

V. 6. UZBROJENIE SIECI PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH.

Sieć przewodów kanalizacyjnych wymaga dla umożliwienia jej ciągłej i niezakłóconej pracy szeregu urządzeń. Urządzenia te, stanowiące sobą pewne obiekty budowlane umożliwiające spełnienie postawionego kanalom zadania i jednocześnie umożliwiające dozór nad ich pracą i stanem, zwą się krótko uzbrojeniem sieci. Do uzbrojenia tego mogą należeć:

- | | | |
|---|---|---|
| studzienki żłazowe (rewizyjne), | } | Stanowią one nieodzowne i najliczniej spotykane obiekty budowlane uzbrajające sieć. |
| wpusty uliczne, | | |
| światliki, | | |
| spoczniki, | | |
| zsypy śniegowe, | | |
| studzienki spadowe, | | |
| przelewy burzowe, w niektórych wypadkach zastępowane przez tak zwane rozdzielacze (separatory), | | |
| kanaly ulgi, | | |
| zbiorniki wyrównawcze, | | |
| chwytacze rumowiska, | | |
| połączenia kanałów, | | |
| przepusty, syfony (odwrócone), | | |
| wyloty i zamknięcia przeciwpowodziowe, | | |
| urządzenia do płukania sieci, | | |
| urządzenia do przewietrzania, | | |
| stacje przepompowywania ścieków. | | |

Nie wszystkie wyliczone wyżej obiekty budowlane znajdować się będą na każdej sieci przewodów kanalizacyjnych. Umieszczone będą one w razie potrzeby stosownie do miejscowych warunków. W wypadku najprostszym uzbrojenie sieci będzie się składać z: studzienek żłazowych, wpustów ulicznych, połączeń kanałów, wylotów oraz, jeśli sieć jest jednolita, przelewów burzowych.

V. 6-a. Studzienki żłazowe.

Studzienki żłazowe umożliwiają dostęp do kanałów, zejście na poziom dna kanału w celu sprawdzenia jego stanu oraz w razie potrzeby dokonania jego napraw, względnie oczyszczenia. Służą one dalej przy przewodach o mniejszych wymiarach do umożliwienia zmiany kierunku, połączenia przewodów, zmiany przekroju, większej zmiany spadku, jak również w wielu wypadkach i do przewietrzania kanałów.

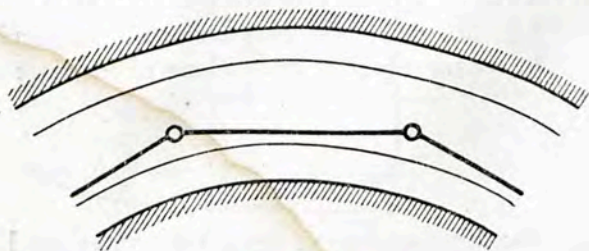
Ustawiane są w punktach węzłowych oraz zmiany kierunku w płaszczyźnie pionowej lub poziomej. Kanały nieprzelazowe powinny być prowadzone pomiędzy sąsiadującymi studzienkami, jako odcinki proste w celu umożliwienia przejrzania odcinka i stwierdzenia jego stanu. Gdy odcinki proste kanałów między węzłami są zbyt długie, muszą być wstawione dodatkowe studzienki. Zakłada się je w odległościach od 50 do 150 m, na kanałach o mniejszych wymiarach w odstępach mniejszych. Na kanałach przelazowych odległości się powiększa. Najodpowiedniejsze odległości są następujące:

średnica przewodu	Kanały wód brudnych	Kanały deszczowe i sieci jednolitej
0,2 — 0,25 m	50 — 60 m	60 — 75 m
0,3 — 0,35 m	55 — 70 m	65 — 80 m
0,4 — 0,45 m	60 — 70 m	70 — 80 m
0,5 — 0,60 m	65 — 80 m	75 — 90 m
0,6 — 1,50 m	70 — 90 m	80 — 100 m
przelazowe 1,50 m	100 — 150 m	150 m

Częstokroć wyżej podane odstępki zmniejsza się. Może się to zdarzyć na odcinkach krzywoliniowych, które rozbite być muszą na odcinki proste tak, by oś kanału nie podchodziła pod chod-

nik (rys. 124), oraz na połączeniach kanałów, gdy spotykają się one pod kątem rozwartym (pod włos). Wówczas należy zmianę kierunku wykonać przy pomocy dwóch studzienek (rys. 125).

Studzienki umieszcza się przeważnie w linii kanału; w wypadku mniejszych przekrojów w osi przewodów (rys. 126), zaś w wypadku kanałów większych przelazowych z boku tak, że jedna ze ścian kanału jest wydłużona do góry (rys. 127). Rzadziej umieszcza się je pod chod-



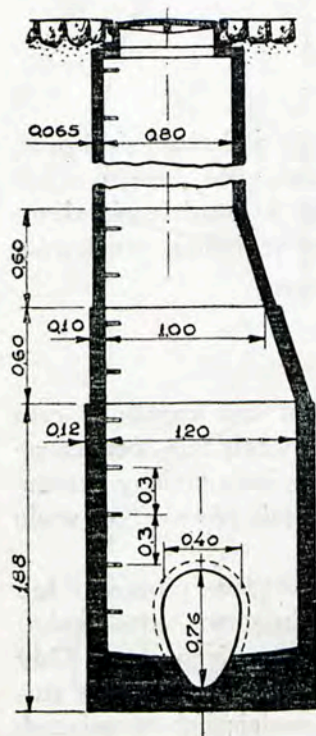
Rys. 124.



Rys. 125.

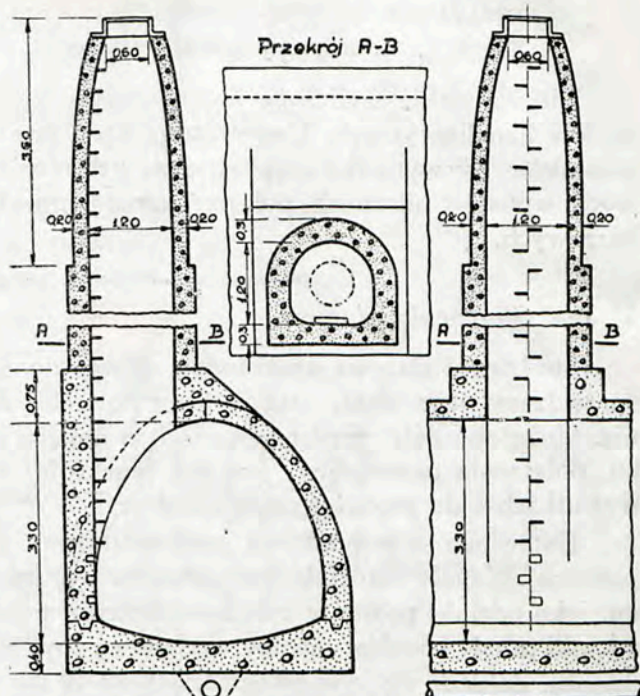
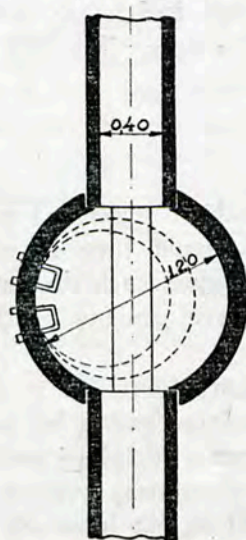
nikami i łączy dojściem z kanałem (rys. 128). Rozwiązanie takie daje się w specjalnych warunkach w kanałach o silnym przepływie wód ściekowych. Często też duży ruch uliczny zniwala do przesunięcia studzienki z nawierzchni ulicznej na chodnik. Kanalizacja rozdzielona wymaga

Przekrój pionowy



Rys. 126. Betonowa studzienka złazowa nad kanałem 0,40 × 0,76 m.

Przekrój poziomy



Rys. 127. Betonowa studzienka złazowa w Newark nad dużym kanałem.

podwójnej ilości studzienek, względnie wywołuje potrzebę budowy złożonych studzienek, obsługujących jednocześnie przewody wody brudnej i deszczowej. Często do kanałów tych zejścia są oddzielne, chociaż konstrukcyjnie obie studzienki stanowią jedną całość (rys. 129).

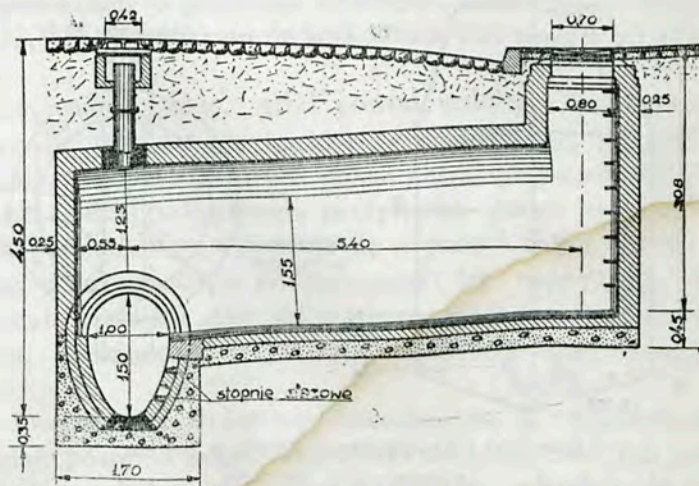
Budowa studzienek powinna być jak najbardziej celowa i oszczędna, ma ona duży wpływ na koszt wykonania kanałów z uwagi na dużą liczbę studzienek, szczególnie na sieci przewodów mniejszych — do 20 na 1 km. Zwykle w poszczególnych miastach są one znormalizowane.

Kształt studzienek w przekroju poziomym jest przeważnie kołowy, choć również spotykają się eliptyczne lub prostokątne. Część dolna na wysokości człowieka 1,80 — 1,90 m ma wymiar większy 1,2 — 1,5 m. U wierzchu przekrój jest zwężony do wymiaru otworu włazowego o średnicy 0,60 m. Część górna łączona jest ze spodem wąską szyją i przejściem stożkowym z wymia-

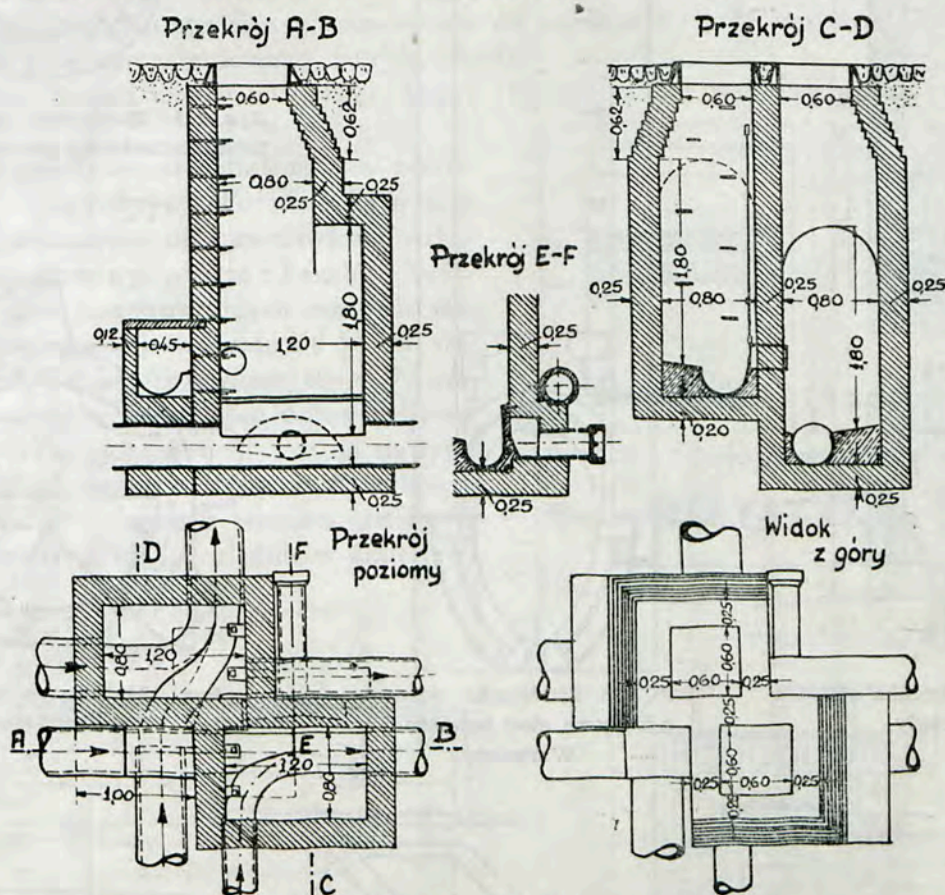
ru szyi do wymiaru części dolnej. Najdogodniej dla zejścia jest wykonać niesymetryczne przejście stożkowe tak, by jedna ze ścian na całej wysokości była pionowa. Przy mniejszych głębokościach i krótkiej szyi można pozostawić ją o wymiarze otworu włazowego, na większych głębokościach, aby zejście nie było zbyt utrudnione, należy wymiar jej powiększać do 0,70 — 0,80 m.

W dawniej wykonanych sieciach kanalizacyjnych stosowano częstokroć do budowy studzienek ten sam materiał, z którego budowane były przewody, a więc kamionkę, cegłę. Obecnie prawie powszechnie buduje się je z betonu, jako materiału, któremu bez trudności nadać można dowolny kształt, oraz tańszego od poprzednich. Dno studzienki wykonywa się prawie zawsze z betonu.

Studzienki z kamionki ustawiane były nad rurami kamionkowymi na dnie betonowym. Składają się z odcinków rur kamionkowych o długości 0,7 m i średnicy 0,60—0,80 m, połąco-



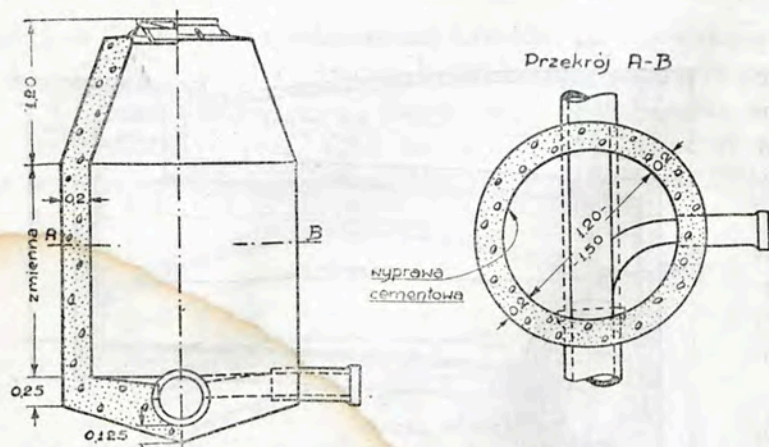
Rys. 128. Boczny złącz do kanału.



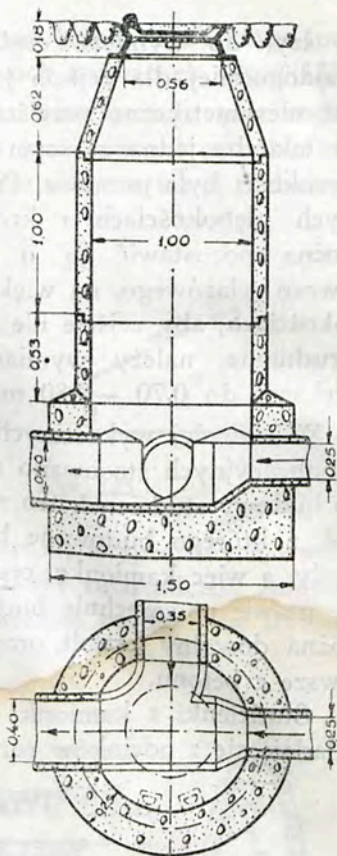
Rys. 129. Studzienki żłazowe na sieci rozdzielonej.

nych na kielichy uszczelnione asfaltem lub cementem. Ze względu na zbyt mały przekrój są bardzo niedogodne, wyszły więc prawie całkowicie z użycia.

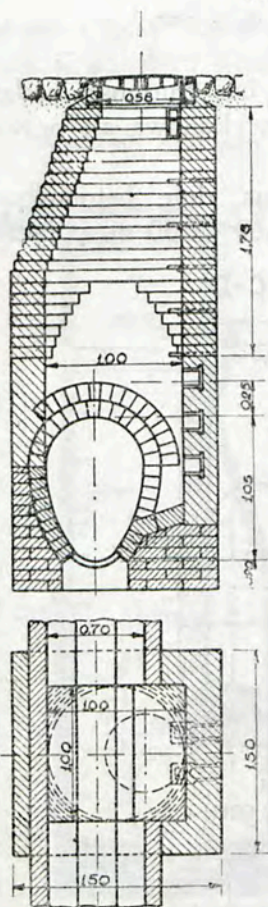
Betonowe studzienki wykonywane są całkowicie z betonu ubijanego w wykopie (rys. 130), lub mogą być całkowicie względnie od pewnego poziomu zestawiane z gotowych kręgów, łączonych na wpust i uszczelnianych zaprawą cementową (rys. 131).



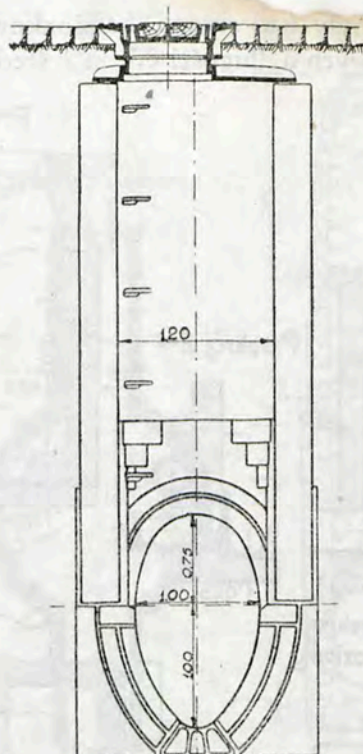
Rys. 130. Studzienka żłazowa z betonu ubijanego w wykopie.



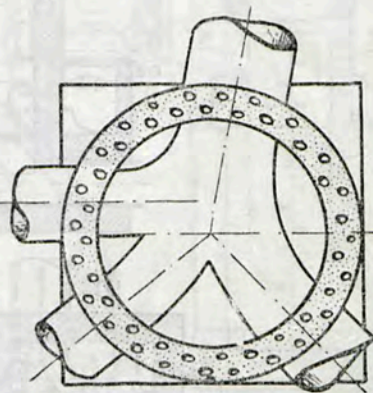
Rys. 131. Studzienka żłazowa betonowa zestawiona z gotowych kręgów.



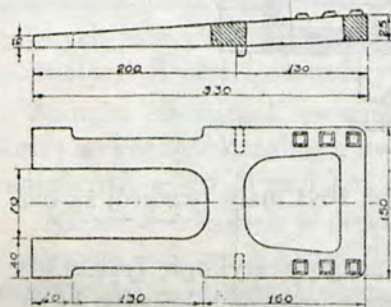
Rys. 132. Studzienka żłazowa z cegły.



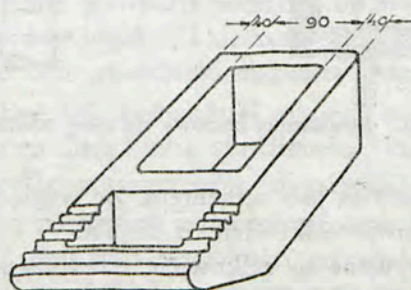
Rys. 133. Studzienka żłazowa z cegły na sieci kanalizacji Warszawy.



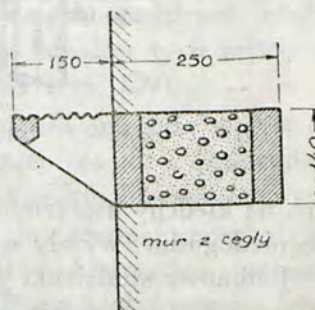
Rys. 134. Połączenie kanałów w studziennce



Rys. 135. Stopień żeliwny.



Rys. 136. Stopień kamionkowy.



Studzienki z cegły wykonywane są przeważnie o przekroju kołowym, rzadziej prostokątnym o grubości ścian w 1-ną cegłę (rys. 132, 133), przy czym do wykonania dna stosuje się również cegłę lub, jak obecnie, częściej beton.

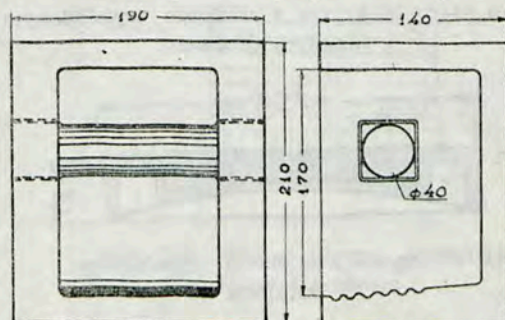
Dno studzienki nie powinno być wykonywane płaskie, gdyż powodowałoby to nieciągłość w przepływie ścieków i niepotrzebne straty. Rozlewające się ścieki przy zmniejszonej prędkości osadzać będą na dnie cięższe zanieczyszczenia, z powodu których gnicia następuje psucie się powietrza w studzience i w jej otoczeniu. Aby ścieki brudne mogły przepływać przez studzienkę bez zakłóceń, szczególnie przy mniejszych ilościach, dno wykonuje się w postaci żłobu, o wymiarach dostosowanych do przekroju kanałów, z bokami o tyle podniesionymi, by najwyższy odpływ posuszny mieścił się w żłobie. Pozostałą część dna daje się z silnym spadkiem ku żłobowi 1:3 — 1:10. Żłób wykonuje się z betonu, klinkieru lub też przez wstawienie półrury kamionkowej.

Zmiany kierunku, połączenie przewodów mniejszych średnic dokonuje się w studzienkach, przy czym wówczas również dno posiadać powinno odpowiednio wykształcony żłób lub jeśli połączenie kanałów następuje w poziomie, łagodnie łączące się koryta idące w przedłużeniu osi spotykających się kanałów (rys. 134).

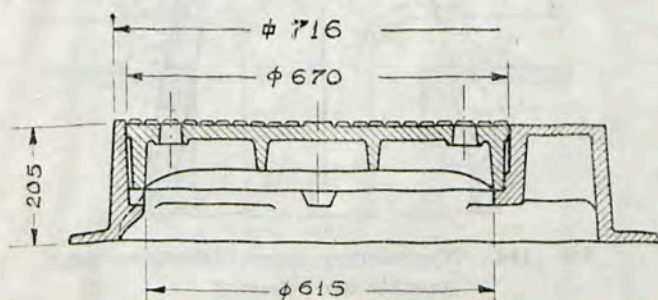
Do zejścia z powierzchni na spód studzienki służą stopnie umieszczone na ścianie pionowej szybu lub najbardziej zbliżonej do pionu, w odstępach 0,30 m. Wykonywane są one w postaci klamer z okrągłego żelaza ($\varnothing 15 - 20$ mm) (rys. 126) lub z żeliwa, jako znormalizowany odlew (rys. 135). Wymagają one stałej opieki, asfaltowania, gdyż pod wpływem powietrza kanałowego żelazo bardzo szybko rdzewieje. Z tych względów stosuje się również stopnie z kamionki (rys. 136). Poniżej linii zwierciadła wody mogą być również stosowane stopnie skrzynkowe (rys. 137). W wypadku studzienek odsuniętych od osi kanału i połączonych z nim korytarzem mogą być w dnie jego wbudowane zwykłe schodki.

Stopnie w postaci klamer wystają ze ściany 14 — 15 cm, co powoduje pewne zwężenie szyi żłazowej.

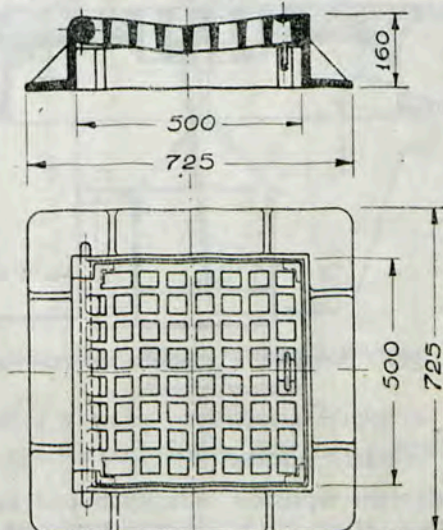
Do zamknięcia otworu studzienki w powierzchni ulicy służą pokrywy. Pożądane są w nich otwory przewietrzające dla umożliwienia wchodzenia i wychodzenia powietrza z kanałów. Światło ze względów konstrukcyjnych możliwie małe. Za wymiar najmniejszy uważa się 55 cm, stosują się jednak i światła większe 60 — 70 cm. Pokrywy wykonywane są jako odlew żeliwny. Odpowiednio do rodzaju ruchu stosują się typy lekkie, średnie i ciężkie. Mogą być wykonywane całkowicie z żeliwa z wiekiem żeliwnym prążkowanym (rys. 138) względnie w kratę (rys.



Rys. 137. Stopień skrzynkowy z kamionki.



Rys. 138. Pokrywa z wiekiem żeliwnym prążkowanym.

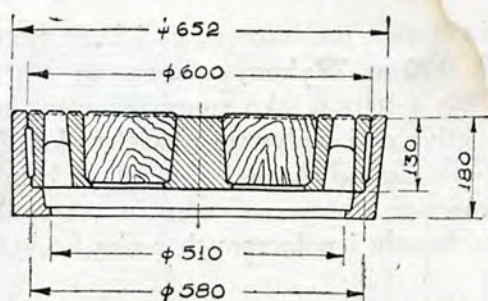


Rys. 139. Pokrywa z wiekiem żeliwnym w postaci kraty.

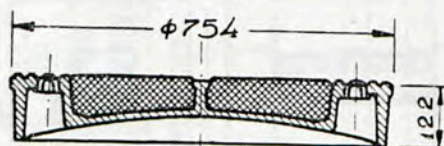
139) lub z wiekiem wypełnianym twardym drewnem (rys. 140) lub asfaltem (rys. 141). Te ostatnie są bardziej pożądane ze względu na bezpieczeństwo ruchu.

Wiekło powinno być zaopatrzone w otwory wietrzące, aby powietrze przy silnym napływie wody deszczowej mogło z dostateczną szybkością wypływać z przewodów, zaś przy opadającej wodzie wchodzić. Niektóre konstrukcje przewidują podwieszanie pod nimi wiader (rys. 142, 143) dla chwytania zanieczyszczeń, mogących się przez otwory dostać do kanału. Wiadra takie są całkowicie zbyteczne i raczej powodują zwiększenie możliwości zanieczyszczeń kanałów, gdy niesumienne obsługa przy otwieraniu studzienek całą zawartość naczynia wyrzuca do kanału.

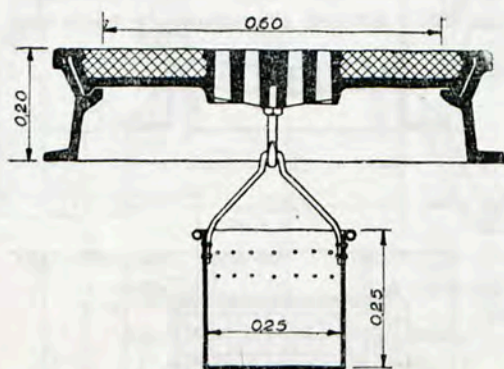
Wysokość oparcia pokrywy powinna umożliwiać ułożenie aż do styku z nią normalnej grubości nawierzchni. Kołowe pokrywy zajmują mniej miejsca w powierzchni ulicy, jednak przy niektórych brukach są trudniejsze do obudowania. Wiekło powinno ściśle przylegać na wszystkich krawędziach obwodu do oparcia, ażeby w czasie przejazdu po nim wozów nie mogło powstawać nieprzyjemne klekotanie wieka wywołujące hałas. Zwracać należy uwagę na staranne i wszechstronne oparcie ramy pokrywy na głowie studzienki. Częstokroć studzienek nie wyprowadza się do samego wierzchu. Jako wyrównanie daje się dwie warstwy cegły, służące jako podkład pod pokrycie. Ostatnio wykonuje się wyrównanie w postaci ramy żelbetowej (rys. 144).



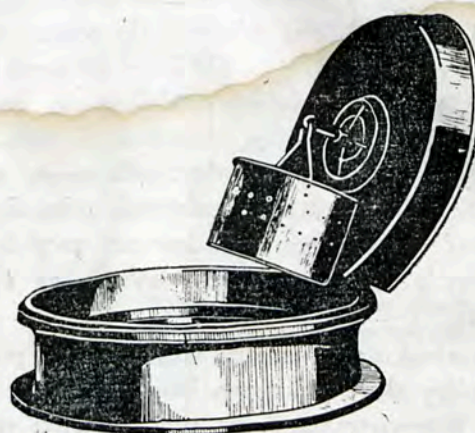
Rys. 140. Pokrywa z wiekiem wypełnionym twardym drzewem.



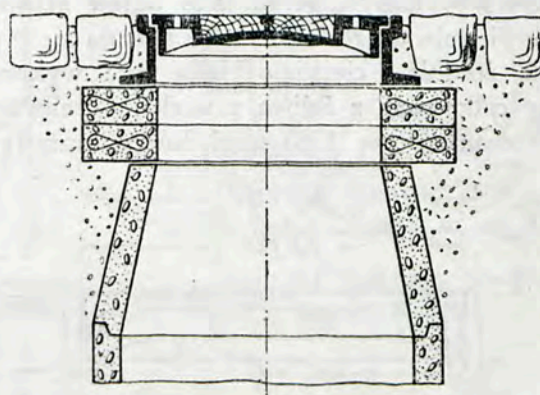
Rys. 141. Pokrywa z wiekiem wypełnionym asfaltem.



Rys. 142. Pokrywa z wiadrem do chwytania zanieczyszczeń.



Rys. 143. Pokrywa z wiadrem do chwytania zanieczyszczeń.



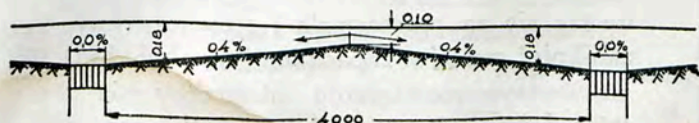
Rys. 144. Wyrównująca rama żelbetowa tjako oparcie dla pokrywy.

V. 6-b. Wpusty uliczne.

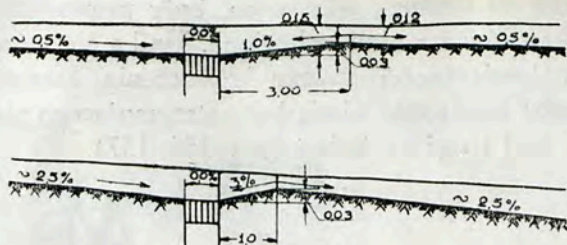
Zadaniem wpustów ulicznych jest uchwycenie wód deszczowych, płynących po powierzchni ulic i wprowadzenie do przewodów podziemnych. Przez odpowiednie ukształtowanie przekroju ulicy doprowadza się wody deszczowe do otwartych rynsztoków, uzyskiwanych przez różnicę wysokości środka jezdni i jej krawędzi przy chodniku. Tymi rynnami płyną wody deszczowe do miejsc najniższych, w których umieszcza się wpusty. Najodpowiedniejszymi miejscami są naroża

ulic. Przy większych jednak długościach bloku domów należy umieszczać dodatkowo wpusty pomiędzy narożami. Zdolność przepływu stosowanych powszechnie wpustów wynosi ~ 20 litr/sek.

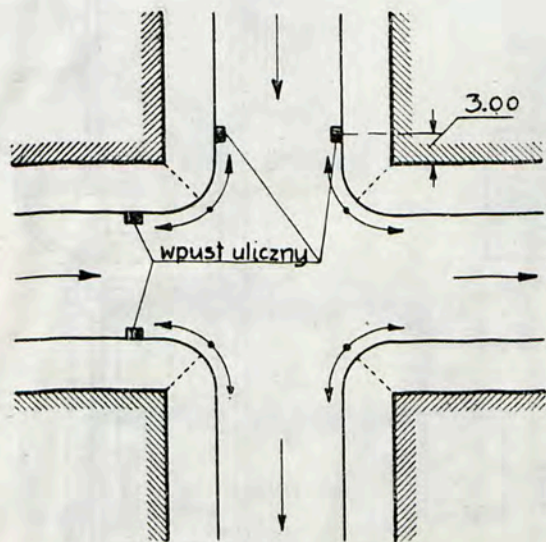
Odstęp wpustów zależy od wielkości powierzchni przez nie odwadnianej. Nie powinna ona być większa niż 500—700 m². Z tego warunku określa się odległość pary naprzeciwko siebie leżących wpustów na 30—100 m. Odstęp zależy również od spadku podłużnego ulicy. Jako najmniejszy spadek rynsztoka przyjmuje się 0,4‰. W wypadku ulic idących w poziomie krawężnik otrzymuje zmienne wysokości, przy czym uważa się za graniczne wartości 10 do 18 cm. Przy założeniu dwustronnego spadku rynsztoka odległość wpustów nie może być wobec powyższego większa niż 40 m (rys. 145). Ze względu jednak na niedogodności przy przechodzeniu ulic, wynikające z nierównej wysokości krawężnika, szczególnie w porze wieczornej i nocnej, należy się starać, by ulice nie były prowadzone w poziomie, a co najmniej ze spadkiem 0,4‰. Na większych spadkach rynsztok biegnie równoległe do linii spadku ulicy, zaś krawężniki otrzymują równe wysokości. Jednak przy silnych spadkach należy obniżyć nieco miejsce wlotu i na krót-



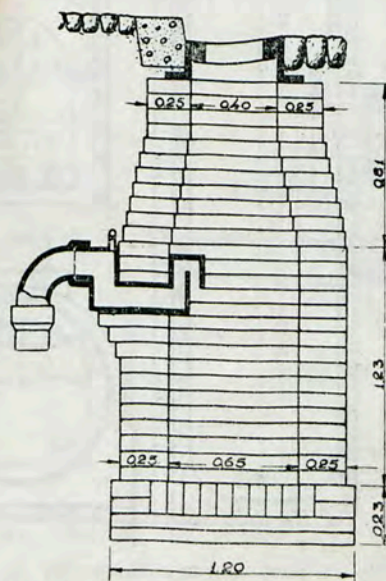
Rys. 145.



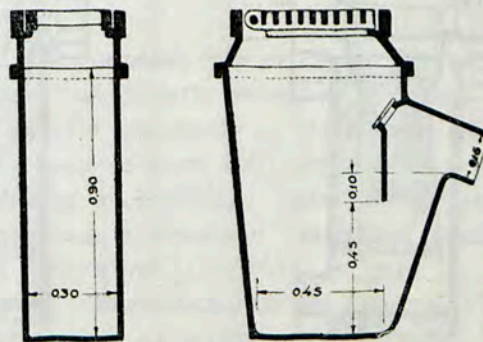
Rys. 146.



