/sek	0,55 Q <sub>0</sub>	Pierwsze przybliżenie				
						Q' l/sek	I' ‰	h' m	h' / Q'	Δ' l/sek
1	150	380	11,03 10,50	0,53	0,29	+10,79	4,85	+1,84	0,171	-2,21
9	150	290	9,84 9,43	0,41	0,23	+ 9,66	3,95	+1,15	0,119	-2,21
8	125	335	0 0,08	0,08	0,04	- 0,04	0	0	0	-2,21
7	125	850	1,12 1,47	0,35	0,19	- 1,31	0,20	-0,07	0,053	-2,21
6	125	220	2,45 2,74	0,29	0,16	- 2,61	0,82	-0,18	0,069	-2,21
Zb	200	234	4,93 4,37	0,56	0,31	+ 4,68	0,20	+0,05	0,011	-2,21
5	200	158	1,40 0,95	0,45	0,25	+ 1,20	0,01	0	0	-2,21
4	200	110	0,85 1,05	0,20	0,11	- 0,96	0	0	0	-2,21
3	200	150	13,63 14,18	0,55	0,30	-13,93	1,76	-0,26	0,019	-2,21
2	200	213	15,15 15,63	0,48	0,26	-15,41	2,12	-0,45	0,029	-2,21
1										

$$\Sigma h' = + 3,04 - 0,96 = + 2,08$$

$$\Sigma \frac{h'}{Q'} = 0,471$$

$$\Delta' = - \frac{2,08}{2 \cdot 0,471} = - \frac{2,08}{0,942} = - 2,21$$

Tablica Ia cd.

Wzrost	Drugie przybliżenie				Trzecie przybliżenie				Przepływ na początku i końcu odcinka Q l/sek
	Q'' l/sek	I'' ‰	h'' m	h'' / Q''	Q''' l/sek	I''' ‰	h''' m	h''' / Q'''	
1	+ 8,58	3,20	+1,22	0,142	+0,27	+ 8,85	3,34	+1,27	9,09 8,56
9	+ 7,45	2,48	+0,72	0,097	+0,27	+ 7,72	2,68	+0,78	7,90 7,49
8	- 2,25	0,60	-0,20	0,089	+0,27	- 1,98	0,46	-0,15	1,94 2,02
7	- 3,52	1,52	-0,53	0,151	+0,27	- 3,25	1,30	-0,45	3,06 3,41
6	- 4,82	2,80	-0,62	0,129	+0,27	- 4,55	2,47	-0,54	4,39 4,68
Zb	+ 1,28	0,01	0	0	+0,27	+ 1,64	0,02	0	1,89 1,33
5	- 2,20	0,04	-0,01	0,005	+0,27	- 1,84	0,03	0	1,59 2,04
4	- 4,36	0,17	-0,02	0,005	+0,27	- 4,00	0,14	-0,02	3,89 4,09
3	-16,14	2,30	-0,35	0,022	+0,27	-15,87	2,23	-0,33	15,57 16,12
2	-17,62	2,74	-0,58	0,033	+0,27	-17,35	2,65	-0,56	17,09 17,57
1									

$$\Sigma h'' = + 1,94 - 2,31 = - 0,37 \quad \Sigma h''' = + 2,05 - 2,05 = 0$$

$$\Sigma \frac{h''}{Q''} = 0,673$$

$$\Delta'' = - \frac{-0,37}{2 \cdot 0,673} = - \frac{-0,37}{1,346} = + 0,27$$

Tablica Ib  
Obliczenie rozdziału przepływów w obwodzie — 3-4-5 —  
zbiornik — 10-11-12-13-14-15-3

Wzrost	Średnica mm	L m	Przepływ na początku i końcu odcinka Q, l/sek	Zużycie na odcinku Q <sub>0</sub> , l/sek	0,55 Q <sub>0</sub>	Pierwsze przybliżenie				
						Q' l/sek	I' ‰	h' m	h' / Q'	Δ l/sek
3	200	110	1,05 0,85	0,20	0,11	+ 0,56	0	0	0	+1,19 +2,21
4	200	158	0,95 1,40	0,45	0,25	- 1,20	0,01	0	0	+1,19 +2,21
5	200	234	4,37 4,93	0,56	0,31	- 4,68	0,20	-0,05	0,011	+1,19 +2,21
Zb	125	290	5,67 5,42	0,25	0,14	+ 5,56	3,70	+1,07	0,192	+1,19
10	125	180	2,96 2,84	0,12	0,07	+ 2,91	1,04	+0,19	0,065	+1,19
11	125	200	1,46 1,37	0,09	0,05	+ 1,42	0,24	+0,05	0,035	+1,19
12	125	379	0,18 0	0,18	0,10	+ 0,10	0	0	0	+1,19
13	150	165	8,50 8,55	0,05	0,03	- 8,53	3,15	-0,52	0,061	+1,19
14	150	290	10,01 10,63	0,62	0,34	-10,35	4,45	-1,02	0,099	+1,19
15	150	100	12,07 12,58	0,51	0,28	-12,35	6,40	-1,02	0,083	+1,19
3										

$$\Sigma h' = + 1,31 - 2,61 = - 1,30$$

$$\Sigma \frac{h'}{Q'} = 0,546$$

$$\Delta' = - \frac{-1,30}{2 \cdot 0,546} = - \frac{-1,30}{1,092} = + 1,19$$

Tablica Ib cd.

Wzrost	Drugie przybliżenie				Trzecie przybliżenie				Przepływ na początku i końcu odcinka Q l/sek
	Q'' l/sek	I'' ‰	h'' m	h'' / Q''	Q''' l/sek	I''' ‰	h''' m	h''' / Q'''	
3	+ 4,36	0,17	+0,02	0,005	-0,09	+ 4,00	0,14	+0,02	4,09 3,89
4	+ 2,20	0,04	+0,01	0,005	-0,09	+ 1,84	0,03	0	2,04 1,59
5	- 1,28	0,01	0	0	-0,09	- 1,64	0,02	0	1,33 1,89
Zb	+ 6,75	5,60	+1,62	0,240	-0,27	+ 6,66	0,40	+1,56	6,77 6,52
10	+ 4,10	2,05	+0,37	0,090	-0,09	+ 4,01	0,06	+0,35	4,04 3,95
11	+ 2,61	0,82	+0,16	0,061	-0,09	+ 2,52	0,76	+0,15	2,56 2,47
12	+ 1,29	0,20	+0,07	0,054	-0,09	+ 1,20	0,17	+0,06	1,28 1,10
13	- 7,34	2,46	-0,40	0,054	-0,09	- 7,43	0,46	-0,41	7,40 7,45
14	- 9,16	3,60	-0,83	0,031	-0,09	- 9,25	0,76	-0,87	8,91 9,53
15	-11,16	5,63	-0,80	0,081	-0,09	-11,25	0,40	-0,86	10,97 11,48
3									

$$\Sigma h'' = + 2,25 - 2,13 = + 0,12 \quad \Sigma h''' = + 2,14 - 2,14 = 0$$

$$\Sigma \frac{h''}{Q''} = 0,681$$

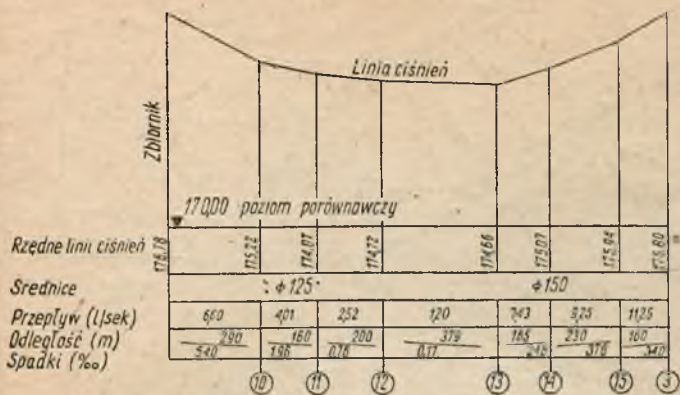
$$\Delta'' = - \frac{0,12}{2 \cdot 0,681} = - \frac{0,12}{1,362} = - 0,09$$



5 l/sek. W dużym mieście równoczesny pobór wody z hydrantów do gaszenia ognia nie wpływa niemal zupełnie na rozłożenie ciśnienia w sieci, gdyż średnice ciągów ulicznych są duże i dopływ wody do hydrantów odbywa się

Tablica II

Straty ciśnienia w obwodach i rzędne linii ciśnień na węzłach



Rys. 214. Skrócony profil linii ciśnień dla ciągu obiegowego zbiornika — węzły 10, 11, 12, 13, 14, 15, 3

równocześnie z kilku ciągów. W małych miastach, gdzie są stosowane niewielkie średnice przewodów, a ciągów jest mało, wyjątkowy przypadek pożaru należy uwzględnić w obliczeniu sieci, gdyż ciśnienie w sieci może na znacznej przestrzeni ulec zbyt wielkiemu obniżeniu.

Jeżeli pompy dostarczają zawsze jednakową ilość wody do sieci, to w przypadku pożaru tę dodatkową ilość wody musi pokryć zbiornik i ilość tę trzeba dodać na ciągu głównym na przestrzeni pomiędzy zbiornikiem a miastem. W takim wypadku inaczej przebiegnie granica obszarów zasilania w wodę ze stacji pomp i zbiornika. Końcowy rezultat naszych obliczeń da nam nowy podział obszaru zasilania i położenie wysokości linii ciśnień pożarowych w najmniejkorzystniejszych punktach sieci. Ciśnienie pożarowe spaść może w dzielnicach zabudowanych domami parterowymi do 5 m, wielopiętrowymi 5÷10 m. Wodę z hydrantów czerpią motopompy i wyrzucają z węża pod odpowiednim ciśnieniem.

Dawniej bardzo chętnie pompowano wodę bezpośrednio do zbiornika wyrównawczego, gdyż usiłowano unikać nierównomierności, jakie wywołuje wahające się ciśnienie rozbiornicze w ruchu pomp; przy tym przewodom doprowadzającym wodę do obszaru zasilania i do magistral należało jednak nadawać duże wymiary, aby zyskać na ciśnieniu.

W okresie minimalnego rozbiornicze (w skrajnym wypadku równy jest on zeru) prawie cała ilość pompowanej wody dopływa siecią do zbiornika. Linia ciśnień wznosić się będzie od zbiornika ku stacji pomp, na której uzyskuje się maksymalną wysokość. W tym więc wypadku ciśnienie na pompach względnie wysokość tłoczenia musi być największa. Przy projektowaniu i wyborze pomp należy uwzględnić to zmienne ciśnienie na pompach.

W żadnym punkcie sieci wodociągowej w chwili największego rozbiornicze wody nie mogą ciśnienia spaść poniżej określonej granicy. Wysokość tego ciśnienia, zwana wysokością ciśnienia gospodarczego, zależy od wysokości zabudowy. Ogólnie przyjęta jest zasada, że w chwili największego rozbiornicze w każdym domu w punkcie umieszczenia najwyższego kranu rozbiornicze, powinno panować ciśnienie odpowiadające co najmniej około 5 m słupa wody, inaczej, że woda wodociągowa musi wyjść ponad najwyższe piętro i na poddaszu mieć ciśnienie około 2,5 m. Otrzy-

Węzeł	Średnica mm	Odległość między węzłami L m	Przepływ na początku i na końcu odcinka l/sek	Q obliczeniowe l/sek	Spad ciśnienia I ‰	Spad ciśnienia h m	Rzędne linii ciśnień m
St.p.	200	185	26,66 26,66	26,66	6,20	1,21	178,90
1	200	213	17,57 17,09	17,35	2,65	0,56	177,69
2	200	150	16,12 15,57	15,87	2,28	0,33	177,13
3	200	110	4,09 3,89	4,00	0,14	0,02	176,80
4	200	158	2,04 1,59	1,84	0,03	0	176,78
5	200	234	1,33 1,89	1,64	0,02	0	176,78
Zb	125	220	4,68 4,39	4,55	2,47	0,54	176,78
6	125	350	3,41 3,06	3,25	1,30	0,45	176,24
7	125	335	2,02 1,94	1,98	0,46	0,15	175,79
8	150	290	7,49 7,90	7,72	2,68	0,78	175,64
9	150	380	8,36 9,09	8,85	3,34	1,27	175,64
1 Zb	125	290	6,77 6,52	6,66	5,40	1,56	177,69 176,78
10	125	180	4,06 3,94	4,01	1,06	0,35	175,22
11	125	200	2,56 2,47	2,52	0,76	0,15	174,87
12	125	379	1,28 1,10	1,20	0,17	0,06	174,72
13	150	165	7,40 7,45	7,43	2,46	0,41	174,66
14	150	230	8,91 9,53	9,25	3,76	0,87	175,07
15	150	160	10,97 11,48	11,25	5,40	0,86	175,94
3							176,80

mamy więc odpowiednio do ilości kondygnacji następujące wymagane ciśnienia w sieci ulicznej przed domami:

Budynek	Wysokość domu do wierzchu dachu w m	Ciśnienie minimalne gospodarcze w m
Parterowy	7 ÷ 8	8 ÷ 10
Piętrowy	11 ÷ 12	12
Dwupiętrowy	14 ÷ 15	16
Trzypiętrowy	17 ÷ 18	20
Czteropiętrowy	20 ÷ 21	24
Pięciopiętrowy	23 ÷ 24	28

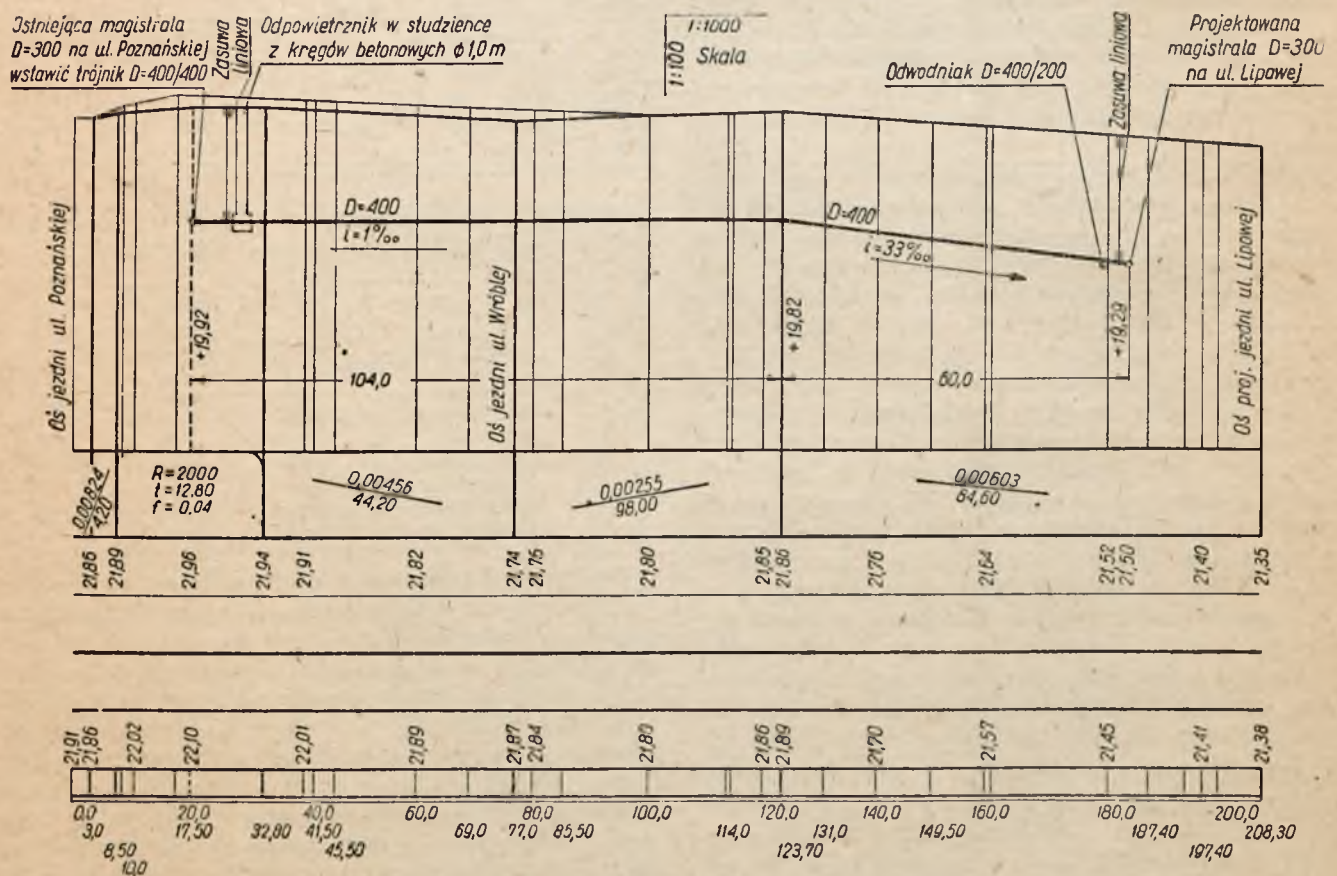
Nie należy dostosowywać ciśnienia do bardzo wysokich pojedynczych domów. W domu takim musi być specjalne urządzenie hydroforowe, podwyższające ciśnienie na wyższe piętra odpowiednio do potrzeb miejscowych.

Gdy miejscowość położona jest na terenie o stosunkowo niewielkich różnicach wysokościowych, nie ma potrzeby podziału miasta na strefy wysokościowe. Zachodzi jednak potrzeba podziału miasta na strefy wysokościowe, gdy różnice wysokości są duże, a to z uwagi na to, że urządzenia instalacyjne domowe nie mogą być narażone na zbyt wysokie ciśnienie (najwyżej 60÷80 m), gdyż przy zbyt wysokim ciśnieniu wszystkie krany domowe zaczynają być





Rys. 215. Projekt sieci rozdzielczej



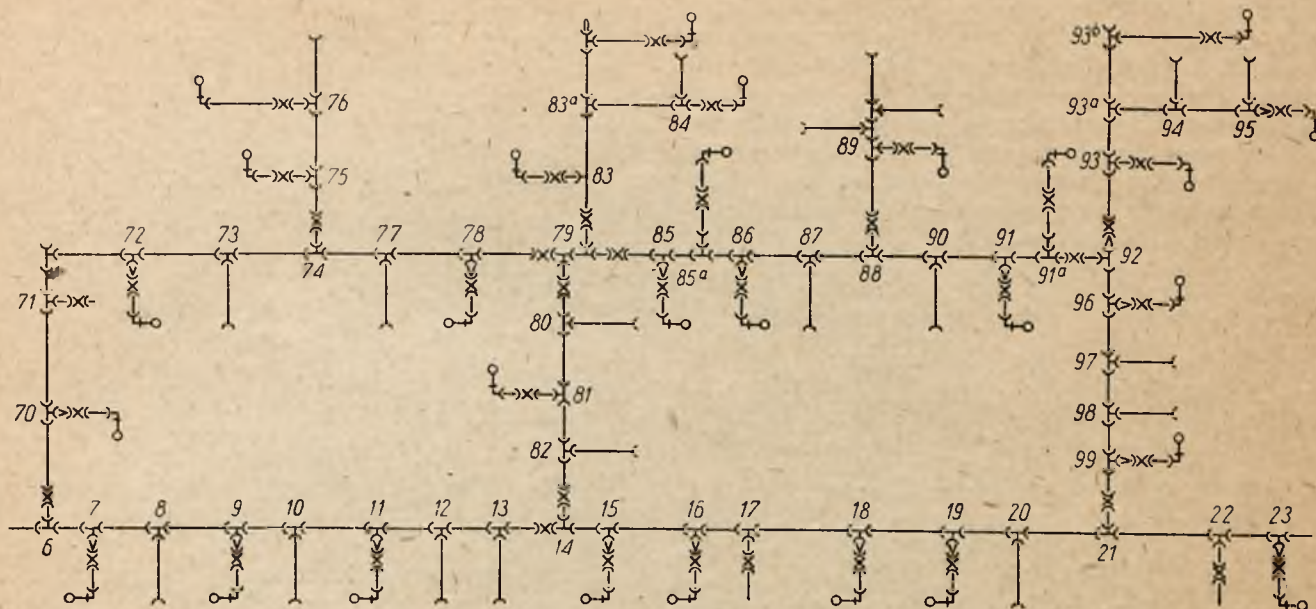
Rys. 216. Profil podłużny ciągu magistralnego



nieszczelne i bardzo dużo wody marnuje się. Zależnie od układu zasadniczego i położenia wysokościowego ujęcia i zbiornika w stosunku do miasta, zajdzie potrzeba albo redukcji ciśnienia dla pewnych stref położonych zbyt nisko, albo podwyższenia jego dla stref położonych wysoko.

W niektórych przypadkach wskazane jest opracowanie szczegółowego planu rozmieszczenia węzłów sieci rozdzielczej (rys. 217, 218).

