



628.21.2



nr. 2743

BZO7PK/035-01

# Kanalizacja miast.



B.29

1. Wstęp.

Nr. Inwent. 674.  
BIBLIOTEKA POLITECHNIKI  
WARSZAWSKIEJ

BIBLIOTEKA POLITECHNIKI  
WARSZAWSKIEJ  
Nr. Inwent. 674

Wzrost ludności osad wywarł potrzebę stworzenia odpowiednich warunków bytu dla ludności, a przede wszystkim konieczność doprowadzenia zdrowej wody do picia, osuszenia terenów, na których zbudowano osady, a wreszcie odprowadzenie wód zwięzłych i wód opadomych.

Już w starożytności wykonano wodociągi, które do dziś dnia uważa się jako budowle pomnikowe, niejednokrotnie posiadające znaczne rozmiary. Racjonalna zaś kanalizacja miast jest dziełem ostatnich czasów, ściśle wprawdy ostatnich dziesięcioleci lat ubiegłego stulecia.

Jednak wodociągi starożytne i średniowieczne, a nawet wodociągi ostatnich stuleci nie miały znaczenia powszechnego. Dopiero w drugiej połowie XIX wieku uznano potrzebę powszechnego zaopatrywania miejscowości w niekolorowaną wodę potrzebną do picia, do celów gospodarczych, do czyszczenia miejscowości, wreszcie do celów przemysłowych. Prawie równocześnie uznano potrzebę szybkiego odprowadzenia nieczystości, odpadków ludzkich i zwierzęcych, wody zwięzłej w kuchniach.

i.2. 3017

wody i odpadków fabrycznych, a to celem stworzenia warunków, odpowiadających wymogom higieny.

Dopóki miejscowość jest na sposób wiejski za-  
budowana, a więc dopóki zaludnienie jest rzadkie, zabu-  
dowania zdala od siebie położone, a głównym zajęciem  
ludności jest rolnictwo, nie zachodzi przewidzenie w więk-  
szej mierze potrzeba stosowania zbyt daleko idących  
środków celem odprawadzenia nieczystości; - odpad-  
ków jest mało, a i te przewidzenie w gospodarstwie rol-  
nym bywają wykorzystywane. Dopiero większe nagroma-  
dzenie ludności powoduje nadmiar odpadków, wód  
zrzuconych; wreszcie zanieczyszczenie powierzchni warstwy  
ziemi, a dalej nieczyste odprawy wód opadających.

Studnie, które dotychczas dawały wodę, morali-  
wa do wyczerpania, stają się niewystarczającymi, a dobroć  
wody się panuje - powstaje potrzeba doprowadzenia wody  
w większej ilości z poza obrebu miasta i potrzeba kana-  
lizacji. Stan taki nie wyklucza jednak możliwości  
wysłania wody zdrowej i w sąsiedztwie miasta,  
a nawet i w samym mieście, jeżeli woda pochodzi  
z warstw głębszych uszakiowanych i odpowiednio wana-  
wa nieprzepuszczalną przykrytych. Znamna część Berli-  
na rozpatruje się woda z osobnych wodociągów zwrępa-  
cych wodę ze studzien w obrebie miasta położonych, która  
to woda pod względem jakości jest bez zarzutu.

Mówiąc tamże o potrzebie wodociągów i kanalizacji, należy rozstrzygnąć pytanie, czy oba te urządzenia wykonuje się równocześnie, czy też za jednym idzie, drugie? Teście wzianowy dopiero za prowadzeniem wodociągu wprowadza nadmierne powiększenie się ilości wód rzynitych. Jeżeli przyjmiemy się rzynicy wody w czasie doprowadzenia wodociągu przeciętnie 50-100 litrów na głowę i osobę, to jest ono 10-20 razy większe od rzynicy przed doprowadzeniem wodociągu, w czasie kiedy ludność nie porządka jeszcze zbyt wielkimi ilościami wody. To zwiększenie ilości wód rzynitych musi być jednak ludność do doprowadzenia kanalizacji.

Jakkolwiek zatem obydwie urządzenia są równocześnie potrzebne, to jednak dopiero po doprowadzeniu centralnego wodociągu, następuje wykonanie racjonalnej kanalizacji. Klucze miasta już przed doprowadzeniem wodociągu ma sieć kanałów w różnych czasach i konierności budowanych, nie tworzących systemu, z przekrojach nie odpowiadających potrzebom, wykonywanych wadliwie skutkiem niecierpliwości nie zabezpieczających warstw gruntu od zanieczyszczenia wodami rzynitami.

Kanaty takie mają wyloty do otwartych ścieków w obrębie, lub poza obrębem miasta, skutkiem czego

zanieczyszczają te sieci i zamiast poprawić pogarszają, stosunki odwrotne w mieście.

W naszych miastach, które nie posiadają jeszcze racjonalnych sieci kanatów miejskich, odpadki ludzkie gromadzone są w dołach kloacynnych, z których bywają wywołane bądźto do rzek i potoków z wodą płynącą, bądźto na pola uprawne. W miastach, które już mają wodociąg i klozety z wodnym płukaniem, wolno jest myśleć o puszczeniu płynnej zawartości kloak do kanatów publicznych przez urządzenie przelewu lub ścianki przepuszczalnej, oddzielającej części state od płynnych; w takim razie części płynne odchodzą do ścieków otwartych, a części state bywają wywołane. Jeżeli jednak w danej ulicy nie ma kanatu, a właściciel doprowadzi wodociąg i urządzi klozety z wodnym płukaniem, to dół kloacynny nawet o znaczących rozmiarach szybko się zapetnia (w przeciągu paru dni), skutkiem czego koszty wywozu osiągną znaczną wysokość. Nadto zauwazymy, że gromadzenie nieczystości w kloakach i wywołanie ich na najprymitywniejszych środkach wywozu nieczystości i najmniej odpowiada wymogom higieny.

Najwazniejszym warunkiem postępowej kanalizacji jest szybkie odprawadzenie nieczystości z obszaru

realności i z obrębu miasta, aby nie zakaziły górnej warstwy terenu i nie psuły powietrza.

Jak z poprzedniego wynika, w czasie zaprowadzenia wodociągów istnieje już zwykle w miastach pewna liczba kanałów, które jednak nie spełniają warunków racjonalnej kanalizacji.

Taka kanalizacja następuje zwykle dopiero po zaprowadzeniu centralnego wodociągu. W miastach niemieckich wykonywano kanalizację zwykle dopiero w kilka lat po zaprowadzeniu wodociągu - a miasto Berlin otrzymało kanalizację dopiero w 20 lat po wykonaniu wodociągu.

Jak już poprzednio wspomniano kanały odprowadzić muszą:

- 1.) wody rzęte i odpadki ludzkie i zwierzęce
- 2.) wody fabryczne
- 3.) wody opadowe
- 4.) wody rozkórne, znajdujące się w niżej położonych warstwach ziemi.

Należyte odprowadzenie wód opadowych i rozkórnych konieczne jest z uwagi na ustalenie poziomu wody w obrębie miasta. Poziom wód rozkórnych, ewentualnie gruntowych ulega wahaniom i jest zależnym od spadków, co wpływa niekorzystnie na stosunki zdrowotne. Przez należyte wykonanie

kanatów, drenowanie realności, z których podziemne odpływy mają ujście do kanatów, dalej przez ratowanie drenów obok kanatów, ustalwia się odpływy wód naskórnych i gruntowych, skutkiem czego stan ich zostaje ustalony. Tak samo przez szybkie odprowadzenie wód spadkowych kanatami utrudnia się wsiąkanie, a zatem usuwa zawilgoconie gruntu i przestawanie natury, w których woda się zwierysza i psuje.

W roku 1831 zauważono w Anglii w czasie wystąpienia nader silnej epidemii cholery, że choroba ta występowała z większą gwałtownością i zناعمة częściej w miejscach niżko położonych, wilgotnych i z zwieryszoną górną warstwą ziemi, niż w miejscach wyższych, położonych, suchych i częściej utrzymywanych, których nawet w poszczególnych wypadkach choroba nie nawiedziła. -

## I. Wybór systemu kanalizacji

Różnicznym przedewszystkiem kanalizacje częściowa i zupełna. Kanalizacja częściowa ogranicza się tylko do odprowadzenia wód niszczących, odpadków ludzkich i zwierzęcych, wreszcie wód fabrycznych. Kanalizacje nie odprowadzając wód spadkowych mają wiele przekroje, a przez to kanaliza-



czy to jest tania. Wody deszczowe odptywają równo,  
nie rynnami po obu stronach ulicy. Jakkolwiek  
taką kanalizację wykonano i w większych miastach  
(Friburg w Kt. Badenickim), to jednak w zasadzie na-  
duje się ona tylko dla mniejszych miejscowości i to  
takich, przez które, lub w pobliżu których przepływa  
rzeka; nadto w miejscowościach tych ulice muszą  
mieć znaczne spadki, aby woda nie płynęła wielką  
strugą, wreszcie w miastach tych musi być nawier-  
czona ulic doskonale utwardzona, a sieci bardzo  
starannie utrzymywane i czyszczone.

W większych miastach musi się odprowadzić ka-  
natami podziemnymi nie tylko wody rzynne i od-  
padki, ale także i wody spadowe.

Kanalizacja, która obejmuje odprowadzenie wód  
spadowych i wód rzynnych, a zatem kanalizacja  
zupetna może być znowa w dwojaki sposób prze-  
prowadzona:

a.) według systemu zbiorowego, to znaczy, że wy-  
konuje się tylko jedną sieć tak dla wód rzynnych, jak  
i dla wód spadowych. (U nas nazywa się to kanalizacją  
zstawową.)

b.) według systemu rozdzielonego, to znaczy, że wy-  
konuje się osobną sieć dla wód rzynnych i odpływów  
z drenów osuszających realności, przyczem sieć ta

atoriona jest stosunkowo głęboko, tak, aby odpływy z ulic i drenażów miały ujście do kanatów — osobna, zaś sieć kanatów dla wód opadowych, która ratoriona, może być stosunkowo płytka.

Pierwszy system (a) ma tę korzyść, że jest łatwiejszym do wykonania; jedna sieć nie wymaga tyle miejsca na ulicach, dalej w przeważnej liczbie wypadków będzie on tańszym (co jednak nie zawsze ma miejsce)

Kanalizacja rozdzielona znowu ma tę korzyść, że nie potrzeba w obrębie miasta wdrażać przesłon burzowych do szeków otwartych, a zatem wpuszczać do nich, wprawdzie rozcielenych, ale zawsze zamieszczonych wód rzektych, dalej zwykle w razie wysokiego poziomu rzeki przepływającej w publicznym mieście, można wody opadowe płynące wysoko poziomymi kanatami wprost do niej wpuszczać na podstawie naturalnego spadku — a wody rzektye tylko sytuernie za pomocą pomp podnosić, co powoduje znacznie mniejsze koszty, gdyż wód tych jest nie dużo.

Wielką niekorzyścią natomiast kanalizacji rozdzielonej jest to, że trudno kontrolować, czy z sieci nie wpuszczają wód opadowych do kanatów z wodą rzektyą, która to okoliczność może wywołać przepiętnie tych kanatów, nadto ka-

maty, że z powodu matych przekroji w czasie naprzemi-  
nia większych przedmiotów łatwo się natykają i przesta-  
ją funkcjonować.

Wykonanie kanalizacji według systemu zbiorowego, czy też  
według systemu rozdzielonego nie wyklucza odprowadzenia  
wód spadowych w pewnych kompleksach miejskich o więk-  
szym spadku, rzadkiem zabudowaniem, a położonych  
w pobliżu rzeki, ściekami zewnętrznymi, a to celem  
ulżenia kanatom podziemnym i zmniejszenia ich  
przekroji.

## 2. Studya wstępne.

Studya wstępne mają na celu po pierwsze  
ustalenie sytuacji miasta obecnej i przyszłej, to znaczy  
czy z uwzględnieniem przyszłego rozwoju miasta.  
Jak przy wodociągach, tak i tu trzeba liczyć na  
ludność przyszłą, po pewnym okresie np. 20 lub 30  
lat i na odpowiedniej sytuacji określić położenie  
przyszłych ulic. Ma to na celu zastosowanie sieci  
kanatów do przyszłych warunków. Nadto należy  
przeprowadzić dokładną nivelację miasta, o ile  
możliwość sparta z sieci punktów statycznych ściśle na-  
nivelowanych. Nivelacja miasta ma objąć nie tyl-  
ko nivelację profili podziemnych ulic, ale

i bloki między ulicami muszą być nivelowane, dalej z uwagi na odpływ wody opadowej obszary poza miastem potrośnie, aż do indywidualnych działów wód. Na podstawie tej nivelacji, która wnosi się do planu sytuacyjnego, sporządza się plan warstwowany miasta.

Co do podziałki planów do projektów wstępnych, generalnych, wystarczającą jest podziałka 1:5000 - 1:10.000; do projektów szczegółowych podziałka 1:1000 - 1:2000; plany wykonawcze powinny mieć siłę mowności podziałki 1:500, aby w nich można było wskazać przebieg kawatów także rury wodociągowe, rury gazowe, kable i inne przebiegi wody.

Do studyj wstępnych należy również oznaczyć nie plan wody gruntowej w mieście, co skuteczniej można na podstawie nivelowania zwierciadła wody w istniejących studniach; gdzie zaś ich nie ma w dostatecznej ilości, przez wykonanie otworów wiertniczych przy napuszczeniu rur do 10 cm średnicy, lub też przy zwierciadle i stosunkowo wysokim poziomie zwierciadła wody, przez wykonanie otworów świdrowych.

Prócz tego oznaczyć należy głębokość piwnic poje-

dywersyjach realności (naturalnie nie wszystkich, tylko sto-  
 sunkowo w danych ulicach najściślej zatorzonych;  
 dalej do projektu kanalizacji potrzebnem jest ozna-  
 czenie w jakim stanie znajdują się części obszaru  
 miasta, czy to są podwórca, place, ulice brukowa-  
 ne, czy też nie, gdzie są ogrody, pola; dalej iście  
 zakładawane bloki domów, wreszcie ścieki i stawy.

Bardzo starannie rdząc i ramielować trzeba  
 stare kanaty bez względu na to czy będą interes-  
 ne do nowej sieci kanatów, czy nie, wreszcie do-  
 piero przy opracowaniu całego projektu do się  
 osądzić.

Wreszcie jeżeli przez miasto, lub w pobliżu miasta  
 przepływa rzeka, która może być ściekiem odbior-  
 czym dla kanatów miejskich i stwijić bądź to  
 do wypuszczenia wylotów kanatów, bądź też  
 tylko przelewów burzowych, należy ramielować nie-  
 tylko niski stan wody, ale również i najwyższe stany,  
 gdyż od nich zależy czy kanaty, względnie przelewy  
 burzowe będą zawsze obrotai, czy też czasowo ulegai  
 spiętrzeniu. —

### 3. Objętość wody, jaka kranatami trafa odprowadzić.

#### a.) Ilość wód rwizytych i fabrycznych.

Wody rwizyte składają się z wód odchodzących z gospodarstwa domowego jak z gotowania, mycia, prania, kąpieli. Ilość wody rwizytej jest w czasie rozpatrywania się w wodę z rwizytych studzien bardzo nieregularna; w czasie nas' naprowadzenia wodociągu gwałtownie wzrasta. Przyjmując zatem istnienie wodociągu i średnie rwizycie wody odpowiadające danej miejscowości, powiędrujemy 100 litrów na głowę i dobę, oznaczy' mowina ilość wody rwizytej. Ponieważ maksymalne rwizycie w górnym poziomie potrudniowej wynosi około 10% natrudniowego rwizycia, zatem ilość wody rwizytej będzie na 1000 mieszkaniców i sekunde.

$$\frac{1000 \cdot 100}{10 \cdot 3600} \text{ litr.} = 2.78 \text{ litr./sekr}$$

Chodzi teraz o gęstość zaludnienia jaka dla powie. górnym części miasta przyjąć trzeba. Otu' ilość bardzo waha - i mowina powiędzić, że już 200-300 ludni na 1 ha. uważa się jako gęste zaludnienie. Do poditawie do obliczenia ilości wód rwizytych przyjąć trzeba powięta ludność po pewnym okresie

powiedrmy 20-30 letnim, podobnie jak przy wo-  
dociągu.

Orientacyę co do ilości wód zużytych dla nam w nast.  
przyjacie restawierie:

Ilość miejsc. na 1 ha	Objętość wody zużytej na 1 ha przy zużyciu na głowę i doba litrów					
	50		100		150	
	średnio	maxim.	średnio	maxim.	średnio	maxim.
50	0.03	0.075	0.06	0.15	0.09	0.22
100	0.06	0.150	0.12	0.30	0.18	0.45
200	0.12	0.300	0.24	0.60	0.36	0.90
300	0.18	0.450	0.36	0.90	0.54	1.35
400	0.24	0.600	0.48	1.20	0.72	1.80

Jak z tego widać, ilość wód zużytych nawet przy  
wielkiej ilości wody dostarczonej przez wodociąg  
i gęstym zaludnieniu są przeciętne, stosunkowo niskie.

Zwrócić tu należy uwagę także i na to, jak przy-  
noszą, że nawet przy istnieniu wodociągu zapotrze-  
bowanie wody w różnych dzielnicach jest różne,  
a dalej gęstość zaludnienia w obrębie tego samego  
miasta jest bardzo przemienna. Przy kanalizacji roz-  
dziatowej z uwagi na małe objętości wody zużytej  
i skutkiem tego stosunkowo małe przekroje kanałów

dla tej wody, dalej z uwagi na to, że bardzo trudno jest dopilnować aby zewnętrznych wód ściekowych w podwórzu nie npuszczano do kanionów z wodą czystą, nakazuje względu bezpieczeństwa dla pow. wóci przyjąć do obliczenia jakąś wielokrotność wód czystych, na przykład ilość podwójną. Tytuł się to przedewszystkiem górnych gateri kanionów przy których wszelkie przypadkowe wptywy wsk. sze nieregularności odptywu wywołują. Co do wód czystych w zakładach przemysłowych i fabrycz. nych, to tem trudniej podać tu jakieś normy, i dane takie trzeba brać na miejscu. Miasta o wiel. kim ruchu fabrycznym produkują znaczne ilości wód czystych w fabrykach (Dortmund 200 litrów na głowę i dobę) - tam gdzie niema przemysłu ilość ta = 0.

Wody czyste w przemyśle, również ulegają waha. niom i to przedewszystkiem sezonowym, maximal. ny odptyw minimalny przyjąć o 50% większy od średniego. Oprócz ilości wód czystych w przemyśle trzeba zrobić uwagę na ich jakość i ciepłotę, gdyż w razie wysokiej ciepłoty lub gęstych szkodli. ków mogą szkodliwie oddziaływać na stan ka. nionów. Wody fabryczne zawierające więcej jak 1% wolnych kwasów, lub ciepłoty wyższą jak 45-50°



nie mogą być wprost do kanałów wprowadzone, lecz muszą przedtem ulec neutralizowaniu, względnie odtokowaniu.

## Wody deszczowe.

Do obliczenia wymiarów kanałów odprowadzających wodę deszczową nie wystarcza znajomość opadów dziennych, miesięcznych i rocznych, zapisywanych na podstawie zwykłych ombrometrów. Dla ilości wody odpływającej kanałami najważniejszymi są opady krótkotrwałe, gdyż te posiadają do tego większą intensywność i powodują wielką koncentrację odpływu wód deszczowych. Stąd też jako podstawa do oznaczenia odpływu wód dla celów kanalizacji powinien być stworzyć długoletnie spostrzeżenia opadu w danym miejscu za pomocą ombrometrów samohrzesilnych, porównajacych na oznaczenie wydajności deszczów krótkotrwałych - powiadamy od 1<sup>ej</sup> minuty do 60<sup>ciu</sup> minut.

W naszych miastach niema ani w jednym z nich urządzenia tego ombrografu - w braku zatem spostrzeżeń bezpośrednich, musimy z konieczności uciekać się do danych zebranych w innych miastach.

Jeżeli taki sposób postępowania nie jest odpowiedni, wynika z tego, że często dwie miejscowości nieraz odległe wykazują coś do intensywności opadów wielkie różnice.

Przedewszystkiem stwierdzić można, że maksymalne opady  
dzienne są w pierwszym związku z warstwą roczną opadów,  
i że pewne związki dają się tu ustalić.

Dr. Hellman na podstawie szeregowych badań podaje  
wzór - względne maximum dienne (t.j. wyrażone w pro-  
centach warstwy rocznej) wynosi

$$P = 2.11 + \frac{2.38}{H} (H \text{ w m/m})$$

zaś bezwzględne maximum  $M$  (w m/m) wynosi

$$M = 21.38 + 0.0211 H$$

Najmniejsza wartość względnego maximum nigdzie  
nie przekracza poniżej 2% i wogóle wynosi 2-3%, przy-  
czem w miejscowości o klimacie suchym wykazują sto-  
sunkowo większe wartości. Największa wartość dzien-  
nego maximum obkazuje bardzo nieliczne wartości;  
w miejscach wilgotnych, w pobliżu morza potocz-  
nych wynosi  $P$  najwyżej 9% - w suchych przekracza  
18%. Badania Hellmana rozciągające się na Niem-  
cy, Czechy, Galicyę i Szwajcaryę wykazują, że maxi-  
ma dienne opadów przypadają przedewszystkiem na  
miesiące letnie - od czerwca do końca sierpnia.

Jakkolwiek jednak badanie związku między poszczególnymi  
rodzajami opadów może być pouczającym, to jed-  
nak dla kanalizacji mają przeważnie przedewszystkiem

deszczu ulewne, krótkotrwałe. Co do tych podaje pomierny Dr. Hellmann na podstawie materiału obserwacyjnego, którego w przeszło 1900 wypadków wior, wyrażający związek między intensywnością, a czasem trwania deszczów ulewnych.

$$i = -0,311 + \frac{3,522}{\sqrt{t}}$$

$$h = -0,311 + 3,522 \sqrt{t^2}$$

*i* intensywność deszczu w mm na minutę

*t* czas trwania deszczu

*h* ilość opadu jaka spadła w czasie *t* w mm.

Wior ten odnosi się do średnio silnych deszczów, a podobny związek został ustanowiony dla deszczów najsilniejszych.

Tabela Hellmanna intensywności deszczów średnio silnych

związek między wydajnością deszczów ulewnych i czasem trwania



Czas trwania deszczu w minutach	Wydajność całkowita w mm/m	Iła intensywność na minutę w mm/m	Iła wody w litrach na ha i sek.
5	8	1'60	266
10	13	1'30	216
15	17	1'13	189
20	21	1'05	175
30	26	0'87	145
45	33	0'73	122
60	37	0'62	100
90	43	0'48	80
120	48	0'40	67
150	51	0'34	57
180	53	0'29	49



Podobne tabele podaje Hellmann dla deszczów najsilniejszych, jednak te największe deszcze trafiają się bardzo rzadko, raz na pewien okres lat, nie mogą byćbrane na podstawie do obliczenia kamatów, gdyż wymiary wypadłyby ponadto duże, a przez to kalkulacja kamatów kosztowna, wciąga wiele martwego kapitału. Dlatego daty kamate w tabeli Hellmanna dla deszczów średnich (średnio silnych) materiałyby unwać już jako górna granicę.

O tabeli powyżej podanej wyraża się Dr. Inż. H. Keller, że jeżeli niema bezpośrednich spostrzeżeń, to musi się w braku ich używać tego rodzaju tabel - jednak tabela Hellmanna dla średnich deszczów nie może być bez pewnych zastrzeżeń użyta. Mianowicie, jeżeli chodzi o rachowanie kamatów, to radzi Keller wziąć za ledwie półowe wartości podanych w ostatniej kolumnie - natomiast jeżeli chodzi o objęty, jak przepusty, lewary kamawatowe, to bezpieczniej jest brać całkowite wartości.

Inż. Heyd z Darmstadt, autor wiele postępowych, nowoczesnych charakterystyk, wyraża następujące zdanie:

"Wysokość opadu, jaka ma być wzięta na podstawie do obliczenia przekroju kamatów, powinna odpowiadać tej zasadzie, że przepiętnie kamatu może być tylko wtedy dopuszczalne, jeżeli wyznaczone przez to szkoda jest mniejsza niż ryzyko powstałe z sumniejszenia kapitału budowy skutkiem wykonania mniejszych kamatów. (Ges. Ing. 1905)" Dalej twierdzi

dzi, że dla miast niemieckich należałoby przyjąć do obliczenia kanatów opad, przy którym przepiętnienie kanatów następowałoby co najwyżej raz w roku. Dla gmin niemieckich przyjmując, że należałoby uwzględnić opad, przy którym co najwyżej dwukrotne przepiętnienie kanatów nastąpić może, a to z tego powodu, że tu szkoda powstała skutkiem przepiętnienia będzie mniejsza.

Tęsam autor podaje na podstawie 14<sup>o</sup> letnich spostrzeżeń w Hannoverze tabelę wyjaśniającą, ile było w roku deszczów o określonej sile (intensywności) i czasie trwania

Czas trwania w minutach	Siła (intensywność) deszczu w litrach na ha										
	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100	100-125	125-150	150-175	175-200	ponad 200
5	rare	rare	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	9 <sup>10</sup> / <sub>14</sub>	6 <sup>9</sup> / <sub>14</sub>	5 <sup>5</sup> / <sub>14</sub>	4 <sup>5</sup> / <sub>14</sub>	3 <sup>6</sup> / <sub>14</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	2 <sup>7</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>7</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	6 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>
10	4 <sup>13</sup> / <sub>14</sub>	3 <sup>6</sup> / <sub>14</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>14</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>12</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>10</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>14</sub>	1	2 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	5 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>
15	3 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	2	1 <sup>7</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>7</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>2</sup> / <sub>14</sub>	1	1 <sup>0</sup> / <sub>14</sub>	7 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	
20	1 <sup>12</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>9</sup> / <sub>14</sub>	1	1 <sup>2</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>0</sup> / <sub>14</sub>	1 <sup>0</sup> / <sub>14</sub>	6 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>14</sub>		

Stosownie do tej tabeli powiada Leyd, że przyjmując dla Hannoveru co najwyżej jednorazowe przepiętnienie kanatów w roku, należy do obliczenia kanatów przyjąć dla tego miasta następujące deszcze: 1.) deszcz 60-70 litr./ha i ser. w czasie trwania 20 minut  
2.) " 90-100 " " " " 15 "

3.) deszcz 125-150 litr/ha i sek. w czasie trwania 10 minut  
 reszta 4.) " 150-175 " " " " 5 "

Dla orientacji przyjęta jest, że deszcz wynoszący 60 litr/ha i sek. i trwający 20 minut odpowiada warstwie 7.2 mm. reszta 175 "  
 " 5 " " " " 5.3 "

Dla kanalizacji Charlottenburga przyjęto (Kaiser) czas trwania deszczu w minutach 5 10 15 20 30 40 60 90 120  
 obj. opadu w litr/ha i sek. 171 125 100 84 62 52 42 35 28

Wiedeń przyjęto w gęsto zabudowanych dzielnicach deszcz 125 lit. o 1/2 godzinnym czasie trwania - w rzadziej zabudowanych deszcz 100 lit. o czasie trwania 20 minut.

Wymienionym powyżej ins. Heyd przyjęto dla kanalizacji miejscowości Oppau w Palatynacie Reńskim (około 4000 mies. kanizów) podobnie jak poprzednio (Hammow), że kanały mogą być tylko raz w roku przepłukane; w których to przypadkach i obserwacji wysokości deszczów nawalnych wypadły następujące ilości opadu:

deszcz o czasie trwania 5 min.	0.73 mm/min.	=	120 litr/ha i sek.
" " " 10 "	0.43 "	=	78 "
" " " 15 "	0.32 "	=	54 "

Przedstawiony porównawczy ryzyk opadów, wależy się zastanowić ile z tych opadów przerywnie do kanatów się dostaje. Część wody gromadzi się i porostaje na powierzchni, tworząc katorze - druga część paruje, trzecia

wsiąka w grunt, reszta dopiero odpływa. Ta ilość odpły-  
wającej wody najgłówniej odpływa będzie w zależności stosunek  
przebudowy gęsto zabudowanych i wogóle nieprzebudowanych  
do przebudowy słabo lub niezabudowanych o gruncie luźnym.

Dalej odpływ tu ma stan nasycenia powietrza i gruntu wil-  
gocią bezpośrednio przed deszczem, dalej długości drogi, jaka  
woda odbywa zanim dostanie się do kanału. Prędy te są  
nieuchwytnie, dlatego według porównań doświadczeń przy-  
jmuje się, że przy silnym deszczu odpływa:

z dachów 85-90%

1) z ulic asfaltowych, z brukiem drewnym i wogóle o na-  
mierzeniu z szerebnymi stopkami 70-90%

2) z ulic i placów z zwykłym brukiem 35-70%

3) z dróg dobrze utrzymanych 25-60%

4) " zwinionych 15-40%

5) z ogrodów, pól, łąk 0-25%

6) z lasów odwadniających się ku miastu 0-0.20% całego

opadu.

Wzrost dla uśrednienia przyjmuje:

1) ze starych części miasta gęsto zabudowanej średnio 80%

2) ze sąsiednich dzielnic stopniowo gęsto zabudowanych  
średnio - - - - - 60%

3) z dzielnic z małym zabudowaniem 40%

4) z placów cmentarnej, niezabudowanych części, dworców 20%

inne części jak wyżej.

Najmiejmym ratem ze współczynnikami litera  $\psi$ , to oznaczało  
 one zmniejszenie ilości odpływu skutkiem strat. Współczyn-  
 nik  $\psi$  ratem zależnym od stanu przepuszczalności, nazywa  
 się współczynnikiem odpływu (Abflusscoefficient) i mnożąc  
 przez niego spadek stryminyjowy objętości odpływu

odpływu  $Q = \psi \cdot L$  (ilość litrów na ha i sek). Zamiast redukować  
 warstwę spadku redukuje się napowisza współczynnika  $\psi$  kar-  
 da powierachnia pływuna stosownie do jej rodzaju i przepusz-  
 czalności.

Odpływ ratem  $\psi$  pełnocy powierachnia będzie:

$$Q = \psi \cdot P \cdot L.$$

$\psi$  współczynnik odpływu

$P$  powierachnia "

$L$  ilość litrów na ha i sek

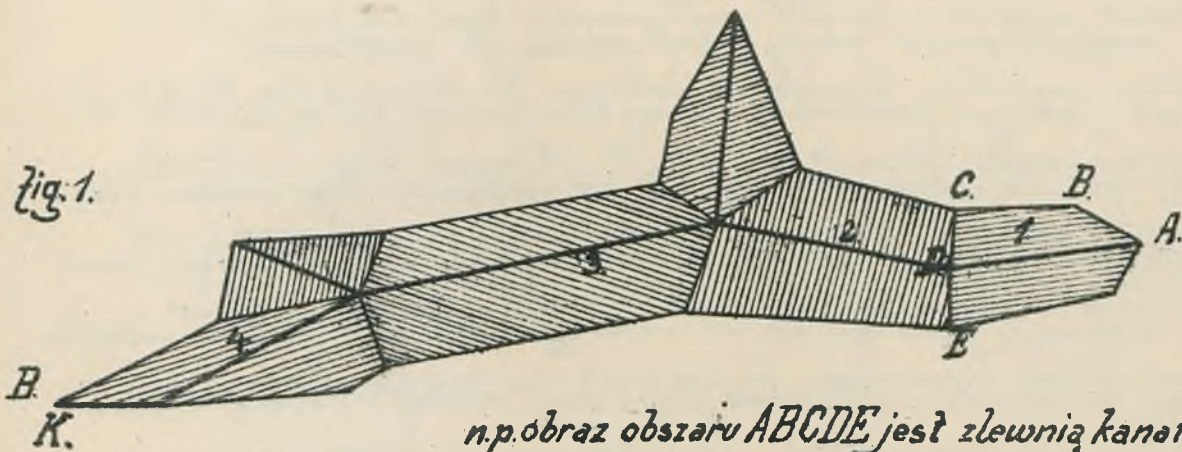
Ilowyn  $\psi \cdot P$  moimaby nazwać redukowanm powierachnia  
 odpływu.

#### 4. Opóźnienie odpływu.

Chcąc pornać wptyw opóźnienia, treba się bliżej  
 zastanowić nad zjawiskami w czasie trwania spadku i od-  
 pływu wód deszczowych.

Przyjmijmy system kanaton, do którego wleciy  
 pewna ilość wód.





n.p. obraz obszaru ABCDE jest zlewnią kanału 1.

Na szkicu tym jest przedstawiony kanał główny (kolektor) A-K, przy czym K jest dowolnym punktem położonym w dolnej części kanału. Jeżeli weźmiemy pod uwagę cząstkę wody przy A, to potrzebuje ona najdłuższego czasu, aby dostać się do punktu K. Wogóle czas jej przepływu do K składa się z poszczególnych części

$$t_1 = \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \dots + \frac{l_n}{v_n} = \frac{L}{v}$$

gdzie  $L = \sum_{i=1}^n l_i$  jest droga, jaką przebywa cząstka wody, by dostać się z A do K.

$v$  jest średnią, szybkością.

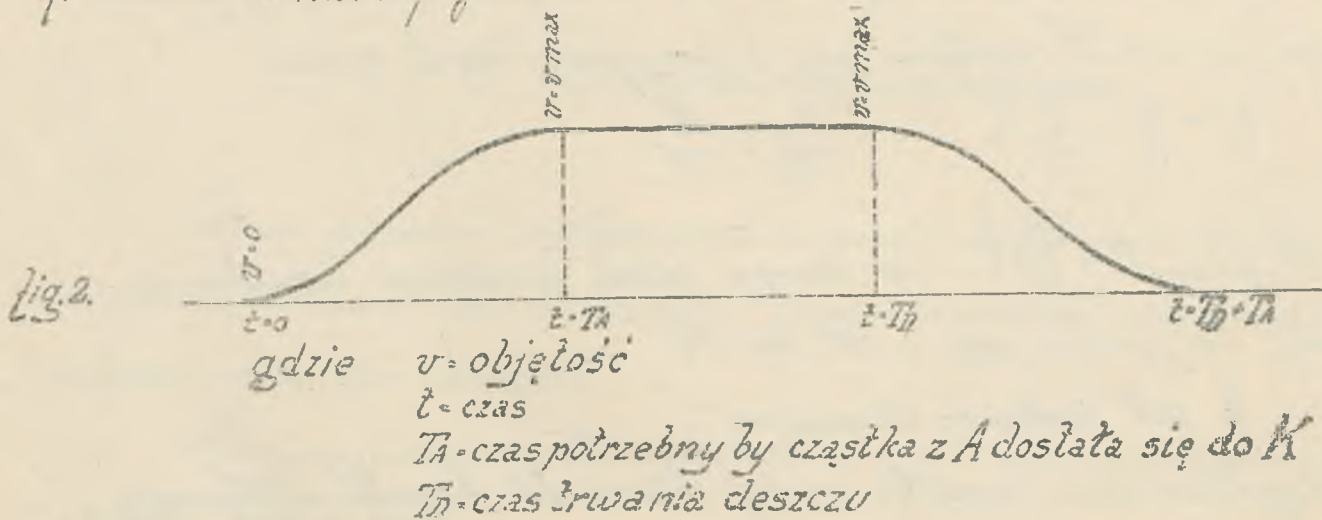
Wszystkie inne cząstki wody, które do kanału wplywają bliżej, potrzebują na przybycie do K krótszego czasu. Zależnie od czasu trwania deszczu mogą paść 3 przypadki:

I. Jeżeli deszcz trwa dłużej niż czas przepływu z naj. bardziej oddalonego punktu (A) do punktu K, wówczas odplyw przy punkcie K odbywa się w ten sposób, że naj. pierw przybywają cząstki deszczu, które spadły w pobliżu

$K$ , następnie przybývają objętości  $\times$  coraz to większych powierzchni deszczu, czyli zlewnia (powierzchniu dostarcząca następnie wodę) jest coraz to większa.

Jeżeli czas jakiemu potrzebuje cząstka wody by z punktu  $A$  dostać się do  $K$  nazwiemy  $T_A$ , to po upływie tego czasu objętość przepływu przy  $K$  osiąga maximum, a ponieważ czas trwania deszczu jest większy niż  $T_A$ , zatem objętość odpływu jest aż do chwili ustania deszczu stała, równą maksymalnej objętości obliczonej na podstawie całej powierzchni objętej deszczem powyżej punktu  $K$  potworzonej. Od chwili ustania deszczu, aż do chwili kiedy cząstka wody z najdalejszego punktu ( $B$ ) upływie do  $K$  objętość przepływu przy  $K$  maleje od  $V_{max}$  do zera.

Ten przebieg zmian objętości odpływu w zależności od czasu przedstawia namo figura 2.



II. Przypadek zachodzi wtedy, jeżeli czas trwania deszczu  $T_D = T_A$  wtedy przebieg odpływu przy  $K$  jest zupełnie podobny do poprzednio opisanego, tylko części środkowa linii

odptywn  $\Theta = \Theta_{\max}$  przechodzi w jeden punkt.

III Przypadek jeżeli deska trwa krócej niż czas przepływu czołost, ki  $\Theta$  do punktu  $K$ , wtedy w chwili ustania deski nie doptywa do punktu  $K$  woda z całej powierzchni, która znajduje się powyżej punktu  $K$ , lecz tylko z tej części, z której doptywać udotata. Od tej chwili wznosi się runiejsza, gdyż najpierw racynają ubywań doptywny z punktów najbliższych punktowi  $K$ , potem coraz dalsze.

Tu zatem  $\Theta'_{\max}$  musi być mniejsze od  $\Theta_{\max}$ , gdyż nigdy odptyw z całej powierzchni  $F$  nie dostanie się równo, cześnie do  $K$ .

$$\left. \begin{array}{l} \Theta'_{\max} = \nu \max \psi, L \\ \Theta_{\max} = P \max \psi L \end{array} \right\} \frac{\Theta'_{\max}}{\Theta_{\max}} = \frac{\psi, \nu \max L}{\psi P \max L} = \varphi$$

Stosunek obu objętości nazywamy współczynnikiem opóźnienia ( $\varphi$ ). Wynika on zatem z stosunku objętości runiejszoney skutkiem opóźnienia odptywnu do objętości maksymalnej.

Współczynnik opóźnienia jest funkcją czasu trwania deski, przyjmując zaś różne intensywności nalenie od czasu trwania strzyma się przez próby maksymalnej objętości, jako dla danego kamatu przyjął nalenie.

Różni autorzy próbowali ustawić formuły podające wprost odptyw przy danym opadnie, jak jednak w powyższego jest widocznym ustawienie nie jest tute.

Formuła Birckli - Dieglera

$$Q = \psi D \sqrt{\frac{g}{P}}$$

$\psi$  = współczynnik odpływu

$Q$  = opad w l/h i sek.

$d$  = spadek w ‰

$P$  = powierzchnia zlewni w ha

Podobna jest formuła Baumeistra

Formuła Birca:

$$Q = \psi D \frac{1}{\sqrt{P}}$$

w ogólności

$$\psi = \frac{1}{\sqrt{P}}$$

Inhoff przyjmuje zmienne w zależności od ukształtowania zlewni.

Formuły te podajemy tylko dla ścisłości; praktycznego znaczenia one jednak nie mają, ponieważ, gdyż nie odpowiadają rzeczywistości.

Zamiast tych wzorów, dających wyniki fałszywe, itp., znacznie jest więcej metod wykresowych, dających dobry pogląd. W ostatnich czasach kilku autorów próbowano ująć te rzeczy w system.

Sposób postępowania podany przez Dr. Fischera (Friedrich Kultur, technischer Wasserbau) jest następujący:

Według krzywej intensywności deszczu, dostosowanej do miejscowych warunków, uwzględnia się najpierw deszcz o czasie trwania takim, jakiego potrzebuje wódka, aby n. maj.

dalekiego punktu dorzecza dostać się do danego końcowego punktu kanału. Deszcz ten najdłużej trwający będzie deszczem o najmniejszej sile. Jak z tego wynika, musi się z góry ocenić szybkości przepływu wody w kanale, przyjęci początkowo błędne, musi być później poprawione i rachunek na nowo przeprowadzony. Na podstawie tego przyjętego deszczu o intensywności odpowiadającej maksymalnemu czasu trwania, oblicza się wymiary kolektora głównego i kanałów zbiorczych pobocznych.

W dalszym ciągu należy sprawdzić, czy obliczone przekroje wystarczą, także do odprowadzenia deszczów o krótszym czasie trwania, a zatem większej intensywności. Skutkiem takiego przedsięwzięcia nie tylko górne części sieci kanałów mogą otrzymać znaczący odprężenie, ale także główne kanały zbiorcze mogą się pozmniejszyć.

Przykład:

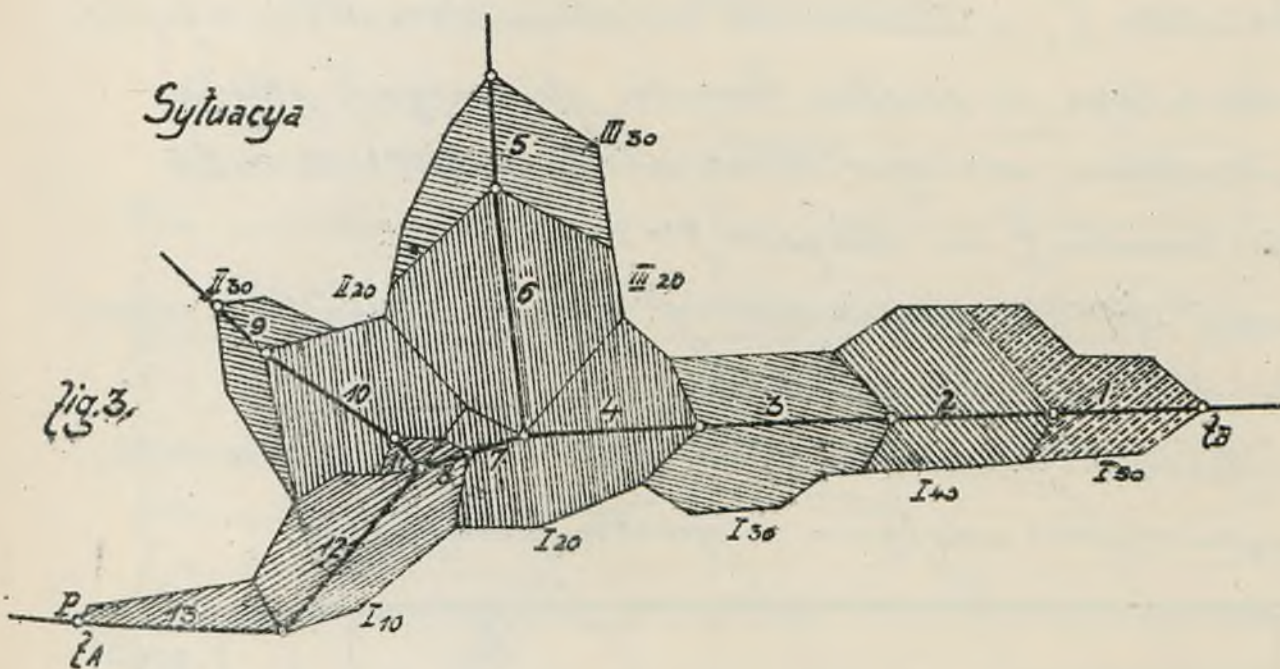
Powiedzmy, że mamy do dyspozycji z miejscowości, z której odprowadzać mają wodę kanał zbiorczy główny I, oraz kanały zbiorcze boczne II i III; ponadto istnieje sieć krótkich kanałów.

Na podstawie przybliżonej ceny szybkości przepływu w kanale głównym I. przyjmuje się, że deszcz o maksymalnym czasie trwania tj. takim, jakiego potrzebuje cała woda do przebiegnięcia całej długości kolektora I.

jest deszczem 50<sup>ty</sup> minutowym i w takim deszczu średnia korywek intensywności danego miejsca odprowadza opad 45 lt/ha.

Powiadamy dalej, że na podstawie tego spadku wyrachowaliśmy profile kanału głównego i że im, odpowiadają pewne średnie chyżości, a mianowicie następująco: Od punktu P do ujścia kanału II.  $v = 2 \text{ m/sec}$ ; od ujścia II do III.  $v = 1.5 \text{ m/sec}$ ; powyżej zaś ujścia do przylotu III.  $v = 0.8 \text{ m/sec}$ . Chyżość w kolektorze II wierzchnim 0.9 m/sec; w kolektorze III. 1.3 m/sec. Dla deszczu 50<sup>ty</sup> minutowego mamy więc na podstawie powyższych przyjęć objętości obliczone i zestawione w następujący sposób:

Długość kanału z ówryj sekcji.	Liczba sekcji.	Długość w metrach.		Chyżość w m/sec.	Czas trwania odpływu w sekund.		Powierzchnia zlewni w ha.		Współczynnik odpływu.	Zredukowana powierzchnia zlewni w ha.	
		Sekcji.	Do punktu końcowego K.		Sekcji.	Az do K.	Sekcji	Całkowita		Sekcji	Całkowita.
I	13	510	510	2,00	255	255	2,130		0,60	1,278	
	12	525	1035	2,00	263	518	4,680		0,60	4,610	
	8	123	1158	1,50	82	600	1,060		0,80	0,856	
	7	136	1294	1,50	91	691	3,660		0,80	2,928	
	4	407	1701	0,80	509	1200	9,730		0,80	7,784	
	3	480	2181	0,80	600	1800	9,670		0,50	4,835	
	2	480	2661	0,80	600	2400	12,420		0,40	4,968	
	1	480	3141	0,80	600	3000	8,150	54,500	0,40	3,260	30,519
II	11	74	1232	0,90	82	600	0,830		0,80	0,664	
	10	540	1772	0,90	600	1200	16,300		0,80	13,040	
	9	225	1997	0,90	250	1450	3,360	74,990	0,60	2,016	46,239
III	6	662	1956	1,30	510	1200	25,080		0,80	20,064	
	5	268	2224	1,30	206	1406	10,720	110,790	0,50	5,360	71,663



Pomijając deszcz 5<sup>ty</sup> minutowy, jako zbyt krótko trwający, aby w czasie jego przebiegu mogła nastąpić jaka taka równowaga między opadem a odparowaniem; zaczniemy od deszczu 10<sup>ty</sup> minutowego i przejdziemy do 20<sup>ty</sup> minutowego, dalej 30<sup>ty</sup>, 40<sup>ty</sup> i 50<sup>ty</sup> minutowego, oznaczając równocześnie powiększenie odparowania, odpowiadające tym odstępom czasu. Powierzchnia dolna skłona kolektora I. posiada przednią wysokość  $V = 2 \text{ m}$ , a długość jej powierchni (a do uścia II) wynosi 1035 m, zatem rata objęta jest deszczem 10<sup>ty</sup> minutowym; czas zaś potrzebny do przechylenia tej długości  $t = \frac{1035}{2} = 517.5$ . Strefa jednak deszczu 10<sup>ty</sup> minutowego kończy się dalej i obejmuje jeszcze część płaszczyzny, przez którą przechodzi kolektor główny między ujściami kawatów I i II, a mianowicie na długości  $(600 - 517.5) \times 15 = 123 \text{ m}$ , gdzie

Chybić w tej chwili jest równa 1,5 m. Tak samo ta strefa 10<sup>ty</sup> minutowa przewozi się na powierzchni płaszczyzny przez którą przepływa na kolektor II, a mianowicie na długości  $(600 - 517,5) \cdot 0,9 = 74$  m. Wynika z tego, że wzdłuż kanału głównego I. strefa 10<sup>ty</sup> minutowa rozciąga się na długości  $1035 + 123 = 1158$  wzdłuż kanału II na długości 74 m.