Rys. 147.



Rys. 148. Wpust uliczny z cegły w Charlottenburgu.



Rys. 149 Wpust uliczny z żeliwa.

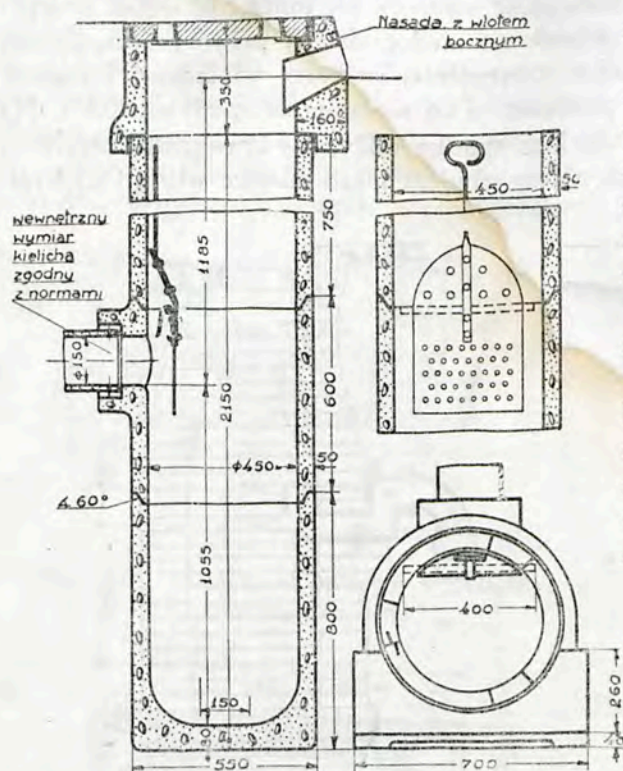
kiej długości za nim dawać spadek odwrotny, by płynące z dużą prędkością ścieki nie miały możliwości przeskoczenia otworu wlotowego. Wystarczy spadek odwrotny 3‰ na długości 1 m (rys. 146).

Ze względu na ruch liczba wlotów powinna być w możliwy sposób ograniczona. Umieszcza się je więc przede wszystkim przy rogach ulic, nieco przesunięte w stronę napływającej wody, tak by przejście dla pieszych pozostawało możliwie wolne od wody, najlepiej tuż powyżej rogu budynków (rys. 147). Odcinki pozostałe dzielimy na odstępy zgodnie z wyżej powiedzianym.

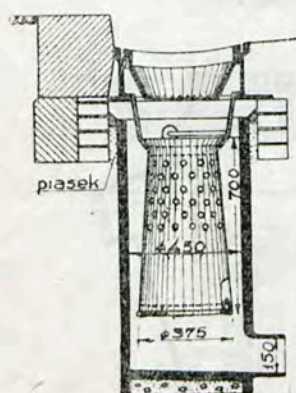
Wpust uliczny, jak również i podwórzowy składa się z trzech części: wlotu, komory i przewodu doprowadzającego do kanału ulicznego. Jako materiał stosowana była w dawniejszym wykonaniu cegła (rys. 148), rzadko ze względu na duży koszt żeliwo (rys. 149), obecnie stosuje się powszechnie beton (rys. 150) i kamionkę (rys. 151, 152).

Istnieje duża różnorodność typów. Ze względu na dużą liczbę wpustów w sieci miejskiej powinny być stosowane z uwagi na koszt konstrukcje możliwie proste i znormalizowane.

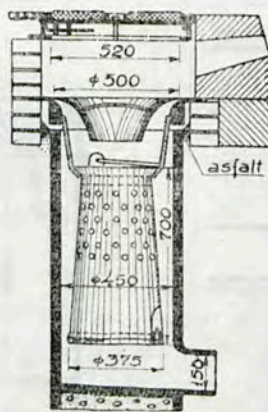
Rozróżnić można trzy zasadnicze typy. Najbardziej złożony jest typ z zamknięciem przeciw zapachom oraz zbiornikiem do chwywania cięższych zanieczyszczeń (rys. 153). Ze względu na to, że przy należycie założonej sieci, przy odpowiednich spadkach kanałów i ich przekrojach oraz przewietrzaniu przy pomocy połączeń domowych nie zachodzi obawa przykrych objawów psucia się powietrza w kanale i w sąsiedztwie otworów prowadzących do nich (ścieki w stanie świeżym szybko odpływają), obecnie budowę poprzednią uważa się za przestarzałą i stosuje wloty bez zamknięcia przeciw zapachom (rys. 154, 155). W najnowszym rozwiązaniu ukształtowania wpustów dąży się ku temu, by wszystkie zanieczyszczenia uliczne, które zdolne są przejść przez kratkę na otworze wlotowym, były prowadzone do kanałów i z nimi spławione. Unika się wówczas konieczności stałego czyszczenia komory wpustu względnie wiaderka, zatrzymującego piasek, muł i cięższe śmieci (rys. 156, 157).



Rys. 150. Wpust uliczny betonowy w Berlinie.

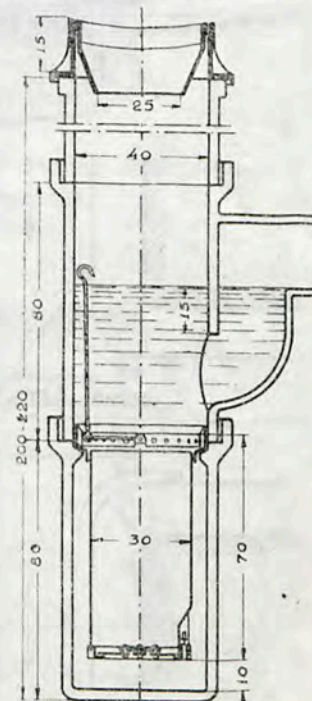


Rys. 151.



Rys. 152.

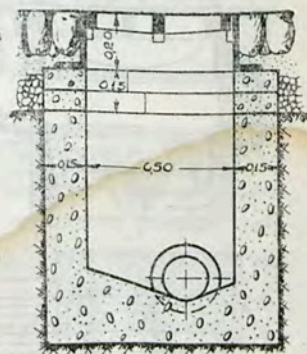
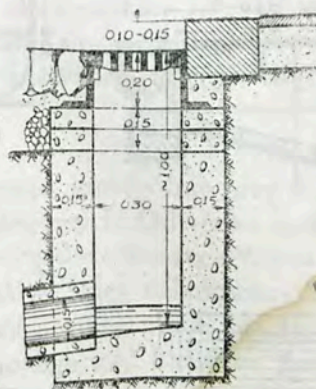
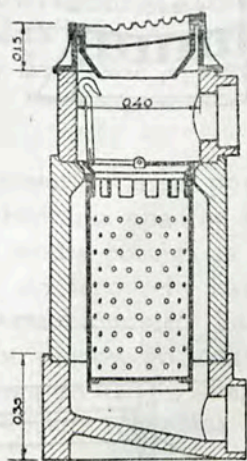
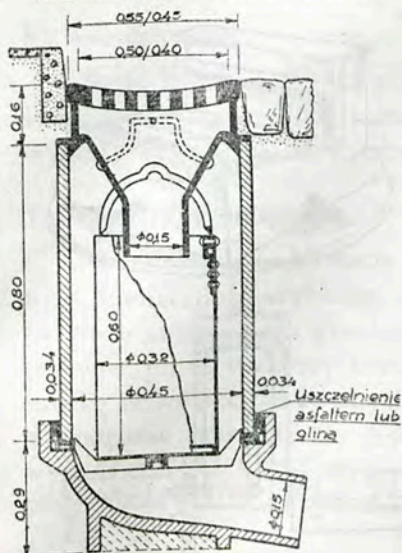
Wpusty uliczne z kamionki.



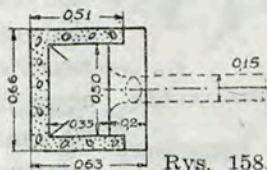
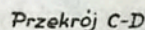
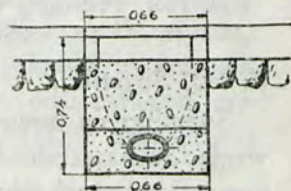
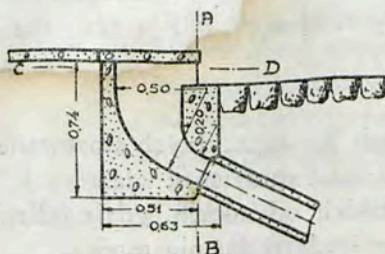
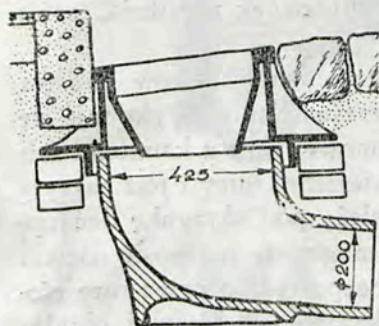
Rys. 153. Wpust uliczny ze zbiornikiem do chwywania cięższych zanieczyszczeń i z zamknięciem wodnym.

Głębokość budowy dawniejszego wykonania wynosiła 1,8–2,2 m, najnowszych 0,5–0,8 m.

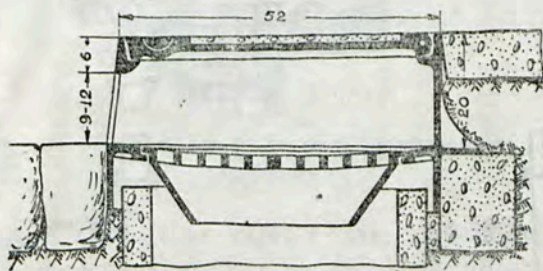
Otwór wlotowy chroniony kratką umieszcza się w linii rynsztoka lub też czasami obok pod chodnikiem. W wypadku pierwszym napływające ścieki wchodząc do wpustu zmieniają kierunek w płaszczyźnie pionowej; w wypadku drugim zmiana kierunku następuje dwukrotnie, początkowo w płaszczyźnie poziomej, następnie pionowej. Wloty takich wpustów posiadają otwór w krańcu (rys. 158 i 159). Wloty w rynsztoku muszą być chronione mocną kratą, znormalizowaną.



Rys. 156. Betonowy wpust uliczny bez zamknięcia wodnego nowszej konstrukcji.



Rys. 158. Wpust uliczny pod chodnikiem.

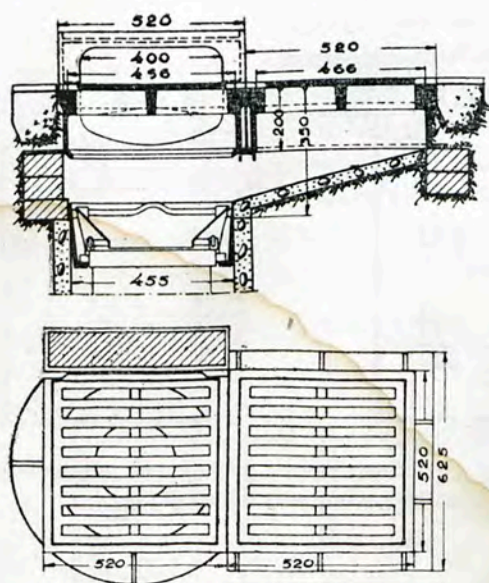


waną, dla umożliwienia przejazdu przez nie ciężkich wozów. Światło otworów 3—4 cm. Na ulicach bardzo stromych są stosowane podwójne wloty kratowe (rys. 160). Są w użyciu również wstawiane w chodnik, z częścią zastępującą krawężnik oraz z otworami zarówno poziomymi jak i pionowymi (rys. 161).

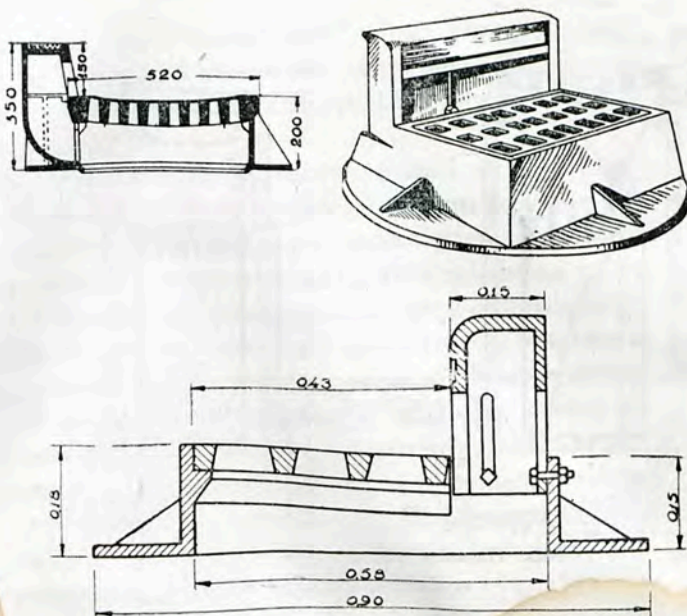
Pod włotem znajduje się komora. Przeważnie stosowane są wykonania fabryczne. W wykonaniu, które nie przewiduje chwytania zanieczyszczeń, zważa się ona lejowato do otworu, do

którego przyłącza się przewód doprowadzający wody do kanału. W wykonaniu przewidującym chwytanie zanieczyszczeń albo gromadzi się je w dolnej części komory przez umieszczenie otworu wyjściowego w określonym poziomie nad dnem, lub do chwytania liści, piasku itd. służy naczynie z otworami, które w konstrukcjach głębszych umieszczane jest w dole, w płytkich podwieszane pod wlotem.

Otwór wyjściowy daje się przeważnie o średnicy 150 mm, niektóre kanalizacje przewidują średnicę 200 mm.



Rys. 160. Podwójny wlot kratowy do wpustu ulicznego.

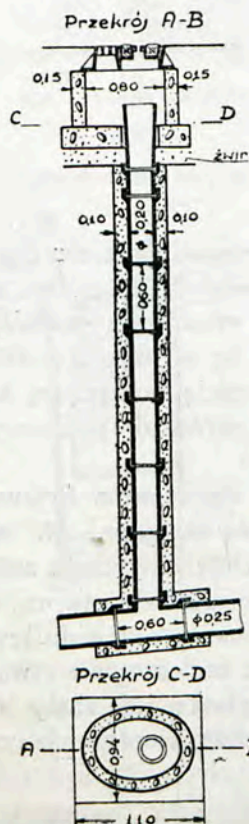


Rys. 161. Podwójny wlot górny i boczny do wpustu ulicznego.

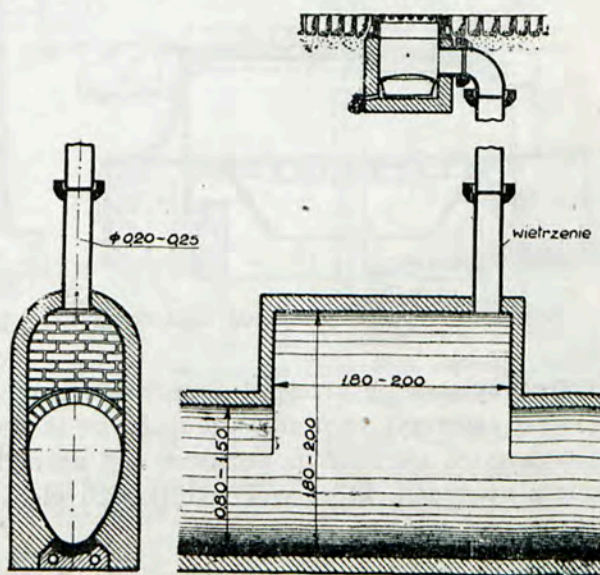
V. 6-c. Świetliki.

Świetliki na nowszych sieciach kanalizacyjnych stosowane są na ogół rzadko. Ustawia się je ze względów oszczędnościowych zamiast studzienek żelazowych, częstokroć na końcówce kanału o niewielkim przekroju, lub na takich odcinkach, gdzie odległość od studzienek jest duża, zaś z pewnych względów studzienki pośredniej dać nie można.

Świetliki mają za zadanie umożliwić obserwację bezpośrednią przepływu ścieków lub też z sąsiedniej studzienki przez opuszczenie do kanału lampy i jego prześwietlenie. Wykonuje się świetliki przez wstawienie w kluczu kanału wpustu i nastawienie pionowej rury z kamionki lub betonu o średnicy 15 — 25 cm. Pionowa rura kończy się niżej nawierzchni ulicy i jest zakryta skrzynką uliczną. Należy pod skrzynkę dać fundament tak, by nie mogły się przenosić naciski z nawierzchni ulicy bezpośrednio przez rurę pionową na kanał. Wskazana jest również obudowa kanału w miejscu nastawionej rury i jej spodu betonem (rys. 162).



Rys. 162. Świetlik kanałowy.



Rys. 163. Spocznik.

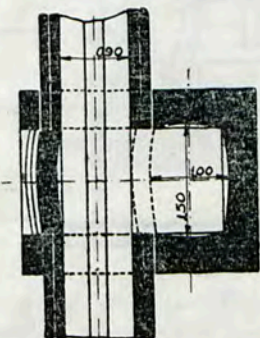
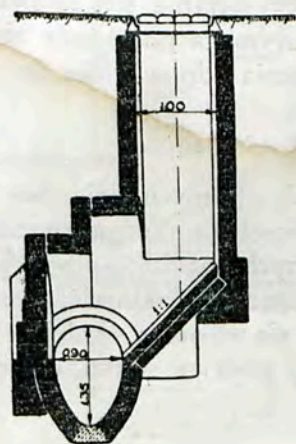
V. 6-d. Spoczники.

Są to krótkie odcinki podwyższonego kanału do wysokości 1,8–2,0 m, które umieszcza się w trudnych do przejścia kanałach pomiędzy studzienkami, w odległości około 40–60 m, dla wygody obsługi kanałów, aby umożliwić jej wyprostowanie się (rys. 163).

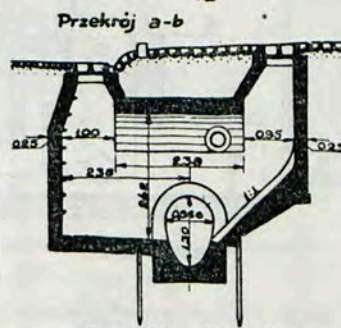
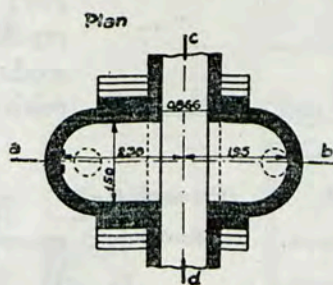
V. 6-e. Zsypy śniegowe.

W miastach w klimacie umiarkowanym powstaje, szczególnie przy ożywionym ruchu ulicznym, konieczność szybkiego usuwania opadów śniegowych. Odwózka zgarnianego i ładowanego na wozy śniegu poza granice miasta pociąga za sobą duże koszty. Można wydatnie potanić ten przewóz przez wykorzystanie do tego celu kanałów. Śnieg naładowany na wozy dowozi się na krótką odległość do pewnych punktów sieci kanalizacyjnej gdzie zostaje zsypany na ulicę, a następnie zgarnięty do szybu pionowego ustawionego nad kanałem, zwanego zsytem śniegowym (rys. 164). Część zsypanego do kanału śniegu zostaje roztopiona przez ścieki, mające ciepłość około $+10^{\circ}\text{C}$, część zaś zostaje spławiona w stanie nieroztopionym.

Zsypy śniegowe powinny być umieszczane na przewodach kanalizacyjnych o przekrojach większych, wysokości około 1,20 m, prowadzących stale większe ilości ścieków. Nie powinno być możliwe wsypywanie gwałtowne dużej masy śniegu, która mogłaby spowodować zatarasowanie przekroju przepływowego oraz zatkanie szybu zsypanego. Ponieważ w trakcie zsypywania



Rys. 164. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Warszawy.

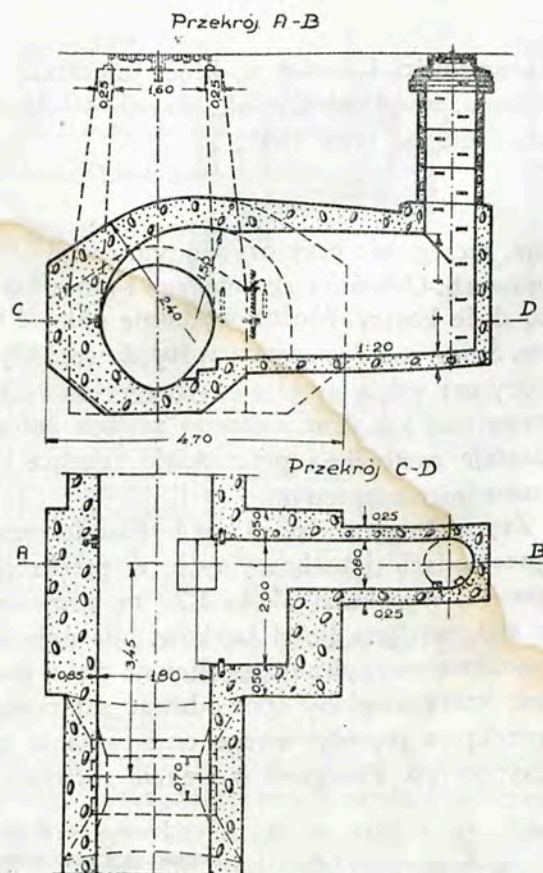


Rys. 165. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Berlina.

śniegu zajmuje się część powierzchni ulicy, co może spowodować przeszkodę dla ruchu, miejsca do zsypu powinny być wybierane na ulicach szerokich, najlepiej na placach, zieleńcach, względnie na ulicach o ruchu słabszym. Częstość na ulicach o silniejszym ruchu otwory zsypano przesuwają się z jezdni na chodnik.

Ze względu na to, że część śniegu spływa ze ściekami w stanie nieroztopionym, ostatni zsypan przed stacją przepompowywania względnie oczyszczalnią powinien się znajdować w takiej odległości, by na długości pozostałego odcinka kanału cała ilość śniegu mogła być roztopiona. Na podstawie danych z praktyki odległość taka nie powinna być mniejsza niż 400 m.

W zasadzie każda studzienka żłazowa może służyć do zsypu śniegu, jeśli tylko przez nią przepływa dostateczna ilość ścieków do jego roztopienia i spławienia. Ze względu jednak na to, że pożądana jest możliwość spostrzeżeń nad przebiegiem spławiania zwałów śniegu w kanale oraz



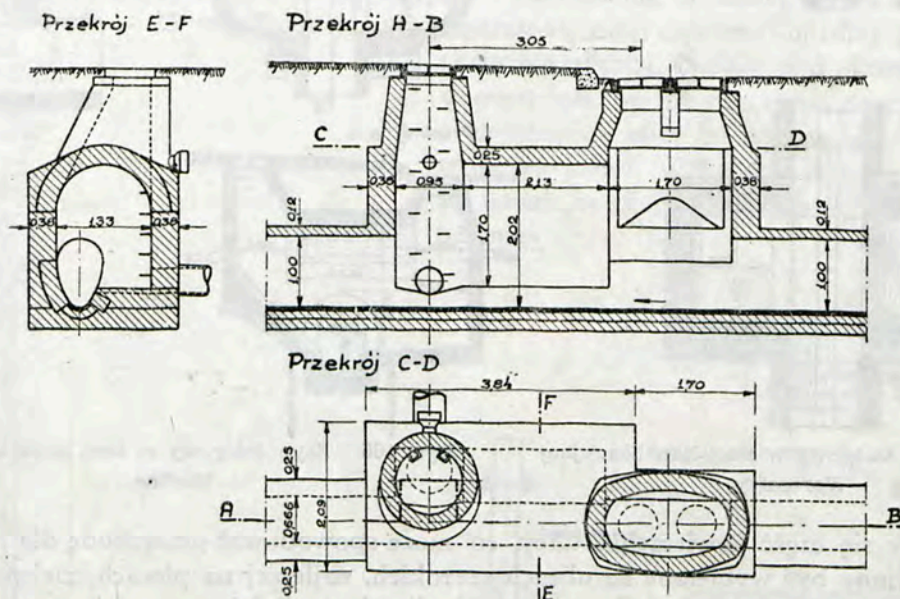
Rys. 166. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Kolonii.

umożliwienie jego rozgarniania i spychania w dół, buduje się specjalne szyby śniegowe połączone ze złazem (rys. 165—167), zaopatrzonym u dołu w podest, ochroniony z góry od śniegu, z którego robotnik obserwować może względnie kierować równomierność zsywu oraz rozgarniać większe zwaly śniegu, nie dopuszczając do zaphania się kanału. Złaz z podestem umieszcza się na kanale poniżej otworu zsywowego. W niektórych miastach zaopatruje się złaz w przewód wodociągowy, do którego przyłączyć można wąż gumowy. Strumieniem wody z węża roztopia się i rozbija śnieg.

Ze względu na to, że ze śniegiem z powierzchni ulicy mogą dostawać się do kanału większe i cięższe zanieczyszczenia, sieć zaopatrzona w zsywy śniegowe wymaga po okresie zimy przejrzenia i oczyszczenia odpowiednio do potrzeby.

V. 6-f. Studzienki spadowe.

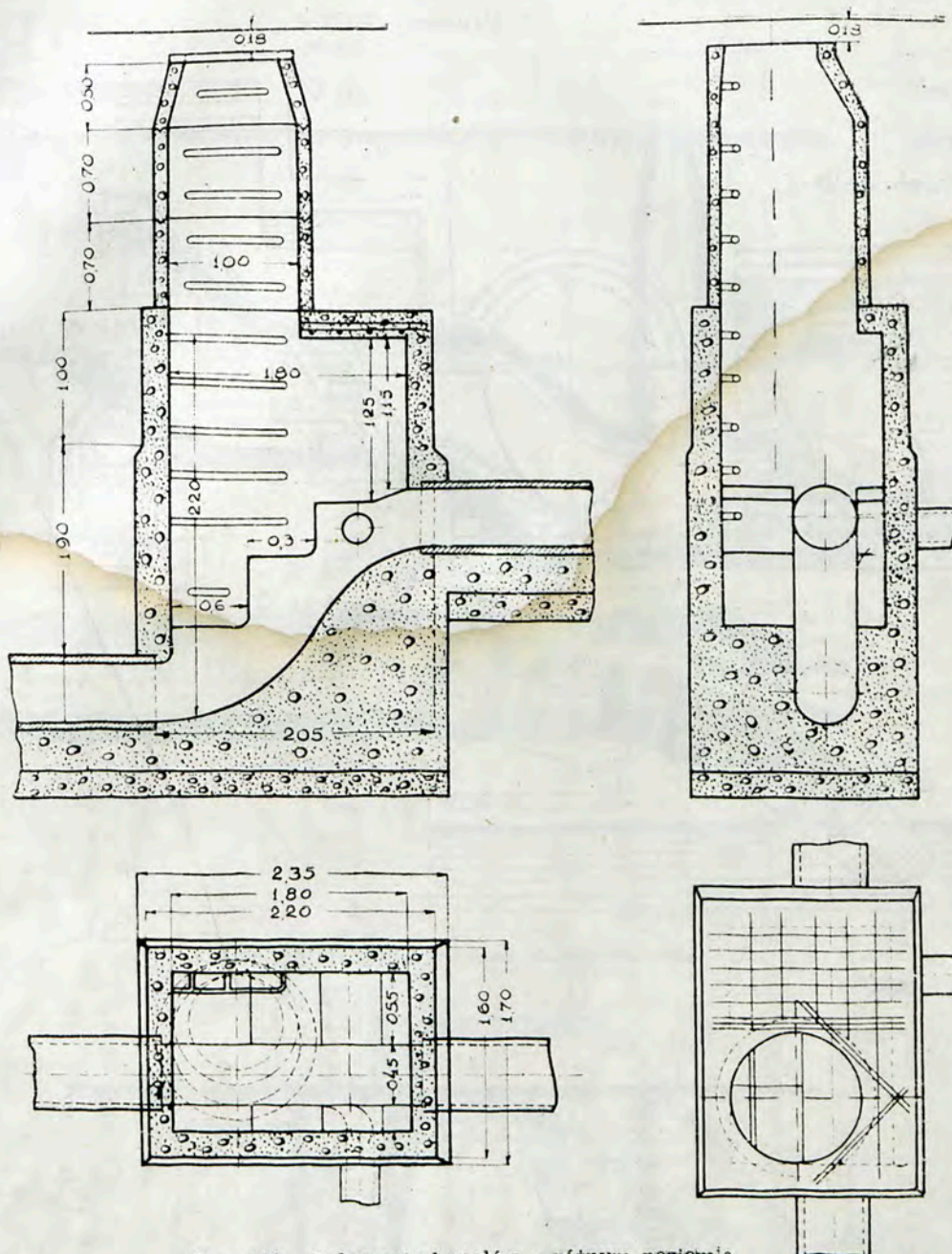
Na ulicach stromych linia dna kanału nie może biec równolegle do powierzchni terenu, gdyż przy silnych spadkach powstają zbyt duże prędkości, mogące powodować niszczenie przewodu. Łamie się wówczas spadek w dogodnych miejscach przy pomocy stopni, dając kanał mię-



Rys. 167. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Charlottenburga.

dzy stopniami w największym dopuszczalnym spadku. Stopnie takie powstawać mogą również w wypadkach, gdy do przewodu zbierającego, leżącego głębiej, dochodzą płycej założone kanały boczne. Oszczędza się w ten sposób na robotach ziemnych. Na stopniu takim zostaje zniszczony nadmiar energii wody.

Zależnie od wielkości kanałów połączenie odcinków o różnym poziomie i zniszczenie energii wody odbywa się albo w studni spadowej lub przy pomocy odpowiednio ukształtowanej gładkiej (rys. 168) lub zestopniowanej pochylni (rys. 169).

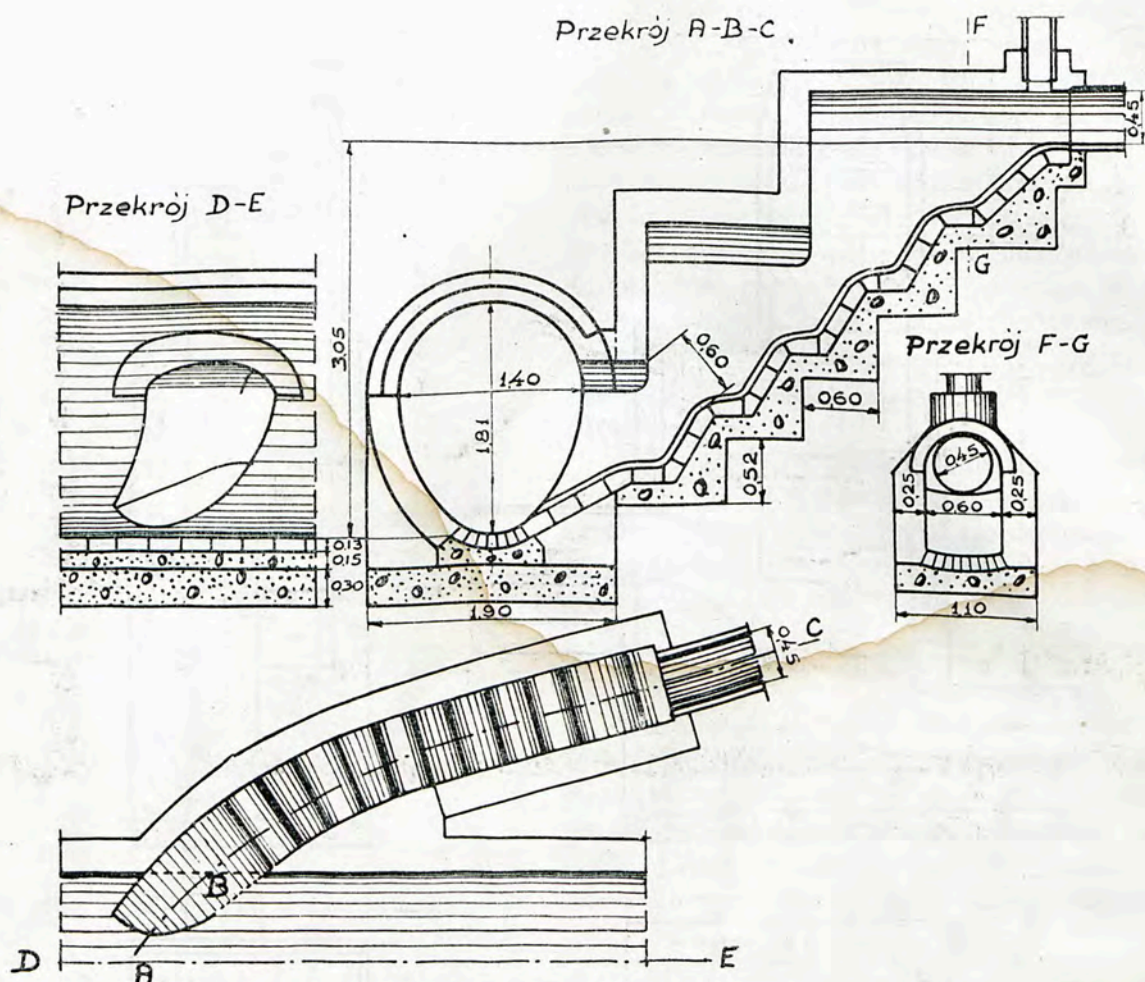


Rys. 168. Połączenie kanałów o różnym poziomie.