Przy rozplanowaniu zasuw przede wszystkim nie należy kierować się zbytnią oszczędnością, należy jednak możli-

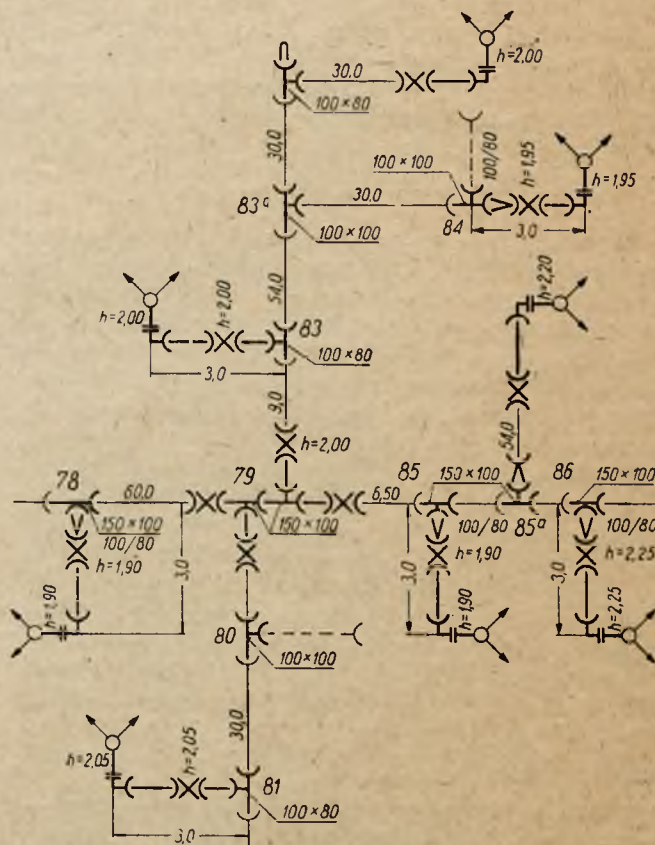


Rys. 217. Szczegółowe opracowanie rozmieszczenia węzłów

Dla ciągów magistralnych należy wykreślić profile podłużne. Na profilach tych powinny być zaznaczone rzędne terenu, położenie osi przewodu pod terenem, linie i rzędne linii ciśnienia, dalej zaznaczone miejsca hydrantów, odpowietrzników i błotników (spustów). Wreszcie opisane być powinny długości odcinków, średnice przewodów, przepływ obliczeniowy (względnie w węzle i na odcinku), strata jednostkowa ciśnienia, numery węzłów, poziom porównawczy oraz opisane ulice. Profil kreśli się w skali skażonej 1 : 100÷200 wysokości i 1 : 1000÷5000 długości.

Projekt sieci rozdzielczej w planie miasta (rys. 215, 216) powinien posiadać zaznaczone wszystkie przewody wodociągowe z opisem średnic i długości odcinków. Uwidocznione również być musi na sieci jej uzbrojenie, a więc miejsca zasuw, hydrantów, odpowietrzników, błotników, spustów, czerpalnych studzienek ulicznych. Zamiast błotników można wstawiać hydranty, przez które w sposób zupełnie zadowolający można przeczyścić przewód z osadów. Tylko w najniższych punktach sieci, gdzie istnieje ciek wodny, rów, staw, wstawia się błotniki — spusty. W razie płukania odcinków przewodów przez hydranty, nawet przy ciśnieniu zmniejszonym do połowy, strumień wody jest tak silny, że zanieczyszczenia znajdujące się w rurze są porywane i wyrzucane ze strumieniem na zewnątrz. Spusty należałoby więc dać tam tylko, gdzie wobec dużej średnicy przewodu prędkość przepływającej wody do hydrantu jest zbyt mała, aby mogło nastąpić dostateczne przemycie. Nie ma również potrzeby ustawiania odpowietrzników na przewodach rozbiornych, gdyż przez odpowiednie ustawienie hydrantów w najwyższych punktach ulic, odpowietrzenie odbywać się będzie przy ich pomocy. Właściwe rozmieszczenie odgałęzień domowych również daje nam w tym względzie bardzo pomocny środek. Tylko w szczególnych miejscach, np. kiedy układa się przewody po mostach itp. i kiedy przewód z pewnych względów nie jest umieszczany na zwykłej przyciętej głębokości, przez co nie daje się uniknąć górnych punktów załomu, oraz przy braku hydrantów i przyłączeń domowych, nie można uniknąć dawania odpowietrzników.

wie najmniejszą liczbą zasuw dokonać możliwie największego rozdziału sieci na poszczególne odcinki.

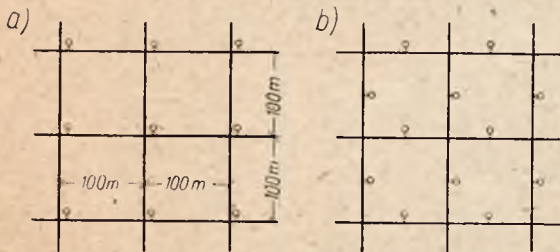


Rys. 218. Szczegółowe opracowanie rozmieszczenia węzłów

Wszelkie ciągi boczne od magistral powinny być zaopatrzone w zasuwę odcinającą. Od tego rozpoczyna się projektowanie rozmieszczenia zasuw, następnie dopiero dzieli się ciągi boczne dłuższe, przy czym pamiętać należy, że



najodpowiedniejszym miejscem na zasuwy są punkty rozgałęzień. Przy rozmieszczaniu zasuw trzeba wziąć pod uwagę, aby w razie potrzeby odcięcia pewnych odcinków od dopływu wody nie wyłączać zbyt dużych części miasta i nie pozbawiać zbyt dużej liczby ludności możliwości korzystania z wody. W śródmieściu, w strefach bardziej zaludnionych, zasuwy należy dawać gęściej niż w strefach zaludnionych rzadziej. W węzłach magistral trzeba tał umieszczać zasuwy, aby w razie potrzeby można było zamknąć dowolną gałąź przewodu, kierując wodę drogą okólną. Na długich prostych odcinkach odległość pomiędzy zasuwami, zależnie od wielkości średnicy przewodu, powinna wynosić 300–500 m; niższe normy stosuje się dla średnic mniejszych, wyższe dla większych.



Rys. 219. Przykład najoszczędniejszego rozkładu hydrantów  
a — 9 hydrantów, b — 12 hydrantów

Hydranty rozstawia się w odległościach 80–100 m. W gęściej zaludnionych strefach stosuje się odległości mniejsze. Najlepszym ich usytuowaniem są naroża ulic, gdyż łatwiej je tu znaleźć, ma się więcej przestrzeni jak również ma się możliwość podawania wody w czterech kierunkach. Uzyskuje się poza tym najoszczędniejszy rozkład. W przypadku pokazanym na rys. 219 przez rozmieszczenie hydrantów przy narożach uzyskuje się 25% oszczędności. Zaczynamy więc od wyznaczenia miejsc hydrantów w narożach, dalsze punkty umieszczamy w ulicach, utrzymując rozstaw przyjęty za normę.

## 2. PRZEWODY WODOCIĄGOWE

Przewody wodociągowe mają przekrój kołowy. Przewody stosowane są z różnych materiałów: drewniane, betonowe, żelbetowe, stalowe, żeliwne i azbestocementowe (inaczej zwane eternitowymi). Wybór materiału zależy od jego ceny i zachowania się wobec działania gruntu oraz od samej wody. Przewody drewniane, betonowe i żelbetowe stosowane są przy niezbyt wysokich ciśnieniach oraz tylko jako główne przewody doprowadzające. Bardzo często w krajach o cieplejszym klimacie prowadzone są one bez przykrycia po powierzchni terenu. W sieci rozdzielczej miejskiej najczęściej stosuje się rury żeliwne, rzadziej (na razie) stalowe. Ostatnio zaczęto stosować rury eternitowe.

Przewody składają się z odcinków rur prostych o długości zależnej od sposobów fabrykacji, ciężaru i rodzaju transportu, łączonych ze sobą szczelnie, oraz z najrozmaitszego rodzaju kształtek, umożliwiających zmiany kierunku, przejścia łukami oraz połączenia z przewodami bocznymi i armaturą sieci.

### Rury żeliwne

Najczęściej używanym materiałem na rury wodociągowe jest żeliwo. Jest ono odporne na korozję i z tego powodu bardzo trwałe. Odkopane w Wersalu po 250-letniej pracy rury żeliwne znajdowały się w zupełnie dobrym stanie. Trudno jest określić średni czas trwania rur żeliwnych, gdyż zależy on od różnych czynników, na których działanie są one wystawione. Średnio można go przyjąć na 100 lat.

W pewnych warunkach ulegają one korozji, która może wybitnie skrócić czas użytkowania rurociągu. Korozja może występować zarówno od wewnątrz, tj. od strony wody prowadzonej przewodem, jak i od zewnątrz, od strony gruntu, w którym przewód jest ułożony. Ochrona od korozji wewnętrznej jest prosta. Należy tylko pozbawić dostarczoną wodę agresywności, a więc usunąć wolny  $\text{CO}_2$  i doprowadzić do odpowiedniego pH. Natomiast zjawisko korozji gruntowej jest znacznie bardziej skomplikowane. Rozróżnia się korozję chemiczną i elektrochemiczną.

Korozja może być spowodowana składnikami chemicznymi gruntu i wody gruntowej; przyczyną jej jest tworzenie się lokalnych ogniw elektrycznych wskutek różnicy potencjałów w sąsiednich miejscach przewodu i wreszcie może ona występować pod działaniem tzw. prądów błędzących, pochodzących z kabli lub szyn tramwajowych. Prąd elektryczny powoduje ucieczkę jonów żelaza z rury, która ulega w ten sposób zniszczeniu — powstają wżery idące w głąb ścianki aż do całkowitego jej zniszczenia. Żeliwo ulega tzw. grafityzacji; w miejscu zgrafitowanym po usunięciu cząstek żelaza (ferrytu) pozostają nienaruszone inne składniki, jak węgiel, krzem, tlenki żelaza; pozornie nic się nie zmieniło, jednak miejsce to staje się zupełnie miękkie i rura pęka.

Do ochrony przed korozją stosuje się powłoki izolacyjne oraz ochronę katodową. Obie te metody wzajemnie się uzupełniają. Dla rur żeliwnych naturalną powłoką izolacyjną tworzy naskórek odlewniczy, następnie są one smolowane lub asfaltowane.

Ochrona katodowa chociaż skuteczna i tania nie znalazła jeszcze szerszego zastosowania. Polega ona na połączeniu źródła prądu o mocy od kilkunastu watów do kilku kilowatów z chronionym rurociągiem z jednej strony i ze specjalnie wykonanym uziemieniem z drugiej strony. Uziemienie musi być anodą, rurociąg katodą — zniszczeniu ulega uziemienie, lecz wytworzony potencjał ujemny na rurociągu skutecznie chroni go od korozji gruntowej. Rury żeliwne są bardziej odporne na korozję od rur stalowych i to zarówno ze względu na sam materiał, jak i z powodu większej grubości ścianek.

Dalszymi zaletami rur żeliwnych są umiarkowany koszt, łatwo wykonalne połączenia, a dla rozgałęzień — kształtki. Rury żeliwne wyrabiane są aż do wymiarów o średnicy 1800 mm (72"), choć rzadko kiedy stosowane są przy średnicach ponad 1200 mm (48"). Wady ich natomiast są następujące. Rury są ciężkie i trudne do transportu w razie większych rozmiarów. Wydatek ich zmniejsza się z wiekiem, zależnie od jakości prowadzonej wody. Łatwiej i częściej zdarzają się pęknięcia rur. Posiadają one stosunkowo małą długość 3–5 m, co wpływa niekorzystnie na koszt budowy oraz na szczelność.

Rury żeliwne poddawane są próbie na ciśnienie do 20 atn; stosuje się je przy ciśnieniach aż do 10 atn. Dla ciśnień mniejszych mogą być stosowane tak zwane cienkościennie rury żeliwne, próbowane na ciśnienie 10 atn. Grubość ścianek tych rur jest zmniejszona przez nieznaczne powiększenie przekroju przepływowego rury.

Dawny sposób wyrobu rur polega na wlewaniu roztopionego metalu do form. Odlewano rury kołnierzone i kielichowe w dwudzielnych formach z piasku, ustawianych poziomo — leżąc; jądro składało się z piasku albo z gliny. Jeszcze dzisiaj odlewa się w ten sposób nienormalnie długie rury kołnierzone i prawie wszystkie kształtki. Rury tak wyrabiane charakteryzują się podłużnym szwem zewnętrznym na powierzchni rury, czy też kształtki. Wewnątrz rura



jest gładka bez szwu. Pod względem odlewniczo-technicznym sposób ten w wysokim stopniu utrudnia zachowanie równomiernej grubości ścianek, a szew przy najmniejszej nieostrości powoduje odlew porowaty, nieuszczelny, nie wytrzymały wewnętrzne ciśnienia hydraulicznego. Obecnie odlewa się rury żeliwne stojąco. Roztopiony metal wlewa się do form, znajdujących się w skrzynkach w pozycji pionowej. Dawniejszy sposób odlewów pionowych polegał na wlewaniu żeliwa do nieruchomych form uzyskiwanych przez ubijanie piasku wokół rdzenia w skrzynkach. Po ubiciu formy zewnętrznej wstawia się do środka formy jądro, którego zewnętrzna powierzchnia pokryta jest gliną oraz piaskiem i doprowadzona na tokarce do kształtu cylindrycznego. Rdzeń posiada otwory, pozwalające na odprowadzenie przez nie gazów i powietrza w czasie wlewania płynnego metalu. Przestrzeń między jądrem a formą wypełniana była gorącym metalem wlewany łyżką. Po ostygnięciu rurę wyjmą się z formy, oczyszcza z piasku i kurzu i podgrzewa do temperatury 150°C. Przy tej temperaturze zanurza się rurę w smołę węglową i olej lniany, po czym ustawia się w pozycji nachylonej w celu obeschnięcia. Stworzona w ten sposób powłoka ma ochraniać metal przed korozją.

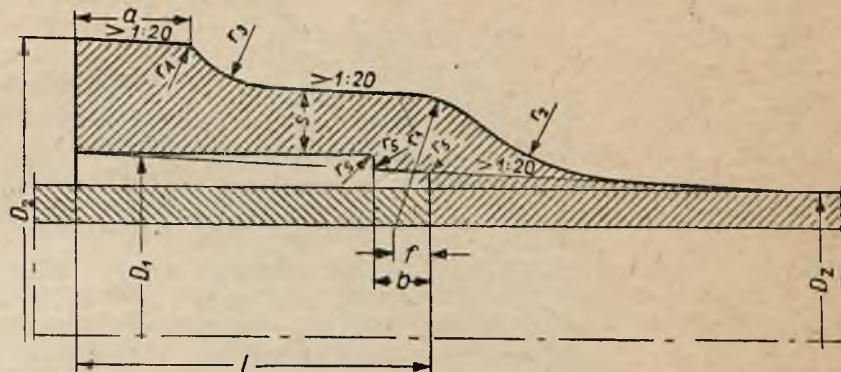
Ostatnio stosuje się wirujące sposoby odlewu rur. Roztopiony metal wlewa się do wnętrza obracającej się formy. Siła odśrodkowa odrzuca metal na ściankę, który uformowuje się w kształcie rury. Zaletą tego sposobu wyrobu jest, że daje on bardziej drobnoziarnistą i gęstą strukturę przy znacznie jednostajniejszej grubości ścianki.

Rury żeliwne są klasyfikowane odpowiednio do złącz. Mogą być one: kielichowe, kołnierzowe i elastyczne. Najczęściej stosowanym połączeniem jest połączenie kielichowe. Połączenia kołnierzowe stosowane są w szczególnych warunkach, przeważnie wewnątrz budynków.

Chociaż rury żeliwne są w dostatecznym stopniu odporne na korozję, czasami ulegają wpływom otoczenia, które powodują formowanie się narostów lub miejsc wygryzionych. Może to osiągać tak poważne rozmiary, że wywołuje nadmierną stratę ciśnienia, powodując konieczność czyszczenia ścian przewodów. Pokrycie smołowe daje poważną ochronę przed tuberkulacją, lecz przy istnieniu małych zadraśnień oraz innych niedokładności w złych warunkach należy oczekiwać zniszczeń. Stąd w wypadku wód, które są z natury korozyjne, praktycznie jest mieć ochronę pełniejszą. Osiągnąć to można przez zastosowanie powłok bitumicznych lub cementowych. Powłokę cementową uzyskuje się przez natryskiwanie wewnętrznej, czystej powierzchni rury zaprawą 1:3 z cementu portlandzkiego, przy jednoczesnym obracaniu rury. Siła odśrodkowa nadaje powłoce gładkość i jednostajną grubość. Średnia i normalna grubość powłoki wynosi 1,6 mm dla rur o średnicy 150 mm i mniejszych, 3,2 mm dla rur o średnicy od 200÷400 mm i 4,8 mm dla rur większych. Zewnętrzną powierzchnię rur pokrywa się zwykle powłoką smołową. Rury z powłoką cementową zachowują swe dobre właściwości hydrauliczne w warunkach, w których zwykłe rury żeliwne wykazałyby duże straty z powodu oporu tarcia. Ich wydatek odpowiada stałe wydatkowi nowych, czystych rur. Przecinanie rur lub wywiercanie w nich otworów nie uszkadza powłoki. Rury ze stali kutej są również ochraniające powłoką cementową.

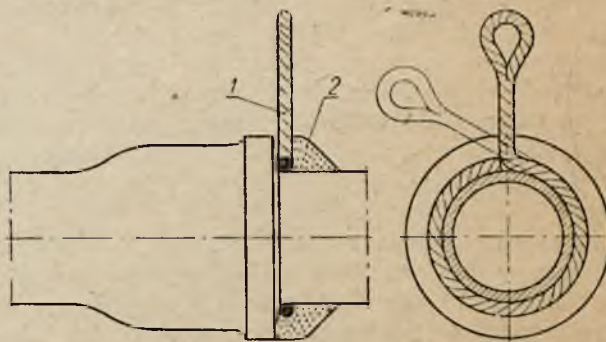
### Połączenia rur żeliwnych — styki

Najpowszechniej stosowane były połączenia kielichowe (rys. 220) z uszczelnieniem ołowianym. Pierwszą czynnością przy wykonywaniu takiego złącza jest owinięcie bosego końca rury smołowanym sznurem konopnym, zanim zostanie on wsunięty w kielich poprzednio ułożonej rury i rura ułożona na swoim miejscu. Po wsunięciu bosego końca sznur jest wyrównywany i starannie dobijany.



Rys. 220. Połączenie kielichowe

Sznura daje się tyle, aby po ubiciu pozostała się wokół przestrzeń o głębokości 5 cm. Ostatnia warstwa sznura, stykająca się z ołowiem, musi być wykonana ze sznura czystego, nie osmołowanego. Następnie przed kielichem zakłada się sznur drugi takiej grubości, aby zatkał zupełnie otwór kielicha (rys. 221). Ten drugi sznur otacza się

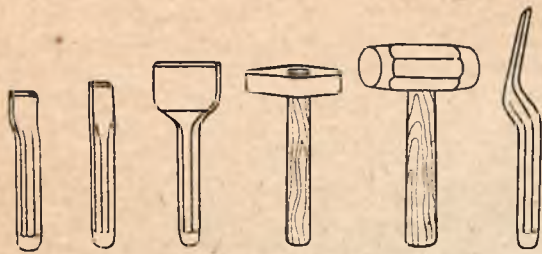


Rys. 221. Przygotowanie złącza kielichowego do zalania ołowiem  
1 — sznur konopny, 2 — pierścień z gliny

pierścieniem z wilgotnej plastycznej gliny i sznur ostrożnie wyciąga. Po wyjęciu sznura powstaje otwór (gniazdo) łączący się z wolną przestrzenią kielicha. Obecnie stosuje się coraz częściej specjalne formy żelazne (chomąta), zakładane ściśle na rurę do kielicha. Ołów roztopia się w kociołkach i wlewa przez gniazdo w kielichy rur o małej średnicy łyżką z ząbkami, w kielichy zaś rur o dużej średnicy bezpośrednio z kociołka. Nagrzanie ołowiu jest już dostateczne, gdy górna część naczynia stanie się różowa. Należy od razu wlewać całą ilość ołowiu niezbędnego do wypełnienia kielicha. Niedopuszczalne są jakiegokolwiek dolewki ołowiu, gdyż ołów dolewany później nie stopi się w dostatecznym stopniu z częścią ołowiu, wlaną poprzednio, co wpływa na jakość złącza. Ołów wiany stygnie prędko i kurczy się. Formę zdejmuje się po stwardnieniu ołowiu. Z powodu kurczenia się ołowiu powstaje między pierścieniem ołowianym i ścianą kielicha wolna przestrzeń; z tego powodu w celu dokładnego uszczelnienia połączenia konieczne jest dobicie zastygłego ołowiu. Zabijanie odbywa



się stalowymi dobijakami (przy czym początkowo stosuje się ich mniejsze numery) oraz młotkiem (rys. 222). Ciężar młotków do zabijania wynosi 1÷2 kG. Zakuwanie ręczne przy dużych średnicach wymaga znacznego nakładu pracy



Rys. 222. Narzędzia do wykonywania uszczelnień rur kielichowych, obcinania ołowiu i przecinania rur żelaznych

i idzie bardzo wolno. Korzystne okazuje się stosowanie w takim razie młotków pneumatycznych, pracujących sprężonym powietrzem. Zakuwanie w ogóle wymaga wprawy. Nieuważne zakuwanie da połączenie nieszczelne, z drugiej strony zbyt silne kucie może spowodować pęknięcie kielicha. Zakuwanie wykonuje się równomiernie po obwodzie aż do chwili, gdy dobijak zaczyna odskakiwać od ołowiu. Nadmiar ołowiu (nadłany pierścień) odrąbuje się.

