

o i p r z e w o d ó w o d w o d n i a j ą c y c h /rys.117/.
Zbieracze dla ich wyróżnienia kreśli się liniami grubszymi. Na planie zaznacza się kółkami miejsca studzienek złączowych oraz wszystkie obiekty uzbrajające sieć. Węzły otrzymują numerację zaznaczoną, jak wyżej powiedziano, na przekrojach podłużnych. Podane być muszą długości przewodów od węzła do węzła, spadek dna kanału, rozmiar przekroju oraz na wszystkich węzłach wpisane prostopadle do osi przewodów rzędne niwelety dna, jak również na końcówkach oraz w miejscach zmiany spadku.

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 spełnianie postawionego zadania kanałom i jednocześnie umożliwiające dozór nad ich pracą i stanem, zwa się krótko uzbrojeniem sieci. Do uzbrojenia tego mogą należeć:

studzienki złączowe /rowizyjne/

wpusty uliczne.

Stanowią one niedrozwane i najliczniej spotykane obiekty budowlane, uzbrajające sieć:

światliki,

spieczniki,

zsypy śniegowe,

studzienki spadowe,

przelowy burzowe, w niektórych wypadkach zastępowane przez tak zwane rozdzielacze /separatory/.

kanały ulgi,
zbiorniki wyrównawcze,
chwytacze rumowiska,
połączenia kanałów,
przepusty, syfony /odwrócone/,
wyloty i zamknięcia przeciwpowodziowe,
urządzenia do płukania sieci,
" do przewietrzania,
stacje przepompowywania ścieków.

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

Studzienki złączowe.

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

Ustawiane są w punktach węzłowych oraz zmiany kierunku w płaszczyźnie pionowej lub poziomej. Kanały nieprzełazowe 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 przełazowych odległości się powiększa. Najodpowiedniejsze odległości są następujące:

średnia przewodu	kanały wód brudnych	kanały deszczowe i sieci jednolitej.
0,2 - 0,25 m	50 - 60 m	60 - 75 m
0,3 - 0,35 "	55 - 70 "	65 - 80 "
0,4 - 0,45 "	60 - 70 "	70 - 80 "
0,5 - 0,60 "	65 - 80 "	75 - 90 "
0,6 - 1,50 "	70 - 90 "	80 - 100 "
przełazowe 1,50 m	100 - 150 "	150 m

Częstokroć wyżej podane odstępki zmniejsza się. Może się to zdarzyć na odcinkach krzywolinijskich, które rozbite być muszą na odcinki proste tak, by oś kanału nie podchodziła pod chodnik /rys. 118/ oraz na połączeniach kanałów, gdy spotykają się one pod kątem rozwartym /pod włos/. Wówczas należy zmianę kierunku wykonać przy pomocy dwóch studzienek /rys. 119/.

Studzienki umieszcza się przeważnie w linii kanału w wypadku mniejszych przekroci w osi przewodów /rys. 120/, zaś w wypadku kanałów większych przełazowych z boku tak, że jedna ze ścian kanału jest wydłużoną do góry /rys. 121/. Rzadziej umieszcza się je pod chodnikami i łączy dojściem z kanałem /rys. 122/. 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

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. 123/.

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 włączowego o średnicy 0,60 m. Część górna łączona jest ze spodem wąską szyją i przejściem stożkowym z wymiaru szyi do wymiaru części dolnej. Najdogodniej dla zejścia jest wykonać niesymetryczne przejście stożkowe tak, by jedna ze ścian na całej wysokości była pionową. Przy mniejszych głębokościach i krótkiej szyi można pozostawić ją o wymiarze otworu włączowego, na większych głębokościach aby zejście nie było zbyt utrudnionym 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 budowano 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 wykonuje się prawie zawsze z betonu.