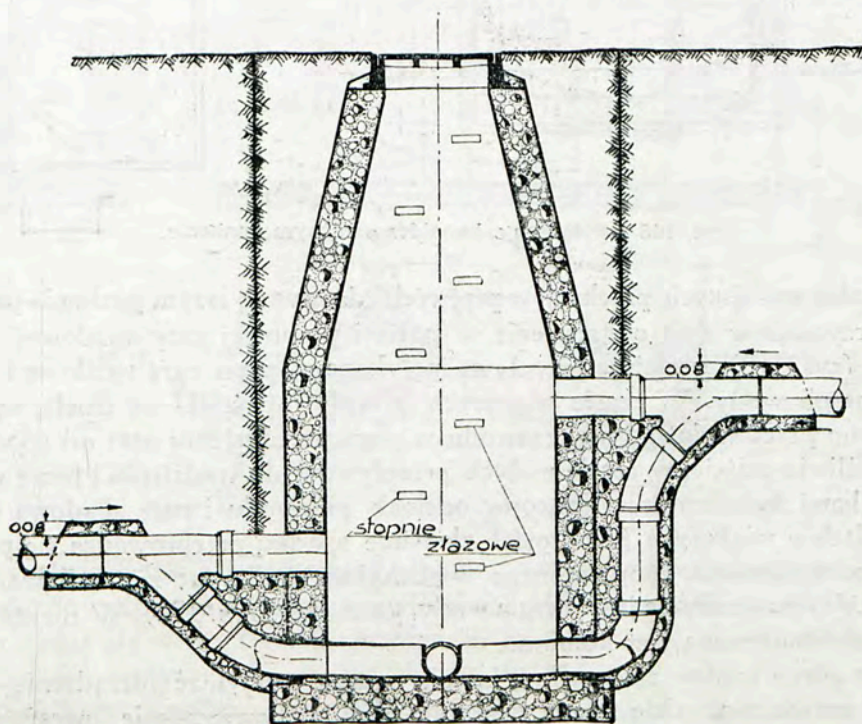
W wypadku mniejszych przekrojów przewod, idący w wyższym poziomie przed wejściem do studzienki otrzymuje w dnie odgałęzienie w postaci pionowej rury spadowej, mającej wylot u dna kanału (rys. 170). Mniejsze przepływy polykane są przez rurę spadową i w niej następuje zniszczenie energii wody. W czasie większych przepływów ścieki się dzielą, wpływając do studzienki zarówno przez wylot górny przewodu w jego przedłużeniu oraz od spodu. Ukształtowanie takie umożliwia zejście, w czasie małych przepływów, do studzienki i pracę w niej bez obawy natrysku ściekami kanałowymi. Końcowy odcinek przewodu i rurę spadową obetonowuje się.

Na kanałach o większych przekrojach złamanie spadku przeprowadza się przy pomocy bardziej złożonego wykonania, zaopatrzonego w pochylnię gładką lub zestopniowaną (rys. 171), zagłębienie, w którym zniszczona jest energia wody, oraz złaz (rys. 172). W niektórych wypadkach całość urządzeń obudowana jest komorą.

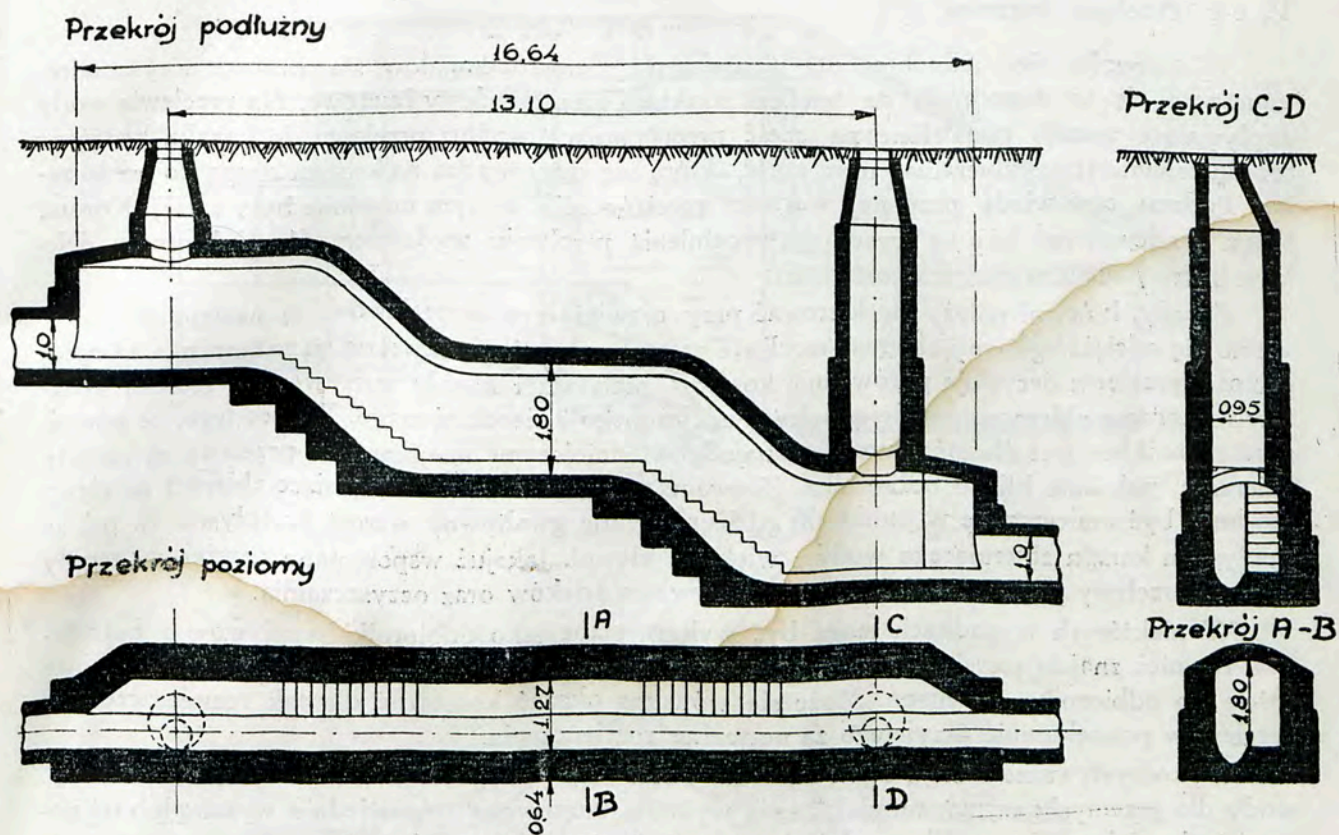
Wszystkie górne punkty załomu linii kanału muszą otrzymać urządzenie przewietrzające, również część urządzenia, gdzie struga wody się rozбивa. Powierzchnie narażone na uderzenie strumieni wody powinny być wykonane z materiału o dużej wytrzymałości, najlepiej wyłożyć je klinkierem wysokiego gatunku.



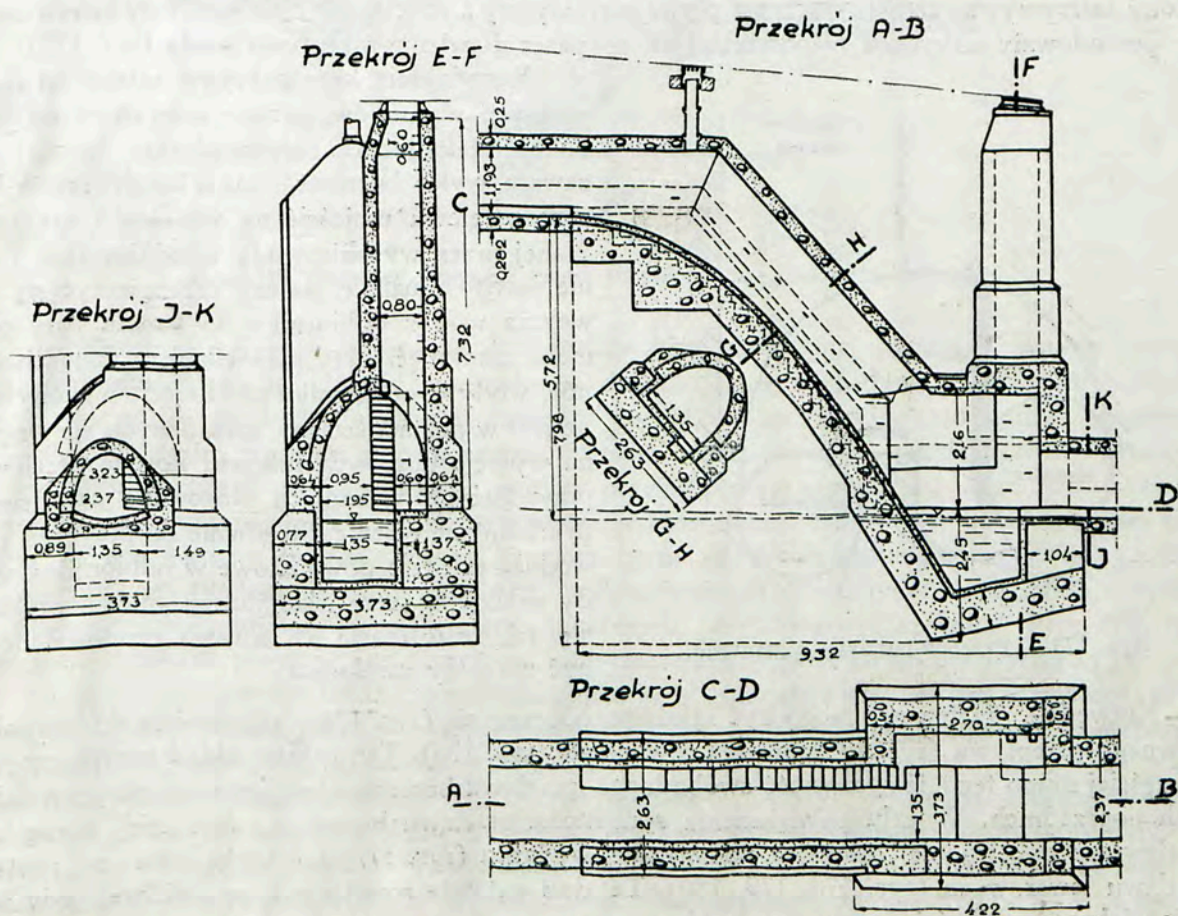
Rys. 169. Połączenie kanałów o różnym poziomie.



Rys. 170. Studzienka spadowa.



Rys. 171. Kaskada kanałowa.



Rys. 172. Studzienka spadowa przy dużej różnicy poziomów.

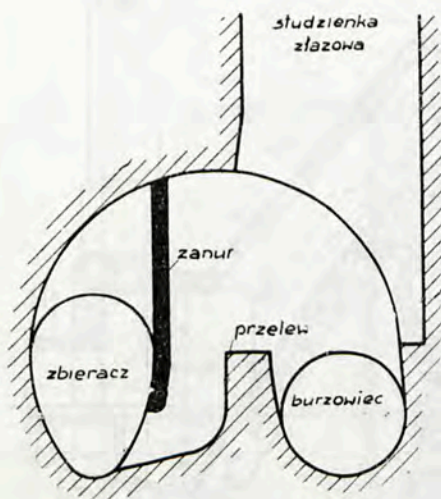
V. 6-g. Przelewy burzowe.

W wypadku sieci jednolitej, dla zmniejszenia rozmiaru kanałów, stacji pomp, oczyszczalni, umieszcza się w dogodnych na ten cel punktach sieci przelewy burzowe. Na przelewie wody dopływające zostają podzielone na część przepływającą wzdłuż przelewu do kanału, będącego przedłużeniem trasy zbieracza, oraz część, którą się doprowadza najkrótszą drogą do odbiornika. Podział odpowiada przyjętej wartości rozcieńczenia, o czym mówiono było wyżej. Korona progu przelewowego leży na wysokości napelnienia przekroju wydatkiem $(1+n)$ -krotnym ścieków brudnych.

Zasady, którymi należy się kierować przy rozmieszczeniu przelewów, są następujące. Powinno się odciążać główny zbieracz możliwie często, o ile tylko pozwalają na to warunki. O opłacalności przelewu decyduje porównanie kosztów przelewu i kanału burzowego z różnicą kosztów wykonania zbieracza poniżej przelewu odciążonego i nieodciążonego. Wobec tego, że poważnym czynnikiem jest długość burzowca, najodpowiedniejszymi miejscami na przelewy są punkty zbieracza, położone blisko odbiornika. Z uwagi na swoje zadanie odciążające zbieracz przelewy powinny być umieszczane w punktach, gdzie następuje gwałtowny wzrost przepływu, tj. tuż za dopływem kanału zbierającego wody z większej zlewni. Jak już wspomniano wyżej, z reguły daje się przelewy przed stacjami przepompowywania ścieków oraz oczyszczalnią.

W niektórych wypadkach mogą być wykorzystane jako odbiorniki wypływów z burzowców również znajdujące się na terenie miasta mniejsze rzeczki, potoki, wreszcie rowy, mające ujście do odbiornika głównego. Może się wówczas okazać konieczne dla tak rozmieszczonych przelewów powiększenie przyjętego za normaine rozcieńczenia.

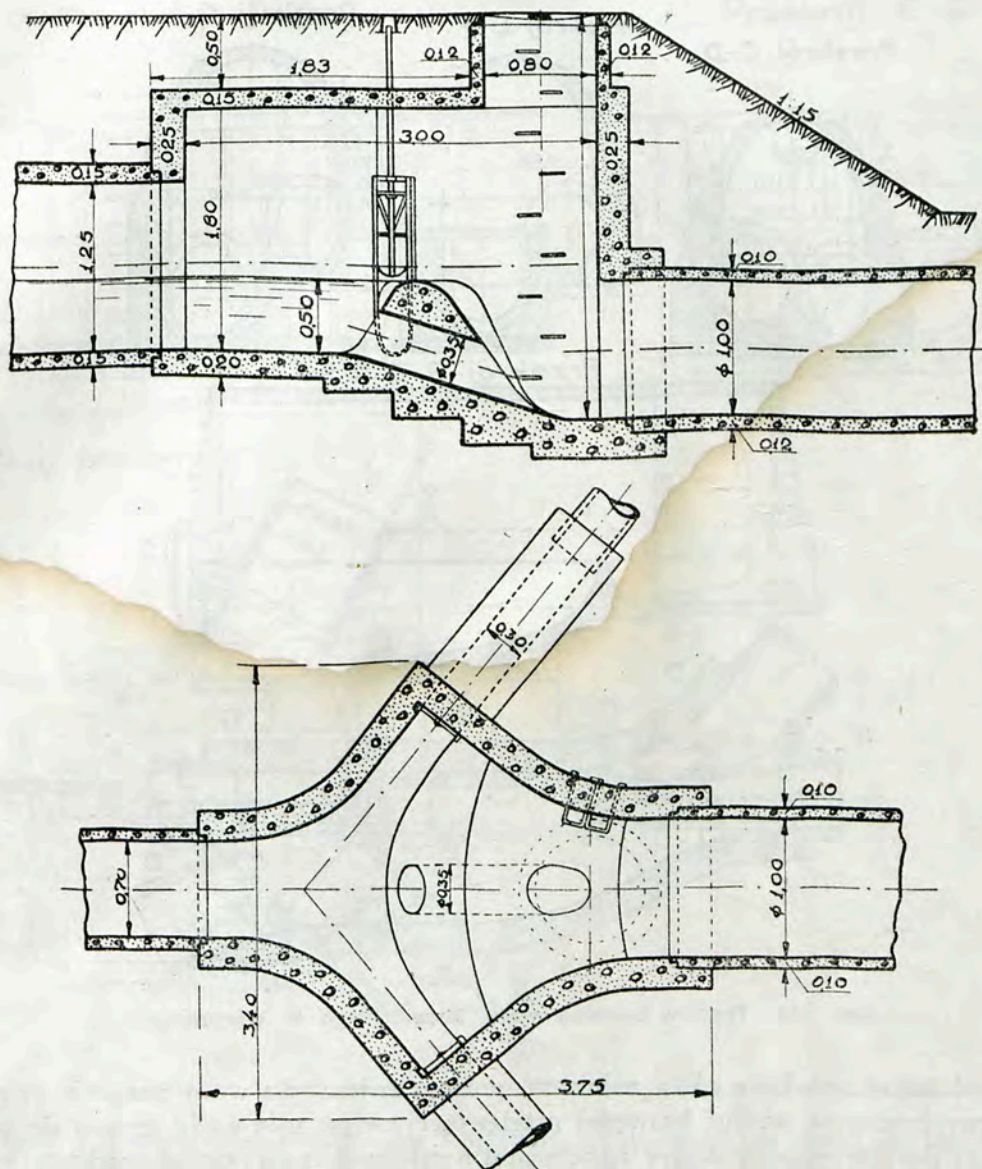
Wykorzystywanie brzegu odbiornika dla celów kąpielowych, żeglugowych — przystani, ujęć wody dla przemysłu wymaga umieszczenia wylotów burzowców odpowiednio wysoko lub też poniżej tych miejsc. W wypadku wylotu burzowca do portu lub mniejszej wielkości otwartych zbiorników wody wymagane jest zwykle mechaniczne oczyszczenie ścieków w osadnikach. Stosowane dawniej w celu zaoszczędzenia odbiornika zanury (fartuchy) nad koroną przelewu, mające jakoby zatrzymywać zanieczyszczenia pływające, wyszły z użycia, gdyż nie spełniały swego zadania, powodowały natomiast niepotrzebną stratę przez dławienie przepływu wody (rys. 173).



Rys. 173. Przelew burzowy z zanurem.

Rozwiązanie konstrukcyjne zależy od miejscowych warunków, przede wszystkim od wysokości, jaka jest do rozporządzenia. Staramy się zawsze wylot burzowca, zaś w każdym razie koronę przelewu umieścić na wysokości nie zatapanej przez wysokie wody w odbiorniku. Jeśli nie jest to możliwe, należy zabezpieczyć się od wejścia wód z odbiornika do kanału przy pomocy zamknięć. Przy niewielkich wahanich stanów wody w odbiorniku zamknięcie wykonywane jest w postaci ścianek zakładanych we wnękę na wylocie burzowca lub nad koroną przelewu, przy dużych wahanich stosowane są zasuwki uruchamiane ręcznie. Stosownie do przyczyn powodujących fale powodziowe w odbiorniku, wody wielkie w rzece i kanalizacji nie spotykają się, tak że w czasie ich trwania przelewy mogą być z reguły zamknięte.

Krawędzie przelewowe mogą być założone poprzecznie (rys. 174), lub ukośnie do kierunku głównego przepływu (rys. 175) lub też równolegle (rys. 176). Ten ostatni układ spotykany jest najczęściej mimo tego, iż sprawność swobodnego przelewu bocznego jest mniejsza niż przy układach poprzednich. W celu powiększenia sprawności przelewu bocznego daje się krawędzie przelewowe obustronnie, osiągając podwojenie wydatku (rys. 177) lub wykształca w postaci przelewu lewarewego (rys. 178, 179, 180). Te dwa ostatnie rozwiązania są możliwe, gdy istnieją większe wysokości do rozporządzenia.

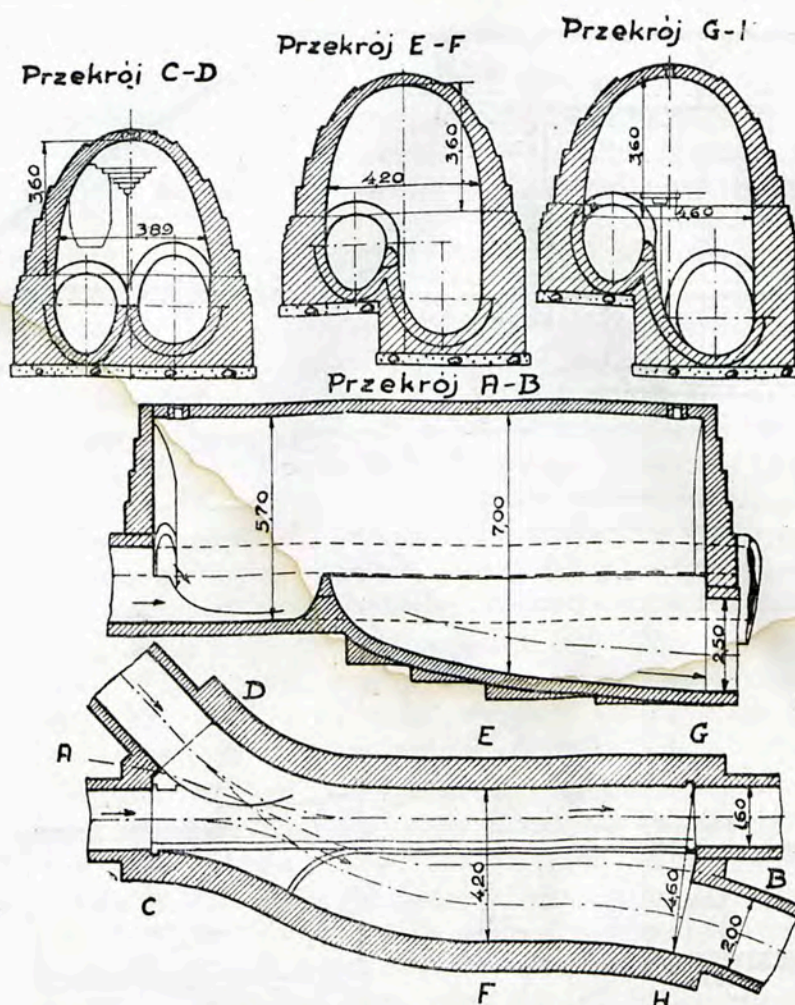


Rys. 174. Przelew burzowy przed oczyszczalnią ścieków w Otwocku.

Jednostronne przelewy boczne są konstrukcją nieekonomiczną, wymagają dużych długości krawędzi przelewowych i nigdy nie spełniają doskonale swego zadania. Na dużej długości przepływu wzdłuż krawędzi przelewowej różnica wysokości zwierciadła wody nad przelewem wywołuje nie tylko prędkość poprzeczną na przelew, lecz również przyspieszenie prędkości w kierunku odpływu, tak że w kanale poniżej przelewu przy napełnieniu jego do krawędzi przelewu przepływa więcej wody niż przy ruchu jednostajnym. Odpływ w kanale poniżej przelewu jest więc bardziej rozcieńczony niż przyjęta norma. Zamknięcie kanału odpływowego ścianką pionową do poziomu korony przelewu, wykonywane przy każdym rozwiązaniu, wpływa w pewnym tylko stopniu na zmniejszenie przepływu polukanego przez kanał. Przy tym typie przelewu wysokość prędkości nie zwiększa, lecz zmniejsza grubość strugi przelewającej się.

Koryto przepływowe wzdłuż przelewu powinno być zupełnie gładkie bez rozszerzeń, równe szerokości na poziomie przelewu kanału odpływowego, względnie równomiernie zmniejszające swą szerokość wlotową do szerokości wylotowej.

Do obliczenia długości krawędzi przelewu bocznego posłużyć się można wzorami doświadczalnymi, podanymi przez Engelsa i Colemana, lub zastosować sposób zaproponowany przez de Marchi. Zarówno wzór Engelsa jak i sposób de Marchi mają ograniczoną stosowność: Engelsa tylko w wypadku ruchu nadkrytycznego, de Marchi w wypadku krótkich krawędzi przelewowych.



Rys. 175. Przelew burzowy w ul. Krasieńskiego w Warszawie.

Według doświadczeń Engelsa najniższy poziom zwierciadła wody znajduje się przy początku przelewu bocznego, wzdłuż krawędzi przelewowej zwierciadło wody wznosi się, osiągając przy jej końcu poziom odpowiadający napełnieniu przekroju kanału poniżej przelewu (rys. 181). Oznaczając przez Q_d — ilość wody dopływającej do przelewu, Q_o — przepływ pozostający poniżej przelewu w kanale, h — wysokość wody nad koroną przelewu, przy jego końcu, zaś L — długość przelewu, wydatek przelewu $Q = Q_d - Q_o$ oblicza się według doświadczalnego wzoru Engelsa z zależności:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \sqrt[3]{L^{2,5} h^5} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (11)$$

μ — jest współczynnikiem wydatku, który obrać należy stosownie do kształtu krawędzi przelewu na ogół jako wartość niską.

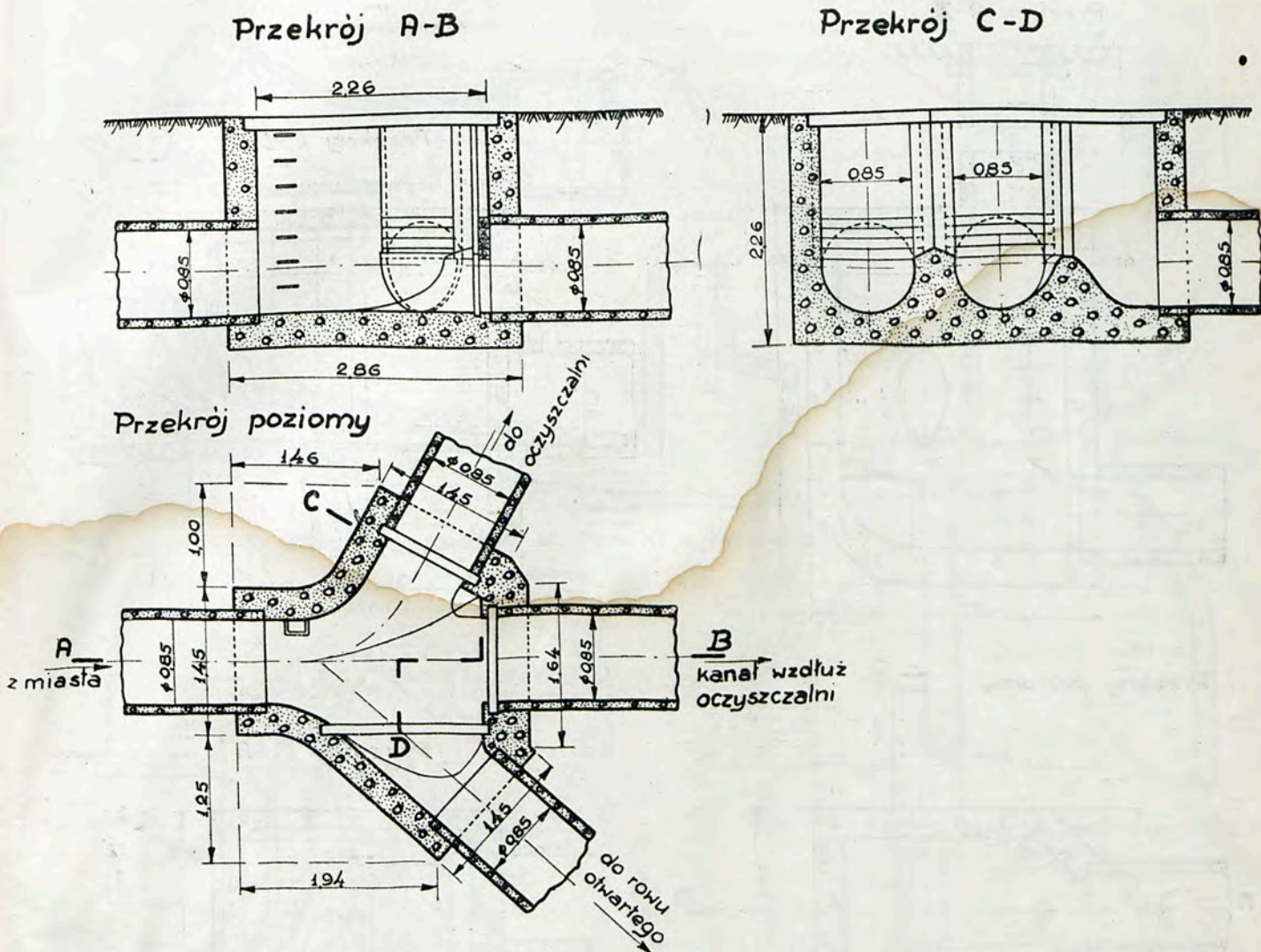
Jeśli próg przelewu jest ukośny w stosunku do osi kanału, zmieniają się nieco wykładniki potęgowe, wówczas:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \sqrt[3]{L^{2,7} h^{4,8}} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (12)$$

Badania Engelsa są w pozornej sprzeczności z badaniami Colemana i Smitha, które wykazywały odwrotnie nie wznoszącą się linię zwierciadła wody na przelewie bocznym, lecz opadającą. Według doświadczeń Colemana wydatek przelewu bocznego wynosi

$$Q = 0,315 L^{0,72} h^{1,645} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (13)$$

Bliższe zbadanie tej pozornej sprzeczności doprowadza do wniosku, że zarówno jeden, jak i drugi układ linii zwierciadła wody jest możliwy i uzależniony od warunków ruchu.



Rys. 176. Projektowany przelew burzowy przed oczyszczalnią ścieków w Radomiu.

Analizę przeprowadzić można posługując się wyrażeniem na wysokość linii energii, przy przyjęciu pewnej nieścisłości, że wysokość linii energii na długości przelewu pozostaje stała.

Oznaczając przez:

Q — przepływ w kanale,

A — pole przepływu,

h — głębokość wody w kanale,

H — wysokość linii energii,

otrzymamy na wysokość linii energii wyrażenie:

$$H = \left(h + \frac{Q^2}{2g A^3} \right) \quad (14)$$

Wyrażenie to różniczkujemy względem drogi x , przy czym zgodnie z wyżej założonym

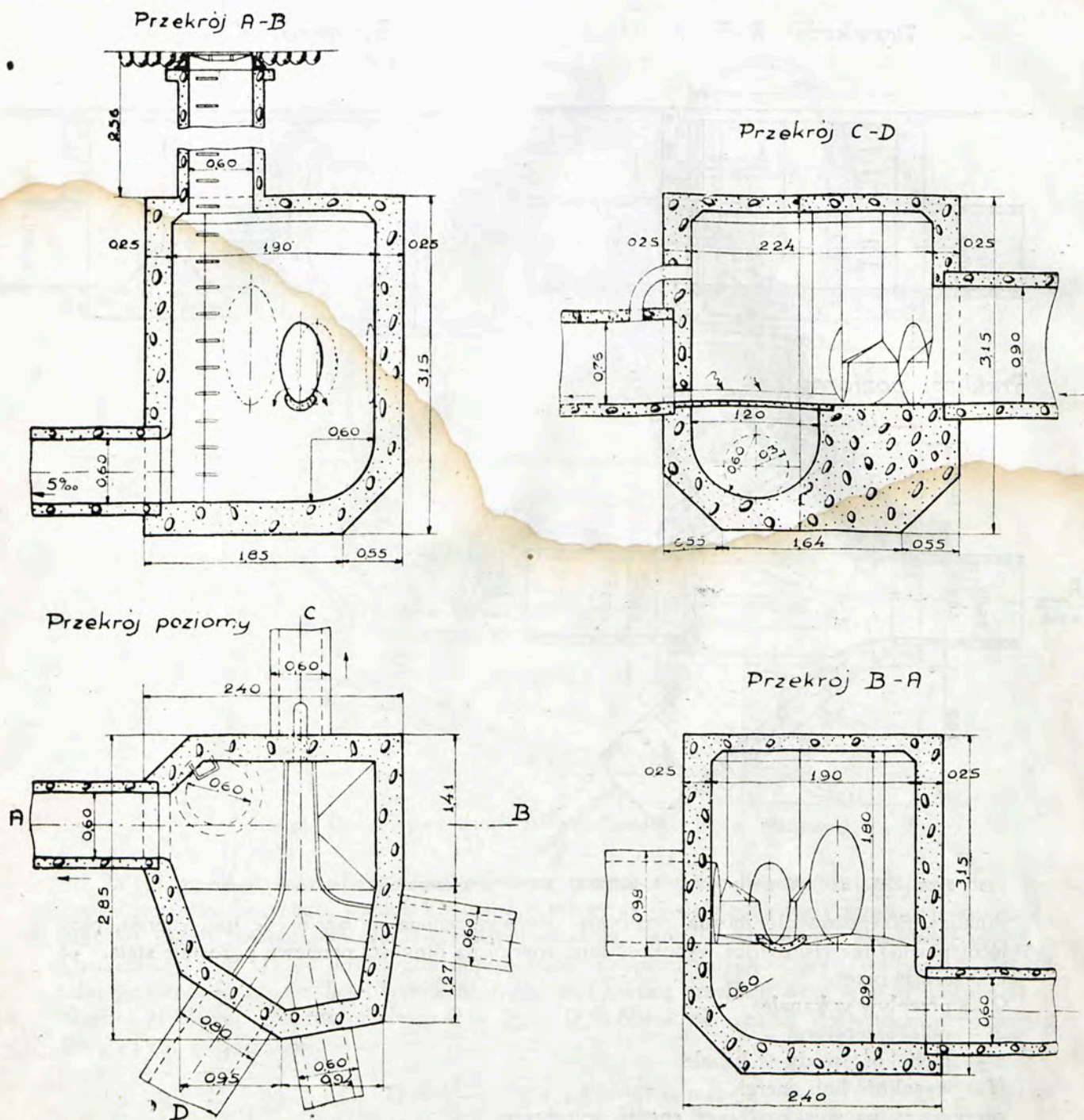
$$\frac{dH}{dx} = 0$$

$$\frac{dh}{dx} + \frac{2Q}{2g A^3} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{2A}{A^4} \cdot \frac{dA}{dx} = 0;$$

wobec tego, że $dA = B \cdot dh$

$$\frac{dh}{dx} + \frac{Q}{g A^3} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 \cdot B}{g A^3} \cdot \frac{dh}{dx} = 0; \quad \frac{dh}{dx} \left(\frac{Q^2 \cdot B}{g A^3} - 1 \right) = \frac{Q}{g A^2} \cdot \frac{dQ}{dx};$$

$$\frac{dh}{dx} (Q^2 B - g A^3) = Q A \cdot \frac{dQ}{dx};$$



Rys. 177. Przelew burzowy w ul. 15 Sierpnia w Sochaczewie.