W ten sposób wyznaczamy granice strefy 20<sup>ty</sup> minutowej, 30<sup>ty</sup> minutowej i t. d.

Na podstawie takiego rozgraniczenia stref można zestawiać powierzchnie odpływu w sposób następujący:

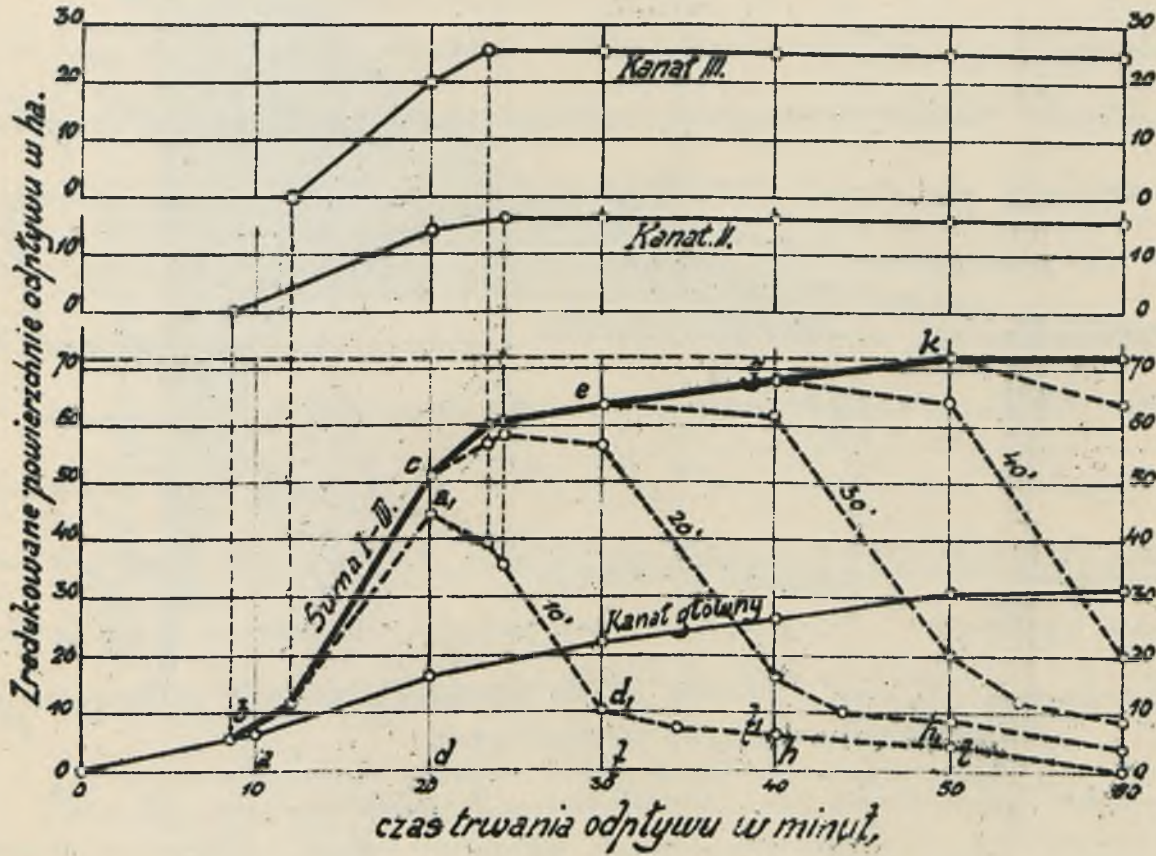
czas trwania deszczu w minutach	Zredukowane powierzchnie odpływu w ha. po upływie minut						Średni odpływ powierzchniowy l/s/ha	Największy odpływ kanatowy l/s/ha	odpływ kanatowy l/s = odpływ powierzchniowy
	10	20	30	40	50	60			
10	1,408	43,381	12,211	4,986	3,260	—	5733	3505	0,611
20	7,408	51,224	56,027	17,179	8,228	3,260	4300	3420	0,795
30	7,408	51,224	63,435	60,996	20,439	8,228	3,726	3300	0,886
40	7,408	51,224	63,435	68,403	64,225	20,439	3,440	3280	0,953
50	7,408	51,224	63,435	68,403	71,663	64,255	3,153	3,153	1,000

Wykres przedstawia się powierzchnie odpływu w następujący sposób:



Fig. 4.

Dyagram powierzchni odpływu.



Na dyagramie tym przedstawione są zredukowane powie-  
rchnie odpływu dla kolektorów I, II, III, dalej suma tych  
zredukowanych powierzchni przy deszczu o stałej intensywno-  
ści, przyjętego w tym przybliżeniu, o czasie trwania 50 mi-  
nut.

Na figurze 4. łatwo można także uzyskać zredukowane po-  
wierzchnie dla deszczów o różnym czasie trwania. Czas  
n.p. otrzymać zredukowane powierzchnie dla czasu trwania  
deszczu - 10 minut, odetniemy od średniej krzywej „suma”

rycznej 20 minutowej, według kryzynej sumarycznej 10 minu-  
towa (a więc od c d odetnie c a, = b a), od średniej 30 minu-  
towej 20 minutowa, (od c f odetnie c d, = c d) i. t. d.

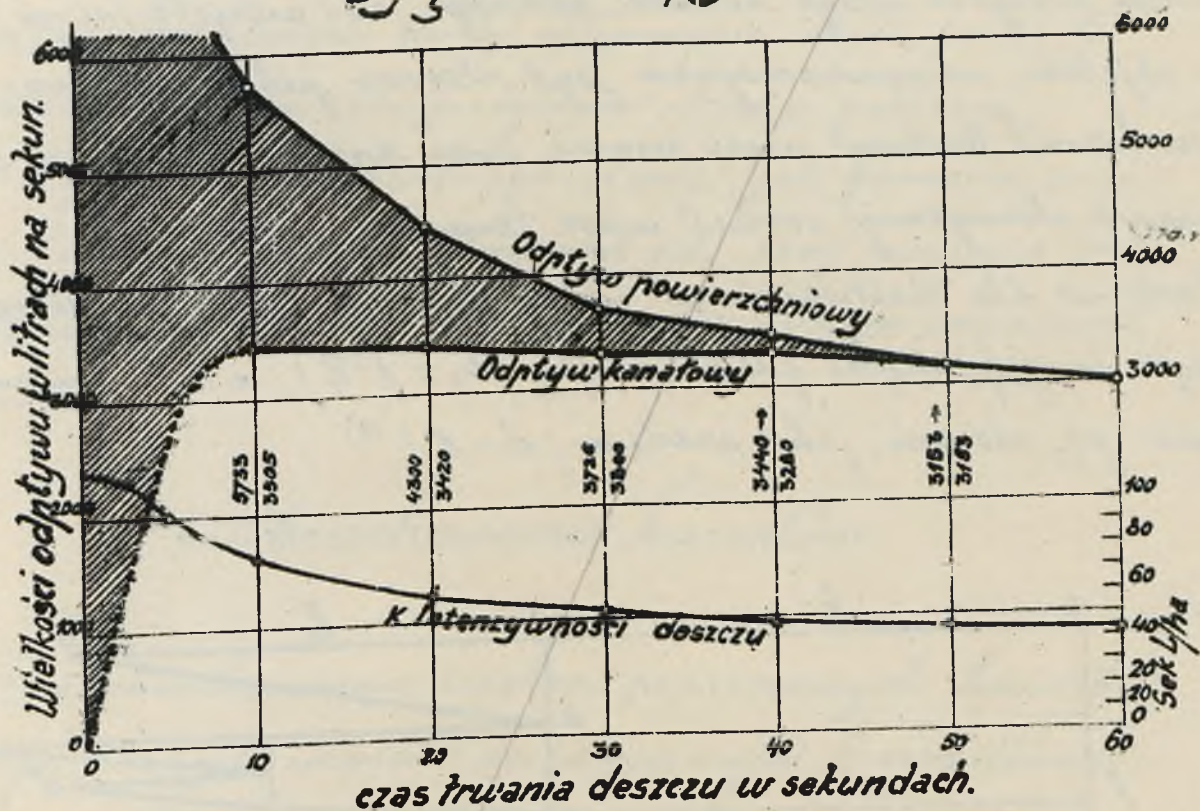
Potrzebny strygnane w ten sposób punkta b, a, d, f,  
liniami kreskowanemi, strygnamy potrzebny rykres.  
Podobnie sprawa przedstawia się dla czasu trwania  
20, 30 minut i. t. d. Jeśli byśmy mieli na uwadze desce  
jednakowej intensywności, ale z różnym czasem trawa-  
nia, to przyszlibyśmy do przekonania, że diagram po-  
wierzchni odpływu jest zupełnie podobny do diagrama  
mu przedstawiającego wielkość odpływu, gdyż wów-  
czas zachodzi proporcja między powierzchnią a wiel-  
kością odpływu. Skoro atoli intensywność deszczu jest  
różna, wówczas kryzyne obie będą różne.

Figura 5. przedstawia nam kryzyne dla odpływu karawo-  
wego i powierzchniowego. Pierwsza, wyznaczona w ten spo-  
sób, jest najniższą średnią kryzynek dla deszczów  
z różnym czasem trwania zmierzli przez intensywność  
w tym samym czasie i odrinali jako średnie w odpo-  
wiednich punktach; druga, dla karawo-  
wego odpływu powierzchniowego strygnalibyśmy pod-  
nie adcinając jako średnie iloczyn w całej przedchowa-  
nej płaszczyźnie i odpowiednich do czasu trwania deszczu  
intensywności. Pole nakreskowane między obiema kryz-  
ykami, daje nam obraz jak drata opóźnieni odpływu

na minimumie maksymalnego kanatowego odpływu. Sprze-  
równawieniem do odpływu powierzchniowego.

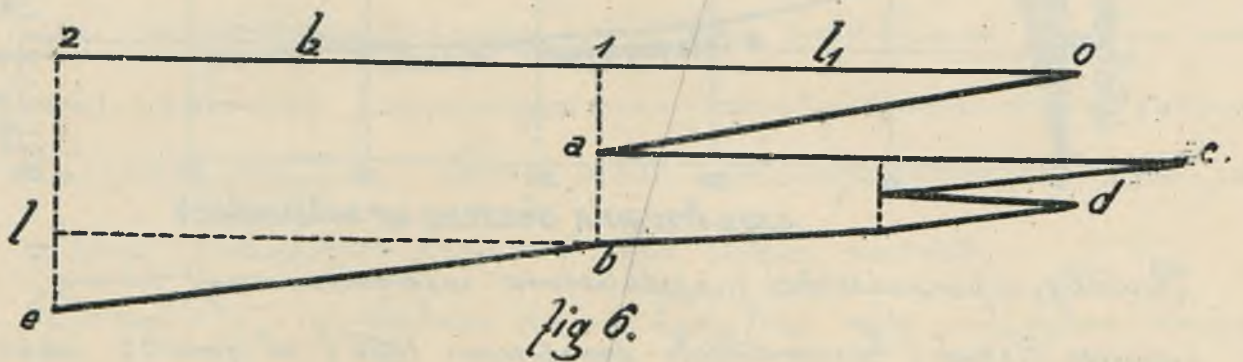
Dyagram ilości odpływu.

fig. 5.



Kwestia opinii przedstawia wspomniany pan in-  
żynier Heyd (Gesundheits-Ingenieur 1905) w sposób wartost-  
jacy. Przedewszystkiem namawia, że do obliczenia krawędzi  
wreśli kanatu powinien być przyjęty taki deszcz, który  
może dążyć największą objętość przepływu. Do przeprowad-  
zenia rachunku winna metoda wykreślnej, polega-  
jącej na tym, że kreśli się pierwszą (górną) część kolek-  
tora głównego aż do największego dopływu w odpowied-  
niej podzielnicy jako odcinek  $0-1 = l_1$ , a na końcu tej  
odcinek objętości odpływu części płaszczyzny podparciającej  
tej części kanatu głównego (średnia =  $1-a$ ), prochem punkty

a i o tacyż się w sobie). Następnie od punkcie o odścinajemy  
 część długości całego kanału bocznego, jako odcięta  $(a-n)$ ,  
 a objętość odpowiadająca jego płewni jako średnia  $(a-b)$ .  
 Ten kanał boczny może równo mieć doptywny, wobec czego  
 równo stosujemy wobec niego tenże samą metodę,  
 Następnie dla dalszego ciągu kanału głównego kreśli się długość  
 jego drugiej części jako odcięta  $(b_2 - 1-2)$ , a odpowiadają-  
 jącej jej płewni, jako średnia  $(d-e)$ . \*)



Dla górnych części kanałów waleryj widać na podstawie deszek  
 najkrótszy, a potem i najpóźniejszy, czyli taki, który od  
 powiada coraz bliżej przebiegu części wody od najdalszego  
 punktu płewni do punktu, w którym badamy doptywn.  
 Te części się można zaraz obliczyć, gdyż dane są objętości wody  
 i spadki kanałów. Od punktów, w których czas doptywnu  
 od najdalszych końców płewni jest dłuższy niż czas trwa-  
 nia deszek, oddzielają się w powodu opóźnienia coraz  
 większe części płewni jako nie mające doptywnu na doptywn

\*) Przykład patrz na końcu str. I, II i t.d.

kanatowy? W takim razie może deszcz stacyjny, jednak dłużej trwający, który wywota odpływ wody w całej kolumnie do kanatu, może wywotać większe objętości odpływu. Punkty się, ci kanatów, do których wody spływające dojdą po 3, 4, 5 minutach itd. można dla przeglądu ze sobą potaćzyć.

Strefy wydzielone skutkiem opóźnienia, jak również wiepca, od których parawozu otrzymuje się przy przyjęciu innego deszczu większe objętości odpływu, można odpowiednio oszacować.

### 5. Obliczanie kanatów.

Dla obliczania przekroju poprzecznych kanatów wymagają różnych wzorów empirycznych, przedstawionych przez różnych inżynierów w prasie i budownictwa wodnego.

Znamy tu tylko, że obecnie najczęściej używają wzorów

$$V = \frac{100VR}{n + VR} \cdot \sqrt{Ri}$$
 t.j. tak zwanego skróconego wzoru Kuttera, przy czym przyjmuje się  $n = 0.35$ . Stąd współczynnik  $n$  jest w tego względu wskazany, że przy kanałach najlepiej wykonanych w powodzi, utworzenia się lepszej powierzchni odpływu szerokości ścian jest niemożliwe. Używanie wzoru Ganquilleta - Kuttera w formie:

$$V = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0.00155}{R}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{R}) \frac{n}{VR}} \cdot \sqrt{Ri}$$

nie jest do polecenia

z powodu bardzo nieregularnej formy. Wpływ wypicia tego warunku w naleriatoby przyjęci = 0.14.

## Spadki kanatów i potężenie co do głębokości.

Według Frisklinga przyjmować należy następujące spadki dla kanatów:

	spadek
1.) kanaty domowe o średnicy 15 cm	1:20 - 1:50
2.) " uliczne do 33 cm. średnicy	1:30 - 1:150
3.) " " od 30 - 60 cm "	1:50 - 1:200

Kanaty poręczarowe mniej, więcej od 90 cm. wysokości w górę, mogą mieć mniejsze spadki, jeżeli prowadzą stale większe juki objętości, lub też jeżeli przewidzianemu jest obfite ptukanie. W terenach ptaskich ograniczyć mierzą trzeba spadek głównych kanatów zbierających do 1:2000 - 1:3000. Głębokość wody w kanale nie powinna przekraczać 2 m, a najmniejsza głębokość powinna wynosić około 40 - 60 cm. Wzrost prędkości ma tu przyjęcie korzystnego kształtu profilu.

Co do głębokości kanatów ramowa się, że kanaty odprowadzające wody rzępte, poręczarowe i reguty mieć takie potężenie, aby odwodnienie powinno być takich stożków głęboko, wód gruntowych, to tylko drewno prowadzone wzdłuż kanatu muszą mieć około 0.5 m

więcej od podłogi piwnic. Jeżeli jednak chodzi o odprowadzenie wód powierzchniowych z piwnic, w których najdroższe są pralnie, kuchnie, to w takim razie kanał odpływowy musi być tak ratorowany, aby odpływ z dwóch piwnic był parowem możliwy. Jeżeli natomiast przyjmie się, że kanał odpływowy w czasie silnych deszczów ratorownie się wypetni (nie drze, taje pod ciśnieniem), to szczyt kanału ulern odprowadzenia wód powierzchniowych z piwnic musi leżeć więcej jak dwa piwnic. Warunek ten przy normalnym ratorowaniu piwnic normuje ratorowanie kanału, którego najniższe ratorowanie ciadto, względnie szczyt przekroju musi być w takim razie ratorowane w głębokości około 3 m. pod terenem. Brwzględnie tego warunku, będącego cechą t.z. kanału, racyi głębokiej, stosować niepodobna, gdyż ratorunki niepodobna, szczególnie w małych miastach z głębokim ratorowaniem ratorownie wody gruntowej, tudzież nie mających w piwnicach ratorowania wody), wogóle takiego warunku nie wymagają. Głębokie ratorowanie kanałów musi być uratorowane koryęciami, jakie się osiągnie i nieraz trzeba kanały ratorować głębiej, jeżeliby z powodu głębokiego ratorowania wyznika trudność w odprowadzeniu przez koryęców burzowych lub nadmierne koszty w czasie koryęcowości pompowania wody koryęcowej do rzeki lub wogóle na wysokość miejsca ich wycieku lub ratorowania.

Tak samo stosunki nieprone, zwłaszcza rozkład spadku i rytmacya miasta mogą wymagać protokółu głębszego watorienia pewnych kanatów. Takie stosunki są zgodne w płaskich nieproneściach, gdzie celem wyphania spadku, musi być dolny koniec kanatu zagłębiony więcej, niż w przy przekroczeniach wrytmacych protokółu ulic.

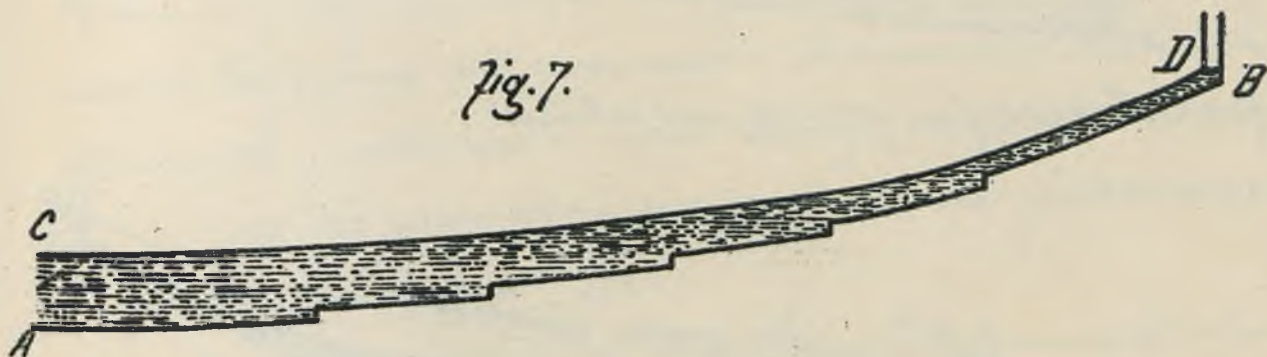
Podane powyżej graniczne wartości spadków czasem się przekracza i to do górnej granicy, przedewszystkiem jeżeli spadki terenu są znaczne. Chybić maksymalna nie powinna jednak przekraczać 2 m., gdyż przy większych chybiściach z powodu uderzeń przy skrętach powstawać mogą stania przesieci statych, których nawet odptyny przy wyższych stanach nie rusza; nadto przy znacznych chybiściach piasek traci z obu i boki kanatu po dłuższym czasie może je urosnąć. Jeżeli zatem spadek terenu jest nadwyr, to musimy część spadku stracić napomocą stopni, lub w razie lepiej napomocą koncentracji spadku na pewnych przestroniach (fig. 6. - a i b)





Przy projektowaniu kanałów radni Frühling zorientować się "górą" jakiej sąjda warunki odptywu i pod tym wzgl. olem rozwinia dwa typowe przypadki:

I. W razie istnienia większych spadków, przepływ w ciągu kanałowym odbywał się będzie według następującego szkicu:



W przypadku tym w powodni znacznych spadków można wykonać stopnie w dnie i na ich pomoce zwiększać przekrój. Przez takie wykonanie uniknie się spiętrzenia w kanale głównym i kanałach bocznych i odptyw nie odbywa się pod ciśnieniem.

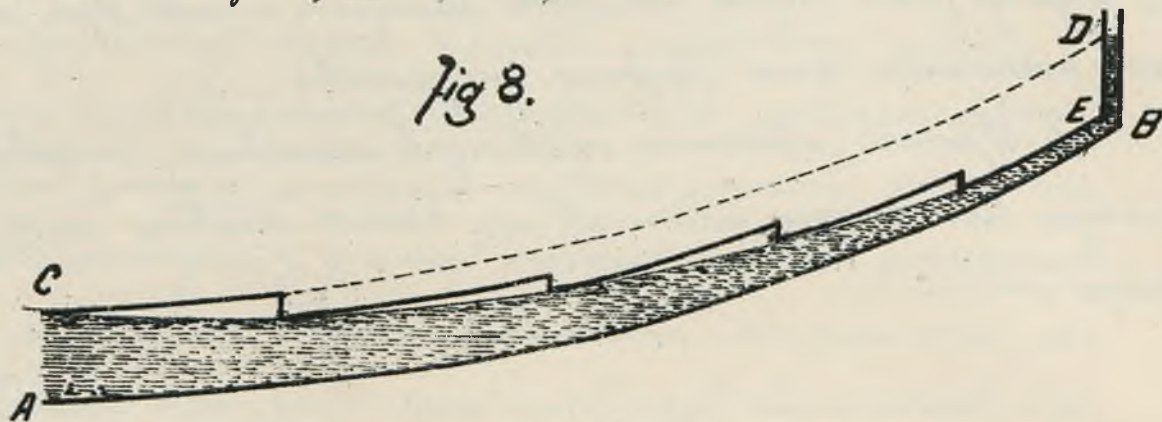
II. W przypadku drugim, gdzie trzeba oszczędzić na spadku dna. Dno otrzymuje tylko konieczne spadki, a przepływy malejące w dół i tworzące w pasadnie linie wlesta, a w miarę przyrosta objętości rozszerzenie profilu wykopu, je się przez rozszerzenie ku górze.

W takim razie jeżeli się chce wyryć pełne przekroje kanałowe - pewna ich część pracować będzie w czasie pełnych deszczów pod ciśnieniem. Wielkość tego ciśnienia

określi linia  $CD$  równoległa do linii dna  $AB$ .

Creto nachodni spietzenie wody w kanale w przypadku ku przedstawionym powyżej na rycinie.

Fig 8.



przedstawionym powyżej na rycinie.

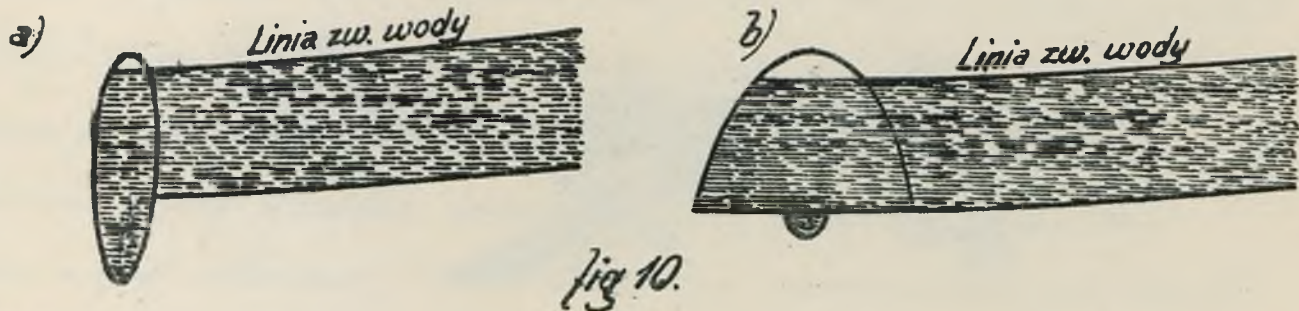
Fig 9.



Kanal boczny  $AB$  znajduje się w czasie deszczów nawalnych w spietzeniu pochodzącym od kanału głównego. Podniesienie kanału bocznego umożliwia spadek dna, nadto niskie położenie kanału  $AB$  jest czasem koniecznym z uwagi na wyphanie spadku dla kanałów bocznych i domowych, wlecie wpuść wód.

Jedynym sposobem uniknięcia przepływu pod ciśnieniem lub zmniejszenia ciśnienia jest podniesienie tego kanału głównego lub zmniejszenie w nim stanu wody przez przyjęcie

szerszego kortaktu przekroju (a-i b)



Tak samo przy rozprawie projektowania kanałi rączy radzi Frisling po oznaczeniu kierunków kanałw głównych i obliczeniu ilości wody zorientować się:

1.) co do wysokości progu przelewu burzowego najniżej potocznej.

2.) co do potoczenia dna kanału głównego w miejscu gdzie przelew się odgateria.

z tych dnuw słonych wypadnie spadek dna kanału głównego.

## Straty wysokości przy potaczaniu kanałw.

Skutkiem tarzenia się z kanałem głównym kanałw bocznych, kanałw domowych, wpuśćw wody deszczowej, objętość wody w kanale bocznejj wówie.

a sam wpuść przewodzącą wodę pod kątem, powoduje stratę wysokości, względnie spiekanie wody.



Jeżeli stracona wysokość w kanale przewodzącym do tyłu  $Q$  wynosi skutkiem zmiany kierunku i przewodzenia wody pod kątem  $2\varphi$ ,  $h_1$  - zaś stracona wysokość w kanale głównym przewodzącym objętość  $Q_1$  wynika skutkiem powstrzymania wody przez boczny do tyłu  $h_2$  - zatem rachunek powinien wyglądać:

$$Qh = Q_1 h_1 \quad \text{stad} \quad h_1 = \frac{Qh}{Q_1}$$

Według Weisbacha  $h = (0.95 \sin^2 \varphi + 2.05 \sin^4 \varphi) \frac{v^2}{2g}$

jeżeli kąt  $2\varphi = 45^\circ$  a szybkość  $v = 1 \text{ m}$ , to  $h$  wypadła równa  $0.0092 \text{ m}$  - jest zatem nieznaczna.

Jeżeli teraz weźmiemy pod uwagę 100 wpuść ułożonych w równą ilość wody, to objętość w kanale bocznych będzie w porównaniu  $Q_1$  na  $Q_2, Q_3, Q_4, Q_5$  i.t.d. gdzie  $Q_1 = Q$

$Q_2 = Q_1 + Q$      $Q_3 = Q_1 + 2Q$  i.t.d. Co się zaś tyczy strat wysokości, to jak wyżej, poradziliśmy  $h_1 = \frac{Qh}{Q_1} = h$ ;  $h_2 = \frac{Qh}{Q_2} =$

$\frac{Qh}{2Q} = \frac{1}{2}h$  i.t.d. Suma tych ilości wynosi:  $h + \frac{h}{2} + \frac{h}{3} + \dots + \frac{h}{n}$

a dla  $n = 100$  i  $2\varphi = 45^\circ$      $0.0092 \left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{100}\right) = 0.048 \text{ m.}$

zatem ilość nieznaczna -

zmniejszyć, że sto wpustów odpowiada długości kilkuset metrów kanatu. Zupetnie inną wartość otrzymamy przy wpustach prosto, padłych ( $2\vartheta = 90^\circ$ ); z obliczenia wypadnie dla  $V=1m.$  i sto wpustów suma strat wysokości około 0.26m.

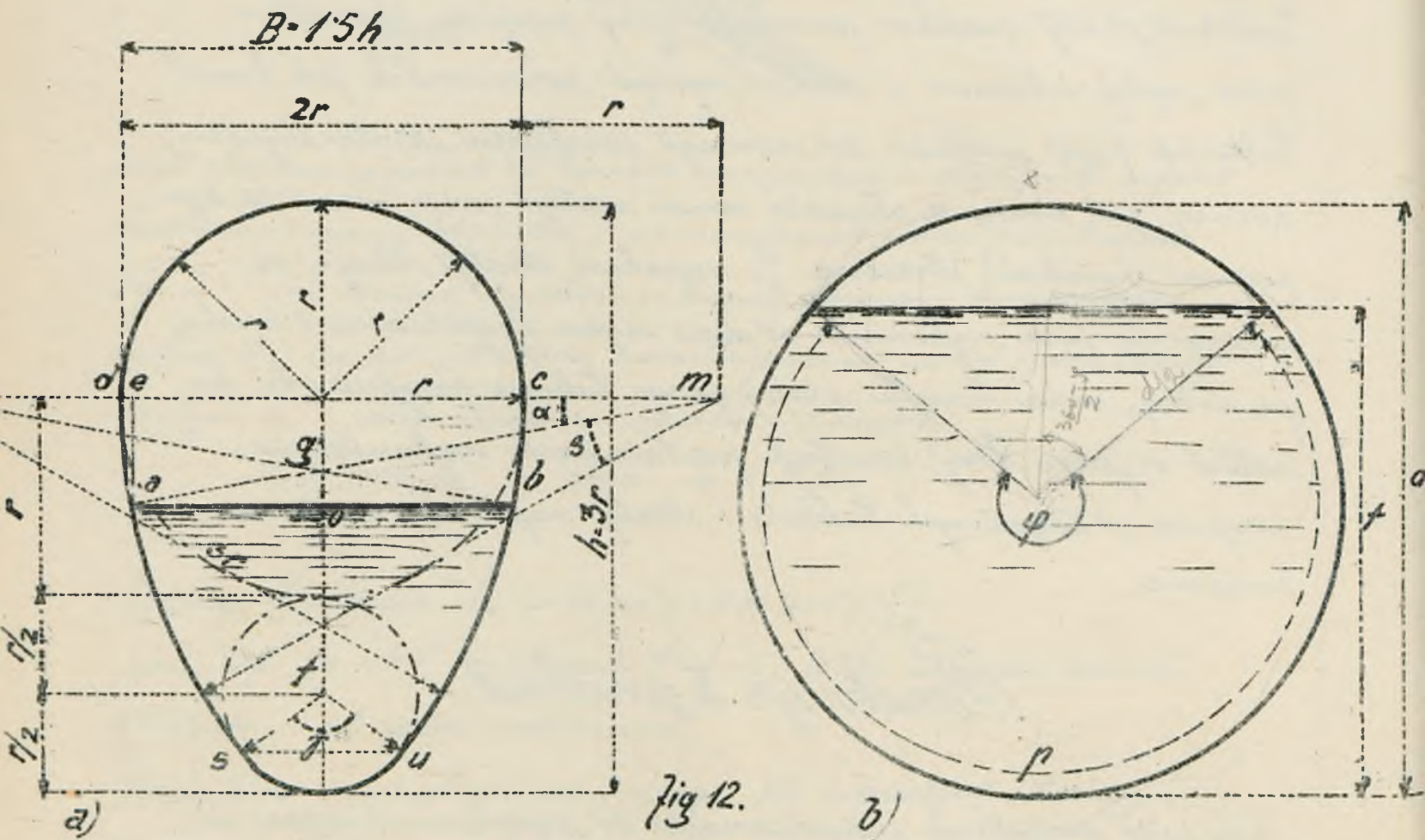
Podobne straty spadku powstają przy przejściu kanatów przez ryby wtarane z najmniejszych rozmiarach jak kanat. Następuje przy przejściu do szerszego przekroju strata chylności, później zaś woda te chylności musi waleć, więc musi tu być pewna wysokość stracona. Te wysokości straty starają się zmniejszyć przez wykonanie w dnie rybu zagłębienia z przekroju dolnej części kanatu, obejmującego takowe przejście obu kanatów w jeden. Przy kanatach przetaronych wykonuje się przejścia w łagodnych łukach - straty wysokości są tu mniejsze.

## Przekroje kanatów.

Jak przy wszystkich urządzeniach do przeprowadzenia wody, staramy się dać przekroje korzystne dla przepływu wody. Najkorzystniejszym przekrojem krytym przy statycznych obciążeniach jest pełne koło - z uwagi jednak na to, że kanał, który prowadzi, pewne objętości musi się przyjmować i inne typy; przede wszystkim zaś typ jajany.

Przekrój jajany ma na celu skutkiem korzystnego kształtu, tu dolnej swojej części zapewnić najmniejszą chylność wody

więtych w czasie braku opadów. Najpowszechniej używany typ kanatu żaglowego jest następujący:



Obrachowanie powierzchni i obwodu zwilzonego.

a) dla przekroju gotowego przy napięciu  $t$

$$\text{Powierzchnia } F = \frac{d^2 \cdot \pi \cdot \varphi}{4 \cdot 360} + \frac{d^2 \sin \left( \frac{360 - \varphi}{2} \right)}{2 \cdot 4}$$

$$= \frac{d^2}{8} \left( \frac{\varphi}{180} - \sin \varphi \right)$$

Całkowity promień  $r = \frac{d \pi}{360}$

$\frac{F}{r} = N$  (promień hydrauliczny)

b.) dla przekroju jajowego napetzonego po linii a-b.  
Powierzchnia przętywna = powierzchnia krawatu az po opory  
sklepienia t.j. po linii d-c - pow. d a b c

Powierzchnia az po opory, sklepienia =  $2(\text{wyś. m d o} - \Delta \text{ m p o t}) +$   
 $+ \text{wyś. s t u} = 2(9r^2 \frac{\pi}{360} - \frac{3}{2} r^2) + \frac{r^2}{4} \frac{\pi}{360}$

$\text{tg } \beta = \frac{3}{4}$

$\beta = 36^\circ 52' 11''$

$\gamma = 180 - 2\beta$

$\gamma = 106^\circ 15' 38''$

Stąd otrzymujemy powierzchnie az po opory sklepienia

$P = 3.02 r^2 = 0.336 h^2$

Pow. d a b c =  $2 \text{ wyś. d a m o} - \Delta a g b + \Delta a g b$

$\Delta a g b = a o . o g = r . v . (a v - g p) =$   
 $= (3r \cos \alpha - 2r) (3r \sin \alpha - 2r \text{tg } \alpha) =$   
 $= \frac{9}{2} r^2 \sin^2 \alpha - 12 r^2 \sin \alpha + 4 r^2 \text{tg } \alpha$

zatem Pow. d a b c =  $2 \cdot 9r^2 \frac{\alpha}{360} \pi - \frac{4r}{2} 2r \text{tg } \alpha + \frac{9}{2} r^2 \sin 2\alpha -$   
 $- 12 r^2 \sin \alpha + 4 r^2 \text{tg } \alpha = \underline{\underline{3r^2 \left( \frac{\alpha \pi}{60} + \frac{3}{2} \sin 2\alpha - 4 \sin \alpha \right)}}$

Powierzchnia przętywna

$F = 3.02 r^2 - 3r^2 \left( \frac{\pi \alpha}{60} + \frac{3}{2} \sin 2\alpha - 4 \sin \alpha \right)$

### Obwód zwilżony wynosi

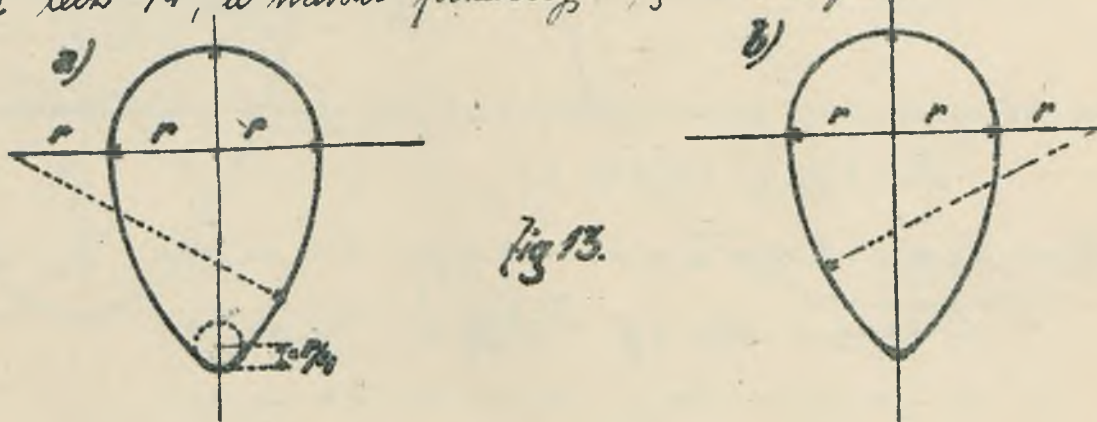
$$\mu = 2 \cdot 2 \cdot 3 r \pi \frac{\beta}{360} + \frac{r \pi \alpha}{360} - 2 \cdot 2 \cdot 3 r \pi \frac{\alpha}{360}$$

skąd

$$\mu = r(4.79 - 0.105 \alpha); \text{ zaś } R(\text{promień hydrauliczny}) = \frac{F}{\mu}$$

Jeżeli chodzi o napężenie powyżej oporów sklepienia, to do powierzchni lirowej do oporów, dodaje się część górna, do wierz i linij ją jako półkole, a następnie odejmuje od niej odcinek kota.

Chcąc mieć jeszcze korzystniejszy profil dla małej wody, wykonaj można profil jajowy o promieniu tęku nie  $r/2$  lecz  $r/4$ , a nawet przekrój o tęku ostrym.



## Tabele do obliczenia kanałów kotowych i jajowych

Przy obliczeniu kanałów mamy daną objętość i spadek dna, a wyznaczamy przekrój. Najwygodniej wykonujemy to



to zapisać tabeli bądź to wykresy, bądź to cyfrowych.

Tabela cyfrowa podaje wprost dla pewnego typu kamatów przy różnych średnicach i przy różnych wysokościach napięcia wyrażonych według stosunku do  $d$  ( $t = 0.05 d, 0.1 d, 0.2 d \dots$ ) lub też według napięcia podanego w cm. średnica, szybkość przekroju, oraz objętość przepływu. Naturalnie każda taka tabela oparta jest o pewien wskaźnik empiryczny na średnicę, szybkość przekroju (jak np. podany poniżej skrócony wskaźnik Ruttera.)

Ponieważ mamy tu trzy zmienne ilości (przy tym samym typie) a mianowicie wysokość przekroju, napięcie i spadek, zatem uktadając tabeli wykresów, trzeba jedną z tych ilości przyjąć stałą.

W tabeli Fröhlinga (patrz strona 41, 42) założono, że spadek jest stały i wynosi 1:100 czyli 10%. Wobec tego przy innych spadkach trzeba wynik podany w tabeli przeliczyć w następujący sposób:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{F H \sqrt{R J_1}}{F H \sqrt{R J_2}}$$

(współczynniki  $F$  nie należy od spadku  
n.p. we wzorze skróconym Ruttera)

$$\frac{Q_1}{Q} = \sqrt{\frac{J_1}{J_2}}$$

$$Q_1 = Q \sqrt{\frac{J_1}{J_2}} = Q \sqrt{\frac{J_1}{100}} = 10 \sqrt{J_1} Q \quad \text{a zatem czas}$$

z tabeli otrzymać objętość odpowiadającą spadkowi  $J_1$ , mnożyć się wynik z tabeli przez czynnik  $10 \sqrt{J_1}$  (przyjem  $J_1$  należy brać

na jednostkę)

Zapomocą tego samego rytmiku oznacza się średnia chy-  
riość przepływu.

### Przykład obrachowania kamatu według tabeli Frühlunga.

Kamat ma odprowadzić  $Q = 116$  lt/sek. przy spadku  $1:225$ .  
Jaki ma być jego przekrój i jaka będzie chyriość.

W tabelach Frühlunga mamy za podstawę spadek  $1:100$ ,  
zatem większy od naszego - skutkiem czego chyriość trzeba  
zredukować t.j. podzielić przez  $10\sqrt{\frac{1}{225}}$

$$Q' = \frac{116}{10\sqrt{\frac{1}{225}}} = 174 \text{ lt/sek.}$$

Jeżeli przyjmijemy przekrój, kotowy, to w tabelach Frühl-  
lunga odczytamy wprost, że przekrój o  $d = 40$  cm. daje  $188$  lt,  
zatem będzie on odpowiedni. (str 41242)

Tak samo można wyszukać odpowiedni przekrój jajowy.

W odczytane w tabeli Frühlunga mnożymy się przez  $10\sqrt{\frac{1}{225}}$ ,  
wypadnie tu przy przekroju jajowym  $0.92$  m.

Kamień takich tabel cyfrowych można użyć tabel  
wykreślonych. (fig. 14 a i b)

# Przekrój kołowy.

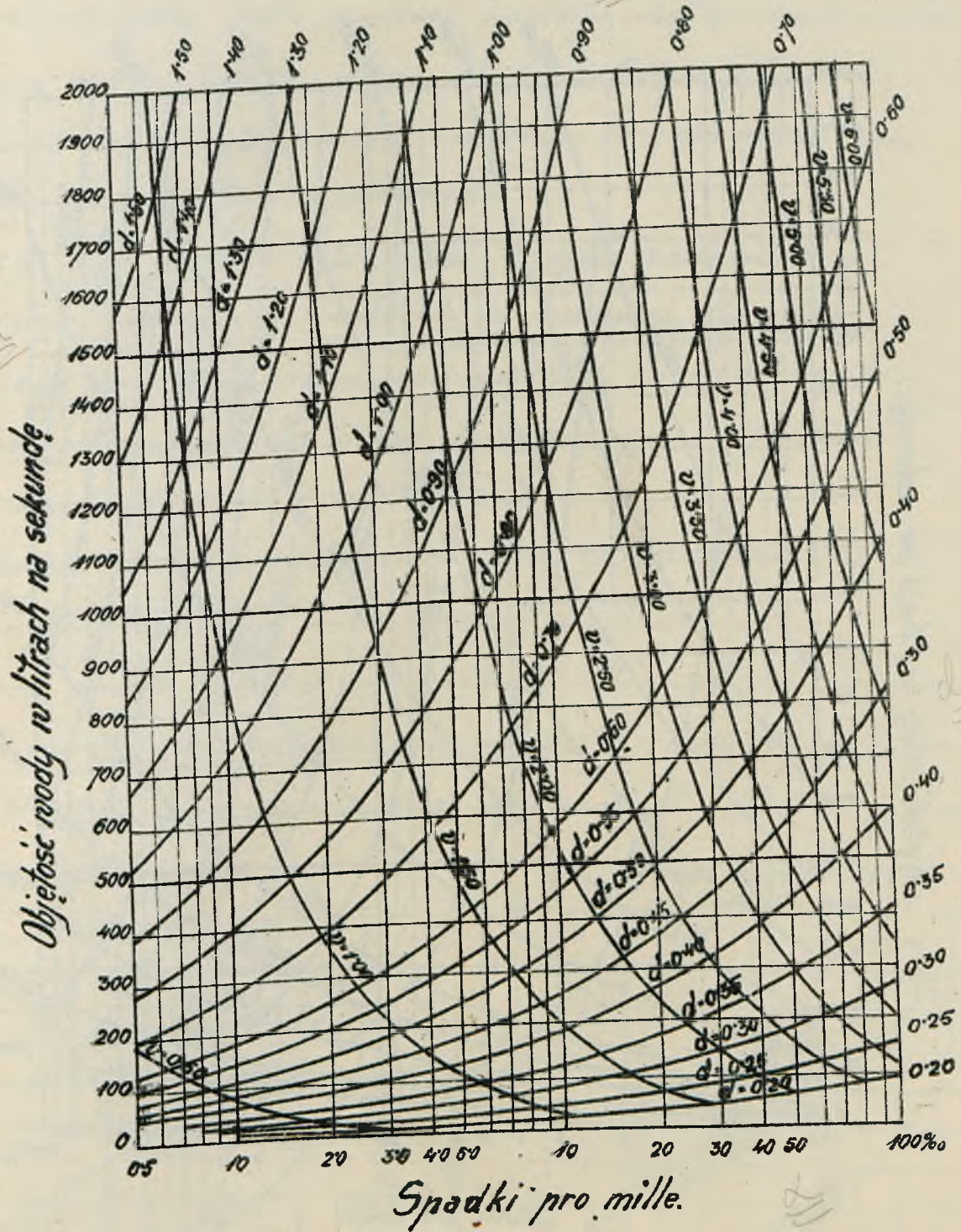


Fig 14.a.