Studzienki z kamionki ustawiano były nad rurami kamionkowymi na dnie betonowym. Składają się z odcinków rur kamionkowych o długość-

ci 0,7 m i średnicy 0,60 - 0,80 m, połączonych 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 ułożonego w wykopie /rys.124/, lub mogą być całkowicie względnie od pewnego poziomu zestawiane z gotowych kręgów, łączonych na wpust i uszczelnianych zaprawą cementową /rys.125/.

Studzienki z cegły wykonywane są przeważnie o przekroju kołowym, rzadziej prostokątnym o grubości ścian w 1-ną cegłę /rys.126, 127/, przy czym do wykonania dna stosuje się również cegłę lub, jak obecnie, częściej beton.

Dno studzienki nie powinno być wykonywane płaskim, gdyż powodowałoby to nieciągłość w przepływie ścieków i niepotrzebne straty. Rozlewając się ścieki przy zmniejszonej prędkości osadzać będą na dnie cięższe zanieczyszczenia, z powodu których gnicia następuje psucie się powietrza w studziennce 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 posuszary mieścił się w żłobie. Pozostałą część dna daje się z silnym spadkiem ku żłobowi 1:3 - 1:10. Żłób wykonywuje 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.128/.

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 ϕ 15 - 20 mm /rys.120/ lub z żeliwa, jako znormalizowany odlew /rys.129/. Wymagają one stałej opieki, asfaltowania, gdyż pod wpływem powietrza kanałowego żelazo bardzo szybko rdzewieje. Z tych względów stosuje się również stopnie z kamionki /rys.130/. Poniżej linii zwierciadła wody mogą być również stosowane stopnie skrzynkowe /rys.131/. W wypadku studzienek odsuniętych od osi kanału i połączonych z nim korytarzem, mogą być w nim jego wzbudowane zwykłe schodki.

Stopnie w postaci klamer wystają ze ściany 14-15 cm, co powoduje pewno zwężenie szyi złączowej.


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. Wykonywane są one jako odlew żeliwny. Odpowiednio do rodzaju ruchu stosują się typy lekkie, średnie i ciężkie. Mogą być wykonywane całkowicie z żeliwa z wiołem żeliwnym prążkowanym względnie w kratę /rys.132/ lub z wiekiem wypełnianym twardym drzewem /rys.133/ lub asfaltem /rys.134/. To ostatnie są bardziej pożądane ze względu na bezpieczeństwo ruchu.

Wieko 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.135/ dla

chwywania zanieczyszczeń, mogących się przez otwory dostać do kanału. Wiadra takie są całkowiecie 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. Wieko powinno ściśle przylegać na wszystkich krawędziach obwodu do oparcia ażeby nie mogło powstawać nieprzyjemne klekotanie wieka w czasie przejazdu po nim wozów, 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 dają się dwie warstwy cegły, służące jako podkład pod pokrycie. Ostatnio wykonuje się wyrównanie w postaci ramy żelbetowej /rys.136/.

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, uszczelnianych przez różnice wysokości środka jezdni i jej krawędzi przy chodniku. Tymi rynnami płyną wody deszczowe do miejsc najniższych, w których umieszcza się wpusty. Najodpowiedniejszym miejscem 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 odwodnianej. Nie powinna ona być większa niż $500-700 \text{ m}^2$. Z tego warunku określa się odległość pary naprzeciwko siebie leżących wpustów na $30-100 \text{ m}$. 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.137/. Ze względów jednak na niedogodności przy przechodzeniu ulic, wynikające z nierównej wysokości krawężnika, szczególnie w porze wieczorowej i mroźnej, 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 obniżać nieco miejsce wlotu i na krótkiej długości za nim dawać spadek odwrotny, by płynące z dużą prędkością ścieki nie miały możliwości przeskoczenia otwora wlotowego. Wystarczy spadek odwrotny 3% na długości 1 m /rys.138/.

Zo względu na ruch powinna być liczba wlotów 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.139 a,b,c/. 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.