Jeżeli w wykopie znajduje się woda, której nie można usunąć, zamiast ołowiu lanego używa się wełny ołowianej. W takim przypadku daje się więcej sznura, tak aby wolna przestrzeń nie była głębsza niż 25 mm. Tego rodzaju uszczelnienia są kosztowniejsze od normalnych ołowianych ze względu na wyższy koszt materiału (ołów taki daje się zakuwać tylko wtedy, jeśli jest chemicznie czysty) i większego zużycia robocizny przy zabijaniu. Wełnę zakuwa się małymi ilościami.

Uszczelnienie ołowiem, chociaż jest bez zarzutu pod względem własności technicznych, jest jednakże drogie, a ołów jako materiał deficytowy musiał ustąpić innym zastępczym materiałom. Wśród zbadanych i stosowanych materiałów do uszczelnienia kielichów najbardziej rozpoznano szelak i azbestocement.

Po starannym ubiciu sznura w kielichu, w sposób opisany poprzednio, pozostałą przestrzeń wypełnia się cementem lekko zwilżonym wodą (10÷12% wagowo). Kielich wypełniać należy warstwami, dokładnie ubijając każdą warstwę. Po zakuciu ostatniej warstwy styk powinien być całkowicie gładki, a dobijak przy uderzeniu odskakiwać nie pozostawiając śladu. Następnie owija się styk mokrymi szmatami na 24 godziny i dopiero po tym czasie można przeprowadzić próbę szczelności. Wadą złącza cementowego jest jego duża sztywność i wrażliwość na drgania, niemożność natychmiastowego poddania przewodu próbie ciśnienia, podleganie cementu działaniu agresywnej wody gruntowej oraz konieczność zachowania specjalnych warunków wykonania w czasie mrozów.

Azbestocement stanowi mieszaninę cementu (70% wagowo) i krótkich włókien azbestowych (30%). Po przygotowaniu mieszaniny w specjalnym bębnie, bezpośrednio przed użyciem dodaje się wodę w ilości 10÷12% jej ciężaru. Wykonanie uszczelnienia odbywa się jak przy złączu cementowym. Dla ochrony od agresywnego działania wody gruntowej styk należy posmolewać lub założyć asfaltem. Złącza azbestocementowe są nieco bardziej elastyczne niż złącza z czystego cementu i nie są tak wrażliwe na drgania.

Preparaty siarkowe, znane pod różnymi nazwami: „leadite”, „metaline”, „hydrolite”, i stanowiące mieszaninę stopionej siarki z piaskiem z dodatkiem sproszkowanego

węgla drzewnego, sadzy, tiokolu lub naftaliny pod względem własności mechanicznych są zbliżone do azbestocementu; odporność ich na agresywne działanie gruntu jest większa; złącza nie trzeba ubijać i może ono pracować natychmiast po wykonaniu, co jest ich zaletą i pozwala na stosowanie przy pilnych robotach awaryjnych. Przy wykonaniu złącza stosuje się tylko sznur biały nie smołowany. Zalanie roztopionym w temperaturze 125÷130°C preparatem siarkowym wykonuje się w sposób jak przy zalewaniu ołowiem z tym, że po ostygnięciu złącze nie podlega zakuwaniu.

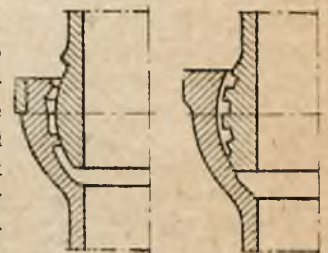
Z innych materiałów stosowanych do uszczelniania złącza należy wymienić: aluminium — w postaci folii, wełny lub odpadków drutu do zakuwania na zimno lub po roztopieniu analogicznie jak ołowiu, wreszcie żelazo gąbczaste nasycone bitumina, znane pod nazwą synteryt, oraz inne preparaty, jak np. mundit z mineralnej wełny szłakowej z różnymi domieszkami.

Zużycie szelaka (ołowiu i konopi) do uszczelnienia normalnych połączeń kielichowych ( $p = 10 \text{ atn}$ ,  $1 \text{ dcm}^3$  ołowiu waży 11,4 kG,  $1 \text{ dcm}^3$  konopi — 1,70 kG).

Średnica rury D mm	Szerokość pierścienia mm		Ciężar szelaka na 1 kielich	
	ołowiu	konopi	ołowiu kG	konopi kG
	Normy niemieckie (kielich gładki)			
40	35	27	0,51	0,05
50	35	30	0,69	0,07
80	40	30	1,05	0,10
100	40	34	1,35	0,14
125	45	32	1,70	0,17
150	45	34	2,14	0,21
200	45	38	2,97	0,30
250	50	34	4,30	0,43
300	50	35	5,09	0,51
350	50	36	5,53	0,55
400	50	38	7,46	0,75
450	50	39	8,93	0,83
500	55	36	10,13	1,01
600	55	39	13,33	1,33
700	55	41	15,50	1,55
800	60	38	20,20	2,02
900	60	41	24,70	2,47
1000	65	30	29,20	2,92
1200	65	43	39,00	3,90

Złącza elastyczne są stosowane wówczas, gdy sztywność zwykłego złącza nie jest pożądana. Rurociągi kładzione w łożysku rzek, gdzie nastąpi osiadanie po ułożeniu przewodu, są częstokroć łączone za pomocą złącza elastycznych. Takie złącza pozwalają również

na zmontowanie przewodu na tratwach lub pontonach i jego opuszczenie, przy czym pływające rusztowanie montażowe przesuwają się stopniowo w przód pod dodawany nowy odcinek rury, podczas gdy zmontowany już odcinek przewodu opuszcza się z tylnej strony pomostu na dno rzeki. Na rys. 223, 224, 225 pokazano stosowane typy złącza elastycznych. Koniec bosy jest tak wykonany, że dochodzi szczelnie do żebra kielichowego. Ołów jest zakuwany w przestrzeni wolnej od żebra do wierzchu kielicha.



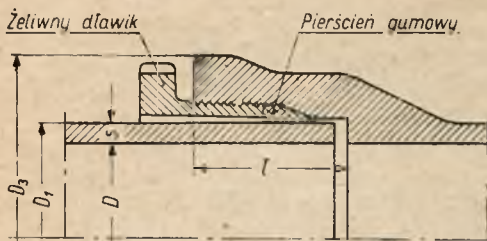
Rys. 223. Złącza elastyczne

Mogą być również wykonywane złącza rur żeliwnych za pomocą spawania brązem.



Złącza dylatacyjne lub elastyczne daje się w odstępach 6÷8 długości pojedynczych rur lub 24÷30 m tam, gdzie rurociągi są umieszczone pod torami kolejowymi lub na mostach, gdzie zbyt silna wibracja może spowodować nieszczelność w miejscach, w których możliwe jest powstanie uszkodzeń wywołanych zbyt dużym nasłonecznieniem.

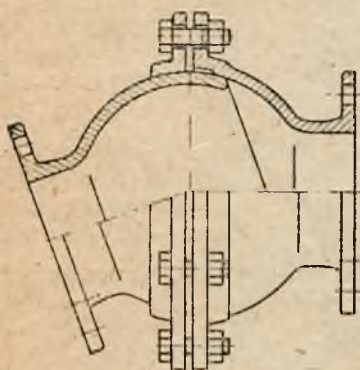
Przy rurach kołnierzowych (rys. 226) kołnierze łączy się śrubami, uszczelnienie zaś uzyskuje się za pomocą pakunku gumowego z wkładką płócienną w środku, bądź azbestu owiniętego siatką drucianą, albo tektury wygotowanej w oleju lnianym lub pokoście, bądź wreszcie ołowiu pla-



Rys. 224. Złącze elastyczne Union

stycznego lub prążkowanej blachy miedzianej. Ilość śrub zależy od średnicy przewodów. Poniższe zestawienie podaje ilość śrub wg norm polskich.

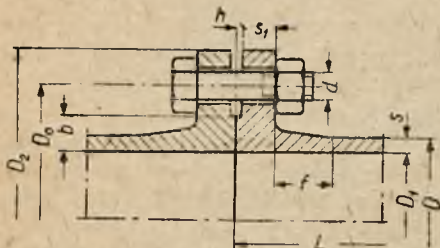
Średnica w mm	40	50	80	100	125	150	200	250	300	350	400	500	600	700	800	900	1000	1200
Ilość śrub	4	4	4	6	6	8	8	12	12	16	16	20	20	24	24	28	28	32



Rys. 225. Elastyczne złącze kulowe

Uszczelnienie układa się na tak zwanych przylgach kołnierzy albo na samych kołnierzach. Kołnierze toczone są tylko na powierzchni przyłgi, reszta kołnierza pozostaje surowa. Złącza takie stosowane są w galeriach dla rurociągów lub w budynkach, tam gdzie wymagana jest sztywność i moc złącza. W ziemi śruby rdzewieją, poza tym rozciągają się i są

trudno dostępne. Rury kołnierzowe powinny być tak układane, aby na linii pionowej, przechodzącej przez środek kołnierza, nie wypadły otwory do śrub.



Rys. 226. Złącze kołnierzowe

Dla zmian kierunku, przejść łukami i dokonania różnych połączeń stosowane są tzw. kształtki. Kształtki są znormalizowane. Przy projektowaniu węzłów należy stosować się do wyrobianych rozmiarów kształtek, gdyż każdy anormal-

ny wymiar wymaga osobnego zamówienia, co pociąga za sobą stratę czasu i powiększa koszt jednostkowy. Wymiary rur oraz kształtek i ich wagę można znaleźć w katalogach wydawanych przez odlewnie rur. Znakowanie rur i kształtek podano na rys. 227.

### Rury stalowe

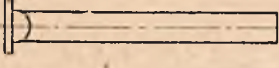
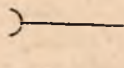


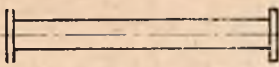
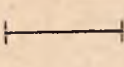


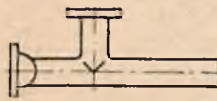
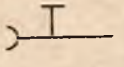


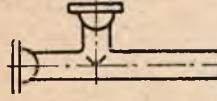
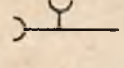
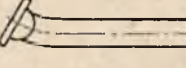


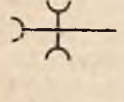
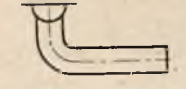






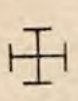

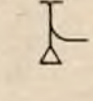



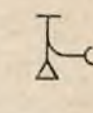
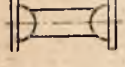

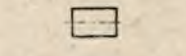

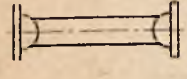

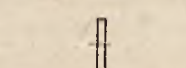

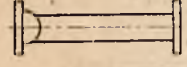

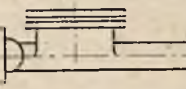

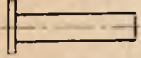



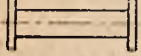

Stal jest często używana na przewody wodociągowe, głównie na przewody prowadzone na powierzchni terenu, na syfony, lewary, gdzie istnieje duże ciśnienie, i na przewody o dużych średnicach. Rury stalowe są walcowane w długościach do 14 m i wypróbowywane na ciśnienie 50 atn. Stal jest mocniejsza niż żeliwo, dzięki czemu duże stalowe rury na duże ciśnienia są znacznie lżejsze niż żeliwne. Łatwiejsze są one także przy wykonywaniu konstrukcji oraz łatwiejsze do transportu niż żeliwne. Są one elastyczne, co wyklucza prawie całkowicie pęknięcia, i wobec tego w wysokim stopniu nadają się do zastosowania w gruntach kamienistych i ruchomych. Wobec większych ich długości otrzymuje się mniej złączy i miejsc, gdzie mogą powstać nieszczelności. Wybitnie mniejszy ciężar rur obniża koszt przewozu i robocizny na budowie tak, że ogólnie koszt budowy rurociągów stalowych jest mniejszy niż żeliwnych. Istnieje natomiast wiele ujemnych czynników. Przewody takie źle wytrzymują zewnętrzne obciążenia, jeżeli ścianki rury były obliczone tylko na ciśnienie wewnętrzne, a nie było uwzględnione obciążenie zewnętrzne. Częściowe opróżnienie się rury z wywołanym wewnętrznym podciśnieniem może spowodować całkowite lub częściowe zgniecenie przewodu. Cieńsze ścianki przewodu i łatwiejsze podleganie korozji są powodem większych kosztów utrzymania i mniejszej trwałości. Czas trwania rur stalowych wynosi 25÷50 lat.

Niekorzystnymi warunkami miejscowymi dla rur stalowych są wysoce korozyjna woda i korozyjny grunt. Wykonanie zabezpieczenia rur stalowych w tym wypadku jest ważniejsze niż zabezpieczenie rur żeliwnych. W celu ochrony przewodu przed działaniem wody lub zawartych w niej składników, zanurza się rurę w gorącej mieszance smoły węglowej i oleju lnianego. Zewnętrzna powierzchnię rur chroni się poza tym przez nawinięcie na rurę juty nasiąkniętej asfaltem. Zadrapania i inne wady warstwy ochronnej wynikłe podczas transportu i układania muszą być zreperowane zanim przewód odda się do użytku. Stosowane są i inne materiały dla stworzenia warstwy ochronnej. Wszystkie warstwy po pewnym czasie tracą swą elastyczność i swe właściwości adhezyjne. To też konieczne staje się ich odnowienie po szeregu lat pracy przewodu. Lepszą ochronę przed korozją gruntową uzyskuje się przez zastosowanie nie zwykłej warstwy ochronnej, a warstwy utworzonej przez spiralne nawijanie wokół rury paska juty nasiąkniętej asfaltem. Dla ochrony rur o małej średnicy stosowana jest również papa umocowana drutem. Niezłym środkiem izolacyjnym jest taśma „Denso”.

Rury stalowe mogą być również chronione wewnątrz i zewnątrz wyprawą z cementu portlandzkiego. Osiąga się w ten sposób nie tylko ochronę, ale i korzystniejszy współczynnik szorstkości. Normalnie na wyprawę zewnętrznej powierzchni daje się stosunek 1 : 2 przy grubości wyprawy 1/4÷3/4 cala.

Walcownie rur kutych wykonują także odpowiednie kształtki analogicznie do kształtek lanych. Kształtki takie, jak trójniki i krzywki mogą być też bez trudu wykonane w podręcznym warsztacie przez spawanie. Przy rurach stalowych stosuje się połączenia kielichowe, kołnier-



		Prostka kielichowa			Zwężka kielichowa
		Prostka kołnierzowa			Zwężka dwukołnierzowa
		Trójnik kielichowo kołnierzowy			Luk kielichowy
		Trójnik kielichowy			Krzywka kielichowa
		Czwórnik kielichowy			Kolano kielichowe
		Trójnik kołnierzowy			Kolano dwukołnierzowe
		Czwórnik kołnierzowy			Kolano dwukołnierzowe ze stopką
		Nasuwka			Kolano kielichowo-kołnierzowe ze stopką
		Nasuwka dwudzielna			Korek
		Dwukielich			Kołnierz ślepy
		Kieliszek			Czyszczak
		Króciec jednokołnierzowy			Odwadniak
		Króciec dwukołnierzowy			

Rys. 227. Znakowanie rur i kształtek

izowe oraz szereg połączeń innego rodzaju. Przy układaniu przewodów pod wodą na przejściach rzek, a także na ciągach prowadzących wodę grawitacyjnie od ujęcia stosuje się styk z ruchomymi kołnierzami. Na końce rur, odpowiednio zakończone pierścieniem, założone są przesuwne kołnierze. Pierścień jest zwykle spojony z rurą. Między pierścieniem daje się uszczelnienie gumowe i ściąga kołnierze śrubami.

Do rur z gładkimi końcami może być zastosowany styk Gibaulta (rys. 228). Składa się on ze stalowego lub żeliwnego mankieta takiej samej grubości ścianek jak rury. Mankiet zakrywa złącze. Na obu końcach przewodów umieszczane są pierścienie gumowe o przekroju prostokątnym lub trapezowym, ściśle obejmujące rurę. Przyciska się je

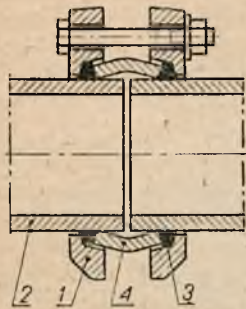
do pierścienia stalowego za pomocą dwóch kołnierzy ściągniętych śrubami i mających odpowiednie wycięcie, obejmujące pierścienie kauczukowe i stalowe. Styk ten jest w dostatecznym stopniu szczelny i elastyczny i może być zastosowany do przewodów z różnego materiału o gładkich końcach. Jedyną jego wadą jest obecność rdzewiących śrub stalowych.

Połączenia spawane rur stalowych znalazły powszechne zastosowanie w gazociągach. Do przewodów wodociągowych są mniej chętnie używane, ponieważ wskutek zniszczenia ochronnej powłoki bitumicznej wewnątrz rury przy spawie miejsce to może szybko przerdzewieć. Jednakże dotychczasowe dane otrzymane na podstawie praktyki nie usprawiedliwiają tych obaw.



## Rury betonowe i żelbetowe

Jako przewody wodociągowe grawitacyjne, pracujące pod małym ciśnieniem, mogą być stosowane rury betonowe o połączeniach kielichowych podobnych do kielichów rur żeliwnych. Przy średnicach większych od 600 mm rury betonowe muszą być zbrojone. Żelbetowe rury mogą być stosowane przy ciśnieniu roboczym wynoszącym 5-6 atn, o średnicy od 100 do 2,00 m i więcej.



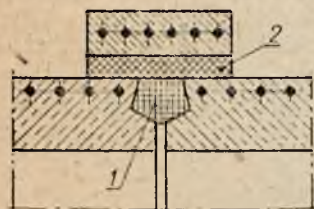
Rys. 228. Złącze Gibaulta  
1 — kołnierz żeliwny,  
2 — rura żeliwna lub eternitowa,  
3 — pierścień kauczukowy,  
4 — pierścień żeliwny

Przewody o większych średnicach wykonuje się najczęściej przez zabetonowanie ustawionego zbrojenia na miejscu w wykopie jako monolityczny przewód, podzielony tylko dylatacjami co kilkadziesiąt metrów. Przy średnicach poniżej 2 m rury są prefabrykowane w wytwórni, nieraz odległej, lub na placu budowy; prefabrykacja odbywa się w metalowych formach, w których ustawia się zbrojenie w postaci pierścieni lub spirali. Zabetonowanie formy odbywa się sposobem odśrodkowym lub z wibrowaniem. Długość rur prefabrykowanych wynosi od 2 do 4 m.

Ostatnio znajduje coraz szersze rozpowszechnienie beton przedprężony. Rury wykonane z betonu przedprężonego mają większą wytrzymałość od zwykłych.

Zamiast zbrojenia prętami można użyć gilzy z cienkiej blachy, na którą nakłada się beton sposobem natryskiwania. Dla uniknięcia odprysków, zakłada się dodatkowo siatkę stalową o oczkach 5×10 cm w odległości około 2 cm od zewnętrznej powierzchni rury, po czym natrykuje się beton dalej aż do osiągnięcia wymaganej grubości ścianki. Ten rodzaj rur odznacza się dużą szczelnością.

Rury żelbetowe mogą być wykonywane jako kielichowe lub bosc. W tym ostatnim przypadku łączy się je nasuwkami żelbetowymi również prefabrykowanymi, uszczelniając styk między rurami asfaltem, a między rurą i nasuwką — zaprawą cementową (rys. 229).



Rys. 229. Połączenie odcinków rur żelbetowych  
1 — asfalt, 2 — zaprawa cementowa

Rury z płaszczem z blachy łączone są przez zespawanie wystających końców płaszcza i następnie zabetonowanie tego miejsca.

Rury żelbetowe są tańsze, nie wymagają dużych ilości stali, są wytrzymałe mechanicznie i trwałe w dobrych gruntach. W gruntach agresywnych muszą być zabezpieczone powłoką asfaltową, co stanowi ich wadę. Wadą ich jest poza tym duży ciężar, co utrudnia transport i układanie, nie są one również zupełnie szczelne. Styki są sztywne i stanowią zawsze słabe miejsce rurociągu. Wreszcie wbudowanie odgałęzień i armatury jest utrudnione.

Rury żelbetowe do wodociągów nie znalazły jeszcze w Polsce szerszego zastosowania, ale niewątpliwie będą coraz częściej używane.