# Przekrój jajony 1:5:1

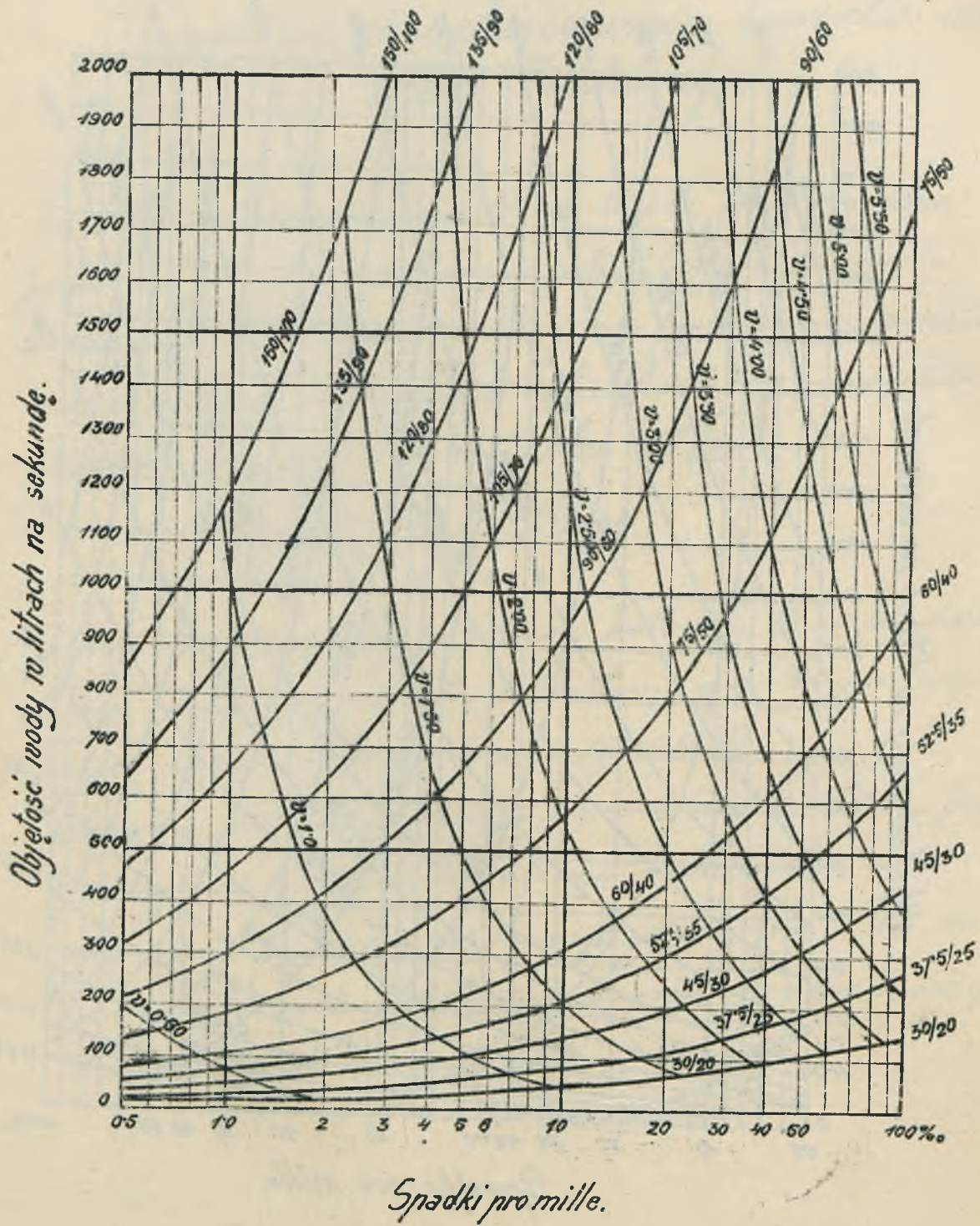


Fig 14.b.

Najwygodniej wraǳić te tabele w następujący sposób:

Przedwzryskiem trzeba sporząǳić wykres powiarhu objętości i spadku przy przekrojach ciekowicie napętnionych. Taki wykres podają dotychczas w dal- szym ciągu dwie tabele (jedna dla przekroju kołowego, druga dla przekroju jajowego). Tabele te odnoszą się do profili normalnej wysokości.

Mając daną objętość i spadek (zwycię zadanie przy kanałizacji) możemy znaleźć na krzywej tyerczej się danego profilu, wymiar profilu, a według krzy- wych chylności podanych tu na tym samym wykresie także i średnia chylność przepływu.

Często jednak chodzi o przepływ przy ciśnieniu napę- tniem, wtedy musimy mieć i inny wykres.

Wykreślamy niawarście tak dla przekroju kołowego jak i jajowego o wysokości równej 1 m. krzywe porównawcze t.j. krzywe powiarhu objętości i chylności wyznaczane dla normalnych napętnień. fig 15 a i b.

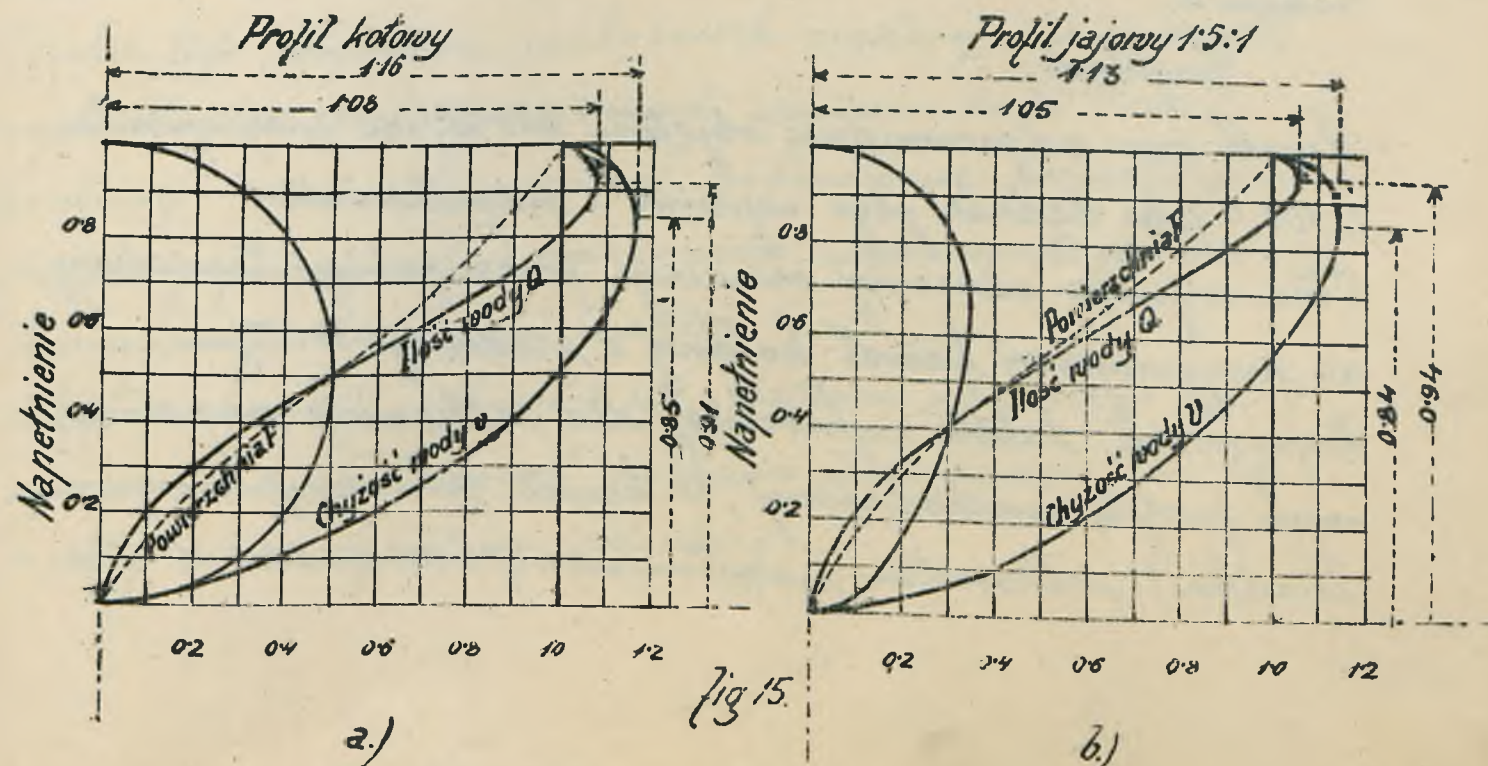


Fig 15.

Podziałku powierzchni, objętości i chylności jest tak zredukowa-  
na (kawał dla siebie), że uważa się kawał z tych ilości, odpły-  
wajaca przy całkowitem napięciu jako = 1, a potem ilości  
wypadające przy innych napięciach, wyrażone są „sto”  
sunku do tych ilości, które przepływają przy pełnym profilu.

Jak widać z tych krzywych - przy całkowitem napię-  
ciu tylko powierzchnia jest największa. Chylność zaś  
przy przekroju kotowym jest największa przy napięciu  
do 0.83 d, przy jajowym przekroju przy napięciu do  
0.85 d, objętość największa przepływa przy kotowym przy  
napięciu do 0.91 d, przy jajowym do 0.94 H.

Szkans objętości, jaka przepływa przy największem napię-  
ciu przepływa także już przy kawał kotowym przy  
napięciu do 0.81 d, przy jajowym przy napięciu  
do 0.86 H.

Na podstawie tych wykresów można rozstrzygnąć  
zadania.

Przykład:

Kawał ma odprowadzić objętość 250 lt/sec. przy spadku  
1:100 - jaki będzie jego wymiar i napięcie.

Otoż wymiar musimy oznaczyć przez próby. Powiadrmy,  
że przyjmujemy kawał kotowy o średnicy 500 mm.

Zapomocą tabeli określonej dla całkowite napię-  
tych profili znajdujemy, że kawał taki przy danym  
spadku (i całkowitem napięciu) odprowadzi 350 ltr.

x chybiścią  $1.75 \text{ m/sec}$ . Ponieważ jednak mamy odprowa-  
dzić tylko objętość 250 lt., zatem stosunek naszej objętości  
do objętości przy całkowitem napięciu wynosi  $\frac{250}{350} = 0.71$ .  
Z diagrama dla profilu o wysokości równej 1 rząd,  
dzienny, że objętość stosunkowa 0.71 odpływa przy na-  
pięciu 0.62 d, a odpowiednia chybiść przy tem na-  
pięciu jest równa  $1.08 \times 1.75 = 1.89 \text{ m/sec}$ .

Jeżeli obliczone napięcie nie odpowiada danym wa-  
runkom, to przez przyjęcie profilu większego lub mniejsze-  
go, napięcie powiększamy lub zmniejszamy.

## Wykonanie kanatów.

Kanaty wielkościowych wymiarów wykonuje się przeważnie  
z rur kamionkowych robionych fabrycznie w normalnych  
wielkościach i kształtach (fasonach.)

Oproben tego używa się jakkolwiek rzadziej rur cemento-  
wych. Wogóle przekroju kształtów używano do 60<sup>cm</sup>.

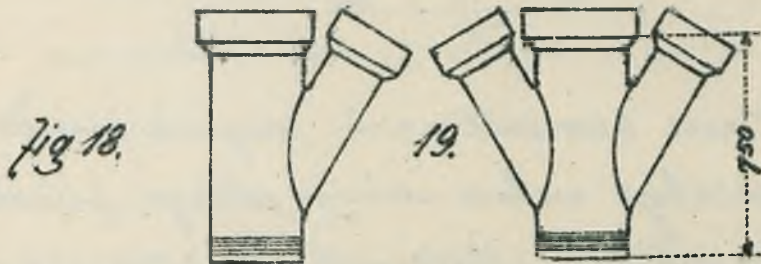
Srednicy - dziś o ile możności wykonuje się korzystniejsze  
profile jajowe, zwłaszcza w razie wykonywania osobnej  
kanalizacji dla wody powierzchniowej.

Większe kanaty wykonuje się z betonu ubijanego na-  
mieszan na spierzonych deskach szablonych, lub też  
z cegły dobrej wypalanej (klinkery).





rotacyjny kierunku uskutecznia się pomocą kształtek  
takowych (istnieją takie dla kątów prostokątnych 90°, 60°, 45°,  
30° i 15°. Potaczenia kanałów wykonuje się pomocą  
podobnych kształtek (potaczenia)

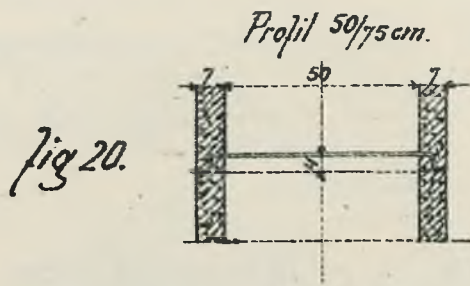


Jeżeli się chodzi o kamionkowe eliptyczne lub jajo-  
wych, to cena jest znacznie wyższa.  
Potaczenia rur kamionkowych uskuteczniają się pomocą  
moca, szmira kamionkowa i gliny. Jednak skutkiem  
różnicy stopnia wilgotności gliny się łatwo rozpada,  
nadto takie potaczenie nie wytrzyma nawet najmniej-  
szego ciśnienia wewnętrznego. Obecnie uskutecznia się za-  
 pomocą szmira emalowanego i kitem asfaltowego (sto-  
żonego z asfaltu, gondromi i smotą). Uskuteczenie odbywa  
się w podobny sposób jak przy rurach wodociagowych.  
Najpierw wylacza się szmirę emalowaną dopokawa,  
a następnie po wykonaniu pierścienia z gliny, zalewa  
z kitem. Kształtki rur kamionkowych wykonuje  
się w długościach 60 cm.

Rury kamionkowe wykonują fabrycznie okrągłe, a także  
i jajo. Długość rur wynosi 1 m, kształt 60 cm.

Potaczenia odbywa się na 1/2 wpust przez wybetonowanie

stoung rapawa cementawa. (fig. 20)



Do fabrykacyi rur cementowych wzywa sie cementu stouunkowo nierbyt wolno wiazacego ostrego piasku, recomego z dobrym iwirkiem. Materjaty te po zmieszaniu i wylisceniu ubija sie w formach zielarnych.

Zamiast rur cementowych rwyktych wzywa sie rur cementowych cienkościennejch z wkladkami zielarnymi, z tych niektore tawa sie na rehawy, lub sa to rury gladkie, rury elowiera, Bonna z wkladkami z profilowego zelana, tawy sie z pomocaa, nasuwanych obreczy.

Mieszawina cementu, piasku i iwirku, powinna byc ubra, na nie tylko z uwagi na nalezyta wytrzymalosc betonu, ale przede wszystkim chodzi tu o szrednosc. Pierworyna. punk wymaga by stouunkowo nierwacniej ilosci cementu, drugi prowadzi do potrzeby wykonania mieszawiny z nadmiernie wiekszej zawartosci cementu.

Odpowiednie mieszawiny 1 cz. cem. protl. 4 1/2 piasku z dobrym iwirkiem

1 cz. cem. protl. 2 1/2 piasku recomego, 5 iwiru

niekiedy porcelanowego, lub z tworzonego kamienia.  
Musi być wycięta w kształcie gorszej np. 1:3:9 (przy wisk.  
na profilach) należą do wewnętrznej powierzchni wy-  
prawy zaprawy cementowa przynajmniej 1 cm. gruba.  
składowa z cementu portl. i ostrego piasku wernego  
w stosunku 1:1.

## Wymiary sklepień i scian karatów.

Wymiary sklepień i scian karatów powinna być na  
podstawie statycznego obliczenia. Należy wyznaczyć ich  
ciężar i na jej podstawie określić maksymalne natężenie.  
Jednak takie obliczenie jest dobre, jeżeli sklepienie  
oparte jest o silne podpórki i których linia ciężarowa  
nie wychodzi. W przeciwnym razie ciężar przenosi  
się na sciany pionowe, które należy jako materiał wy-  
ższej wytrzymałości jest mniej niż karat) nie posiada  
odpowiedniej odporności. Należy powstrzymać się od  
ciężarów i ciągnięcia. Wzrost przekroje kotowe i ja-  
kowe nie zgadzają się co do kontaktu z linia ciężarowa,  
dlatego trzeba powiększyć ich wytrzymałość, zmieniając  
ich wymiary ku dołowi.  
Na stronie 58 mamy przedstawionych kilka typów  
przewodów karatowych.

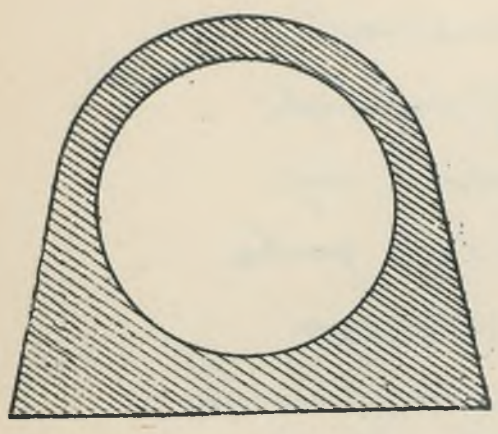


fig. 21. Profil betonowy

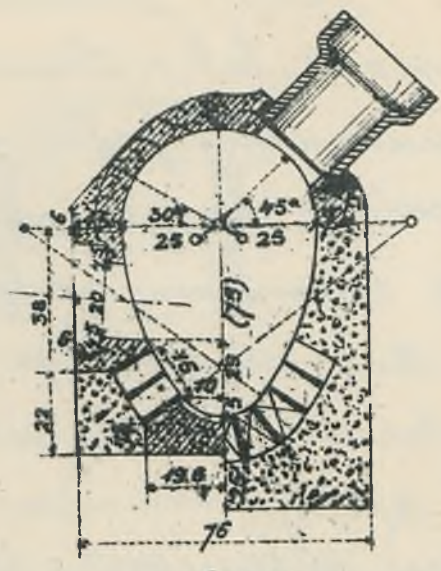


fig. 22.

Kanał jajowy, sito,  
żelony i części formowanych  
(betonowych) i z użyciem  
na miejscu betonu.  
Lata wykonany z żel  
wysokości normalnego  
odpływu z kółkami  
lub z płytek kamienkowych.

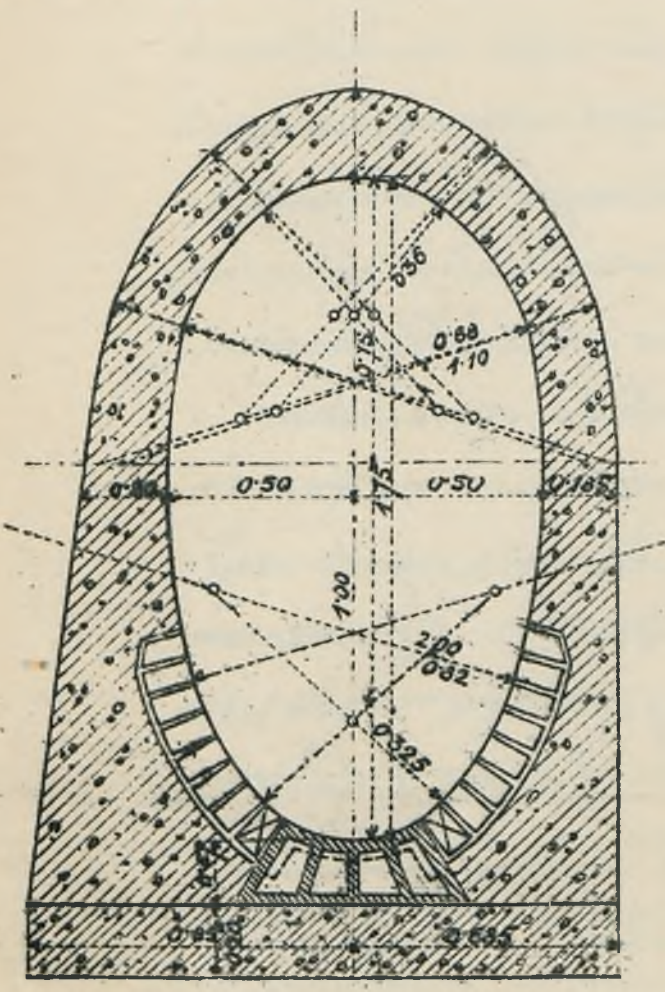


fig. 23. Podany profil owalny, lata  
dobry wykonany kółkami, w celu  
kamienkowy.

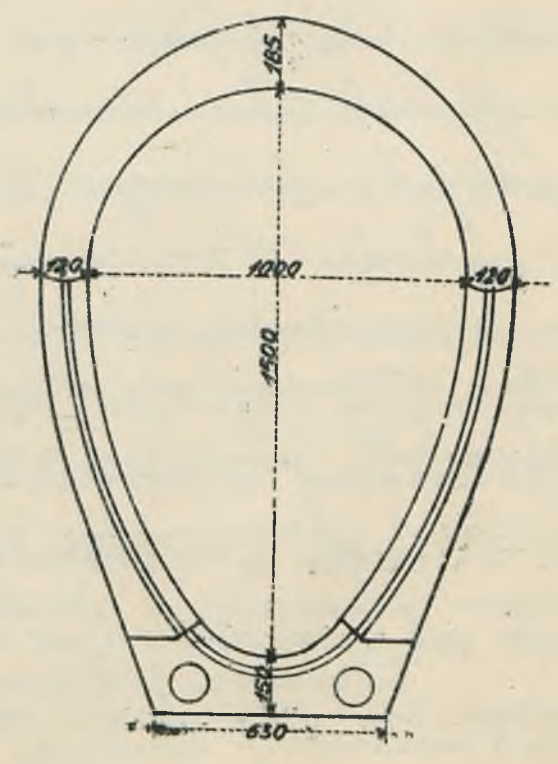


fig. 24.

Kanał jajowy z kółkami betonowych

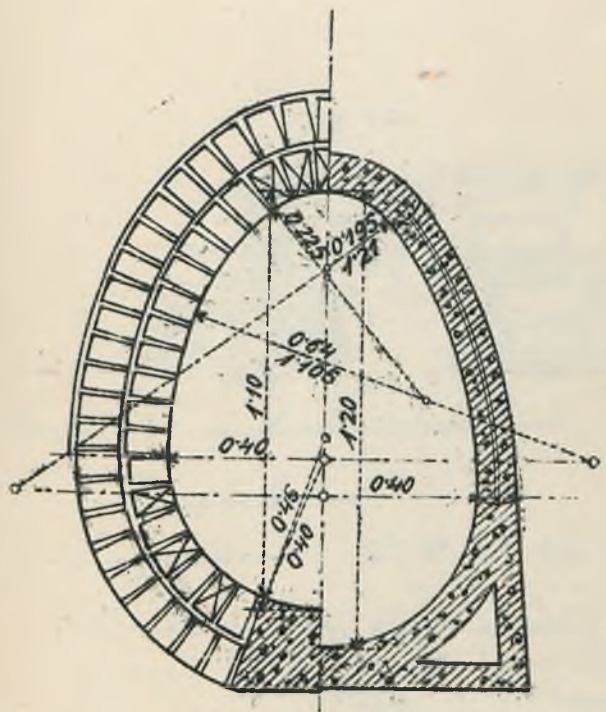


Fig 25. Odwrócony profil jagny z ramy kształtek betonowych.

Podziałka = 1:10  
60/90 cm

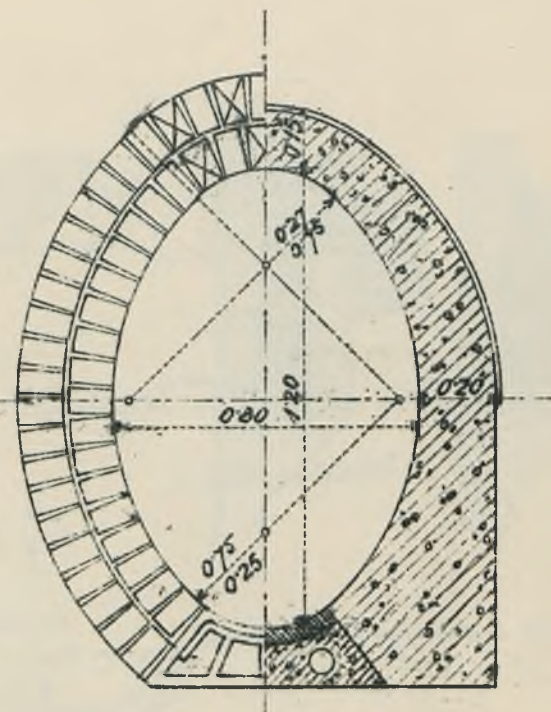


Fig 26. Kanał suwalny wzniesiony z cegły - łok. betonowy z warstwą wyprawy z resztek ceglastego

Profil = 90 cm  $\phi$

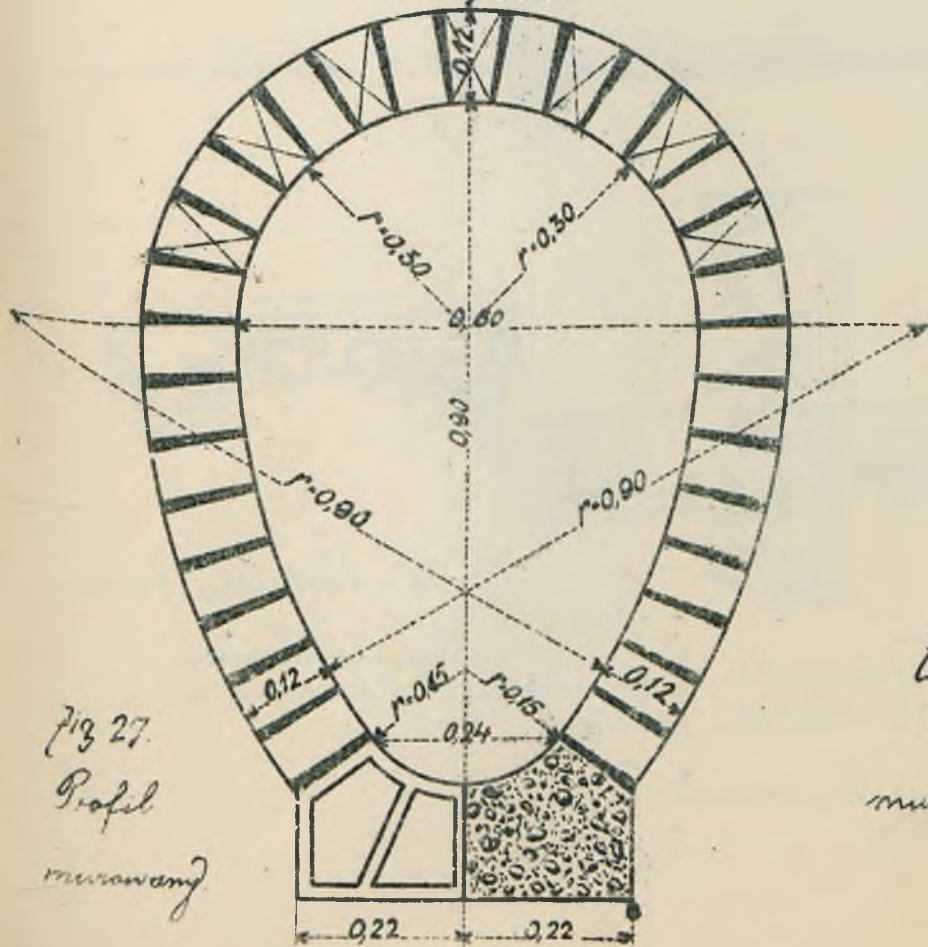


Fig 27. Profil murawany

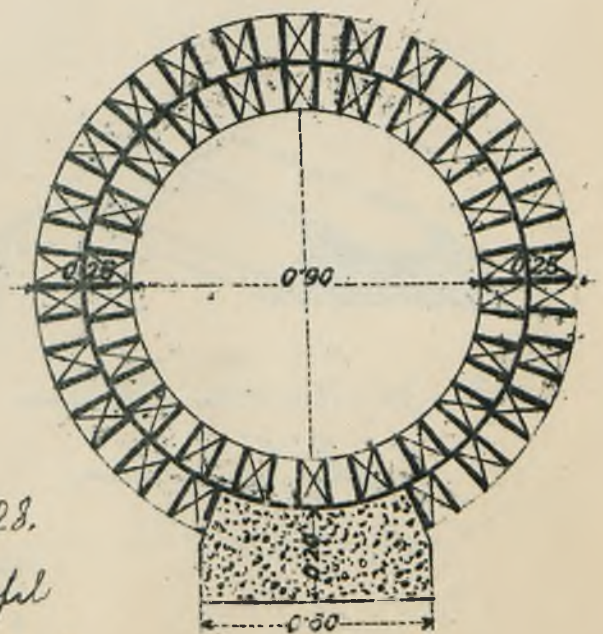


Fig 28. Profil murawany.

Fig. 29

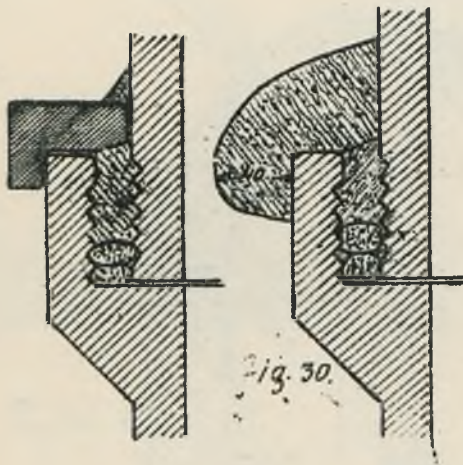


Fig. 31.



Fig. 32.



Podawana w hamionowych.

Fig. 27, 28 29 30 31 32 przedstawiają kształtki dolnych części przewodów hamionowych.

Fig. 33.

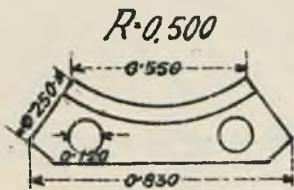


Fig. 34.

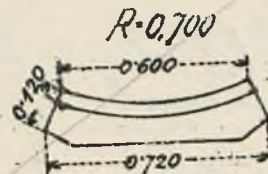


Fig. 33, 34 przedstawiają kształtki wykonane wierzchołkowe z ubitą, betonową.

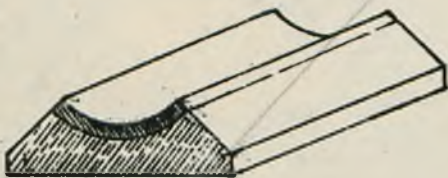


Fig. 35. Kształtka betonowa z budką hamionową.

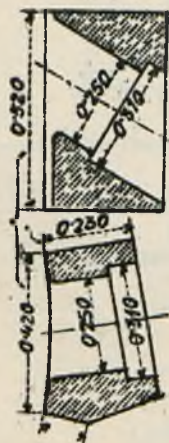


Fig. 36. Kształtka z pustora betonowa i betonem.

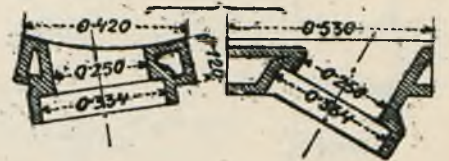


Fig. 37. Kształtka betonowa hamionowa.

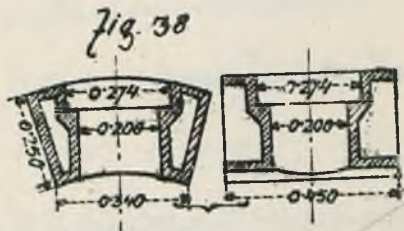
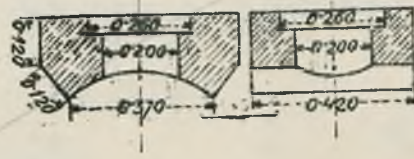


Fig. 39.



Portatthi upustowe wierszokowe kamionkowe.

Portatthi upustowe wierszokowe betonowe.

Fig. 40.

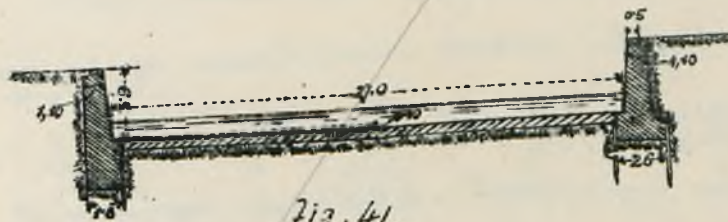


Fig. 41.



Fig. 42.

Fig. 40, 41, 42 przedstawiają ulepszenie dna ścieku stwardłego.

Jeżeli kolumna nie posiada przyczepności, tylko kontakt rury, czoła kolistej rury w innym kształcie, natomiast przystają w swoim ciśnieniu i ciągnięciu, co do których trzeba sobie ad hoc sprawdzić.

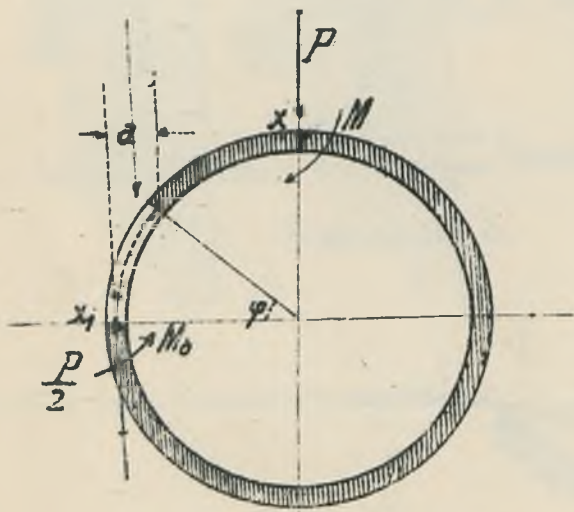


Fig. 43.

Wierimy rure o przekroju kołowym i stałej grubości ścian, przypradek często przychodzący w praktyce. Powiédramy, że obciążenie pionowe rozkłada się jednorodnie na całą średnicę rury.

$P = 2 p_0 r$  przy czym  $p_0$  jest obciążeniem jednorodnym o przekroju poprzecznym. Przyjmując takie

obciążenie, oraz brach vaporności otoczenia, rura z zastosowaniem elastyczności materiału obraca się do rotacji, a siłami w niej, co doś, że zamykają - promień krzywizny u dołu i u góry większy, natomiast na obu podporach skłębienia mniejszy. Skutkiem tego na wewnętrznej stronie górnej i dolnej części powstają ciśnienia - na wewnętrznej stronie tych części ciągnięcia. Odwrotnie ma się rzecz na podporach skłębienia.

Aby oświatełka przekroju x-x była równoważna zmianie wyprofilowania jej z czołami musi się na podporach skłębienia przy  $x_1$  przyłożyć siła  $\frac{P}{2}$  oraz moment  $M_0$  - zaś - kłębienie moment obrótu  $M$ .

Dla danego przekroju oznaczonego kątem  $\phi$  otrzymuje się:



Moment  $M_\varphi = M_0 + \frac{P a}{2} - Q \frac{a}{2}$  ponieważ  $P = 2 p r$

$Q = p a$        $a = r - r \cos \varphi = r(1 - \cos \varphi)$

$Q = p r (1 - \cos \varphi)$       zaś  $Q \frac{a}{2} = \frac{p r^2}{2} (1 - \cos \varphi)^2$

$M_\varphi = M_0 + p r^2 (1 - \cos \varphi) - \frac{p r^2}{2} (1 - \cos \varphi)^2$

$M_\varphi = M_0 + \frac{p r^2}{2} (2 - 2 \cos \varphi - 1 + 2 \cos \varphi - \cos^2 \varphi)$

$M_\varphi = M_0 + \frac{p r^2}{2} (1 - \cos^2 \varphi)$       tutaj do skróceniu  $h_0$

tem  $\varphi$  odpowiada  $d\varphi$  - zaś odkształcenie elastyczne wynosi

$\Delta d\varphi = \frac{ds M_\varphi}{E J}$

gdzie  $ds$  oznacza element łuku  $M_\varphi$  powyżej obliczony moment

$E$  moduł elastyczności -  $J$  moment bezwładności przekroju.

Jednak suma odkształceń od  $0 - \frac{\pi}{2}$  musi być równa 0

$\int_0^{\pi/2} \Delta d\varphi = \int_0^{\pi/2} \frac{ds M_\varphi}{E J} = 0$       ponieważ  $ds = r d\varphi$ , a wszystkie  
ilości mają wartości stałe, zatem

tylko  $\int_0^{\pi/2} M_\varphi d\varphi = 0$ .

Podstawiając powyższe wartości  $n. M_\varphi$

otrzymuje się:  $\int_0^{\pi/2} M_\varphi d\varphi = \int_0^{\pi/2} \left\{ M_0 + \frac{p r^2}{2} (1 - \cos^2 \varphi) \right\} d\varphi = 0$

$M_0 \frac{\pi}{2} + \frac{p r^2 \pi}{4} - \frac{p r^2}{2} \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi = 0$

$\int_0^{\pi/2} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{1}{2} \varphi$   
 $= \frac{1}{4} \pi$

$M_0 \frac{\pi}{2} + \frac{p r^2 \pi}{4} - \frac{p r^2}{2} \frac{\pi}{4} = 0$

$M_0 = -\frac{p r^2}{4} = -\frac{P r}{8}$  jest

to moment na podporach. Moment zaś w każdym my.

nienie według równania na  $M_f = M_0 + \frac{pr^2}{2} (1 - \cos^2 \varphi)$   
 $M = -\frac{pr^2}{4} + \frac{pr^2}{2} (1 - \underbrace{\cos^2 \frac{\pi}{2}}_0) = +\frac{pr^2}{4}$  czyli

$M = +\frac{Pr}{8}$  Momenty są zatem równe, jeżeliby  
 z przeciwnymi znakami.

$M_f = 0$  dla  $M_0 + \frac{pr^2}{2} (1 - \cos^2 \varphi) = 0$   $M_0 = -\frac{pr^2}{4}$

$-\frac{pr^2}{4} + \frac{pr^2}{2} - \frac{pr^2}{2} \cos^2 \varphi = 0$   $\frac{pr^2}{4} = \frac{pr^2}{2} \cos^2 \varphi$

$\cos \varphi = \sqrt{\frac{1}{2}}$   $\varphi = +50^\circ$

Wtem miejscu nie ma momentu obrotu, ty „sta nos”  
 mała osi przekroju  $\frac{1}{2} \cos \varphi$ .

Mając dane wymiary przekroju (promień) tudzież obciążenie, można znaleźć materię przy pewnej grubości kanału. Przyjmując dalej osi obrotu w środku przekroju, otrzymamy jej materię z danego wzoru:

$b c^2 = \frac{6 M}{\tau}$   $b = 1$   $c^2 = \frac{6 M}{\tau}$   $c = \frac{6 M}{\tau^2}$

gdzie  $\tau$  oznacza materię jednostkową;  $c$  grubość ścian kanału. Podobnie traktuje się rzecz przy przekrojach eliptycznych.

Dla elipsy stojącej otrzymuje się trzy:

$\frac{a}{b}$	2	1.5	1.25
$M_0$	$-\frac{pb^2}{6}$	$-\frac{pb^2}{5}$	$-\frac{2}{9} pb^2$
$M_{\frac{\pi}{2}}$	$\frac{pb^2}{3}$	$0.3 pb^2$	$\frac{5}{11} pb^2$

Na liście leżącej

$\frac{a}{b}$	0,75	0,6	0,5
$M_0$	$-\frac{2}{7} p b^2$	$-\frac{5}{16} p b^2$	$-\frac{1}{3} p b^2$
$M_{\frac{H}{2}}$	$\frac{3}{14} p b^2$	$\frac{3}{16} p b^2$	$\frac{1}{6} p b^2$

Chodzi jeszcze o rozważenie, jak wielkie obciążenie pionowe należy przyjmować, przedewszystkiem z uwagi na to, że obciążenie w miarę głębokości powinno maleć.

Odcia Frühling przyjmując ciężar ziemi suchej (średniej) 2000 kg/m<sup>3</sup>, dalej przyjmując, że ciężar obciążenia byłoby do 5<sup>m</sup> głębokości, również potem, porównuje zaś dany - strącając na podstawie reszta dowolnych przyjęć, że ciężar wypchnięcia warstwy po wykonaniu handatu wynosi na szerokości  $B = 1m$ .

przy głębokości:	1m	2m	3m	4m	5m i powyżej
	1027	2013	3120	3307	3333 kg

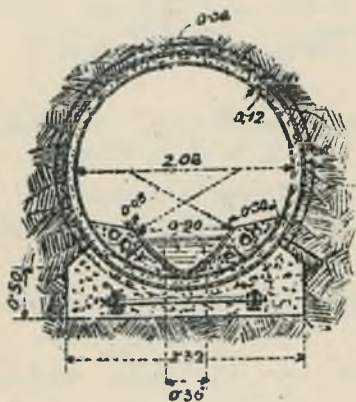
Prócz tego przyjmując ciężar suchomy 5000 kg na 1m<sup>2</sup> - redukuje go jednak w miarę głębokości, a już przy 5<sup>m</sup> głębokości nie uwzględnia ciężaru suchomego.

Do powyższych cyfr dodaje z powodu ciężaru suchomego przy głębokości:	1m	2m	3m	4m	5m
	3200	1800	800	200	000 kg.

Gdzie chodzi o wielkie wymiary rur handatowych, dalej o rurę, szewce ciśnienia na grunt w parcie kruszy w gruncie podatnym, rozszerzonym, wtedy wynika, że beton z wstawkami żelaznymi. Rury takie według systemu Moniera wykonuje się w ten sposób, że albo na miejscu ustawia się kaliste pręty poprzeczne, oraz

podtłumie, taceae je drutem w miejscach skrzyżowania, a następ.  
nie raprowca, silnych opierzeń w drewna lub prablonów w piętna  
blacha, zielarna, ukija, nie beton; lub pojedyncze części w długościach  
około 2 m. sporządza się fabrycznie, przynosi na miejsce, osadza  
na fundamencie, następnie zaś tacy raprowca, naczynowych  
obrotów.

Kanał obrotowy w Królewiec (fig. 44)



Kanał wykonano tu w części robionych  
fabrycznie. Cęty zielarne istniejące były  
w dwóch pierścieniach. Grubość przętów  
8 cm, ska 11 cm, beton rurem i wypra.  
wa 9 cm grubość.

Fig. 44

System (Bonna) węgła „kłodzki stalowy”  
wzrost w profilu krzywoliniowym; układki są także o poprzecznej  
i podtłumie. Cement w piaskiem w stosunku około 450 kg. cementu  
na 1 m<sup>3</sup> piasku t.j. w stosunku 1:3



Pierścienie kuliste silniejsze, podtłumie stalowe.  
Pataczenie raprowca, pierścieni.

Fig. 45

Przy wyższych ciśnieniach wewnętrznych węgla,  
wytworzenia blacha, od strony wewnętrznej. W parcie ograniczonej  
wyższości konstrukcyjnej, węgla jest często kanałów przykrytych  
konstrukcją belonową w dźwigarami. (to tu w takim razie w węg.,  
ciu przekroje pętaszerone)

W praktyce rachują przekroje kuliste z wstawkami żelaznymi często w sposób przybliżony, przyjmując przekrój wstawek żelaznych według całego ciągu, to znaczy, że przekrój betonu obliczają się tylko z uwagi na ciśnienie.

Podany na końcu przekrój przykrycia walecysty koryci jako pływki na podporach (z uwagi że podpory poprzeczne są silne i w nich wielkich odstępach). Rury żelazne betonowe o średnicy 3 m. użyte są także jako kolektory - Prąży do odprowadzenia wody ruwitych na pola irygacyjne.

## Przeciążenia karatów ze sobą.

Przeciążenie dwóch karatów umieszczonych przedstawia nam tab. VII i VIII. na końcu skryptów.

Przeciążenie karatów z cegły szlupin, przeciążenie z betonu wykończony jest na opierających brzożnach. N.p. brzożna o przekroju I-I.

Przeciążenie karatu murowego z przetarowym (fig. 46 i 47)

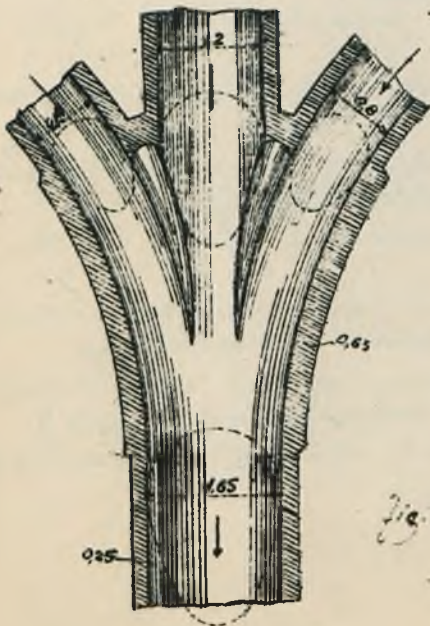


Fig. 46.

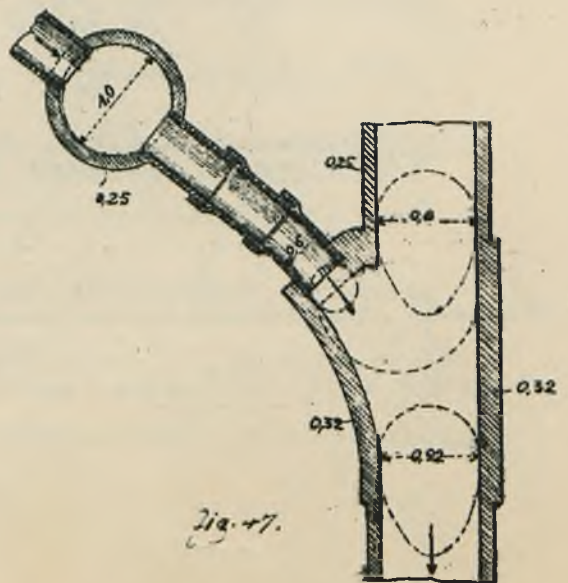


Fig. 47.

W zasadzie kanały mając się ze sobą, w ten sposób tworzyć, aby nie następowało ani najmniejszego chybienia skutkiem rozszerzenia przekroju przy potężeniu, gdyż w takim razie następuje pęcznienie statych części, a w ten sposób spietnienie wody w kanale skutkiem jakiegokolwiek zwichnięcia profilu. Jeden kanał przechodzi w drugi stopniowo, a próg rozdzielający je, od siebie wzniesionym potężeniem stopniowo tykło się zwęża. Skłębienie nad potężeniem ma w początku rozpiętość odpowiadającą szerokości obu kanałów, w dalszym ciągu rozpiętość się powiększa aż do szerokości kanału dolnego. W najwyższym punkcie potężenia należy umieścić rurę wentylacyjną.

Kanały muszą tworzyć się najlepiej wewnątrz ryglu młotowego, a ryglu odpowiednio do promienia kanałów musi być wyłobionym (najczęściej do połowy średnicy) fig. 48 a b.

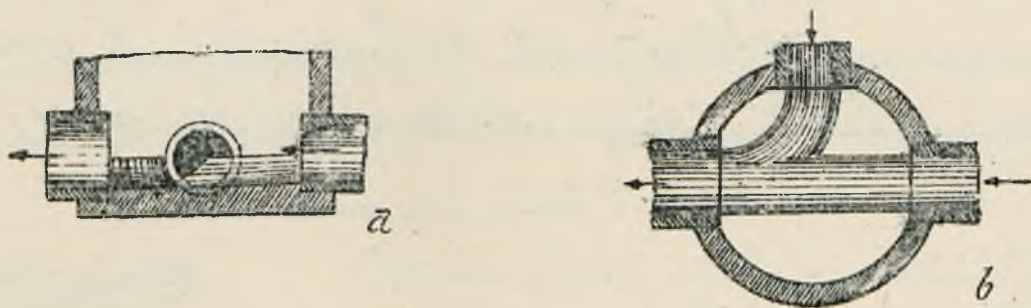


fig. 48 a b.

### Przebieg burrowe i upusty wody deszczowej.

Kanały odprowadzające wodę, rzynię i deszczową, wrażliwe być w miarę swej długości do bardzo znacznych rozmiarów, często

w przewodzie macierzystych kosztów prawnie niemożliwych do wykonania, dlatego koniecznym jest odrębnie przelewać wodę deszczową, wchodzącą w akwizy przy naturalnych doświadczeniach, oraz upustów do rzek i cieków stwardziałych, płynących przez miasto. Przelewy takie, które w każdym razie odprowadzają do cieków próżnię wody deszczowej, takie i wody rzek, do puszczenia są, zwykle dopiero przy pewnym „górnym” okresie wzeźwienia wody rzek, to znaczy, gdy odpływ kanonowy równy jest pewnej wielokrotności wody rzek.