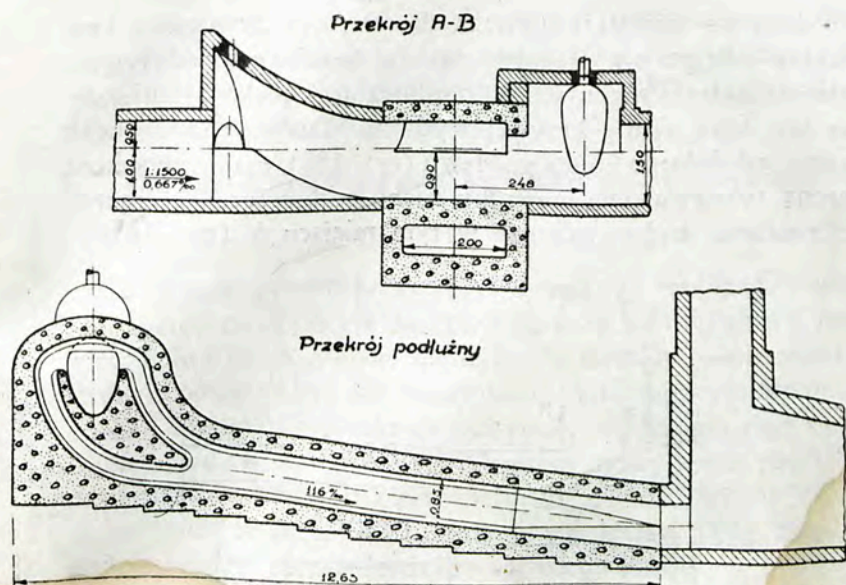
wreszcie

$$\frac{dh}{dx} = \frac{QA}{Q^2B - gA^3} \frac{dQ}{dx} \quad (15)$$

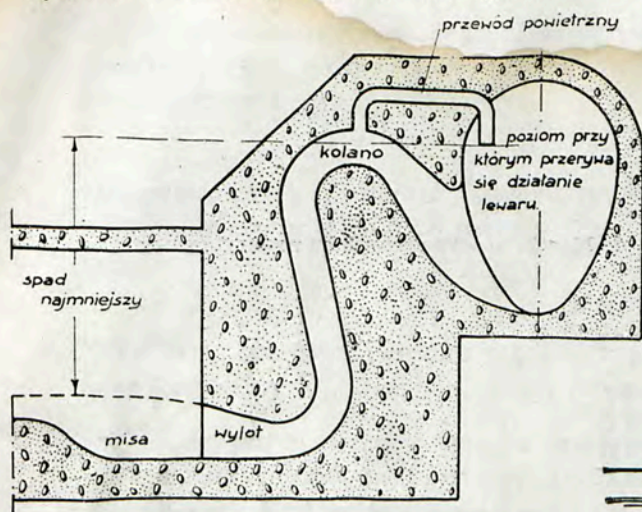
Wartość $\frac{dQ}{dx}$ jest zawsze ujemna, o znaku więc $\frac{dh}{dx}$ stanowi znak wyrażenia w mianowniku ułamka, tj. $Q^2B - gA^3$,

gdy $Q^2B > gA^3$ względnie gdy $\frac{Q^2}{g} > \frac{A^3}{B}$ otrzyma $\frac{dh}{dx}$ znak +

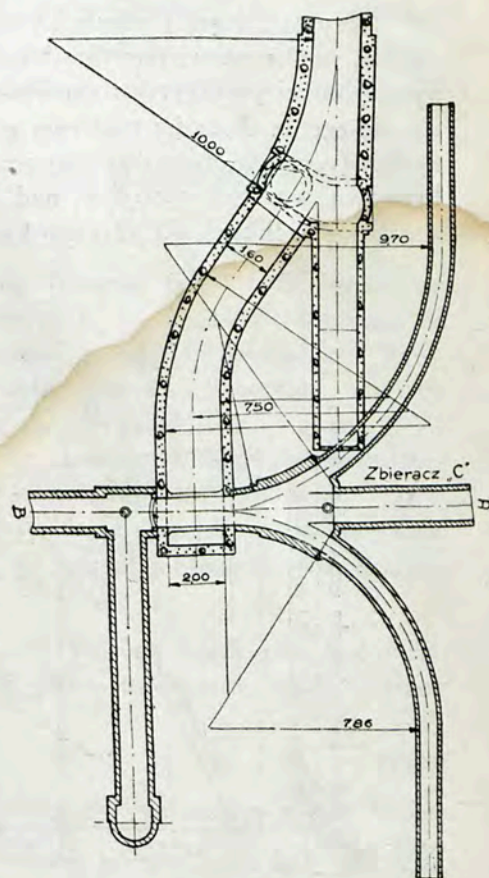
„ $Q^2B < gA^3$ „ „ $\frac{Q^2}{g} < \frac{A^3}{B}$ „ $\frac{dh}{dx}$ znak -



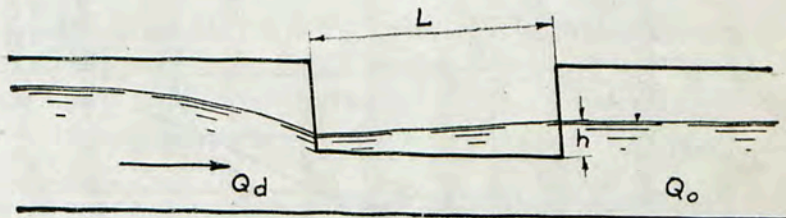
Rys. 178. Sytuacja przelewu lewarowego w ul. Piusa XI w Warszawie.



Rys. 180. Przelew lewarowy.



Rys. 179. Sytuacja przelewu lewarowego w ul. Piusa XI w Warszawie.



Rys. 181.

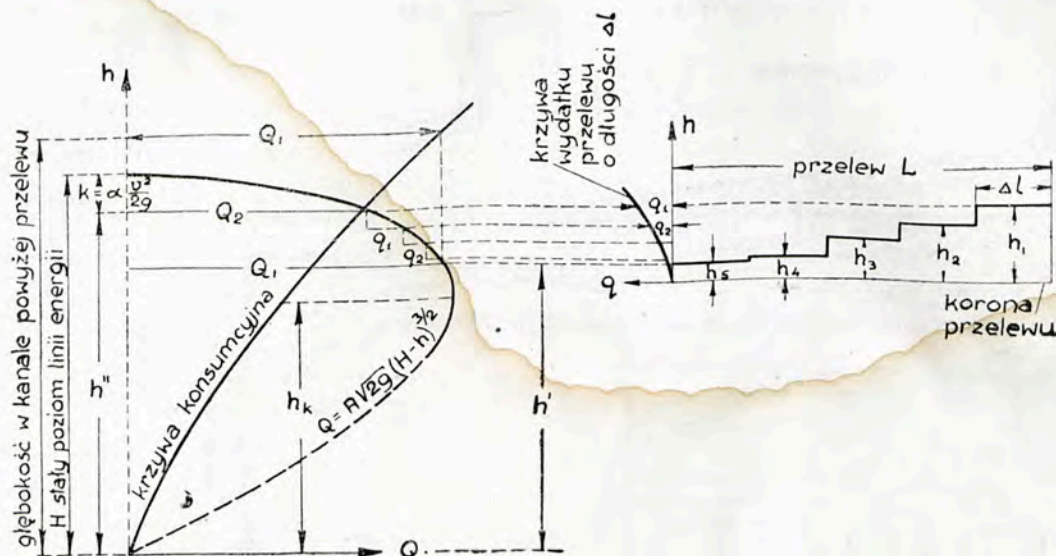
Dla przekroju o kształcie dowolnym granicę pomiędzy ruchem burzliwym podkrytycznym i nadkrytycznym określa wyrażenie $\frac{A^3}{B} = \frac{Q^2}{g}$. Pierwszy więc wypadek jest ruchem nadkrytycznym, drugi podkrytycznym. Stąd widzimy, że na przelewie bocznym układ linii zwierciadła wody zależy od rodzaju ruchu. W wypadku ruchu nadkrytycznego zwierciadło zgodnie z obserwacjami Engela wznosi się w kierunku przepływu wody w kanale, w wypadku ruchu podkrytycznego opada.

Sposób de Marchi wykreślno-analityczny opiera się na przyjęciu, że na długości przelewu linia energii pozostaje na tej samej wysokości. Dla zadanego przepływu i napelnienia przekroju kanałowego, za przelewem dla ruchu nadkrytycznego, zaś przed przelewem dla ruchu podkrytycznego oblicza się wysokość linii energii H . Dla tak ustalonej wartości H oblicza się krzywą wydatku przy różnym napelnieniu kanału z wzoru

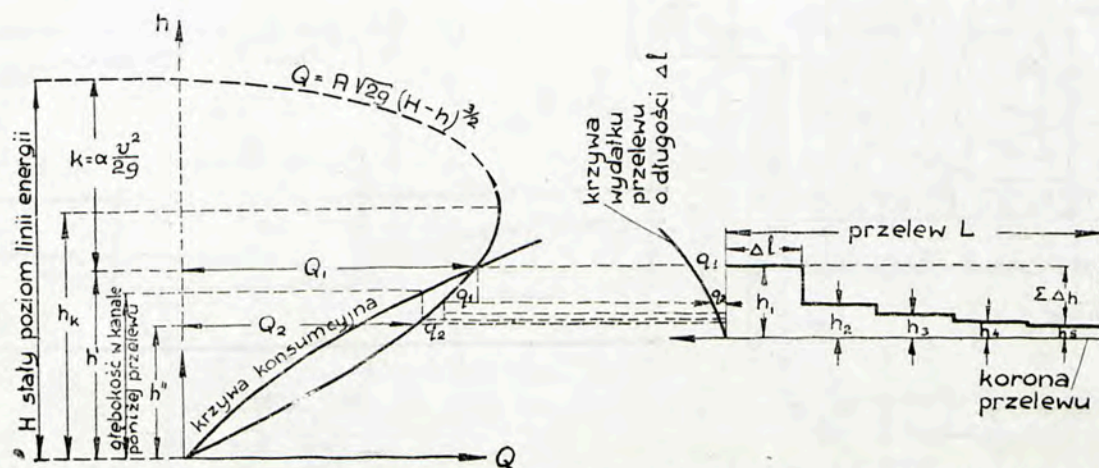
$$Q = A \sqrt{2gH - h} \quad (16)$$

gdzie A — pole przepływu, h — napelnienie przekroju.

Krzywa związku pomiędzy napelnieniem i wydatkiem osiąga dla wartości granicznej, krytycznej, maksimum; powyżej tego punktu odbywa się przepływ ruchem burzliwym nadkrytycznym, poniżej podkrytycznym. Zależnie od rodzaju ruchu wody dopływającej wykorzystuje się do obliczenia długości przelewu górne lub dolne ramie krzywej wydatku. Dla wypadku ruchu nadkrytycznego obliczenie rozpoczynamy od dolnego końca przelewu (rys. 182), mając wysokość końcową warstwy wody h_1 nad koroną przelewu. Dla wypadku ruchu podkrytycznego rozpoczyna się rachunek od górnego końca przelewu wobec znanego w tym miejscu h_1 (rys. 183).



Rys. 182. Obliczenie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w wypadku ruchu nadkrytycznego.



Rys. 183. Obliczenie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w wypadku ruchu podkrytycznego.

Na wykresie z wrysowaną krzywą wydatku oznaczamy położenie zwierciadła wody na odpływie w wypadku ruchu nadkrytycznego, na dopływie przy ruchu podkrytycznym i położenie korony przelewu. Prowadząc linie poziome do przecięcia się z krzywą wydatku znajdujemy różnicę przepływów wody przed i poza przelewem, która zrzucana ma być do burzowca. Przyjmując krótkie jednostkowe odcinki przelewu Δl , dla których można uważać grubość warstwy przelewającej się za stałą, obliczamy stopniowo wydatki jednostkowe przelewu z wzoru

$$\Delta q_1 = \frac{2}{3} R \sqrt{2g} \Delta l \sqrt{h_1^{3/2}} \quad (17)$$

oraz określamy sposobem wykreślnym zmianę zwierciadła wody na odcinku Δl , dodając na krzywej wydatku od punktu początkowego liczenia sumowany wydatek przelewu. Rzutując w ten sposób otrzymane stopniowo punkty na krzywej wydatku kanału liniami poziomymi na linie pionowe, przechodzące przez odpowiednie końce odcinków korony przelewowej Δl , znajdujemy

linię zwierciadła wody na przelewie oraz następną wysokość warstwy przelewającej się z wzoru (17). W ten sposób postępując dochodzimy do punktu na krzywej wydatku kanału odpowiadającego ilości wody dopływającej do przelewu lub odpływającej za nim. Zsumowane odcinki Δl dają niezbędną długość przelewu L .

Obliczenie przelewu lewarowego wykonane być może na podstawie wzoru

$$Q = A \sqrt{2g(H-h_s)} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (18)$$

gdzie A pole przekroju przepływowego, H — spad wody na lewarze, tj. różnica wysokości linii energii na dopływie do przelewu oraz na odpływie z przelewu, h_s — wysokość stracona na wiry, opory tarcia, zmianę kierunku i z powodu nierównomiernego rozkładu prędkości. Konstrukcja powinna być tak pomyślana, by komora przelewowa była całkowicie szczelna oraz by zmiany kierunku i przekroju odbywały się liniami ciągłymi w sposób możliwie łagodny. Ze względu na to, że w pewnych okresach pracy lewar zasysa duże ilości powietrza, jest konieczne wykonanie szybu dla przewietrzania poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca. Z uwagi na to, że te ostatnie konstrukcje przelewów będą znajdowały coraz częstsze zastosowanie, podaję poniżej szczegółowiej teorię ruchu wody w lewarze oraz sposób obliczenia objaśnionym przykładem.

W przewodzie, prowadzącym wodę pod ciśnieniem, wykonanym w postaci łuku kołowego powstaje ruch współśrodkowy. Dla tego rodzaju ruchu wartość iloczynu promienia krzywizny i prędkości jest stała:

$$v_1 \cdot r_1 = v_2 \cdot r_2 = \text{const} \quad (19)$$

Oznaczając przez r_0 promień wewnętrznej krzywizny kolana lewaru, zaś zewnętrznej przez R oraz odpowiadające im prędkości przez v_0 i v_R i oznaczając stosunek $R : r_0$ przez n możemy napisać, że:

$$R : r_0 = v_0 : v_R = n \quad (20)$$

Wynika z tego, że największe prędkości powstają przy ścianie wewnętrznej kolana, gdzie promień krzywizny r_0 jest najmniejszy i odwrotnie.

W wypadku ruchu w lewarze największa prędkość nie może przekroczyć wysokości ciśnienia atmosferycznego, gdyż jest ono tu jedyną siłą utrzymującą ruch wody. Prędkość więc przy ścianie wewnętrznej jest ograniczona i nie może przekroczyć wartości

$$v_{\max} = \sqrt{2gH_a} \quad (21)$$

H_a oznacza tu wysokość ciśnienia atmosferycznego wyrażoną w wysokości słupa wody. Prędkość v_0 nie może przekroczyć prędkości, jaka wytworzyłaby się w próżni, pod pełnym ciśnieniem atmosferycznym, zależy więc od położenia wysokościowego miejsca, w którym lewar ma być zbudowany. Dla niezbyt wysokiego położenia można przyjąć jako graniczną prędkość 14 m/sek, przy czym powstają już na ścianie wewnętrznej kolana zjawiska kawitacji i uderzenia. Jeśli graniczna prędkość będzie przyjęta mniejsza od 14 m/sek, wszystkie inne obliczone prędkości maleją w stosunku przyjętej prędkości do prędkości 14 m/sek, zaś wysokości prędkości maleją w stosunku kwadratowym. Wobec istniejącej zależności (19) warunek, ograniczający prędkość v_0 przy ścianie wewnętrznej kolana, ogranicza jednocześnie prędkość v_R przy ścianie zewnętrznej oraz prędkość średnią w całym przekroju, a wobec tego i wydatek przekroju. Wydatek lewaru jest więc normowany graniczną prędkością przy wewnętrznej ścianie kolana. Kształt więc i rozmiary kolana stanowią o wydatku lewaru.

Współczynnikiem sprawności lewaru nazwano stosunek pomiędzy wydatkiem rzeczywistym Q i wydatkiem, odpowiadającym spadowi na lewarze:

$$\eta = \frac{Q}{A\sqrt{2gH}} \quad (22)$$

A jest polem przekroju w szczycie kolana, H różnicą poziomów między zwierciadłem wody górnej i osi, względnie krawędzią przewodu lewarowego na wylocie.

Wobec nierównomiernego rozkładu prędkości w kolanie lewaru współczynnik St. Venanta

$$\alpha = \frac{\int v^3 \cdot dA}{A \cdot v_{sr}^3} \quad (23)$$

ma wartość tym większą od jedności im jest większa wartość stosunku $R:r_0$. Ponieważ w styczonym do kolana prostym, opadającym ramieniu rozkład prędkości staje się z powrotem równomierny, wartość α zmniejsza się dążąc do jedności.

Cały nadmiar wysokości prędkości, zawarty w α na kolanie lewaru, traci się na przejściu w prostą na wirach, przy równoczesnym wyrównaniu się prędkości w przekroju.

W wypadku ruchu współśrodkowego i oznaczeń podanych wyżej otrzymamy dla przekroju prostokątnego o szerokości B następujące zależności:

$$Q = B \int_{r_0}^R v \cdot dr = B \int_{r_0}^R v_0 \cdot r_0 \frac{dr}{r} = B \cdot v_0 \cdot r_0 \ln \frac{R}{r_0} \quad (24)$$

Podstawiając $R:r_0 = n$ otrzymujemy dla wydatku na jednostkę szerokości, tj. $q = Q:B$ wyrażenie

$$q = v_0 \cdot r_0 \ln(n) \quad (25)$$

Średnia prędkość w przekroju wynosi

$$v_{sr} = Q : A = \frac{v_0 \cdot r_0 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}{R - r_0} \quad (26)$$

względnie

$$v_{sr} = \frac{v_0}{n-1} \ln(n) \quad (27)$$

Największą prędkość na promieniu r_0 można obliczyć z wzoru

$$v_0 = \frac{Q}{A} \cdot \frac{R - r_0}{r_0 \cdot \ln \frac{R}{r_0}} \quad (28)$$

lub

$$v_0 = \frac{Q}{A} \cdot \frac{n-1}{\ln(n)} \quad (29)$$

Druga skrajna prędkość na promieniu R wynosi

$$v_R = \frac{v_0 r_0}{R} \quad (30)$$

lub

$$v_R = \frac{v_0}{n} \quad (31)$$

Dla znanego stosunku $R:r_0$ możemy obliczyć współczynnik α , który równa się:

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{A \cdot v_{sr}^3} = \frac{v_0^3 \cdot r_0^3}{(R-r_0) v_{sr}^3} \int \frac{dr}{r^3} = \frac{(R+r_0)(R-r_0)^3}{2 R^2 \cdot r_0^2 \left(\ln \frac{R}{r_0}\right)^3} \quad (32)$$

względnie

$$\alpha = \frac{(n+1)(n-1)^3}{2 n^2 (\ln n)^3} \quad (33)$$

Ujemne ciśnienia, jakie powstają na ścianach wewnętrznej i zewnętrznej kolana, są równe odpowiednim wysokościami prędkości. Siła odśrodkowa powstająca w kolanie jest równa różnicy ciśnień na przeciwległych ścianach i jest tą różnicą równoważona. Obliczyć ją można ze wzoru:

$$P = \int_{r_0}^R \omega^2 r \, dm = \frac{v^2}{r} \frac{\gamma}{g} dr = \frac{v_o^2 r_o^2}{g} \int_{r_0}^R \frac{dr}{r^3} = \frac{v_o^2 r_o^2 (R^2 - r_o^2)}{2 g R^2 \cdot r_o^2} \quad (34)$$

lub

$$P = \frac{v_o^2 (n^2 - 1)}{2 g n^2} \quad (35)$$

Z zależności (35) i (29) otrzymujemy na wydatek przewodu lewarowego, o przekroju prostokątnym, wzór w postaci następującej:

$$Q = A \cdot \frac{\ln(n) n}{(n-1) \sqrt{n^2-1}} \sqrt{2g \Delta h} \quad (36)$$

gdzie Δh jest obserwowaną różnicą ciśnień na ścianach wewnętrznej i zewnętrznej

$$\Delta h = h_{v_o} - h_{v_R}$$

Dla każdego stosunku $R:r = n$ można wyznaczyć kolejno: prędkości v_o i v_R , ich wysokości h_{v_o} i h_{v_R} , prędkość średnią w przekroju v_{sr} , wysokość prędkości średniej $h_{v_{sr}}$, współczynnik St. Venanta α i poprawioną wysokość prędkości przeciętnej $\alpha h_{v_{sr}}$, która jest miarodajną dla obliczenia straty ciśnienia przy przejściu wody w ruch współśrodkowy na kolanie lewaru.

Wydatek kolana lewaru równa się

$$Q = B \cdot v_o \cdot r_o \cdot \ln(n)$$

Podstawiając $r_o = \frac{R}{n}$, otrzymujemy

$$Q = B \cdot v_o \cdot \ln(n) \frac{R}{n}$$

Wyrażenie to osiąga maksimum przy

$$\frac{\ln(n)}{n} = \max$$

tj. gdy $\ln(n) = 1$, względnie przy stosunku optymalnym $n_{opt} = 2,718$. W wypadku więc ruchu współśrodkowego, przy stosunkach promieni krzywizny ścian kolana większych niż $n = 2,718$, wydatek jego jest mniejszy, niż przy stosunku n_{opt} . Dla większych wartości n niż 2,718, wobec ograniczania prędkości v_o do pewnej maks. wartości, normowanej ciśnieniem atmosferycznym, prędkość v_{max} pojawi się w strudze wody na łuku o promieniu $\frac{R}{2,718}$, podczas gdy pozostała część przekroju, między tą strugą a łukiem rzeczywistym będzie próżnią, nie biorącą udziału w ruchu wody. Chcąc zatem mieć całe kolano wypełnione wodą podczas ruchu wirowego z prędkością maksymalną odpowiadającą ciśnieniu atmosferycznemu, nie można stosować promieni łuku wewnętrznego mniejszych niż odpowiadających stosunkowi $n = 2,718$. W poniżej zamieszczonym zestawieniu A ten stosunek przyjęto jako najwyższy.

Zestawienie A.

	$v_o = 14 \text{ m/sek}$				$h_{v_o} = 10,000 \text{ m}$			
$R:r_o = n$	=	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,718
$\ln(n)$	=	0,2231	0,4054	0,5596	0,6931	0,8109	0,9163	1,0000
α	=	1,0131	1,0423	1,0808	1,1263	1,1758	1,2285	1,276
v_{sr}	=	12,493	11,351	10,446	9,703	9,082	8,552	8,149 m/sek
$h_{v_{sr}}$	=	7,956	6,567	5,562	4,799	4,204	3,728	3,385 m
$H = \alpha \cdot h_{v_{sr}}$	=	8,060	6,845	6,011	5,405	4,943	4,579	4,316 m
v_R	=	11,200	9,333	8,000	7,000	6,222	5,600	5,150 m/sek
h_{v_R}	=	6,400	4,444	3,262	2,497	1,973	1,598	1,352 m
P	=	3,600	5,556	6,735	7,500	8,025	8,400	8,647 t/m ²

Na lewarowych przelewach sieci kanalizacyjnej względy konstrukcyjne zmuszają często do stosowania małych promieni krzywizny r_0 dla dolnej powierzchni wewnętrznej, a tym samym do wyboru dużych stosunków $R:r_0$. W wypadku tych lewarów spadki stracone na lewarze są zawsze małe, ilości wód burzowych niezbyt znaczne, szerokość przelewu, względnie długość krawędzi może być znaczna, względnie na optimum stosunku „ n ” i wydatku nie gra zatem tak ważnej roli, jak w wypadku lewarów budowanych na bardzo duże wydatki. W poniższym zestawieniu B podano zasadnicze wartości liczbowe dla stosunków n większych od 2,718.

Zestawienie B.

	$v_0 = 14 \text{ m/sec}$	$h_{v_0} = 10.00 \text{ m}$					
$R : r_0 = n$	$=$	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	
$\ln (n)$	$=$	1,099	1,386	1,609	1,792	1,946	
α	$=$	1,341	1,584	1,842	2,126	2,393	
v_{sr}	$=$	7,690	6,469	5,633	5,017	4,540	m/sec
h_{vsr}	$=$	3,014	2,133	1,617	1,283	1,051	m
$H = \alpha \cdot h_{vsr}$	$=$	4,041	3,378	2,979	2,710	2,515	m
v_R	$=$	4,667	3,560	2,800	2,333	2,000	m/sec
h_{vR}	$=$	1.110	0.624	0,400	0,278	0,204	m
P	$=$	8,890	9,376	9,600	9,722	9,796	t/m ²

Z powyższych zestawień wynika, iż im jest mniejszy promień wewnętrzny r_0 , tym przy mniejszej różnicy poziomów H powstaje graniczna prędkość przy ścianie wewnętrznej kolana oraz wywoływane jest zjawisko kawitacji. Równocześnie dla dużych stosunków $R:r_0$ średnia prędkość staje się już tak nieduża, że daje się uzyskać odpowiednio mały tylko wydatek lewaru. Wysoki stosunek $R:r_0$ jest więc zawsze niekorzystny.

Strata spadku na lewarze składa się z następujących elementów: 1) Straty wejściowej w gardło lewaru, przyjmowanej o wartości w przybliżeniu 0,1 wysokości prędkości w kolanie, 2) Straty w kolanie, składającej się z dwóch części, straty na nierównomiernym rozkładzie prędkości, wyrażonej współczynnikiem α , zależnej tylko od stosunku $R:r_0$, oraz straty na oporach tarcia w samym kolanie. Ta ostatnia będzie większa po stronie wewnętrznej kolana niż zewnętrznej, z powodu większej prędkości po stronie wewnętrznej niż zewnętrznej. Ponieważ długość łuku wewnętrznego jest mniejsza od długości łuku zewnętrznego, różnica w stratach w pewnym stopniu wyrównuje się. Dla obliczenia tych strat musimy przyjąć prędkość średnią i zastosować stosunkowo wysoki współczynnik oporu „ n ” we wzorze na stratę spadku. 3) W prostym, opadającym ramieniu lewaru, istnieją tylko straty wywołane oporami tarcia. Do tych strat zasadniczych, zależnie od budowy lewaru, mogą się dołączać dalsze jeszcze straty, wynikające z założenia dolnego końca kolana w odwrotnym łuku, lub straty wywołane zmianą przekroju. W pierwszym wypadku powstaje znów ruch współśrodkowy, z nierównomiernym rozkładem prędkości, lecz w kierunku odwrotnym niż w kolanie głowy lewaru, powstają zatem tego samego rodzaju straty, jakie zachodzą w kolanie, lecz z reguły mniejsze, gdyż istnieje zawsze możliwość założenia łuków o niższym stosunku $R:r_0$ niż w kolanie, i tym samym możliwość zmniejszenia strat. Zmiana przekroju jest połączona również ze stratą na wysokości prędkości. Z badań prof. Gibsona wynika, że straty te będą dla przekroju prostokątnego najmniejsze w wypadku, gdy kąt zawarty między rozchodzącymi się przeciwległymi ścianami wynosi 11° . Strata wynosi wtedy $0,17 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$, jeśli przez v_1 względnie v_2 nazwiemy prędkości na obu końcach rozszerzenia przekroju. Jeśli rozszerzenie przekroju ma nastąpić w łuku o 90° kąta środkowego, najkorzystniejszym kątem rozwarcia przeciwległych ścian jest podług Gibsona kąt $8^\circ 30'$.

O ile nie ma zmiany przekroju, wszystkie straty na lewarze dadzą się wyrazić w postaci ułamka wysokości prędkości średniej, przyjętej jako stałą na całej długości lewaru. Suma strat, wraz z wysokością prędkości wylotowej na dolnym końcu lewaru, daje całkowitą różnicę między górnym i dolnym poziomem wody, o ile lewar na całej swej długości jest wypełniony wodą. O ile rzeczywista różnica poziomów jest większa od tak wyliczonej sumy, część przewodu lewarowego będzie wodą niewypełniona i na pewnej jego długości ruch wody będzie się odbywał w próżni. Jeśli różnica poziomów będzie mniejsza od wyliczonej całkowitej straty na oporach

wraz z wysokością prędkości wylotowej, wydatek lewaru będzie mniejszy od założonego w obliczeniu, wytworzą się mniejsze prędkości i to takie, aby suma wszystkich strat istotnie równała się różnicy poziomów.

Ruch wody w lewarze odbywa się pod wpływem ciśnienia atmosferycznego. Dla jasności obrazu jest wskazane nanieść na wykresie to ciśnienie, wyrażając je słupem wody o wysokości H_a , wzniesionym ponad poziom tak górnej, jak i dolnej wody. Całe obliczenie da się wtedy przeprowadzić w rzędnych bezwzględnych, bez potrzeby wprowadzania ujemnych ciśnień. W ten sposób można wyliczyć i następnie wykreślić linie poziomów ciśnienia oraz linie energii dla osi lewaru, względnie w łukach dla linii prędkości średniej. Jest ona tak bliska osi łuku, że całe obliczenie może być uważane za obliczenie dotyczące się osi lewaru.

Warunki, w jakich praca lewaru się odbywa, mogą być dwojakie: albo różnica poziomów wody jest mniejsza od sumy łącznej ciśnienia atmosferycznego i oporów, z wyłączeniem jednak wysokości prędkości wylotowej, wtedy lewar jest z reguły na całej długości wypełniony wodą, lub też różnica poziomów wody jest większa od powyższej sumy, wtedy opadające ramię lewaru jest wypełnione wodą tylko na wysokości, licząc od dołu, równej sumie ciśnienia atmosferycznego oraz oporów tarcia na długości wypełnionego ramienia. Pozostała długość opadającego ramienia i częściowo kolana znajdzie się w próżni. Przez próg, jaki tworzy wewnętrzna ściana kolana, będzie się woda swobodnie przelewać.

Częściowa próżnia utworzy się jednak nawet wtedy, gdy różnica poziomów jest mniejsza od sumy ciśnienia atmosferycznego i oporów, jeśli z powodu przyjętego niekorzystnego stosunku promieni $R:r_0$ graniczna prędkość i próżnia utworzą się przy wewnętrznej ścianie kolana nawet przy niedużej wysokości prędkości przeciętnej. Np. przy stosunku $R:r_0 = 2,0$ graniczna prędkość na ścianie wewnętrznej kolana powstanie już przy ciśnieniu 5,40 m, jak to wynika z zestawienia A. Jeśli łączna suma oporów wlotowych i na opadającym ramieniu wyniesie np. 0,8 m, wówczas przy różnicy poziomów przekraczającej 6,2 m utworzy się próżnia nie tylko przy ścianie wewnętrznej kolana, lecz rozszerzy się ona na przyległą górną część opadającego ramienia, gdzie powstaną wiry i uderzenia, tworząc zjawiska kawitacji.

Przelew lewarowy czołowy na kanale z wodą bieżącą nie będzie się zasadniczo różnił od przelewu i lewaru na wodzie stojącej, jeśli się w obliczeniu przyjmie poziom wody wyższy od rzeczywistego o wysokość prędkości. Przy bocznym przelewie lewarowym nie można uwzględnić całej wysokości prędkości, z powodu zmiany kierunku ruchu kanału w lewar pod kątem prostym. Jest jednak pożądane, ze względu na podniesienie współczynnika wydatku lewaru, doprowadzić do zmiany bodaj pewnej części prędkości ruchu na podniesienie poziomu wody przez zahamowanie tego ruchu w kierunku przedłużenia kanału. Do tego celu będzie służyć: zamknięcie pionową ścianką przekroju kanałowego poniżej przelewu od szczytu kanału do poziomu odpowiadającego dopuszczalnemu rozcieńczeniu ścieków w kanale, następnie zmniejszenie przekroju, czy to przez wbudowanie na pewnej przestrzeni płyty na poziomie rozcieńczonych ścieków w wypadku kanału istniejącego, czy też założenie kanału o małym przekroju, wypełnionego nieomal pod szczyt sklepienia, w wypadku projektowanego nowego kanału. Zdławienie przekroju kanałowego musi wywołać powstanie uderzenia wody napływającej od góry z większą prędkością o wodę płynącą kanałem zdławionym z mniejszą znacznie prędkością i mniejszym przekrojem. Wynikiem uderzenia będzie częściowa strata energii na wirach, częściowo jednak albo podniesienie się zwierciadła wody przy swobodnym zwierciadle, albo podniesienie się ciśnienia przy ruchu pod ciśnieniem. Wysokość rzeczywista podniesienia się zwierciadła wody, czy wysokość ciśnienia, będzie zużyta w lewarze na wywołanie prędkości, w tym wypadku już w kierunku osi lewaru.

Warunkiem wejścia w ruch lewaru jest wypełnienie wodą całej komory lewarowej. Z doświadczeń wynika, że lewar może się nie przerwać nawet przy stosunku zassanego powietrza do wody, dającego mieszaninę o ciężarze gatunkowym 430 kg na 1 m³. Lewar jeszcze pracuje przy opadnięciu zwierciadła wody na kilka i więcej cm poniżej górnej wargi wlotu lewarowego. Współczynnik sprawności będzie jednak tym mniejszy, im więcej będzie zasysanego z wodą powietrza, a lewar się tym trudniej zassie, im więcej powietrza będzie się znajdować w komorze lewarowej. Zwarta budowa przelewu dwustronnego lepiej się nada zatem do użycia jako lewaru, niż długa komora przelewu jednostronnego. Jeśli kanał jest wypełniony po szczyt sklepienia

lub stoi pod uniarkowanym ciśnieniem, łatwiej się lewar zassie niż w wypadku napełnienia kanału poniżej sklepienia. Z reguły jednak zadaniem lewaru jest odciążenie kanału wyłącznie tylko przy zbyt wysokich napełnieniach, graniczących z postawieniem go pod ciśnieniem. Otóż przy niższych napełnieniach kanału nadmiar wody może się przelewać swobodnie przez obie krawędzie, przy wysokich napełnieniach lewar wchodzi w ruch i wydatek przelewu nagle ogromnie wzrasta.

Dla utworzenia się ruchu lewarowego są niezbędne dwa warunki: zamknięcie wodne wylotu lewaru oraz ciągłość zmiany przekroju wzdłuż osi lewaru. Z tym drugim warunkiem jest oczywiście związana także ciągłość zmiany prędkości średniej w przekrojach po sobie następujących.

Pierwszemu warunkowi można zadość uczynić przez założenie szczytu sklepienia na wylocie lewaru poniżej poziomu napełnienia burzowca. Przy niskim napełnieniu burzowca z warunku tego wyniknąć może potrzeba stosowania spłaszczonych eliptycznych przekrojów przynajmniej dla samego wylotu lewaru. Drugi warunek jest identyczny z tym, którym są normowane przekroje kanałów odpływowych spod bliźniaczych turbin o osi poziomej. Kanały turbinowe również pracują pod dużym ciśnieniem ujemnym.

W wypadku dwustronnego przelewu odpływ spod dalszej krawędzi podchodzi pod rynnę przelewową i łączy się poza nią z odpływem z drugiej bliższej krawędzi. Przejście z jednego kanału w drugi musi być stopniowe, gdyż wszelka nagle zmiana przekroju spowoduje wytworzenie się wirów i zjawisk kawitacji. Połączenie obu kanałów ze sobą musi nastąpić powierzchniami opływowymi, z zachowaniem ciągłości i jednokierunkowości zmiany przekrojów. Zmiany przekrojów wywołują ruch opóźniony na całej długości kanału odpływowego spod turbin.

Na przelewie i na pierwszym odcinka kanału odpływowego powstaje ruch współśrodkowy (19). Wobec małego promienia krzywizny r_0 krawędzi przelewowej otrzymuje się duży i niekorzystny stosunek pomiędzy promieniem jej krzywizny i krzywizny ścian zewnętrznej. Na krawędziach przelewowych mogą powstać zatem prędkości graniczne (14 m/sec), nawet przy stosunkowo niedużych różnicach poziomów między wodą znajdującą się powyżej i poniżej lewaru. Przy prędkościach granicznych wytwarza się próżnia, w której para wodna oraz wydzielające się z cieczy kanałowej gazy działają niszcząco na materiał, z którego jest wykonana krawędź przelewu. Do tej części budowli musi być zatem użyty materiał wysoce odporny na działania chemiczne, jak klinkier, granit, piaskowiec o lepiszczu kwarcytowym itp. W żadnym wypadku nie należy tu używać odlewów żeliwnych.