140/, rzadko ze względu na duży koszt żeliwo /rys.141/, obecnie stosuje się powszechnie beton /rys.142/ i kamionkę /rys.143/.

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

Rozróżnić można trzy zasadnicze typy. Najbardziej złożonym jest z zamknięciem przeciw zapachom oraz zbiornikiem do chwytania cięższych zanieczyszczeń /rys.144/. Ze względu na to, że przy należyście 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 przeszczałą i stosuje wloty bez zamknięć przeciw zapachom /rys.145,146/. W najnowszym rozwiązaniu ukształtowania wpustów idzie się ku temu, by wszystkie zanieczyszczenia uliczne, które zdolne są przejść przez kratkę na otwore wlotowym, były wprowadzone do kanałów i z nimi splawione. Unika się wówczas konieczności stałego oczyszczenia komory wpustu względnie wiadorka, zatrzymującego piasek, muł i cięższe śmiecie /rys.147,148/.

Głębokość budowy dawniejszego wykonanie wynosiła 1,3 - 2,2 m, najnowszych 0,5 - 0,8 m.

Otwór wlotowy ochroniony 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 krawężniku /rys.149/. Wloty w rynsztoku

muszą być ochronione mocną kratą, znormalizowaną, dla umożliwienia przejazdu przez nie ciężkich wozów. Światło otworów 3-4 cm. Na ulicach bardzo stromych są stosowane podwójne wloty kratowe /rys.150/. Są w użyciu również wstawiane w chodnik, z częścią zastępującą krawężnik oraz z otworami zarówno poziomymi i pionowymi /rys.151/.

Pod wlotem znajduje się komora. Przeważnie stosowane są wykonania fabryczne. W wykonaniu, które nie przewiduje chwytania zanieczyszczeń, zwęża 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 i t.d. służy naczynie z otworami, które w konstrukcjach głębszych umieszczane jest w dole płytkich podwieszanych pod wlotem.

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

Świetliki.

Świetliki na nowych sieciach kanalizacyjnych stosowane są naogół rzadko. Ustawia się je ze względów oszczędnościowych zamiast studzienek złączowych, 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 bezpośrednio przepływu ścieków lub też z sąsiedniej studzienki przez opuszczenie do kanału lampy i jego przeświotlenie. Wykonuje się świetliki przez wstawienie w kluczu kanału wpustu i nastawienie pionowej rury z ka-

mionki lub betonowej 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. Wskazany jest również obudowa kanału w miejscu ustawionej rury i jej spodu betonem /rys.152/.

Spoczniki.

Są to krótkie odcinki podwyższonego kanału do wysokości 1,8 - 2,0 m, które umieszczają się w trudnych do przejścia kanałach pomiędzy studzienkami, w odległości około 40-60 m, dla wygody obsługi kanałów, aby umożliwić jej wyprostowanie się /rys.153/.

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 nakładowany na wozy dowozi się na krótką odległość do pewnych punktów sieci kanalizacyjnej, gdzie zostaje zsypyany na ulicę, a następnie zgarnięty do szypu pionowego ustawionego nad kanałem, zwanego zypem śniegowym /rys. 154/. Część zsypanego do kanału śniegu zostaje roztopiona przez ścieki, mające temperaturę około $+10^{\circ}\text{C}$, część zaś zostaje spławiona w stanie mikroztopionym.

Zsypy śniegowe powinny być umieszczone na przewodach kanalizacyjnych o przekrojach większych, wysokości około 1,20 m, prowadzących stale większe ilości ścieków. Nie powinno być możliwym wysypanie

gwałtownie dużej masy śniegu, która mogłaby spowodować zatarasowanie przekroju przepływowego oraz zatkanie szybu zsykowego. Ponieważ w trakcie zsypywania śniegu zajmuje się część powierzchni ulicy, co może spowodować przeszkodę dla ruchu, miejsca do zsypu powinny być wybierane na ulicach szerokich, najlepiej na placach, zielenicach, względnie na ulicach o ruchu słabszym. Częstokroć na ulicach o silniejszym ruchu otwory zsykowe przesuwa się z jedni na chodnik.