Obliczając  $Q$  objętość wody rzek, odpływająca w pierwszym punkcie kanonu,  $Q$  objętości wody deszczowej potrzebnej do zaciśnięcia, to  $\frac{Q}{Q} = n$  należy się stopniem zaciśnięcia,

a przelew są wtedy dopuszczalne, jeżeli odpływ kanonowy jest  $(n+1)$  razy większy od objętości wody rzek. To są warunki od stosunków nieprzemysłowych, a przedewszystkiem, pamiętając tu chodzi głównie o przeszkodzenie panicznym ciekom stwardziałego (rzeki), w przyjęciu jej, stosunkowo mniejsze, jeżeli przelew nie prowadzi do rzeki większej, nie panicznej, zaś stosunkowo większe, jeżeli przelew wyprowadzi ją do stwardziałego cieku z niewielkim odpływem. Nadto przelewy w obrębie miasta powinny być przez macierzysty, st. punktu zaciśnięcia, nie przelew przez miastem, wreszcie decydujący wpływ może tu mieć obliczenie, czy zaobrotu potrzeba, utworne podnoszenia (pompowania) wody rzece.

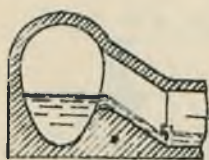
umocnienia odpływu, gdyż im większy wymagany stopień  
niek porcieńczenia, tem objętość wody, która trzeba pompować  
będzie większa.

W wykonanych kanalizacjach trzeba uważać się od 1/5 do 1/10 części  
zaletnie od powyżej skreślonych warunków; przeciętne prze-  
lewy w mieście nie powinny mieć mniejszego porcieńczenia  
jak 1:3 - do 1:6<sup>cm</sup>; przelewy poza miastem mogą być chła-  
taci przy porcieńczeniu 1:15, to znaczy, gdy objętość odpływa-  
jąca kanałem będzie 2 1/2 razy większa od objętości samej  
wody rwistej ( $n+1 = 2.5$ ).

Różniczkę tu należy różne typy urządzeń:

a.) upusty wody deszczowej, odbywające się samo-  
czynnie, rozpościera przelewu (prezentu) t.j. przelewy burzowe.

Fig. 49.



Przewat

Odpływ do  
sień

W tym wypadku wysokość progu prze-  
lewu zależy, jest od wymaganego stop-  
nia porcieńczenia, to znaczy, że od-  
pływ kanatowy zaczyna się dopiero  
wtedy przelewać do kanału pro-  
wadzącego na najkrótszej drodze do

sieciu stwartego, gdy porcieńczenie wody w kanale osiągnie  
wymaganą wartość.

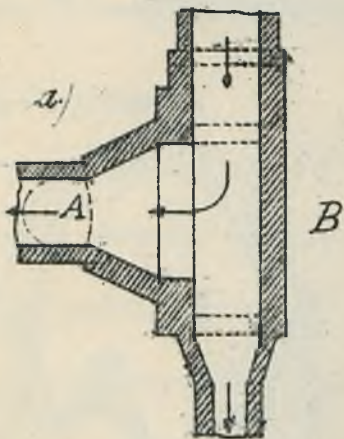
b.) Spróżyć przelewów burzowych, są w miejscu upusty  
wody deszczowej, składające się z nasion w parcie większego  
wzrostu wody, ręcznie twierdzone lub kłap, występują-  
cych woda, odpowiednio obciążonych bok, że dopiero gdy



stan wody w kanale wzrośnie do pewnej wysokości, łapa zacyna się otwierać. W razie jednak, jeżeli stan wody w kanale burzowym skutkiem wysokiego stanu wody w rzece jest wysoki, łapa taka się ramyka i nie dopuszcza wody z rzeki do kanału.

Dobrze jest przelewy burzowe rzącać wczesnie i portorygi pata ich zrobić na stożkowo suaczna, długości pięciu sdbiorowego, gdyż przychodzą się przez to stożkowo umiejzore panieckyszerzenie.

### Wykonanie przelewów burzowych.



Przekrój poziomy  
A-B

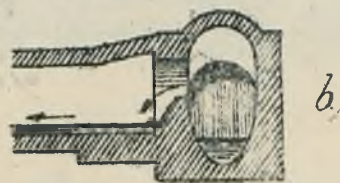


Fig. b. przedstawia przelewy burzowy z niewielkiej szerokości, stojący się tutaj wykonany za pomocą jednego stożka bez filarów przedmiotowych; a ra. nie większej szerokości przelewa wykonuje się w kształt przelewów.

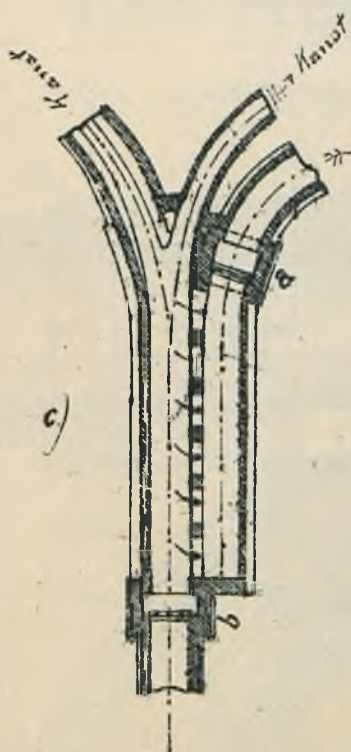
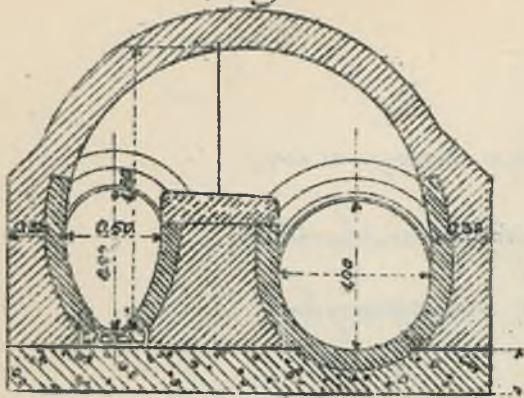


Fig. c.) przedstawia przelewy burzowy w Prezynie.  
Kanał przelewowy do Łaby

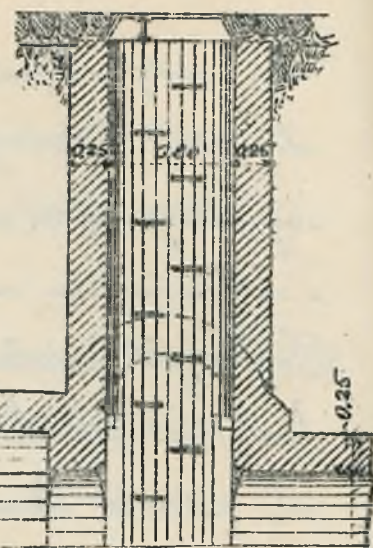
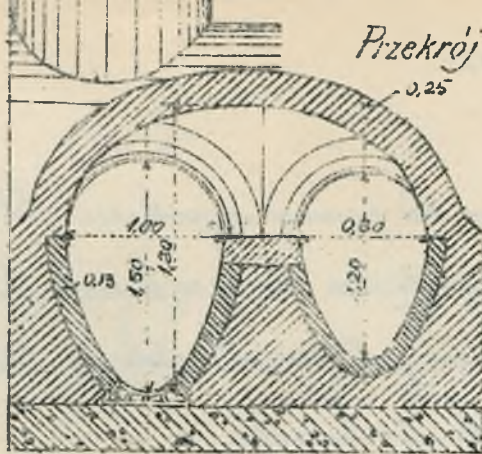
Łasuna a przeciwdziała cofaniu się wody z Łaby; nasunna b służy do celów pływania

Tęsto urządza się przelewy burzowe w miejscu zbiegu kilku kanałów, gdyż wtedy kanał burzowy może odprawić odrazu stożkowo suaczna, objętość wody pływającej. 72-

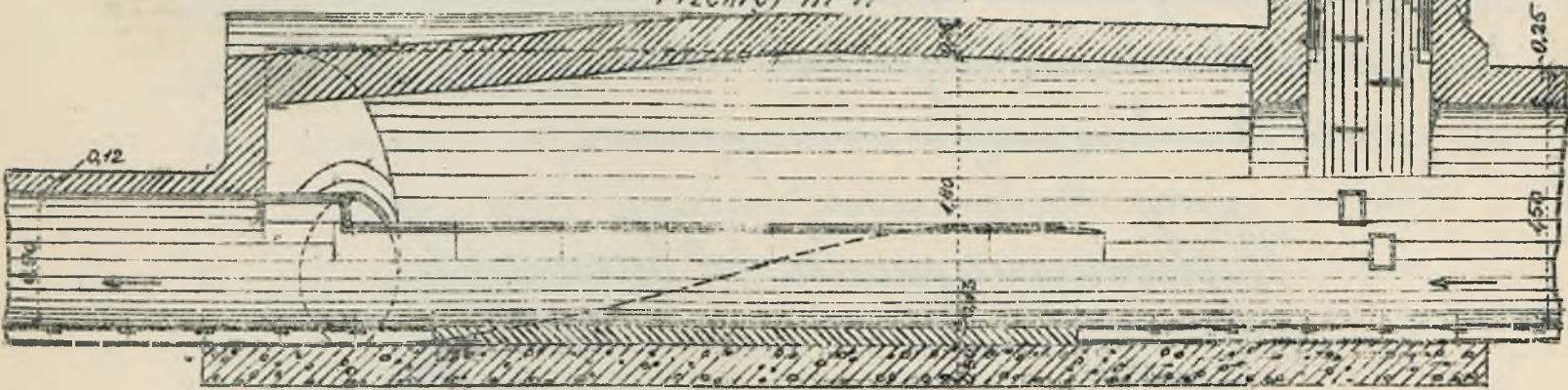
Przekrój a-b



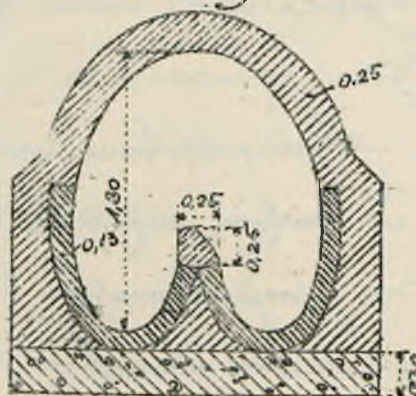
Przekrój c-d



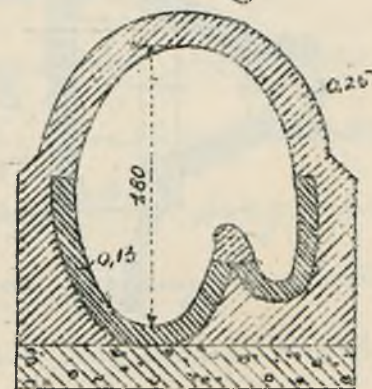
Przekrój m-n



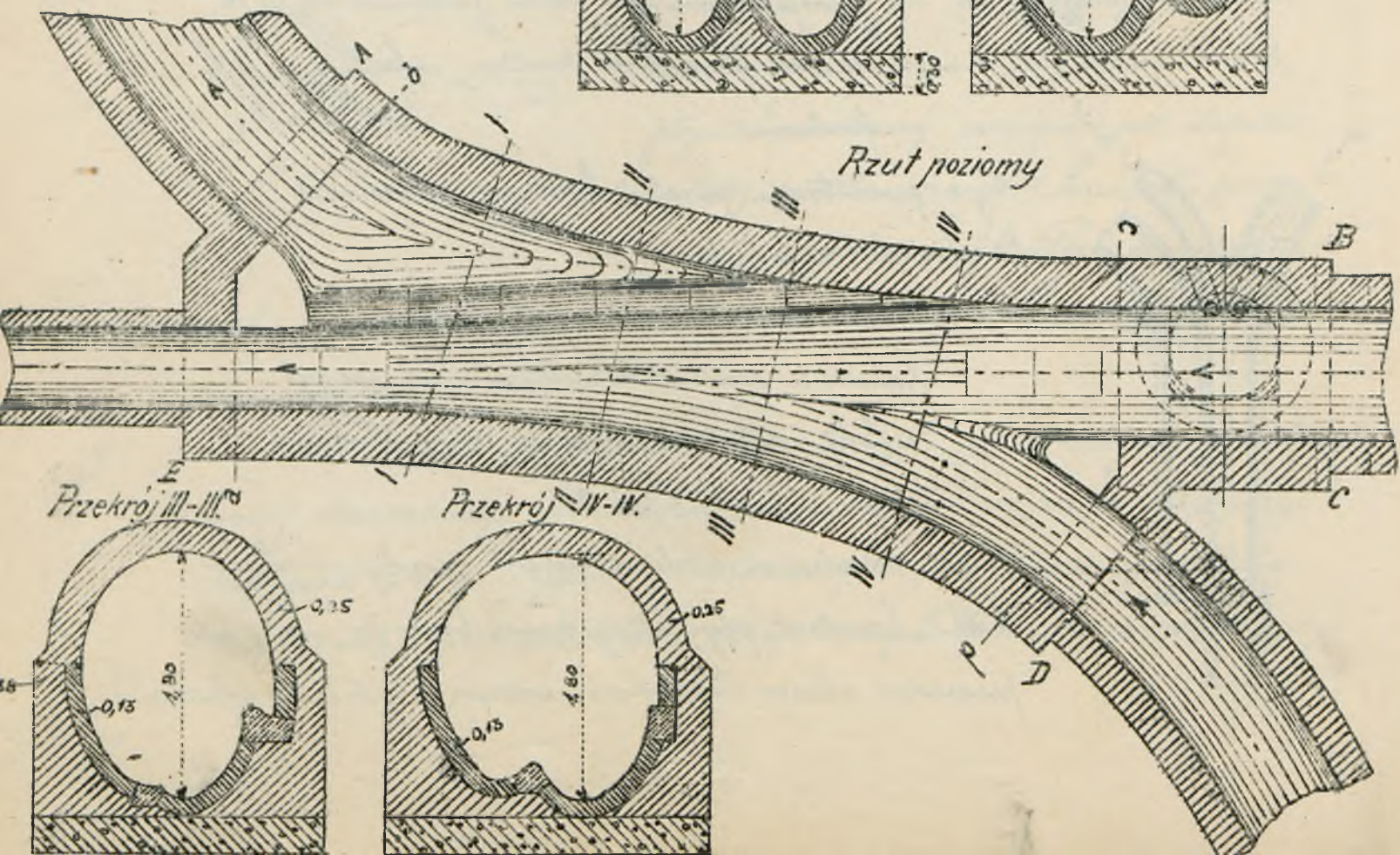
Przekrój I-I.



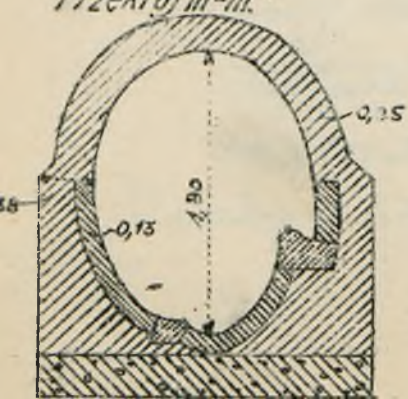
Przekrój II-II.



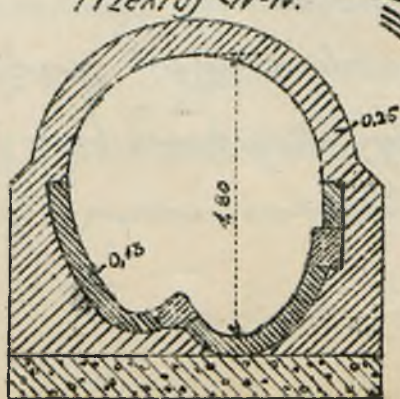
Rzut poziomy



Przekrój III-III.



Przekrój IV-IV.



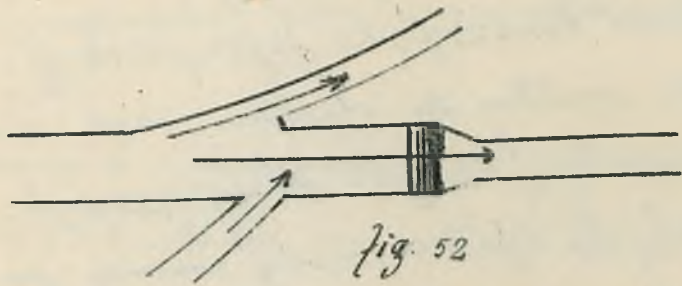


fig. 52

Korzystne jest także  
urządzenie kanału  
burzowego w osi  
kanału zbiorczego

górnego, gdyż woda deszczowa w prostym kierunku  
przechodzi na przelew. Nad każdym przelewem burzowym  
powinien być wtar, celem umiarkowania dostępu do rasów.

## Obliczenie przelewów burzowych.

Przyjmijmy, że przekrój kanału zbiorczego A, z którego chce-  
my części wody odprowadzić przelewem burzowym do rzeki,  
jest już obliczony, to znaczy, że na podstawie oznaczonej obję-  
tości odpływu  $Q$  i danego spadku, obliczyliśmy wielkość  
przekroju i napięcie.

Objętość odpływu  $q$  dalszej części kanału B poza przele-  
wem burzowym jest wprawdzie równa, gdyż według

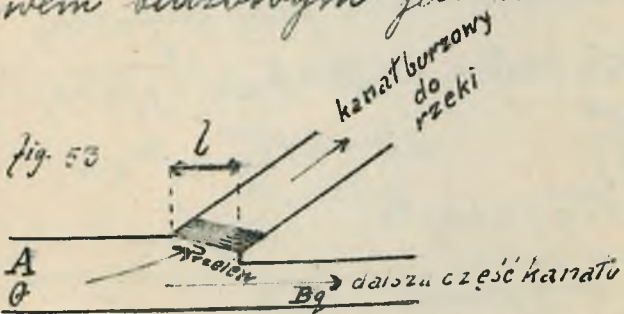


fig. 53

ponyższego równa jest wielkość  
krętości  $(n+1)$  wody powyżej,  
odpowiadającej danemu  
punktowi kanału. Wobec

tego, mając dany spadek tej dalszej części kanału B,  
można obliczyć potrzebny przekrój i napięcie.

Różnica obu objętości  $Q - q$ , musi iść na przelew, a następnie

odpłynąć kanałem burzowym na najkrótszej drodze do rzeki.

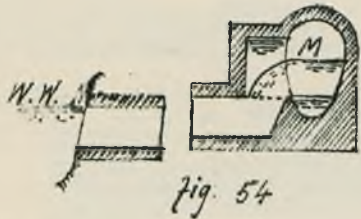


Fig. 54

Kanał burzowy, t.j. jego przekrój, obliczy się według tej objętości, oraz według spadku, jaki jest do dyspozycji; to spadek ten będzie równy różnicy poziomów najwyższego zwierciadła wody na prze-

leniu M i najwyższego zwierciadła wody rzeki przy wylocie kanału burzowego N. Łatem i ten przekrój da się z łatwością obliczyć. Chodzi tylko jeszcze o długość przewodu i gdyż musi być ona tak obliczona, aby objętość wody ( $\Theta - q$ ) przy danej grubości przewodu dostata się do kanału burzowego. Długość przewodu obliczyć można, jeżeli istnieje przewód zupełny, z wzoru:

$$\Theta = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left\{ (z+k)^{3/2} - k^{3/2} \right\} \quad \text{Wzór ten otrzymam,}$$

jeżeli w następujący sposób:  $d\Theta = b dz \sqrt{2gz}$  gdzie  $z$  = wysokość,

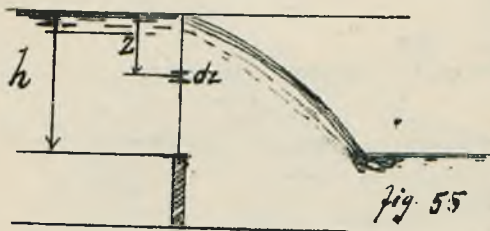


Fig. 55

przez którą nabrąaby woda pełnej chyłości, gdyby nie sprzecznej stronie wypływała; ona atoli już płynęła z chyłością  $k$ , zatem  $d\Theta = b dz \sqrt{2g} (z+k)^{1/2}$

$$\text{gdzie } k = \frac{c^2}{2g} \quad d\Theta = b \sqrt{2g} u^{1/2} du$$

$$\left[ u = z+k \right] \quad \Theta = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} u^{3/2} = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} (z+k)^{3/2} - \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left[ (k+h)^{3/2} - k^{3/2} \right]$$

(gdzie  $h$  = wysokości spiętrzenia). Gdyż jeszcze uwzględnimy współczynnik  $\mu$  to otrzymamy wyżej wypisany wzór  $\Theta = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left[ (z+k)^{3/2} - k^{3/2} \right]$ .

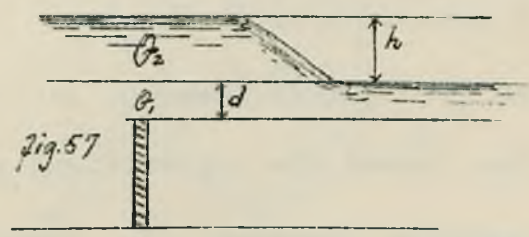
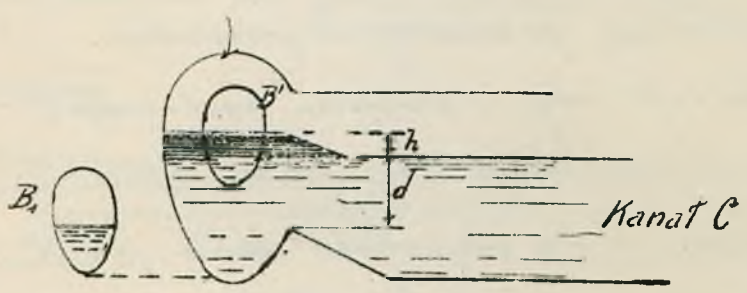
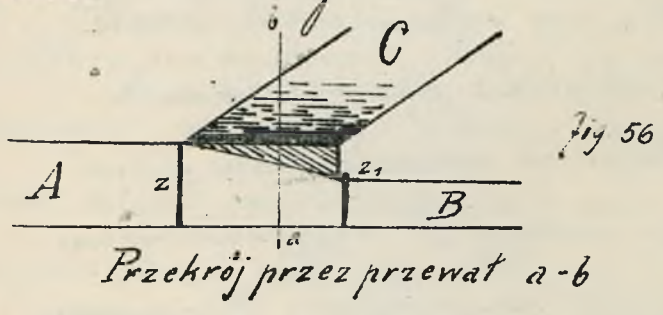
$k = \frac{c^2}{2g}$  = ciśnienie hydrauliczne, odpowiadające szkodliwej chyłości w kierunku przewodu. Ciśnienie to, jeżeli przewód jest woku = 0.

$h$  oznacza grubość przewodu,  $b$  długość przewodu,  $\mu$  współczynnik dwiemaścianowy, który tu można przyjąć co najwyżej 0.75 tak, że  $\frac{2}{3}\mu = 0.5$ .

Opuszczając  $h$  i przyjmując powyższe wartości mamy strumień  $Q = 0.5 b h \sqrt{2gh}$        $b = \frac{Q}{0.5 h \sqrt{2gh}}$

Często jednak mamy do czynienia z przewodem nierównym, czyli że grubość przewodu leży powyżej zwierciadła odprężonego — następuje to wtedy, jeżeli spadek między zwierciadłem wody na przedzie, a najwyższym zwierciadłem wody z tyłu jest stosunkowo niewielki.

W takim razie przyjmując równy kanał obrotowego A jako dane, obliczamy długość przewodu według wzoru na przedew ratopionym (nierównym)



Kanał A

Ta ilość wody, która możemy

przez kanał przepuścić składa się z dwóch części  $Q_1$  i  $Q_2$ ;  $Q = Q_1 + Q_2$  gdzie  $Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b \sqrt{2g} \{ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \}$ ;  $Q_2 = \mu_2 b d \sqrt{2g} (h+k)^{1/2}$

dla  $h=0$        $Q = b \sqrt{2gh} (\frac{2}{3}\mu_1 h + \mu_2 d)$       Saty co do wartości współczynników  $\mu_1$  i  $\mu_2$  są nieprecyzyjne; w praktyce przyjmuje się

$\mu_1 = 0.75 - 0.80$

$\mu_2 = 0.60$

Zamawiając tu materiały, że do zrównania spadków w kanale burzowym trzeba wsiadł najwyższe zwierciadło rzeki w okresie nawałnych deszczów, nie zaś bezwzględnie najwyższy stan rzeki; u nas jednak najwyższe stany rzek trafiają się właśnie w okresie nawałnych deszczów (zwykle od początku czerwca do końca sierpnia)

Jeżeli zachodziłaby obawa, że w powodzi jezere wyższego stanu rzeki może nastąpić cofnięcie wody rzecznej do kanałów, wtedy materiały w miejscu z umieszczeniem ramy, która ramyka się w parcie wyższego stanu wody w rzece.

Kanał odpływowy B<sup>Fig. 56</sup> posiada w każdym wypadku określony przekrój, gdyż znamy objętość, jaką ma odprowadzić, wadło spadek bierze się z terenu. Gdyby obliczone jego zwierciadło musiało ustawić w równej wysokości ze zwierciadłem górnej wody na przelewie, jak to wskazuje przekrój B' narysowany na przekroju kanału A, to padanie byłoby równiarzane; tymczasem zwykłe dno kanału C umieszczone jest w równym poziomie z dnem kanału A, gdyż chodzi o to, aby w miejscu tym (wzrost, nie przy małej wodzie) nie tworzyły się piady nierówności. wobec tego kanał ten musi mieć powierzenie co do wysokości takie, jak to oznacza przekrój B<sub>1</sub>. Myśląc stać, że aby kanał B<sub>1</sub> nie został zatopiony, musi się w miejscu z, umieścić ramę, ramykającą część przekroju kanału, skutkiem czego stan wody po drugiej stronie ramy będzie niższy, a ogóle taki, jak wypada z jego obliczenia.

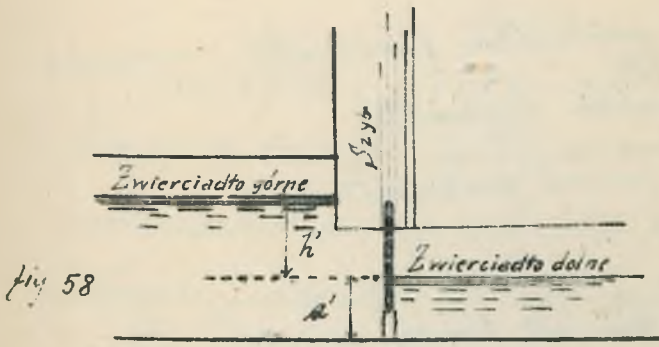


Fig 58

Kanał B

Wielkości przynależąca rasunąć względnie otworu a' obliczyć się stosownie do wielkości ciśnienia h' według powyższych wzorów.

Uwagi: Inżynier Luta podaje (w czasopiśmie *Genüskheits-Ingenieur* 1908) następujące uwagi co do obliczania przekładów kuro. mych. Twierdzi on, że przyjmowanie stałej grubości wody na przekł. wie byłoby tylko wtedy słusnym, gdyby kierunek wody w kanale górnym był prostopadły do linii grzbietu przekładu, lub  $\Delta$  „prost”, padłoby równoległe do niego. Ponieważ jednak przekłady umieszczone są przeważnie z boku kanałów, które mają być  $\Delta$  „skos”, zatem zwierciadło wody przy początku przekładu będzie naj. wyższe, a na całej jego długości stosownie do ubytku wody przeciwniejszej się przez przekład będzie się porażać.

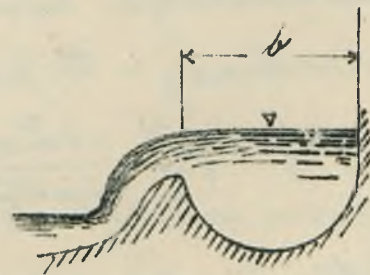
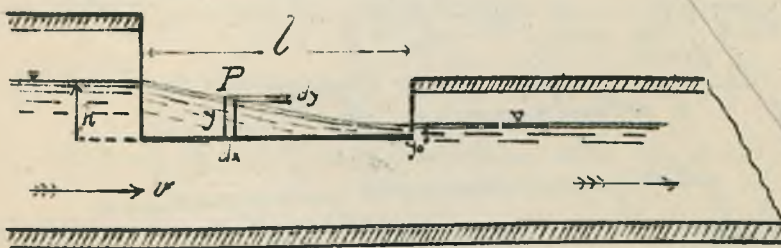
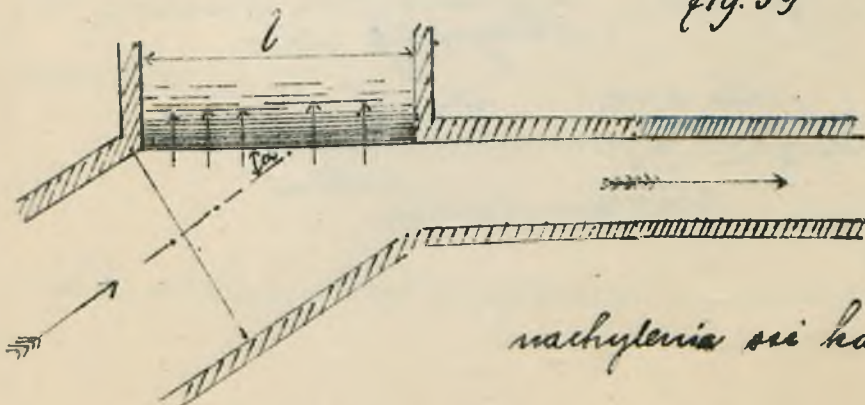


Fig. 59



Kolec tego zwierciadła wody na przekładzie utworzy krzywą linie. Określając przez  $\alpha$  kąt nachylenia się kanału z grzbietem jaru

k zmniejszenie górnjej wody ponad grubielem przeswatu, równa-  
jace sie grubosci przeswatu na poczatkach przeswatu  
w srednica chyzosci wody w kanale przed przeswatem  
b szerokosci kanatu

watenczas objętości wody, jaka sie przez przeslew prze-  
leje wynosi  $Q = b h v$  (Uwaga: jest to tylko przyblizenie, gdyz  
obliczenie przyjmuje, ze srednica chyzosci w rowniej sie do tego  
przekroju). W dowolnym punkcie elementarnym przy punkcie  
P krzywaj przeslew przeplywa:  $dQ = \frac{2}{3} \mu dx \sqrt{2g} \{ (y+k)^{3/2} - k^{3/2} \}$

$\mu$  współczynnik kontrakcji

$k$  jest wysokością ciśnienia odpowiadajacej składowej  
wej chyzosci prostopadłej do przeswatu. Chyzosc ta jest

$$v \sin \alpha \quad \text{ratem } k = \frac{v^2 \sin^2 \alpha}{2g}$$

Porozpora objętości elementarna równa sie - budy t.j.  
ubytosci objętości wciernonemu jako ubytek paska po-  
wierzechni przekroju kanatu ( $b v$ ) przez ubytek wysokości ( $dy$ );  
ratem  $- b v dy = \frac{2}{3} \mu dx \sqrt{2g} \{ (y+k)^{3/2} - k^{3/2} \}$

wzyskujace  $\frac{3 b v}{2 \mu \sqrt{2g}} = a$  i sprowadzajac  $k^{3/2}$  strygnij  
jenny równanie różniczkowe

w kontatacie  $dx = - \frac{a dy}{(y+k)^{3/2}}$

Czer pealkowanie  
strygnij sie:

$$x = \frac{2a}{\sqrt{y+k}} + c$$

dla  $x=0$

$$y = k$$

$$c = - \frac{2a}{\sqrt{k+k}}$$

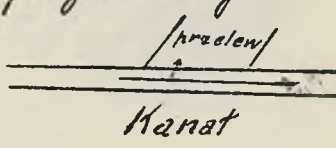
ratem



$x = 2a \left( \frac{1}{\sqrt{y+k}} - \frac{1}{\sqrt{h+k}} \right)$ . Według tego równania teoretyczny koniec przewodu byłby w miejscu gdzie  $y=0$ , gdzie potem niemiernie wody schodzi się z grzbietem przewodu.

Długość przewodu otrzymuje się z ostatniego równania dla  $y=0$   $l = 2a \left( \frac{1}{\sqrt{h}} - \frac{1}{\sqrt{h+k}} \right)$ . Jednak ta długość byłaby praktycznie za

wielka, gdyż nie ma potrzeby przewodów tak urządzonych, aby grubość przewodu spadła do 0. Najwyżej, jeżeli przewód ratorowy jest w prostej linii,



to  $k=0$   $x = 2a \left( \frac{1}{\sqrt{y}} - \frac{1}{\sqrt{h}} \right)$   
 a dla  $y=0$   $l = \infty$

Wobec tego przyjmujemy  $y_0$  jako pewną wartość stałą, erona i wyrażamy ją stosunkiem do  $h$   $y_0 = \frac{h}{n}$

podstawiając w równanie  $x = 2a \left( \frac{1}{\sqrt{y}} - \frac{1}{\sqrt{h}} \right)$  otrzymujemy

$l_n = \frac{2a}{\sqrt{h}} (\sqrt{n} - 1)$ . Uwaga. Przez przyjęcie pewnego  $y_0$  popełnia się pewien błąd,

a mianowicie obliczenie powyższe raktada z górą przewodu według krzywej schodzącej aż do 0. Wobec tego przy którymś przewale (nie obliczonym dla  $y_0=0$ ) część objętości przeleje się zamiast przez przewód do słabszej części kanatu. Błąd ten jest jednak nierniarny, jeżeli  $y_0$  przyjmie się niebylek wielkie.

### Układ kanatów w sytuacji, sztuczne podnoszenie wody.

Układ kanatów w sytuacji powinien być taki, aby wody

na najkrótszej drodze dążyć się odprowadzić do miejsca  
przerzucenia, dalej aby spadki terenu postaty o ile można,  
ści jak najlepiej wyrysowane.

Biorąc naprzykład typowy przypadek, że miasto zbu-  
dowane jest po obu stronach rzeki, to możliwe tu jest  
w zasadzie rozmaite rozwiązanie.

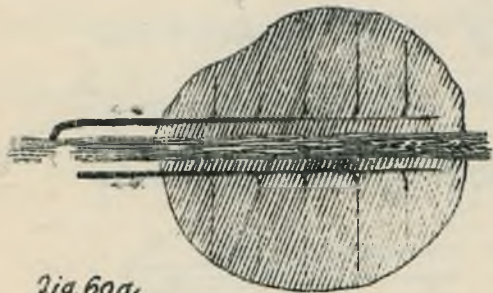


fig. 60a

1.) Jeżeli chodzi o kanalizację roz-  
dzielową, to kanały dla wody deszczo-  
wej będą umieszczać na najkrótszej  
drodze do rzeki, a więc najczęściej  
układami prostokątnymi do biegu

rzeki, natomiast jeżeli istnieje wybitniejszy spadek w kie-  
runku poprzecznym do biegu rzeki. Kanały dla wody  
deszczowej będą miały podobne kierunki wylotów, jednak-  
ż nie będą mogły mieć w obrębie miasta, lecz uchodzić  
będą do wspólnego kolektora, który wody deszczowe od-  
prowadzi poza miasto do wylotu do rzeki, przytem  
wody te tylko w bardzo korzystnych warunkach  
(rzeka małych rozmiarów) będą mogły być bezpo-  
średnio do rzeki wpuszczane, w innym razie powinno  
nastąpić ich odczyszczenie.

2.) Biorąc pod uwagę kanalizację zbiorową (zbiorną),  
system kanałów przedstawiają dwa typowe przypadki  
fig. 60a i 60b. Przy systemie a) który nadaje się przede-  
wszystkiem tam, gdzie spadek terenu poprzeczny do rzeki

jest niżej, niż spadek wzdłuż rzeki, po obu stronach  
 ratorione są kanały zbiorcze (kollektory), kanały boczne  
 (winniejsze, wymagające ratem większych spadków) ratorione  
 są prostopadle. Taki system statwnia wykonanie przele-  
 wów burzowych (krótkie kanały burzowe) Takie ratorienie  
 nadaje się szczególnie w razie, jeżeli brzegi są wysokie,  
 budowa kanałów nad przeleś nie napotyka na trudności  
 z powodu wysokiego stanu wody gruntowej, wreszcie, je-  
 żeli spadek wzdłuż rzeki nie jest zbyt mały.

Jeżeli jednak tego rodzaju trudności zachodzą, naturalnie  
 wskazanem może być wykonanie kanalizacyi według  
 typu b.)

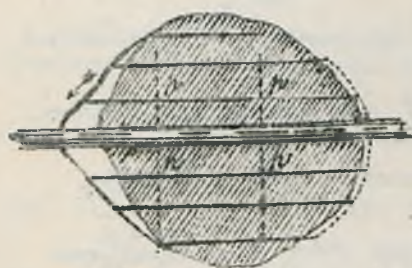


Fig 606.

W takim razie przeleś burzowe uważa się  
 za pomocą zrobionych kanałów poprzecznych (p)  
 Prócz ekonomicznego wykonania spadków  
 trzeba mieć tu na względzie także właściwe  
 urządzenie systemu płukania kanałów.

W razie głównych kanałów zbiorczych powin-  
 ny przechodzić ulicami ważniejszą pro-  
 ximami, aby kanały boczne mogły do nich uchodzić.  
 Unikaj właściwego przekroczenia kanałami prywatnych grun-  
 tów, ogrodów publicznych, kolei żelaznych, gdyż przekrocze-  
 nia takie wymagają dodatkowych kosztów, których nie ma  
 z łatwością uniknąć można. Natomiast niejednorodnie  
 przez przetrwanie kanału na drugą stronę rzeki zapowosa-  
 leniem, urządzenie krótkiego, głęboko wbijanego kanału

może w formie tunelu wykonanego system kanalizacji daje się uprościć i ekonomicznie wykonać.

W każdym pojedynczym wypadku szeregowo wykonany plan warstwowy, kierunki istniejących ścieków nadaje najlepszą orientację. Przy projektowaniu kanalizacji ważnym jest dokładne oznaczenie absolutnie najwyższego stanu wody rzeki, do której przepuszczamy wody kanalicji zbiorczych. Jeżeli projekt wykazuje, że konieczny punkt kanatu posiada swiercałto więcej poziom niż stan wody w rzecie i to już przy stanie średnim, lub też tylko najwyższym, wówczas zachodzi potrzeba sztucznego podniesienia wody w sposób przep. Przytem, albo niestety skieruje się na strefy wyższą i niższą, i z pierwszej bez sztucznego podniesienia wpuścisz wodę do rzeki, a z drugiej wodę do wyłotu w sposób przep. podnosi, albowiem podnosi się wodę kolektora strefy dolnej do kolektora strefy górnej i kanałem tym doprowadza do wyłotu lub do kadłuba odprężeni.

Zamiast sztucznego podniesienia wody można przez pewne warunki przedłożyć kanatu (o ile rzeka posiada swiercałto więcej spadek jak kanat) tyle na wysokości wykazać, że sztuczne podniesienie wody nie będzie potrzebne, jednakże w takim wypadku decydującym momentem będzie kwestya kosztów. Przewodzenie wielkich kolektorów przez miasto i prowadzenie ich kilometrami jest przykrem, bardzo

W tym celu koniecznym jest nie tylko przez kilka dni w roku instalacji pomp i motorów nie wymagać planie żadnych dodatkowych kosztów, natomiast jeżeli chodzi o rozprządanie iła, motorowna, stacja elektryczna, gazownia i inne instalacje wodne i pompy wprawie całości w ruch. Często mogą być użyte pompy centrifugowe poruszane lokomobilami, motorami elektrycznymi, hydraulicznymi.

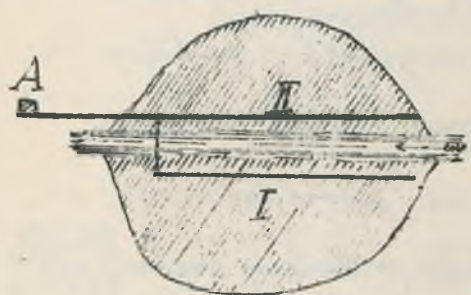


Fig. 61.

Wódmę do typowego przypadku pro-  
stego profilu (a i b). W tym najprostszym  
układzie będzie taki, że jeden z kol-  
lektorów przeprowadzi się syfonem  
na drugi brzeg rzeki, natomiast  
z kolektorem II i potoczne wody

soprowadzi do miejsca podnoszenia t.j. do układu pomp.  
Zamiast takiej koncentracji wód w wielkich miastach, charakterem  
jest często unikanie koncentracji i pompowanie oddzielne wód  
różnych kolektorów. (Berlin system radialny według projektu Hübnera)

W Anglii zastosowano w wielu wypadkach system Shore, cha-  
rakteryzujący się tem, że odplyny koncentrują się w najniższych  
punktach miasta, zbierają się tam w podziemnych barriach tłocz-  
nych i napowisza rozszerzonego powietrza, dostarczanego przez central-  
ne stacje kompresorów, przesyłane do wspólnej stacji pomp lub  
do kolumn i grawitacyjnym odpływie.

# Szyby wtarowe do karatów; otwory do oświetlenia.

Urządzenia te służą do rewizji karatów. Szyby wtarowe powinny być urządzone we wszystkich punktach połączeń karatów, punktach zmiany kierunku, ratonów spadku, przyczem odległość ich od siebie nie powinna być większa jak 100 m. Zwaczy to, że przestronie między dwoma szklaniami musi być linia prosta, tak po do kierunku, jak i do spadku dna. Ze względów oszczędności następuje się niektóre szyby otworami świetlnymi o wymiarach mniejszych; potrzebny przez taki otwór, często przy pomocy spuszczonej lampy, można się przekonać, czy napływ w kanale odbywa się normalnie.

Szyby wtarowe muszą mieć szerokość w dolnej części (na wysokości otworzaka) szerokości przynajmniej 1m — ku górze mogą się zwężać. Przekrój poziomy jest kwadratowy lub owalny. Przy karatach szerokich może być także urządzone z boku.

Szyby wykonuje się z cegły, lub z betonem ubijanym na miejscu, czasem wzywają gotowych pierścieni betonowych. Otwory świetlne mogą być z rur kałuziankowych i waley, waja, cegła, walców.

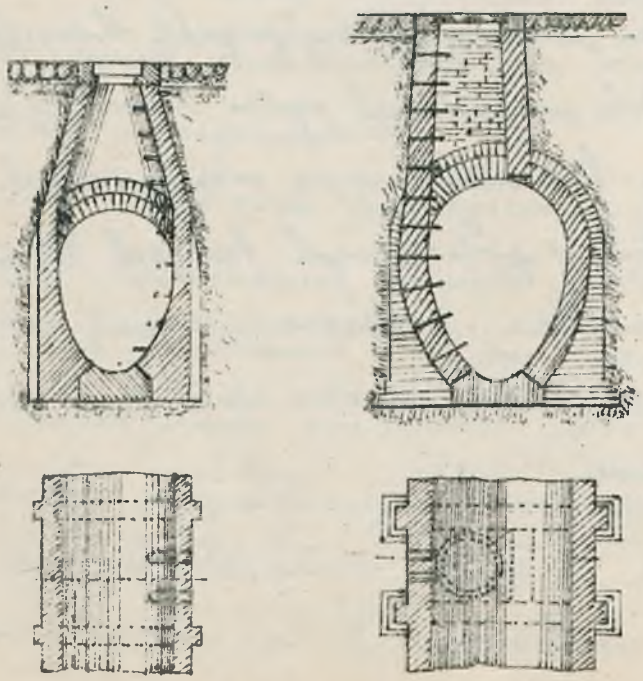


Fig. 02

Szyby wtarowe

koniego z przykryciem; ciepka ta nie służy na rurce, lecz na osobnych podporach. Często ryby mają i swoje przerwanie,

a mianowicie do spuszczenia wody celem pływania (ryby pływające), dalej do wzruszenia jaja, a wtedy otrzymują inne kształty.

Fig. 63

Otwór świetlny

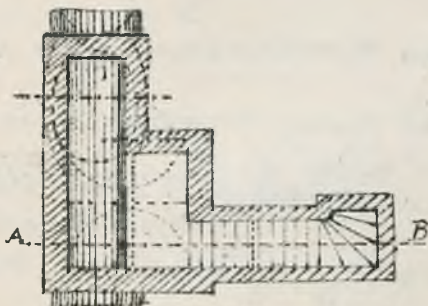
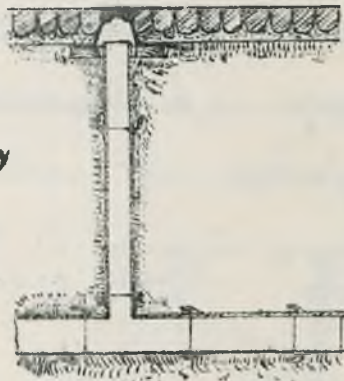
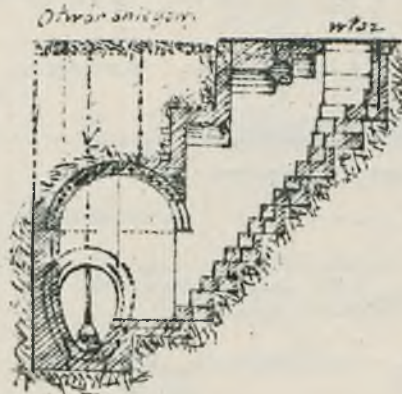


Fig. 64

Szyb śniegowy w Kolonii



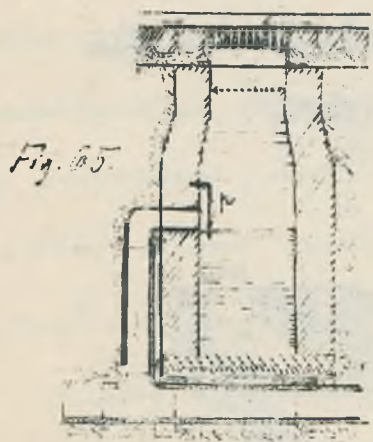
Przekrój A-B

### Wpusty uliczne wody deszczowej.

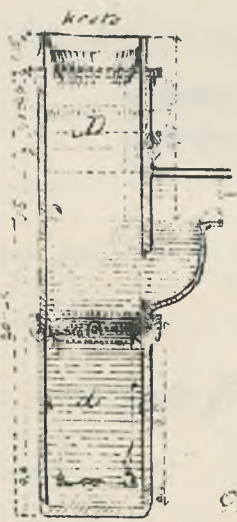
Wpusty uliczne uradza się w ulicach ludnych w odstępach 50-100 m. Kamieniem przesłania służy do osadnika i kamienie wodne. Pierwszy jest potrzebny, aby części stałe nie dostaty się do kanału, drugi, aby gazy nie zostały się wydobywać z kanału.