Różnica wysokości H między poziomem wody w burzowcu i poziomem wody czy ciśnieniem w kanale na przelewie jest spadem, który zostaje zużyty na: wytworzenie ruchu współśrodkowego w lewarze i prędkości w kanałach lewarowych, przewyciężenie oporów tarcia na całej długości przewodów, wywołanie prędkości w kanale wylotowym, o ile przekrój jego jest zdławiony w stosunku do przekroju kanałów lewarowych. Pierwsza strata spadu jest normowana współczynnikiem α dla ruchu współśrodkowego, przy znanym, względnie przyjętym stosunku promieni krzywizny dla ścian zewnętrznej i wewnętrznej w kolanie lewaru, druga jest stosunkowo nieduża i da się wyznaczyć z wzorów na opory tarcia przy przyjętym współczynniku szorstkości ścian, trzecia jest wysokością prędkości mnożoną przez współczynnik 1,2 do 1,3, przy czym istniejąca już w lewarze prędkość średnia musi być uwzględniona. Ta ostatnia strata wynosi zatem:

$$\frac{1,2}{2g}(v_1^2 - v_2^2),$$

gdzie v_2 oznacza prędkość średnią w kolanie górnym lewaru, v_1 w zdławionym przekroju kanału wylotowego.

Jeśli kanał powyżej przelewu stanie pod ciśnieniem, warunki ruchu się zmieniają, powstaje ciągły spad linii energii od jakiegoś punktu leżącego na kanale powyżej przelewu do punktu wylotu kanału lewarowego do burzowca, a nawet ewentualnie niżej, do jakiegoś niżej położonego punktu na burzowcu, jeśli burzowiec jest wypełniony do pełnego przekroju. Cały zespół utworzy wtedy jeden ciąg, którego pewne elementy będą pracować pod ciśnieniem wyższym od atmosferycznego, inne pod ciśnieniem ujemnym. Na kanale ulicznym, na burzowcu i na kanale lewarowym straty spadu będą wywołane wyłącznie tylko oporami tarcia, zaś na przelewie — dodatkowo jeszcze zmianą kierunku ruchu, ruchem wirowym w kolanie lewaru i rozdwojeniem na dwa odrębne kanały. Wielkość tych strat da się obliczyć, a poza tym określić ściśle na drodze do-

świadczeń laboratoryjnych, wykonanych na modelu. Badania na modelu dadzą jednak wyniki ściśle tylko w wypadku, gdy prędkości na przelewie rzeczywistym nie przekroczą prędkości granicznej 14 m/sek.

Lewar, wytwarzający ciśnienie niższe od atmosferycznego, zasysa powietrze zewnętrzne wszystkimi znajdującymi się w pobliżu otworami. Powietrze, mieszając się z wodą, z jednej strony zmniejsza wydatek lewaru, z drugiej — zmusza do zastosowania odpowiednich urządzeń celem wyrzucenia go z powrotem na zewnątrz przez otwory wietrzące, wykonane poniżej wylotu lewaru, tj. tam, gdzie się powietrze z wody wydziela.

W celu zmniejszenia zasysania powietrza trzeba zaniechać wietrzenia w samej komorze lewarowej, dopuszczając je tylko w wypadku, jeśli dałoby się ono zamykać na okres letni. Sklepienie komory lewarowej należałoby obniżyć i nadać mu pewien spad taki, aby gazy mogły swobodnie cofać się wstecz do najbliższego szybu wietrzącego, postawionego na kanale. Poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca musi być przewidziany obszerny szyb wietrzący, gdyż ilości powietrza zasysane przez lewar mogą być bardzo znaczne, zwłaszcza przy dużych spadach na lewarze. Ponieważ przy największym wydatku lewaru kanał płynie pełnym lub prawie pełnym przekrojem, zassanie powietrza w tym wypadku będzie najmniejsze. Największe zasysanie powietrza nastąpi dla napelnień pośrednich, gdy ruch lewarowy jeszcze nie będzie przerwany, natomiast napelnienie kanału spadnie poniżej poziomu sklepienia. Okres silnego zasysania powietrza będzie zatem zawsze krótki.

Przykład (rys. 178, 179). Zbieracz „C” w Alejach Ujazdowskich, rozmiaru $1,00 \times 1,50$ m, leżący w spadzie 0,667‰, prowadzi przy napelnieniu 0,90 m dwukrotnie rozcieńczone maks. ścieki brudne w ilości $0,460 \text{ m}^3/\text{sek}$. Przy napelnieniu po szczyt sklepienia prowadzi $1,10 \text{ m}^3/\text{sek}$ z prędkością 0,96 m/sek, zaś pod ciśnieniem prowadzi wód burzowych $3,90 \text{ m}^3/\text{sek}$ z prędkością 3,40 m/sek.

Poprzecznie do kolektora „C” leży w ul. Piusa XI burzowiec rozmiaru 160×200 cm, ujmujący wody burzowe z ul. Marszałkowskiej i Alei Ujazdowskich. Prowadzić on będzie w spadzie 4,5‰ — $6,00 \text{ m}^3/\text{sek}$ przy napelnieniu 1,45 m z prędkością 3,08 m/sek, zaś $8,00 \text{ m}^3/\text{sek}$ przy napelnieniu po szczyt sklepienia z prędkością 3,15 m/sek. Dno burzowca na skrzyżowaniu leży w poziomie 23,50 m, szczyt sklepienia 25,50 m, dno zbieracza „C” 26,124 m, szczyt zaś sklepienia 27,624 m. Jako poziom porównawczy kanalizacja Warszawy przyjęła zero wodowskazu na moście Kierbedzia o rzędnej nadmorskiej 78,07. Przy wypelnieniu obu kanałów po szczyt sklepienia różnica pomiędzy poziomami wody wynosiłaby 2,124 m. Różnica ta będzie jednak stale zmienna, zależnie od chwilowego wydatku każdego kanału.

Zadaniem lewaru jest przerzucenie $2,9 \text{ m}^3/\text{sek}$ wód burzowych ze zbieracza „C” do burzowca, przy czym jednak trzeba wziąć pod uwagę, że rzeczywisty wydatek przelewu lewarowego musi być większy z uwagi na to, że przy bardzo małym spadzie kolektora „C” depresja wywołana lewarem ściągnie część wód burzowych wstecz od placu Tizzech Krzyży, zwłaszcza że cały zbieracz stoi pod ciśnieniem. Trzeba się zatem liczyć z koniecznością odprowadzenia przelewem około $5,0 \text{ m}^3/\text{sek}$ przy prawdopodobnym spadzie na lewarze 2,124 m.

Lewar będzie składał się z dwóch odrębnych krawędzi przelewowych z dwoma odrębnymi kanałami lewarowymi, które następnie łączą się w pojedynczy kanał, uchodzący do burzowca. Dla szybkiego zasysania się lewaru przyjęto wysokość wspólnego kanału 0,90 m, zaś kanałów lewarowych jako połowę tej wysokości, tj. 0,45 m. Długość krawędzi przelewowej przyjęto 2,0 m w tym celu, aby podczas niższych napelnień zbieracza, zanim się lewar nie zassie, wydatek przelewu był już dostatecznie duży. Szerokość kanałów lewarowych oraz kanału wspólnego przyjęto równą długości krawędzi przelewowych, tj. 2,00 m w tym celu, aby nie zmieniać warunków ruchu. Wymiary kanału wspólnego oraz kanałów lewarowych są dostatecznie duże, umożliwiające ich swobodne wykonanie i wykończenie ich powierzchni.

Wspólny kanał prostokątny o wymiarze $2,00 \times 0,90$ m przechodzi w kanał eliptyczny rozmiaru $1,50 \times 0,90$ m, a zatem o mniejszym polu przekroju w celu zmniejszenia kosztów budowy oraz z powodu potrzeby pewnego zdławienia wylotu lewaru, aby powietrze od dołu z burzowca się nie przedzierało i nie przerywało ruchu lewarowego. Uniknie się w ten sposób występowania pulsacji w ruchu lewarowym.

Długości są następujące: kanał eliptyczny 6,0 m, przejście z kanału eliptycznego w prostokątny 2,00 m, kanał prostokątny 1,50 m, kanały lewarowe: lewostronny — 5,00 m, prawostronny — 3,00 m; kanał prawostronny, jakkolwiek krótszy zmienia kierunek krzywizny, podczas gdy dłuższy kanał lewostronny ma stały kierunek krzywizny, opory więc ruchu w obu kanałach, a tym samym i wydatki obu przelewów będą w przybliżeniu dla obu krawędzi przelewowych równe. Przejście z kanału prostokątnego w eliptyczny zaprojektowano o 2,00 m długości tak, aby kąt zawarty między osią kanału a kierunkiem ścian nie przekraczał $12,5^\circ$, jako granicznego dla odchylenia strug wody bez wywołania zaburzeń w ruchu.

Obliczenie przelewu lewarowego polega na wyznaczeniu strat spadów dla pewnych przyjętych wydatków, przy czym jako wydatek największy należy przyjąć ten wydatek, który odpowiada prędkości granicznej 14,0 m/sek na ścianie wewnętrznej lewaru tj. na krawędzi przelewowej.

Ze względu na wielkość strat wywołanych ruchem współśrodkowym w lewarze, stosunek promienia zewnętrznej do wewnętrznej krzywizny ścian lewarowych powinien otrzymać wartość jak najmniejszą. Przy prześwicie kanału lewarowego, tj. różnicy promieni 0,45 m, jako największy praktycznie dający się zastosować promień wewnętrznej powierzchni przyjęto 0,10 m. Przy większym promieniu stosunek byłby korzystniejszy, lecz wzrósłby rozmiar i koszt budowli. Z obliczeń następnych wynika, że przy promieniu 0,10 m wydatek lewaru jest dostatecznie duży.

Mając wartości promieni $r_0 = 0,10$ m oraz $R = 0,55$ m, z wzoru (26) obliczamy prędkość średnią

$$v_{sr} = \frac{v_0 \cdot r_0 \cdot \ln(n)}{R - r_0}$$

Wobec tego, że

$$n = \frac{0,55}{0,10} = 5,5$$

otrzymujemy

$$\ln(n) = 1,705,$$

zaś dla przyjętej prędkości granicznej $v_0 = 14,0$ m/sek otrzymujemy:

$$v_{sr} = 5,304 \text{ m/sek.}$$

Przy łącznym polu przekroju kanałów lewarowym równym $1,80 \text{ m}^2$ wydatek lewaru wyniesie $9,548 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Współczynnik St. Venanta α , charakteryzujący nierównomierność rozłożenia prędkości dla ruchu wirowego, obliczamy ze wzoru (33)

$$\alpha = \frac{(n+1)(n-1)^3}{2n^3 \cdot (\ln n)^3} = \frac{6,5 \times 4,5^3}{2 \times 5,5^3 \times 1,705^3} = 1,975$$

Ponieważ prócz strat wysokości, wynikających z powodu nierównomiernego rozłożenia prędkości, istnieją jeszcze straty na wirach, wynikające z samego przejścia z prędkości zerowej w prędkość w lewarze, należy stratę α obliczoną powyższym wzorem pomnożyć jeszcze przez 1,10. Otrzymujemy więc łączny współczynnik $\alpha = 2,173$. Dla średniej prędkości w lewarze 5,304 m/sek stracona wysokość prędkości wyniesie

$$h_v = \alpha \frac{v^2}{2g} = 3,116 \text{ m.}$$

W przekroju eliptycznym prędkość średnia wyniesie:

$$v_2 = \frac{9,548}{1,060} = 9,006 \text{ m/sek.}$$

Przyjmując α dla tego wypadku równe 1,20 oraz uwzględniając prędkość nabytą w lewarze, otrzymamy wysokość prędkości

$$h_{v2} = \frac{1,2}{2g} \cdot (v_2^2 - v_1^2) = 3,239 \text{ m}$$

Łączne więc straty na wywołanie prędkości w kanałach lewarowym i odpływowym będą równe 6,355 m.

Straty na oporach tarcia są stosunkowo nieznaczne. Obliczyć je można wzorem Manninga przy przyjęciu współczynnika szorstkości $n = 0,014$.

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{3}}$$

Promień hydrauliczny dla prostokątnego kanału lewarowego równa się

$$R = \frac{0,90}{4,90} = 0,184 \text{ m,}$$

promień zaś hydrauliczny dla kanału eliptycznego

$$\frac{1,060}{3,831} = 0,277 \text{ m.}$$

Przy prędkości w pierwszym wypadku 5,304 m/sek, w drugim 9,006 m/sek spadły ciśnienia obliczone wzorem Manninga wyniosły: w pierwszym wypadku 0,0582, w drugim 0,0881 m na mb. Przeciętna długość kanałów lewarowych jest 4,0 m, kanału prostokątnego 2,0 m, przejścia 2,0 m. Przyjmując spadek ciśnienia w przybliżeniu za stały na długości od krawędzi przelewu do połowy kanału przejściowego, otrzymamy łączną długość tej przestrzeni 6,50 m. Pozostała długość przejścia oraz długość kanału eliptycznego razem wynoszą 6,00 m. Obliczone straty spadku wyniosły więc na pierwszym odcinku 0,343 m, drugim 0,549 m. Ogółem straty spadku będą następujące:

Wysokość prędkości stracona w lewarze	3,116 m
Wysokość prędkości stracona w kanale eliptycznym	3,239 „
Straty na oporach tarcia w kanałach lewarowych	0,343 „
Straty na oporach tarcia w kanale eliptycznym	0,549 „
Łączna strata spadku	7,247 m

Przy wydatku lewaru 9,548 m³/sek strata spadku wyniesie 7,247 m. Dla wydatków mniejszych strata będzie się zmniejszać w stosunku do kwadratu prędkości, względnie, wobec niezmiennego pola przekroju, w stosunku do kwadratu wydatku. Stąd obliczyć można straty spadku dla innych wydatków, podane w zestawieniu poniższym:

Wydatek lewaru	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,548 m ³ /sek
Strata spadku na lewarze	0,179	0,715	1,606	2,862	4,472	7,247 m

Równaniem wydatku lewaru dla projektowanych wymiarów jest:

$$Q = 3,547 \sqrt{h} \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W podziałce logarytmicznej związek między spadkiem i wydatkiem przedstawi się linią prostą, nachyloną do poziomu pod kątem $\text{tg } \alpha = 1:2$. Z wykresu można odczytać, że spadowi 2,124 m, który powstanie przy wypełnieniu po szczyt sklepienia zarówno zbieracza, jak i burzowca, lewar przepuści 5,169 m³/sek, tj. tyle, ile zostało przyjęte w założeniu. Wymiary lewaru są zatem odpowiednie.

Z obliczenia wynika następnie, że przy przyjętym promieniu zaokrąglenia krawędzi przelewowych $r_0 = 0,10$ m oraz przy wydatku lewaru nawet poniżej 5,00 m³/sek prędkość strug płynących przez krawędź przelewową nie osiągnie jeszcze wartości granicznych, a zatem nie powstaną jeszcze zjawiska kawitacji, połączone z zżeraniem materiału krawędzi. Krawędź może być zatem wykonana z materiałów normalnie używanych w kanalizacji, bez stosowania szczególnych zabezpieczeń. Istotnie dla wydatku lewaru 5,169 m³/sek prędkość przeciętnie w kanałach lewarowych będzie

$$\frac{5,169}{1,80} = 2,872 \text{ m/sek,}$$

prędkość zaś na krawędzi przelewowej

$$v_0 = v_{sr} \cdot \frac{n - 1}{\ln(n)} = 7,581 \text{ m/sek,}$$

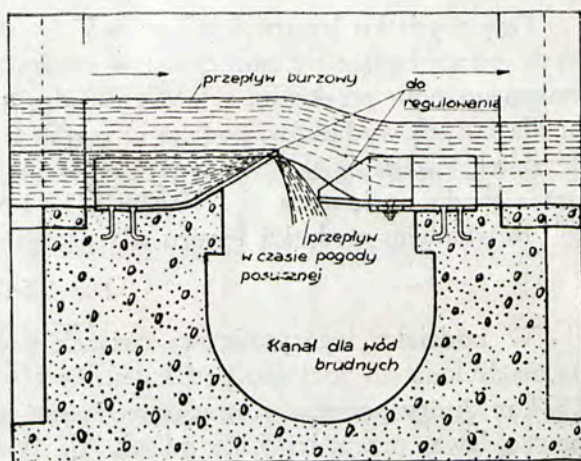
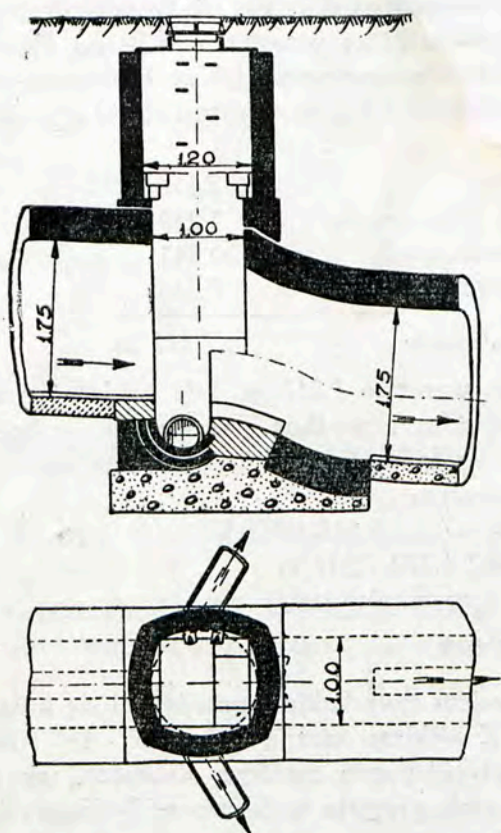
Odpowiada temu wysokość prędkości, czyli ujemne ciśnienie na krawędzi przelewu (ssanie) równe $h_v = 2,929$ m.

Z obliczenia wynika w końcu, że ruch lewarowy będzie się zawsze odbywać w granicach normalnego ciśnienia atmosferycznego, czyli że wyniki doświadczenia na modelu będą miarodajne także dla wykonanego przelewu lewarowego w skali naturalnej.

Przy projektowaniu przelewu musi być uwzględnione ssanie w wysokości blisko 3,0 m od strony zewnętrznej, do czego dochodzi 1,5 m ciśnienia hydrostatycznego. Razem siła wyłamująca ścianę przelewową wynosi $4,5 \text{ t/m}^2$, działając na płytę o długości 2,0 m i wysokości 1,5 m, utwierdzoną na trzech krawędziach.

Wyniki obliczenia dla powyższego lewaru były sprawdzone przez Dyрекcję Wodociągów i Kanalizacji m. Warszawy na modelu. Wydatek lewaru był zgodny z obliczonym teoretycznie. Lewar zasysał się łatwo, zassany utrzymywał się nawet przy opadnięciu poziomu wody w kanale poniżej poziomu szczytu sklepienia.

Odrębny typ od poprzednio opisanych przelewów stanowią **rozdzielacze** (separatory) wykonywane w ten sposób, że przewód odprowadzający normalnie ścieki na oczyszczalnię biegnie spodem, nad nim przechodzi kanał doprowadzający ścieki z odpowiednio wykształconym dnem i umieszczonym w nim otworem. W przedłużeniu kanału górnego znajduje się burzowiec. W czasie pogody posusznej przy istniejących niewielkich prędkościach dopływowych ścieki przez otwór w dnie wlewają się do przewodu idącego pod otworem; w czasie deszczów nawalnych przy dużej prędkości wody napływającej prawie całkowicie przeskakuje ona przez otwór, odpływając burzowcem (rys. 184, 185).



Rys. 184. Rozdzielacz ścieków pod ul. Mostową w Warszawie.

Rys. 185. Rozdzielacz ścieków w Perth Amboy N. J.

Rozdzielacze zastosowane były również dla odcięcia dopływu wód burzowych do dolnego odcinka kłapy, uruchamiane samoczynnie pływakami odpowiednio do poziomu wody w komorze przelewowej. Pływaki są tak ustawione, że przy pogodzie posusznej wszystkie wody odpływają kanałem; przy osiągnięciu określonej wartości rozcieńczenia ścieków wodami burzowymi, pływaki zamykają kanał kierując cały dopływ do burzowca.

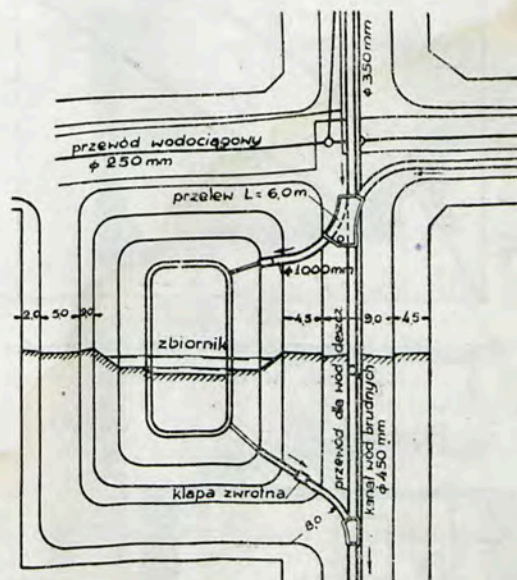
V. 6-h. Kanały ulgi.

Kanały ulgi wykonywane są dla uchwycenia przed granicami miasta wód obcych, napływających dzięki układowi powierzchni na teren miasta. Wody te mogące stanowić niepotrzebne obciążenie kanałów miejskich zbiera się do przewodów okalających osiedle i wprowadzonych bezpośrednio do odbiornika.

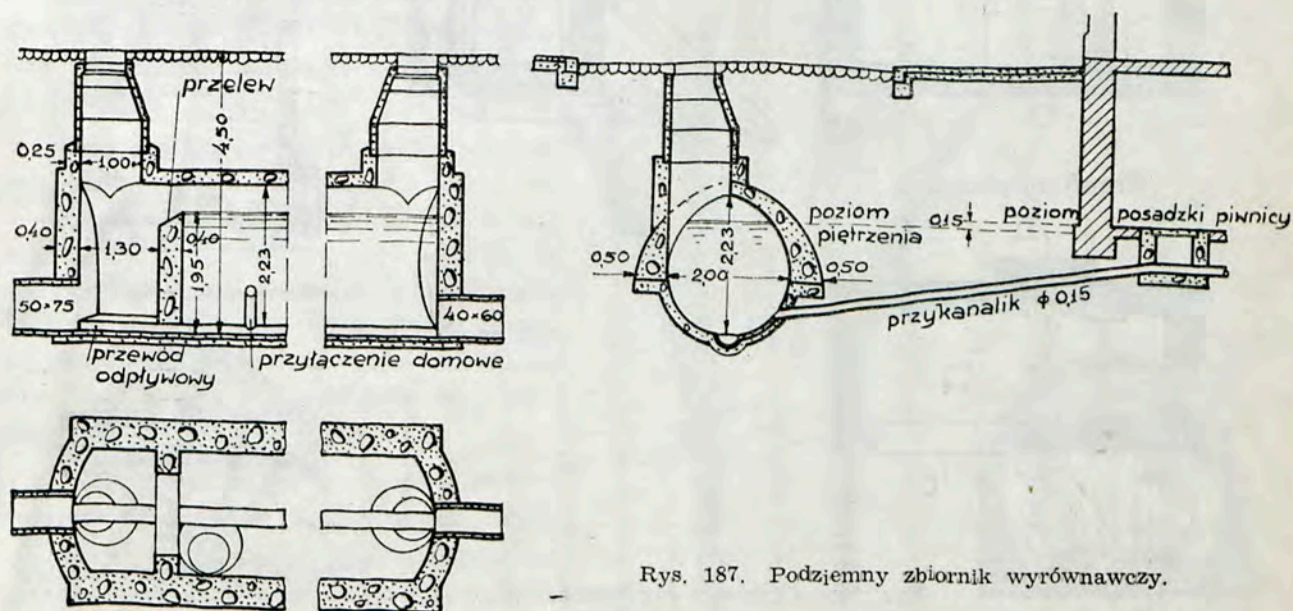
V. 6-i. Zbiorniki wyrównawcze (retencyjne).

Tam, gdzie nie jest możliwe odprowadzenie nadmiaru spływu deszczowego krótką drogą do odbiornika, mogą być fale deszczu doprowadzane do naturalnych lub sztucznych zbiorników terenowych, jezior, sadzawek, kotlin, w których odpływ krótkotrwały i gwałtowny gromadzi się (rys. 186, 187). Po zakończeniu deszczu woda odpływa biegnącym w przedłużeniu doprowadzającym kanałem do sieci kanalizacyjnej, przy czym wymiary przewodów poniżej dostosowuje się do rozłożonego na dłuższy okres czasu przepływu. W ten sposób gwałtowna fala spływu deszczowego zostaje wybitnie spłaszczona, co daje możliwość oszczędniejszego wymiarowania przewodów. Gdy naturalnych zbiorników brak i zachodzi potrzeba budowy zbiornika sztucznego, należy sprawdzić słuszność takiego rozwiązania przez porównanie kosztów jego budowy oraz różnicy kosztów kanałów odciążonych i nieodciążonych.

W wypadku wody tylko deszczowej najodpowiedniejsze są otwarte zbiorniki, w wypadku ścieków mieszanych zbiorniki zakryte. Ilość odpływu dostosowuje się do zdolności przeliskowej odbiornika, wielkości wyrównawczej zbiornika i czasu, w ciągu jakiego ma być odprowadzony przyjęty największy przepływ.



Rys. 186. Zbiornik wyrównawczy.



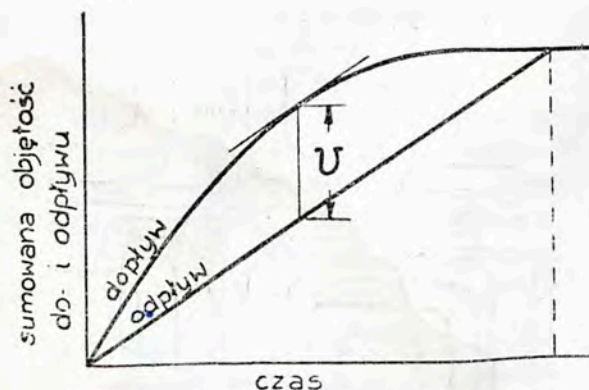
Rys. 187. Podziemny zbiornik wyrównawczy.

Obliczenie pojemności wyrównawczej zbiornika najlepiej przeprowadzić wykreślnie przez wyrysowanie krzywej sumowanego dopływu fali deszczu. Na osi rzędnych odkładamy w przyjętej podziałce sumowane dopływy odpowiednio do upływu czasu, który odkładany jest na osi odciętych. Prowadząc stycznie do krzywej poprzedniej prostą, wyobrażającą równomierny największy odpływ, na który projektujemy kanał poniżej, otrzymamy pojemność wyrównującą jako największy odstęp pomiędzy linią dopływu i odpływu (rys. 188).

V. 6-j. Chwytałce rumowiska.

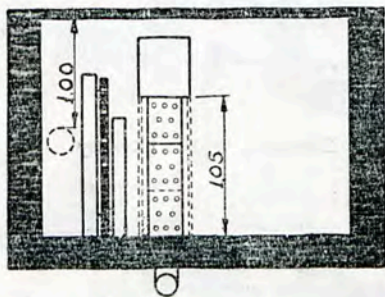
Tam, gdzie dopływa woda deszczowa dużym spadkiem z zewnętrznych zlewni o nieubezpieczonych powierzchniach i jest obawa dopływu na teren miasta rumowiska, należy zabezpieczyć

się przeciwko niemu przez założenie zbiorników chwytających i gromadzących rumowisko (rys. 189). Są to często poszerzenia na dopływie, gdzie przy zmniejszonej prędkości przepływu zostają zatrzymane toczące cięższe rumowisko, kamienie. Składy takie muszą być stale oczyszczane z osadów.

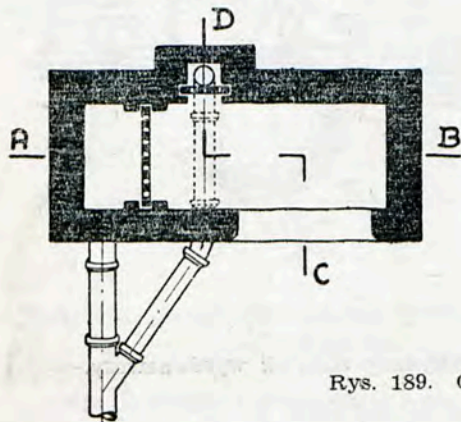


Rys. 188. Obliczenie wykresne pojemności zbiornika wyrównawczego.

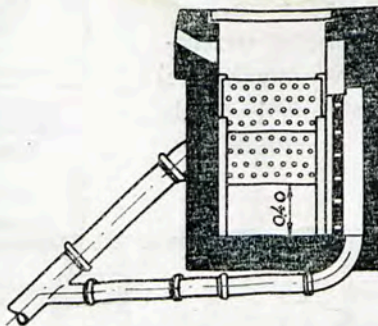
Przekrój A-B



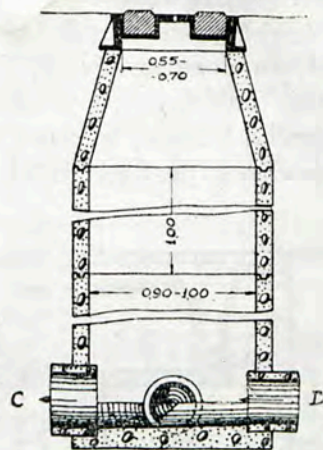
Przekrój poziomy



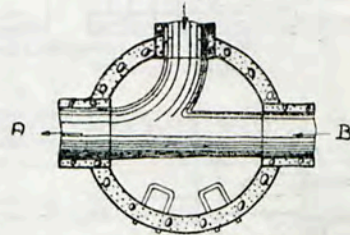
Przekrój C-D



Przekrój pionowy A-B



Przekrój poziomy C-D



Rys. 189. Chwytacz rumowiska.

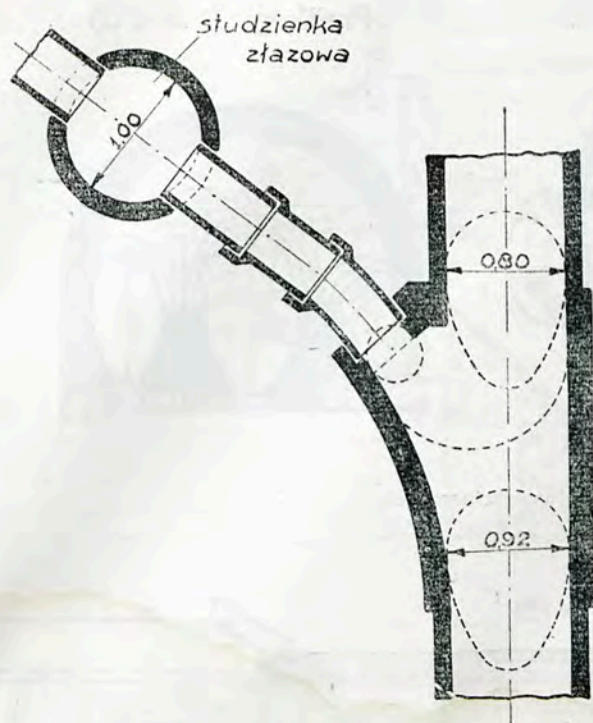
Rys. 190. Połączenie kanałów.

datkowa studzienka, by kąt ostry został zmieniony co najmniej na prosty (rys. 191).

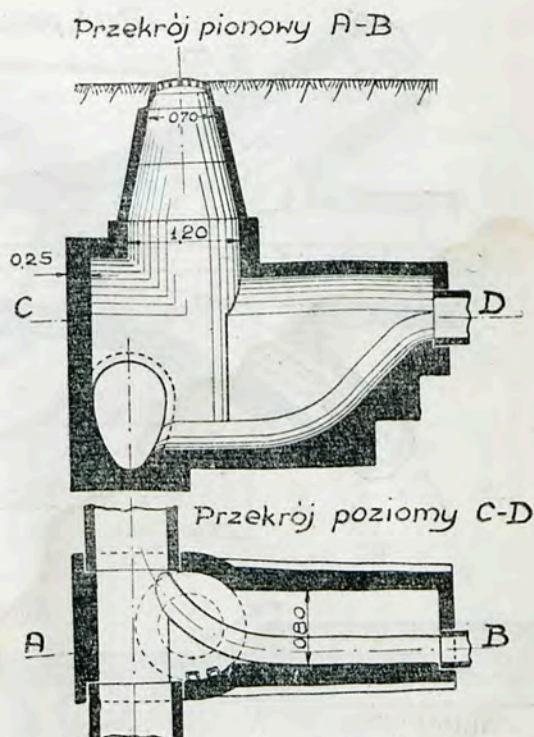
W wypadku łączenia się dwóch lub trzech kanałów dużych rozmiarów powstają częstokroć dość złożone kształty połączeń, wykonywanych jako odrębne obiekty na sieci kanalizacyjnej. Przy wykonywaniu takich połączeń należy się jeszcze ściślej niż dla wypadków poprzednich trzymać zasady, by nie było gwałtownych zmian przekrojów, powinny one następować łagodnie,

stopniowo tak, by nie mogło powstawać zarówno spiętrzenie odpływającej wody, jak i zmniejszenie prędkości, prowadzące do powstawania strat energii oraz osadów. Wszelkie zmiany kie-

Rys. 191.



Rys. 192. Połączenie kanałów.



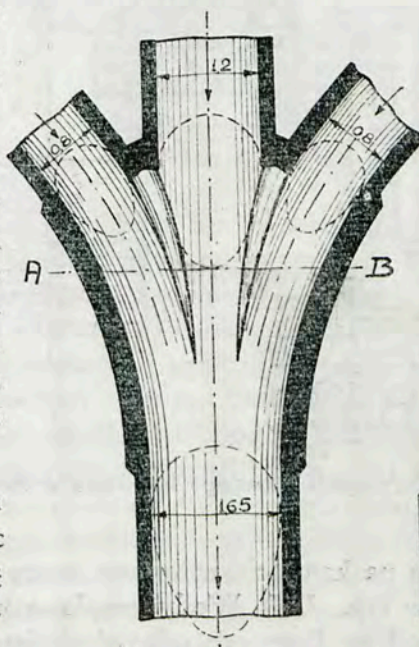
Rys. 193. Połączenie kanałów o różnym poziomie.

runku powinny być również wykonywane stopniowo, jeżeli nie chcemy dopuścić do strat energii (rys. 192—195). Z tych względów nie stosuje się mniejszych promieni krzywizny osi kanałów niż 5,0 m.

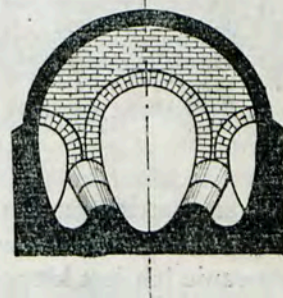
Dno kanałów bocznych mniejszych staramy się zawsze umieścić tak, by leżało ono w poziomie ścieków posusznych zbieracza, w najgorszym wypadku, by licowały ze sobą poziomy wód posusznych w odborniku i doprowadzalniku. W wypadku zbiegu większych kanałów z nierównym poziomem dna, dno wyższe sprowadzamy łagodnym stopniem do poziomu dolnego.