Ze względu na to, że część śniegu spływa ze ściekami w stanie nieroztopionym ostatni zsyp 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 mniejszą niż 400 m.

W zasadzie każda studzienka złazowa może służyć do zsypu śniegu, jeśli tylko przez nią przepływa dostateczna ilość ścieków do jego roztopienia i spławienia. Ze względu jednak na to, że pożądaną jest możliwość obserwacji nad przebiegiem spławiania zwałów śniegu w kanale oraz umożliwienie jego rozgarniania i spychania w dół, buduje się specjalne szyby śniegowe połączone ze złazem /rys. 155-159/, zaopatrzonym u dołu w podest, ochroniony z góry od śniegu, z którego robotnik obserwować może względnie kierować równomierność zsypu oraz rozgarniać większe zwały śniegu, nie pozwalając do zapchania się kanału. Złaz z podestem umieszcza się na kanale poniżej otworu zsykowego. W niektórych miastach zaopatruje się złaz w przewód wodociagowy, 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 do-

stawiać się do kanału większe i cięższe zanieczyszczenia, sieć zaopatrzona w zaspy śniegowe wymaga po okresie zimy przejrzenia i odpowiednic do potrzeby oczyszczenia.

Studzienki spadowe.

Na ulicach stromych linia dna kanału nie może biec równolegle do powierzchni terenu, gdyż przy za silnych spadkach powstają zbyt duże prędkości, mogące powodować niszczenie przewodu. Łamie się wówczas spadek w dogodnych miejscach przy pomocy stopni, dając kanał między 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.159/ lub zestopniowanej pochylni /rys.160/.

W wypadku mniejszych przekroji przewód, idący w wyższym poziomie, przed wejściem do studzienki otrzymuje w dnie odgałęzienie w postaci pionowej rury spadowej, mającej wylot u dna kanału /rys.161/. Mniejsze przepływy połykane 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.162/, zagłębienie w którym niszczone jest energią wody oraz złaz /rys.163/. W niektórych wypadkach całość urządzeń obudowana jest komorą.

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

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 napełnienia przekroju wydatkiem $/1 + n/$ -krotnym ścieków brudnych.

Zasady, którymi należy się kierować przy rozmieszczaniu 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 nieodciąż-

żonego. Wobec tego, że poważnym czynnikiem jest długość burzowca, najodpowiedniejszymi miejscami na przelewy są punkty zbieracza, położone blisko odbiornika. Z uwagi na swoje zadanie odciażające zbieracz powinny przelewy być umieszczane w punktach, gdzie następuje gwałtowny wzrost przepływu, t.j. 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 koniecznym dla tak rozmieszczonych przelewów powiększenie przyjętego za normalne 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 zaś natomiast niepotrzebną stratę przez dławienie przepływu wody.

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 zatapianej przez wysokie wody w odbiorniku. Jeśli nie jest to możliwym należy zabezpieczyć się od wejścia wód z od-

biornika do kanału przy pomocy zamknięć. Przy niewielkich wahanach stanów wody w odbiorniku zamknięcie wykonywane jest w postaci ścianek zakładanych we wnękę na wylocie burzowca lub nad koroną przelewu, przy dużych wahanach stosowane są zasady uruchamiane ręcznie. Stosownie do przyczyn powodujących fale powodzone 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.164/, lub ukośnie do kierunku głównego przepływu /rys.165/ lub też równoległo /rys.166/. Ten ostatni układ spotykany jest najczęściej mimo tego, iż sprawność swobodnego przelewu boczego jest mniejsza niż przy układach poprzednich. W celu powiększenia sprawności przelewu bocznego daje się krawędzie przelewowe obustronnie, osiągając podwojenie wydatku /rys.167/ lub wykształca w postaci przelewu ławarowego /rys.168,169/. Te dwa ostatnie rozwiązania są możliwe, gdy istnieją większe wysokości do rozporządzenia.