Wpust wykonuje się albo na powierzchni rynny deszczowej ulicy, albo

także tuż przy brzoewirniku, lub w jego ścianie boconej. Osłoniki wykonuje się jako szersze kamory które się przegrodywie kryje, lub jako kamory węższe, które w istnie ławego, kutego, kamionkowe lub z betonu. W kamorach tych znajdują się cynowane ielarny kubek opierający się z przeciwnej strony kosaż pomoca pierścienia uszczelniającego



Osłonia w Berlinie - wykonana z tworzywa ielarnego płytka p



Wpust systemu Geigera

Łożenie z kanałem rurki kamionkowa 150-200/mm

Drugi kubek do łoczenia, elem elem łoczenia, wykonany z kamienia

### Łoczenia domowe.

Wykonuje się je z rur kamionkowych 150-200 mm średnicy. Łoczenie z kanałem ulicznym podobnie jak przy wpustach ulicznych pomoca kortatek (fasonów) kamionkowych lub betonowych, nadzonych wprzecie skłepienia, lub wiciach koconych kanału. Rurki deszerowe wprzodradzie zwykle bezpodrednie do kanałom pomonowych. Zapomoca zamknięcia wodnych oddziela się kanały domowe od kanałom ulicznych, aby gary kanałowe nie cofaty się do domów.



## Odwietrzanie kanatów.

Skutkiem zatkania się powietrza, zawartego w kanatach, z wodami kurytymi, zawierającymi się znoważonkami, siarkowodorem, berwotykami węglowymi i węgloworodami. Główną przyczyną powodem niebezpieczeństwa dla robotników, schodzących do kanatów celowych cyprusa. Dlatego ważną jest sprawą, aby odwietrzanie powietrza kanatowego stało się w rzeczywistości się odbywało.

Dalej otwory odwietrzające mają jeszcze znaczenie, gdyż nie doprowadzenie powietrza do kanatów w czasie nawalnych deszczów przy których woda wypełnia kanaty.

Otwory odwietrzające wykonuje się w ten sposób, że w miejscach wyższych przykrywa się przyby i otwory wewnętrzne przy brzołach nieregularnymi a potem a stworzeniu.

Naturalnie skutkiem tego wydrabniają się w tych miejscach czasowo powietrze ma niewątpliwie zapach. Zanimiast takich stworzeń uważa się wyjątkowo próbne rury stojące odwietrzające, często z urządzeniem do ogrzewania, co utrudnia ruch powietrza.

Wymiana i odświeżanie powietrza w kanatach ukutecznia. Są takie rury deszczowe i rury spadkowe domowe. Naturalnie, że rury deszczowe w czasie nawalnych deszczów nie mogą doprowadzić powietrza wypchniętego z kanatów, gdyż i same są wodą wypełnione, natomiast lepiej

to czynią, rury spadowe. Te ostatnie, zwyczajnie w płaszczyźnie kuchni są, dobrze ogrzane, skutkiem czego ruch powietrza jest statystyczny. Rury te muszą być wyprowadzone ponad szczyt dachu. Wzrostki wpuścić wody w obrębie



Fig. 66.

niezmiernie, tarcze się z rurą spadową, muszą mieć ramki wodne. Służą one najprościej typy ramki wodnych, z których najprostszą - typ 3 - naszkicowane jest obrys.

Jeżeli takie ramki wodne tarczy się bezpośrednio z rurą spustową, natomiast nie potrzeba tu żadnych części dwiatkowych; jeżeli jednak rura spadowa jest dalej, następuje często przy przepływie wody wzniesienie wody z ramki wodnego, zatem opóźnienie lewarka, a gazy karbowane mogą się dostać do niezmiernie. W takim razie zachodzi potrzeba



Fig. 67.

stałego doprowadzania powietrza do szczytu ramki wodnego, co skutkiem jest przez próbna rurka, tarcze się z rurą spustową. W Anglii rurki z tarczy się z osobną rurą, biegnącą ponad szczyt dachu, co jednak nie jest koniecznym. Aby odwiezienie karatu płisznego pomógł się spadowych było możliwe, muszą one naturalnie tarczy się z kanału

tem ulicznym bezpośrednio, t. e. bez naruszenia wodnego.

Podobnie jak kanały uliczne muszą być odwiezione i kanały domowe; jeżeli między kanałem domowym a ulicznym jest ramkięcie wolne, to kanał domowy powinien strzymać sobie rure odwiezającą,

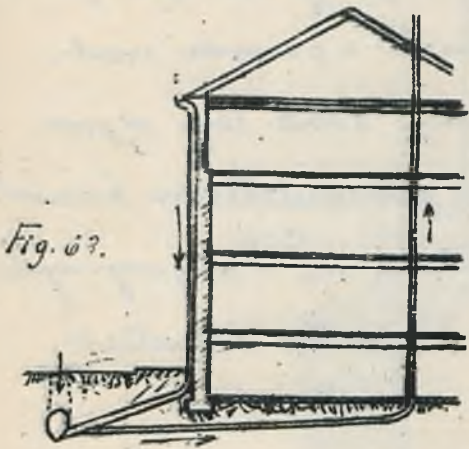


Fig. 67.

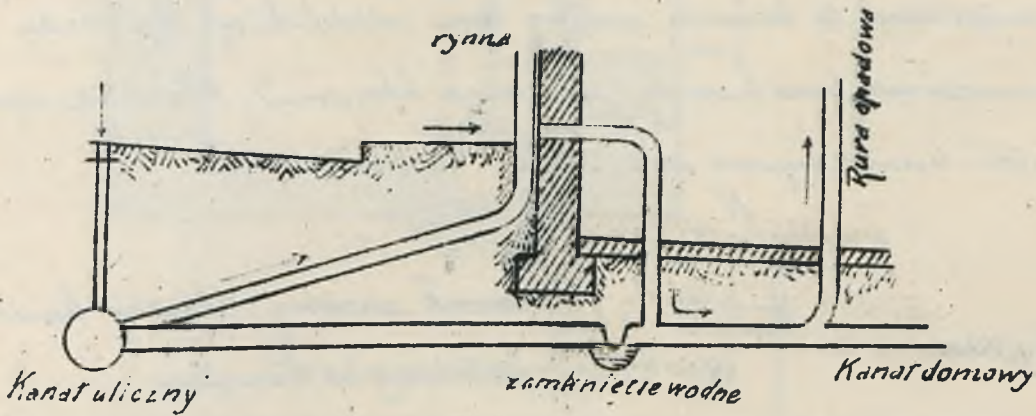


Fig. 69.

### Plukanie kanatów.

Najwypodniej i najpiarsiej jest wziąć wody z pływającego, stale pływającego, jeżeli w pobliżu miasta lub przez miasto protok przepływa, dalej z jezior, stawów, ze skanalizowanej części rzeki, lub też z piśnicy dla celów załadunku przemysłowego. W braku tego wzięcia można wody ze studzien wodociągowych, wody z drenów, która się gromadzi w odpowiednich zbiornikach.

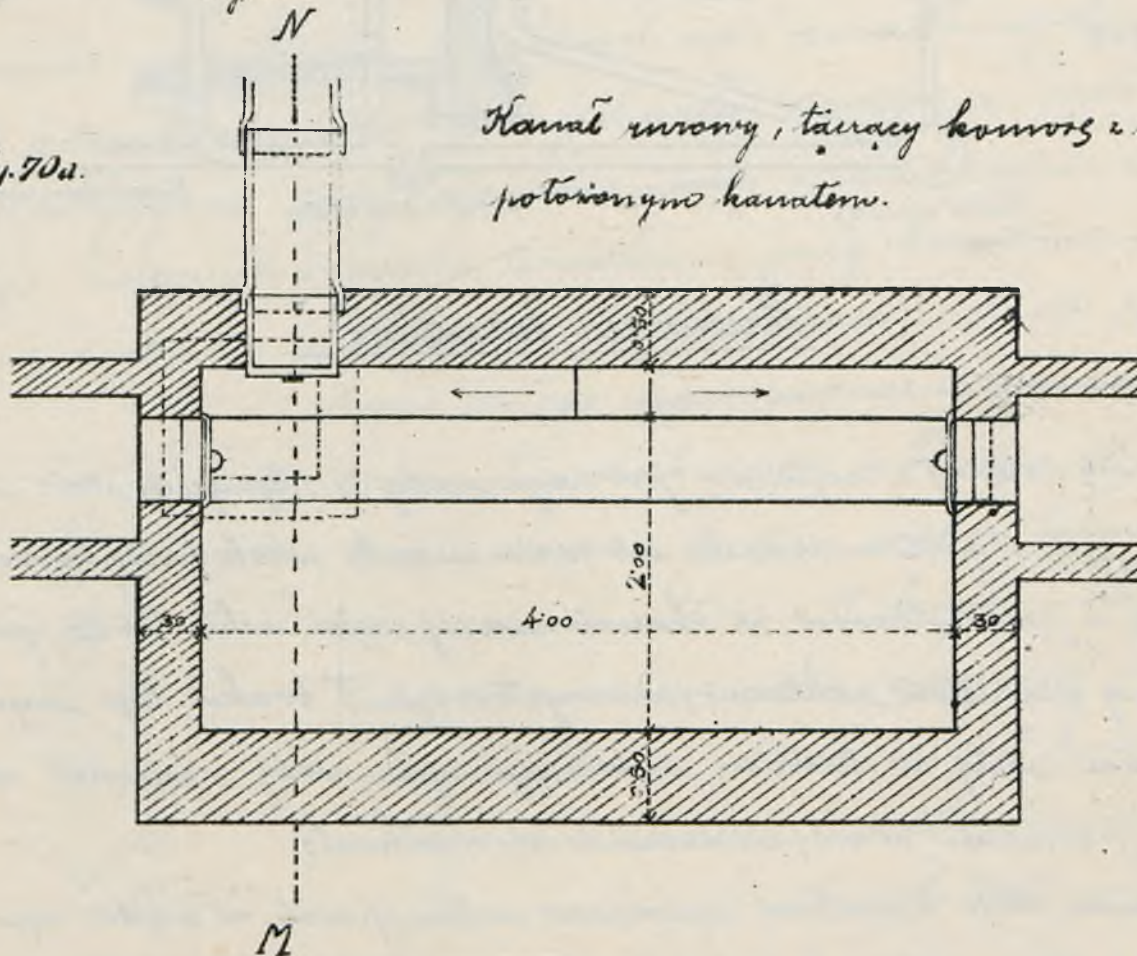
Plukanie stałe kanatów urządzane w ten sposób, że woda wpływa na w górnym końcu kanatu stale przez kanały przepływa, wyma-

z potrzeby wielkich objętości wody, nadto w razie potrzeby czyszczenia lub podwożenia sztucznej wody kanatowej, byłoby takie urządzenie nie odpowiednio, gdyż podsunęłyby koszty z powodu nadmiernej powierzchni objętości wody kującej. Zobec tego w mor. małych warunkach, pturze się kanały w przedzielnym komór lub rybów pturzących. Takie komory urząda się w najniższych punktach sieci, wstawia tam, gdzie kilka kanatów odgaterić można równocześnie.

Przedstawiona tu komora według typu wiedeńskiego Fig. 70 a, b, c. pturze równocześnie dwa kanały, wamykane hłapaniami, które się ręcznie otwierają. Objętość komór wynosi od 5 - 20 m<sup>3</sup>.

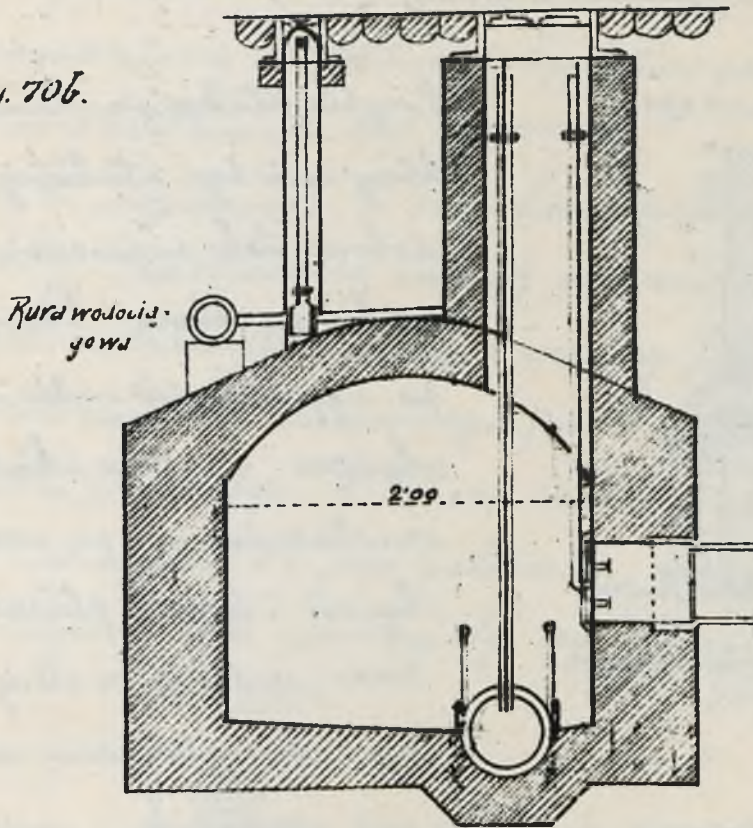
Fig. 70a.

Kanał wronny, tarący komorę z najniższego poziomu kanałom.



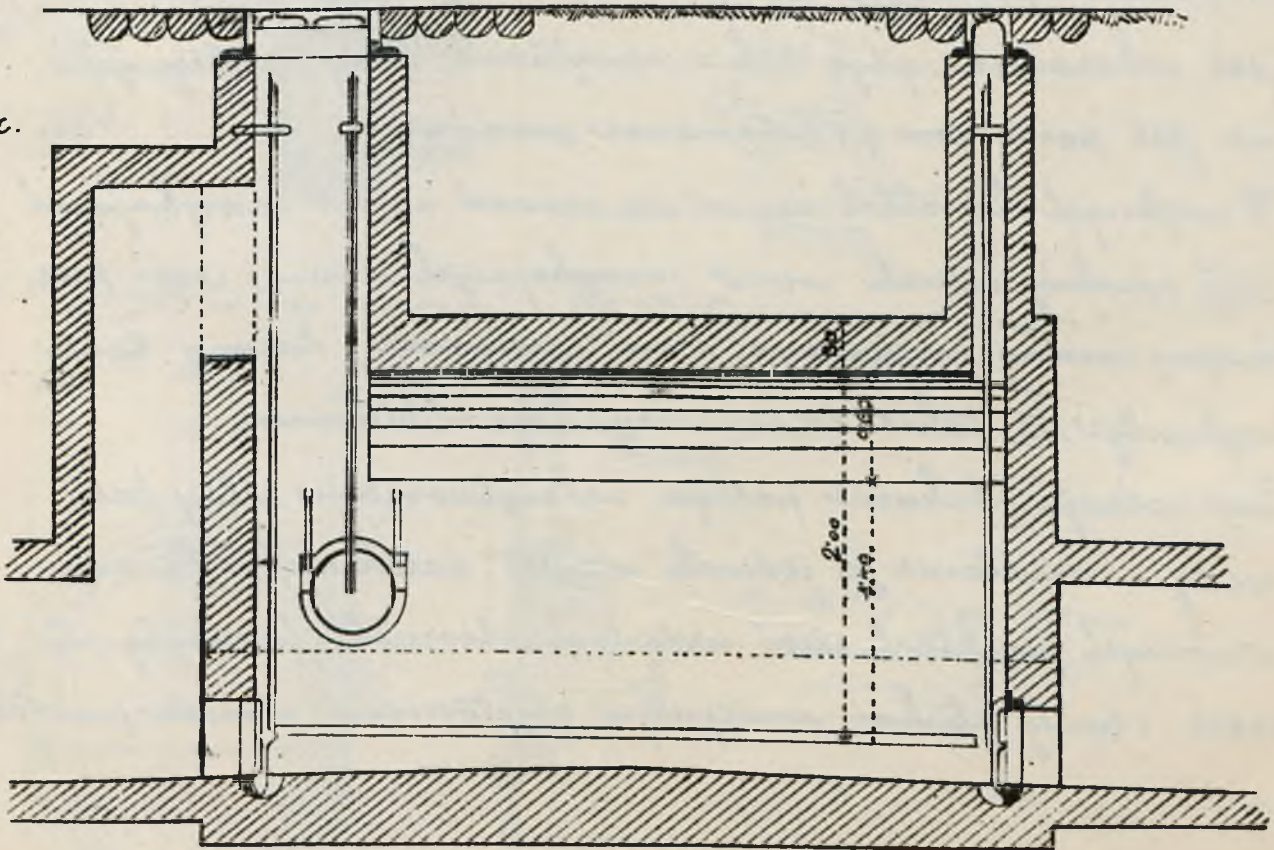
Przekrój poprzeczny M-N

Fig. 70b.



Przekrój podłużny M-N

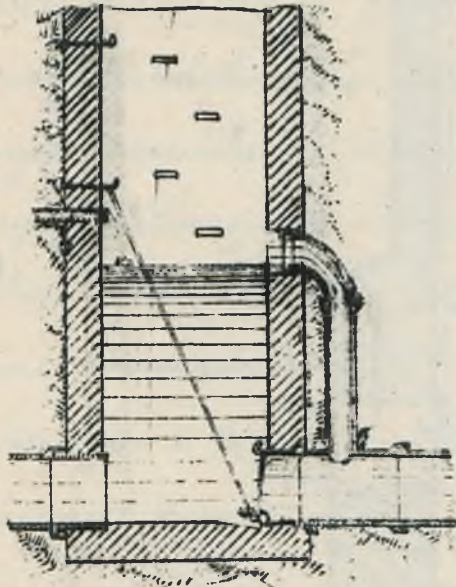
Fig. 70c.



Szybł pływający jest to również kamora, ale mniejszy rozmia-  
rów.

Przekrój szybu pływającego

Fig. 71



W szybie pływającym kanał,  
który ma być pływający, po-  
dobnie jak poprzednio, za-  
myka się klapa, która się  
po wypłynięciu szybu wodę  
otwiera, a woda skutkiem  
ciężkości wciąga wodę,  
chybić i kanał pływający.  
Kanał przedewszystkiem do  
tego aby pływający nie

przechodził pewnej granicy i woda nie wystąpiła z sąsiednich  
kanałów dźwigni.

Używanie sprężonej wody kanałowej do pływania nie  
jest szkodliwym, gdyż takie sprężenie wody i zatrzymanie,  
nie jest powodem powstawania osadów.

W większych kanałach używa się zamiast ramion ramykhajacych  
cały przekrój kanału ramno, ramykhajacych dolna część prze-  
kroju ramny przedewszystkiem, drzewi przedewszystkiem). Ramny takie  
wykonuje się także do samowolnego otwierania.

Tęgo rodzaju pływanie polega na wytworzeniu silnej fali  
wody - wiadanie jej jednak nie jest dalekie - trzeba więc  
w różnych punktach sieci wraźdrać zbiorniki lub szyby płu-  
jące, i lepiej pływają mniejszymi objętościami w wielu punktach,

wi dwóch skrajnościach w ustalonych punktach.

Wapotrzebowanie wody do pitwania kanatów przyjmuje się zwykle na 1 km kanatu 500-1000 m<sup>3</sup>.

Co do rasur tu używanych, to przy kanatach równych i jajowych 75/50 można dać rauny porównane z innymi.

Przy kanatach równych są takie rauny używane celem zabezpieczenia kanatu równego przed cofaniem się wody z kanatu bliźniego. W takim razie drążek rauny wystaje na wierzch i z jego pomocą można porwać przy kanat równy jest ramkisty, czy otwarty.

Widok

Przekrój

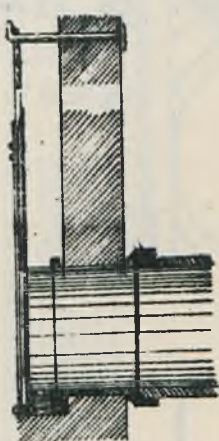
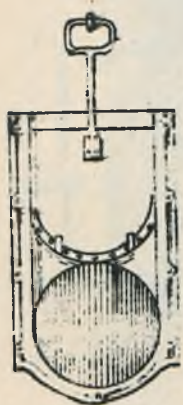


Fig. 72. Zwykła zasawa ręczna

Fig. 73. Zasawa excentryczna ręczna

Widok

Przekrój

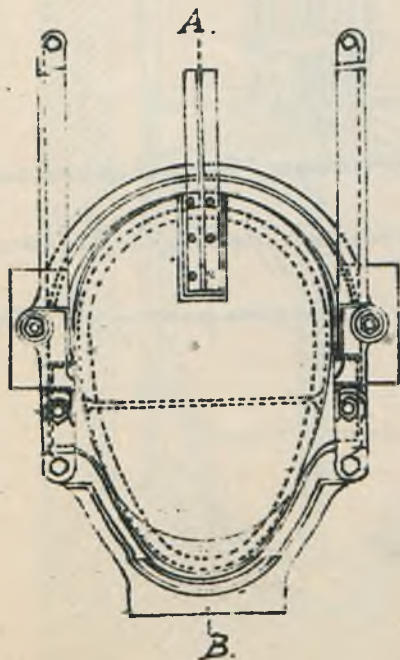
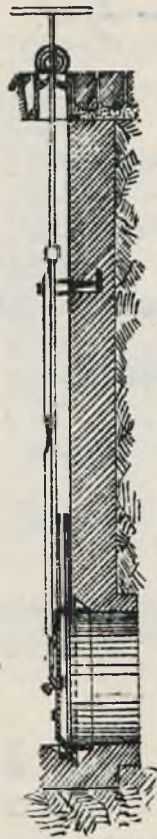


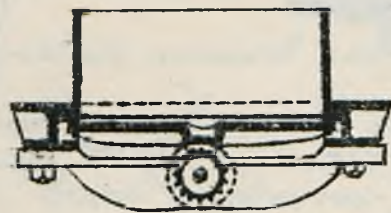
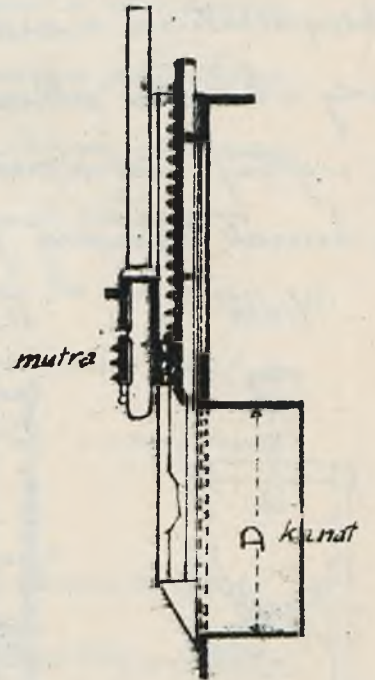
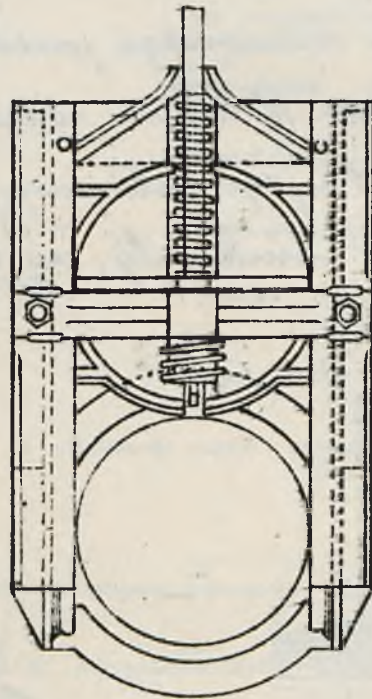
Fig. 74. Zasawa ręczna do kanatu jajowego / żelazo łane

Fig. 75. Przekrój szybu.



Wielkie ramny, których podno-  
szenie byłoby niemożliwe, urządza się  
z wyciągami szubowymi.

Fig. 76. Wyciąg ze statą mutra /zasuwa z listwa  
zazębiona



Wielkie ramny urządza się z przeciwwagą równoważącą,  
część ciężaru ramny, przez podnoszenie jest ustawione.  
Lamiast ramny używa się aparatów samoczynnych, polega-  
jących na działaniu lewarowym.



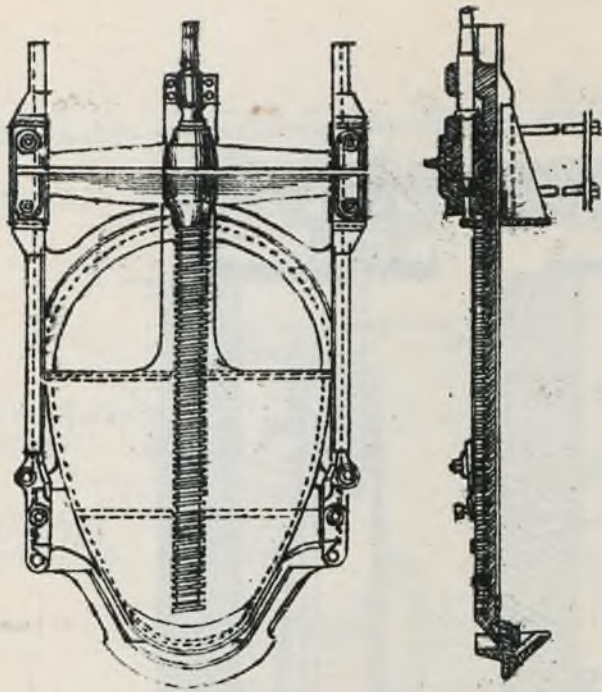


Fig. 77. Zasuwa z wyciągiem śrubowym.

Celem aparatu w samonajmniejszych jest stałe perystoliczne płukanie kanałów; jest ich cały szereg.

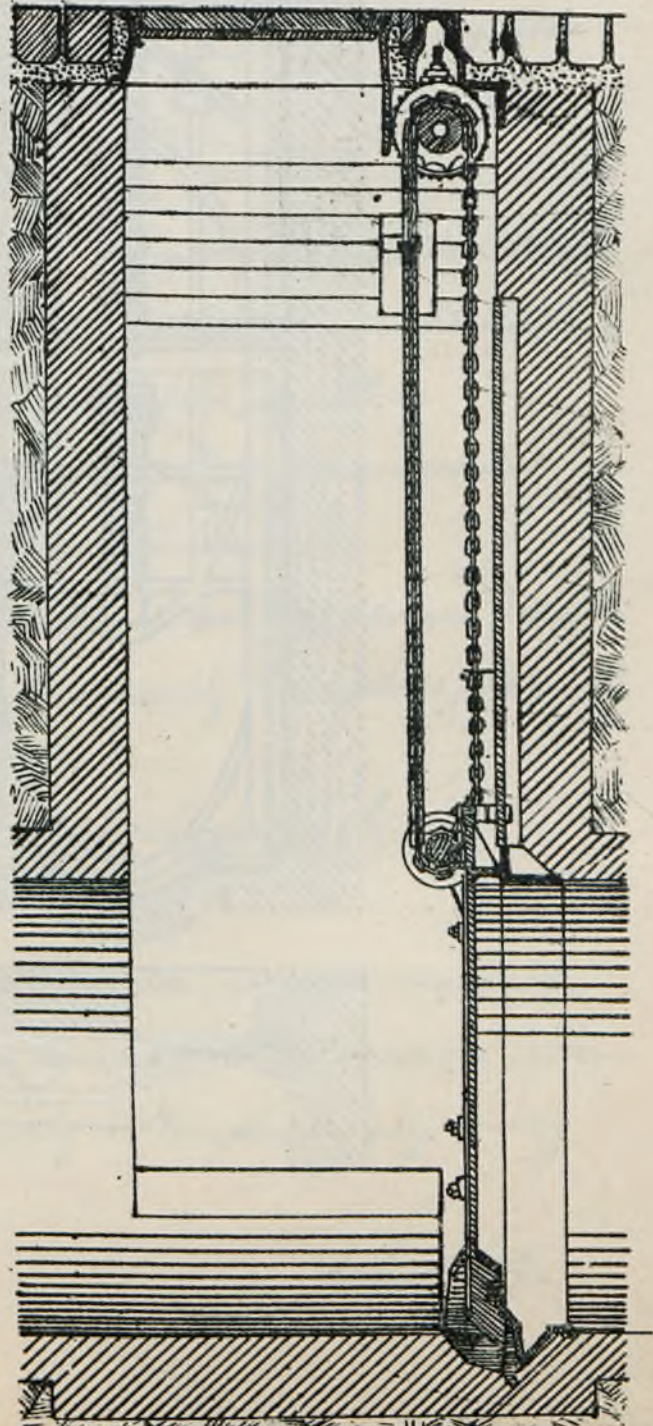
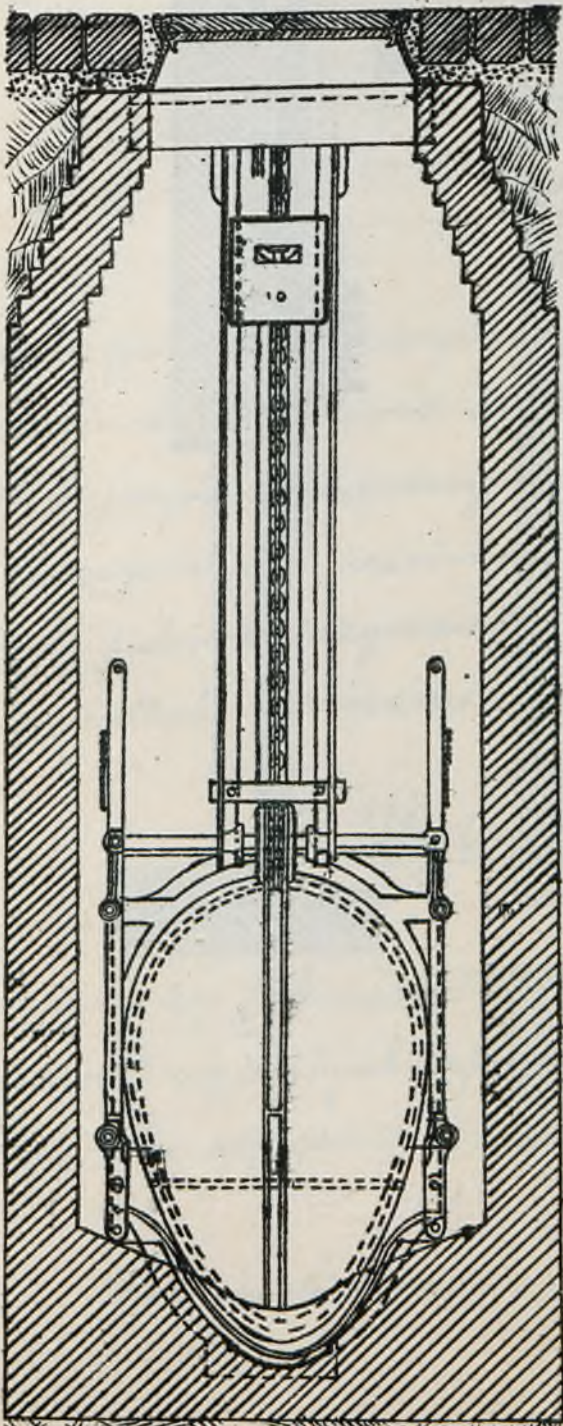
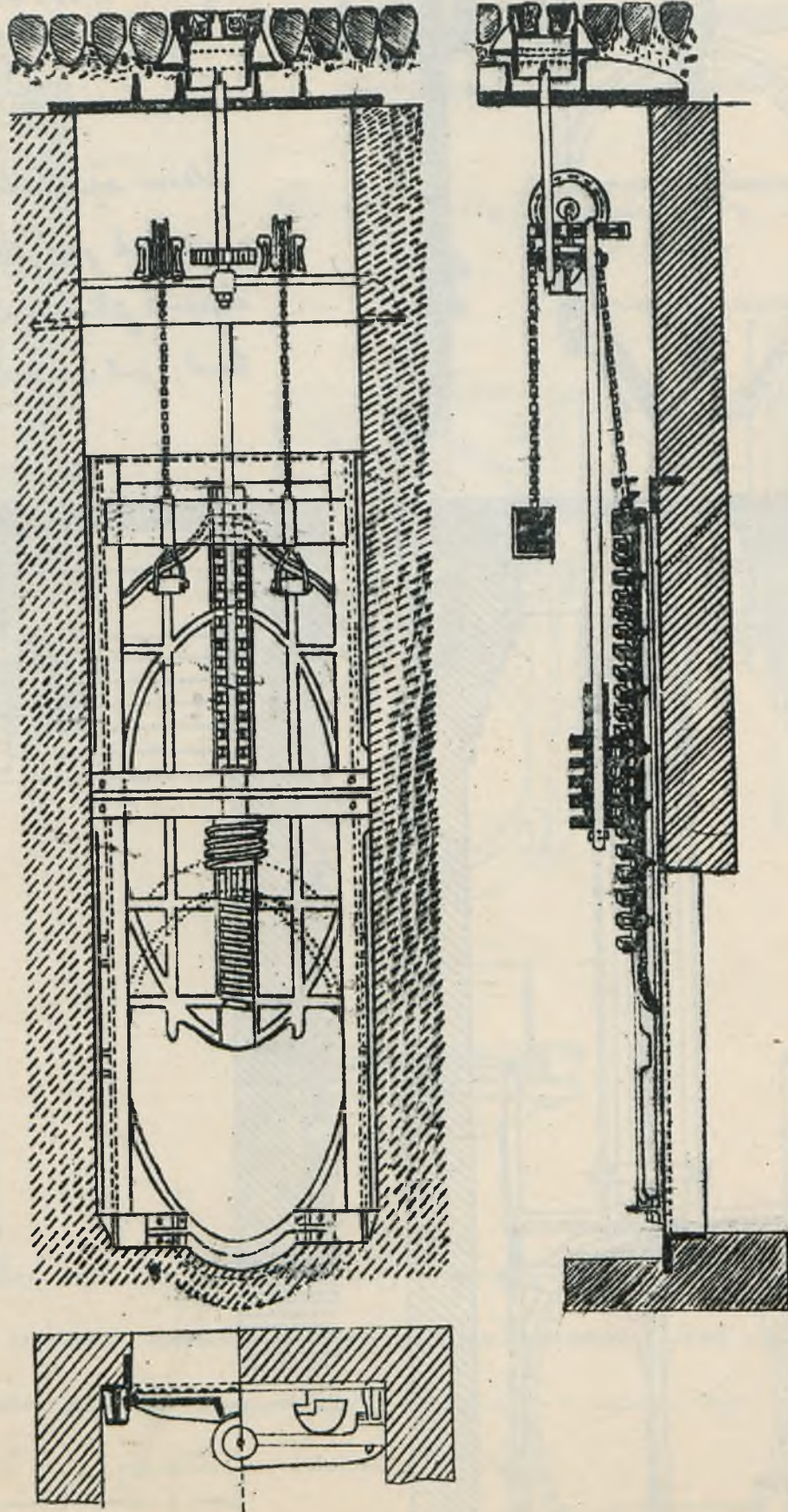


Fig. 78.

Fig. 79.



Aparat samoczynny systemu Fielda wykonany przez Bäckinga, polega na lenarce dymonowym.

Rura przelewnowa P przykryta jest drzewem D, posiadającym na dole otworki (1/20). Gdy woda w komorze dojdzie do brzośki przelewny, to lenarce działa jak iniektor i cały zbiór, nie wody szybko się wypróżnia.

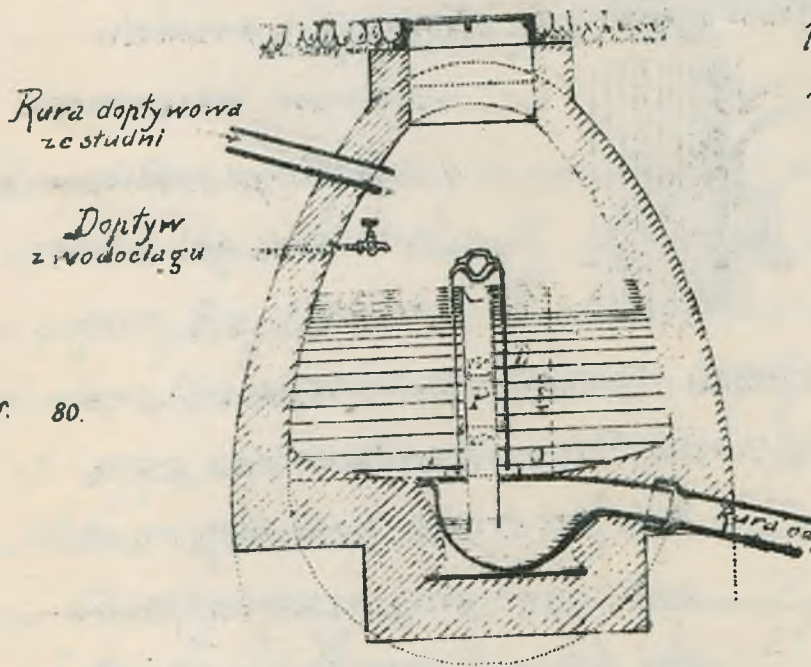


Fig. 80.

Dopływ powietrza zewnętrznego umożliwia również wodę u dołu. Komora może mieć kształt dowolny.

Osobne przyrządy samoczynne polegają na przewracaniu się naczynia przy maksymalnym napięciu.

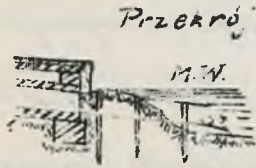
Nogółe jednak przyrządy samoczynne nie są pewne; w niektórych miastach dsimniadzenia nie wypadły korzystnie (Kolonia)

### Wyloty kariatów do rzek.

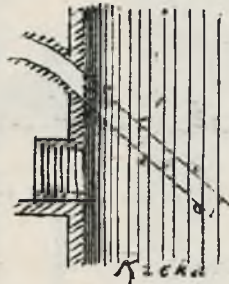
Powinny być tak urządzone, aby woda rwijta (czy to od czyszczenia czy nie) jaknajszybciej mieszała się z wodą rzeki. W tym celu wprowadza się wyloty w tożysko małej wody.

przyprem skreca sie je ukośnie w kierunku biegu wody.

Fig. 81 Wylot kanatowy w Itali



Widok z góry



Wylot kanalizacji

skierowanej z powodu

niezgodnych rozmiarów

i wysokiego poziomu

nie może być otwiera

ny pod woda wodę,

watery odpływa przy niskim stanie wody wprowadza się pod woda wodę, w odpływie w czasie deszczów odbywa się góra.

Fig. 82.



Wylot jest tu zatem podniesiony na dwie części; wylot górny powinien posiadać dwie klapy K ramykająca się woda, a otwierająca się przy wysokim stanie wody w handie.

Wylot kanatu o prowadzącego wody z Kolonii do Remu składa się z rur stalowych o średnicy 120 m, po 170 m. długości i grubości ścianki 10 mm. Przy średniej wodnie rura ta sięga 145 m, przy niskiej 35 m. w torowych przekł. Górny wylot ramykany jest klapą, która otwiera się dopiero przy ciśnieniu 0.4-0.5 m.

Fig. 83.

Przekrój podłużny

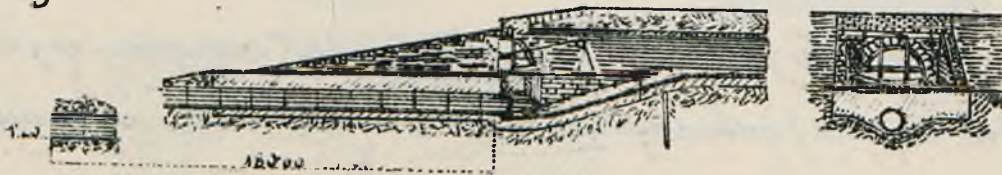
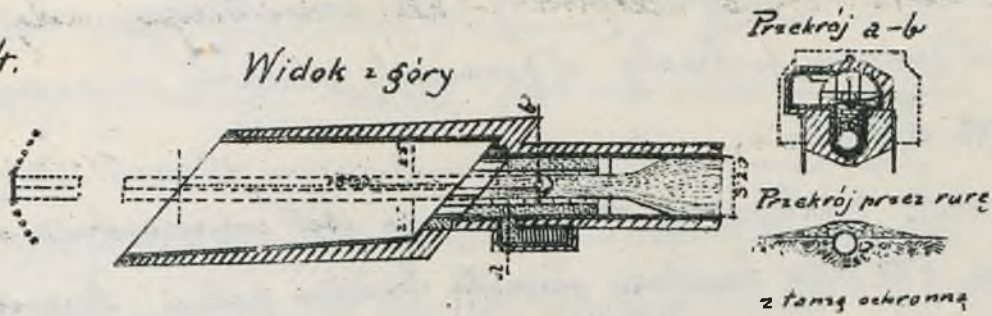


Fig. 84.



Urządzenie. Najmniejsze przekroje w początkowych (górnym) częściach kanałów. Kanały obsługujące wody spadkowe i ruszowe z pojedynczych ulic, dalej górne części kanałów od prawa „droga słabokoro niewielkie napiętny, dla tego przekroje ich wypadają niemałe. Kłopot panujących, powstających z kłopotem w kłopotach niefortunnych, różnych napatrywań na kwestyę przyjmowania najmniejszych przekroi, należałoby to sprawę bliżej rozpatrywać.

Około dawniej przyjmowania w niektórych miastach jako najniższego typu kanału kanał prostokątny, lub wogóle łuki, do którego można wejść, lub przez niego przejechać się celem wyrysowania i naprawy (m. p.  $\frac{90}{60}$ ). Takie kanały wykonywano wyłącznie w miastach nie posiadających jednak, do tego projektu kanalizacyjnej materialnych urządzeń spartego - bez uwzględnienia warunków obliczenia przekroju. Wielkie przekroje miały również pokrywać braki podstaw technicznych.

Prócz takich napatrywań panowały i inne nie oparte na żadnej planowej podstawie, z których jednym było napatrywanie lipienie przekroju przy napatrywaniu tylko pomiarów. Niefortunnie takie przyjęcia możliwe tylko były wtedy,

gdy miasta nie wykonywały całej kanalizacji szpary, tylko w miarę potrzeby w pewnych ulicach rozporządzano budowę kanału.

Wykonanie przepięknej kanalizacji jest „prawdnie kosmiczna, i to dla każdego miasta bardzo pilna, lecz kosmiczna, która przez miasta już kilkudziesięciotysięcznych przeciąga wydatek 1-2 milionów koron. Otóż kanały małych jest w każdym mieście ogromna ilość, więc przyjęcie nowego wielkiego przekroju dla kanałów ulicznych niepotrzebnie powiększa koszt. Tak samo lipienie tylko po męgławie jest zupełnie niepotrzebna, i kosztowna. Na pewno. Na takie przyjęcie mogą sobie pozwolić chyba tylko bardzo bogate miasta.

Trzeba pamiętać, że kanalizacja nie jest przedsięwzięciem rentującym się i amortyzacja kosztów budowy na otępienie przez lat szesnaście budżet gminy. Dlatego wszelkie nadmierne powiększenie przekroju jest (podobnie w innych sferach) zupełnie niekorzystnym, stusma natomiast jest zarada przyjęcia, że już w Niemczech (które miasta znajdują się w pewnych, prawie korupcyjnych warunkach w naszym kraju) że się kanalizacja ma być racjonalna ekonomicznie, a przekroje raczej walczyć na podstawie opadów trafiających się częściowo przysięgę raz do roku, przy których „prawdnie” przepięknie. nie kanały nie będą rozklamanym, ale szkoda nie będzie większa niż przy rozryw wystawny „mieszkańców” kosztów.

Nadto uwagę zapatrywania zjadają się w tem, że wy-  
ryskanie całego przekroju kanału jest dla sieci kanałów  
korzystne, gdyż woda wypełniająca często prawie cały  
przekrój, wypycha rańcześnie powietrze, na któ-  
rego miejsce wstępuje świeże, nadto wate kanały co sta-  
wiający przy w wielkich odpływach korzystniejsze warunki  
przepływu przez powiększenie chylności, utrzymują się czystej.  
Stąd też w Niemczech nawet bardzo duże miasta wzywają  
małych przekrój rurowych schodzą przy małych kanałach  
ulicznych aż do 25 cm. średnicy.

Projektując dla pewnego miasta kanalizację, należy się  
zwrócić na kanały dawniej wykonane nieraz w znacznej  
liczbie i o dużych przekrojach. Kanały te, o ile możliwości  
trzeba wyryskać, jeżeli są nieodpowiednio wykonane -  
można dać się poprawić - jeżeli nie mogą być z powodu  
płytkości lub innych powodów zastawiane do odprowa-  
dzenia wód powierzchniowych, to może będzie można nimi od-  
prowadzać wody deszczowe, odpływy z przedwóz kurso-  
wych. Z przedmieść po większym planowaniu da się często  
zwiększyć przy dużych spadkach znaczną część wody od-  
prowadzić powierzchniowo; wtedy potrzeba wykonać  
tylko kanały dla wody powierzchniowej. Wogóle przy wykonaniu  
projektu kanalizacji trzeba mieć wzgląd nie tylko na zastaw-  
owanie najlepszych technicznie urządzeń, ale także na  
ochronę całego miasta.

## Skład wód żurawinowych.

Kwantości procentowa ciał rozpuszczonych lub zawieszonych w wodzie jest różna, zależna przede wszystkim od rodzaju wody. Przy mierzaniu 100 lit. na głowę miedzi i żelaza, zawartość ta wynosi 500-1500 mg w wodzie ciężkiej i zawieszonych w wodzie, a 800-2500 mg w wodzie rozpuszczonych.

Z pierwiastków składowych tworzą składniki nieorganiczne, drugą część organiczne. Części rozpuszczone w wodzie zawierają jako główne składniki: azot, potas, kwas fosforowy, chlor. Niektóre wody żurawinowe wymagają do zupełnej oksydacji 150-400 mg. nadmanganianu potasowego.