### Rury azbestowo-cementowe (eternitowe)

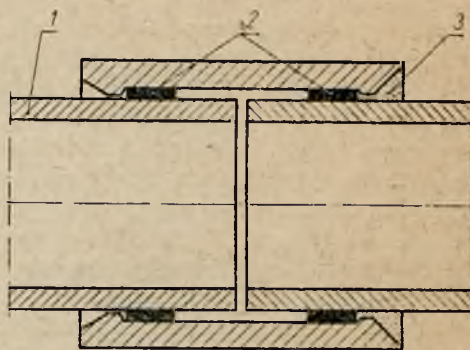
Rury eternitowe są wyrabiane z mieszanki cementu portlandzkiego i masy azbestowej, fibry (15% cementu, 85% azbestu w stosunku wagowym wraz z pokaźną ilością

wody). Wykonywane są w ten sposób, że na zanurzony w korycie z mieszaniną obracający się stalowy rdzeń nawija się aż do osiągnięcia właściwej grubości masę azbestowo-cementową cienkimi warstwami 0,2 mm grubości. Nakłada się kilka do kilkunastu warstw jedną na drugą, zależnie od grubości ścianki. Potem następuje prasowanie ścianek za pomocą stalowych wałków do chwili osiągnięcia gęstej jednolitej struktury. Dzięki temu ścianki otrzymują strukturę bardzo ścisłą i zwięzłą o wysokich cechach wytrzymałościowych, dalej wodonieprzepuszczalną i odporną w wielkim stopniu na wpływy chemiczne. Rury po zdjęciu z rdzenia przechowuje się jeszcze przez 14 dni w wodzie w specjalnych basenach.

Rury tego rodzaju stosowane są z powodzeniem od 20 i więcej lat. Mają poza tym tę zaletę, że są bardzo odporne na wpływy chemiczne, nie podlegają wpływom gruntu, kwasów i soli, a ponieważ nie są przewodnikami elektryczności, nie podlegają wpływom elektrolizy. Nie powstają u nich objawy tuberkulacji, wobec czego rura pozostaje gładka nawet przy prowadzeniu wód korozyjnych.

Współczynnik szorstkości stosowany we wzorze Manninga wynosi 0,010. Ścianki rur zupełnie nie przepuszczają wody.

Do rur eternitowych stosuje się złącza Gibaulta lub „Simplex” (rys. 230). Ostatnie złącze wykonane jest na dwóch pierścieniach kauczukowych umieszczonych na koń-



Rys. 230. Złącze Simplex  
1 — rura eternitowa, 2 — pierścień kauczukowy,  
3 — zaprawa cementowa

cach rur. Ściśnięte są one mankietem eternitowym nasuniętym do połowy ich pierwotnej grubości. Takie złącze jest bardzo elastyczne, pozwala na obrót do 120° i szczelnie wytrzymuje duże ciśnienie. Połączenie wykonuje się w sposób następujący: na koniec kładzonej rury nakłada się mankiet eternitowy odsuwając go nieco w tył. Na tenże koniec zakłada się pierścień kauczukowy i przesuwa go na odległość (licząc od końca rury) równą długości mankieta. Na koniec ułożonej poprzednio rury w podobny sposób nakłada się drugi pierścień gumowy. Nową rurę przysuwa się ściśle i równo do starej. Na uprzednio położonej rurze zamocowuje się przyrząd naciągający. Dwoma uchwytami zamocowanymi na bocznych sworzniach chwytają się mankiet. Robotnik siedząc na rurze poprzednio ułożonej podciąga równomiernie nagwintowane sworznie, a tym samym naciąga mankiet na styk, przy czym ten wchodzący na pierścienie kauczukowe ściska je do połowy ich grubości. Ażeby nie przeciągnąć mankieta, należy poprzednio porobić na rurach znaki, przy których powinny znajdować się końce mankieta.

Do połączeń bocznych używa się kształtek azbestowo-cementowych, wyrabianych z oddzielnych arkuszy i następnie prasowanych. Rury wyrabiane są o średnicach od kilku do 100 cm. Długości normalne ze względu na trud-



ności manipulacyjne nie przekraczają 7 m. Grubości ścianek wynoszą 6÷50 mm, zależnie od średnicy.

Rury eternitowe znoszą doskonale wewnętrzne ciśnienie, konkurując z powodzeniem z rurami żeliwnymi pod każdym względem; są one stosowane przy ciśnieniach dochodzących do 15 atn. Wadą ich jest kruchość i brak wytrzymałości na uderzenia, toteż nie należy ich stosować pod przejazdami, na skrzyżowaniach z torami tramwajowymi itp. miejscach, gdzie byłyby narażone na wstrząsy.

Oszczędność użycia tych rur polega na obniżeniu kosztów układania i łączenia, użycia mniejszych wymiarów do przeprowadzenia tych samych ilości wody w stosunku do przewodów żeliwnych, mniejszych kosztów pompowania z powodu mniejszych oporów tarcia, nie zmniejszaniu się wydatku z wiekiem oraz wyłączeniu przecieków. Poza tym należy zaznaczyć, że są one tańsze i lżejsze od żeliwnych.

### Rury drewniane

Drewno używane było oddawna na przewody wodociągowe. Pierwsze rurociągi były wyrabiane z pni wydrążonych w środku. Chociaż zadowalające z punktu widzenia trwałości, zostały zarzucone z powodu swej małej wydajności. Obecnie tego rodzaju przewody wykonuje się dla użytku zakładów przemysłowych, jak fabryki chemiczne i garbarnie, gdzie muszą być prowadzone płyny wysoce korozyjne.

Nowoczesne przewody drewniane są wykonywane z klepek i są dwu rodzajów. Maszynowo wiązane rury wykonywane są fabrycznie w odcinkach odpowiedniej długości; przewody ciągle wykonywane i wiązane na miejscu budowy rurociągu. W obu przypadkach klepki wyrabiane są maszynowo z sosny, modrzewia i świerka. Klepki nie powinny posiadać żywicznych wrostów. Szpary od pęknięć są dopuszczalne nie głębsze niż 1/8 grubości klepki. Niedopuszczalne są martwe sęki, natomiast dopuszczalne są zdrowe zarośnięte sęki, jeśli ich średnica nie jest większa niż 1/3, a ich odstęp nie większy niż 1/3 szerokości klepki. Długość klepek jest zwykle nie większa niż 4 m, gdyż trudno znaleźć dłuższe drewno bez sęków. Klepki suszone są na powietrzu albo w suszarni parowej, gdyż chodzi o to, aby po wypełnieniu przewodu wodą silnie pęczniały w celu uszczelnienia szwów. Ciśnienie wody powoduje nasiąknięcie klepek, co chroni przed gniciem i przeciekaniem.

Trwałość rur drewnianych odpowiada trwałości rur stalowych, tj. około 30÷50 lat. Większą trwałością odznaczają się przewody większe, mniejszą — przewody rozdzielcze. Drewniane przewody posiadają ważną zaletę korzystnego współczynnika oporu, a w związku z tym dużą zdolność przepustową. Według ostatnich badań wydatek ich jest około 15% większy niż 10-letnich starych rur żeliwnych lub nowych nitowanych stalowych i około 20% większy niż 20-letnich rur żeliwnych lub 10-letnich rur stalowych nitowanych ( $v = 49,7 \cdot J^{0,558} \cdot D^{0,65}$  m/sek). Wydatek rur drewnianych nie zmniejsza się z wiekiem.

Innymi zaletami rur drewnianych są: odporność na mrozy, nie uleganie zniszczeniu przez elektrolizę; wody korozyjne nie powodują tuberkulacji lub zaczerwienienia wody. Rury te łatwe są przy tym do reperacji; mały ciężar

rur zmniejsza koszty transportu, umożliwia szybkie układanie. Rury drewniane są tanie.

Wadami rur drewnianych są: krótsza trwałość od innych typów przewodów, duże straty na przecieki, szczególnie w wypadku zmiennych ciśnień, niezdatność przy dużych ciśnieniach (praktycznie najwyższe dopuszczalne ciśnienie wynosi 3÷4 atn), niebezpieczeństwo zgniecenia pod ciśnieniem zasypu lub zewnętrznego ciśnienia powietrza, jeżeli przewód zostanie opróżniony gwałtownie z wody bez doprowadzenia doń powietrza.

Maszynowo wiązane rury są wykonywane w odcinkach długości 4÷6 m. Strzemiona z płaskiej stali lub drutu mają za zadanie przeniesienie sił ciągnących, powstających pod wpływem ciśnienia wody. Powinny one być bardzo dobrze ochronione asfaltem lub innym pokryciem, gdyż czas trwania rury w dużym stopniu zależy od czasu trwania strzemion (15÷20 lat). Klepki są wyginane do kształtu przekroju kołowego z wyrobionym gniazdem (szparą) oraz piórem i składane razem. Strzemiona są najpierw pokrywane asfaltem, a następnie okręcane spiralnie wokół rury. Końce podłużne rur są wycinane w celu utworzenia złącza wpustowego. Powierzchnię zewnętrzną przewodu pokrywa się asfaltem i osypuje trocinami. W rurach o średnicy 500÷600 mm grubość klepek wynosi zwykle 26 mm.

Klepki układa się wciskając wpust w gniazdo. Łuki o dużym promieniu mogą być wykonywane przez odpowiednie odgięcie rury na połączeniu. Na ostre krzywizny, odgałęzienia i przy zasuwach stosuje się kształtki żeliwne lub stalowe, względnie specjalne typy kształtek o dostatecznej grubości na wprowadzenie wpustu oraz pewne standardy ze specjalnym drewniano-stalowym połączeniem.

Ciągłe przewody drewniane są wykonywane w rozmiarach 300÷4200 mm. Rury takie transportowane są w stanie rozmontowanym, co ułatwia i obniża koszt przewozu w terenie górskim i innych okolicach trudno dostępnych. Klepki są kształtowane podobnie jak rury wiązane maszynowo. Klepki układa się na szablonach i wiąże strzemionami zamocowanymi w bucie żliwno. W celu otrzymania łamanych szwów poprzecznych długość klepek jest różna. Przesiąkaniu przy końcach klepek przeciwdziała się przez wkładanie w środek stalowych piór. Czasami w miejscu złączy daje się dodatkowo strzemiona.

Przewody naziemne, szczególnie dużych rozmiarów, układa się na kozłach drewnianych lub betonowych w celu podtrzymania rurociągu i umożliwienia swobodnej cyrkulacji powietrza wokół przewodu, co sprzyja konserwacji drewna.

Łuki bez trudu można układać aż do wartości promienia równej 60-krotnej średnicy. Nagłe zmiany kierunku dużych przewodów są czasami możliwe przez zastosowanie krótkich odcinków ze stalowych rur spawanych.

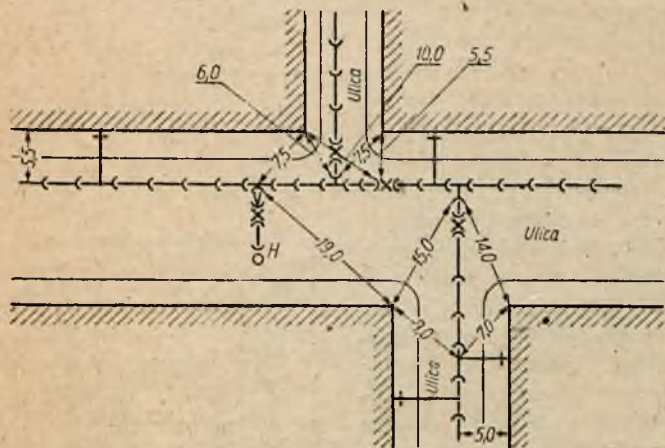
Przekrój i odległość strzemion zależy od ciśnienia wody, pęcznienia drewna po nasyceniu i możliwości zgniatania drewna pod strzemieniem.

Kończąc przegląd rur wykonanych z różnych materiałów należy wspomnieć o rurach z materiałów nowych, dotychczas o tego celu nie używanych, jak szkło i plastyki. Zastosowanie rur szklanych i z plastyków jest w okresie prób i badań i niewątpliwie ma przed sobą widoki powodzenia.



## BUDOWA PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH

Przewody wodociągowe układa się pod powierzchnią terenu na przyjętej w projekcie głębokości i z odpowiednim spadkiem. Przed przystąpieniem do budowy rurociągu należy mieć przygotowany rysunek roboczy, tj. schemat ze szczegółowym pokazaniem dokładnego umieszczenia i głębokości przewodów, materiału rur, miejsc i schematu połączeń wszystkich kształtek, armatury itd. Usytuowanie przewodu w przekroju poprzecznym ulicy należy uzgodnić z właściwą władzą. Jednocześnie z wykonaniem przewodu powinno się kreślić rysunki wykonawcze (rys. 231). Rysunkowe przedstawienie projektu polega na wyrysowaniu odcinków przewodów wraz ze wszystkimi zasuwami, hydran-



Rys. 231. Rysunek wykonawczy ułożonego przewodu wodociągowego

tami, studzienkami czerpalnymi, odpowietrznikami i spustami na planie sytuacyjnym w skalach 1 : 2000 lub 1 : 2500 oraz na wyrysowaniu profilów przewodów. Częstość ponadto kreślony jest plan zasuw i hydrantów oraz plan rur opracowany w skali 1 : 250, na którym schematycznie zaznacza się wszystkie użyte kształtki, a na jego podstawie zestawia się listę kształtek (rys. 217, 218). Na planie sieci rur ustala się odległości przewodów od bliżej położonego frontu domów, istniejących na terenie budowlu, obiektów lub linii, i zaznacza zmiany, jakie powstają przy budowie w odniesieniu do projektu, aby w przyszłości w razie potrzeby odkopywania przewodów ułatwione było odnalezienie szukanego miejsca. Na profilach podłużnych zaznacza się długości ulic w rzucie tak, że można w ten sposób odczytywać długości przewodów; takie jednak opracowanie nie jest wskazane, gdyż nie ma zgodności między długością rzeczywistą przewodu a długością odczytaną na profilu w wypadku dużego spadku ulic.

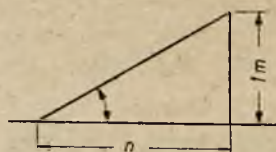
## 1. WYKOPY

Wykopy pod przewody powinny być starannie wytyczone. Wytyczenie linii na terenie odbywa się na podstawie wypalikowania współrzędnych głównych punktów, następ-

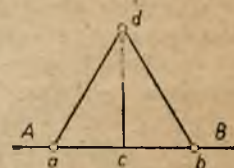
nie zaś zaznacza się je tyczkami. Przewody wodociągowe zasadniczo układa się pod chodnikiem, co jest szczególnie ważne jeżeli jezdnia jest ulepszona. Po wytyczeniu linii osi rurociągu co każde 20 do 30 m oznacza się szerokość rowu, a następnie wzdłuż napiętego sznura oznacza się krawędź wykopu. Kąty wytycza się za pomocą przyprostokątnych trójkąta prostokątnego, którego ostry kąt odpowiada kątom krzywek wg norm (rys. 232).

Kąty krzywek	$11\frac{1}{4}^\circ$	$15^\circ$	$22\frac{1}{2}^\circ$	$90^\circ$	$45^\circ$
n	5,02	3,73	2,41	1,73	1,00 m

Do wytyczania kątów prostych posługujemy się sznurem a-d-b, który na końcu i w środku posiada pierścienie (rys. 233).



Rys. 232. Wytyczanie kątów



Rys. 233. Wytyczanie kątów prostych sznurem

Wytyczanie rowów w miejscu dołączania bocznych przewodów (odgałęzień) powinno być w miarę możliwości przeprowadzane w ten sposób, aby można było ułożyć przewód z odcinków o znormalizowanych długościach; obcinania rur należy możliwie unikać.

Przewody otrzymują w przybliżeniu nachylenie ulic; krótkie wzniesienia ulic ponad linię średniego spadku są przekraczane przy zwiększonej głębokości wykopu. W naszych warunkach klimatycznych przewody układane są na głębokości 1,50÷1,80 m, licząc od wierzchu rury. W wypadku układania przewodów na ulicach nieuregulowanych należy uwzględnić, w razie projektowanego obniżenia poziomu ulicy, jej przyszłą niweletę.

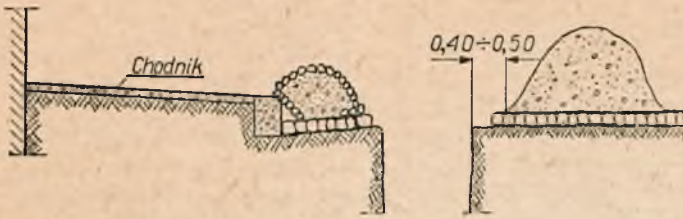
Szerokość wykopu powinna być tak duża, aby praca przy rurociągu w wykopie była ułatwiona i umożliwione było podbicie ziemi podczas zasypki w celu otoczenia dolnej ćwiertki rury. Ogólnie szerokość wykopu przyjmuje się najmniej o 0,3÷0,4 m większą od wewnętrznej średnicy rury, co najmniej jednak 0,6 m, w większych zaś głębokościach 0,8 m. Konieczny jest przy tym dodatkowy wykop pod kielichami.

Materiał ziemny wydobywa się ręcznie lub maszynami.

Wydobywany materiał ziemny z wykopu nie powinien być składany bezpośrednio nad krawędzią wykopu (rys. 234), lecz należy pozostawić ławeczkę o szerokości 0,5 m w tym celu, aby wydobyta ziemia nie spadała z powrotem do wykopu oraz w celu umożliwienia przejścia wzdłuż wykopu. Poza tym ławeczki są potrzebne dla umożli-



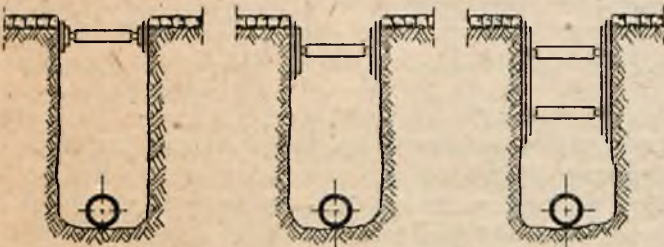
liwienia ustawienia trójnogów (wind), kozłów i innych urządzeń, służących do opuszczania rur.



Rys. 234. Wykop dla ułożenia rur wodociągowych

Wskazane jest umieszczenie wykopu co najmniej w odległości 1,5 m od poprzednio poruszonego gruntu, który łatwo powoduje usuwiska. Przebijanie się przez nawierzchnię betonową, bardzo twardy żwir lub nawierzchnię makadamizowaną przyspiesza się przez użycie młotów i świdrow pneumatycznych.

Uniknięcie deskowania, które utrudnia opuszczanie rur, jest możliwe przy budowie przewodów poza urządzonymi ulicami miejskimi; wymaga to stosowania pochylenia ścian wykopu zależnie od zwięzłości gruntu. Na ulicach zabrukowanych ściany wykopu wykonuje się pionowo, a wykop powinien być z reguły odeskowany, przy czym ilość zużytych desek zależy od ścisłości gruntu. Deskowanie w zwykłych gruntach daje się z desek poziomych o grubości 40÷50 mm. Każde trzy, a w bardziej zwięzłych gruntach cztery deski poziome podpira się pionowymi podkładkami, które rozpira się przez zabicie rozpórki drewnianej lub wkręcenie rozpórki stalowej. Dla większego bezpieczeństwa, poza pozostawieniem wzdłuż wykopu ławeczki, deski deskowania wyprowadza się nieco wyżej ponad jego krawędzie (rys. 235).



Rys. 235. Odeskowanie wykopu wodociągowego

W gruntach zwięzłych dopuszczalne jest niepełne deskowanie (nieścisle). Ściany wykopu powinny być zawsze pionowe. Ukośne ściany należy uważać za wykonane nieprawidłowo, gdyż pod wpływem parcia gruntu rozpory mogą wyskoczyć do góry. W przypadku tak nieprawidłowo wykonanych ścian należy zabezpieczyć rozpory od góry. Czasami w celu zaoszczędzenia robót ziemnych, wydobywa się ziemię nie na całej długości wykopu, lecz z przerwami, pozostawiając między wykopanymi częściami nienaruszony grunt (rys. 236). Przerwy te powinny być tak rozłożone, aby styki rur wypadły w odkrytych częściach wykopu, a to w celu ułatwienia uszczelnień.

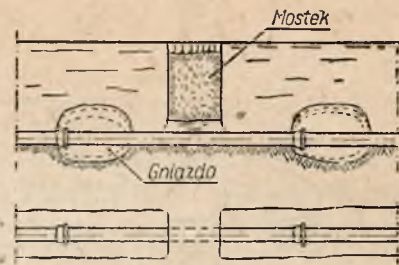
Dno rowu wyrównuje się dokładnie tak, aby rury spoczywały na gruncie na całej swej długości.

Rury należy układać na grunt nie ruszony dla uniknięcia ich nierównomiernego osiadania i rozluźniania złącz. W gruncie słabym pod rurociąg należy dać sztuczny, wytrzymały podkład w celu zapobieżenia osiadaniu. W gruncie np. torfiastym należy dno wybrać głębiej na 0,3÷0,5 m i wypełnić spód wykopu piaskiem.

Materiał nawierzchni ulicy dla ułatwienia ponownego jego użycia układa się oddzielnie od pozostałego materiału

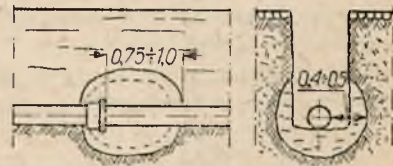
ziemnego z wykopu. Wskazane jest, aby materiał ten umieszczać pomiędzy chodnikiem a rowem, materiał zaś ziemny wyrzucać na stronę ulicy (jezdni).