Jednostronne przelewy boczne są konstrukcją nieekonomiczną, wymagają dużych długości krawędzi przelewowych i nigdy nie spełniają doskonale swego zadania. Na dużej długości przepływu według 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 bardzo rozrzedzony 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 Coleman'a, 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.

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.170/. Oznaczając przez Q_d - ilość wody dopływającej do przelewu, Q_0 - przepływ pozostający poniżej przelewu w kanale, h - wysokość wody nad koroną przelewu przy jego końcu, zaś l - długość przelewu, według doświadczalnego wzoru Engelsa wydatek przelewu $Q = Q_d - Q_0$ oblicza się z zależności:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \sqrt[3]{1^{2,5} h^5} \text{ m}^3/\text{sek} \quad /11/$$

μ - jest współczynnikiem wydatku, który obrać należy stosownie do kształtu krawędzi przelewu, mogą być jako wartość niską.

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

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

Badania Engolisa 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

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

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

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

Oznaczając przez:

Q - przepływ w kanale,

A - pole przepływu,

h - głębokość wody w kanale,

H - wysokość linii energii,

otrzymamy na wysokość linii energii wyrażenie:

$$H = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad /14/$$

Wyrażenie to różniczkujemy względem drogi X , przy czym zgodnie z wy-

żej założonym $\frac{dH}{dX} = 0$

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

wobec tego, że $dA = B \cdot dh$

$$\frac{dh}{dx} + \frac{Q}{gA^3} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 \cdot B}{gA^3} \cdot \frac{dh}{dx} = 0;$$

$$\frac{dh}{dx} \cdot \frac{Q^2 B}{gA^3} = 1/ \Rightarrow \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{dQ}{dx};$$

$$\frac{dh}{dx} / \frac{Q^2 B}{gA^3} = 1/ \Rightarrow Q A \cdot \frac{dQ}{dx};$$

wreszcie

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

/15/

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

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

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

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 przełowie bocznym układ linii zwierciadła wody zależy od rodzaju ruchu. W wypadku ruchu nadkrytycznego zwierciadło zgodnie z obserwacjami Engelsa wznosi się w kierunku przepływu wody w kanale, w wypadku ruchu podkrytycznego opada.

Sposób d e M a r c h i wykreślno-analityczny opiera się

na przyjęciu, że na długości przelewu linia energii pozostaje na tej samej wysokości. Dla zadanego przepływu i napełnienia 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 napełnieniu kanału z wzoru

$$Q = A \sqrt{2g(H-h)} \quad /16/$$

gdzie A - pole przepływu, h - napełnienie przekroju.

Krzywa związku pomiędzy napełnieniem 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.171/, 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.172/.

Na wykresie z wrysowaną krzywą wydatku oznaczamy położenie zwierciadła wody na odpływie w wypadku ruchu nadkrytycznego, zaś 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 zrzuconą 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

$$\Delta Q_1 = \frac{2}{3} \sqrt{\Delta l} \cdot \sqrt{2g \cdot h_1^{3/2}} \quad . /17/$$

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 linie zwierciadła wody na przelewie oraz następną wysokość warstwy przelewającej się do 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