## Zadanie zaktadów do odczyszczania wód żurawinowych.\*

Wynalazek chlorowania z wodnym płucianem (1810.) wprowadził potrzebę urządzania przelotów i dołów chlorujących do kanałów lub ścieków stwardniałych, które skutkiem tego coraz więcej w miastach się zanieczyszczały. Kanały dawniej budowane nie były przygotowane do należytego odprowadzenia żurawinowych nieczystości, skutkiem czego koniecznym było wprowadzenie systemu aptawonego, który po części istniejącemu. Jednak kanały na najbliższą drogę

\* J. Dumbor, Leitfaden für die Abwasserreinigungfrage.



dale wprowadzano do ścieków stwardłych, skutkiem czego ścieki te w wysokim stopniu zostały zanieczyszczone. Powstata zatem nowa kwestya - zapobiegienie zanieczyszczeniu rzek i ścieków - która dziś jest równie na porządku dziennym. Kwestya ta stata się pilną przedewszystkiem w warunkach, gdzie paludniszonych dolinach rzecznych w Anglii, szczególnie zaś tam, gdzie rzeka pokrywa, na zapotrzebowanie wody (Londyn). Przykładem nadmiernej zanieczyszczenia wody i ścieków służy Dunbar. W West Riding (Yorkshire) przepływają trzy rzeki, wpływające do rzeki Humber i odprowadzają wody z dorzecza około 7500 km<sup>2</sup>. Tu natomiast w połowie 18 wieku pierwsze fabryki. Jakkolwiek wszystkie nieczystości tu wpuszcane, to jednak z powodu małej liczby mieszkańców i małych rzek się nie pogorszył i do roku 1850 były w nich jeszcze torynie i potrafi. Choć tego czasu jednak przerywał powstał gwałtownie wzrost ludności wiejskiej się na trzy miliony, z których dwa miliony zajmowało się jeszcze rolnictwem. Z powodu wpuszczenia wszelkich nieczystości, odpadków fabrycznych, wód powierzchniowych i odpadków ludzkich do rzek stopniowo małych, rzeki te w wysokim stopniu zostały zanieczyszczone, a według raportu urzędowego przedstawiały jedną gotującą się i cuchnącą masę. Potrafi karas mięki, a parę lat później inne gatunki ryb. Łapaczy były takie, że pe-

wien robotnik, który stworzył skno, aby wypuścić gaz  
z miejscami, który uśrednił z przewodów, musiał je ma-  
tychmiast zamknąć; drzewa zapalaty gazem unoszące się  
nad przekami - przedstawaty płomienie do 100 m długości,  
na rzekach pływaty trupy zwierząt wrzuconych do rzeki  
(zarabianie)

Podobnie i inne miejscze rzeki się zanieczyszczały. Sękmana  
np. pod Paryżem pierwotnie gdy wody kanalizacyjnej z Pary-  
ża jezere nie odrygnerało. Powyżej mostu w Asnières to-  
rysko rzeki było jezere pokryte białym piaskiem, kwitło  
gospodarstwo rybne, a brzegi były obficie zarosłe. Od  
większa gdzie wpadał wielki kanał zbiovery z Clichy  
obraz rzeki był zupełnie inny. Fala wody czarnej, tu-  
stej, z pływającymi orziszami, stoterni wtorami, zwłoka-  
mi zwierząt, poruszała się w torzysku rzeki. Szary  
wad z nieczystości zatrzymywał się przy brzegach,  
tworząc ruchliwe wysepki. Dalej w dół całe torzysko  
pokryte było takim madem, który rozkładał się a biał-  
ki gazów wydobywające się z niego trwały na po-  
wierzechni wody. (W czasie gorącego lata mierzono średni-  
cy do 8-14 $\frac{1}{2}$  m) W rzecce nie było tu żadnych ryzających, two-  
rzeli, ani ryb, ani roślin.

z tego przedstawienia rzeczy wynika, że materialnie wyko-  
nany projekt kanalizacji powinien obejmować nie tylko  
ko odprowadzenie wód brzytych z miasta do rzeki

i ścieków, ale przymienn doprowadzenie to tak usku-  
tecznie, aby nie następowało w wysokim stopniu dla  
stosunków odpowiednich układowe ich racjonalizowanie.  
Wobec tego rachodzi często potrzeba odryzowania wód  
czystych przed wpuszczeniem ich do rzek. Naturalnie  
odryzowanie to będzie stosowało różne metody, jedne  
mniej daleko idące, inne gruntowniejsze - których  
wybór powinien być zależnym przedewszystkiem od  
stosunków ilości wód czystych do ilości wody „dłoty”  
wającej ściekiem.

Jeżeli miasta (jak Wiedeń, Hamburg, Kolonia) odprowa-  
dzą wody czyste do rzek racjonalnych normiarów, to me-  
tody odryzowania tam stosowane będą inne, względnie  
nie tak daleko idące jak w miastach, przez które przepły-  
wają rzeki nieczyste (Berlin, Lipsk, Manchester, Leeds,  
Birmingham). Z tysiącznych powodów wiele miast  
nad pracowni rzekami będą jeszcze w mniejszym  
stopniu wymagały odryzowania wód czystych.

Jeżeli podany tu pierwszy szereg miast wymaga  
może zatrzymywania tylko grubych części płynących  
w wodzie czystej, gdyż dopływ wody czystej prawie  
nie wpływa na jakość wody w rzece, to przy drugim  
szeregu musi nastąpić gruntowne odryzowanie, ażeby  
odpływ rzek nie rosłaty całkiem racjonalizowane.  
Statego trudno tu podać jakiegoś normy - radanie musi

być według krytycznych warunków rozważane.  
Je sprawa doprowadzenia wód powierzchniowych i nieczystości  
do rzek jest ściśle rozważana sprawa możliwości powsta-  
wania chorób bakteryjnych, zwłaszcza jeżeli wody rzek są  
wyciągane do picia. W tym kierunku stwierdzenia należy,  
że zadania, aby wody powierzchniowe wprowadzane były do  
sieciów w stanie w pełniym od wszelkich parazytów cho-  
robozwojczych jest niemożliwym do spełnienia (dunkar).

### Ogólne wskazówki do odczyszczenia wód.

Stosownie do składowości wystawczy może w pewnych  
warunkach tylko odczyszczenie polegające na patrym-  
owaniu grubych części pływających w wodzie powierzchni,  
aby odparto odpowiadał przedewszystkiem pewnym  
estetycznym względom. Do tego potrzebne są urządzenia  
składające się z krat lub sit. Urządzenia te patrymują,  
jeśli szybko części pływające do 2<sup>m</sup> średnicy - według in-  
nych papatrymują wystawczy patrymowanie części  
płatych do 3-4<sup>m</sup> średnicy. W razie jeżeli warunki  
niejwzrostle wymagają patrymowania prawie wszystkich  
części nierozpuszczalnych w wodzie, natomiast może  
być zastosowana metoda osadzania i strącania  
i gnicia. Zadania dalej idące, skierujące do puryfikacji  
stanu nieczystości rozpuszczalnych w wodzie i wogóle

takiego ich przetworzenia, aby nie miały podskórki grzy-  
cia, wymagają stosowania metod biologicznych.  
t.j. metod przy których organizmy części rozpuszczo-  
ne w wodzie skutkiem absorbacji - postają wydrie-  
szone przez rozwój mikroorganizmów, w stosunku  
i skutkiem doprowadzenia tlenu utleniającego.

Z tych starych metod najdawniejsza jest metoda  
izyguacyjna (nawadniania pól), później zaś  
od kilkunastu lat prama metoda filtracji  
ziemnej Franklanda, dalej od kilkunastu lat spro-  
wadzone stwierzone metody biologiczne.

Zauważymy tu należy, że wszystkie metody biologiczne  
wymagają przed bezpośrednim ich stosowaniem  
wydzielenia części zawieszonych (nierozpuszczonych)  
w wodzie, przynajmniej nie wystarczą tu brzoły i sity  
i trzeba stosować także metody siadania, stracania  
lub grucia.

Chcąc przetworzyć części organiczne tak, aby grucia ich  
dalej było wykluczone, można stosować również  
metody biologiczne, metoda Degenera.

Jeżeli chodzi jeszcze o wydzielenie parazytów chorobo-  
twórnych, to metody te nie wystarczą i trzeba  
użyć metod desinfekcyjnych.

# Mechaniczne oczyszczanie wód.

1.) Komory do osadzania piasku i innych cięższych, ruchomych części, napływających do kanałów, przedewszystkiem w czasie deszczów, jako nieczystości z ulic.

Komory takie obecnie urządzone przeważnie tylko w postaci kratami i sitami.

Osadniki w Berlinie (innymi typy). Dawne typy przedstawiają komory zagłębione, prostokątne lub okrągłe.

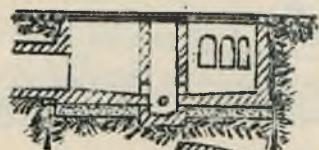
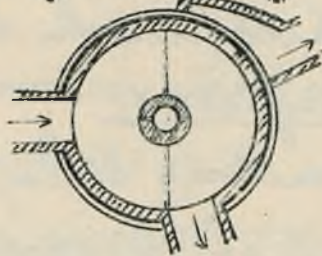


fig. 84.



Nowsze osadniki mają dno zatorione w spadku, przyciem kierunku spadku dna jest przeciwnymi kierunkami napływu wody.

Osadnik Obrdruf.



fig. 85.

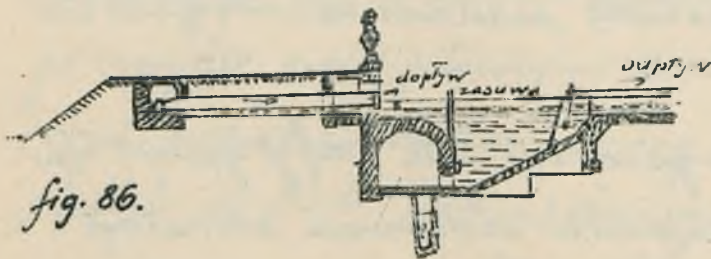


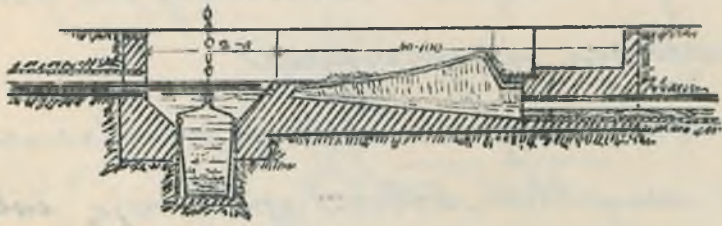
fig. 86.

Kanał, z którego spadają nieczystości, bywa postworzone ramowy.

Przy takim urządzeniu części ciężkie skutkiem umniejszenia szybkości spadają do najniższego punktu i bywają wydobywane kubitami zwykle ręcznie.

Zumian tego można osadzić na dnie osadnika nacrynie

metalowe i po wyretkiniem wydobyć je raprowca ko.,  
kawa. fig. 87.



Osadnik z koszem i przewatem

Wymiary tych  
osadników obra-  
chunuje się w ten  
sposób, aby chwy-  
cić wody wypły-  
wającej około 5<sup>cm</sup> (cm).

Wymagane wykonuje się najczęściej dwa osadniki obok  
siebie, w których jeden tylko jest czynny, gdy drugi się czyści.  
Osadniki takie według doświadczeń mogą zatrzymać około  
1/12 części stałych zawieszonych w wodzie - ilość patrzona  
w nich zatrzymana liczy się ton na 100.000 mieszkańców.  
Materiał składa się przeważnie z części mineralnych  
(odpady z ulic) wiążących mało wody i może być z tynku,  
ceglą, papruską, ruyłtych worków, tacek i t.p. odwiercony.

Przy kanalizacji rozdzielonej, gdzie odpady z ulic  
nie dostają się do kanałów z wodą kurytą, osadniki te  
mają podśrednie przeznaczenie.

2.) Sita, kraty i przesieca. Służą do wydobywania z wód kuryt-  
nych części niesprężonych. Powodem takiego odrywania  
nie wód kurytych jest więcej wzgląd na estetyczny wygląd  
miejsców stwartych, niż na usunięcie ich zawieszonych.  
Pierwsze kraty stosowane przy kanałach zbiorczych miały  
tylko ten cel, aby w razie pompowania wody grubie części

ptywające, nie dostawały się do komór, z których pompy czerpały wodę. Z tych urządzeń normowały się pomniki, ale sturają do mechanicznego odryśerania.

Wynależono w tym kierunku najnormalniejsze urządzenia, z których w praktyce nie wyszłyby dobre, spełniają one zadanie, dlatego w stosowaniu ich trzeba być ostrożnym i pierwszeństwo dawać tylko takim, które w innych miejscach od szeregu lat dobrze funkcjonują.

Straty przed pompami urządzeniami zwykle z prętów z siłką skrajną, ustawionych obok siebie, z porostawieniem szpar 15-25<sup>mm</sup> szerokości.

W innych miejscach ustawiano kraty ruchome, porostawiając się po kracie stałej, przez co części stałe częściowo rotowały ratrymowane, częściowo rozdzielane.

Prócz takich urządzeń zamieszano przy wylocie kanału z wodą, zwijta kosa druciana, przez które woda się przelewała, części zaś stałe rotowały ratrymowane.

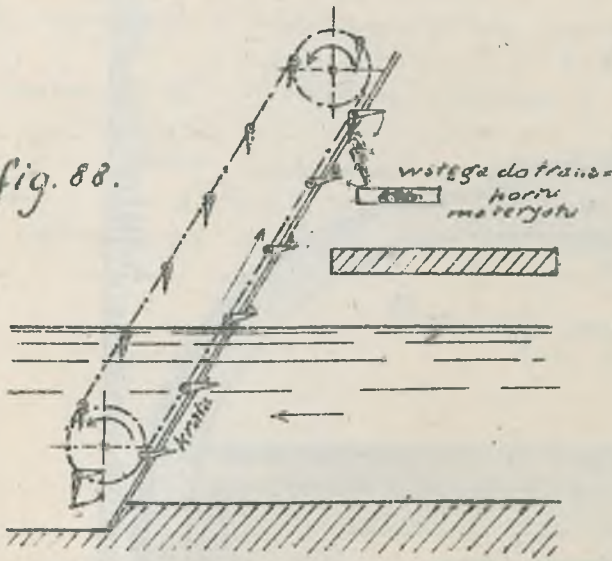
Ważne urządzenia do mechanicznego odryśerania posiadają kraty lub siła w normalnych potocieniach do kierunku prądu wody zwijtej ustawionych, od pionowych, aż do poziomo rotacyjnych. Przy wykonaniu tych urządzeń większych miar, osobno ustawia się kraty do ratrymania materpatoń grubszych, osobno zaś do materpatoń drobniejszych, przy czym każdy rodzaj musi się składać z kilku elementów z osobno



ustawionych.

Urządzenie przy stacji pomp w Livry (Paryż). Krata jest tu ustawiona

fig. 88.

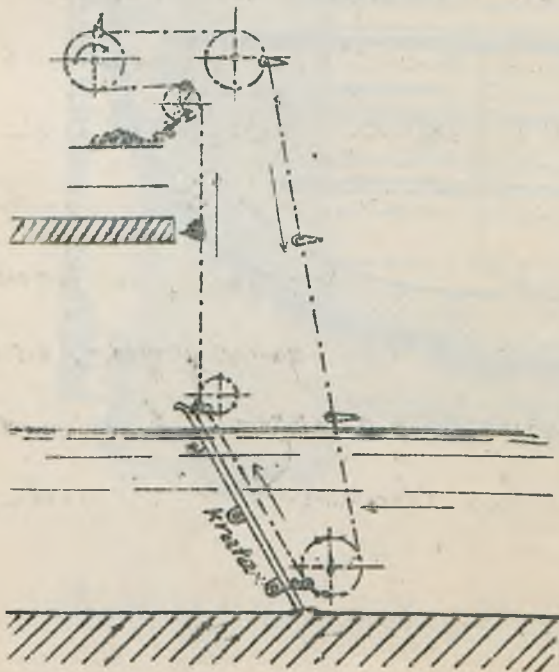


na skośnie do kierunku prądu. Ograniczenie kraty materiału jaki się w niej zbiera, na odbywa się napowietrze kraty z rzeźbami ruchomymi, poruszanej wzdłuż kraty główną napowietrzającym mechanizmem. Żeby kraty drapiącej przy dojściu

do spadku kraty głównej przyjmują potężnie porwane, nabierają materiał nadmierny, podnoszą go do góry, a następnie przyjmują potężnie porwane, skutkiem czego materiał spada na wstęgę do transportu, która przewozi go do worków kolejki roboczej.

Podobne urządzenie jest w Manchesterze, tylko że kraty główna ma nachylenie przeciwnie.

fig. 89.



Urządzenie w Bydgoszczy fig. 90.

Woda kanatowa dopływa dwiema rurkami A, przez czerpniak B, przez ścianę betonową C ustawioną z obustronnym małym wzniesieniem (pranie

Przekrój podłużny

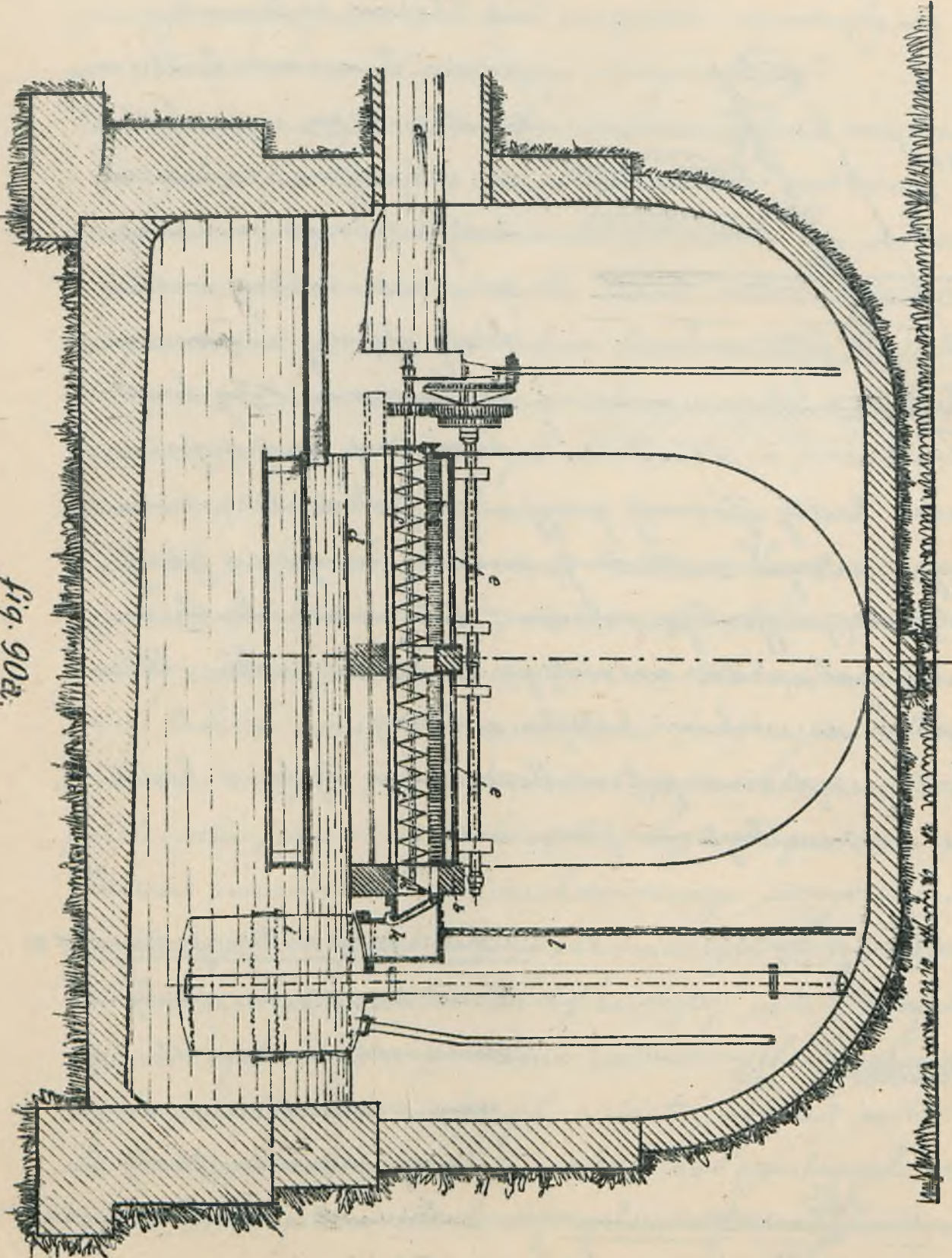
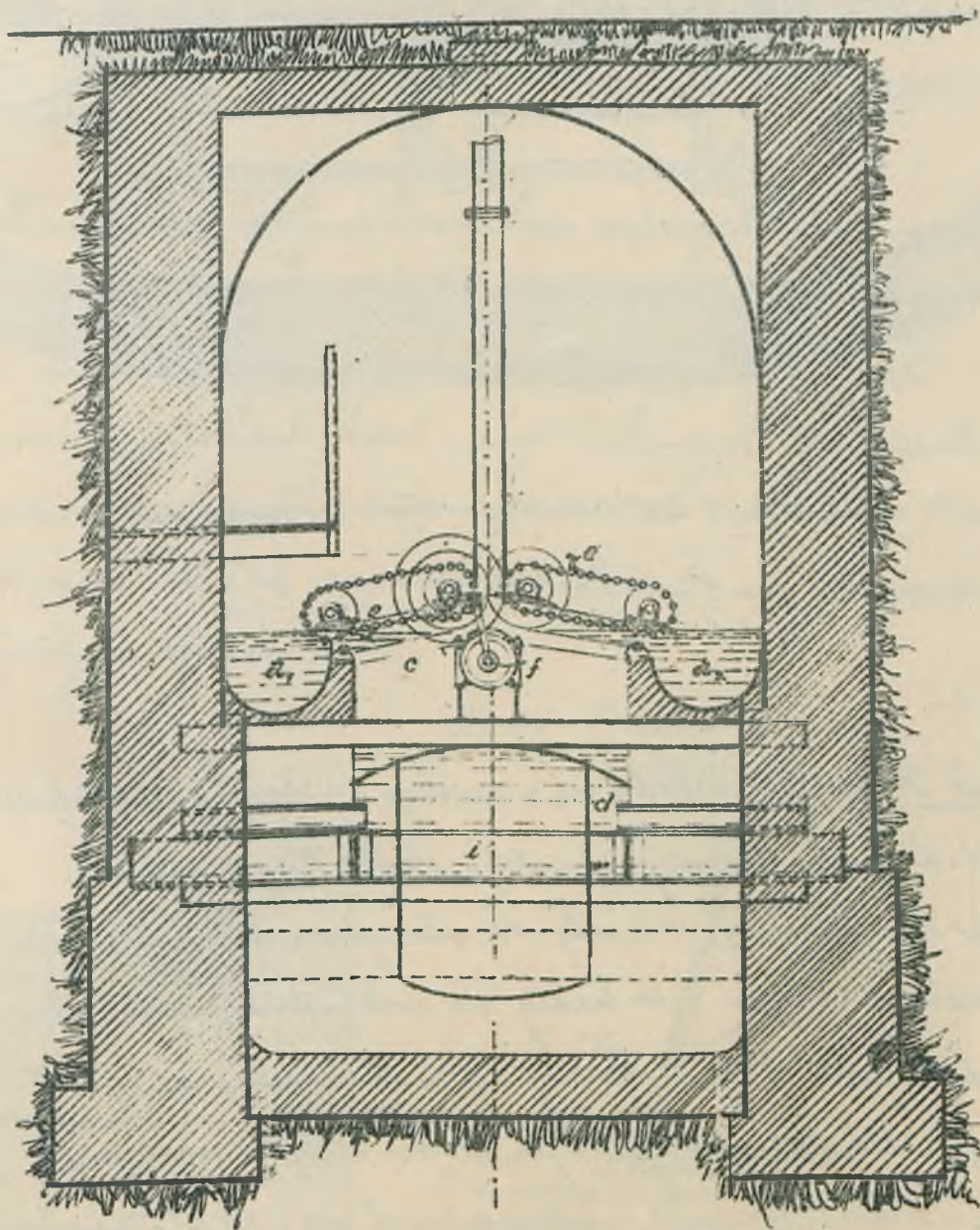


fig. 90a.

poziomo między słupkami muru w odstępy 3<sup>m</sup>. Najpierw porostaje nad nim dolnych części muru, następnie nad nim iz spietera i nad nim coraz wyżej. Materiał zgarniaje seczoth blaszana e, w stalym rurku i wypcha go do waha „imbone”, go f, który przewozi go do dolnych nacryn i. Rurka jest tu silny wazny większy niż przekrój kamatu optywowanego.

Przekrój poprzeczny

fig. 90b.



Rzut poziomy

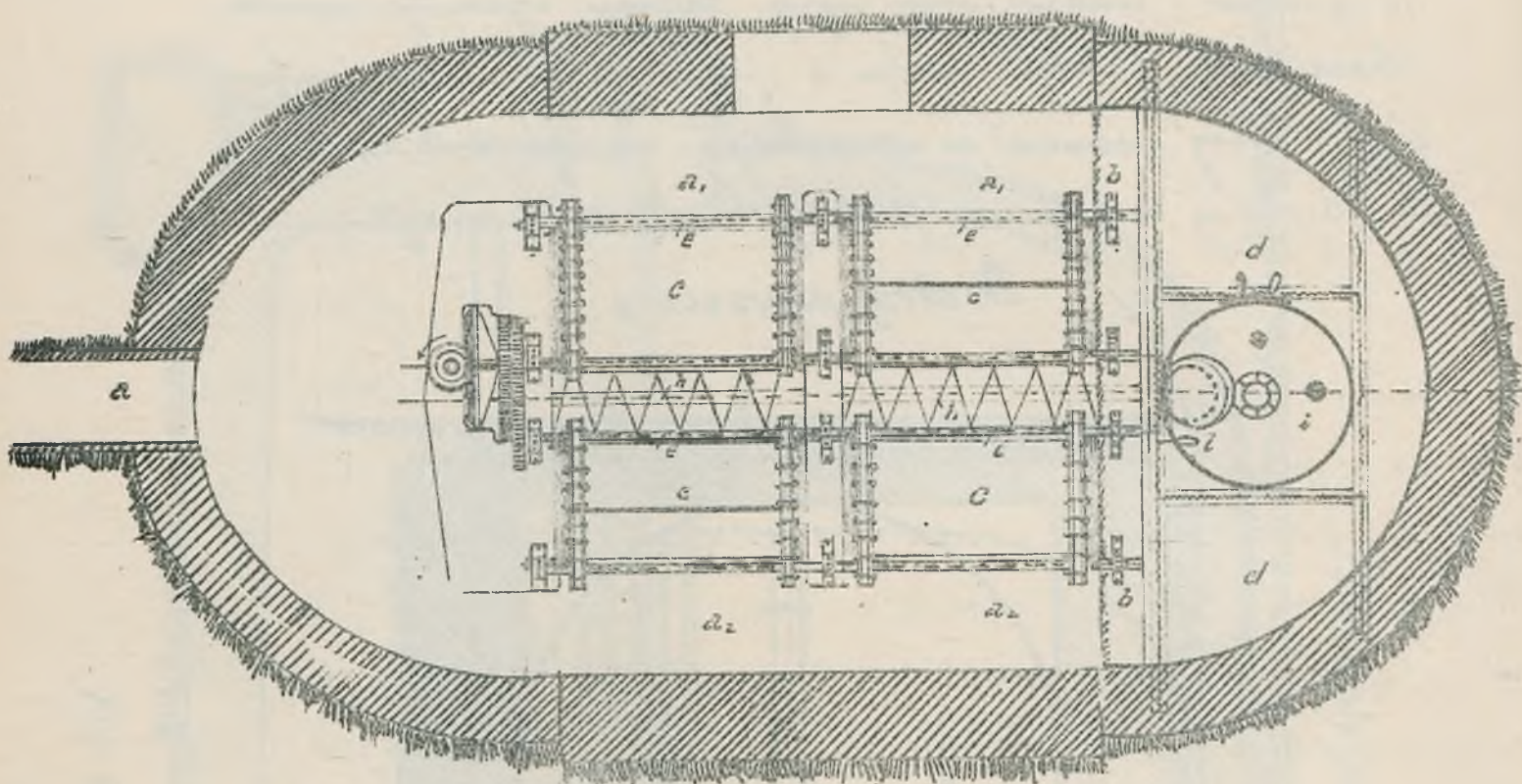


fig. 90c. Krata z automatycznym urządzeniem do oddzielania

Urządzenie w Kolonii składa się z małego cylindryka piasku, w którym na  $1 m^3$  wody zawieszonych przostaje około 75 gr. piasku. Para wodna znajduje się 4 kraty do odsypania gruboziarnego a odstępami przełotów  $20 mm$  i 4 kraty do dokładniejszego odsypania z odstępami  $3 mm$ . Kraty są ustawione pod  $\approx 45^\circ$  do prądu. Oddzielenie napłyniętych części stałych następuje za pomocą siatek stalowych, poruszających się po  $8 min$  w kierunku

szkwałach napowietrza. Długości ryzów nie, mierzona  
napowietrza szobnych grzebień. Materiał spada na wstęgi  
transportowa, wykonana z ramionowo potoczonych blach,  
skład dostaje się do worków.

W Kolonii odrywana się dziennie 55.000 m<sup>3</sup> wód kurytych  
(380.000 mieszkanicm). Zakład kosztował 418000 R. Urządzenie  
całe napawiają, w r. 1911, elektromotory, pręgiem potrzebnym  
sita wynosi 5-6 HP.

Porostłości z odrywania wynosi na 1 m<sup>3</sup> wód kurytych 180 gramów  
i zawiera 80% wody, 3,5% części mineralnych i 16,5% części  
organicznych.

Wiele nowych urządzeń w tym kierunku zaprojektował inżynier  
Riesch, którego staraniem było, aby wszelkie czynności  
o ile możności przeprowadzić napowietrza, mechanicznych  
urządzeń. Tramwaje pędzących krat wzięt tubowych (z odwróceniem  
kół). Krata pierwsza miała odstępy prętów 15 mm, druga 5-6,  
trzecia 3 mm. Struktura ryzów się napowietrza, obracajacym się grzebień,  
znia C z elastycznymi rebami. fig. 91.

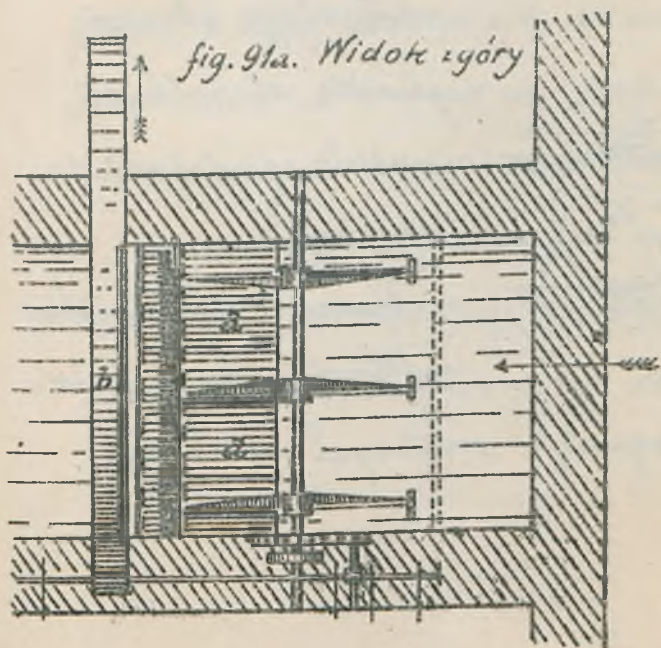
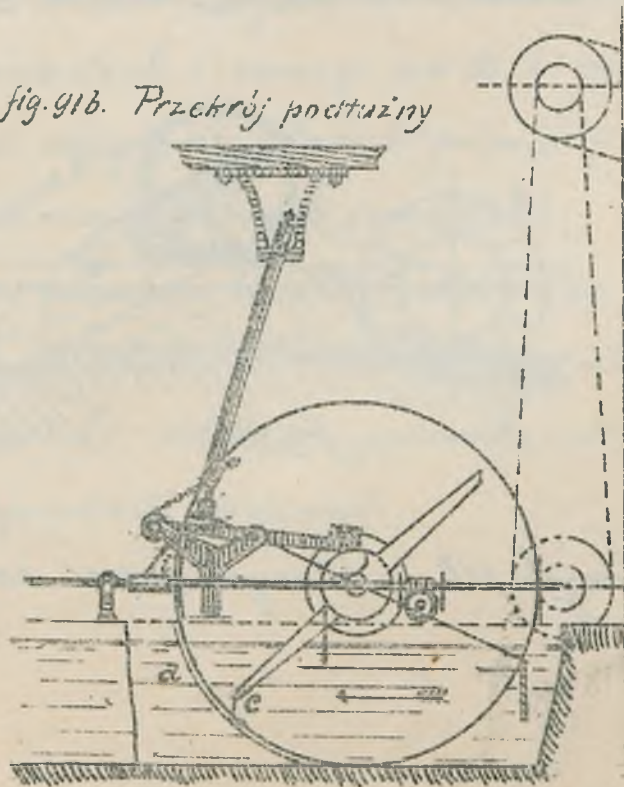
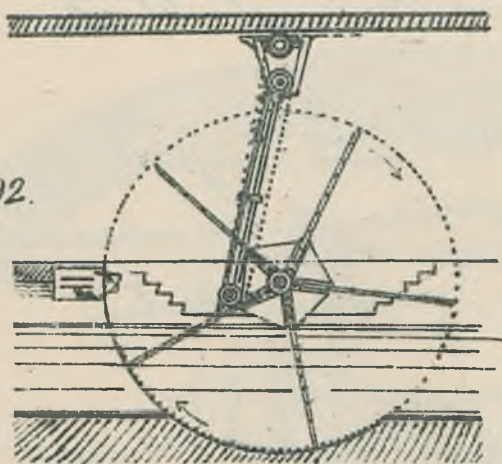


fig. 91b. Przekrój podłużny



We Frankfurcie nad Menem wzięte są kraty skrzydłowe. Kraty takie tworzą skrzydła, które w liczbie 5 cm - 6 cm obracają się w kanale do „płynnym, w segmentowo wyis. tem drzewie.

fig. 92.



Skrzydła obracają się powoli pod wpływem wody. Odstęp prętów można zmieniać przez wstawienie prętów dodatkowych. Z każdego skrzydła,

gdzie w wydatku się z wody, zgarniają sobie przesuwane blachy i obracające się przesłoki materiał na następny transport. We Frankfurcie nad Menem stosują kraty do zatrzymywania grubych części przed dalszymi urządzeniami do podczyszczenia.

Prosty i dobry przyrząd zastosował Smith w Carlshalton. Włosek tworząca sito a przechodzi przez dwa cylindry umieszczone w ruchu naprzeciwko, która wodnego podsielbiernego.

Materiał ze sita a odskrobuje obrotowa, jaka się szerokość c, ponieważ spada on do osobnej rynny.

Aparat Friedricha składa się z „prosiw.

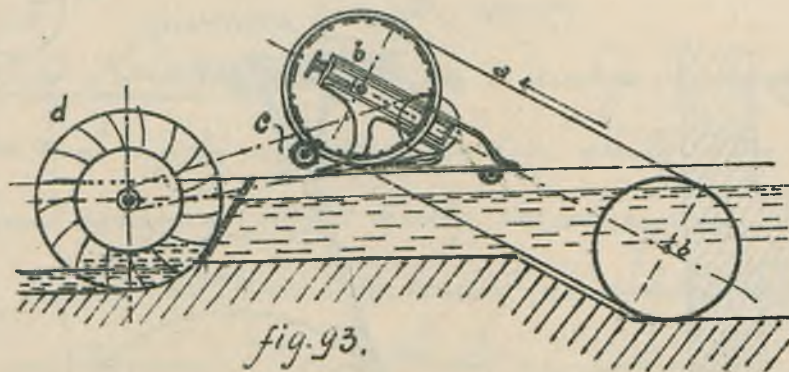
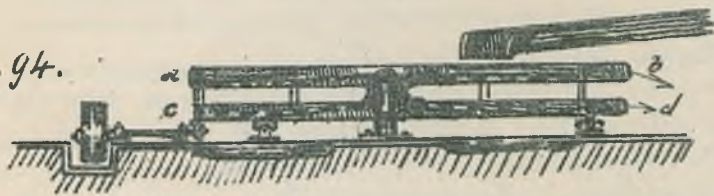


fig. 93.

wyższych sit, z których górne zatrzymuje materiał grubszy,

dołue cieńszy. Zaprawa robnego urządzenia sprężynowego  
sita sie wtrąsa, a materiał odchodzi pamiarymnie osobna  
rymna. Site owe moze kształty kół - ab, cd.

fig. 94.



Łabrymune w ten spo.  
sob niezystości mogą  
być do uprany soli do.  
bnie rozwiązowane; przed

wyjęciu gromadzi sie je w odwodnionych dotach. Aby rapo.  
bieda niemitym rapachom, moira je przypynac chlor - kal.  
kiem lub masłem torfowym. W razie niemitym przez osłuchów  
mogą być niezystości te wspólnie z innymi odpadkami  
miejskimi spalane.

Sfaktady do oddzielenia wód rozsytych.



Osobne urządzenia (radniki tłuszców) powinny być stać, „  
ne przy postępowo urządzonych kanalizacjach do kanali-  
zacji domowych. W wielkich miastach z uwagi na to, że na  
głównie i dobie dostaje się do wód rozsytych około 20 gramów  
tłuszców, starano się zaprawia osobnych urządzeń,  
ustawionych przez radnikami piasku, tłuszcze oddzielać  
i wyciąć ich w przemyśle mydlarskim. Doświadczenia w tym  
kierunku robione są w Niemczech - zdaje się jednak, że  
odrykiwanie tłuszców wypadnie za drogo.

## Dohtadniejsze oddzielenie cześci nierozpuszczalnych

Osadniki piasku, brzoły i.p. usadzenia szarymizy, radebnie 20-25% cześci ramieszonych we wodzie - dohtadniejsze oddziele-  
lenie ich wykonyje sie, przez wtasciwe osadniki po przejściu  
których (nawet przy osadnikach bardzo znaczących rozmiarów  
pozostaje we wodzie jeszcze 10-20% tych cześci. Te resztki można  
ściągnąć przez statorowanie środków chemicznych (metoda pra-  
ca). Przez tej wywaru jest metoda gnicia w ambarku  
z metodami biologicznymi.

4.) Metoda osadzenia. Osadniki tu statorowane muszą  
być tak konstruowane, aby woda w nich jak najrybziej  
się uspokoiła i aby usadowienie osadu mogło się łatwo i szybko  
odbywać. Przedewszystkiem chodzi o to, jakie osadniki mają  
mieć kształty, aby jak najwięcej ilości cześci ramieszonych szary-  
mizy.

Przyjmijmy sadyk o głębokości  $G$ , szerokości  $S$  i długości  $D$ ,  
natenczas pojemność jego wynosi  $GSD = Q$ . Objętość składowa-  
na przepływająca przez sadyk w danym czasie przez  $q$ .

Jeżeli szybkość spadania cząstki ramieszonyj we wodzie wynosi  
 $c$ , natenczas czas potrzebny do tego, aby cząstka spadła na  
dno wynosi  $t = \frac{G}{c}$ . Czas ten jednak musi być mniejszy  
niż czas przepływu wody przez sadyk, gdyż inaczej cząstka  
nie osiągnęłaby dna sadyka i stałaby z niego wysuszoną.  
Czas przepływu przez sadyk wynosi:  $T = \frac{D}{v}$  przy czym  $v = \text{prędkość}$



mej chybieki przeplywu przez osadnik -

$$F = \frac{Q}{G} = \frac{Q \cdot G}{G^2} = \frac{Q}{G}$$

Osadnik powinien być przy danej pojemności stożkowym płytki,

dalej powinien mieć stożkową powierzchnię dno, która z doświadczeń ma być najlepsza. Dawniej osadniki były urządzone nie w ruchu statycznym, ale w ruchu przerywanym, to pracowały wykonywano kilka osadników (osadników), woda w pierwszym czasie wypłynęła jeden z nich, potem dopłynęła do niego się parzyła, woda stała przez dłuższy czas, potem się ją spuszczało, a osad się wywarło. Taki ruch wymagał jednak kosztowniejszych urządzeń, gdyż osadników musiałoby być kilka, a także ich pojemność była mała. Dalej ruch przerywany przyciągał do siebie stratę spadku, równa wysokości napłynięcia osadnika. Dlatego przysiężono do wykorzystania osadników o trwałym ruchu, w których woda naprawdę z małą szybkością, ale trwale przepływa i stale z nich odpływa. -

Osadnik angielski fig. 95.



woda przepływa tu przez przewody, następnie pod deski

c i góra przez mury przedziałowe, następnie przez przewody odpływa. Osadnik ma dno pochylone w stronę dopływu, gdzie również znajduje się urządzenie do pomiaru osadu. Przy każdym osadniku - woda jest rzeka, aby osadnik

waleryje wycięć; wyszerzenie ma się odbywać tak często, by  
wadliwe części nie przechodziły w stan guzika. Wlecie  
wyszerzenie musi się odbywać co 3-4 dni, w piwie w odstępkach  
około 10 dniowych. Najwyższy nacisk potorygi wależy na to,  
aby wyszerzenie odbywało się w sposób możliwie prosty.  
Bardzo cenne wskazówki co do urządzania abirruiki w myka  
na na podstawie doświadczeń uzyskanych w Hannoverze  
i w Kolonii.

Doświadczenia w Hannoverze uzyskane były z sadzinkami  
50 i 75 m. długości przy chylnościach przepływu 4-19  $\text{m}^3/\text{m}^2$ .

Wyniki były takie, że wody kwiły w noc nie osiadały prawie  
iadnego osadu, odpłynęły zaś dzień.

przy sadzince 50 m długości i chylnościach 4-8  $\text{m}^3/\text{m}^2$  przostawiały  
średnio 55.7%

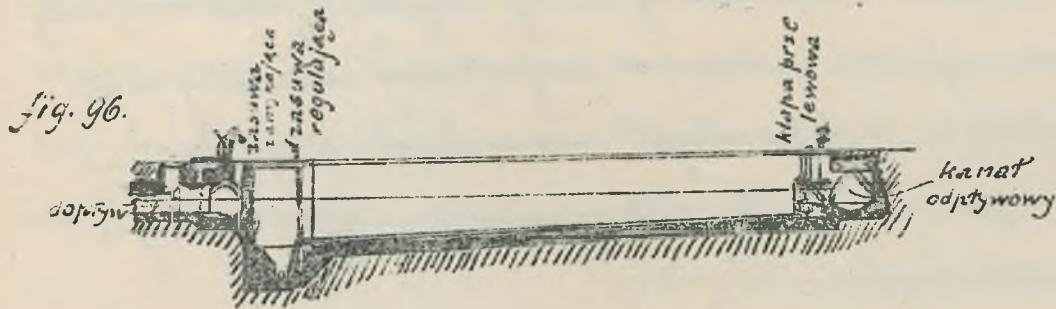
" przostawiały  
średnio 61.5%

Przy zwiększeniu chylności na 19  $\text{m}^3/\text{m}^2$  przostawiało " osad"  
długości 75 m. długości niewiele więcej niż poprzednio, a mianowicie 57%.

Z tych samych, wód wydzieliło się, jeżeli woda w osadzi-  
ku stała przez 24 godzin 88.8%, a 1 1/2 godzinno przostawia  
niezmiernie wody w sporym osadniku stało ten sam wy-  
nik co 3-4 godzinny proces sadzenia przy przepływie  
przez sadzinkę.

Osadnik próbnym w Kolonii, którego urządzenie można

urząd jako wosnowe, wykonany był jako szadnik piasku



Szadnik wosnowy był po szadniku piasku i po kratkach. Wody wzięte dostawały się do wosna wlotami (bez przesłony) do szadnika. Dno zaraz przy wlocie miało zagłębienie celowo ukształtowanego pompowania. Długość szadnika do jednostajności miała przepłynąć.

Sprowadzono czystą tu przy chylności 4-77 7 m szer. Tak samo jak w Hannoverze w nowym szadniku nie było, a nawet następnym, to przynajmniej części szadników. Stąd wywnioskowano, że w pewnych godzinach (wosnowych) korzystnym będzie im wpuszczać wodę surową do szadników.

Przy chylności 4 <sup>m</sup> w szadniku w dzień wynosiło	72.31%
" 20 <sup>m</sup> " " " "	69.08 "
" 40 <sup>m</sup> " " " "	58.9 "

Woda, która jest przepłynęła szadniki z chylnością 4<sup>m</sup> szer. przedstawiona w porównaniu przez 24 godzin szadnika jeszcze 11.7%, reszta części zawieszonych w wodzie tj. 15.99% pozostała w niej dalej.

Dalej do szadnika te drzewo, przedstawiono przy chylności 40<sup>m</sup> szer szad, zawierał 91.34% wody, zaś 8.66% pozostała,

Łości stęej, zaś wad parę 4<sup>m</sup> m 550. iżyko 4. 43% porowatości stęej. Wynika stąd, że wad parę, dużej chęności jako więcej stęej, łatwiej daje się wynieść niż wad parę 10 parę umniejszej chęności. Wynika stąd, że w pierwszym warunkach parę dużym ścieku sdbiorczym umiędzy zrezygnować ze zbyt małych chęności w sadnikach.

### Studnie i wieże odsyszające

Porwały one wtęcznie w związku z metoda chemisnego stręca, pówiej wiyto ich i do zwykłego sadrania. Maję one spęci, nięć sadanie, one w ten sposób, aby oddalanie wadu odbywać się mogło bez przesmy? w dęptynie wody. Wogóle ras? przynąć trzeba, że najmyś umiej więcej niż zwykłe sadniki, ale ratoszenie nie jest tak proste.

Jedną z najdamniejszych jest studnia w Halli (m. S.)

W przejściu sadnika piasku dostaje się wody rwijte do studni 7.5 m gębskiej; dęptyn sadrony jest 2.5 m. wad dżerwa (oda) Wody rwijte sdęptynują góra, a wad poronuje się wokna, pwa nie przesmywają puchw. (w b)

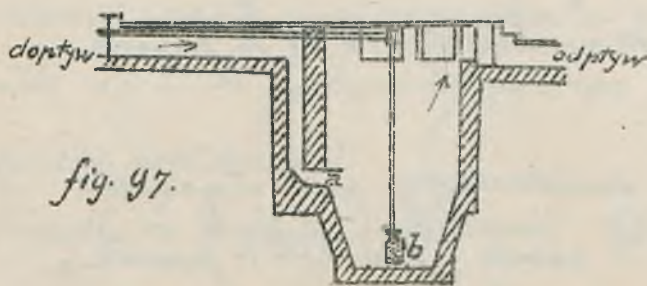


fig. 97.

Studnie w Dötmündie miały gębskości 13.7 m. Woda dostaje się wtęcznie, i zapowia pro, nięcietych rwień sadnika, pę jednostajnie na ratę przekroj.

Dalej woda wnosząc się miała przejść przez cienki filter. Studnie te miały sturzyć do chemicznego straganca wapniowego, siarkanu glinu względnie siarkanu celasa, chęć więc wzniesienia wynosiła 0.36 m. szer, a czas przepływu wynosił 1 3/4 godziny. Ciepły odrywał się, równo napowinowa osobnych rur odprowadzających wodę z całego górnego przekroju.