Ażeby utrzymać wolny rynsztok, układa się ukośnie deski opierając je o krawężnik. Z obu stron krawędzi wy-



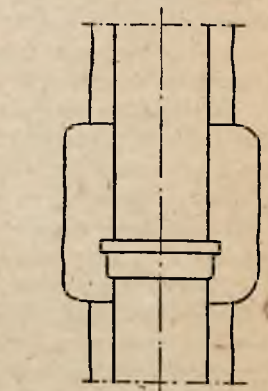
Rys. 236. Wykop z przerwą w postaci mostka

kopu należy, jak wspomniano wyżej, zostawić wolny pas o szerokości co najmniej 0,3÷0,5 m, aby umożliwić przechodzenie wzdłuż wykopu oraz opuszczanie rur.



Rys. 237. Gniazda dla rur małej średnicy

Do wykonania uszczelnienia złącz (styków) nie zawsze wystarcza normalna szerokość wykopu. Przy układaniu rur kielichowych lub kołnierzowych w miejscu styków, wykonuje się więc odpowiednie pogłębienie i poszerzenie wykopu, tzw. gniazdo (rys. 237, 238). Robi się je w czasie opuszczania rur. W przypadku większych średnic (ponad 350 mm) gniazda wyprowadza się aż do poziomu nawierzchni. Oczywiście takie wykonanie nie byłoby racjonalne, jeżeli wykop jest odeskowany i trzeba przerabiać odeskowanie; w takich przypadkach wykonuje się od razu wykop szerokości wystarczającej na wykonanie uszczelnienia bez poszerzania gniazda. Ponieważ w miejscu wykonywania gniazd następuje wzruszenie gruntu macierzystego, nie należy robić zbyt dużych gniazd, a tylko takiej wielkości, aby umożliwić dostateczny rozmach młotka lub założenie śrub. W gruntach słabych z obfitą wodą gruntową, gdzie nie można normalnie wykonać gniazd, można je zrobić w postaci skrzynek, z których wyczerpuje się wodę w miarę jej nagromadzania się.



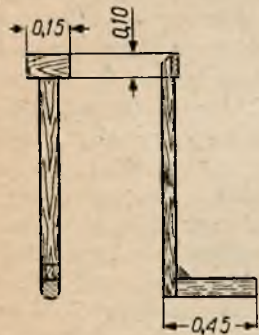
Rys. 238. Gniazda dla rur o większej średnicy

Jeśli wykop przechodzi przez skałę lub mur, robi się wykop głębszy o 0,1÷0,2 m i na tej głębokości zapelnia



ubitą gliną lub piaskiem; w każdym razie bezwzględnie należy unikać opierania rury na odosobnionym kamieniu lub skale. Rozluźnienie skały przeprowadza się niekiedy za pomocą materiałów wybuchowych; otwory strzelnicze wierci się świdrem pneumatycznym. W przypadku wykopów, które na dłuższych odcinkach biegną w skale, można wiercenie prowadzić za pomocą młotów, do których doprowadza się sprężone powietrze (od przewoźnych sprężarek).

Zaprojektowana głębokość charakterystycznych punktów przewodu wyznaczana jest od reperów. W celu określenia poziomu dna wykopu nad charakterystycznymi punktami ustawia się na słupkach poziome łąty (cełownice). Łata przybita jest do dwóch słupków umieszczonych po obu stronach wykopu. Do łaty nad osią wykopu przybija się półeczkę w postaci kawałka deski o poziomej krawędzi górnej. Należy ją głębokość wykopu pomiędzy punktami charakterystycznymi określa się za pomocą krzyży ustawianych na półeczkach oraz krzyża przesuwanego, zaopatrzonego u spodu w poprzeczne ramię prostopadłe do słupa (rys. 239).



Rys. 239. Krzyż przesuwany do układania rur

W przypadku wykonywania rurociągu przecinającego istniejący wyżej przewód, należy ten ostatni mocno zamocować i pracę prowadzić ostrożnie, ażeby nie uszkodzić dawniej ułożonego przewodu.

Przy układaniu rurociągu poniżej poziomu wód gruntowych należy podczas pracy w wykopie odprowadzać zeń wodę lub też wyczerpywać ją z gniazd. Jeżeli nie można uniknąć układania rur poniżej zwierciadła wody gruntowej, wówczas wydobywa się ziemię z wykopu aż do poziomu zwierciadła wody; następnie obustronnie zabija się ścianki szczelne i dalszy wykop wykonuje się odpompowując wodę. Przy większych głębokościach pod zwierciadłem wody gruntowej, jak to się np. może zdarzyć z przewodem lewarowym łączącym studnie ujęcia, może być wskazane zastosowanie obniżenia zwierciadła wody za pomocą studzienek.

W razie niewielkiego dopływu wód gruntowych czerpanie wody odbywa się za pomocą wiader, jeżeli jednak dopływ jest silniejszy, należy uciec się do pomp, przy czym zależnie od mniejszego lub większego dopływu wody stosuje się pompy ręczne lub poruszane silnikami. Najczęściej stosowane są tzw. pompy przeponowe (żaby). Jedną pompą można wyciągnąć  $8\div 36$  m<sup>3</sup> wody na godzinę przy wysokości ssania 5 m. Pompę taką obsługuje jeden lub dwóch robotników, w zależności od wysokości ssania i jakości pompy. Przy końcu węża zmontowany jest zawór klapowy. Jeżeli wykop jest zanieczyszczony szczapami drewna, pakułami i tłuszczem, zawór umieszcza się w gęstej siatce lub w plecionym koszu. W razie zanieczyszczenia ten typ pompy łatwo jest oczyścić.

W razie większego dopływu wody stawia się kilka pomp przeponowych lub przechodzi się do bardziej wydajnych pomp tłokowych. Pompy takie mogą przepompować  $8\div 66$  m<sup>3</sup>/godz przy czterech podwójnych ruchach na minutę, wysokości ssania do 8 m i obsłudze 2÷8 robotników. Pompy tego rodzaju znoszą, jak i poprzednie, brudną wodę.

Przy większym dopływie wody stosuje się pompy wirnikowe poruszane silnikami elektrycznymi lub spaliniowymi.

W razie bardzo wysokiego poziomu wód gruntowych i silnego ich dopływu, wykop musi być prowadzony

w ochronie ścianek szczelnych, woda zaś obniżona za pomocą studzienek, z których się pompuje wodę.

Wobec tego, że roboty ziemne przy budowie przewodów są bardzo pracochłonne, należy je mechnizować. Mechanizacja tych robót jest coraz szerzej stosowana szczególnie w Związku Radzieckim. Mechaniczne koparki do kopania rowów są dwóch rodzajów, koparki z koszem podsiębiernym i koparki wieloczerpakowe. Stosowanie koparki jest jednak ograniczone, nie można jej użyć na ulicach uzbrojonych, gdzie mogłaby uszkodzić istniejące przewody podziemne, jak również na ulicach węższych i zabudowanych. Poza tym dla pełnego wyzyskania wydajności koparki odcinek budowany powinien być odpowiednio długi, a jeśli wykop musi być odeskowany konieczny jest duży zapas desek.

Przy budowie rurociągów stalowych oprócz mechanizacji robót ziemnych może być zmechanizowane układanie rur; wówczas rurociąg montuje się poza wykopem, co jest wygodniejsze i szybsze, po czym specjalnymi dźwigami przesuwa go się z miejsca montażu i opuszcza do wykopu.

## 2. MONTAŻ PRZEWODÓW

Rury dowożone zdejmowane są z wozów i składane na przeznaczonych do tego celu placach. Po wydobyciu ziemi z wykopu do przepisanej głębokości i starannym wyrównaniu dna zaczyna się układanie rur.

Przy ręcznym przenoszeniu, opuszczaniu i układaniu rur do pomocy używa się drąga i liny. Drąg stanowi prymitywne urządzenie, za pomocą którego można przy użyciu mniejszej siły podnosić ciężary. Stosowane są liny konopne, czyste lub smołowane oraz stalowe. Czysty, suchy sznur konopny jest mocniejszy niż smołowany, natomiast wilgotny, czysty sznur staje się słabszy od smołowanego. Lina ma grubość 13÷52 mm. Liny stalowe wykonuje się z cienkich włókien, skręconych w pasma; pasma skręca się w linę, przy czym w środek pasma, jak również i w środek liny wkłada się pasmo konopne, co powoduje jej elastyczność.

Dowożone do wykopu rury przy wyładunku należy rozkładać wzdłuż wykopu możliwie w bezpośredniej jego bliskości lub bezpośrednio układać w wykopie. Przy wyładunku rur kielichowych specjalnie ciężkich należy je układać na ziemi z kielichami skierowanymi w odpowiednią stronę, a mianowicie rury kielichowe zawsze kielichami w kierunku w przód ze względu na zakuwanie uszczelnień. Na większych spadkach rury kielichowe powinny być układane kielichami do góry. Decyduje to o kierunku budowy: zawsze z dołu do góry. Jeżeli przy wykopywaniu ziemia jest wyrzucana na jedną stronę, to rury powinny być złożone po drugiej stronie. Jeśli zaś ziemię trzeba wyrzucać na obie strony wykopu, wówczas rury powinny być położone za nasypem. Nie należy ich jednak rozrzucać beładnie, a złożyć starannie tuż przy nasypie równoległe do wykopu.

Ponieważ w czasie transportu rur i składania przy wykopie mogą być one uszkodzone, należy je obowiązkowo przed opuszczeniem na dno wykopu zbadać przez opukanie młotkiem.

Podnoszenie i opuszczanie w wykop lekkich rur o mniejszych średnicach odbywa się ręcznie (rys. 240, 241). Opuszczanie rur o średnicach większych lub małych przy dużej głębokości wykopu odbywa się za pomocą lin przez dwóch robotników, przy czym rozporu deskowania zwykle nie przedstawia się; trzeci robotnik znajdujący się na dole kieruje rurę to w jedną, to w drugą stronę pomiędzy rozporami, aż dopóki nie dojdzie ona do dna. Rury średnicy do



400 mm są opuszczane za pomocą dwóch lin grubości 25 mm, założonych przy kielichu i bosym końcu. Jeden koniec liny przytrzymywany jest nogami przez robotników, drugi stopniowo się zwalnia. W ten sposób tworzy się przesuwaną się pętlę, na której wisi rura.



Rys. 240. Opuszczanie rur mniejszej średnicy do wykopu



Rys. 241. Opuszczanie kształtek wodociągowych do wykopu

Rur o większych rozmiarach i o większym ciężarze nie należy opuszczać do wykopu ręcznie za pomocą lin, gdyż potrzeba do tej pracy kilku robotników. Wówczas należy stosować mechanizmy, jak bębny, bloki, wielokrążki itp. Można w ten sposób opuszczać ciężary wagi do 5 tonn. W razie większych ciężarów można stosować dwa dźwigi. Używa się również ruchomych dźwigów. Przy opuszczaniu rur do wąskiego wykopu bloki zostają podwieszane na trójnogu. Montuje się go z trzech okrągłaków średnicy 15–20 cm. W cieńszych ich końcach przewierca się otwór, przez który przechodzi sworzeń średnicy 13–25 mm. Nogi trójnogu należy zastawić i przewiązać liną, a nawet lepiej zaopatrzyć w specjalne chomąta z pierścieniami, przez które przekłada się łańcuch, gdyż w przeciwnym razie może nastąpić rozejście się nóg. W celu opuszczenia rury w wykop jako podkład kładzie się na nim poprzecznie deski lub bale i wtacza się na nie rury. Potem nad rurą ustawia się trójnogi z blokami, rurę okręca się liną, do niej zaś zaczepia hak bloku. Po lekkim podniesieniu rury oswobadza się podłożone bale, wyjmuje spod podniesionego odcinka rur, a następnie opuszcza rury.

W przypadku spuszczenia długich i ciężkich rur dużego rozmiaru, stosuje się 2 bloki i ustawia się dwa trójnogi względnie kozły. Nogi kozłów należy również dobrze wzmocnić krzyżulcami, aby się nie rozchodziły. Przy opuszczaniu w wąski wykop rurę wtacza się na podkładki, po czym ustawia się nad nimi kozły z dwoma blokami i postępuje jak poprzednio. W przypadku szerszych wykopów ustawia się nad nimi w poprzek dwa kozły, przez które przerzuca się wzdłuż wykopu bal, do niego zaś przymocowuje się bloki. Bal powinien być przymocowany silnie do kozłów w położeniu poziomym. Należy zastosować środki ostrożności, zabezpieczające przed przewróceniem się kozłów.

Podczas opuszczania rur do wykopu należy rozpory przedstawiać. Praca jest uciążliwa, szczególnie w gruntach sypkich. Rozpory po przestawieniu powinny mieć taki sam wygląd, jaki miały przy ustawieniu pierwotnym. Przy nieumiejętnym przestawianiu stan deskowania może okazać się niedopuszczalny.

W przypadku szerokich wykopów rury spuszcza się z jednej strony wykopu. Do tego celu służą rozmaitego ro-

dzaju dźwigi. Najszybciej działającym i najtańszym sposobem opuszczania rur jest opuszczanie za pomocą ruchomych dźwigów, umieszczanych na traktorach, lub przy pomocy specjalnych przesuwaných wind. W razie braku specjalnych dźwigów częstokroć wykorzystuje się kopaczki mechaniczne do opuszczania rur do wykopu. Należy zwrócić uwagę, że zastosowanie wind jest wskazane tylko przy możliwości szybkiej pracy, gdy rury mogą być opuszczane na dno wykopu jedna za drugą bez przerwy.

Rury opuszczane w ten lub inny sposób do wykopu powinny być w nim ułożone na swoje miejsce. Rury małych i średnich przekrojów układa się na miejsce bez szczególnej trudności, ręcznie lub za pomocą drąga. Natomiast rury o dużych średnicach należy wprowadzać we wcześniej ułożoną rurę i ustawić w należytych położeniach jeszcze wówczas, gdy jest ona podwieszona przed jej ostatecznym opuszczeniem tak, żeby koniec jej zachodził nieco na ułożoną już rurę. Po ustawieniu rury w ostatecznym położeniu powoli zwalnia się łańcuchy bloków, centruje się kielich za pomocą pionu i ostatecznie osadza się rurę na dno wykopu. Następnie ruchomym krzyżem wstawionym w koniec rury sprawdza się prawidłowość ułożenia rury. Dopiero wówczas, gdy rura jest ostatecznie ustawiona prawidłowo we wszystkich kierunkach, można rurę oswobodzić z lin i podnieść haki bloków. Opuszczane w wykop rury są mocno dociskane do siebie w tym celu, aby przy zakładaniu sznura w kielich nie mógł on dostać się do wnętrza rury. Następnie rury ustawia się starannie w kierunku poziomym oraz pionowym. Małe zmiany kierunku ( $1^{\circ}$ – $2^{\circ}$ ) mogą być uzyskane przez skręcanie prostych rur w kielichach, jednak w kielichu (w najwęższym jego miejscu) zawsze musi pozostać przestrzeń na pierścień ołowiu o grubości co najmniej 5 mm. Należy zwrócić uwagę, aby rura leżała ściśle na macierzystym gruncie, co zmniejsza niebezpieczeństwo niejednostajnego osiadania, powodującego naprężenia w szwach oraz pęknięcia.

Przed przystąpieniem do uszczelnienia styków rury zostają ustalone przez obrzucenie ich ziemią w pobliżu kielicha i bosego końca oraz przez jej ubicie; wykop pod kielich należy przygotować zanim położą się rury. Jeżeli jednak gniazda pod kielichy nie są wykonane, należy je wybrać, materiał zaś wydobyty wyrzucić na ułożone rury. Po ułożeniu i zamocowaniu rur wykonuje się uszczelnienie styków.

Podczas ustawiania i opuszczania rury często nabiera się do niej ziemi. Należy tego unikać i zabezpieczać rurę zatykając oba jej końce drewnianymi korkami. Przed wprowadzeniem następnego odcinka rury koniec poprzednio ułożonej powinien być dobrze oczyszczony z ziemi i w miarę możliwości dobrze wytarty do sucha szmatą.

Przy układaniu rur częstokroć należy odciąć kawałek rury. Rury żeliwne w większości przypadków przerąbuje się za pomocą młotka i przecinaka. Młotek wykonany jest ze stali narzędziowej. Rączka jego zrobiona jest z twardego drewna o długości 35–45 cm, zależnie od ciężaru młotka. Ciężar rączki 0,5–1,0 kG. Przecinaki wyrabiane są z najlepszej stali. Koniec roboczy otacza się pod kątem  $40^{\circ}$ – $70^{\circ}$  w zależności od twardości metalu, który ma być przecinany. Im metal jest bardziej miękki, tym kąt jest mniejszy. Przy żeliwie kąt otoczenia wynosi  $60^{\circ}$ , przy stali —  $70^{\circ}$ . Dalsza część cięcia za ostrzem ma nachylenie pod kątem  $10^{\circ}$ .

Przy przerąbывaniu rur żeliwnych należy w miejscu przecięcia najpierw nakreślić kredą linię po całym obwodzie rury. Następnie, trzymając w lewej ręce przecinak prostopadle do rury, należy początkowo lekkimi uderze-



niami młotka naciąć rurę naokoło po całym obwodzie robiąc rysę, a następnie energicznymi uderzeniami młotka uderzać w rurę bacznie obserwując, ażeby nadrażanie obejmowało cały obwód rury w celu uniknięcia nieprawidłowego rozłamu. Gdy nacięcie ma głębokość kilku mm, przebija się w jednym miejscu nacięcia ściankę i silnymi uderzeniami wbija się w otwór klin, co powoduje pęknięcie (rozłamanie się) rury po linii nacięcia.

Przy rurach stalowych ściankę przebija się za pomocą przecinaka i obcina się rurę wokoło ostrym przecinakiem.

Przerąbywanie rur żeliwnych, w szczególności rur dużych rozmiarów, trwa długo i wymaga dużego nakładu robocizny.

Z tego powodu należy starać się zamienić przerąbywanie rur przez przecinanie ich za pomocą specjalnych noży w postaci rolek umocowanych do łańcucha obejmującego rurę. Przy przesuwaniu łańcucha tam i z powrotem ostre rolki wrzynają się coraz głębiej w ściankę rury, aż zostanie ona przecięta. Przy przecinaniu rur różnych średnic nóż łańcuchowy łatwo dopasować do przecinanej średnicy przez wyjęcie lub dodanie odpowiedniej ilości ogniów z rolkami.

Do przecinania rur używa się także mechanicznych przyrządów w postaci pił elektrycznych. Bardzo praktyczne jest przecinanie rur płomieniem acetylenowym. Sposób ten jest szczególnie wygodny przy naprawach, gdy chodzi o szybkie wycięcie uszkodzonego odcinka rury.

Na rozgałęzieniach rurociągów, podejściach i ich wyjściach ze stacji pomp, zbiorników i innych obiektów wstawia się kształtki i armaturę. Miejsce takie w rurociągu nosi nazwę węzła. Czasami w miejscach bardziej skomplikowanych węzłów wstawia się studzienki.

Przy montowaniu węzła monter powinien mieć jego szkic, na którym według przyjętych oznaczeń pokazuje się porządek połączeń oddzielnych kształtek i armatury węzła. Poza tym monter powinien mieć szkic z rozmiarami studzienki i jej obudowy.

Przy montowaniu zasuw kołnierzowych należy wszystkie śruby dociągnąć mocno przed wykonaniem uszczelnień na przewodzie, aby przez późniejsze dociąganie nie wyciągnąć bosych końców z kielichów. Najlepiej kieliszek i króciec skrócić z zasuwą nad wykopem i opuszczać do wykopu już po skręceniu.

Pomiędzy kołnierze wkłada się gumowe podkładki (uszczelki) pierścieniowe z wkładkami z płótna lub lepiej z wkładkami z drutu mosiężnego. Wewnętrzna średnica uszczelki powinna być o kilka milimetrów większa od średnicy rury, zewnętrzna zaś taka, aby uszczelka opierała się o sworznie śrub. W ten sposób uzyskuje się zawsze prawidłowe położenie uszczelki; przed założeniem uszczelki wkłada się dolne śruby w otwory kołnierzy, następnie od góry zakłada pierścień gumowy, następnie wkłada się górne śruby i ześrubowuje kołnierze. Wreszcie śrubę asfaltuje się dla ochrony przed rdzewieniem.

Przed przystąpieniem do montażu węzła należy skompletować wszystkie części i ustalić porządek montażu. Części fasonowe należy sprawdzić w sposób taki sam jak rury, a mianowicie przez opukiwanie młotkiem i staranne obejrzenie. W razie braku w kołnierzach otworów na śruby należy je przewiercić wcześniej.

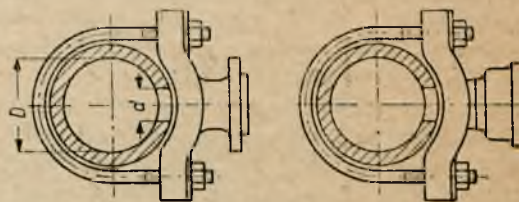
Armaturę przed spuszczeniem do wykopu lub studni należy rozebrać, oczyścić, nasmarować i złożyć, sprawdziwszy całość i dobre wykonanie wszystkich części oraz ruchomych mechanizmów. Wszystkie części uszkodzone należy zamienić na nowe, jeśli zaś nie ma części zapasowych, armaturę z zepsutymi częściami należy zaliczyć do braków.