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

gdzie A pole przekroju przepływowego, H - spad wody na lewarze, t.j. różnica wysokości linii energii na dopływie do przelewu oraz na odpływie z przelewu, h_g - wysokość stracona na wiry, opory tarcia, zmianie kierunku i z powodu nierównomiernego rozkładu prędkości. Konstrukcja powinna być tak pomyślana, by komora przelewowa była całkowicie szczelną 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 dużo ilości powietrza, jest koniecznym wykonanie poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca szybu dla przewietrzania. Z uwagi na to, że te ostatnie konstrukcje przelewów będą znajdowały coraz częstsze zastosowanie podaję poniżej szczegółowej teorii ruchu wody w lewarze oraz sposób obliczenia objaśniony 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 stałą:

$$v_1 \cdot r_1 = v_2 \cdot r_2 = \text{Const.} \quad /19/$$

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:

$$R : r_0 = v_R : v_0 = n \quad /20/$$

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

$$v_{\max} = \sqrt{2 g H_a} \quad /21/$$

H_a oznacza tu wysokość ciśnienia atmosferycznego wyrażoną w wysokości słupa wody. Prędkość v_0 nie może przekroczyć prędkości, jaką 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 wew-

wnętrzej 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:

$$\eta = \frac{Q}{A \sqrt{2 g H}} \quad /22/$$

A jest polem przekroju w szczycie kolana, H różnicą poziomów między zwierciadłem wody górnej i osią, 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 większą wartość stosunku $R : r_0$. Ponieważ w styczonym do kolana, prostym, opadającym ramieniu rozkład prędkości staje się spowrotem równomiernym, wartość 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, t.j. $q = Q:B$ wyrażenie

$$q = v_0 \cdot r_0 \ln /n/ \quad /25/$$

Srednia 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

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

lub

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

Druga skrajna prędkość na promieniu R wynosi

$$v_R = \frac{v_0 \cdot r_0}{R} \quad /30/$$

lub

$$v_R = \frac{v_0}{n} \quad /31/$$

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

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

względnie

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

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 przeciwnych ścianach i jest tą różnicą równowazona. Obliczyć ją można ze wzoru:

$$P = \int_{r_0}^R \omega^2 r \, dm = \frac{v^2}{r} \frac{\rho}{g} \, dr = \frac{v_c^2 r_0^2}{g} \int_{r_0}^R \frac{dr}{r^3} = \frac{v_0^2 r_0^2 / R - r_0^2}{2 g R^2 \cdot r_0^2} \quad /34/$$

lub

$$P = \frac{v_0^2 / n^2 - 1}{2 g n^2} \quad /35/$$

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

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

gdzie Δh jest obserwowaną różnicą ciśnień na ścianach wewnętrznej i zewnętrznej $\Delta h = h_{v_0} - h_{v_R}$

Dla każdego stosunku $R:r = n$, można wyznaczyć kolejno: prędkości v_0 i v_R , ich wysokości h_{v_0} i h_{v_R} , prędkość średnią w przekroju $v_{\text{śr}}$, wysokość prędkości średniej $h_{v_{\text{śr}}}$, współczynnik St. Venant'a

α i poprawioną wysokość prędkości przeciętnej, $\alpha h_{v_{\text{śr}}}$, która jest miarodajną dla obliczenia straty ciśnienia przy przejściu wody w ruch współśrodkowy na kolanie lewaru.

Wydatek kolana lewaru równa się

$$Q = B \cdot v_0 \cdot r_0 \cdot \ln /n/.$$

Podstawiając $r_0 = \frac{R}{n}$, otrzymujemy

$$Q = B \cdot v_0 \cdot \ln /n/ \cdot \frac{R}{n}.$$

Wyrażenie to osiąga maximum przy

$$\frac{\ln /n/}{n} = \text{max.}$$

t.j. 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_0 do pewnej max. 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 kółkiem 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 poniżoj za - mieszczonej zestawieniu A ten stosunek przyjęto jako najwyższy.

Zestawienie A.

$$v_0 = 14 \text{ m/sek}$$

$$h_{vc} = 10,000 \text{ m}$$

$R:r = n =$	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
$\alpha =$	1,0131	1,0423	1,0803	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/
$h_{sr} =$	7,956	6,567	5,562	4,799	4,204	3,728	3,385 /m/
$H = \alpha \cdot h_{sr} =$	8,060	6,845	6,011	5,405	4,943	4,579	4,313 /m/
$v_R =$	11,200	9,333	8,000	7,000	6,222	5,600	5,150 /m/sek/
$h_{vR} =$	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 wewnętrznych, 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 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.