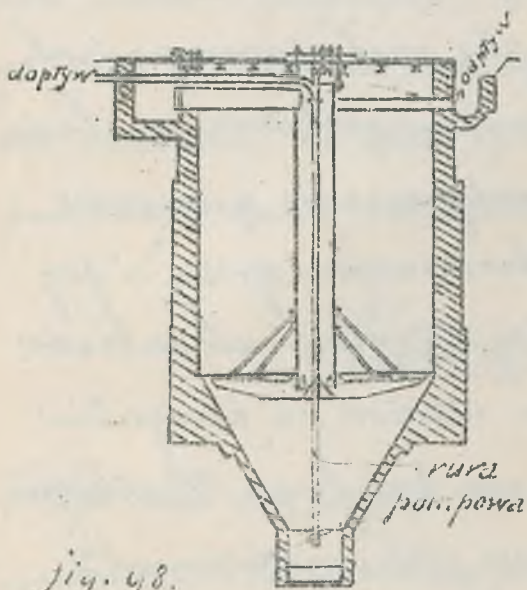
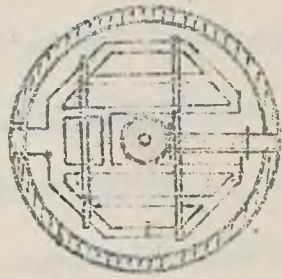
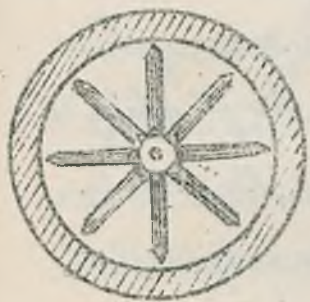


Fig. 98.



W niektórych miejscach wykono-  
wano wielką liczbę <sup>ale zato</sup> małych studni,  
dzielen (Prudnia) 6000 ziów 28 studniem,  
Luben 33000 ziów 41 studniem - przy  
ilości wód wziętych 9000 m<sup>3</sup> dziennie)

Konstruowano także studnie w których woda  
wydostawata się przez przysięgę,  
dł. o wielkiej powierzchni ławia,  
co miało większe osadzenie Fig. 99.



Fig. 99.

Podobne konstrukcyjne posiadają  
większe studnie, które wzniesia się, ten se აღნიშნული  
nia kosztów przemianie część konstrukcyjną wykonana jest  
nad ziemią.

Metoda odcyszczenia polegająca na poddaniu  
wód rzekowych gruciu.

Wyniki są z obserwacji procesów, jakie się odbywały w dawnych zbiornikach nieczystości, w których wody rzek, te przez długi czas przebywały.

Metoda grucia nie jest stosowana jako metoda samodzielna, lecz w związku z innymi - przedewszystkiem z metodą dezynfekcyjną. Zaada jest ta, że wody rzekowe gromadzi się w obszernych zbiornikach (do kilkudziesięciu tysięcy m<sup>3</sup> przy dużych miastach), które w znaczniejonej odległości od zabudowy wari mogą być otwarte (Birmingham odległości od budynków tylko 1/2 mili ang); bliżej miasta rzeka, by być kryta skutkiem przystępu powietrza następuje grucie ciał organicznych.

Działanie zbiorników jest podwójne; po pierwsze następuje sadzanie części nierozpuszczonych, lecz zawieszonych we wodzie, których wydzielanie się około 60-80%. Długość stania wody nie zwiększa efektu i normalnie 12 godzinny postój wystarcza. Drugie działanie polega na wydzielaniu części rozpuszczonych skutkiem oxydacji - co do skutku tego działania różnie się zapatrywano. W każdym razie części zawieszonych organicznych, znajdujących się we wodzie ulega mineralizowaniu, oraz samianom na gazy.

Summarizacja korzyści tej metody w sposób następujący:

1.) Wzrost i rozwój sadu, 2.) ujednolicenie jakości odpywających wód powierzchni, 3.) zmniejszenie ilości sadu skutkiem dratania glebnego, oraz takież odwodnienie sadu, częściowe suszenie, nie parodków chorobotwórczych.

Niektóre metody naturalne są: 1.) Filozof wód powierzchni odpywających w stanie glebnym, 2.) utrudnienie dratania biologicznego, jeżeli metoda ta ma być później stosowana, 3.) wazymen, 4.) trawienie ryb, gdyż wody poddane glebie posiadają dużą wartość siarkowodoru.

## Metoda stracania

Polęga ona na użyciu środków chemicznych (wapno palone, siarkan kelasa, siarkan glinu, atn itp.). Chemikalia te mając składniki organiczne, tracą je z wód powierzchni. Naturalnie ilość sadu jest w takim razie znacznie większa, wyrów jest korzystniejszy, nadto koszt chemicznych jest wobec wielkiego zapotrzebowania znaczny.

Dawniej sądzono, że przez stracenie chemiczne wybrane osady będą mogły być z korzyścią użyte w gospodarstwie rolnym - tymczasem takie osady nie są użyteczne - a osady miały bardzo małą wartość jako nawozy.

Metoda ta dziś tylko w niewielu miastach jest zastosowana (Łódź) - w niektórych starych jako wstęp do metody biologicznej. Zamawiający należy, że wody powierzchni, które jmi mosto,

de zewnie stracania porosty, wnoszenie do nich pro-  
ces ten odbywa się dalej też, że jeszcze pracuje słońce nadtem  
mogą, w praktyce później postawić.

Metody mające na celu umiarkowanie  
główna części organicznych wód powierzchniowych.

1.) Metoda irygacyjna, czyli nawadniania pól.

Wynalazona już przed kilkudziesięciu laty; zastosowana  
już w bardzo wielu wypadkach ze znakomitym skutkiem.  
Aby metoda ta cel swój, spełnić wymaga ratowania pól  
irygacyjnych specjalnych warunków, a przedewszystkiem  
umowa, w pobliskim miasteczku istnieje obszar, gdzie doświadcza  
te porównanie. Po wprowadzeniu jej radono między  
krotkimi, że każdy grunt nadaje się do zastosowania tej  
metody nawadniania wodami karłowatymi nawet  
pola gliniaste. Woda wprowadzana przez słow, słow,  
tytuł na najwyższym punkcie terenu, po czym przedwata  
się przez jego krawędzie i spływa po stocznych grzbietach.  
Następnie zbierają się w rowie przelanej przelanej i pro-  
wn przedwata się na dobre obszary. W gliniastym gruncie  
wziąkanie było niemałe, dlatego do pokrycia wód  
powierzchni potrzebne były pracujące obszary, nadto grunt  
taki porównał i przez długi czas nie można było na  
nim wykonywać robot polnych. Aby wodę, która osiadała



w grunt odprowadzić, drenowano pola; jednak z drewna  
 odpytnata jeszcze cieć w stanie quijacym, a potem nie  
 odyczerana. Taka irygacja moina być narwać proster.  
 chaiswa - jednak nie jest ona odprowdnia. Tak samo jak  
 grunt gliniasty nie nadaje się i grunt torfowy z powodu  
 małej przepuszczalności do odyczerania wód powierzchni,  
 a właściwa irygacja mająca na cel nawadnianie prócz  
 czone z filtracją moina być tylko na gruntach rwi,  
 rownych i piaskowych. Jeżeli takie pola znajdują się  
 w pobliżu miasta, to metoda irygacyjna może dać co  
 do odyczerania wód najlepsze wyniki.

Technicznie irygacja woda, wzięta z przeprowadza się tak,  
 jak każde inne nawadnianie pól. Przed przeprowadze-  
 niem na pola tuba woda uwolnić od grubszych cześci  
 zawieszonych w wodzie, a mianowicie paprusa, prądu,  
 kón. Waznem jest także ratymanie stuzców, które na  
 drzewach pól irygacyjnych oddziałują szkodliwie?

Sposób rozprowa-

drania wody zależy  
 od pochylenia ter-  
 mu. W terenie z stałym  
 nachyleniem prowadzi  
 się rowy nawadnia.

Rów główny  
 jacy główny  
 poprosznie

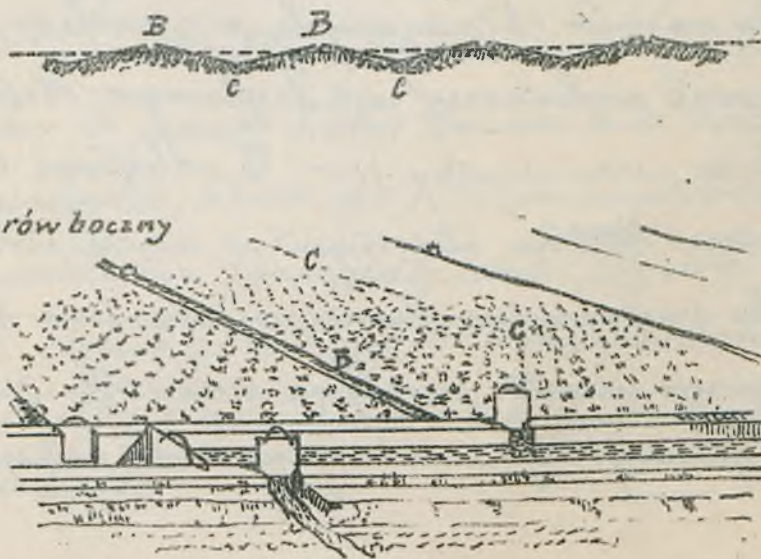


fig. 100.

row boczny

Rów główny

do pól i w niego odgaleria prostopadłe mniejsze rowki idą, ce ukrytem wykonanych grzebiotów. Z rowków tych występuje woda porleńając się na grzebioty, które nie mogą mieć więcej jako 100 m długości. Odptywują pływają w dół rowka, mi C, pacem obierają się prawem w dalszym rowie po, porocznym, w którego mogą być wprowadzone rowki na stoki. Takie nawadnianie wymaga jednak kosztownego przekształcenia terenu.

Zauważając tego można zastosować nawadnianie sąprowozu rowków, pomiędzy którymi znajdują się rowki. Rowki mają tylko 1 m szerokości.



fig. 101.

Przeprzewodnikiem jest

również nawadnianie radewne, przy którym obrany z powierzchni 2-10 ha. otacza się groblami. Woda wpływa do rurek z rowów doprowadzających w ten sposób, aby stała 25-50 cm. nad terenem. W granicę proporcjonalnym wodą wsiąknę przepływa i sąprowozu podziemnych rurek odpływa do rowów obierających, w r rurek do przebiegu. Tęgo rodzaju urządzenie wykonano we Fryburgu (Wielkie Ko. Baderische) - (Rysunek patrz na końcu) - W odległości 5 km od miasta na obszarze 200 ha, otoczonym ze wszech stron lasem patorsko pola irygacyjne. Tęgo powiększenie było niewielkie, gdyż przez miasto przepływa niewielka rzeka Rheinam. - Kanał główny doprowadzający wodę przebiega

a miasta ma przekrój jajowy  $75/50$  przekręca łewiarem rzeki  
Drewnam dając do pól irygacyjnych.

Cały obszar pól irygacyjnych podzieleno na paleniy - każdy  
około 6 ha powierzchni. Zapewnienie takiego basenu trwa  
około 2 godziny. Zanim woda wejdzie do rowów na-  
wadniających, przechodzi przez dwa sadziki, o łącznej  
powierzchni 8<sup>ca</sup> arów, gdzie znajdują grubsze sieci ry-  
ci. Rowy nawadniające mają przekrój trapezowy  
głębokości 50 cm, szerokości dna również 50 cm. Każdy  
row starszy jest obustronnie grobelkami, przez które  
w przechodzą betonowe rury do basenów.

W głębokości 150 cm pod terenem patorionej drewny  
w odstępach 10-15 m. W przeciągu 8-10 godzin basen  
się wypłóćnia, a zupełnie czysta woda uchodzi drewna-  
mi do rowów. Nawadnianie odbywa się tak w lecie,  
jak i w zimie. Kształt patorionca i utrzymanie starają  
się częściowo pokryć z dochodów gruntu, gdyż na ob-  
szarze tym sypa zboża, jaryzynę; część przemianowa jest  
na taksu. Kultura rzucenia się przed sadzeniem, taki  
tylko do czasu próby trawa nie osiągnie jeszcze pewnej  
wysokości, może do 10<sup>ca</sup> cm. wysokości. Zwrócić można  
nawadniać przez cały czas. Ryżniki są bardzo dobre  
n.p. jawnie obiera się 6-7 razy w roku. Dochody płyną  
nie tylko z gruntu, ale i z gospodarstwa mlecznego i cho-  
wu bydła.

Koszta przedstawiają się w przybliżeniu w sposób następujący:

wykupno gruntów	900 Młk. za ha
wykarbowanie	550-600 " " "
wsadzenie rowów i basenów	130 Młk. " ha
drewnianie	190 " " "
siłowy, przejażdzy i inne objekty	1900 " " "

Działanie pól irygacyjnych polega na absorbcyjnym działaniu materjału pielnego, oraz na utlenianiu prócz, cześć organicznych. Jakkolwiek woda odchodząca z drenów ma zawsze jeszcze znaczną wód peryttych, to nie ma jej materji rozslużych do życia, skutek chemicznej nie porostawia nie do życia - ma on zawartości kwasu azotowego w odpływach wskazuje na dobre utlenienie siat organicznych, wreszcie badania bakterji orologiczne wykazują przy dobrej wsadzonej polach irygacyjnych znaczne zmniejszenie ilości bakterji (Tryburg) porównano - " 790000 na 6700 w 1 cm<sup>3</sup>) Wpływ działania tu przy odryżowaniu wód rośliny wyteczne, chodowane na polach, jednak stwierdzik należy, że działanie ich jest ograniczone, gdyż przynajmniej przez nie np. ilość próczek azotowych jest w stosunku do doprowadzanej niewielką.

W praktyce brzy się przy polach irygacyjnych stało ma 400-600 g/ha, tymczasem rośliny kulturowane

na 1 m<sup>2</sup> ha wody mogą być produkowane oszczędniej  
przez 60-80 osób.

## 2.) Filtracja zienna przerywana.

Metoda ta badana najpierw przez Franklanda  
rozwinęła się w Ameryce pn. w stanie Massachusetts.  
Doświadczenia Franklanda dowiodły, że w natural-  
nym gruncie żwirowym lub piaskowym, przy  
drenowaniu skoto 18 m głębokiem można przez prze-  
filtrowanie wód powierzchniowych odpowiadających 10 <sup>cm</sup>  
typu ziemi (skoto 1000 m<sup>3</sup> na dzień) na obsza-  
rze 2 ha, wody te oczyścić, jeżeli metoda ta doprowadzi  
na ledwie przez 6 godzin, potem w doprowadzaniu  
nastąpi przerwa potrzebna, aby przy naturalnego  
filtra wypłynęły się promienie.

Metoda ta z dobrym skutkiem stosowana w wielu  
miejscach w Ameryce. Priatanie filtrów podnosi  
wyższe ich powierzchni przez odwrócenie strą-  
(Którego w korycie, może być wzięty do celów odwrócenia)  
oczu przez wykonanie osłon. Zwykle kilka filtrów  
przerwana się do zatrzymania strą, a reszta przefi-  
luje wodę, przepięw w tych filtrów. Odczynienie  
w osłonie wymaga tylko te pierwsze filtry - dalsze  
nie wymagają żadnych robót. Czas przerwy w dopro-  
wadzaniu wody jest różny, zależy od materiału  
filtracyjnego wynosi od kilku godzin aż do kilku dni.

Utlenianie następuje dopiero w porwie w doprowadzeniu wody, przedtem zaś następuje tylko sadzenie?

### 3.) Sztuczne metody biologiczne.

Opierają one na rozpuszczeniu materiałów przepuszczalnych, nie wietrzejących - jak kokos, żwirli i twardego kamienia, które gromadzi się albo w szczerbrych komorach i czasowo wypchniętych wodą, suszyta (metoda napchnięcia), albo też układa się, te ciała na wolnej powierzchni i na powierzchni wody, suszyta, rozdzielają jednostajnie, przyczem przepływ powietrza jest stały (metoda przekrapiania)

Wyszczególnienie wód suszonych odbywa się

a) przez mechaniczne sadzenie i zatrzymywanie sadów na podstawie atrakcji, lepkości i ciężkości

b) przez absorpcję części rozpuszczonych, która to czynność wykonuje własnawa warstewka, tworząca się zaraz na ściągkach materiałów wietrzejącego do pięć procent cięższych

c) przez dristania chemiczne

d) skutkiem dristania drobnoustrojów rozwijających się w wspomnianej warstewce

e) przez wypukowanie i wytężowanie części stałych mineralnych, oraz w rozkładu poristych.

Dristanie wywołane siat biologicznych objawia się dopiero po pewnym czasie, mianowicie wtedy, gdy

już wytworzy się wspomnianą powyżej warstewka.  
Materiał, który ma być wzięty powinien być odpow-  
ny przeciw wietrzeniu, nadto z powierzchniach pro-  
żkich. Na pierwszym miejscu stoi piwnik i koss, da-  
lej idą, sturone kamienie i cegły, wreszcie piwnik i ziwi-  
pek przemy.

### Ciała biologiczne napetniane.

Przyjmując 30% przestrzeni próżnych w ciele biologicznym -  
przy jednym napetnieniu objętość powietrza 300 lt na  $1 m^3$ .

Często paktada się ciała biologiczne w kilku stopniach  
natędy, jeżeli znaczący próżni w liczbie napetnieniu na doba  
" " " stopni

wateras  $1 m^3$  materiału oddechać może  
 $V = 0.3 \frac{n}{x} m^3$

Liczba napetnieni i stopni paha się od 1-3.

Przy wodach wziętych dobrze rozciągniętych (np. przy  
napetnieniu w wodę w ilości 100 lt na głowę i dołek)  
wystarcza często 1 stopień i 2 napetnienia na dzień;  
przy dwustopniowych paktadach można przyjąć  
3 napetnienia na dzień. Przy równiej ilości dopływa  
lepiej paktady więcej ciał biologicznych. Cały okres  
działania paktada się w czasie potrzebnego na napet-  
nienie, czasu ptania w wypetnionym ciele biologicznym,  
czasu potrzebnego na wypróbinienie, wreszcie czasu prze-  
wistnienia.

Czas stawia wód rwątych w napięciu w ciele biologicznych granicę granicę, nie do 1/2 - do 2 godzin - trzy pierwsze fazy trwają, narowcaj co najwyżej 6 godzin - czas fazy wstąpienia powinien być najdłuższy.

Konstrukcja tych rakietadów jest nader prosta.

Głębokość ciał biologicznych napiętych wynosi 1-1,5 m. Komory powinny być zupełnie szczelne; w granicę nieforemny i niejednorodny ściany mogą, strzyż, waci tylko łagodnie pochylone skarpy, a dno taros betonowa, lepiej jednak i ściany trwale uderzyć. Spód drewnię się w ten sposób, że karaty rbić, rające wykonuje się jego rąbny w dnie przykryte cęta, mi lub płytami betonowymi, z porostawieniem fawern; obrony poborne wykonuje się z rurki drewnych w średnicy 8-10 cm i stała grubość materij, atem. Worytkie karaty rbić rające tacy się w jednym rybie, w których usterce się róbien rzytkie rawnę. Należy przedewszystkiem dbać o to, aby przy wypróżnieniu ciała biologicznego woda w tym przybie spadała powoli w głąb, obron, gdyż tylko w takim razie dobre przewietrzenie jest możliwe.

Grubość rian wypróżnienia wynosi przy rictach jedno-stopniowych 5-10 m - przy dwustopniowych, przy pierwszym stopniu 10-20 m przy drugim 5-10 m.

Przewodzenie wody powinno się odbywać w rictach



lub punktach np. napomaca potówek, rur kamionkow.  
wych, aby nie następowaly lokalne kamulenia.

Materiał ciat biologicznych z powodów kamulenia potw.  
pajacego wprawnie przewoli, musi być raz na pierwszy  
raz przemity; przy potwornym postępowaniu wystarczy  
wymosić to przeprowadzić raz na kilka lat.

### Ciata biologiczne przekraplające.

Dunbar stawiła je wyżej niż poprzednie. Wykonuje  
się je w jednym stopniu. Materiał taki sam jak przy  
poprzednich, tylko znacznie gębszy 3-10 cm, a nawet  
więcej. Ruch jest nieprzerwany, lub w bardzo krótkim  
październiku. Głębokość powinna być znacznie większa,  
niż przy ciatach wypełnianych, gdyż wieloma trudności  
z przenikaniem - zwykle wynosi ona 2.5-3 m.

Czas przepływu wynosi przy drobniejszym materiale  
i nieprzerwaniem doprowadzenia wody kilkadziesiąt  
minut.

Przy ciatach melus stojących z grubego materiału przy  
starości takich ich stopniach, aby materiał się nie rozsy-  
pywał; można tu wziąć rądem na zewnętrznych  
ścianach kamienia łamanego, lub bardzo słabych  
kawałków piwala lub kokera; materiał drobniejszy,  
więcej pewisty stać się murami, z których wyho-  
dować stworzyć doprowadzające powietrze. Od  
tych stworzeń idąc w głąb ciat przez drewno lub ka-

nisukowe.

Spód siat biologicznych stanowi zwykle płyty betonu, w których przy okrągłych siatach może ich górna powierzchnia mieć kształt płaszcza stożka, tak, że woda spływa powoli do skłaniającej rynny. Przy prostokątnych rynny są wykonane wzdłuż boków, płyta zaś może mieć kształt płaskiego dachu. Dnie siat przekraczające mogą być drewniane jak siata napetowane.

Najważniejszą rzeczą przy tych siatach jest należyte rozdzielenie wód powierzchniowych na powierzchni. Wymyślono w tym kierunku cały szereg przyrządów (rodzime laire state, obrotowe i postępujące) - męgioty prokaja Dumban i Fischer?

Istotne metody biologiczne zajmują się polach irygacyjnych przeważnie miejsc, gdzie pola irygacyjne z powodu braku pośredniego przepływu tego terenu, lub też z powodu ograniczonego miejsca (szpitale, panetorya, koczary itp.) są niemożliwe) istniejące metody biologiczne mogą być z korzyścią zastosowane.

### Metoda Pegerera.

Olega ona na tym, że wody powierzchniowe miesza się z wodą powierzchniową bogatą w dwutlenek węgla brunatnym (około 2 kg węgla na 1 m<sup>3</sup> wód powierzchniowych), powodem dodaje się 300-350 gr. siarkanu pikasa lub glinu.

Po przejściu krat woda kurzyta dostaje się do sieci radni-  
kowych, a następnie za pomocą robrych rur  
do ich dolnych części. W sieciach tych podnosi się a chy-  
wicie co najwyżej 1<sup>m</sup>/m sek. przy czym na wierzchu przebywa  
1 1/2 - 2 godzin, następnie zaś góra zapomocą robrych  
rur odpływa.

Prady w dotu są tworzone przez odroję filtra.  
Z dolnej części sieci pompuje się ściek, którego ilość  
jest bardzo mała (około 25 lt. na 1 m<sup>3</sup> wody). W robrych  
prasadach ściek bywa parowany, oraz przetwarzany na  
materiał spotowy.

Wiele dużych miast w Niemczech używa wody suwitej  
zapomocą tego systemu. Wyniki są dostrzegalnie odrywane,  
na stąd są bardzo dobre (Potsdam, Spandau i. w. i.)

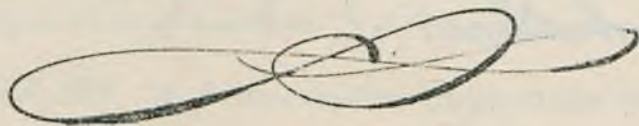
W prasadach epidemii radni Pruskim desinsekcjonem,  
ma się odrywane wody przez dodanie 0.25 gr. wapna  
lub 0.015 gr. chloralku.

## Oczyszczanie się wód rzecznych.

Wody rzeczne zamieszczane posiadają zdolność sa-  
moczystego odrywania się - szybkość odrywania  
zależy prawdopodobnie od stosunku ilości wody  
zamieszczanej do ilości wody czystej. Dawniej samo-  
odrywanie uważano jako akcję czysto mechaniczną,

lub też chemiczna, będąca skutkiem utleniania; wosk  
napatrywania puzierosa, do tego, że prócz dristania me-  
chanicznego i chemicznego istnieje dristanie biologiczne,  
podobne do dristania naturalnych pokładów ziemnych.  
Dristanie odczynające wspomaga je w znacznym miere  
wzrostu ustroje roślinne i zwierzęce, rozwijające się w pracie  
zawieszonych wodach, rzecznych.

Büssing (Städtereinigung) podaje projektady wchł i stopnia  
ich zanieczyszczenia na podstawie badań chemicznych  
i bakteriologicznych. Według tego autora Odra, do któ-  
rej przed wykonaniem drisiejszej kanalizacji Wrocławia,  
wprowadzano worytkie nieczystości miejskie (ludność  
ówczesna 250.000 mieszkańców) w odległości 32 km od  
miasta miasta już woda zupełnie czysta, także, jak  
powyżej tego miasta.



### Projektady wykonanych kanalizacji i projektów.

- 1.) Kanalizacja Kolonii (Die Ansanierung der Stadt Köln v. Weyl).  
Projekt kanalizacji oparty jest na zasadach kanalizacji rbo-  
rowej (sptanowej) to praczy, że kanały miasta odprowadzić spady  
atmosferyczne, domowe wody, wody fabryczne i odpadki ludzkie.  
W częściach miasta w pobliżu Renu zastosowano system rbo-

rozdziatowy, gdyz tu wody deszczowe można było z łatwością  
 odprowadzić uprost do Renu. Przelewy burzowe straszą przy  
 2 1/2 krotnem rozcieleniu nieczystości. Wszystkie wody  
 nieczyste aż do porządnego stopnia rozcielenia muszą  
 być starannie do naradzeń, stąd przy przed uproszczeniem  
 do Renu mechanicznie odczyszczone. Przyjęcie spadku  
 ustalono na podstawie obserwacji wysokości spadku  
 i czystości w 33 latach. Dla średnicy przyjęto wysokość  
 intensywności spadku, a mianowicie 60 mm na godzinę,  
 czyli 170 lt/ha i sek, dla przedmieść przyjęto przy kana-  
 łach boerzych takim samym spadkiem dla kanałów głównych  
 z średnicami spad 130 lt/ha i sek.

Wode użytkową przyjęto w ilości 140 lt na głowę i dobę,  
 w w godzinach porannych ilość optywną podwójną.

Współczynniki odpływu wody deszczowej przyjęto:

- |                             |          |
|-----------------------------|----------|
| 1.) Przy gęstem zabudowaniu | 35 - 75% |
| " " " " " "                 | 50 - 45% |
| na placach kolejowych       | 30%      |
| amentarze, parki, pola      | 10%      |

Zabudowanie starego miasta przyjęto 400 głów na ha;  
 nowych części 250 głów. Wpływ spóźnienia oznaczono  
 na podstawie wzoru Basina  $\frac{2r}{r^2} = 0.00017 \left[ 1 + \frac{0.052}{r} \right]$

Przyjęciem na podstawie pomiarów szybkości prądu  
 stawiano, że daje ona na szybkość wartości trochę za małe

Głębokość przeciętna kanatów 4 - 4'5 m, tylko w bardzo wąskich starych ulicach, oraz w pobliżu Remu głębokości mniejsze. Co do spadków kanatów równania się, że kanatów równych wynarow. aż do spadków 1:300.

Do płukania kanatów wyrzucano wodę z protokół, jeden z nich gromadzi wodę zapasową, w stanie, skąd się ją wypuszcza celom płukania. Oprócz tego wyrwa się wody wodociągowej, które wypełnia się 18 komór płukających (od 4 - 20 m<sup>3</sup>).

Wszystkie samoczynne systemy płukania kanatów, jako zupełnie nieodpowiednie - nowe komory mają równy poziom. Kanaty równe płukają wodą wodociągową z hydrantów poproszą węża, większe kanaty przez spiętrzenie wody kanawatorów.

Podzielenie wysokości, miało być tego rodzaju, że ko. niernym było rozdzielenie dwóch systemów kanatów - systemu górnego i dolnego; w systemie górnym woda odpływa grawitacyjnie - w kolektor dolnego pom. przejść wodę do kolektora górnego. Stręże dolna sta. rano się ograniczyć do minimum przez przesłonięcie podniesienie niskie poziomów przesł. i.

Co do wykonania kanalizacji, to największą trudnością stanowiło wykonanie kanatów w wąskich, starych ulicach.

W ul. św. Jana 5'40 - 8'50 m szerokiej kanat miał mieć profil 1'80/1'20 a drugo 7'50 - 9'10 pod ulicą; wykonano go przez

ben lunelowym. Często wykonywano pierwsze rzędy i fundamenty skrajne wspierano - po wykonaniu kanałów w miejscu więcej wykonywano filarki wspierające fundamenty. Rury podciągowe i gazowe w pobliżu kanałów wspierano na osobnych filarkach w odstępach 2 m, na jedną lub dwie cechy przekrycia. Typy kanałów np.

Kanały murwane 1,20/1,00, 1,00/1,60, 1,00/1,50, 0,80/1,40,

0,70/1,20, 0,60/1,00

" rurowe 0,50/0,75, 0,40/0,60, 0,35/0,25, 0,30/0,45,  
0,25/0,375, 0,25/0,30

" " rury spadkach powyżej 1:150 - 1:200  
jako rury przykryte o średnicach 0,60 m, 0,55 m, 0,50 m, 0,45 m,  
0,40 m, 0,35 m, 0,30 m, 0,25 m.

Największy profil

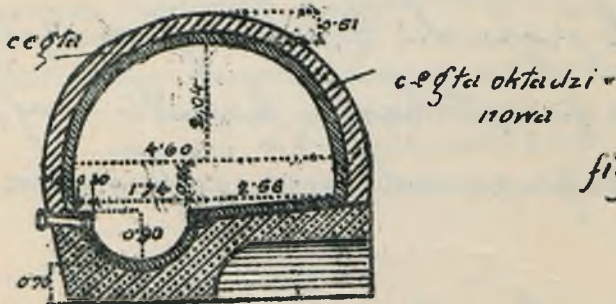


fig. 102.

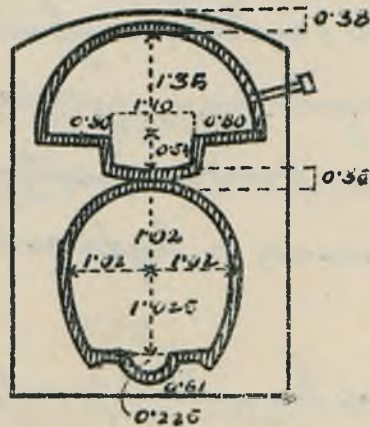


fig. 103

Przeprowadzenie kolektorów obustronnie w tej samej ulicy.

W częściach miasta w pobliżu  
Renu wykonano kanalizację

ordniatona w ten sposób, że oba kanały utworono w wspólnym  
korycie i to albo bezpośrednio nad sobą, albo jeden nad

nad drugim i matem przecięciem w boku n.p. 0,40 cm;  
w takim razie ryby wykonywano także obok siebie, tylko jeden  
z wypiszą podłoża, drugi z wirrą. Do murowania użyto zaprawy  
ryb trawnej w stosunku nieordynary - w murze kanału 1 część  
wapna, 1 1/2 części trawy, 1 część piasku, lub 2 części cementu,  
1 części trawy i 9 części piasku, na fundamentach zaś 1:1:1.

Cyprzenie kanałów jest konieczne z uwagi na to, że  
ptubanie niejako rzuca tylko równomiernie kanały, nady  
zaś nie zostają proruszone.

Cyprzenie kanałów rurkowych odbywa się przez rozluźnie-  
nie osadu zaprawy osobno skonstruowanego tarczucha,  
pozwolając na przemieszczenie szczerotki o średnicy odpo-  
wiadającej profilowi (przy przechroju jajowym szczerotka ma  
kształt takiej jajowaty), które odbywa się po przepuszczeniu  
od jednego przyku do drugiego ptubaka ze sznurkiem. Prze-  
ciągnięcie szczerotki wykonuje się zaprawą, dwu wind  
ustawionych przy sąsiednich przykach. Osad wybierają się  
kubkami, po czym następuje przepłukanie kanałów waj-  
czątką wodą z hydranta doprowadzoną zaprawą  
woda.

Cyprzenie kanałów przetaranych odbywa się zaprawą  
ta. strąpaczy - są to profile blaszane odpowiadające  
kształtem dolnej części kanału; profile te przeciąga się  
wzdłuż kanału. Przez tych formatorów używają się  
ptubarających i wirrów ptubarających, które karują część



wo profil, spintujaz wodę, która służy lub wórkę prouwa napród i kawat cypici. Po takim poręczymieniu cypici się jesere ściany kawatów napowoca, miotet, szrotok, wreszcie na nowo się ptuce.

Plukanie kawatów rurowych odbywa się dwa do trzech razy do roku; szrotkowanie dwa razy do roku.

Kawaty poręczarowe ptuce się raz do roku, a cypici dwa razy (kollektorzy 3 razy). —

## 2. Kanalizacja miejscowości Oyrav

w Pałatynanie Reinskirn (według inż. Heyda z Darmstadu)

Jest to osada rolnicza licząca 3950 mieszkańców. Projekt kanalizacji ma na podłożu spad uwalny, trafiający się raz do roku (przy takim przyjęciu kawaty raz do roku mogą doznać przepięnienia).

Takiemu warunkowi odpowiadają spadki:

spad 5°	minutony	o sile 0.73 m <sup>3</sup> /m	na minuts = 120 lit/ha
" 10°	"	" 0.46 "	" = 78 "
" 15°	"	" 0.32 "	" = 54 "

Te spadki wzięto na podstawie obliczenia forekroju, przyjętemu odpływu w ha powierzchni w sposób następujący: Cała powierzchnia płasko się w 25% powierzchni dachów, 14% powierzchni ulic, 29% podwórny, wreszcie 32% ogrodów i pól. Z jednego ha odpływać zatem będzie przeciętnie:

- 1.) dachy  $0'25 \times 0'80$  (współczynniki odpływu)  $\times 120 \text{ lt/hai.ser} = 24 \text{ lt/hai.ser}$
- 2.) ulice  $0'14 \times 0'25$  " "  $\times 120$  " = 4 " "
- 3.) podwórca  $0'29 \times 0'15$  " "  $\times 120$  " = 5'2 " "

strażo 34 lt/hai.ser

Przy deszczu  $10^2$  minutowym strzymano w ten sposób odpływ 22 lt/hai.ser

Przekroje licznów naprawa „steróconego” wrosu Kuttera,

przyjem współczynniki nie przyjęto 0'25.

Przekroje końowe przyjmowano w granicach od 200-500  $\text{m}^2$ ...

jajowe 500/750 - 1000/1500.

Z powodu małych spadków terenu dolna część kanatu zbiorczego strzymata tylko spadek 1:800.

Głębokość kanatów przyjęto niernaczem, przedewszystkiem z uwagi na płytkość piwnice (z takiej z uwagi na to, że piwnice nie będą odwadniane); dno kanatów leży przynajmniej 1'50 m pod poziomem ulicy - największa głębokość budowlana (do spodu fundamentu kanatu) wynosi 3'80 m.

Materiał kanatów: do 500  $\text{m}^2$  projektowano rurę kamienną, większe z rur cementowych, lub z ubijszego na uszczelnienie betonem.

Koszt obliczono na 145.000 marek.

Podaję tu ten projekt dla tego, aby wykazać, że w innych warunkach o charakterze wiejskim lub małopolskim, nie można pewnych zarad (n.p. co do głębokości kanałów) bezwzględnie przeprowadzić. —

### 3. Projekt kanalizacji miasta Krakowa.

Z uwagi na projektowany plan rad jak eksploatujący wody Wistę pod Krakowem musiano postawić z tą budową wykonanie skustrowanych kolektorów, łączących kanały miejskie Krakowa i Podgórze, które to kolektory odprowadzać będą wody opadowe, oraz mięte z tych miast aż do mieszkaniowawej, zatem nieopieranej przestrzeni Wistę.

Celem znaczenia wymiarów tych kolektorów musiano przeprowadzić ogólnie obliczenie sieci wodnych miejskich.

Przy obliczeniu kolektorów kierowano się następującymi zasadami:

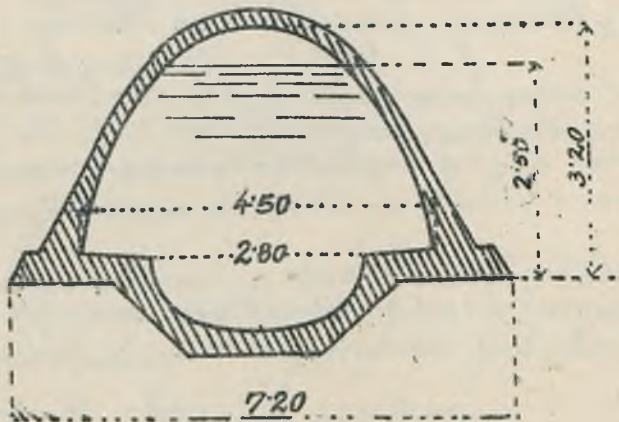
1.) Przelawy burzowe w czasie normalnych deszczów do skanalizowanej przestrzeni są, przy odpowiednim nieopieraniu, niebezpieczne dla mieszkańców.

2.) Z uwagi, że najwyższe płany mi. Wistę powstają skutkiem deszczów codziennych (nie zaś deszczów normalnych), a przy tych najwyższych stanach przelawy burzowe nie drastają, obliczono przekroje kanałów zbiorczych na podstawie deszczu o intensywności  $10 \text{ mm/m}$  na godzinę, oraz wody wietrznej (2 lt na 1000 mieszkańców i sekundy), bez uwzględnienia prądów burzowych.

3.) Przekroje kanałów z uwzględnieniem przesłonięć burzowych (przy niższych stanach wody) liczone na opad o sile 35 mm na godzinę; opóźnienia nie uwzględniono.

Odptyw przyjmowano:

- 1.) z gęsto zabudowanej środkowej części miasta ... 80%
- 2.) z przylegających dzielnic ... 60%
- 3.) z placów niezabudowanych, powierzchni, stoczni ... 20%
- 4.) z ogrodów, ról i tak ... 10%



$F = 8.40$

$v = 1.7$

$Q = 14 m^3$

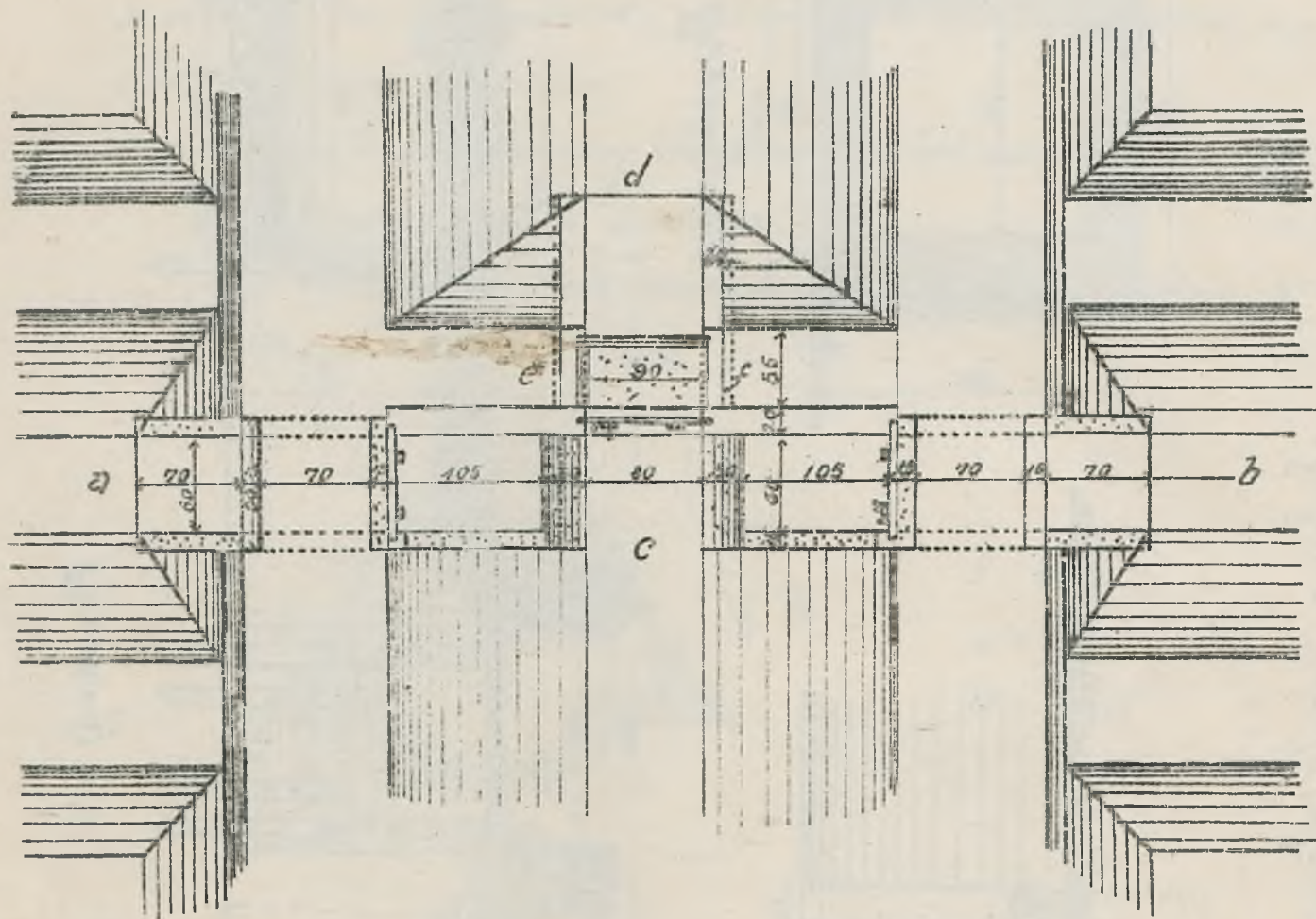
### 4. Projekt kanalizacji miasta Lwowa

który jest w opracowaniu, będzie miał na podstawie (na podstawie stwierdzenia ankiet) deszcz 15<sup>e</sup> minutony o sile 40 mm na minutę, programem uwzględnione zostaną nie opóźnienia.





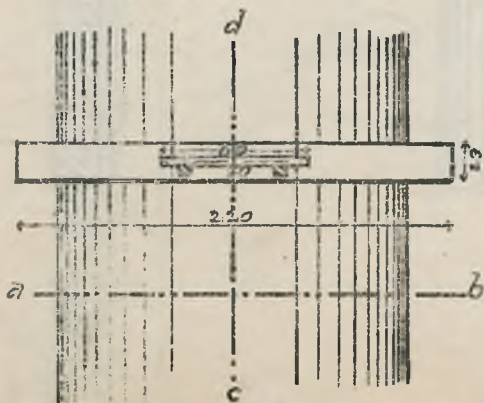
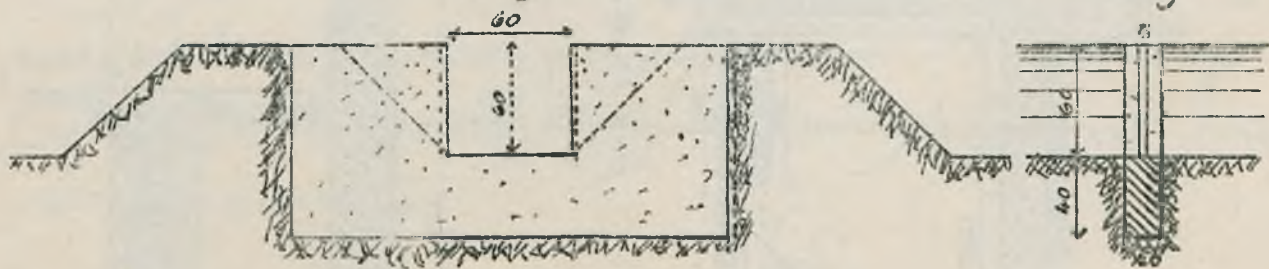
Rzut poziomy  
Podziatka 1:50



Szluzza płytowa

Przekrój a.b.