Należy pamiętać o odpowietrzeniu wszystkich górnych wzniesionych miejsc obiektów kanałowych, aby uniemożliwić gromadzenie się tam szkodliwych, często-kroć wybuchowych, gazów kanałowych.

Rzut poziomy



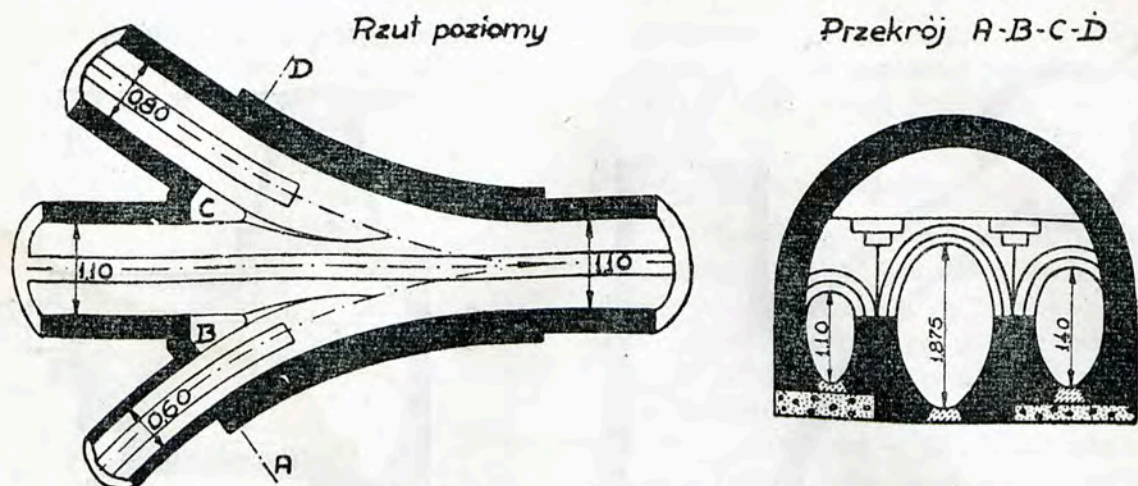
Przekrój A-B



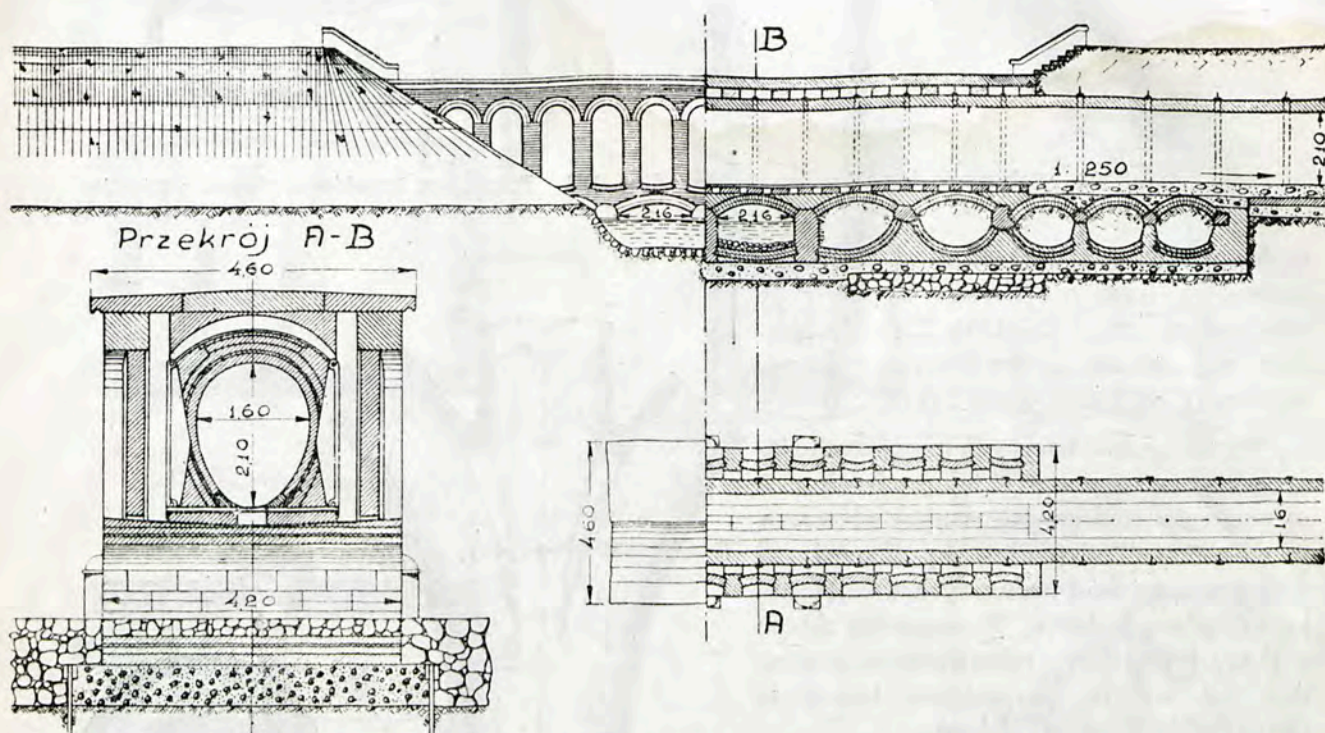
Rys. 194. Połączenie kanałów przełazowych.

V. 6-l. Przepusty, syfony.

W wypadku skrzyżowania przewodów kanalizacyjnych z innymi przewodami podziemnymi, jak wodociągi, kanały, metro lub idącymi po powierzchni otwartymi rowami, kanałami, rzekami, najlepiej gdy takie przejście wykonać można bez zmian kierunku, przekroju oraz poziomów dna kanału (rys. 196). Odpowiednio do linii przebiegu, głównie głębokości, kanału wykształca się lub przekłada przewody krzyżujące się z kanałem. Przejście kanału spodem pod przeszkodą bez zmiany poziomu dna kanału wykonane być może w postaci przepustu. Nie zawsze jednak takie rozwiązanie jest możliwe, wówczas należy na pewnym odcinku kanału obniżyć dno, wykształcając przewód jako syfon. Przejścia nad przeszkodami w postaci lewarów sto-



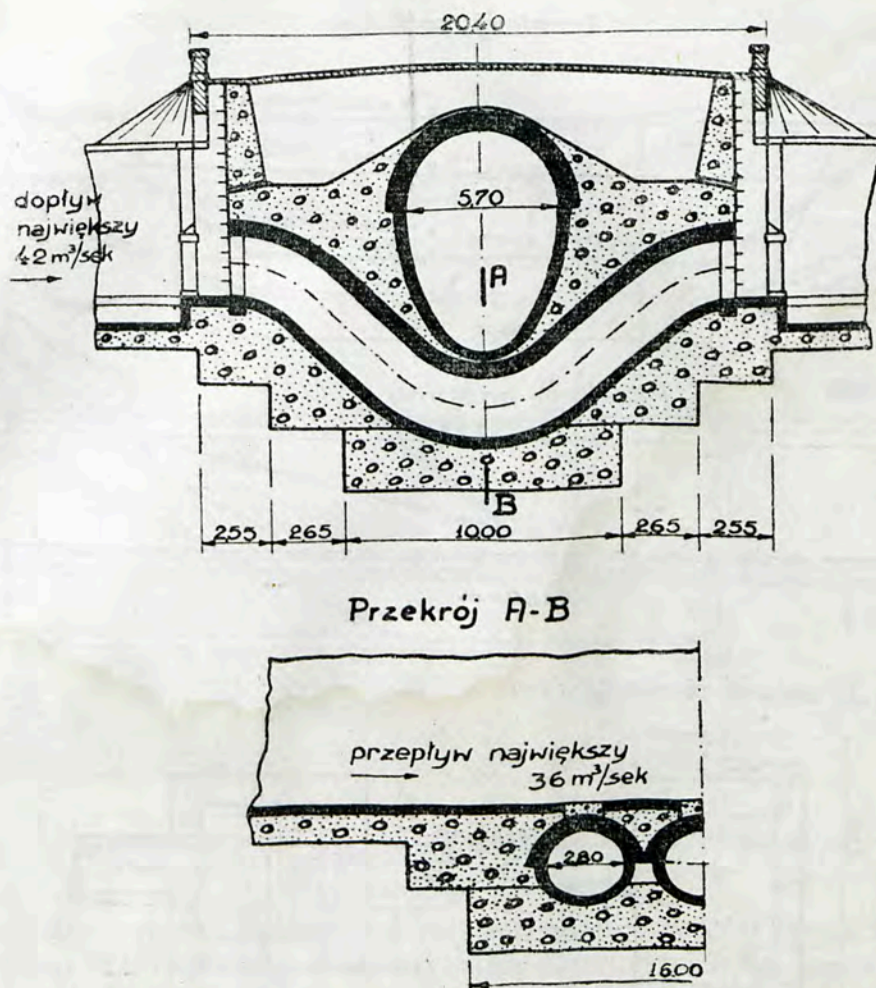
Rys. 195. Połączenie kanałów przełazowych.



Rys. 196. Przejście głównego kolektora w Rzymie przez potok Tor di Valle.

suje się bardzo rzadko na kanałach, natomiast mogą one w pewnych wypadkach być wykonane w postaci akweduktów (rys. 197). Wody kanałowe wydzielają więcej gazów, niż zwykła woda, usuwanie ich jest kłopotliwe. Przewody odpowietrzające łatwo mogą ulec zatkanie zanieczyszczeniami, zawartymi w ściekach. Lewary wymagają stałego dozoru i użycia energii. Ponieważ końce lewaru muszą być zanurzone w studzienkach wejściowej i wyjściowej z opuszczonymi dnami poniżej dna kanału, zbierają się tam osady, które należy często usuwać, aby nie dopuścić do psucia się wody ściekowej. Stosuje się więc lewary tylko w ostateczności, gdy nie daje się zastosować innych urządzeń. Są one wykonane w kilku miastach niemieckich.

Często spotykanym obiektem w sieci kanalizacyjnej, szczególnie w miastach większych, posiadających sieć kolei podziemnej są przepusty syfonowe. Dno ich jest zakładane na długości przejścia pod przeszkodą częstokroć znacznie niżej od dna kanału. Przez odpowiednie wykonanie należy się zabezpieczać przeciwko możliwości powstawania osadów na tych zagłębionych partiach. Ze względu na zwiększone straty z powodu zmian kierunku oraz przekrojów dna kanału poniżej przepustu musi być obniżone w stosunku do dna dopływu o największą wysokość strat.



Rys. 197. Akwedukt głównego zbieracza kanalizacji Warszawy na Kaskadzie.

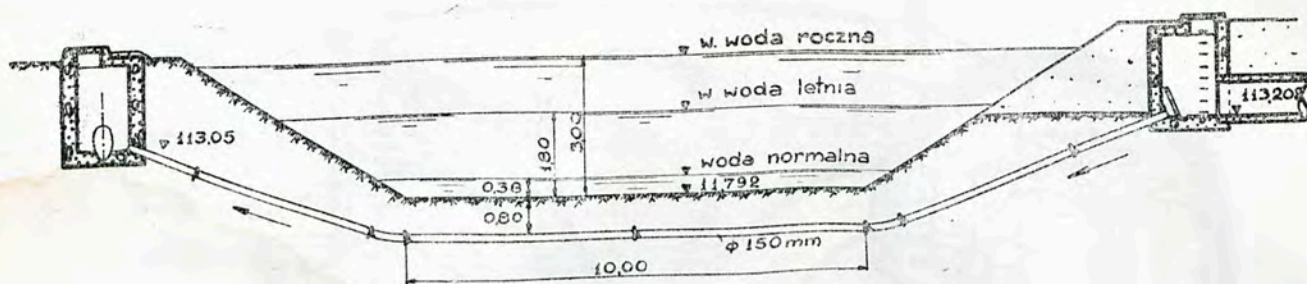
Przy bardzo znacznych wahaniami w ilości ścieków, np. w wypadku kanalizacji jednolitej, przepust nie może składać się z jednego przewodu, gdyż powstawałaby w pewnych okresach zbyt mała prędkość przepływu w przekroju dostosowanym do przepływu największego. Z tego względu buduje się syfon co najmniej jako przewód podwójny (rys. 198), nieraz składający się z większej liczby przewodów, przy czym częstokroć o przekrojach niejednakowych (rys. 199). Jako przekrój najmniejszy przyjmuje się średnicę 0,30 m. Przekrój mniejszy odpowiada przepływowi w okresie posuszonym, większy jest takich rozmiarów, by łącznie z poprzednim mógł przelknąć przepływ największy. W okresie pogody posusznej czynny jest tylko przewód mniejszy. W tym celu w komorze wlotowej otwór wejściowy do tego przewodu daje się w poziomie dna kanału, natomiast spód otworu większego przekroju o tyle wyżej nad dnem kanału, ile tego wymaga zwierciadło nadpływających wód deszczowych. Jeśli tylko jest to możliwe, powinno się przed przepustami zakładać dla ich odciążenia przelewy burzowe.

W wypadku kanalizacji rozdzielonej wystarcza jeden przewód; jednak ze względu na zabezpieczenie ciągłej pracy, wskazane jest wykonanie dwóch przewodów o tej samej średnicy, przy użyciu na przemian przewodów i czyszczenie tego z nich, który jest nieczynny.

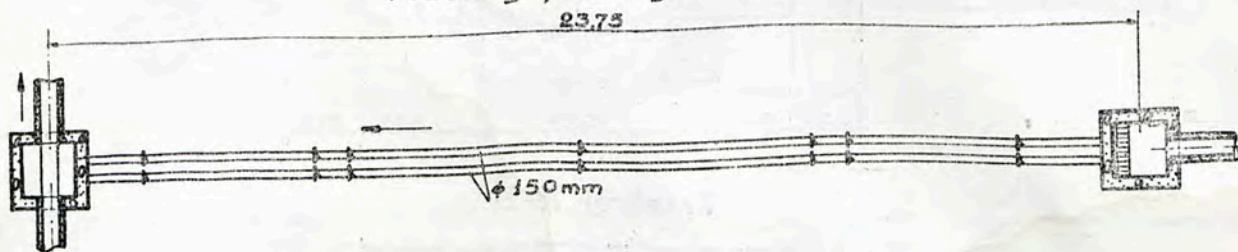
Prędkości przepływu w przepuście nie powinny być mniejsze niż 0,5 — 1,0 m/sec. Gdy są one mniejsze, konieczne jest stałe oczyszczanie.

W celu utrzymania syfonu w czystości wskazane jest nadawanie części obniżającego się przewodu nachylenia 1:3, części odpływowej, aby ułatwione było wypływanie osadów 1:2 — 1:1. Wykonywane są też części odpływowe w postaci studzienek pionowych (rys. 200). Wówczas mogące powstawać osady sprowadzone są do jednego miejsca, skąd je łatwo usunąć przez wypompowanie. Niektóre konstrukcje syfonów przewidują na końcach części spodniej rewizje, przez które można usunąć osad nie dający się wypłukać.

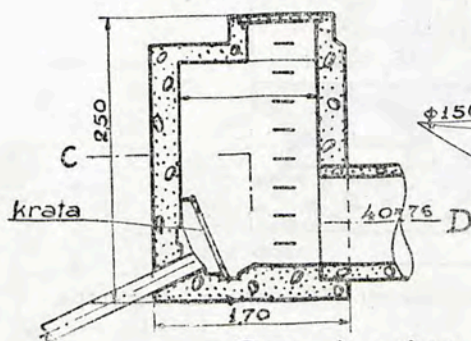
Przekrój podłużny



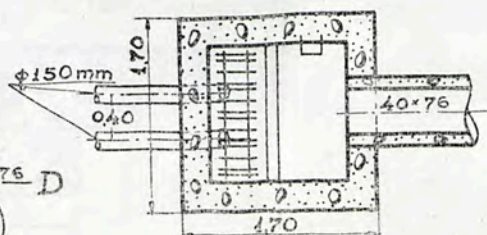
Przekrój poziomy



Przekrój pionowy w osi

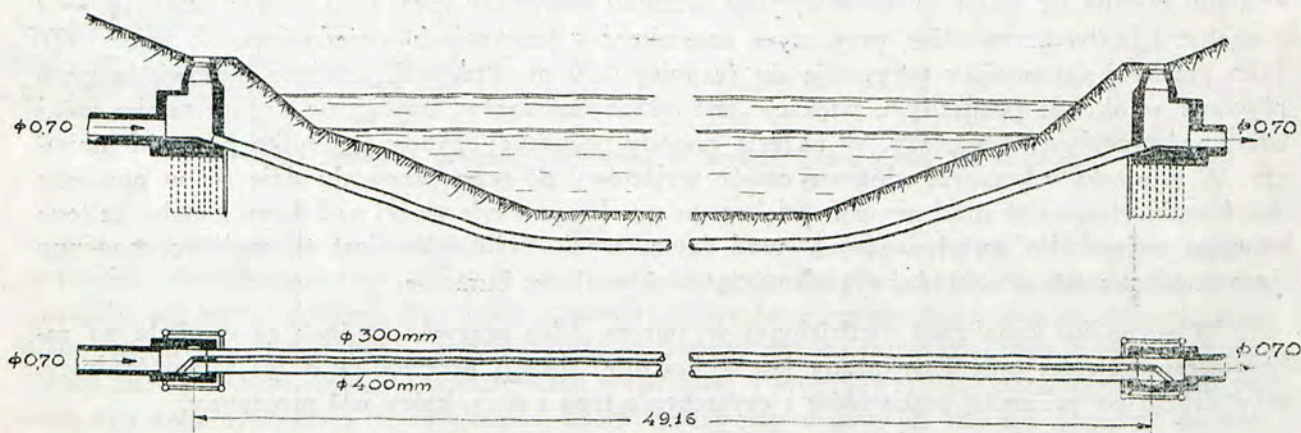


Przekrój C-D



Prawobrzeżna studzienka złazowa

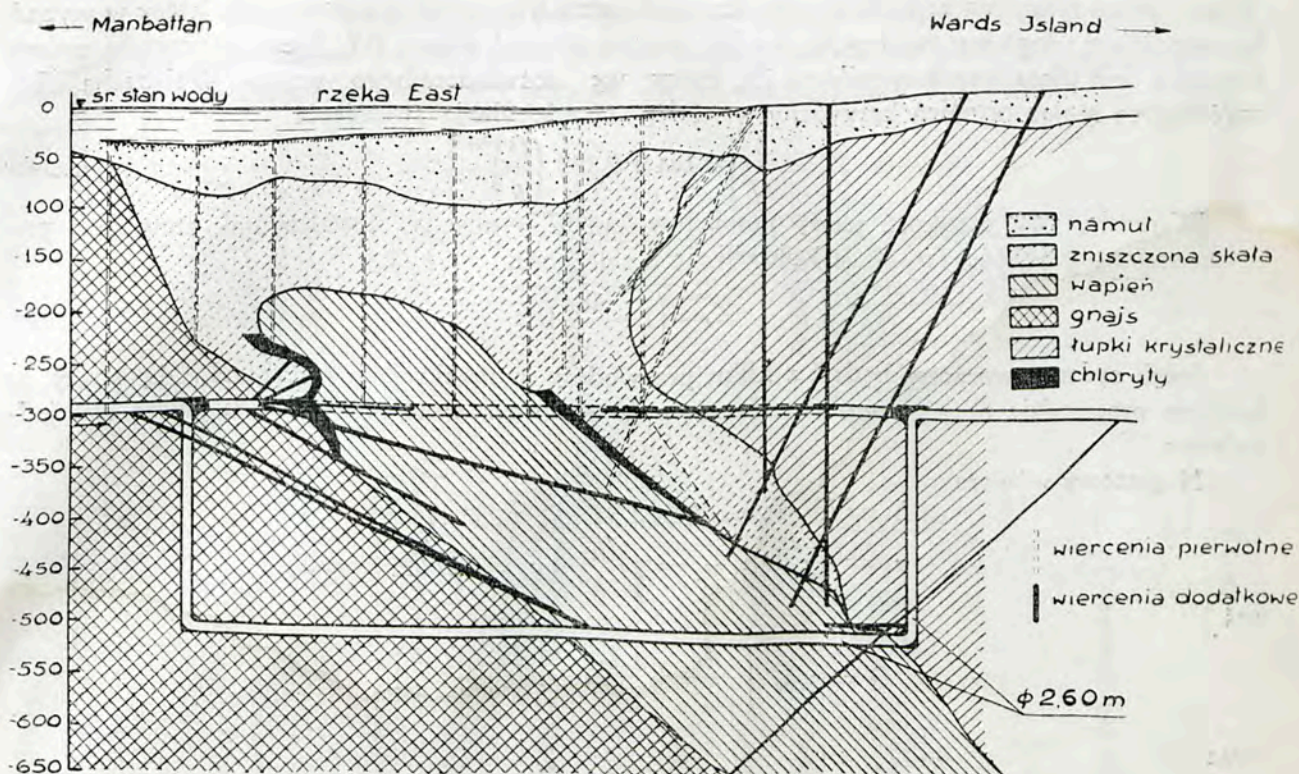
Rys. 198. Projekt przejścia zbieracza w Ciechanowie pod rzeką Łydynią.



Rys. 199. Syfon kanalizacyjny pod szpandawskim kanałem żegluga.

Płukanie konieczne jest tylko dla syfonów prowadzących zużyte wody domowe. Syfony dla wód deszczowych nie wymagają płukania. Niekiedy umieszcza się na wlotach kraty o prześwicie 5 cm.

Dawniej wykonywane zagłębienia w dnie na wlocie do zbierania osadów nie są obecnie stosowane. Należy pamiętać o możliwości wyłączania z pracy przewodów przez ich zamknięcie od wlotu i wylotu. Na wlocie i wylocie umieszcza się węki na ścianki zakładane lub też zasuw.



Rys. 200. Przejście kanałem pod rzeką East w Nowym Jorku.

Oczyszczanie można wykonać przy pomocy płukania lub przeciągania szczotki, wreszcie splawiania wydrążonej kuli drewnianej o średnicy nieco mniejszej od średnicy przewodu.

Jako materiał budowlany stosuje się obecnie prawie wyłącznie żelazo oraz żelbet, w starszych konstrukcjach spotyka się beton i drzewo,

Dno kanału na wylocie musi leżeć niżej o różnicę spadku dna kanału na jego długości, powiększoną o straty przy przepływie przez syfon. Straty te oblicza się na podstawie prędkości przepływu wody w syfonie. Obierając zgodnie z wyżej powiedzianym prędkość przepływu w granicach 0,5 — 1,0 m/sek określa się przekrój $A = \frac{Q}{v}$ m², względnie dobiera się wymiary lub średnicę przekroju, określając tym ściśle wartość prędkości przepływu. Jeżeli syfon wbudowuje się w przewód już wykonany, powstaje powyżej niego spiętrzenie, odpowiadające wysokości strat.

Stratę jednostkową ciśnienia na tarcie obliczyć można z wzoru Manninga

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot R^{4/3}} \quad (37)$$

lub dla przewodu kołowego o średnicy D

$$J = \frac{v^2}{k^2 \left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} \quad (38)$$

Na długości l syfonu strata wyniesie $h = J \cdot l$ lub $h = Z_1 \cdot \frac{v^2}{2g}$ (39)

$$Z_1 = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{l}{R^{4/3}} \quad (40)$$

Całość strat w syfonie ująć można wyrażeniem $h_s = k \cdot v^2$ (41)
gdzie v — prędkość wody w syfonie, zaś

$$k = \frac{l}{2g} \cdot (Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4) \quad (42)$$

W wyrażeniu tym oznaczają: Z_2 — współczynnik strat wlotowych i wylotowych, który w wypadku stopniowej i łagodnej zmiany przekrojów moż na przyjąć równy 0,2. Strata z powodu zmiany kierunku jest ujęta współczynnikiem Z_3 , który wg doświadczalnego wzoru Weisbacha obliczyć można mając promień krzywizny γ i kąt δ odchylenia strumienia

$$Z_3 = \frac{\delta}{90^\circ} \left[0,131 + 0,163 \left(\frac{D}{\rho} \right)^{3,5} \right] \quad (43)$$

Wreszcie, gdy prędkość wody poniżej w kanale wynosi v_0 , współczynnik strat Z_4 z powodu zmiany prędkości ($v_0 < v$) określi się z zależności

$$Z_4 = \left(1 - \frac{v_0^2}{v^2} \right) \quad (44)$$

Jeżeli syfon utworzony będzie z kilku przewodów o przekrojach np. A_1, A_2, A_3 , straty na każdym przewodzie przy przepływie łącznym $Q = v_1 A_1 + v_2 A_2 + v_3 A_3$ muszą być jednakowe.

Napiszemy wówczas:

$$h_s = k' \cdot v_1^2 = k'' v_2^2 = k''' v_3^2 = \dots$$

$$v_1 = \sqrt{\frac{h_s}{k'}}; \quad v_2 = \sqrt{\frac{h_s}{k''}}; \quad v_3 = \sqrt{\frac{h_s}{k'''}}$$

zaś

$$Q = \sqrt{h_s} \left[\frac{A_1}{\sqrt{k'}} + \frac{A_2}{\sqrt{k''}} + \frac{A_3}{\sqrt{k'''}} + \dots \right]$$

oraz

$$h_s = \frac{Q^2}{\left[\frac{A_1}{\sqrt{k'}} + \frac{A_2}{\sqrt{k''}} + \frac{A_3}{\sqrt{k'''}} + \dots \right]^2} \quad (45)$$

Obliczenie przeprowadza się w sposób następujący: bierzemy prędkości v_1, v_2, v_3 itd. i mając prędkość v_0 znajdujemy wartości k', k'', k''' oraz w pierwszym przybliżeniu h_s , zaś znalazłszy h_s , obliczamy v_1, v_2, v_3 , oraz sprawdzamy h_s powtórnie, póki nie otrzymamy pożądanej zgodności.

V. 6-m. Wyloty kanałów i ich zamknięcia.

Wyloty kanałów sieci jednolitej, kanałów deszczowych oraz burzowców powinny być tak założone, aby następowało dobre przemieszanie się ścieków z wodą odbiornika i jego brzegi nie były zanieczyszczane osadami. Jedynie wyloty odpływów z oczyszczalni nie wymagają specjalnego ukształtowania ujścia, choć i tu dążyć powinniśmy do doprowadzenia odpływających ścieków do koryta wód małych w sposób zwarty, nie pozwalając na ich rozlewanie się po brzegu.

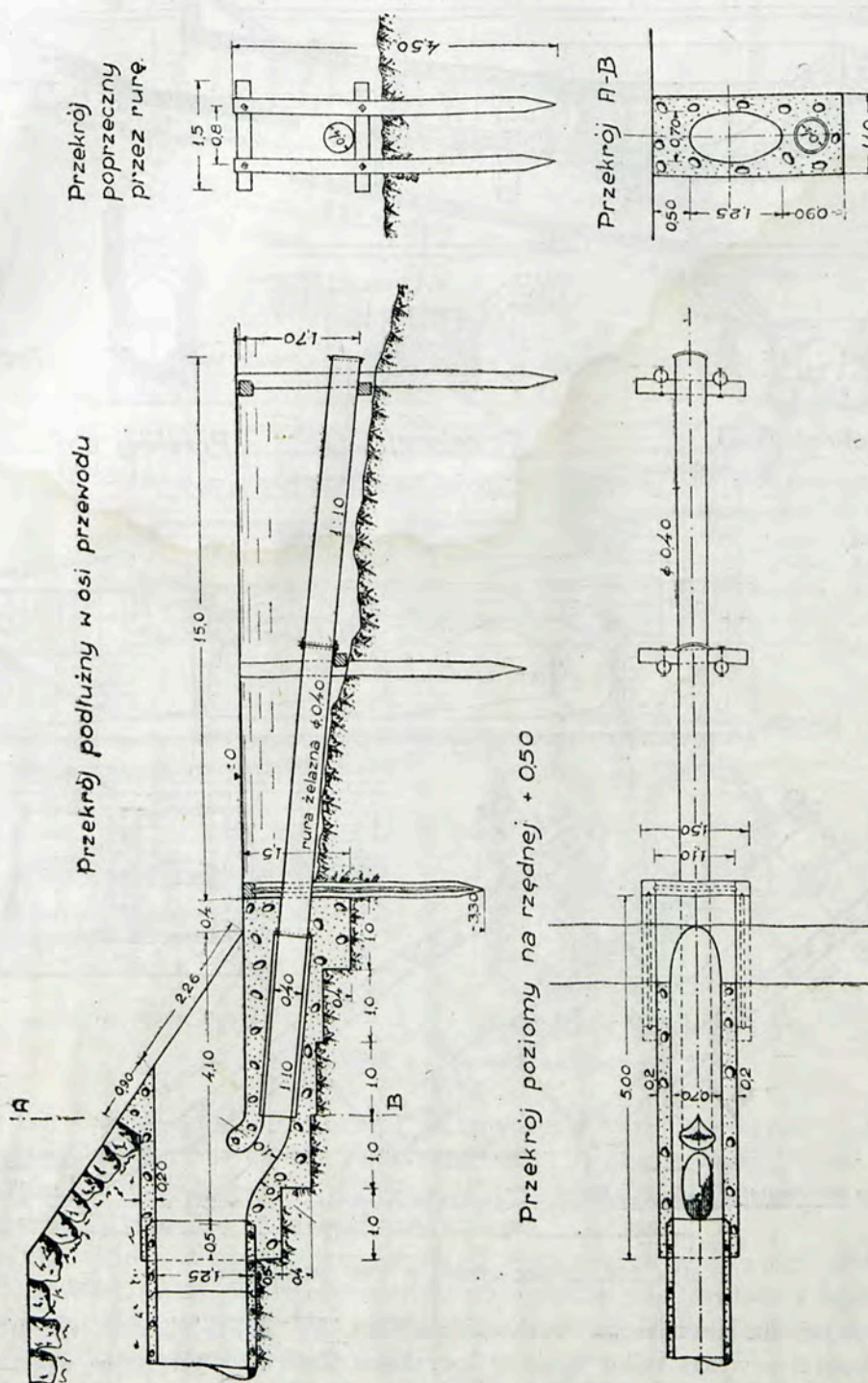
Zależnie od miejscowych warunków wykształca się odpowiednio odcinki ujściowe kanałów. Najstosowniejszym miejscem na wylot będzie brzeg wklęsły z dużymi głębokościami wody przy nim oraz szybkim prądem wody. Nie można umieszczać wylotu za tamami równoległymi lub pomiędzy ostrogami, musi on być wyprowadzony w koryto poza główki lub tamy równoległe do miejsc, gdzie i w czasie niskich stanów istnieje duża prędkość wody. Na ogół w rzadkich wypadkach można umieścić wylot w skarpie brzegu wklęsłego, bulwarze lub w specjalnie dla wylotu wybudowanym przyczółku. Częstokroć należy wysunąć się z brzegu w koryto. Wówczas prowadzi się ścieki aż do miejsca wylotu przewodem zamkniętym, ułożonym na dnie lub pod dnem odbiornika. Stosowane są rury żelazne, żelbetowe i drewniane.

Wyloty kanalizacji jednolitej wykonuje się również i w ten sposób, że przed ujściem przewód zostaje podzielony, odpływy posuszne płyną przewodem małego wymiaru do wylotu umieszczonego pod najniższym stanem wody w odbiorniku, wody deszczowe, trafiające się rzadziej, wypływają do odbiornika przez przewód o wymiarach końcowego odcinka kanału z brzegu.

Należy zwrócić uwagę, by duże ilości wypływających wód burzowych nie mogły stwarzać przeszkód dla żeglugi na rzekach większych. Wprowadzić je należy pod kątem ostrym do biegu rzeki, uwzględniając miejsca przystani statków i łodzi oraz miejsc kąpielowych.

Kilka przykładów ukształtowania wylotów podano na rysunkach 201—206.

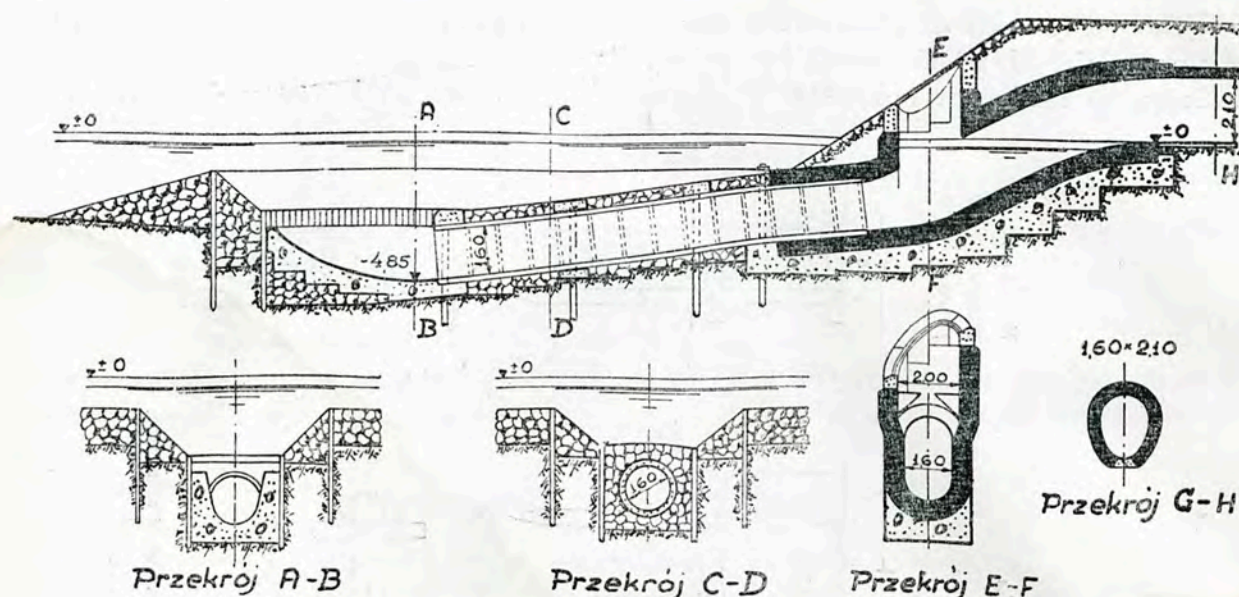
Gdy stany wody w odbiorniku są zmienne i mogą powodować cofanie się wody do kanałów powodując ich zalanie, muszą być te ostatnie zaopatrzone na wylotach w urządzenia pozwalające na zamknięcie przewodów i odcięcie ich od wzbierających wód odbiornika.