	$v_0 = 14 \text{ m/sek}$			$h_{v_0} = 10,00 \text{ m}$	
$R:r_0 = n$	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00
$\ln_0/n =$	1,099	1,386	1,609	1,792	1,946
$\alpha =$	1,341	1,584	1,842	2,126	2,393
$v_{sr} =$	7,690	6,469	5,653	5,017	4,540 m/sek
$h_{v_{sr}} =$	3,014	3,133	1,617	1,233	1,051 m
$H = \alpha \cdot h_{v_{sr}} =$	4,041	3,378	2,979	2,710	2,515 m
$v_R =$	4,667	3,500	2,800	2,333	2,000 m/sek
$h_{v_R} =$	1,110	0,624	0,400	0,278	0,204 m
$P =$	8,390	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 ściąganiu 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 operach tarcie 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 spad. 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 tem samem możność 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 $0,17 \frac{v_1 - v_2}{2g}$, 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 według 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 stała, na całej długości lewaru. Suma strat, wraz z wysokością prędkości wylotowej na wolnym 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 wskazanym nanieść na wykresie to ciśnienie, wyrażając je słupem wody o wysokości H_a , wniesionym 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 tyżące 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 w próżni 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 z kanału w lewar, pod kątem prostym. Jest jednak pożądanem ze względu na podniesienie współczynnika wydatku lewaru, doprowadzić do zmiany pow-nej części bodaj 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 pownej przestrzeni płyty na poziomie roz-

sklepionych ścieków, w wypadku kanału istniejącego, czy też założenia 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 znaczną prędkością i mniejszym przekrojem. Wynikiem uderzenia będzie częściowa strata energii na wirach, częściowo jednak podniesienie się albo 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 przemieścić nawet przy stosunku zassanego powietrza do wody, dającego mieszankę o ciężarze gatunkowym $430 \text{ kg na } 1 \text{ m}^3$. 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 powietrza będzie z wodą zasysanego, a lewar się tym trudniej zassie, im więcej powietrza będzie się znajdować w komorze lewarowej. Zwarta budowla przełowa dwustronnego lepszą się nadaje zatem do użycia jako lewaru, niż długa komora przełowa jednostronnego. Jeśli kanał jest wypełniony po szczyt sklepienia, lub stoi pod umiarkowanym 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 ka-

nału nadmiar wody może się przelować 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.

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

W wypadku dwustronnego przelewu odpływ z pod dalszej krawędzi podchodzi pod rynną 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 z pod turbin, w wypadku zaś turbin przyśpieszony lub jednostajny, przy zmianie kształtu, lecz nie pola przekroju, w wypadku kanałów odpływowych z przelewu.

Na przelewie i na pierwszym odcinku kanału odpływowego powsta-

je ruch współśrodkowy, /19/ Robert, natęż. promienia krzywizny r_0 krawędzi przelewowej, otrzymuje się duży i niekorzystny stosunek pomiędzy jej promieniem krzywizny i krzywizny ściany zewnętrznej. Na krawędziach przelewowych mogą powstać zatem prędkości graniczne /14 m/sek/, 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 klinier, granit, piaskowiec o lepiszczu kwarcytowym i t.p. W żadnym wypadku nie należy tu używać odlewów żeliwnych.

Różnica wysokości H między poziomem wody w burzowcu i poziomem wody czy ciśnienia 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 na kanale wylotowym, o ile przekrój jego jest zdławiony w stosunku do przekroju kanałów lewarowych. Pierwsza strata spadku 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 prędkość średnia 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 doświadczeń 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/s.