Przekrój c.d



Podziatka 1:40

# Spis rzeczy.

Stronica

Wstęp	6
Wywóz systemu kanalizacji	9
Studia wstępne	12
Objętość wody, jaka kanatami trzeba odprowadzić	15
Wody deszczowe	35
Obrachowanie kanatów	36
Spadki kanatów i potrojenie co do głębokości	41
Straty wysokości przy potaczeniu kanatów	43
Przekroje kanatów	44
Obliczenie powierzchni i obwodu rzwiłonego	46
Tabele do obliczenia kanatów krętych i łojowych	53
Wykorwanie kanatów	57
Wyrzuty śmieci i ścieków kanatów	67
Potaczenie kanatów ze sobą	71
Wykonanie przelewów burzowych	73
Obliczenie przelewów burzowych	79
Układ kanatów & przytarczy, wtórne podzielenie wody	84
Szyby starowe do kanatów i stwory do osiwiethania	86
Potaczenia domowe	87
Odsiethanie kanatów	97
Wyloty kanatów do rzeki	102
Skład wód rzynitych	102
Ładanie raktadów do odryszczania wód rzynitych	106
Ogólne wskazówki co do odryszczania wód	108
Mechaniczne odryszczanie wód	117
Łaktady do woltuszczania wód rzynitych	118
Łaktadniejsze oddzielenie części nierozpuszczalnych	122
Studnie i nsiere odryszczające	124
Metoda odryszczania polegająca na poddaniu wód rzynitych gwieciu	125
Metoda stracania	126
Metoda miemowlinijaca gwieciu części organicznych wód rzynitych	137
Odryszczanie się wód rzynitych	138
Przykłady wykonanych kanalizacji i projektów	138



# Wyciąg z obliczenia kanalizacji miasta Głogów.

Lp. numerowana	Kanal w ulicy	od ulicy do "	Długość m	Kłosa		Woda		Długość dozoru				Wysokość 100 cm w miejscu		
				średnica ha	średnica ha	średnica 20 cm	średnica 20 cm	Wpływ	Wpływ		Wpływ			
									100	200	100		200	
1			100,9	1,52	-	0,14	-	30	-	-	45,6	3	45,6	
2			131,7	0,89	-	0,07	-	30	-	-	20,7	3	20,7	
3			56,8	0,44	2,70	0,06	0,02	30	1	45,6	20,7	5	31,0	
4			132,4	0,84	-	0,39	-	30	-	-	26,7	5	26,7	
5			82,5	0,50	4,09	0,06	0,47	30	3	81,0	20,7	7	122,7	
6			135,0	0,80	-	0,08	-	30	-	-	24,0	7	21,0	
7			111,8	0,65	5,54	0,08	0,03	30	5	122,7	24,0	9	166,2	
8			135,8	0,89	-	0,09	-	30	-	-	26,7	9	26,7	
9			140,6	0,98	7,41	0,12	0,54	30	7	166,2	26,7	10	222,2	
10			139,5	1,19	8,50	0,12	0,36	30	8	222,2	222,2	12	250,0	
11			140,0	0,93	-	0,09	-	30	-	-	27,9	12	27,9	
12			55,5	0,30	9,03	0,03	1,04	30	10	250,0	27,9	14	249,9	
13			132,5	1,00	-	0,10	-	30	-	-	30,0	14	30,0	
14			159,7	1,15	11,90	0,11	1,29	30	12	244,9	30,0	16	359,4	
15			190,4	1,56	2,07	0,10	-	30	-	-	46,8	16	46,8	
16			134,2	0,71	14,15	0,07	1,52	30	14	359,4	46,8	18	427,2	

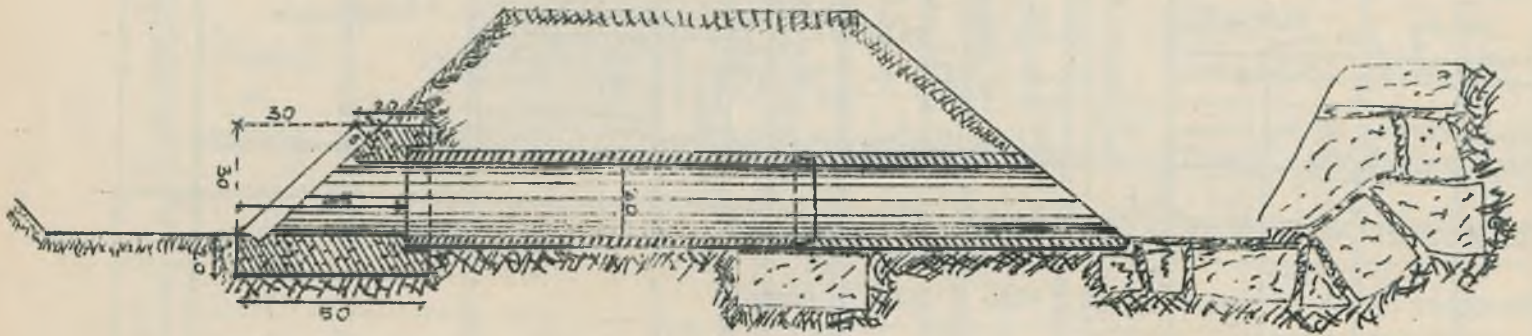


Przecinek nłocy		Przecinek dna kanalu		Specjalne dane	Grębokość o kanał	Wymiar profilu	Chybił	Czas	Wydziała się skutkiem opóźnienia			Uwagi
główny m	dobry m	główny m	dobry m						Wzrost m	Wzrost m	Wzrost m	
103,16	102,25	101,25	100,15	1:152	22,3	200	0,25	137				
102,98	102,25	100,85	100,15	1:185	10,4	200	0,77	171				
102,25	101,84	100,10	99,77	1:176	73,7	300	1,10	51				
102,95	101,84	100,71	99,77	1:141	13,4	200	0,88	157				
101,84	101,35	99,72	99,25	1:175	115,2	350	1,21	67				
102,68	101,35	100,45	99,25	1:113	12,0	200	1,00	135				
101,35	100,93	99,20	98,64	1:200	156,5	400	1,25	87				
101,85	100,93	99,26	98,64	1:111	13,4	200	0,99	137				
100,93	100,03	98,56	97,90	1:213	207,6	475	1,19	132				
100,03	100,03	97,79	97,85	1:565	240,2	600/750	0,83	119				
101,85	100,03	98,83	97,85	1:65	14,0	200	1,30	123				
100,03	100,45	97,55	97,45	1:565	(290,4) 264	(600/900) 500/750	(1,03) 0,92	71	31	36	28	
100,83	100,45	98,70	97,50	1:105	15,0	200	1,03	129				
100,45	100,57	97,45	97,18	1:565	(342,2) 277	(600/900) 500/750	(1,10) 0,95	197	103	98	65	
100,05	100,57	98,18	97,23	1:200	23,4	200	0,85	117				
100,57	99,75	97,18	96,94	1:565	(410,9) 277	(600/900) 500/750	(1,12) 0,95	172	195	203	140	

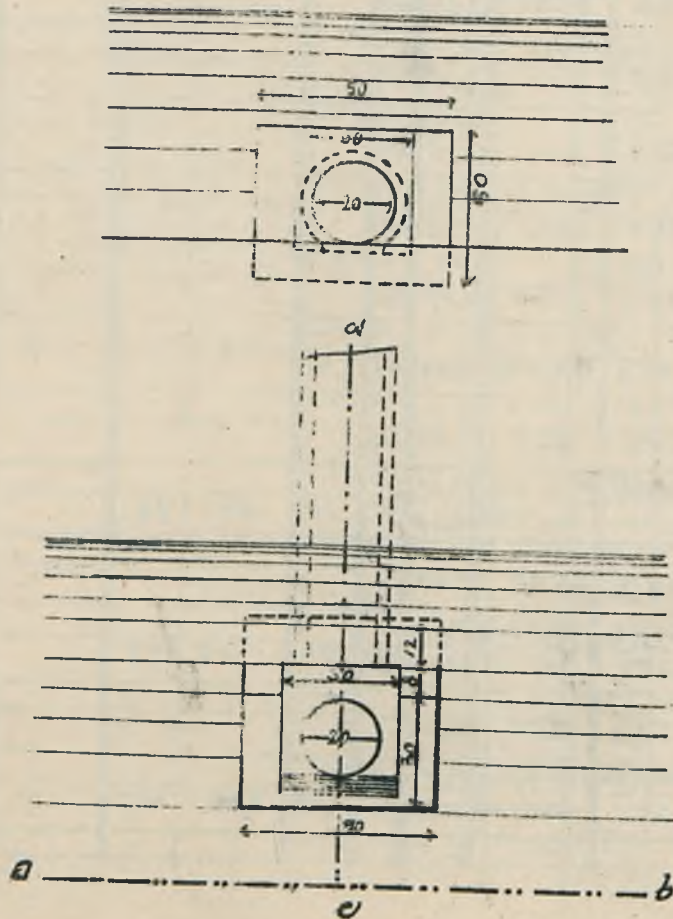
# Szluzza wiatowa

Przekrój c-d

Podziałka 1:20.



Widok a-b.



na podstawie takiego wykresu sporządzić plan opóźnienia  
w sposób następujący:

Dla poglądu rysuje plan kanalizacji szematycznie (fig. a),  
+ którym oznaczono, a) pojedyncze średnie kanały cyframi  
porządkowymi.

Figury b i c oznaczają plany opóźnienia, w których pierwszy  
opracowany jest na zasadzie opinanej to ruszary, ze ścięte  
oznaczają długości, według ras powierzchni odpływny.

(Zamiast powierzchni odpływny na innym miejscu mówią  
to o objętościach; radzę się wstawić, jest rachować powierzchni,  
zamiast powierzchniami nierozdzielanymi)

Druga figura (c) wykreślona jest w ten sposób, że zamiast  
kreślić na ściętych długości kanałów, oznaczono tam czas  
przeptywny (Fließzeit). Drugi wykres uważa autor jako  
lepszy z uwagi na równoczesność sumowania przedrych.

Na obu wykresach oznaczono, a) cyframi "kółka" przestrze-  
nie kanałów.

### 1. Wykres (a)

Cyfrę wypisaną w tym wykresie oznaczają czas przepty-  
wu wody w sekundach (wypisanie takie w drugim wykresie na-  
turalnie odpada). Czas przeptywny oznacza się wazpiertw "przepli-  
zemu na podstawie przyjętego deszczu nie uwzględniając  
opóźnienia - później, można sporządzić drugi doświadczy-  
ny wykres. Z planu tego można parat odczytać ile czasu  
potrzebuje np. częśćka wody wpadająca do kanału na gór-  
nym końcu przestrzeni 1<sup>o</sup>, aby się dostać do dolnego punktu

przeobrażeniu  $9^{\frac{1}{2}}$  - czas ten wynosi  $53\frac{1}{2}$  sek.

Następnie w planie tym skreślona jest linia opóźnienia dla demeru trwającego 600 sekund w ten sposób, że na podstawie obliczonych chylności przepływność w kanale, oznaczona jest długością  $600 \times V$  to znaczy długością jakiej powstała woda w najdalej położonym punkcie kanatu w całym czasie trwania demeru przebiegnie.

Długości te oznaczają linie kreskowane -----, które również odgraniczają powierzchnie opóźnienia. Ta część rzędnej, która leży pod linia ----- oznacza część sieni, w której przy końcu trwania demeru woda przepływa przez dany przekrój kanatu, część zaś rzędnej powyżej tej linii oznacza część sieni, która nie doprowadza w tym czasie wody do kanatu. Rzędne wyznaczające powierzchnie wydzielone skutkiem opóźnienia, oznaczają, co przez kreskowanie. Wobec tego wielkości powierzchni dają, przy końcu demeru odstęp do danego profilu kanatu przy danym przez oznaczenie części rzędnych niekreskowanych, (oznaczonych przez t).

Razem, która suma części rzędnych w pewnym punkcie danego przekroju kanatu powinna być wzięta za podstawę do obliczenia przekroju.

Naprzeciw kreskowane części rzędnej odpowiadają. w przekroju  $N^{\circ} 14$  wynosiła razem  $17'15''$  czyli w przyjętej skali  $1 \text{ ha} = 5 \text{ m}$  odpowiadają powierzchni  $3'43 \text{ ha}$ . Jeżeli w tym kreskowanym przyjęmę się n.p.

30 litr/ha. to w tym punkcie przy końcu desera 600 sekund, jego objętość zatrzymana łątki w opóźnieniu wynosi  $3 \cdot 43 \times 30 = 103$  litr/ser.

Jednak powyżej tego punktu w odległości prarowej 98 sekund jest suma przednich niechroskowanych wiskosa (w prar. the prrestreni № 14) wobec tego objętości odpowiadająca tej, mu punktowi trzeba wrzucić na podstawie do obrachowania tej prrestreni.

Wobec powyższego określenia krzywa opóźnienia jest to krzywa łącząca wszystkie punkty, których czas spływu równa się prarowi trwania desera.

Drugi wykres (fig. c) jak już powyżej, przedstawia ramiera na osi odciętych prarę spływu ramiast, drog.

Na tym wykresie oznaczono krzywą opóźnienia dla desera trwającego 600 sekund i 900 sec.

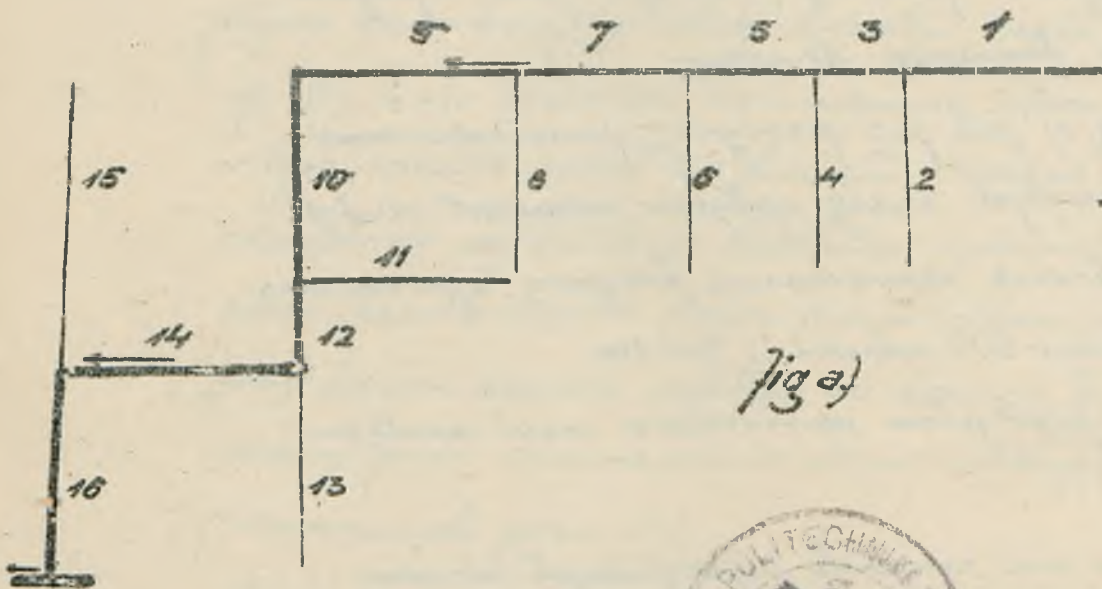
Heyd zauważa, że jego plan opóźnienia ma następującą cechę:

- 1, daje pogląd na rzwiarek pojedynczych rlewni
- 2.) Obliczenie sieci jest bardzo łatwe
- 3.) Plan wykazuje w jaki sposób przyjęty system ka., ratów, rnień, aby był skomunikowany, gdyż system karatów jest wtedy należycie zaprojektowany, jeżeli w każdym miejscu największa objętość właśnie przy końcu desera przybywa, a kolektor jest w pobliżu przez storunkowo drugi czas jest patkwinie

wyrzeczony (t.j. ze sdptym nastepuje przy maczernem wopet.  
niem).

Testawenie potrzebnych dat przy obliczeniu kanatow według  
Heyda. - Wyciąg z obliczenia kanalizacyi miasta Pfung.  
stadt.

# Sytuacya



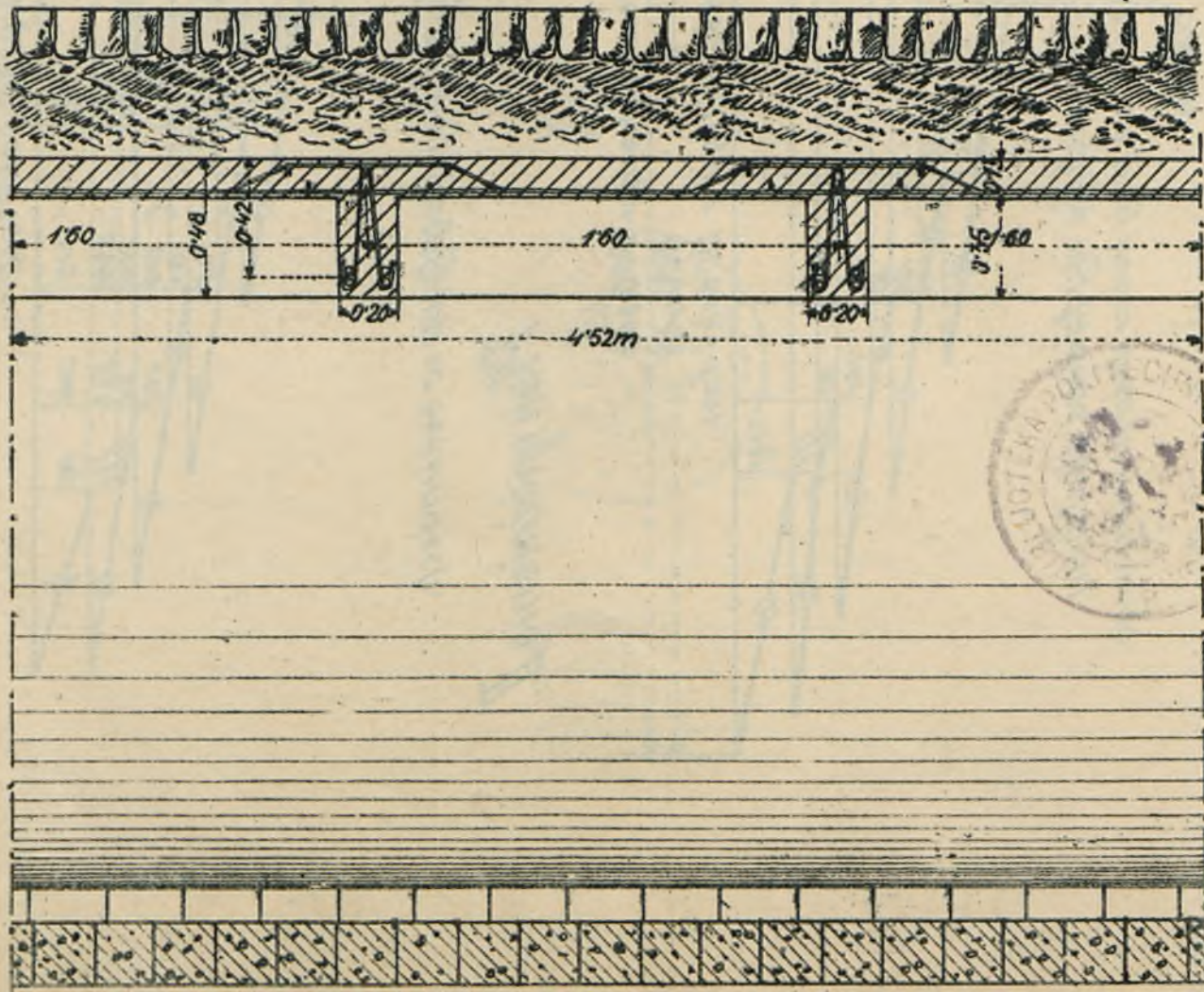
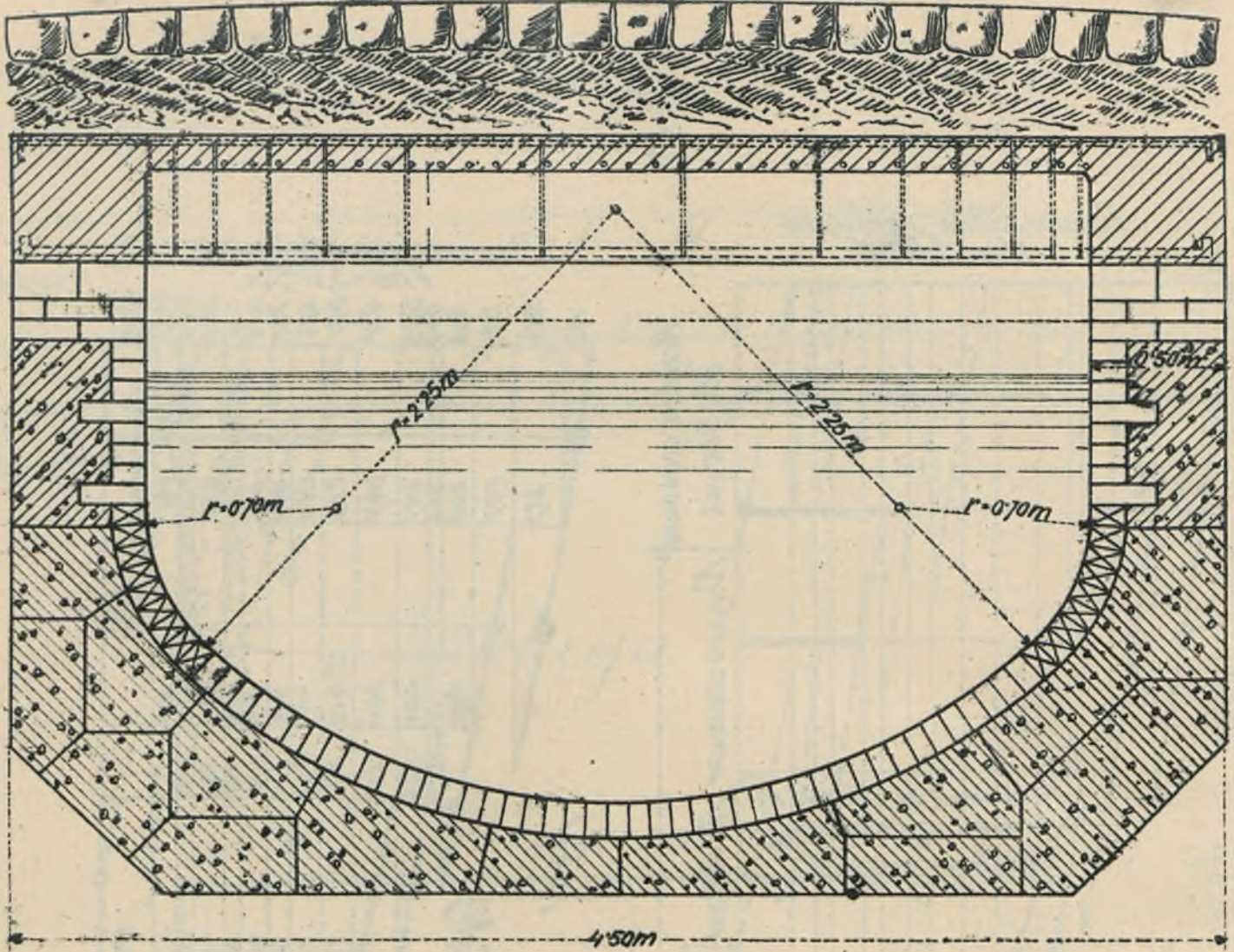
Szemat rozkladu  
kanatow.

fig 2)



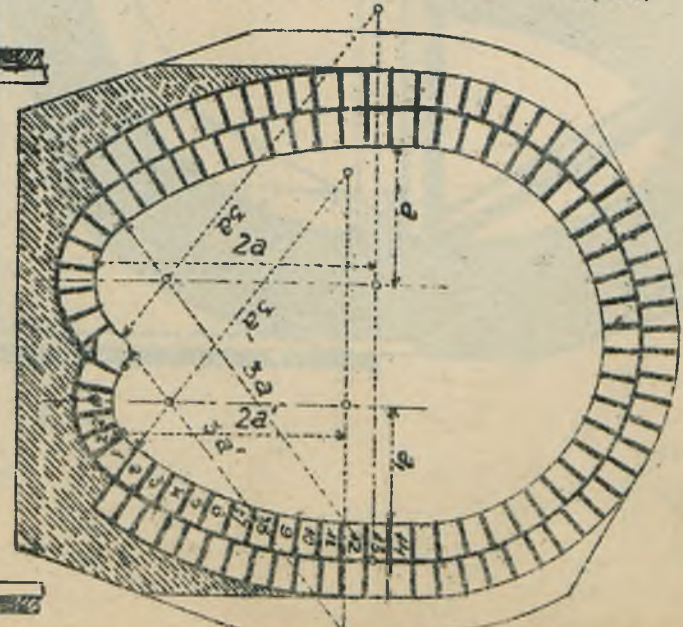
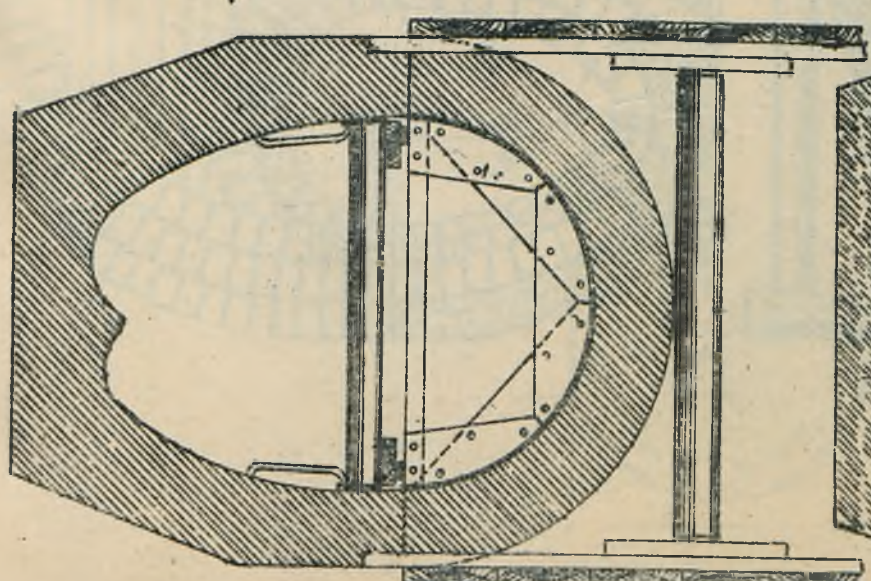
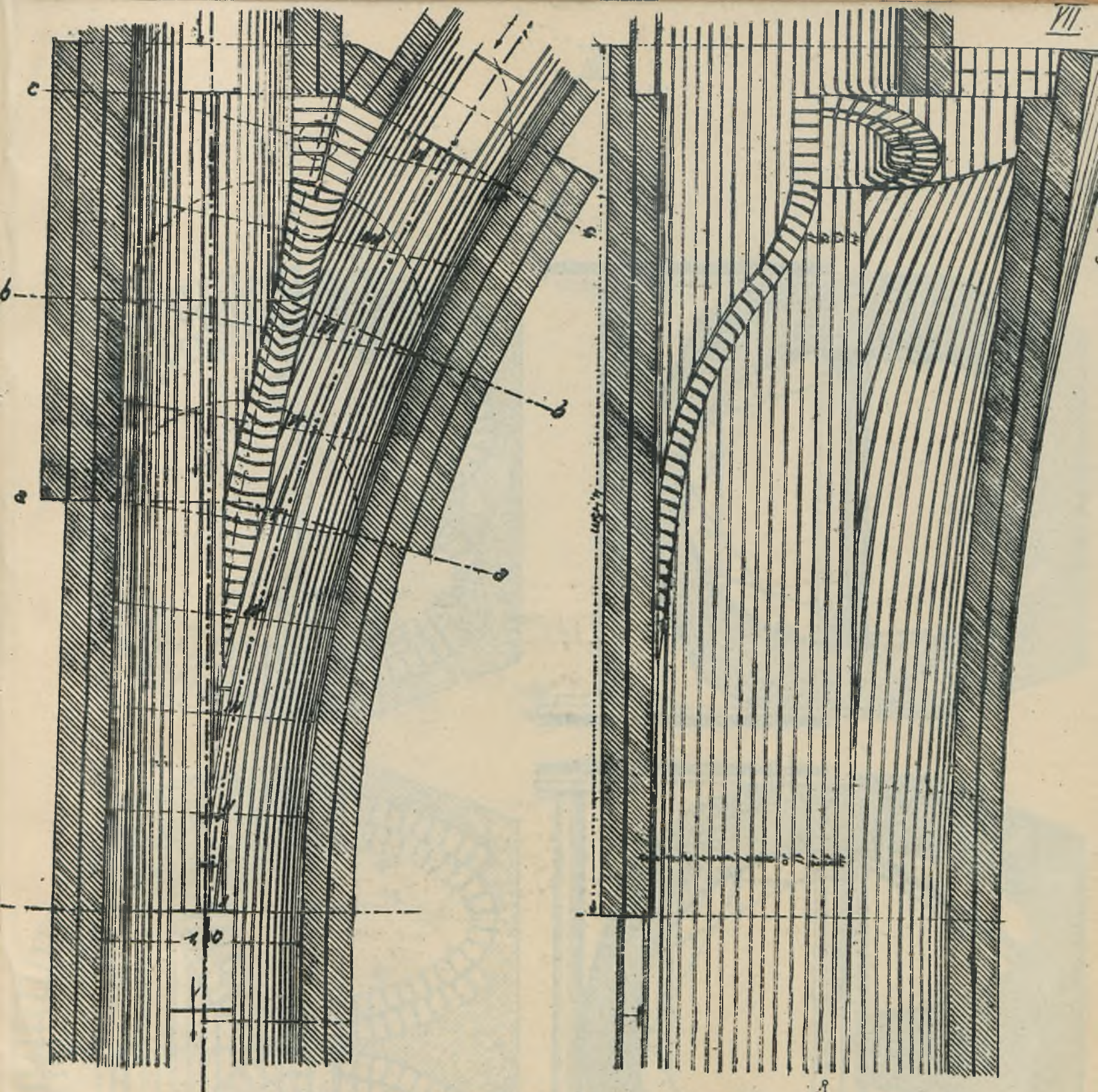
nr. 2743

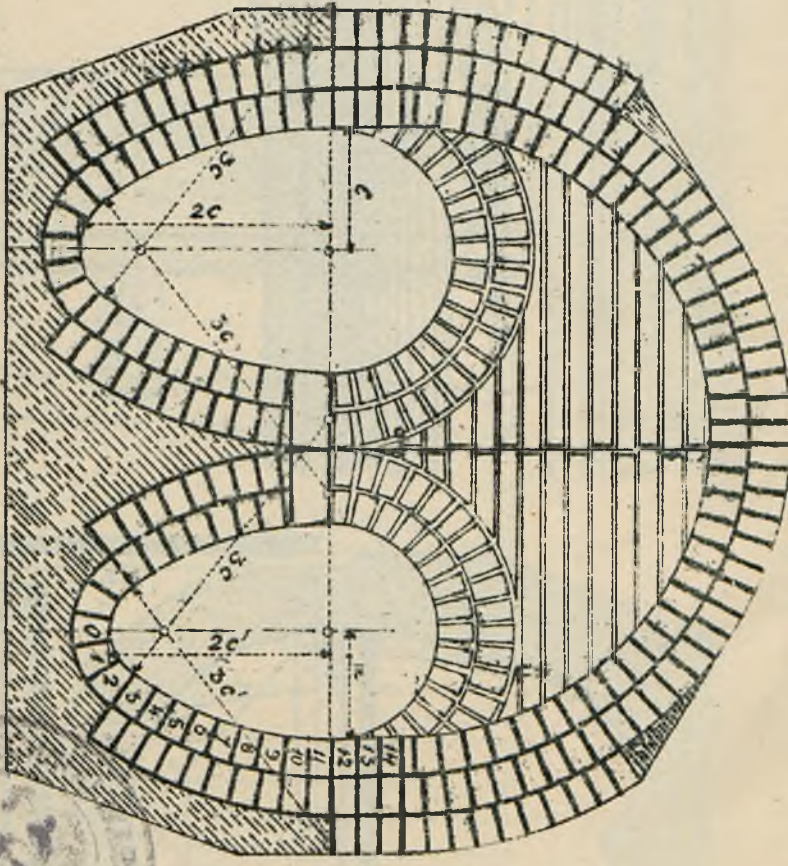
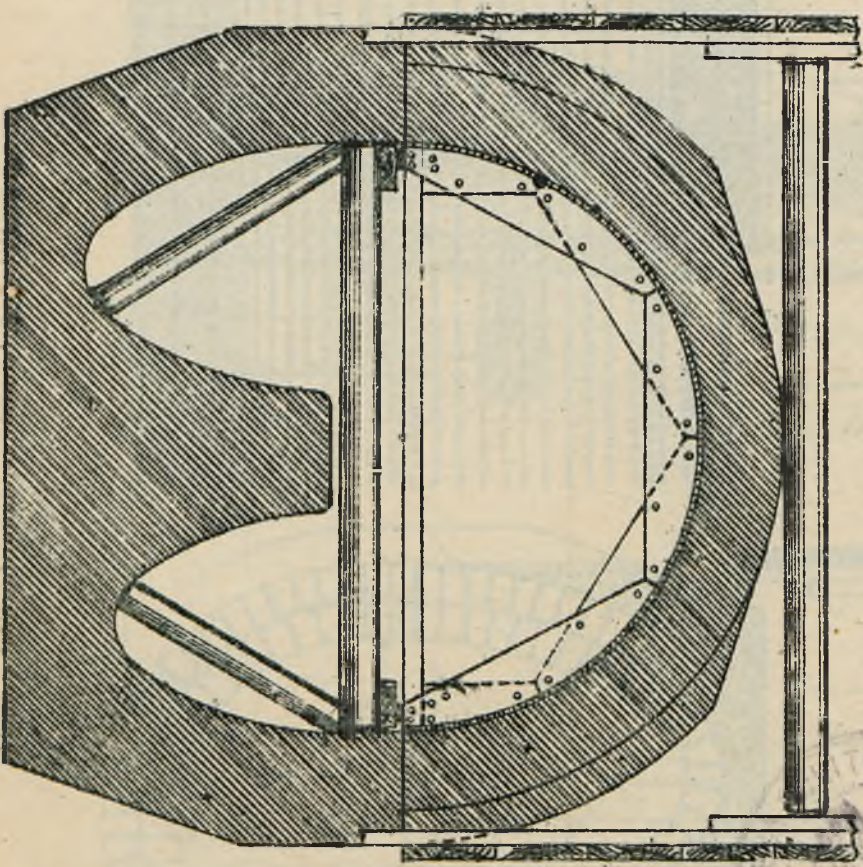
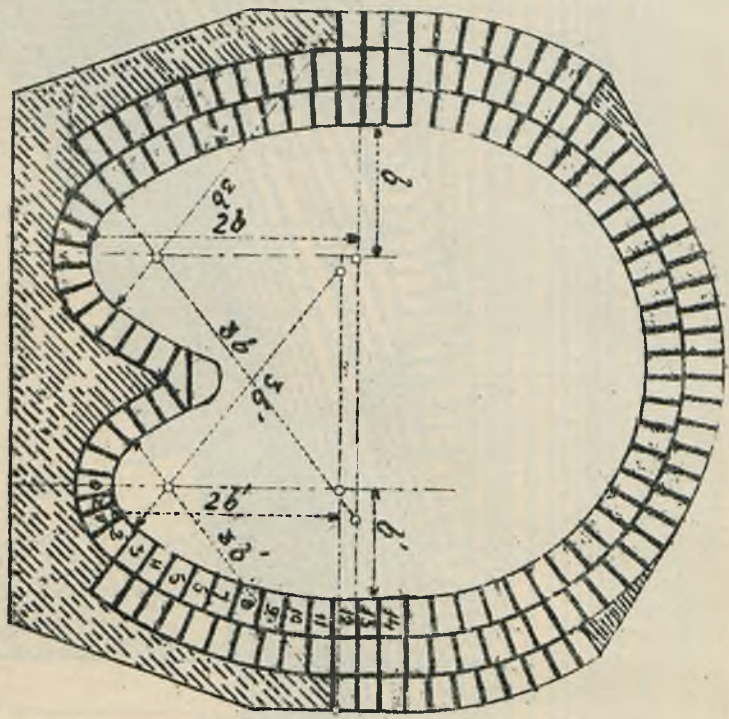
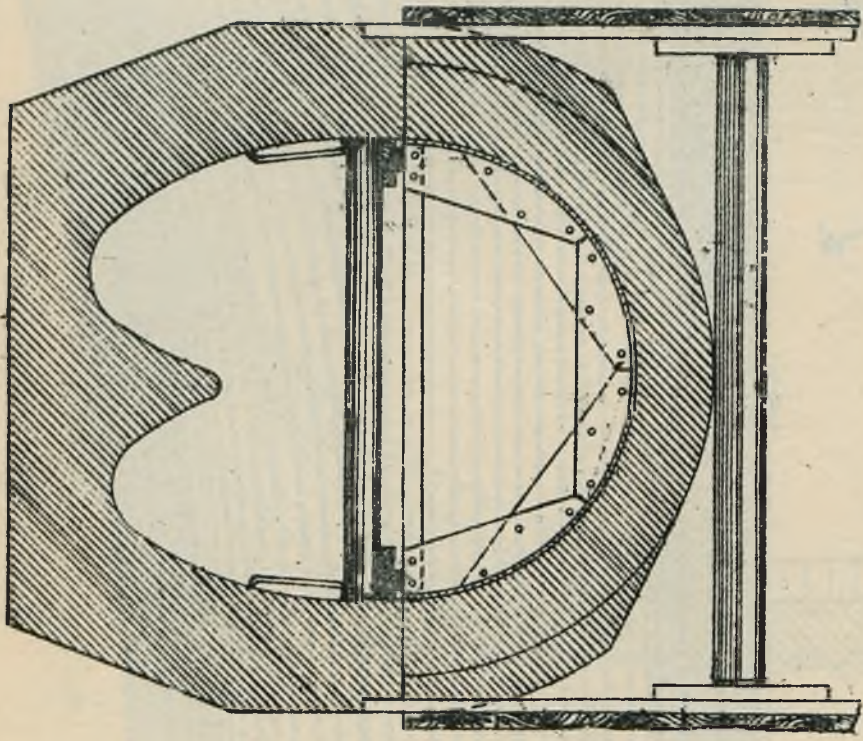




MP.2743







nr. 2743



# Kanały o przekrojach kołowych

Chyzości (v) ilości wody (Q) przy różnych napętnieniach (h) i przy spadkach 1:100

h	Średnica w centymetrach														h							
	10		12.5		15		17.5		20		25		30			35		40		45		
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q		v	Q	v	Q	v	Q	
	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl
0,05d	0,08	0,01	0,1	0,02	0,12	0,04	0,13	0,05	0,15	0,05	0,18	0,15	0,21	0,27	0,25	0,44	0,28	0,65	0,51	0,91	0,05d	
0,1 "	0,15	0,06	0,18	0,11	0,21	0,20	0,24	0,30	0,27	0,44	0,53	0,82	0,39	1,42	0,44	2,20	0,50	3,21	0,55	4,49	0,1 "	
0,2 "	0,26	0,29	0,32	0,58	0,37	0,94	0,43	1,47	0,48	2,15	0,58	4,03	0,57	6,75	0,76	10,4	0,85	15,1	0,97	21,9	0,2 "	
0,3 "	0,38	0,70	0,43	1,53	0,50	2,22	0,57	3,47	0,64	5,04	0,77	9,45	0,89	15,8	1,00	24,3	1,12	35,2	1,22	48,9	0,3 "	
0,4 "	0,43	1,27	0,52	2,37	0,61	4,00	0,69	6,22	0,77	9,08	0,92	16,1	1,07	28,1	1,20	42,1	1,33	62,4	1,62	96,2	0,4 "	
0,5 "	0,49	1,93	0,59	3,64	0,69	6,09	0,78	9,41	0,87	13,7	1,04	25,6	1,20	42,5	1,36	65,2	1,50	94,2	1,84	130,6	0,5 "	
0,6 "	0,57	2,65	0,69	4,97	0,75	8,33	0,88	12,9	0,95	18,7	1,13	34,8	1,30	57,8	1,47	82,5	1,62	127,5	1,78	178,9	0,6 "	
0,7 "	0,57	3,34	0,68	6,28	0,79	10,5	0,90	16,2	1,00	23,5	1,19	43,8	1,37	72,6	1,54	111,1	1,71	160,4	1,87	222,9	0,7 "	
0,8 "	0,58	3,90	0,70	7,36	0,81	12,3	0,92	18,0	1,02	27,5	1,22	51,2	1,40	84,9	1,58	130,0	1,74	181,5	1,90	258,1	0,8 "	
0,9 "	0,57	4,24	0,69	7,97	0,79	13,3	0,91	20,7	1,00	29,9	1,20	55,7	1,38	92,3	1,55	141,4	1,71	204,2	1,87	282,1	0,9 "	
1,0 "	0,49	3,86	0,69	7,26	0,69	12,2	0,78	18,8	0,87	27,4	1,04	51,1	1,20	84,9	1,36	130,4	1,5	180,5	1,84	260,2	1,0 "	

h	Średnica w centymetrach														h			
	50		55		60		70		80		100		150			200		
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q		v	Q	
	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl	m	sl
0,01250	0,10	0,05	0,11	0,06	0,12	0,08	0,14	0,13	0,25	0,18	0,19	0,22	0,27	0,35	2,54	0,01250		
0,025 "	0,19	0,25	0,20	0,32	0,22	0,40	2,07	0,64	0,28	0,93	0,34	1,79	0,49	5,7	0,53	12,3	0,025 "	
0,05 "	0,34	1,23	0,35	1,53	0,40	2,07	0,45	3,22	0,51	4,70	0,61	8,86	0,85	27,8	1,07	62,2	0,05 "	
0,1 "	0,60	6,0	0,65	7,93	0,70	10,2	0,79	15,7	0,88	22,8	1,05	42,5	1,44	131,3	1,79	290,1	0,1 "	
0,15 "	0,80	13,8	0,86	18,0	0,92	22,9	1,04	35,2	1,16	51,4	1,38	95,1	1,86	289,4	2,31	639	0,15 "	
0,2 "	1,01	28,3	0,95	32,2	1,17	47,1	1,38	75,6	1,46	104,5	1,73	193,5	2,33	586	2,87	1284	0,2 "	
0,25 "	1,18	45,3	1,27	59,0	1,36	75,2	1,53	115,2	1,69	166,1	2,00	307,2	2,69	929	3,29	2022	0,25 "	
0,3 "	1,33	65,7	1,43	85,4	1,53	108,7	1,72	168,4	1,90	239,6	2,24	442	3,00	1333	3,65	2385	0,3 "	
0,35 "	1,46	89,5	1,57	112	1,68	148,0	1,88	225,4	2,08	325,7	2,46	599	3,26	1795	3,98	3885	0,35 "	
0,4 "	1,58	116,0	1,70	150,8	1,83	192,8	2,03	291,6	2,24	420	2,64	773	3,50	2309	4,27	5008	0,4 "	
0,45 "	1,68	143,9	1,81	184,2	1,93	238,1	2,17	364,4	2,38	522	2,80	960	3,72	2868	4,52	6196	0,45 "	
0,5 "	1,78	174,7	1,91	226,5	2,03	287,2	2,28	438	2,51	650	2,94	1155	3,89	3441	4,73	7428	0,5 "	
0,55 "	1,85	205,2	2,00	267,8	2,12	338	2,38	516	2,61	740	3,06	1356	4,05	4034	4,92	8712	0,55 "	
0,6 "	1,92	236,2	2,06	306,7	2,20	3,89	2,46	593	2,70	851	3,17	1558	4,18	4631	5,06	9962	0,6 "	
0,65 "	1,99	275,5	2,14	350	2,28	444	2,55	675	2,80	969	3,28	1773	4,32	5257	5,24	11355	0,65 "	
0,7 "	2,02	296,7	2,17	386	2,30	488	2,57	739	2,83	1066	3,32	1949	4,38	5794	5,30	12454	0,7 "	
0,75 "	2,04	322,6	2,19	420	2,33	530	2,61	808	2,87	1159	3,36	2120	4,42	6284	5,36	13548	0,75 "	
0,8 "	2,06	348,6	2,20	449	2,35	570	2,63	869	2,88	1243	3,49	2350	4,45	6745	5,39	14510	0,8 "	
0,85 "	2,05	366,4	2,19	474	2,34	603	2,62	918	2,84	1300	3,37	2410	4,43	7139	5,37	15384	0,85 "	
0,9 "	2,03	377,8	2,17	489	2,31	620	2,59	945	2,81	1355	3,35	2480	4,38	7340	5,31	15830	0,9 "	
0,95 "	1,96	379,2	2,11	492	2,24	623	2,52	955	2,76	1385	3,23	2497	4,26	7410	5,17	15987	0,95 "	
1,0 "	1,78	349,3	1,91	453	2,03	574	2,28	876	2,51	1261	2,94	2310	3,89	6885	4,73	14801	1,0 "	

# Kanaty o przekrojach jajowitych

Chyżości ( $v$ ) ilości wody ( $Q$ ) przy różnych napiętniach ( $h$ ) przy spadku 1:100

Wysokości i największe szerokości w centymetrach.																				
30/20			37,5/25			45/30			52,5/35			60/40			75/50			90/60		
$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$
cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl
1	0,15	0,06	1	0,16	0,06	1,5	0,21	0,20	2	0,26	0,43	2	0,27	0,44	2,5	0,33	0,82	3	0,39	1,42
2	0,26	0,29	2	0,27	0,38	3	0,37	0,94	3,5	0,43	1,47	4	0,48	2,13	5	0,58	4,03	6	0,67	6,73
3	0,37	0,93	3	0,37	0,86	5	0,53	2,7	5	0,55	3,2	5	0,55	3,3	10	0,91	17,0	10	1,04	24
4	0,44	1,45	4	0,43	1,4	6	0,60	4,2	7,5	0,62	6,4	8	0,75	9,0	15	1,15	25	15	1,20	44
5	0,52	2,2	5	0,54	2,7	8	0,71	7,0	10	0,86	13	10	0,87	15	20	1,39	72	20	1,51	92
6	0,57	3,2	6	0,60	3,8	10	0,81	11,3	15	1,06	30	15	1,08	32	25	1,55	112	25	1,62	129
8	0,66	5,5	8	0,71	6,7	15	1,02	26	20	1,27	55	20	1,30	61	30	1,70	161	30	1,72	170
12	0,82	11	10	0,8	10,4	20	1,19	46	25	1,40	82	30	1,59	129	40	1,95	273	40	2,04	318
16	0,95	20	15	0,95	21	30	1,42	97	30	1,52	144	40	1,78	215	50	2,12	401	50	2,24	475
20	1,05	32	20	1,1	37	40	1,51	144	35	1,61	149	50	1,89	301	60	2,20	523	60	2,37	628
25	1,12	44	25	1,25	59	45	1,47	149	40	1,68	185	58	1,82	331	70	2,17	671	78	2,53	943
30	0,99	45	35	1,3	90	45	1,34	138	50	1,66	222	60	1,68	309	72,5	2,16	615	84	2,50	996
			37,5	1,17	84				52,5	1,51	212				75	1,97	565	90	2,26	934

Wysokości i największe szerokości w centymetrach.																	
105/70			120/80			135/90			150/100			180/120			210/140		
$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$	$h$	$v$	$Q$
cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl	cm	m	sl
3,5	0,44	2,2	2	0,28	0,55	2,25	0,31	0,91	2,5	0,34	1,23	3	0,40	2,07	3,5	0,45	3,2
5	0,59	5,0	4	0,50	3,21	4,5	0,55	4,50	5	0,6	6,0	6	0,70	10,2	7	0,79	15,7
7	0,76	10,4	8	0,85	15,1	9	0,97	21,9	10	1,01	28,3	12	1,17	47,1	15	1,50	100
10	0,97	22	10	0,98	25	15	1,29	60	15	1,30	65	15	1,35	74	20	1,69	159
15	1,23	50	15	1,26	55	20	1,54	108	20	1,58	117	20	1,61	134	30	2,18	392
20	1,48	93	20	1,51	100	25	1,72	167	25	1,78	185	25	1,83	210	40	2,50	640
25	1,66	144	25	1,70	158	30	1,91	243	30	1,98	269	30	2,03	303	50	2,76	941
30	1,83	207	30	1,87	223	35	2,08	331	35	2,14	366	35	2,20	411	60	3,03	1351
40	2,13	366	35	2,04	306	40	2,19	423	40	2,30	478	40	2,37	537	70	3,25	1809
50	2,35	550	40	2,17	395	45	2,35	538	45	2,45	606	50	2,65	831	80	3,56	2510
60	2,53	759	45	2,30	497	50	2,47	659	50	2,59	749	60	2,90	1186	90	3,67	2965
70	2,68	993	50	2,43	610	60	2,64	919	60	2,82	1066	70	3,15	1612	100	3,91	3652
80	2,80	1235	60	2,65	689	70	2,92	1267	70	2,92	1372	80	3,35	2077	110	4,0	4244
100	2,75	1578	70	2,81	1135	80	3,08	1609	80	3,21	1801	90	3,50	2566	120	4,12	4952
105	2,52	1418	80	2,95	1431	90	3,21	1965	100	3,48	2631	100	3,65	3101	130	4,26	5721
			100	3,06	1952	100	3,32	2314	120	3,63	3449	120	3,90	4245	140	4,35	6438
			116	2,99	2168	120	3,39	2902	140	3,60	3989	130	4,05	4892	154	4,56	7633
			120	2,78	2043	130	3,27	2986	145	3,58	4056	140	4,09	5415	168	4,56	8490
						135	3,02	2809	150	3,25	3749	150	4,15	5947	182	4,58	9157
												165	4,10	6446	196	4,61	9787
												180	3,70	6119	203	4,41	9790
															210	4,10	9232



BIBLIOTEKA GŁÓWNA  
Politechniki Warszawskiej

NP.2743



400000000136562

N

Polite