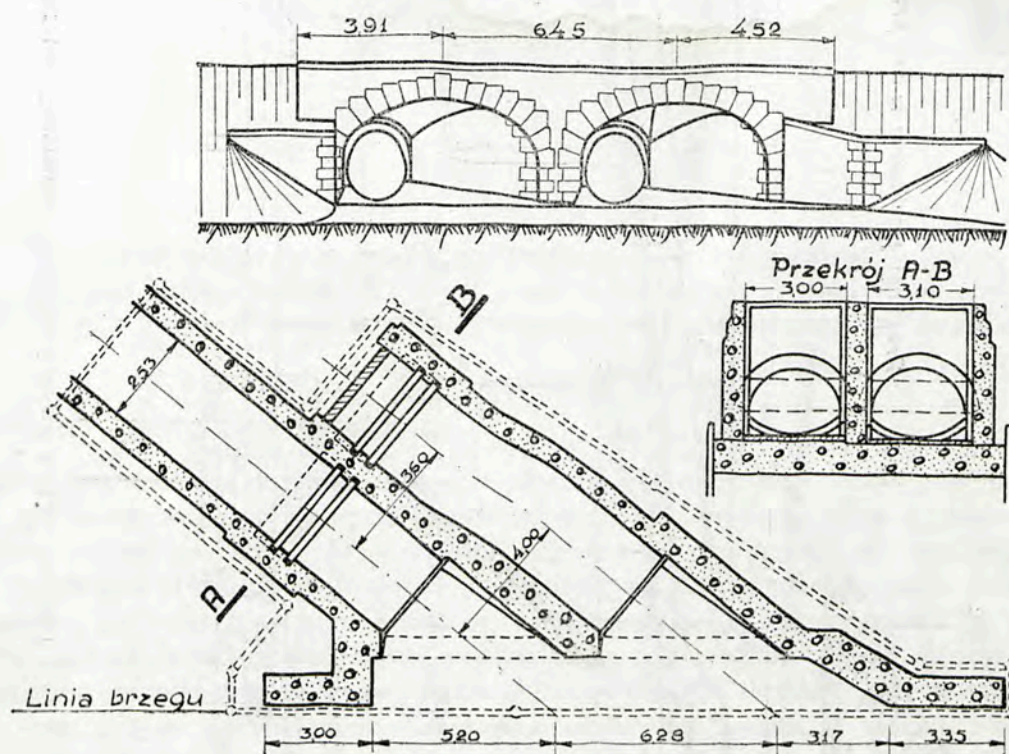
Rys. 201. Ujście głównego zbieracza kanalizacji pod Bielaniem w Warszawie.

W najprostszym wypadku zamknięcia takie mogą być wykonane w postaci ścianek zakładanych w odpowiednio umieszczone wnęki w ścianach końcowego odcinka kanału lub w przyczółku wylotowym. Ten rodzaj zamknięcia stosowany jest raczej jako prowizoryczny na wypadek konieczności napraw w kanale lub gdy potrzeba odcięcia kanału od odbiornika zachodzi rzadko oraz gdy wahania poziomów wody w tym ostatnim są niewielkie. Ścianki zakładane wykonywane są przeważnie z drzewa, rzadziej z żelaza.

W wypadkach częstszej potrzeby uruchamiania stosuje się zamknięcia samoczynne w postaci klap, uruchamiane ręcznie lub mechanizmami zasuwy, względnie wrota. Wykonywane są one jako konstrukcje żelazne lub żeliwne. Kłapy samoczynne oraz często i zasuwy są zaopatry-



Rys. 202. Projektowany wylot kanalizacji portu w Gdyni.



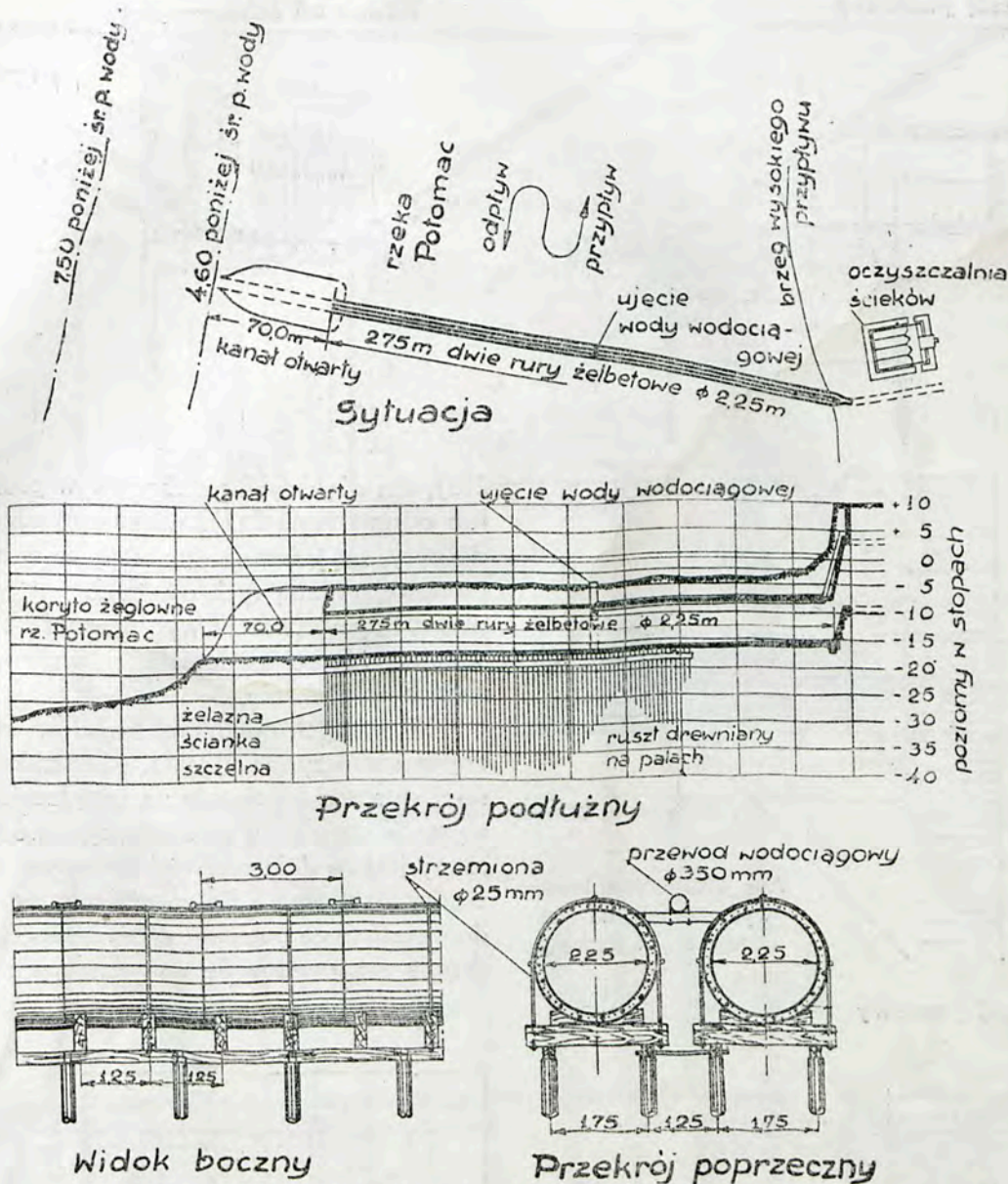
Rys. 203. Wylot kanału w Charlottenburgu.

wane w przeciwwagi dla łatwiejszego uruchomienia (rys. 207, 208). Nadciśnienie lub siła wyciągowa musi pokonać wówczas tylko tarcie w łożyskach. Zasuwy wyciągane są przy pomocy łańcuchów Galla lub drabinek żelaznych (rys. 209). Wał z kołami zębatymi może być przy pomocy odpowiednio ustawionych przekładni uruchamiany ręcznie (rys. 210) lub silnikiem elektrycznym (rys. 211).

V. 6-n. Płuczki.

Dla utrzymania w czystości kanałów w wypadkach niewielkich spadków i niemożności uzyskania prędkości powodującej samooczyszczanie się kanałów, należy zakładać na sieci specjalne urządzenia płuczące.

Urządzenia takie polegają na wybudowaniu w górnych końcach kanałów zbiorników lub galerii, z których gromadząca się woda jest wprowadzana do przewodów w pewnych odstępach



Rys. 204. Wylot kanału w Waszyngtonie.

czasu ręcznie lub samoczynnie. Wytworzona w ten sposób gwałtowniejsza fala przepływu splukuje osadzające się na dnie kanału zanieczyszczenia. Im gwałtowniej zostaje wprowadzona fala i im większe jest wywołane przez nią ciśnienie, tym lepszy osiąga się skutek. W niektórych sieciach wykonane są urządzenia do płukania stałego.

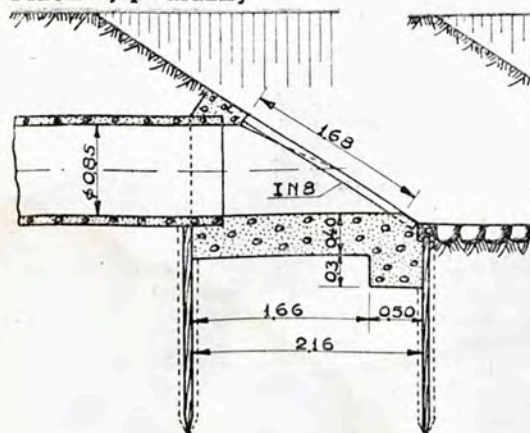
Jako wody do płukania używa się zależnie od miejscowych możliwości wody wodociągowej, z rzeczek, stawów, jezior, źródeł, grun'owej lub morskiej, jak również i wody kanałowej. Tę ostatnią stosuje się do płukania w ten sposób, że używa się ścieków z wyżej położonych kanałów do płukania kanałów położonych niżej.

Stosownie do obserwacji skuteczniej działa płuczaco większa liczba płuczek mniejszych rozmiarów, rozmieszczona równomiernie na sieci, niż nieliczne duże zbiorniki na górnych końcach kanałów.

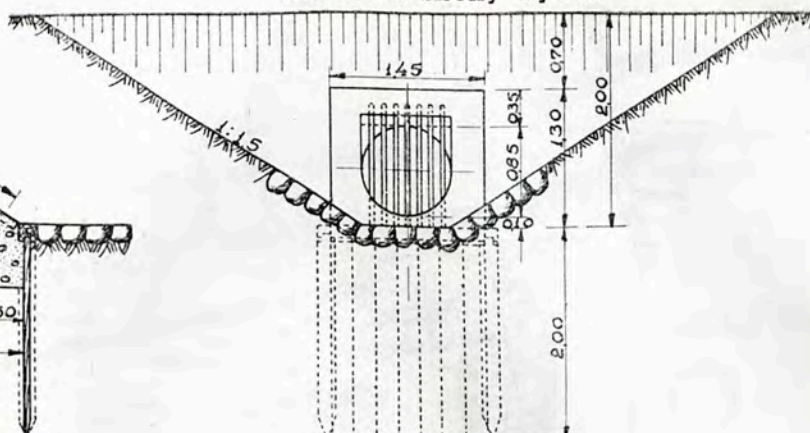
Najkosztowniejsze jest wykorzystanie do celów płukania wody wodociągowej. Wykorzystanie wody kanałowej wymaga często jej okresowego spiętrzania; w wypadku niewielkiego dopływu w górnych odcinkach, gdzie płukanie jest najbardziej potrzebne, gromadzi się ona po woli. Krótki okres płukania poprzedzany jest długim okresem spiętrzenia ścieków, z tego względu stosować należy wody kanałowe do płukania wówczas, gdy brak jakich innych możliwości.

Zgromadzone wody wypuszcza się falą przez otwarcie przez obsługę zamknięć, wykonanych dla mniejszych przekrojów w postaci kłap (rys. 212, 213, 214), śluz, szybrów (rys. 215,

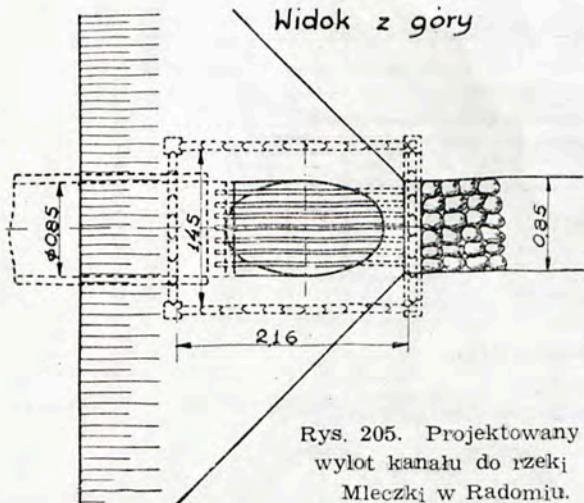
Przekrój podłużny



Widok od strony wylotu



Widok z góry

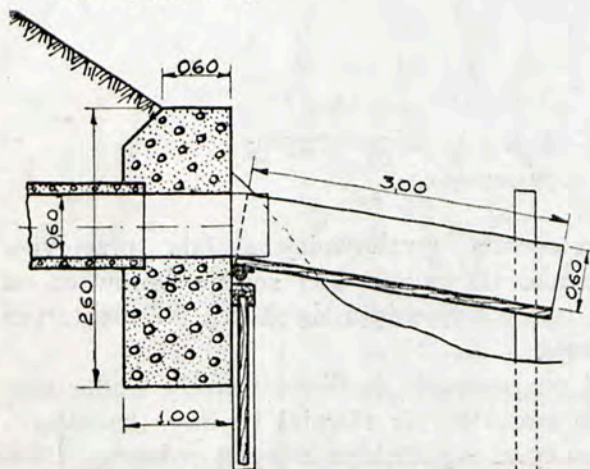


Rys. 205. Projektowany wylot kanału do rzeki Mleczki w Radomiu.

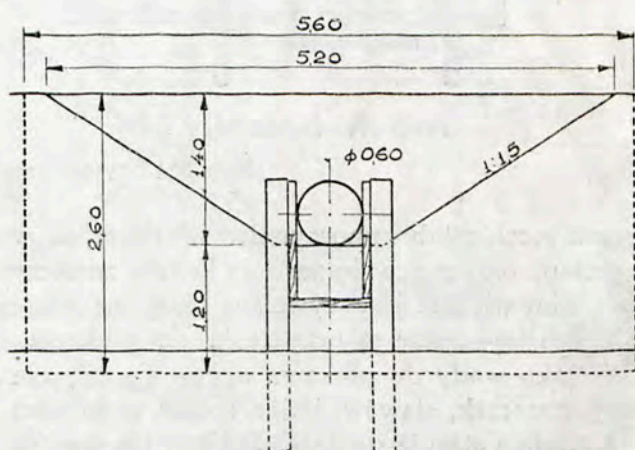
216), dla większych przekrojów w postaci zasuw lub odrzwi (rys. 217). Zasuw podnoszone są do góry, zaś odrzwia otwierają się w bok na osi pionowej. Wadą tych ostatnich jest to, że przy niepełnym otwarciu wypływ może być skierowany nie po osi kanału, co wpływa ujemnie na skutek płukania.

W górnych odcinkach kanałów stosuje się często samoczynne płuczki. Konstrukcje najczęściej stosowane polegają na urządzeniu syfonowym. W zbiorniku gromadzącym wodę umieszczony jest na dnie przewód syfonowy, przykryty z góry dzwonem. Po zapelnieniu się zbiornika do określonego poziomu syfon samoczynnie uruchamia się gwałtownie wypróżniając zbiornik.

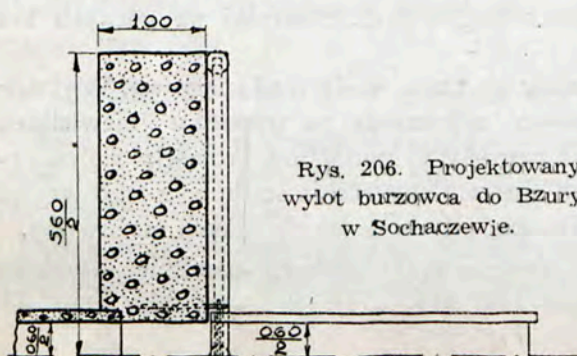
Przekrój pionowy



Widok

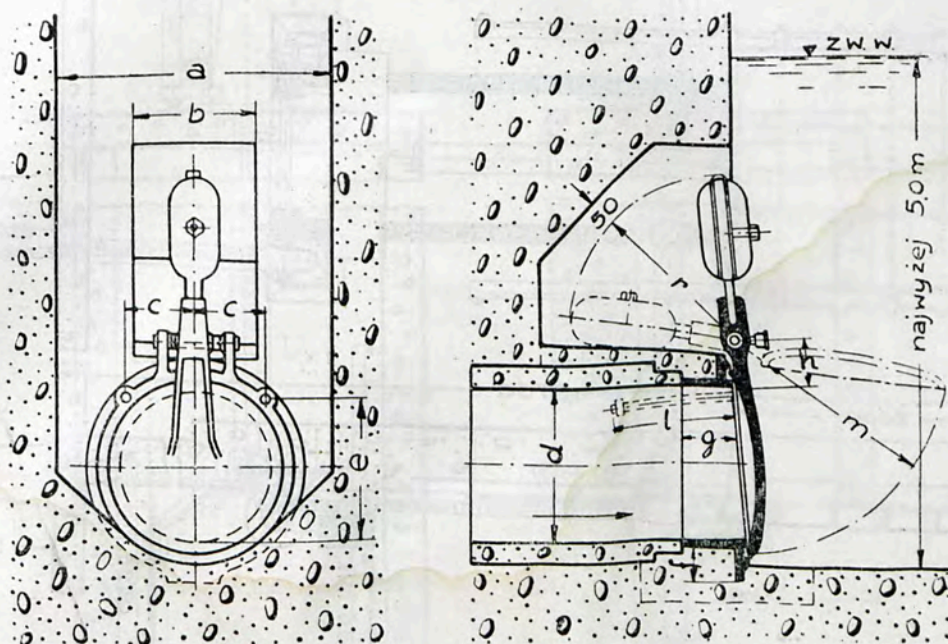


Przekrój poziomy

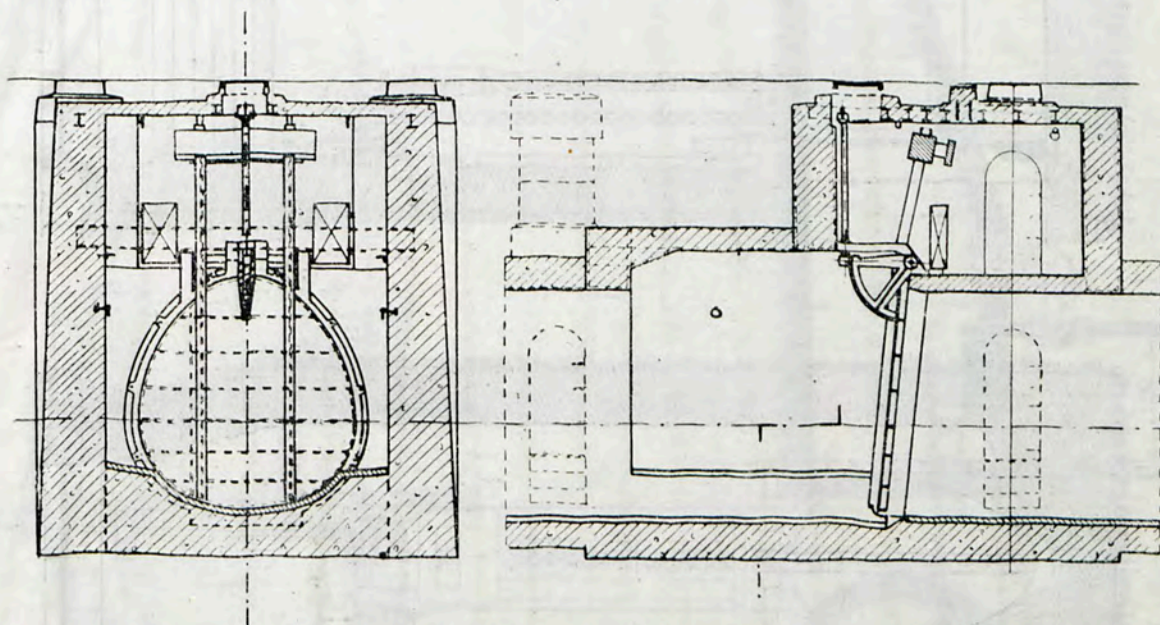


Rys. 206. Projektowany wylot burzowca do Bzury w Sochaczewie.

W konstrukcjach pokazanych na rysunkach 218, 219, ciśnienie wody powoduje sprężanie powietrza pod dzwonem i stopniowe wypychanie z syfonu kolumny wody. W chwili, gdy powietrze znajduje ujście przez prawe ramię syfonu, woda wpływa gwałtownie pod dzwon i syfon zasysa. Po opadnięciu wody w zbiorniku do poziomu poniżej otworu w dzwonie wchodzi doń powietrze, syfon przerywa swe działanie, przy czym w obu jego ramionach ustala się jednakowy poziom wody. Wierzch ramienia prawego musi być nieco wzniesiony ponad dno przewodu od-

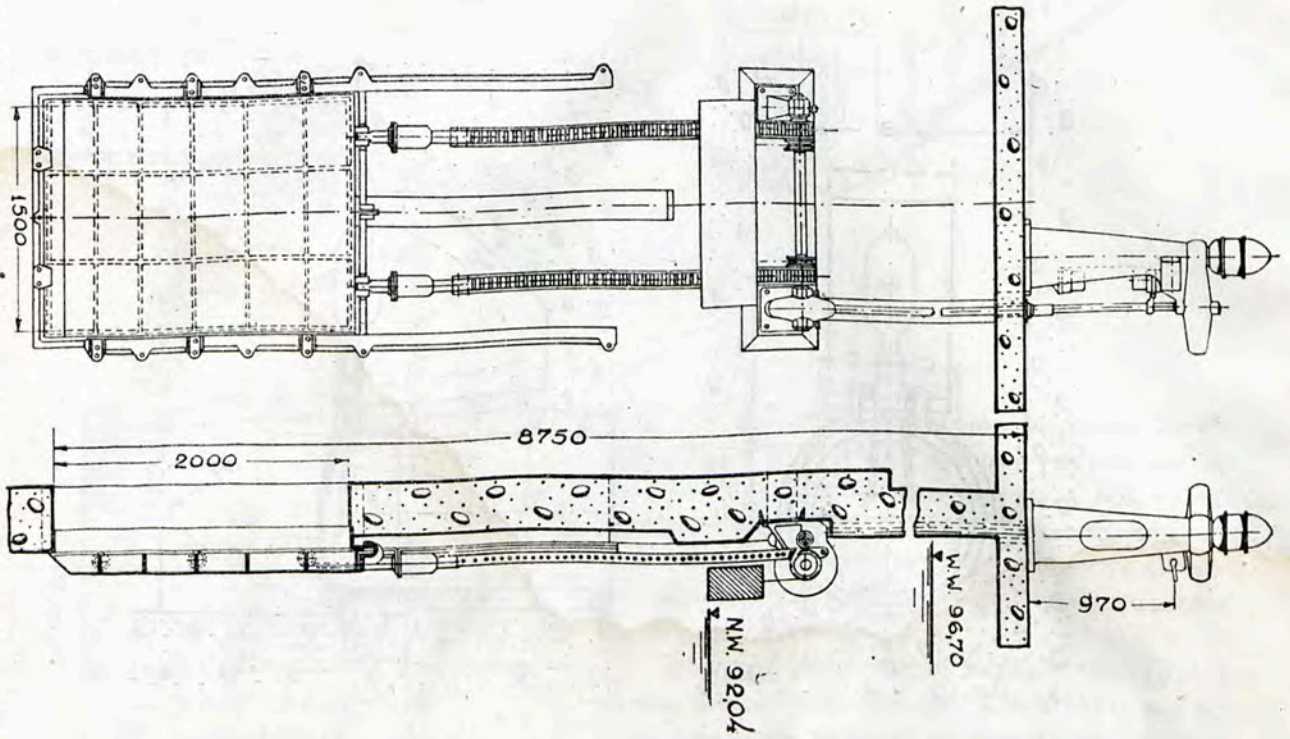


Rys. 207. Kłapa samoczynna z przeciwwagą.

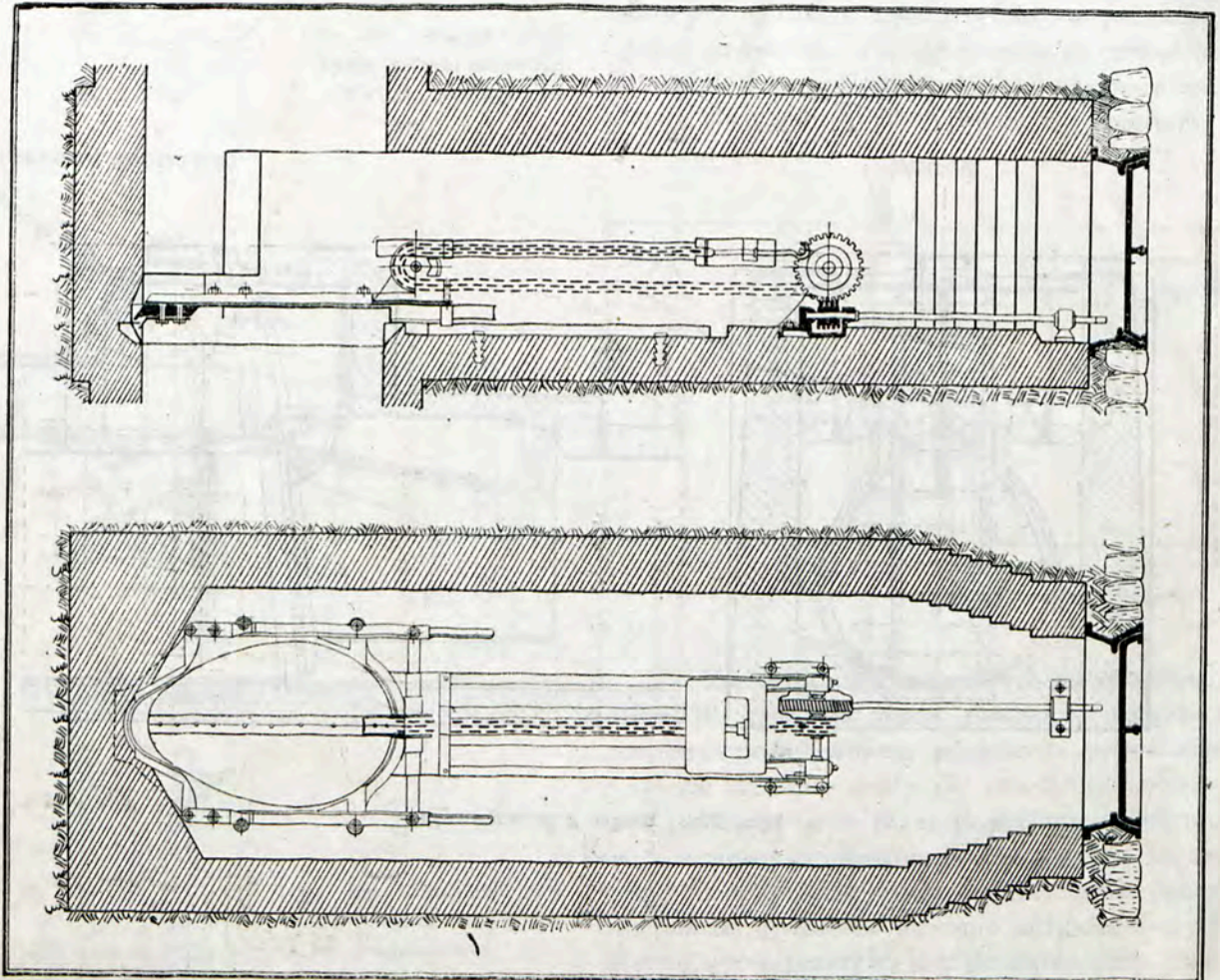


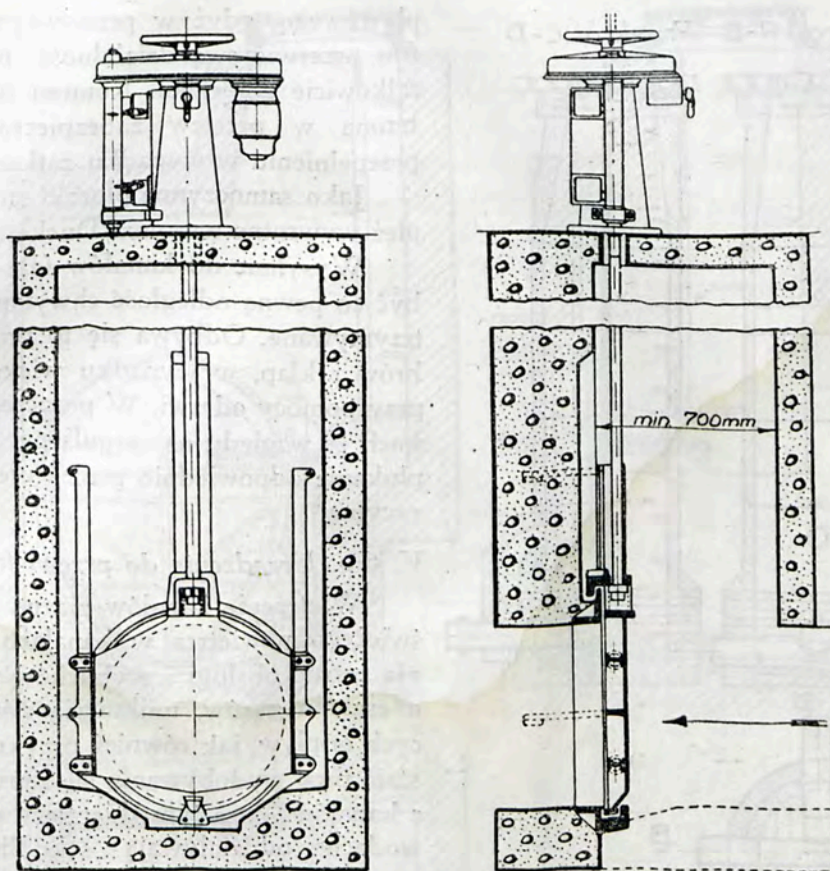
Rys. 208. Kłapa z przeciwwagą.

Rys. 209. Zasuwa kanałowa z uciągłem w postaci drabinki żelaznej.

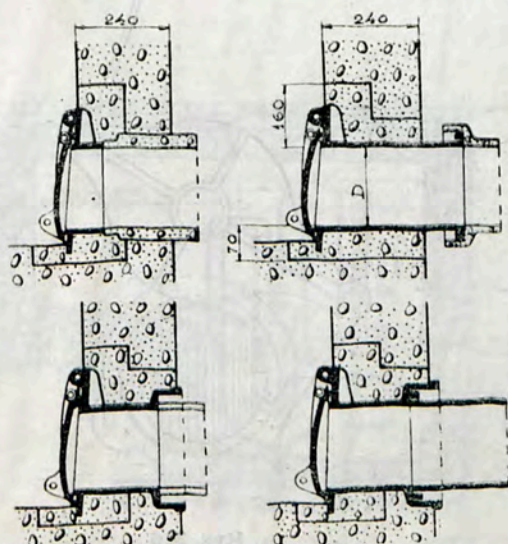


Rys. 210. Zasuwa uruchamiana ręcznie przy pomocy przekładni.

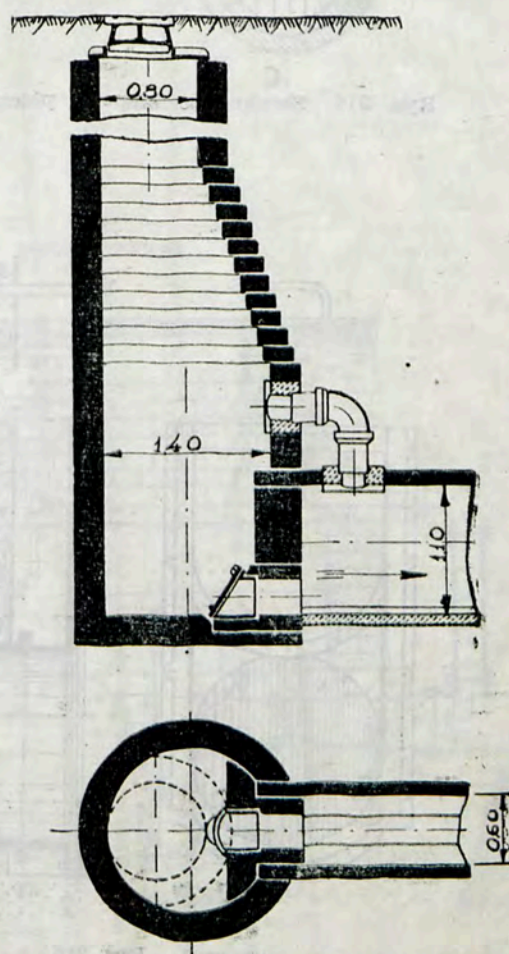




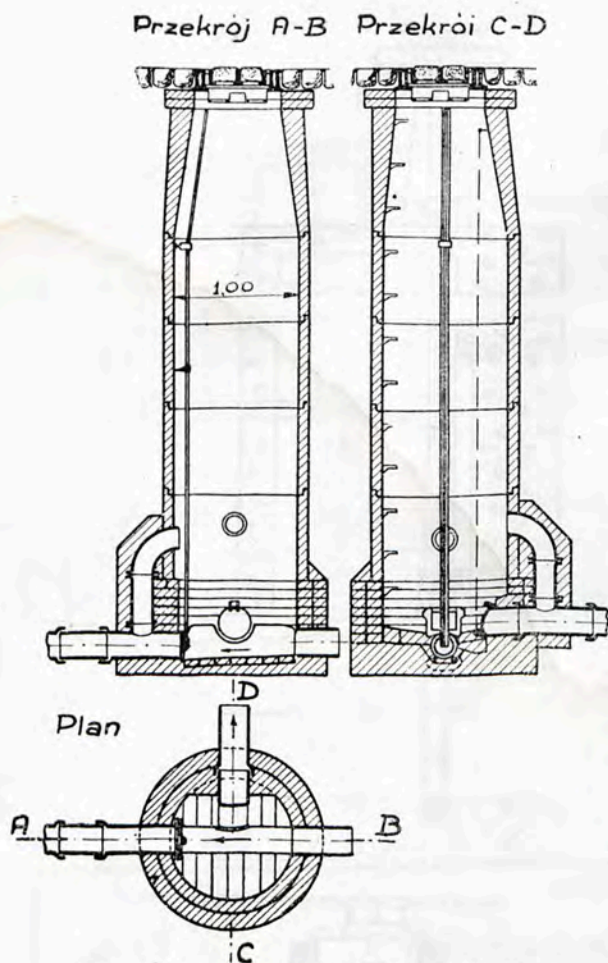
Rys. 211. Zasuwa kanałowa poruszana silnikiem elektrycznym.