Jeśli węzeł ma być montowany w studni, do jego montażu można przystąpić dopiero po wykonaniu dna studni.

Transport i opuszczanie części fasonowych i armatury przeprowadza się analogicznie do transportu i opuszczania rur w zależności od wielkości i ciężaru. Części lekkie można opuszczać sposobem ręcznym za pomocą lin. W przypadku niedużej wielkości studni należy opuszczać do niej części za pomocą bloku podwieszonoego na poprzeczce przerzuconej przez dwa kozły. W razie posiadania dźwigów lepiej opuszczać ciężkie części przy ich pomocy. Przy montażu i ustawianiu części fasonowych i armatury w ostatecznym położeniu wielkim ułatwieniem w pracy jest możliwość posługiwania się blokami.

W przypadku montażu węzłów w studniach należy zwrócić uwagę na takie rozmieszczenie części fasonowych i armatury, ażeby otrzymać jak najmniejszy gabaryt węzła w celu zmniejszenia rozmiaru studni. A więc, np. przy ustawianiu w studzience hydrantu nie należy go ustawiać w osi otworu, a odsunąć tak, ażeby głowa hydrantu znajdowała się przy ścianie, do której się go przymocowuje.

Przyłączenie odgałęzień może być wykonane dwoma sposobami — albo przez wmontowanie w istniejący przewód trójnika (tzw. wcinka), albo za pomocą siodełka z chomątem (tzw. połączenie z opaski) — rys. 242.



Rys. 242.  
Siodełko z opaską do połączeń rurociągowych

Porządek czynności przy wmontowywaniu trójnika do pracującego przewodu jest następujący. Po odkopaniu przewodu i przygotowaniu potrzebnych materiałów i narzędzi wykopuje się w miejscu, gdzie ma być wstawiony trójnik, gniazdo dostatecznej wielkości. Do trójnika od strony odgałęzienia można zczasu wmontować króciec z zasuwą. Po zamknięciu zasuw dla wyłączenia danego odcinka przewodu przystępuje się do przecięcia rury nożami łańcuchowymi lub palnikiem acetylenowym. Jeżeli z przewodu nie można wypuścić wody przez odwodnienie, to należy stosować pompę do spompowania wody, która spłynie do wykopu po przecięciu rury. Wycina się odcinek o 5 cm dłuższy od długości budowlanej trójnika. Po wyjęciu wyciętego kawałka wsuwa się na rurę nasuwkę, następnie wstawia się trójnik. Najpierw wykonuje się uszczelnienie kielicha, a następnie nasuwki.

Siodełka z opaską stosuje się przy wykonywaniu połączeń domowych (p. rozdział XII).

### 3. WĘZŁY NA RURACH DREWNIANYCH I ETERNITOWYCH

Montaż węzłów na przewodach drewnianych.

Połączenie przewodów drewnianych z żeliwnymi i stalowymi wykonuje się za pomocą specjalnych części fasonowych. Najprostszym sposobem przejścia z drewnianych rur w żeliwne jest zaopatrzenie końca rury drewnianej w stalową obręcz i wykonanie uszczelnienia zwykłym sposobem za pomocą sznura konopnego oraz ołowiu lub cementu. Można wykonać zalanie połączenia ołowiem również bezpośrednio na drewnie. Ołów stygnie bardzo szybko i drewno nie zdąży się zwęglić. Ołów można zastąpić ce-



mentem. W przypadku niewielkich ciśnień koniec drewnianej rury można wprowadzić wprost do kielicha. Drewno rozpęcznieje i w ten sposób styk będzie dostatecznie szczelny.

Rury drewniane z kołnierzami można połączyć w następujący sposób. W wewnętrzną stronę końca rury wprowadza się pierścień stalowy, na zewnętrzną zaś stronę drugą obręcz wykonaną ze stali kątovej. Obydwa pierścienie łączy się sworzniami z krytymi główkami w ścianie rury. Pionowa półka kątówki stanowi kołnierz.

Połączenie rur drewnianych ze stalowymi może być wykonane w różny sposób. Rury stalowe mogą być zaopatrzone w specjalny króciec, na którego końcu znajduje się gwint, który się wkręca w rurę drewnianą; drugi koniec rury jest gładki, jeżeli rury są spawane, lub też zaopatrzone w kołnierz.

Inny sposób połączenia polega na przyspawaniu do końca stalowej rury kielicha zrobionego z blachy odpowiedniej grubości. Wprowadzony koniec drewnianej rury uszczelnia się konopiami, ołowiem, cementem, a czasem drewnianymi klinami.

Przy montażu węzłów na drewnianych przewodach można posilkować się specjalnymi kształtkami żeliwnymi. Odgałęzienia można również wykonywać za pomocą siodełka i chomąta.

Montaż węzłów na przewodach eternitowych.

Połączenie rur eternitowych z żeliwnymi kielichowymi i kształtkami odbywa się zwykłym sposobem przez wprowadzenie gładkiego końca rury eternitowej do kielicha rury żeliwnej lub kształtki i uszczelnienie styku sznurem konopnym i cementem. Połączenia rur eternitowych z gładkimi końcami rur metalowych można wykonać za pomocą złącza Gibaulta, Simplexa, itp. W celu takiego połączenia często-kroć przygotowywane są specjalnego rodzaju żeliwne części fasonowe z gładkimi końcami. Odgałęzienia od rur eternitowych można montować za pomocą siodełek, podobnie jak od rur drewnianych.

#### 4. UKŁADANIE TRASY KRZYWOLINIOWEJ

Krzywoliniowa trasa rurociągu może być wykonana dwoma sposobami: za pomocą części fasonowych i bez ich pomocy.

Ułożenie łuków za pomocą rur kielichowych bez części fasonowych można wykonać tylko w przypadku dużych promieni krzywizny przez obrót rur w kierunku poziomym lub pionowym względnie jednocześnie w obu kierunkach. Dopuszcza się obrót rur o średnicy do 150 mm włącznie do 3° w każdym kielichu, o średnicy 200 do 450 mm włącznie do 2°, rur większych zaś od 500 mm i więcej tylko o 1°. Wszystko to robi się z uwagi na pozostawienie dostatecznego miejsca dla szczeliwa.

Uzyskanie łuku przez obrót rur można osiągnąć tylko przy długich krzywiznach. Tam więc, gdzie należy zmienić kierunek rur na krótkiej długości, konieczne jest zastosowanie kształtek (kolan, krzywek lub łuków). Kąty łuków krzywek podane są w katalogach odlewni rur. Przy projektowaniu trasy należy uwzględnić wymiary fabryczne kształtek. Jeżeli należy zmienić kierunek o 26° lub 60° itp., to zmianę należy przeprowadzić dwiema lub większą ilością krzywek. W pierwszym przypadku na przykład krzywkami 11° i 15°, w drugim zaś przypadku dwiema krzywkami 30° albo 45° i 15°.

Krzywki powinny być ułożone ściśle według kąta zmiany kierunku rurociągu z dopuszczalnym luzem w kielichu.

Zbyt duży skręt w kielichu uniemożliwia szczelność połączenia. Czasami jest brak odpowiedniej krzywki i wtedy można zastosować skręt w kielichach. Potrzebny kąt można uzyskać przez odpowiednie obrabianie końca bosego krzywki i lekki skręt. Należy jednak zwrócić uwagę na to, aby po obcięciu końcówki krzywki pozostało dość miejsca między obu kielichami na wykonanie zakuwania.

W przypadku stalowych rur spawanych na dłuższych odcinkach można ułożyć łuk przez nieznaczne wygięcie rur przy ich układaniu. Zmianę kierunku przewodu stalowego można uzyskać także stosując styki z uszczelnieniem gumowym, jak np. styk Gibaulta, „Simplex” itp. W razie konieczności odchylenia rury na krótkim odcinku należy albo odpowiednio wygiąć rurę, albo zastosować specjalny krzywy odcinek.

Przy zmianie kierunku rurociągu na łuku powstaje duża siła parcia wody, mogąca wyrwać rury z kielichów albo co najmniej naruszyć szczelność połączeń. Łuki zatem powinny być odpowiednio zamocowane przez zakotwienie lub oparcie o blok betonowy albo murowany. Łuk może być również zmocowany z sąsiednimi odcinkami prostymi przez nałożenie na kielichy dwóch chomąt ze ściągaczami.

Siłę parcia działającą na łuk oblicza się ze wzoru

$$S = 2 \sin \frac{\alpha}{2} \cdot F \cdot p$$

gdzie  $\alpha$  — kąt zmiany kierunku przewodu,

$F$  — powierzchnia przekroju rury,

$p$  — ciśnienie wewnątrz przewodu.

Do obliczenia należy przyjmować ciśnienie próbne, przy którym jest próbowany rurociąg po ułożeniu, a nie stosowane później ciśnienie robocze.

Siłę tę musi przejąć zakotwienie lub blok betonowy. W przypadku skrętu w płaszczyźnie poziomej siła odporu bloku betonowego wyraża się wzorem

$$T = \left[ Q + \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma (h_2^2 - h_1^2) \cdot b \right] \cdot f + \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma (h_2^2 - h_1^2) \cdot l$$

gdzie  $Q$  — ciężar bloku z ziemią nad nim leżącą,

$\gamma$  — ciężar właściwy gruntu,

$\varphi$  — kąt stoku naturalnego,

$b$  — grubość bloku,

$l$  — długość bloku,

$h_1$  — odległość od powierzchni terenu do górnej powierzchni bloku,

$h_2$  — odległość od powierzchni terenu do dolnej powierzchni bloku,

$f$  — współczynnik tarcia bloku o grunt,  $f = 0,4 \div 0,5$ .

Dla uniemożliwienia przesunięcia łuku odpór bloku  $T$  powinien być większy od siły  $S$ ,  $T = n \cdot S$ , gdzie współczynnik bezpieczeństwa

$$n = 1,2$$

Łuków na przewodach o mniejszych średnicach (do 200 mm) zwykle nie zabezpiecza się blokami betonowymi, lecz wbitym w ziemię na głębokość 1+2 m poniżej dna wykopu palem zaciosanym z odcinka deski do deskowania wykopu.

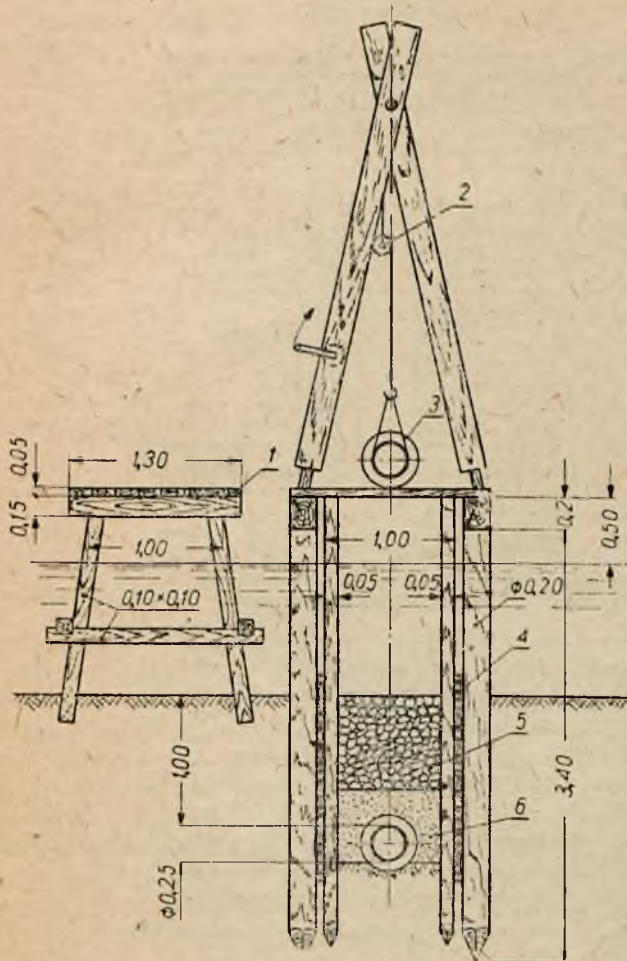
#### 5. MONTAŻ I OPUSZCZANIE SYFONÓW

Przecięcie rurociągu z rzeką może być wykonane w postaci syfonu ułożonego pod dnem rzeki. Najczęściej stosuje się do tego rury stalowe. Istnieją różne metody opuszczania rurociągu. Wskazane jest wykonanie wykopu w dnie, na którym ma być ułożony rurociąg. Wykopany kanał w krótkim czasie zostanie zamulony, co daje ochronę



dla rury. Opuszczanie syfonu o niewielkiej średnicy i długości kilku metrów odbywa się w sposób następujący. Syfon montuje się na podkładkach umieszczonych po obu brzożach nad wykopem w dnie wykopem. Nad syfonem ustawia się kozły na nawiniętą na bęben liną, na której na bloczku podwiesza się syfon. Na komendę kierującego opuszczaniem syfonu robotnicy jednocześnie opuszczają syfon śledząc, aby był cały czas równoległy do dna (rys. 243).

W razie opuszczania syfonu o większej średnicy lub długości nie można ograniczyć się do wyżej opisanego prostego urządzenia, a należy zastosować mocniejsze.



Rys. 243. Rusztowanie do opuszczania ciągu syfonowego  
1 — kładka na kozłach dla robotników, 2 — winda do opuszczania ciągu syfonowego, 3 — rury ułożone na górze do montażu i próby ciśnienia, 4 — deski, 5 — kamienie, 6 — żwir

Przy montowaniu bardzo długiego syfonu nieraz trzeba uciec się do pomocy nurków. Całą długość dzieli się wówczas na kilka odcinków, z których każdy montuje się i opuszcza na dno w sposób podobny do wyżej opisanego lub z łodzi, natomiast złącza między odcinkami wykonuje nurerek pod wodą.

Zastosowanie złączy elastycznych kulowych pozwala na opuszczanie rurociągu z łodzi jak kabla.

Po opuszczeniu syfon wypróbowuje się sprężonym powietrzem; wydobywające się pęcherzyki powietrzne wskazują miejsca nieszczelne, które muszą być naprawione przez nurka.

## 6. PRZEJŚCIE RUROCIĄGÓW PO MOSTACH

Wykonanie syfonu pociąga za sobą duży koszt. Tam gdzie istnieją mosty, taniej jest przeprowadzić rurociąg po moście (rys. 244 i 246). Zwykle w takich przypadkach rurociągi podwiesza się na specjalnych chomątach, przy czym

rurociąg powinien być ocieplony wójłokiem, łupkami korkowymi, solomitem, trocinami, watą szklaną itp. i umieszczony w drewnianej skrzyni lub w obudowie z ocynkowanej blachy. Niekiedy należy budować specjalne mosty w celu przeprowadzenia rurociągów, gdy w miejscu przecięcia przewodem rzeki nie ma mostu, syfonu zaś z pewnych względów wykonać nie można lub koszt jego wypadłby zbyt wysoki.

## Przejście pod torami kolejowymi

Przejście rurociągów pod torami kolejowymi wykonuje się zwykle w tunelach, ażeby uchronić przewód od uszkodzenia, jakie może powstać podczas wstrząsów przy przejściu pociągów po torowisku. W tunelach układa się po większej części rury stalowe, łączone mufami gwintowanymi, lub rury spawane, niekiedy żeliwne, kielichowe lub kołnierzowe. Ponieważ w tunelu nie można kopać gniazd w celu umożliwienia zakucia szczeliwa lub założenia śrub, rury układa się na podkładkach z cegły lub betonu z takim obliczeniem, ażeby na każdą rurę wypadły co najmniej dwa podparcia. W przypadku rurociągów o średnicy większej niż 250 mm odległość ścian rur do dna i ścian tunelu powinna być tak obliczona, by umożliwione było wykonanie przecięcia rury.

Zamiast w tunelu rurociąg można kłaść w płaszczu z rur większej średnicy (rys. 245).

## 7. PRÓBA SZCZELNOŚCI

Po ułożeniu i wykonaniu uszczelnienia styków oddzielnych odcinków przewodów należy sprawdzić jakość ułożonego rurociągu, kształtek, armatury oraz szczelność styków. W tym celu napełnia się badany odcinek wodą i poddaje się wewnętrznemu ciśnieniu, większemu niż ciśnienie robocze. Długość badanego odcinka obiera się od zasuwy do zasuwy, w każdym razie nie więcej niż 500 m.

Do podniesienia ciśnienia używana jest prasa hydrauliczna. Składa się ona ze stalowego zbiornika, na którego wierzchu umocowana jest pompka tłokowa. W celu odczytania wysokości ciśnienia wody w rurociągu, na przewodzie wychodzącym od pompki za zaworem umieszcza się manometr. Manometr ma być przyłączony nie bezpośrednio do przewodu pompki, ale za pomocą przewodu spiralnie skręconego lub lepiej odcinany kranem, aby uderzenia wody spowodowane ruchem tłoka nie mogły wpłynąć szkodliwie na działanie manometru.

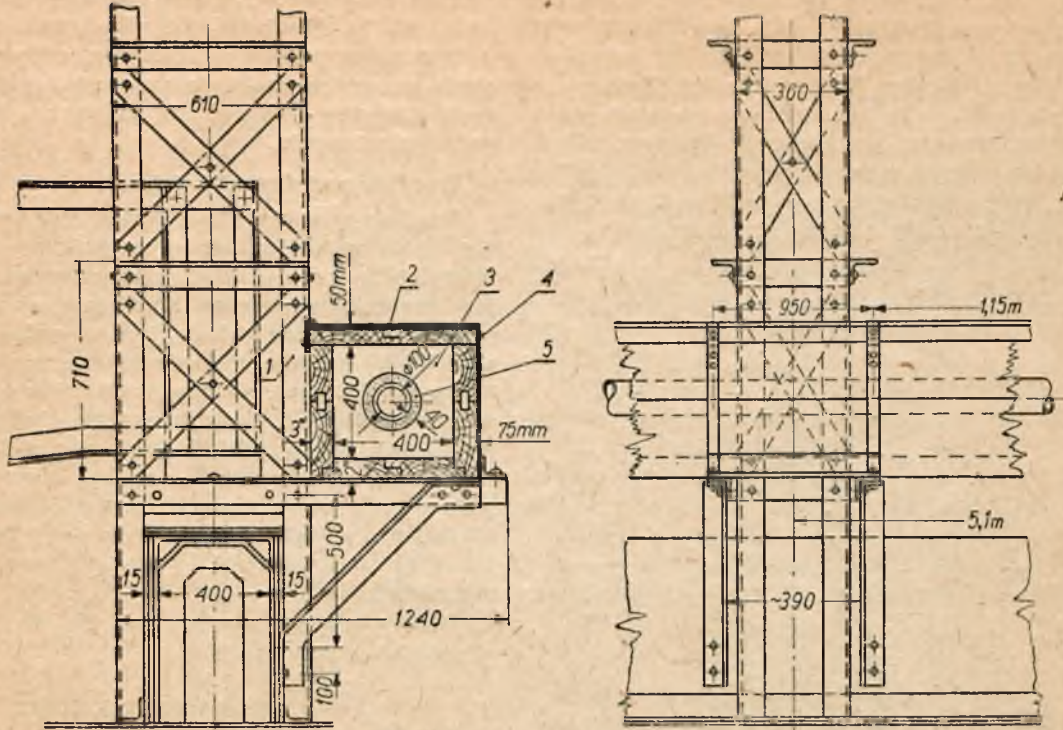
Przed rozpoczęciem napełniania odcinka poddawanego próbie, wszystkie odgałęzienia, na których nie ma zasuw, należy zamknąć prowizorycznie korkami, które jednak muszą być silnie podparte (rys. 247). Również zasuwy na końcach odcinków na czas próby ciśnienia muszą być podparte w celu zabezpieczenia przed przesunięciem się. W przypadku przewodów kołnierzowych przyśrubowuje się zwykle pokrywy, w przypadku rur kielichowych czasowo wmontowuje się króciec lub kieliszek albo po prostu korek.

Zbadanie sieci przeprowadza się przed ustawieniem hydrantów, odgałęzienia do przyłączenia hydrantów czasowo się zamyka. W celu wypełnienia rurociągu wodą w jednym z zamknięć, lepiej w końcu niższym, wywierca się otwór i nagwintowuje się go, aby umożliwić wkręcenie do niego rury gazowej, służącej do połączenia z prasą hydrauliczną. W zamknięciu umieszczonym na drugim końcu badanego odcinka również przewierca się otwór nagwintowany, do którego wkręca się rurkę z manometrem kontrolującym (w przypadku długiego odcinka) oraz zaworem do wypuszczania powietrza z rurociągu podczas napełniania go wodą.



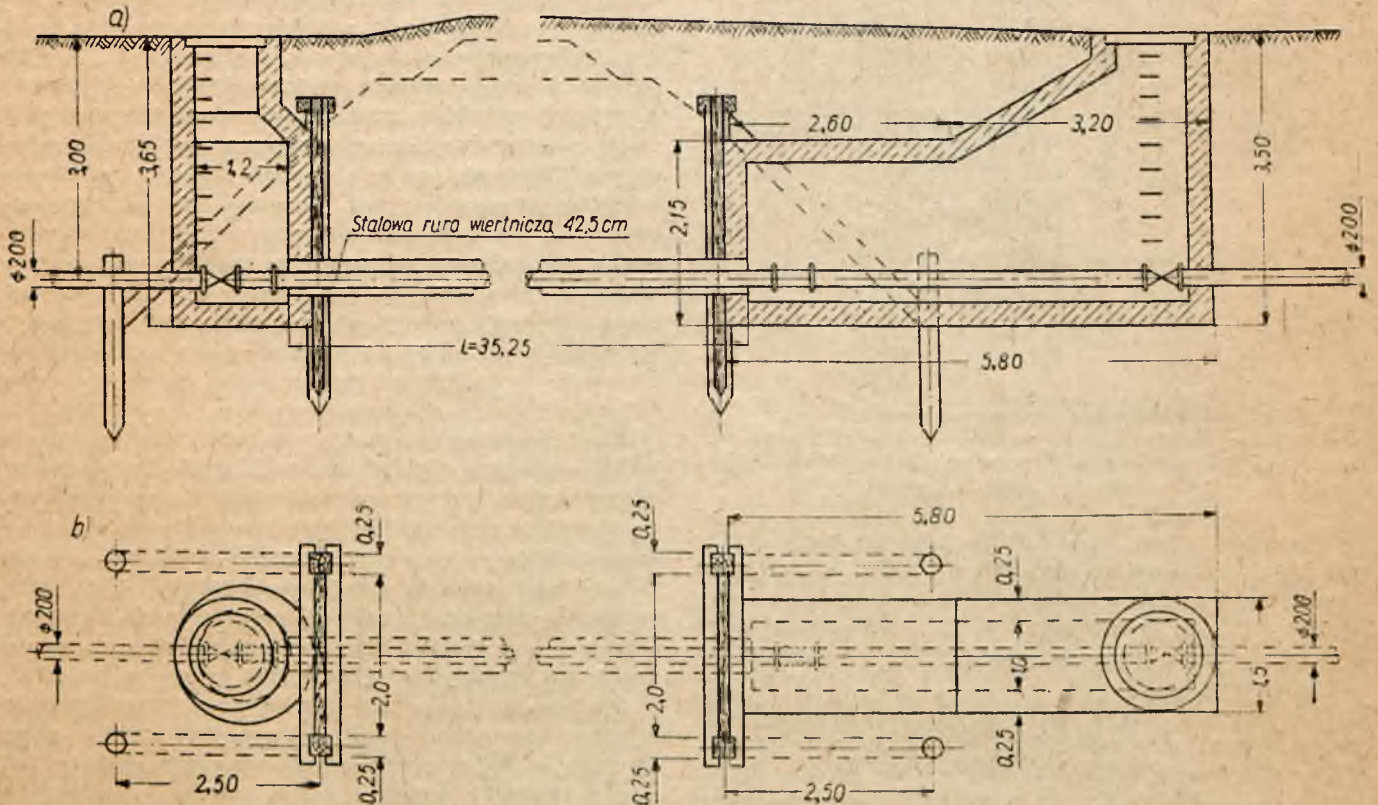
Napełnianie badanego odcinka rurociągu wodą przeprowadza się zależnie od tego, czy możliwe jest połączenie

zawór. Do drugiego końca rury gazowej przyłącza się prasę.



Rys. 244. Przejście przewodu wodociągowego przez most

1 — zamknięcie koryta, 2 — przykrywa z blachy cynkowej, 3 — trociny, 4 — zawias, 5 — izolacja korkowa



Rys. 245. Przejście przewodu wodociągowego pod torami kolejowymi

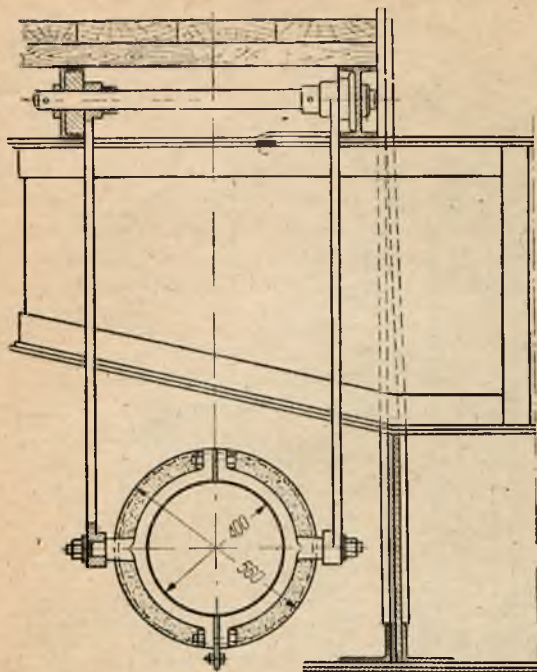
a — przekrój podłużny, b — plan

badanego odcinka z czynnym przewodem, czy też należy wodę wozic. W ostatnim przypadku schemat urządzenia jest bardzo prosty. Na rurze gazowej, idącej od korka do prasy, ustawia się trójnik z odgałęzieniem skierowanym ku górze i zakończonym lejem. Przed lejem wstawiony jest

Badanie przeprowadza się w sposób następujący. Otwiera się obydwa zawory i przez lej powoli napełnia się przewód wodą. W miarę napełniania się rurociągu wodą, przez zawór na drugim końcu odcinka wychodzi powietrze. Jeżeli na rurociągu znajdują się hydranty, odgałęzienia

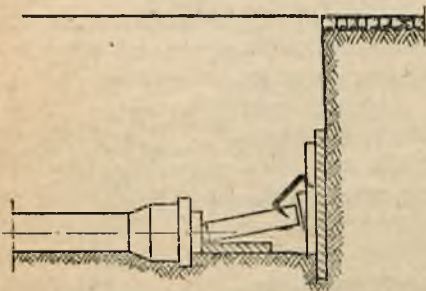


z zamknięciami itp., to wszystkie one powinny być otwarte w celu wypuszczania powietrza aż do chwili pojawienia się wody. Wówczas należy je zamknąć. Z chwilą pojawienia się wody w zaworze końcowym zamyka się go i za pomocą prasy napełniania przewodów wodą przez lej. Prasą dotacza się nieco wody dla zapalenia przewodu łączącego prasę z rurociągiem i zamyka się również przewód górny.



Rys. 246. Podwieszenie rurociągu pod mostem

Następnie, dotłoczywszy wodę za pomocą prasy i podniósłszy ciśnienie do wysokości ciśnienia roboczego, pozostawia się badany odcinek pod tym ciśnieniem przez kilka godzin, aby mogły nasiąknąć uszczelki konopne. W tym czasie w przewodzie zbiera się nieco powietrza, które należy wypuścić przez jeden z kranów znajdujących się wyżej. Za pomocą prasy dotłacza się wodę i podnosi ciśnienie do przepisanej wysokości próbnego: o 5 atmosfer wyższego niż ciśnienie robocze, podwójne robocze itd. W czasie tłoczenia wody do przewodu zawór przed manometrem należy zamknąć, gdyż od wibracji manometr się psuje.



Rys. 247. Zabezpieczenie zamknięcia końcówki przewodu w czasie próby ciśnienia

Po doprowadzeniu ciśnienia do przepisanej wysokości obserwuje się strzałkę manometru. Powszechnie uznanych kryteriów dodatnich wyników próby nie ma. Najczęściej uważa się próbę za udaną, jeżeli w ciągu 15 minut spadek ciśnienia nie przekroczy 1 atn; niekiedy wymaga się, aby czas ten nie przekroczył 10 minut, a nawet dopuszcza się taki spadek w ciągu 13 minut. Jednakże takie kryterium nie daje prawdziwego pojęcia o wyciekaniu wody wskutek

nieszczelności, gdyż wobec nieuniknionej obecności powietrza w rurach może zdarzyć się, że pomimo dużego upływu wody spadek ciśnienia będzie znacznie mniejszy od 1 atn. Dlatego prócz pomiaru spadku ciśnienia manometrem w ciągu określonego czasu należy również mierzyć ilość wody, która wyciekła z przewodu w tym czasie. Pomiar ten wykonuje się w ten sposób, że ponownie dopompowuje się wodę aż do osiągnięcia ciśnienia próbnego, po czym wypuszczając wodę przez kranik przy pompie mierzy się jej ilość aż do chwili, gdy na manometrze będzie ciśnienie zanotowane w czasie pierwszej obserwacji. Jeśli ilość ta, w przeliczeniu na kilometr długości przewodu i decymetr średnicy nie przekroczy  $1 \text{ m}^3/\text{dobę}$ , uznaje się przewód za dostatecznie szczelny. Dla tych przeliczeń wygodnie jest posługiwać się wykresem.

Według technicznych warunków opracowanych przez Ministerstwo Budownictwa Przemysłu Ciężkiego ZSRR z 1947 r. próbne ciśnienie dla rur żeliwnych i eternitowych powinno być:

$$\begin{aligned} \text{przy ciśnieniu roboczym} < 5 \text{ atn} & p_{pr} = 2 p_{rob} \\ & > 5 \text{ atn} & p_{pr} = p_{rob} + 5 \text{ atn} \end{aligned}$$

Dla rur stalowych o średnicy do 450 mm  $p_{pr} = 1,4 p_{rob}$ , lecz nie mniej niż 10 atn

Dla rur stalowych o średnicy powyżej 450 mm  $p_{pr} = 1,25 p_{rob}$  lecz nie mniej niż 10 atn.

Dla rur żelbetowych  $p_{pr} = p_{rob} + 2 \text{ atn}$

Dla rur drewnianych  $p_{pr} = p_{rob}$ .

Ilość wody wyciekającej w przeliczeniu na kilometr długości rury, decymetr średnicy i dobę nie powinien przewyższać

- 1  $\text{m}^3$  na dobę dla rur żeliwnych,
- 0,4  $\text{m}^3$  " " " " stalowych,
- 2  $\text{m}^3$  " " " " eternitowych i żelbetowych,
- 4  $\text{m}^3$  " " " " drewnianych.

Dla rur do 400 mm średnicy omawiane warunki techniczne zezwalają na uznanie wyniku próby za dodatni, jeśli ciśnienie spadnie w ciągu 10 min nie więcej niż o 0,5 atn, ilości wody wyciekającej w takim przypadku można nie określać.

W czasie próby należy dokładnie przejrzeć każde złącze i w razie nieszczelności podokuwac ołów. Złącze uszczelnione cementem lub azbestocementem trzeba wykonać całkowicie na nowo.

## 8. ZASYPYWANIE WYKOPU

Zasypywanie wykopu po wykonanej próbie ciśnienia zaczyna się od gniazd pod kielichami. Rury muszą być dobrze podbite, aby silnie siedziały na gruncie. Aż do wysokości pokrycia 0,10÷0,20 m należy uważać, aby w materiale ziemnym rzucanym do wykopu nie znajdowały się kamienie, które spadając mogłyby uszkodzić przewód. Dalej można stosować dowolny materiał wrzucany i ubijany w warstwach 0,2÷0,3 m. Zasypywanie wykonuje się ręcznie lub maszynowo. Stosuje się czasami ubijanie ręczne, lecz konsolidacja materiału ziemnego może być łatwiej osiągnięta za pomocą wody. W niektórych miastach, gdzie wykopy muszą być prędko zabrukowane lub przebrukowane, wykop wypełnia się nie materiałem ziemnym miejscowym, lecz dowiezionym piaskiem. Normalnie pokrycie brukiem wykonuje się w ten sposób, że powierzchnia jego dochodzi na krawędziach wykopu do powierzchni istniejącego bruku, idąc zaś do środka wykopu podnosi się aż do wysokości 0,1 m. Pod wpływem pojazdów ziemia osiada w wykopie i nawierzchnia musi być wielokrotnie poprawiana. Przy ulicach szutrowanych odbywa się to przez do-



danie tłuczni, przy nawierzchniach brukowanych przez dosypywanie piasku.

W czasie, gdy wykop jest otwarty, w nocy należy go zaopatrzyć dla bezpieczeństwa w odpowiednie światła, poza tym powinien on być zaopatrzony w przejścia, mostki itp.

### 9. PRZEMYWANIE I DEZYNFEKCJA PRZEWODU

Przy procesie transportu i układania rur nie można uniknąć ich zanieczyszczenia. Przed oddaniem rurociągu do użytku każdy nowoułożony odcinek przewodu należy oczyścić, przepłukać i wydezynfekować. Płukanie przeprowadza się aż do chwili, kiedy zacznie wypływać zupełnie czysta woda. Mimo płukania jednak nie usunie się całkowicie niebezpiecznych bakterii.

Dezynfekcję przewodu przeprowadza się za pomocą chloru. Potrzebna dawka chloru wynosi 20–30 mg Cl na litr, tj. około 80–100 g wapna chlorowanego  $\text{CaOCl}_2$ , na 1 m<sup>3</sup> wody. Rozpuszczone wapno chlorowane wprowadza się do przewodu za pomocą ręcznej pompki — może to być pompka taka sama jakiej się używa do prób hydraulicznych; stosowane są również inżektory. W czasie dodawania wapna chlorowanego woda odpływa przez otwarty wylot, który zamyka się dopiero, gdy zawartość chloru w wypływającej wodzie osiągnie przepisaną wielkość. Wówczas zamyka się również i dopływ pozostawiając w przewodzie wodę z chlorem na przeciąg 48 godzin. Po upływie tego czasu przewód płucze się ponownie.

Zamiast  $\text{CaOCl}_2$  stosuje się w niektórych miastach bardziej aktywne podchloryny. Można również stosować chlor gazowy przy użyciu przenośnej chlorownicy.

Występowanie bakterii w nowych odcinkach rurociągów jest spowodowane czasami przez zakażony sznur konopny użyty do złącz. W związku z tym należy stosować materiał sterylizowany i chroniony przed zanieczyszczeniem zanim się go użyje.

### 10. UZBROJENIE SIECI

Hydranty służą do czerpania wody dla celów przeciwpożarowych oraz do polewania ulic.

Jak już wspomniano, hydranty rozstawia się co 80–100 m ze względu na potrzeby ochrony przeciwpożarowej. Natomiast ze względów technicznych hydranty umieszcza się w górnych punktach załamania spadku przewodów, aby umożliwić odpowietrzenie. Hydrant może być ustawiony bezpośrednio na przewodzie, tzn. na trójniku z kołnierzem skierowanym do góry lub na odgałęzieniu. W tym ostatnim przypadku umieszczenie na odgałęzieniu zasowy odcinającej hydrant od przewodu jest uzasadnione tylko wówczas, gdy chodzi o przewód główny, zaopatrujący część miasta lub obiekty takie, do których dopływ wody nie może być przerwany; stosowanie zasow na wszystkich odgałęzieniach do hydrantów, bez uwzględnienia znaczenia przewodu, należałoby uznać za zbędną rozrzutność.

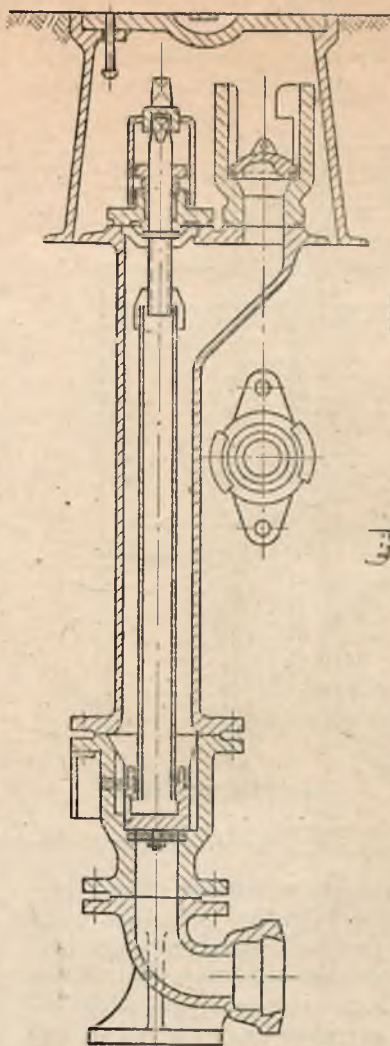
Hydranty dzielimy na podziemne (rys. 248) oraz nadziemne (rys. 249).

Dla ułatwienia odnalezienia hydrantu lub zasowy na pobliskiej ścianie domu, parkanie lub słupie umieszcza się tabliczkę orientacyjną z literą *H* lub *Z* i podaną odległością w dwóch kierunkach.

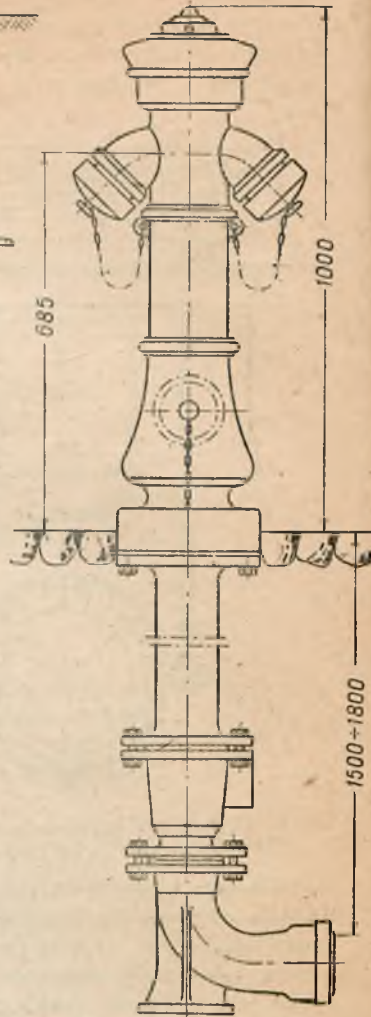
Do czerpania wody służą studzienki czerpalne, zwane też zdrojami ulicznymi.

W miastach lub dzielnicach, gdzie wszystkie domy przyłączone są do rozdzielczej sieci wodociągowej, umieszcza

się studzienki w dość dużych odległościach na placach, targowiskach itp. W dzielnicach, w których mieszkańcy nie mogą czerpać wody bezpośrednio u siebie w mieszkaniu



Rys. 248. Hydrant podziemny z samoczynnym odwodnieniem

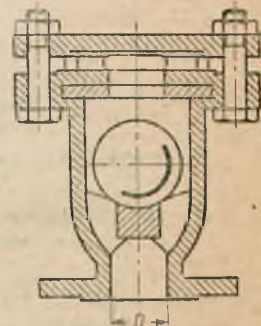


Rys. 249. Hydrant nadziemny

lub na podwórzu, źródle rozmieszcza się gęściej, zwykle tak, aby nie trzeba było odbywać po wodę dłuższej drogi, niż 200–250 m.

Zasowy o średnicy powyżej 500 m umieszczane są z reguły w studzienkach murowanych, betonowych lub żelbetowych. Na skrzyżowaniach przewodów magistralnych mogą się znajdować blisko siebie 2, 3 lub 4 zasowy, wówczas wszystkie one mogą być umieszczone we wspólnej komorze zasow.

Do odpowietrzenia przewodów o mniejszych średnicach służą hydranty. Dla średnic większych, ewentualnie w miejscach, gdzie stale spodziewać się należy zbierania powietrza i gdzie zachodzi konieczność jego częstego usuwania, stosuje się odpowietrzniki samoczynne (rys. 250). Główną częścią takiego odpowietrznika jest pływak w kształcie kuli, otwierający otwór przeznaczony do wypuszczenia powietrza w przypadku nagromadzenia się

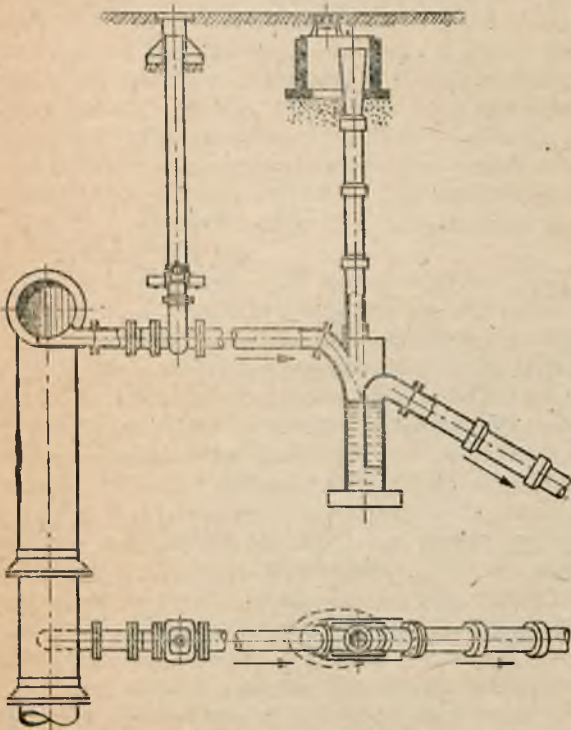


Rys. 250. Odpowietrznik samoczynny



pewnej jego ilości. Odpowietrznik umieszcza się w studziencie na trójniku skierowanym odnogą do góry albo przymocowuje się do rury opaską przewiercając w ścianie rury otwór.

Dla opróżnienia przewodu z wody buduje się urządzenia do odwodnienia (rys. 251). Są one zbyteczne na przewodach o mniejszych średnicach, gdzie ilość wody w odcinku między zasuwami jest niewielka i łatwo da się wypompować z wykopu, do którego ścieknie przy naprawie przewodu, natomiast z reguły powinny być stosowane przy średnicach większych od 300 mm. Odwodnienie może być przyłączone do kanału lub do specjalnej studzienki, z której wodę usuwamy przywiezioną pompą. W myśl zasady, że nie powinno istnieć bezpośrednie połączenie przewodu wodociągowego z kanałem, przewód odwadniający nie łączy się bezpośrednio z kanałem, lecz poprzez specjalny syfon.