Rys. 212. Klapy do zamknięcia płuczek.



Rys. 213. Zamknięcie klapowe płuczki.



Rys. 214. Zamknięcie klapowe płuczki.

plywowego, gdyż w przeciwnym wypadku syfon przerwie swą działalność, nie wypróżniając całkowicie zbiornika. Komora musi być zaopatrzona w przelew zabezpieczający przeciwko przepelnieniu w wypadku zatkania się syfonów.

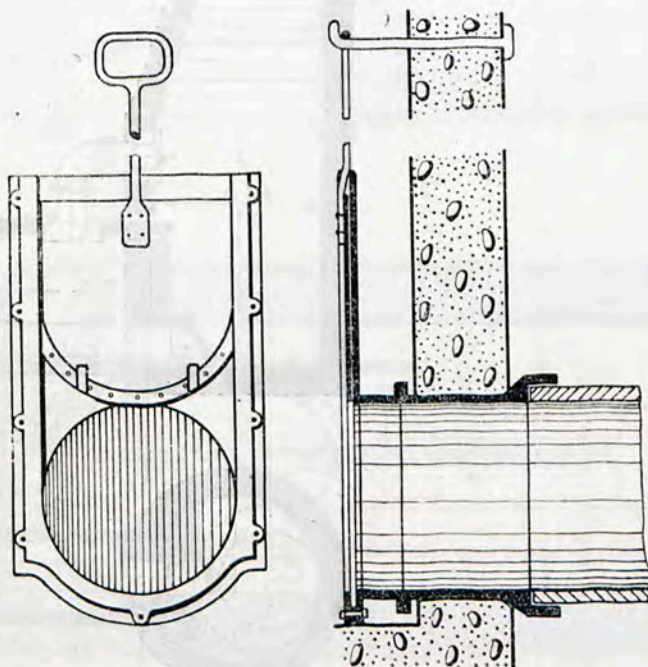
Jako samoczynne płuczki stosowane są również wywrotne naczynia Ducketta (rys. 220).

Wysyłane do kanałów fale płuczające muszą być co pewną odległość chwythane i czasowo zatrzymywane. Odbywa się to przy pomocy szybów i klap, w wypadku większych kanałów przy pomocy odrzwi. W poszczególnych wypadkach ze względu na regularne i równomierne płukanie odpowiednio projektuje się sieć kanalizacyjną.

V. 6-o. Urządzenia do przewietrzania.

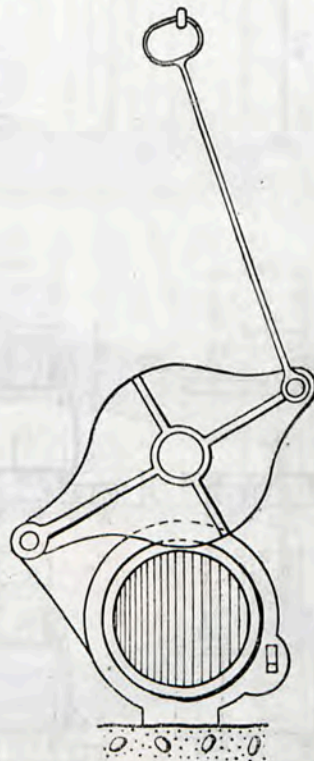
Wietrzenie kanałów ma na celu utrzymanie świeżego powietrza w kanałach dla zapobieżenia zatruc obsługi i wybuchów niebezpiecznych mieszanin gazów, uniknięcia ciśnień utrudniających odpływ, jak również przykrości, jakie powstają przy wydobywaniu się zepsutego powietrza z kanałów. Poza tym zbierające się gazy w przewodach oddziałują szkodliwie na niektóre z materiałów stosowanych do budowy kanałów.

Wydzielające się ze ścieków miejskich gazy składają się przeważnie z metanu oraz w znacznym mniejszym stosunku siarkowodoru i dwutlenku węgla. Pierwsze dwa z wymienionych, zmie-

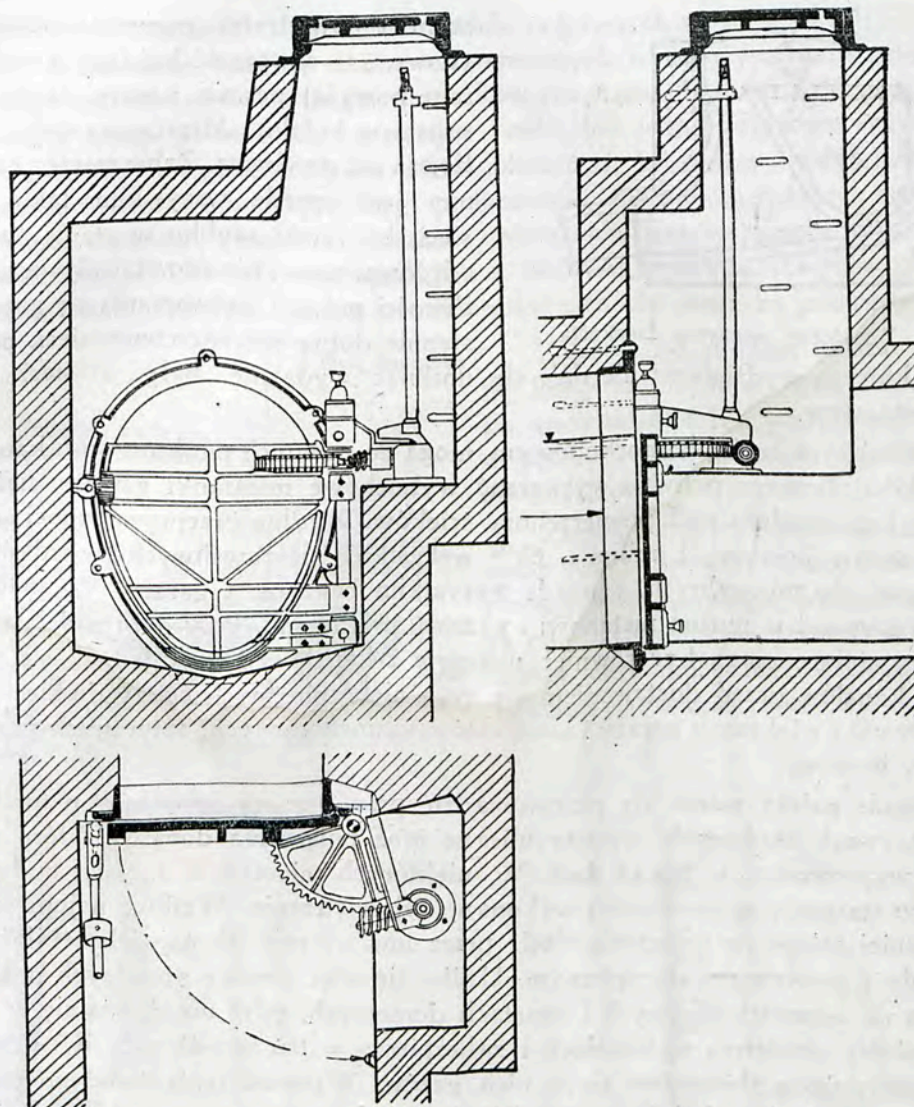


Rys. 215.

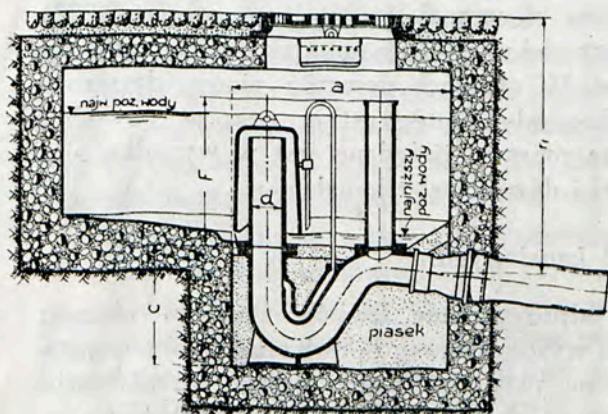
Szybry do zamykania płuczek.



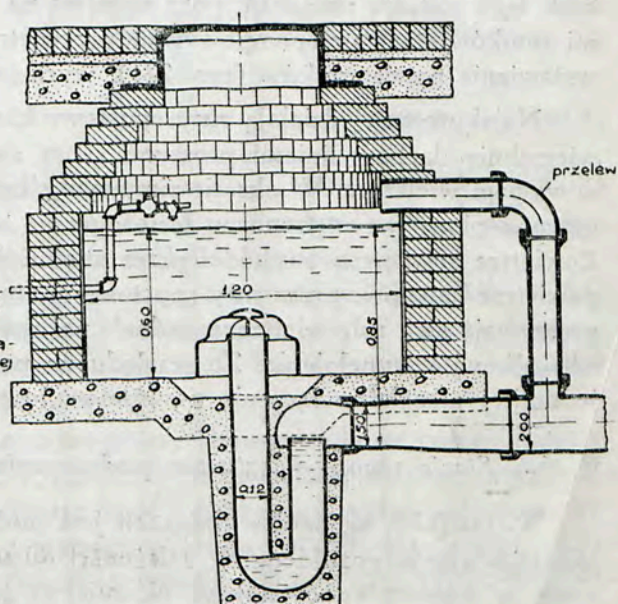
Rys. 216.



Rys. 217. Zamknięcie przewodów w postaci odrzwi.

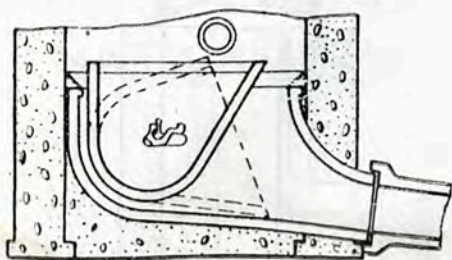


Rys. 218.



Rys. 219.

Płuczki samoczynne.



Rys. 220. Wywrotne naczynie Ducketta.

którego gazy, których wydzielania nie daje się w otaczającą atmosferę.

Przy wzrastającym ruchu samochodowym mogą do pewnych punktów sieci kanałów dopływać większe ilości płynnego paliwa i wytwarzać wybuchowe mieszanki gazów cięższych, gromadzących się bezpośrednio nad powierzchnią ścieków. Według przeprowadzonej ankiety w 57 miastach o ludności powyżej 1 miliona, 61% wszystkich nieszczęśliwych wypadków były spowodowane parami olei mineralnych, a przede wszystkim benzyny z garaży. W znacznie mniejszym stopniu przypisać je można metanowi i gazowi świetlnemu. Przy dobrze działającym przewietrzaniu gazy cięższe mogą być również usunięte z kanałów. Dążyć jednak się powinno do zabezpieczenia kanałów przed dostawaniem się tych niebezpiecznych cieczy do sieci przez ustawianie na odpływie z większych garaży i warsztatów samochodowych, sztucznych pralni bielizny itp. oddzielaczy benzyny.

Przewietrzanie należy starać się przeprowadzić przy pomocy sposobów naturalnych przez otwory w pokrywach studzienek, wpusty uliczne oraz połączenia domowe, które w tym celu nieprzerwanie wyprowadza się ponad dach. W niektórych miastach z dawniej budowaną siecią kanałów bardzo starannie opracowano i wykonano jej wietrzenie. Według najnowszych poglądów najskuteczniej osiąga się wietrzenie sieci przez umieszczenie jak największej ilości otworów, łączących kanały z powietrzem zewnętrznym. Unika się więc obecnie szczelnych pokryw i zamknięć wodnych na wpustach ulicznych i spustach domowych, gdyż umożliwia się w ten sposób wymianę i krążenie powietrza w kanałach i zabezpiecza w ten sposób przeciw wszelkim przykrościom, wywoływanym zbieraniem się w nich gazów. Wprowadzenie świeżego powietrza do kanałów sprzyja utlenianiu osiadających na ściankach zanieczyszczeń organicznych, jak również zawartych w ściekach, zmniejszając ilość wydzielających się gazów. Tylko na odcinkach, gdzie brak tego rodzaju urządzeń, poza miastem na terenie niezabudowanym, przed syfonami, komorami smoków stacji przepompowywań, przewietrzanie osiągać musi sposobem sztucznym przez wstawienie nawietrzników (rys. 221), wyciągających powietrze zepsute.

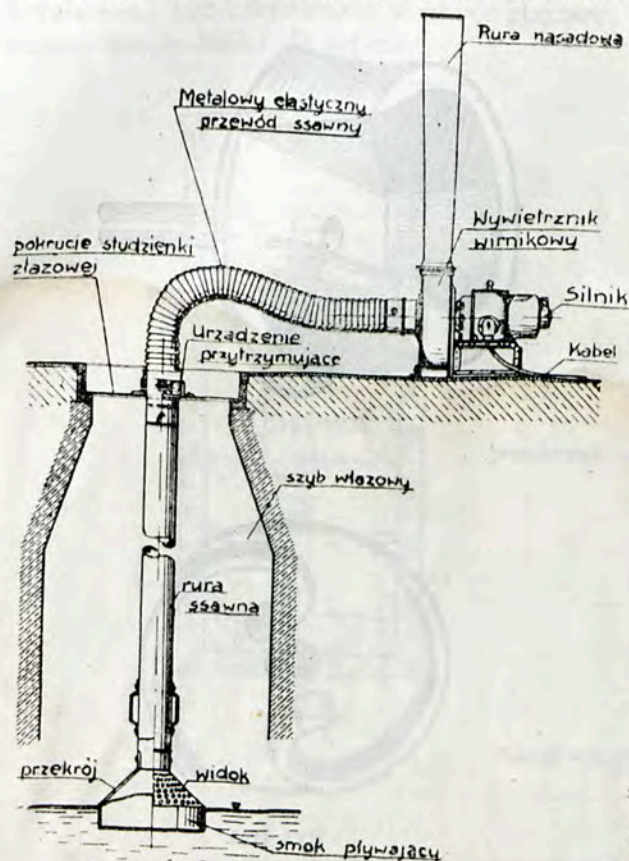
Najskuteczniej działają rury spustowe kanalizacji domowej, wyprowadzane 1 m ponad powierzchnię dachów liniami prostymi i bez zwężeń (najmniejsza średnica 70 mm) i zaopatrzone w wyciągi wietrzące. W okresie zimowym silniejsze działanie na wymianę powietrza wywierają ogrzane piony wewnętrzne, w lecie ogrzane od strony słonecznej spusty deszczowe (rys. 222). Powietrze zewnętrzne wchodzi przez studzienki złazowe i wypycha na skutek istniejącego ciągu powietrze kanałowe przez rury spustowe w atmosferę. W okresach deszczów piony deszczowe przerywają swą rolę wietrzącą, jednak na ogół rzadko, gdyż nie wszystkie deszcze powodują ich całkowite wypełnienie. Ze względu na powyższe przerwy pożądane jest w wypadku sieci jednolitej niezależne łączenie pionów wody zużytej i deszczowej z kanałami.

V. 6-p. Stacje pomp — sztuczne podnoszenie wód kanałowych.

W rzadkich na ogół wypadkach jest możliwe odprowadzenie ścieków z całego obszaru miasta własnym spadkiem. W zależności od układu wysokościowego powierzchni oraz stanów wody w odbiorniku częstokroć okazuje się konieczne, przy możliwości odprowadzenia ścieków nieoczyszczonych własnym spadkiem, podnoszenie ich na oczyszczalnię ze względu na powodowaną przez tę ostatnią stratę spadku. W niektórych układach sieci zachodzi potrzeba wydzielania dzielnic miasta nisko położonych i podnoszenia ścieków ze zbieraczy, gromadzących je

szane z powietrzem, posiadają własności wybuchowe, zaś zawartość każdego z nich w powietrzu powyżej pewnej normy działa trująco na organizm ludzki. Mieszanina tych gazów jest lżejsza od powietrza. Zabezpieczeniem przeciwko nim jest przede wszystkim takie wykonanie sieci, by ścieki szybko w stanie świeżym były odprowadzane i nie powstawały osady oraz możliwości gnicia i wytwarzania się gazów, oraz następnie dobre przewietrzenie sieci, przy pomocy uniknąć, wydalone były z sieci przewodów

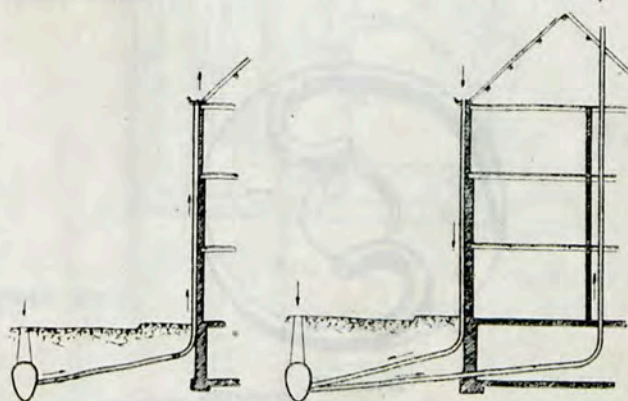
z tych dzielnic, do zbieracza lub zbieraczy dzielnic położonych wyżej (rys. 91, 92). Stacje pomp umożliwiające podnoszenie ścieków w obu wspomnianych wyżej wypadkach czynne być muszą stale, przy czym zależnie od miejscowych warunków rozwiązanie całości układu przewidywać będzie jedną stację pomp, podnoszącą wszystkie ścieki, lub jedną względnie szereg stacji pomp, podnoszących ścieki tylko z części zlewni. Może okazać się korzystnym umieszczenie w jednym lub kilku punktach miasta mniejszych stacji podnoszenia ścieków oraz głównej stacji przepompowania na wylocie głównego zbieracza. Ostatnie rozwiązanie jest wskazane, gdy istnieje możliwość odprowadzania ścieków własnym spadkiem z większej części miasta przez przeważną część roku, a tylko w czasie wyższych stanów w odbiorniku zachodzi potrzeba sztucznego podnoszenia.



Rys. 221. Sztuczne wietrzenie kanałów.

Zależnie od rodzaju układu sieci rozdzielnej lub jednolitej mogą wchodzić w rachubę tylko wody brudne, lub wody brudne i deszczowe; w pewnych szczególnych wypadkach tylko wody deszczowe.

Zgodnie z wyżej powiedzianym ruch stacji pomp jest stały w tym rozumieniu, że pompy pracują w ciągu całego okresu rocznego, ale mogą mieć krótkotrwałe przerwy w ruchu na przemian z okresami pracy, oraz czasowy, gdy uruchamiane są na czas krótki w związku z wysoki-



Rys. 222. Wietrzenie sieci kanałów.

mi stanami wody w odbiorniku lub z powodu gwałtownego opadu. Czas postoju w tym ostatnim wypadku znacznie przewyższa czas ruchu.

Wysokości podnoszenia wód ściekowych są na ogół niewielkie, wynoszące zwykle kilka metrów. W rzadkich tylko wypadkach, gdy ścieki przetłacza się przewodami na duże odległości dla ich oczyszczenia, wysokość tłoczenia dochodzić może do kilkudziesięciu metrów.

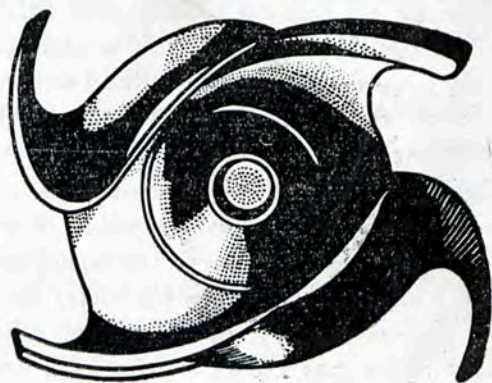
Ilości wód do przetłoczenia i ich zmienność zależą od tego, czy podnosi się tylko zużyte wody domowe, których ilości są stosunkowo niewielkie i mało zmienne, czy też i wody deszczowe. W tym ostatnim wypadku pompy dostosowane być muszą do bardzo zmiennego wydatku oraz zdolne przelknąć nieraz duże ilości napływającym wód.

Jako mechanizmy podnoszące stosowane są obecnie powszechnie wirnikowe pompy kanałowe o odpowiedniej budowie łopatek (rys. 223, 224, 225, 226), pozwalającej na pracę przy bardzo brudnej wodzie kanałowej. Przez pompy przechodzą zanieczyszczenia o wymiarach nieco tylko mniejszych od wymiarów pomp. Przez pompę o wymiarze 75 mm przechodzą części stałe o rozmiarze 50 mm, przez pompę 150 mm — 125 mm, przez pompę 300 mm części stałe 200 mm.

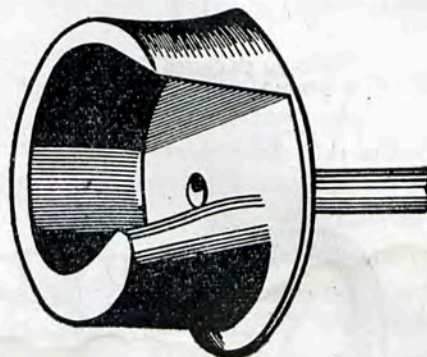
W stosunku do pomp podnoszących ścieki stawiane są następujące wymagania. Powinny być one łatwo dostępne i rozbierane, by można było szybko usunąć ich zanieczyszczenie, któremu jednak nie powinny łatwo podlegać. Powinny zajmować mało miejsca, być szybko urucha-

miane, mieć możliwie wysoką sprawność oraz nie powinny zmieniać stanu ścieków. Tym warunkom odpowiadają w sposób zadowalający wymienione wyżej pompy wirnikowe. Stosowane dawniej powszechnie pompy tłokowe wychodzą obecnie z użycia.

Napędza się pompy wirnikowe przy pomocy silników elektrycznych, przy czym przeważnie dąży się do samoczynnego włączania i wyłączania się pomp w zależności od stanu wody na dopływie. Służą do tego celu urządzenia pływakowe, przerywające lub zamykające, stosownie do poziomu wody w komorze smoków, obwód prądu elektrycznego, w który włączone są silniki. Okres przerw w ruchu ogranicza się zwykle do 10—15 minut.



Rys. 223.



Rys. 224.

Wirniki pompy kanałowej.



Rys. 225.



Rys. 226.

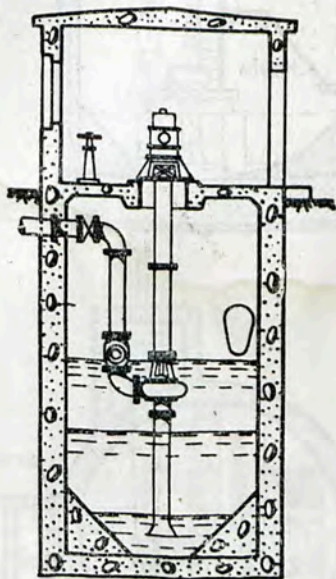
Wirniki pompy kanałowej.

Stosownie do doświadczenia z pracy stacji przepompowywania ścieków wszelkie oczyszczanie ścieków przed pompami powinno być ograniczone do umieszczenia przed małymi jednostkami krat o prześwicie 3 do 5 cm. Dawniej stosowane osadniki, piaskowniki, powodują cały szereg kłopotów i przykrości, jak konieczność stałego wydobywania osadów z powodu ich gnicia, psucie się powietrza na stacji i w jej otoczeniu. Dążyć się powinno do możliwie szybkiego przeprowadzenia ścieków przez pompy bez zatrzymywania ich w zbyt dużych zbiornikach. Zbiorniki, w których umieszcza się smoki pomp, powinny być ograniczone do takich rozmiarów, które są niezbędne dla przerywanego samoczynnego ruchu oraz technicznie prawidłowego rozmieszczenia całości urządzeń. Najmniejsza pojemność powinna odpowiadać objętości dopływu, który może się zgromadzić w czasie potrzebnym do uruchomienia zapasowej jednostki, w wypadku zepsucia się pompy normalnie pracującej. Czas taki wynosi 3 — 4 minut.

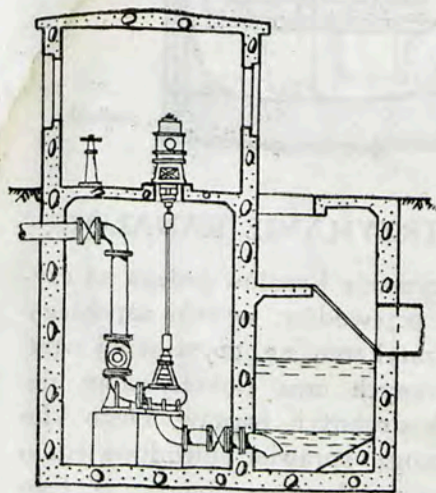
Układ całości urządzeń zależy, w wysokim stopniu od miejscowych warunków, trudności fundowania, zastosowania pomp o osi poziomej lub pionowej. Te ostatnie pozwalają na barziej oszczędne rozwiązanie układu (rys. 227—231).

Urządzenie przepompowujące ścieki składać się będzie z obudowy i urządzeń mechanicznych. Zbiornik, do którego dopływają ścieki, w którym umieszcza się kratę, smoki pomp oraz urządzenia sterujące silnikami, może znajdować się z boku w stosunku do budynku pomp lub też pod nim. Pierwszy układ jest bardziej pożądanym ze względu na to, że łatwiej odciąć się

szczelnie od pomieszczenia, gdzie musi przebywać obsługa, nie narażając się na wycieki ze ścieków. Drugi pozwala przy zastosowaniu pomp o osi pionowej na oszczędniejsze wykonanie całej obudowy, co szczególnie ma znaczenie w wypadku trudności fundowania. W wypadku tylko dopływów deszczowych, kiedy nie zachodzi obawa gnijących osadów w zbiorniku, pożądane są jego większe rozmiary. Służyć on może w sposób wyrównujący na spływ, co pozwala na zmniejszenie wielkości pomp. Dostosowuje się je do największego spływu, odpowiednio zmniejszonego przez działanie zbiornika. Zawsze powinno się przewidzieć należyte przewietrzanie zbiornika. Dno zbiornika powinno mieć silne nachylenie, by osady mogące się zebrać na nim w czasie krótkiego okresu postoju pomp nie mogły się zatrzymywać i były splukiwane do smoków. Pokrycie musi być zaopatrzone w otwór żłazowy. Wewnątrz zbiornika muszą być umieszczone kłamy lub drabinka do zejścia.



Rys. 227.

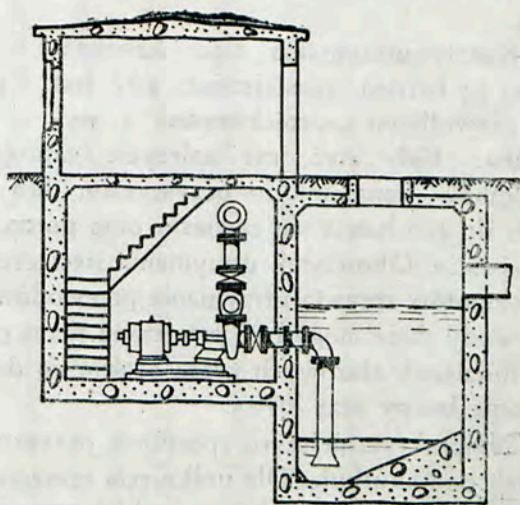


Rys. 228.

Kanałowe stacje pomp.

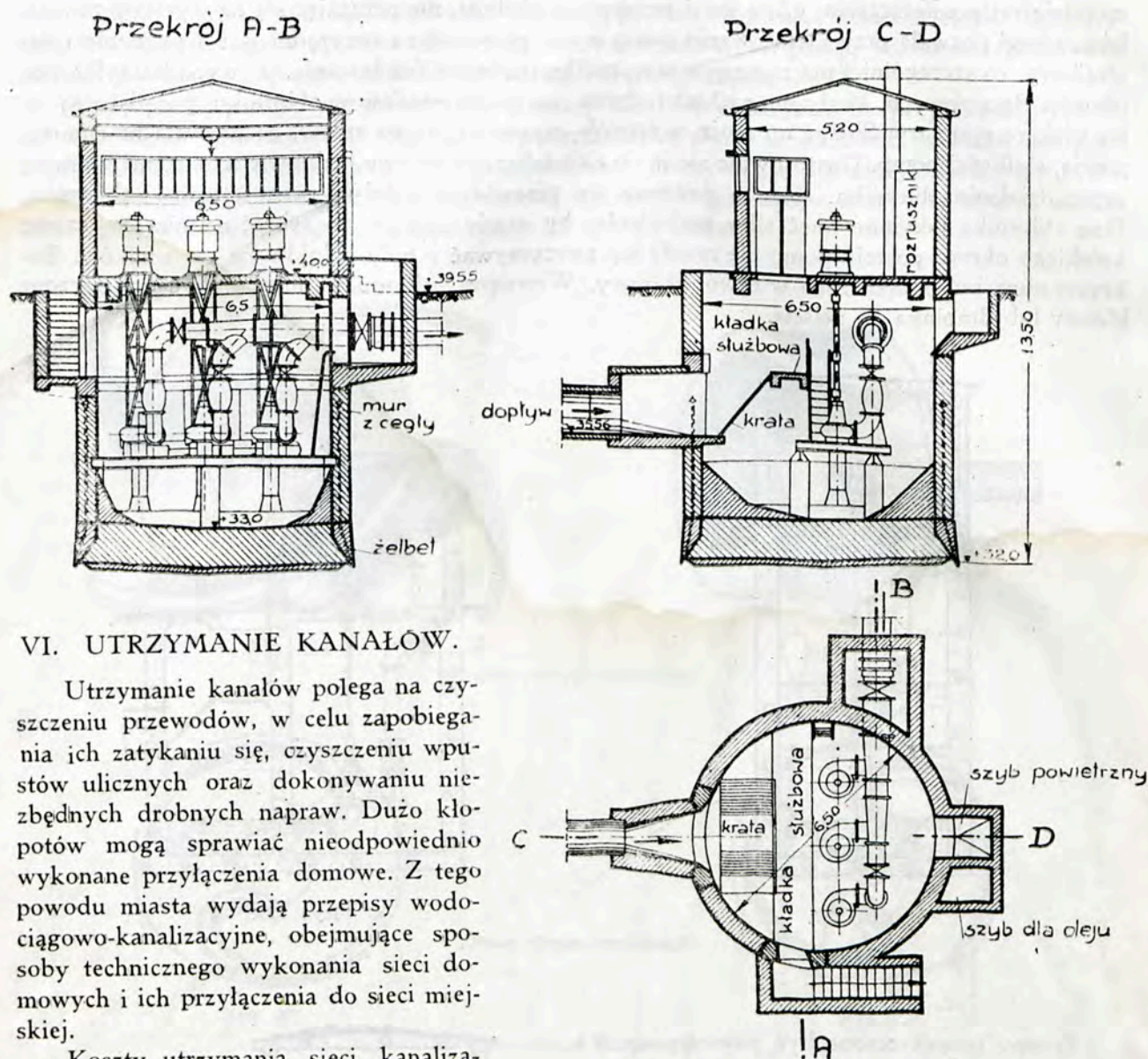
Pompy rozmieszczone być powinny w ten sposób, by nie była utrudniona ich obsługa. Przejście między mniejszymi jednostkami wynosić powinno 0,75 — 1,0 m, większymi 1,2 do 2,0 m. Pompy o osi pionowej, coraz częściej stosowane, umieszcza się pod silnikiem albo wprost w zbiorniku dla smoków, lub też w pomieszczeniu oddzielnym, gdy ten ostatni znajduje się z boku budynku pomp. Na przewodzie ssącym i tłocznym muszą być danezasuwy; na przewodzie tłocznym bezpośrednio za pompą kłapa zwrotna. W wypadku cięższych części maszyn należy przewidzieć belkę lub dźwig montażowy.

W wypadku małych stacji ogranicza się ich obudowę do pomieszczenia na pompy, silniki względnie urządzenia elektryczne. Przy dużych stacjach budynek pomp połączony bywa z pomieszczeniem dla obsługi, warsztatem, składem, umywalką i ubikacją; dla tablicy rozdzielczej i transformatora wydzielić również należy odpowiednią część budynku.



Rys. 229. Kanałowa stacja pomp.

Pożądane jest umieszczenie na przewodach tłocznych urządzeń do pomiaru wydatku.



Rys. 231. Stacja pomp kanałowych Gelsenkirchen Hessel.

VI. UTRZYMANIE KANAŁÓW.

Utrzymanie kanałów polega na czyszczeniu przewodów, w celu zapobiegania ich zatykaniu się, czyszczeniu wpu-
stów ulicznych oraz dokonywaniu niezbędnych drobnych napraw. Dużo kłopotów mogą sprawiać nieodpowiednio wykonane przyłączenia domowe. Z tego powodu miasta wydają przepisy wodociągowo-kanalizacyjne, obejmujące sposoby technicznego wykonania sieci domowych i ich przyłączenia do sieci miejskiej.

Koszty utrzymania sieci kanalizacyjnej są bardzo zmniejszone, gdy jest ona prawidłowo zaprojektowana i wykonana. Gdy sieć jest należycie zaprojektowana i starannie wybudowana, ścieki płyną z domów kanałami do oczyszczalni lub wylotu w sposób ciągły, mało dający sposobności do osadzania się zawieszin oraz gnicia i fermentacji. Ścieki odpowiednio ujęte powinny być świeże. Obowiązek utrzymania sieci przewodów ulicznych spada na inspekcję sieci. Najwięcej kłopotów sprawia utrzymanie przewodów o przekrojach niewielkich 200 — 250 mm średnicy. Przewody duże mogą być przejrane przez przejście wewnątrz nich ze światłem, przewody małe ze studzienek żłazowych przez zejście na dół i prześwietlenie lub też z powierzchni przez zastosowanie lampy oraz lustra.

Najpraktyczniejszym sposobem czyszczenia kanałów jest ich przepłukiwanie, nie zawsze jednak ono skutkuje. Dla uniknięcia szeregu przykrości przepisy nie pozwalają na bezpośrednie wprowadzanie do kanałów miejskich pewnego rodzaju ścieków. Muszą one być przed wprowadzeniem do kanału ulicznego pozbawione szkodliwych domieszek. Więc wszelkie kwasy, ługi, benzyna, smary i tłuszcze powinny być przedtem zneutralizowane lub wydzielone ze ścieków i usunięte.

Działanie piuczek opisanych wyżej może być wspomóżone przez wprowadzenie do przewodów silnych strumieni wody z węzów przyłączanych do hydrantów ulicznych. Kanały silnie zanieczyszczone oczyszcza się przy pomocy całego szeregu przyrządów, które wprowadza się