Rys. 251. Urządzenie do odwodnienia

Hydranty, zasuw, źródła, odpowietrzenia i odwodnienia stanowią normalne uzbrojenie spotykane na każdej sieci. W przypadku pracy w specjalnych warunkach, stosowane jest i uzbrojenie specjalne, z którego wymienimy:

— kłapy zwrotne, stosowane zwykle na przewodach tłocznych przy pompach,

— zawory bezpieczeństwa, również dla przewodów tłocznych, dla zabezpieczenia ich od skutków uderzenia hydraulicznego,

— reduktory ciśnienia, stosowane w przypadku istnienia niewielkiej części miasta położonej o tyle niżej od całości, że zachodzi konieczność wyodrębnienia tej części w odrębną strefę o ciśnieniu zmniejszonym.

Wymienione uzbrojenie specjalne umieszcza się z reguły w studzienkach.

## 11. EKSPLOATACJA SIECI WODOCIĄGOWYCH

Przy zabezpieczaniu nieprzerwanej dostawy wody w wymaganych ilościach i pod potrzebnym ciśnieniem oraz o należytej jakości tak ważny element wodociągu, ja-

kim jest sieć, odgrywa rolę niemal decydującą, toteż utrzymanie sprawności działania sieci jest sprawą niezmiernie ważną. Organizacja służby eksploatacyjnej sieci zależna jest od zakresu prac, jakie są do wykonania w związku z konserwacją sieci, usuwaniem usterek i awarii.

Do zakresu prac eksploatacyjnych należą następujące czynności:

1. Systematyczna inspekcja wszystkich tras wodociągowych. Pracownik, tzw. obchodowy, obchodzi wszystkie ulice, pod którymi ułożone są przewody wodociągowe w danej dzielnicy sprawdzając wzrokowo zewnętrzny stan uzbrojenia i nawierzchni w pobliżu trasy przewodu oraz składając raport o wszelkich spostrzeżeniach mogących mieć znaczenie dla eksploatacji, np. zapadnięcie bruku, wycieki, uszkodzenie pokrywy skrzynki, brak tabliczki orientacyjnej, prowadzenie robót ziemnych przez inne instytucje w sąsiedztwie trasy przewodu itp.

2. Okresowa kontrola działania zasuw i hydrantów. Kontrolę wykonuje brygada kontrolna w składzie 2÷4 ludzi. Zasuw powinny być kontrolowane przynajmniej raz na kwartał, hydranty jeszcze częściej ze względu na ich znaczenie dla akcji przeciwpożarowej. Drobniejsze defekty, jak np. usunięcie ziemi z nadstawki, wykonuje brygada kontrolna od razu, o większych zaś uszkodzeniach wymagających odkopania składa meldunek.

3. Okresowe sprawdzanie stanu wszystkich obiektów sieci, jak studzienek i syfonów, tuneli pod torami kolejowymi itp. Kontrola taka, przeprowadzana dwa razy na rok, bywa zwykle połączona z konserwacją i drobnym remontem. Sezonowa kontrola przed zimą niektórych obiektów może być połączona w razie potrzeby z ich zabezpieczeniem przed mrozami; np. przez odwodnienie odcinków płytkiej sieci hydrantowej do polewania zieleńców.

4. Płukanie i czyszczenie przewodów wodociągowych. Odcinki przewodów, w których jest bardzo mały rozbiór wody, a więc przede wszystkim końcówki sieci rozgałęziowej, muszą być systematycznie przepłukiwane przez otwarcie hydrantu. Przewody wodociągowe zanieczyszczone wskutek strącania się różnych soli oraz rozwoju bakterii żelazistych mogą być oczyszczane przez intensywne płukanie, z ewentualnym wprowadzeniem do rury drewnianej kuli o średnicy mniejszej o kilka centymetrów od średnicy przewodu. Płukanie usuwa tylko osad miękki, dla usunięcia osadu twardego w ZSRR stosują specjalne szczotki i skrobaczki, które przeciąga się przez rurę na linie.

5. Sprawdzanie ciśnienia w sieci. Stałe obserwacje ciśnienia w sieci, wykonywane przez ustawianie w pewnych punktach manometrów kontrolnych (zwykłych lub samopiszących), mają poważne znaczenie dla eksploatacji, gdyż dają wskazówki o pracy sieci; nie uzasadniony rozbiór wody przez okoliczne domy spadek ciśnienia sygnalizuje o wyciekaniu wody w grunt lub do kanału. Do wykrycia miejsca wyciekania używane są przyrządy umożliwiające usłyszenie szmeru i szumu wody wypływającej pod ciśnieniem z pękniętej rury — akwafon lub bardziej czuły — likwafon.

6. Pogotowie sieci wodociągowej. Przy sieci liczącej już kilkadziesiąt kilometrów długości, niezbędne jest zorganizowanie stałego 24-godzinnego pogotowia, składającego się zwykle z dyżurnego dyspozytora i 2÷3 kluczników. Zadaniem kluczników pogotowia jest jak najszybsze zamknięcie zasuw dla odcięcia przewodu, o którego uszkodzeniu otrzymano meldunek. Ponieważ szybkie odcięcie dopływu wody pozwala na uniknięcie dodatkowych znacznych strat wskutek awarii, pogotowie powinno zatem rozporządzać pojazdem mechanicznym, a personel składać się z ludzi doświadczonych i znających do-



brze sieć. Do czynności kluczników należy również zamykanie i otwieranie zasuw, wynikające z potrzeb eksploatacji lub rozbudowy, np. przy włączaniu nowowytbudowanych odcinków sieci.

7. Remonty średnie i kapitalne uzbrojenia i obiektów sieciowych.

8. Naprawy przewodów w razie awarii. Remonty oraz naprawy awaryjne należą zazwyczaj do czynności spełnianych przez tę samą albo te same grupy robocze; grupa ta normalnie pracuje przy planowej wymianie zasuw i hydrantów oraz innych remontach, w razie awarii

zaś wykonuje naprawę uszkodzonego przewodu. Do awarii należy również zaliczyć zamarznięcie przewodu; zamarznięty przewód odmraża się za pomocą pary lub prądu elektrycznego.

Prócz wymienionych wyżej czynności do zadań służby eksploatacyjnej należy niekiedy wykonywanie przyłączeń do sieci przewodów nowo wybudowanych przez inne przedsiębiorstwo, budowa połączeń domowych, wstawianie uzupełniających hydrantów i zasuw do czynnej sieci oraz roboty związane z przebudową sieci, spowodowaną budową innych urządzeń podziemnych.



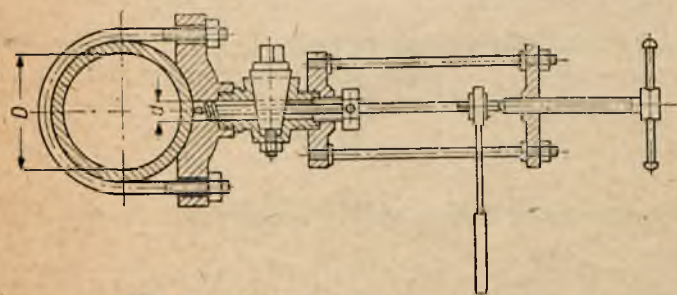
## DOMOWE POŁĄCZENIA WODOCIĄGOWE

Wewnętrzna sieć wodociągowa w nieruchomości jest zasilana z sieci ulicznej za pośrednictwem przewodu rurowego, zwanego połączeniem domowym.

Przy projektowaniu połączenia domowego należy przestrzegać zasady, aby łączyło ono nieruchomość z przewodem ulicznym po najkrótszej linii, a zatem powinno być prostopadłe do przewodu ulicznego. Średnica połączenia zależy od wielkości obsługiwanej nieruchomości i wynosi przeważnie 40÷50 mm dla średniej wielkości domów mieszkalnych. Większe gmachy w których przewiduje się zainstalowanie wewnętrznych hydrantów pożarowych, mają połączenia o średnicy 80, 100 do 150 mm. Dla małych domów typu willowego mogą być projektowane połączenia o średnicy 25÷32 mm.

Do połączeń domowych stosuje się taki sam materiał jak dla sieci ulicznej, a więc przeważnie rury żeliwne, rzadziej stalowe. Połączenia o średnicy 25 i 32 mm wykonywane są z rur stalowych ocynkowanych, łączonych na gwint, po ich należywym zabezpieczeniu od korozji ziemnej.

Odgałęzienie od przewodu ulicznego dla średnic od 80 mm wzwyż wykonuje się przez wstawienie w przewód trójnika. Sposób wykonania nie różni się od opisanego poprzednio przy omawianiu robót przy sieci ulicznej. Odgałęzienia o średnicach 50 mm i mniejszych można przyłączyć bez przerywania eksploatacji przewodu metodą nawiercania rury pod ciśnieniem. W tym celu zakłada się na rurę opaskę z siodełkiem na gumowej podkładce (rys. 242), do siodełka przyłącza się kranik ćwierćobrotowy, a niekiedy zasuwę. Następnie przymocowuje się przyrząd do nawiercania, składający się z ramy z wiertłem poruszonym grzechotką (rys. 252). Po przesunięciu wiertła



Rys. 252. Przyrząd do nawiercania przewodów

przez otwarty kranik przewierca się ściankę rury, stopniowo dociskając wiertło śrubą, po czym po cofnięciu wiertła kranik albo zasuwę należy szybko zamknąć. Po odkręceniu przyrządu montuje się dalsze rury połączenia. Opaskę i śruby łączące ją z siodełkiem oraz kranik należy zabezpieczyć od korozji przez pokrycie warstwą asfaltu. Stosowanego niekiedy zabezpieczenia przez ocementowanie nie można zalecać.

Na połączeniu w ustalonej zwyczajowo odległości od ściany budynku ustawia się zasuwę służącą do odcinania

dopływu wody do nieruchomości. Rolę tę może pełnić również zasuwa umieszczona zamiast kranika przy przewodzie ulicznym.

W Moskwie i innych miastach ZSRR najczęściej buduje się na każdym połączeniu studzienki, w których umieszcza się trójnik i zasuwę lub siodełko z kranikiem. System ten jakkolwiek droższy, uważany jest za pewniejszy i wygodniejszy w eksploatacji.

Oprócz układania przewodu połączeniowego zwykłym sposobem, tzn. w otwartym odeskowanym wykopie, zaczynają ostatnio wchodzić w użycie nowe metody wykonania połączenia, polegające na przecięnięciu rur pod ziemią bez zrywania nawierzchni i prowadzenia robót ziemnych na całej długości przewodu.

Wśród tych sposobów wyróżniają się następujące:

a. wiercenia poziome,

b. przeciskanie przy zastosowaniu wyplukiwania gruntu wodą doprowadzoną do końcówki rury pod ciśnieniem 2-4 atn,

c. przeciskanie przy zastosowaniu wibratora i pompki próżniowej; drgania wibratora ułatwiają wciskanie się rury w grunt, który wchodzi do wnętrza rury po wytworzeniu w niej próżni.

Przy wszystkich tych sposobach wykonuje się wykop długości kilku metrów, natomiast precyzyjnie można rurę na odległość 40÷50 m; koszty wypadają 8÷10-krotnie mniejsze niż przy otwartym wykopie.

Wykonywanie połączeń metodą przeciskania rur nie znalazło jeszcze szerszego zastosowania w Polsce, chociaż bez wątpienia zasługują na uwagę i wprowadzenie w życie przez nasze przedsiębiorstwa wykonawcze.

Zakończeniem połączenia, a jednocześnie ostatnim elementem sieci wodociągowej, pozostającym w eksploatacji zakładu wodociągowego jest wodomierz; umieszczony za wodomierzem główny zawór stanowi już początek właściwej sieci domowej, eksploatowanej i konserwowanej przez użytkownika nieruchomości. Wodomierz może być umieszczony w piwnicy domu stojącego na linii zabudowy lub w niewielkiej od niej odległości. Przy odsunięciu zabudowań dalej od terenu ulicznego albo w przypadku budynku bez piwnic wodomierz umieszcza się w studzience wykonanej z cegły, betonu lub żelbetu. Wymiary studzienki zależą od średnicy przewodu i wielkości wodomierza.

Jeżeli wewnątrz nieruchomości zainstalowane są hydranty pożarowe, dla normalnego zaś zużycia wody zainstalowany jest wodomierz o przepuszczalności znacznie mniejszej od przepuszczalności hydrantu, to wykonuje się w studzience tzw. obejście pożarowe. Wodomierz jest wówczas wmontowany na odgałęzieniu o mniejszej średnicy, natomiast główny ciąg jest stale zamknięty zasuwą zaplombowaną. W razie pożaru plomba ulega zerwaniu i zasuwa otwiera się umożliwiając większy przepływ wody. Jeżeli sieć domowa jest zasilana przez dwa połączenia, to



konieczne jest ustawienie za każdym z wodomierzy zaworów zwrotnych, chroniących wodomierze od uszkodzenia zagrażającego w razie przepływu wody w odwrotnym kierunku — z sieci domowej do przewodu ulicznego.

Stosowanie wodomierzy do pomiaru ilości zużytej wody ma znaczenie nie tylko dla konsumenta, który wg wskazań wodomierza płaci za wodę, lecz i dla zakładu wodociągowego, umożliwiając racjonalną kontrolę zużycia i zmniejszając marnotrawstwo wody. Jak stwierdzono na podstawie praktyki w miastach, w których nie stosowano wodomierzy, jednostkowe zużycie wody było znacznie większe i zmniejszyło się dopiero po ich wprowadzeniu. Ograniczenie marnotrawstwa wody pozwala na pełniejsze wykorzystanie istniejących urządzeń wodociągowych: ujęć, oczyszczalni, pompowni — bez konieczności łożenia znacznych sum na rozbudowę tych urządzeń. Stąd koszty włożone w utrzymanie, konserwowanie i wymianę wodomierzy, sta-

nowiące dość znaczny procent w kosztach własnych zakładu wodociągowego, opłacają się w ogólnym bilansie narodowym.

Wodomierz jako przyrząd pomiarowy powinien być zalegalizowany przez Urząd Miar i Wag. Legalizacja następuje po sprawdzeniu na stacji próbnej. Czas ważności cechy legalizacyjnej wynosi 4 lata. W praktyce jednak wodomierze wymienia się już po 3 latach pracy. Z powyższego wynika, że corocznie około 30% wodomierzy powinno być wymienionych na nowe. Wodomierze wyjęte muszą być poddane naprawie, sprawdzeniu i ponownemu zalegalizowaniu.

Posiadanie przez zakład wodociągowy własnego warsztatu sprawdzania i naprawy wodomierzy opłaca się dla zakładu mającego w inwentarzu kilka tysięcy wodomierzy. Zakłady mniejsze odsyłają swoje wodomierze do naprawy i zalegalizowania do warsztatów fabrycznych lub dużych zakładów wodociągowych.

---

POLITECHNIKA WARSZAWSKA  
WYDZIAŁ MIERZEŃ I FIZYKOGRAFII  
INSTYTUT GEODEZJI GOSPODARSTWA  
BIBLIOTEKA N° \_\_\_\_\_



WYDAWNICTWO  
BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

poleca:

- Borowski J.*: Spoiwa gipsowe w budownictwie. 1954, s. 185, zł 13.—
- Dobrynin I. F., Cegielski W. Ł.*: Elektryczne spawanie łukowe w budownictwie. Tłum. z ros. Z. Ludwig i S. Pietkiewicz. 1954, s. 140, zł 7.—
- Fitzner R., Murawski J.*: Kowal i ślusarz w budownictwie. 1954, s. 71, zł 3.—
- Hora E.*: Przdownicy murarze przy budowie pieców przemysłowych. 1954, s. 40, zł 2.50
- Hora E.*: Transport na placu budowy. 1954, s. 342, zł 16.—
- Kobiak J.*: Roboty żelbetowe w budownictwie. 1954, s. 146, zł 9.—
- Krejcer G. D.*: Asfalty, smoły i paki. Tłum. z ros. I. Płoński. 1954, s. 419, zł 34.—
- Ledwoń J.*: Wieże wyciągowe. Obliczanie i konstrukcja. 1954, s. 168, zł 14.—
- Lenkiewicz W.*: Niektóre usprawnienia robót ciesielskich. 1954, s. 24, zł 1.50
- Lenkiewicz W.*: Przdujące metody pracy zespołowej przy wykonywaniu robót murowych. 1954 s. 32, zł 2.—
- Lenkiewicz W.*: Przyspieszona produkcja żelbetowych wyrobów budowlanych. 1954, s. 79, zł 4.—
- Lenkiewicz W.*: Wypalanie cegły metodą Duwanowa. 1954, s. 47, zł 2.—
- Mazow I. J.*: Przyspieszona produkcja cegły. Tłum. z ros. W. Lenkiewicz. 1954, s. 39, zł 2.50
- Mazow I. J.*: Sposoby zwiększenia wydajności dużych pieców kręgowych do wypału cegły. Tłum. z ros. W. Rawicz-Szczerbo. 1954, s. 54, zł 3.—
- Paszczenko N.*: Mechanizacja robót pracochłonnych w budownictwie. Tłum. z ros. H. Głazowski. 1954, s. 44, zł 2.—
- Piątkiewicz W.*: Roboty posadzkarskie. 1954, s. 104, zł 4.—
- Pietriczenko T. K., Sachnowski M. M.*: Przyspieszone metody trasowania stalowych konstrukcji budowlanych. Tłum. z ros. A. Lipski. 1954, s. 20, zł 1.—
- Racki H., Kiszka P.*: Moja praca na koparce. 1954, str. 64, zł 3.—
- Riess H., Rolek M.*: Żużle paleniskowe w technice budowlanej. 1954, s. 172, zł 11.—
- Serafin S.*: Roboty ziemne. Przdujący operatorzy zgarniarek i spycharek. 1954, s. 80, zł 4.50
- Snopiński T.*: Roboty zduńskie w budownictwie. 1954, s. 100, zł 4.50
- Sokołowski B. S.*: Wykonywanie klejonych konstrukcji drewnianych. Tłum. z ros. I. Rozenberg. 1954, s. 39, zł 2.50
- Strug E.*: Roboty ziemne w budownictwie. 1954, s. 102, zł 6.—
- Urban L.*: Roboty dekarские. 1954, s. 74, zł 3.—
- Urban L.*: Tynkarz. Wiadomości praktyczne. 1954, s. 106, zł 5.—

**Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki i u kolporterów zakładowych.**



Ważniejsze błędy dostrzeżone w druku

Str.	Wiersz	Jest	Powinno być																
13	tablica, główka, prawa rubr. 4 od góry	do rozpuszczenia	do rozpoznania																
13	20 od góry lewy łam	tlenek Fe (HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	Fe (HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>																
67	17 od góry łam prawy	siarczan żelazowy	siarczan żelazawy																
75	1 i 2 od góry	stosuje się rynny (rys. 105) rozszerzające się rury przelewowe (rys. 103) względnie szerokie przelewy (rys. 104)	stosuje się rynny (rys. 103), rozszerzające się rury przelewowe (rys. 104) względnie szerokie przelewy (rys. 105)																
85	4 od góry łam prawy	stosowano filtry o prędkości	stosowano filtry powolne o prędkości																
92	11 od góry łam prawy	16	1,6																
93	16 od góry prawy łam	w gm	w mg																
94	21 od dołu łam lewy	wapień	wapń																
98	20 od dołu prawy łam	0,1 ÷ 0,3 mg/	0,1 ÷ 0,3 mg/l																
99	rys. 144 podpis pod rys.	Cholorownica	Chlorownica																
99	rys. 144, podpis pod rys. 4 od dołu	odpływ koncertatu	odpływ koncentratu																
100	27 od góry łam prawy	Chloramina	g. Chloramina																
105	2 od dołu łam prawy	H (m)	H <sub>m</sub>																
107	18 od dołu łam prawy	Q = 100 l/min	Q = 1000 l/min																
111	tablica prawy łam główka	HT	H <sub>T</sub>																
111	rys. 172, prawy łam	rysunek obrócić o 180°																	
129	12 od dołu lewy łam	(rys. 195)	(rys. 193)																
135	3 od góry łam prawy	ustawiając następnie	ustawiając następny																
142	tabl. Ib cd. prawy łam, ostatnia rubr. 16 od dołu	4,04	4,06																
143	tablica II prawy łam, 1 od dołu	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>175,94</td> </tr> <tr> <td>11,25</td> <td>5,40</td> <td>0,86</td> <td>176,80</td> </tr> </table>				175,94	11,25	5,40	0,86	176,80	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>175,94</td> </tr> <tr> <td>11,25</td> <td>5,40</td> <td>0,86</td> <td>176,80</td> </tr> </table>				175,94	11,25	5,40	0,86	176,80
			175,94																
11,25	5,40	0,86	176,80																
			175,94																
11,25	5,40	0,86	176,80																
146	3 od góry lewy łam	pewnych odcinków od	pewnych odcinków przewodów od																
162	7 od góry prawy łam	500 m	500 mm																