Lewar, wytwarzający ciśnienie niższe od atmosferycznego, zasysa powietrze zewnętrzne wszystkimi znajdującymi się w pobliżu otworami. Powietrze, miesząc 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 wietrzające, wykonane poniżej wylotu lewaru, t.j. tam, gdzie się powietrze z wody wydziela.

W celu zmniejszenia zasysania powietrza musi się wykluczyć wietrzenie w samej komorze lewarowej, dopuszczając je tylko w wypadku, jeśli dałoby się ono zamykać na okros lotni. 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 nasysane 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 zassanie powietrza nastąpi dla napełnień pośrednich, gdy ruch lewarowy jeszcze nie będzie przerwany, natomiast napełnienie kanału spadnie poniżej poziomu skłepienia. Okres silnego zassania powietrza będzie zatem zawsze krótki.

Przykład /rys. 168^a/. Zbieracz "C" w Alejach Ujazdowskich, rozmiaru 1,00 x 1,50, leżący w spadzie 0,667 ‰, prowadzi przy napełnieniu 0,90 m dwukrotnie rozłożone max. ścieki brudne w ilości 0,460 m³/sek. Przy napełnieniu po szczyt sklepienia prowadzi 1,10 m³/sek z prędkością 0,96 m/s, zaś pod ciśnieniem prowadzi wód burzowych 3,90 m³/sek, z prędkością 3,40 m/s.

Poprzecznie do kolektora "C" leży w ul. Piase XI burzowiec rozmiaru 160x200 cm, ujmujący wody burzowe z ul. Marszałkowskiej i Alei Ujazdowskich. Prowadzić on będzie w spadzie 4,5 ‰ - 6,00 m³/sek przy napełnieniu 1,45 m, z prędkością 3,08 m/s, zaś 8,00 m³/sek przy napełnieniu po szczyt sklepienia, z prędkością 3,15 m/s. 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 wypełnieniu obu kanałów po szczyt sklepienia, różnica między poziomami wody wynosiłaby

2,124 m. Różnica ta będzie jednak stała 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 Trzech 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, t.j. 0,45 m. Długość krawędzi przelewowej przyjęto 2,0 m w tym celu, aby podczas niższych napojnień zbieracza, zanim się lewar nie zassie, wydatek przelewu był już dostatecznie duży. Szerokość kanałów lewarowych oraz kanału wspólnego przyjętą równą długości krawędzi przelewowych, t.j. 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 $2,00 \times 0,90 \text{ m}$ przechodzi w kanał eliptyczny rozmiaru $1,50 \times 0,90 \text{ m}$, a zatem o mniejszym polu przekroju w celu zmniejszenia kosztów budowy oraz z powodu potrzeby pewnego załamania 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 spadu 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, t.j. 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, t.j. 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 budowl. Z obliczeń następnych wynika, że przy promieniu 0,10 wydatek lewaru jest dostatecznie duży.

Mając wartości promieni $r_c = 0,10$ m oraz $R = 0,55$ m, z wzc-

ru /26/ obliczamy prędkość średnią

$$v_{sr} = \frac{v_0 \cdot r_0 \cdot \ln/n/}{R-r_0}.$$

Wobec tego, że

$$n = \frac{0,55}{0,10} = 5,50,$$

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 lewarowych równym $1,80 \text{ m}^2$, wydatek lewaru wyniesie $9,548 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Współczynnik St.Venant'a α , charakteryzujący nierówno-
mierność rozłożenia prędkości dla ruchu wirowego, obliczymy ze wzoru
/38/

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

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 $5,304 \text{ m/sek}$, stracona wysokość prędkości wyniesie

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

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 lewarzo, otrzymany wysokość prędkości

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

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

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

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

Promień hydrauliczny dla prostokątnego kanału lewarowego równa się

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

zaś promień 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, spadki ciśnienia obliczone wzorem Manninga wyniosą: w pierwszym wypadku 0,0582, w drugim 0,0881 metra na mb. Przeciętą 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, otrzymany łączną długość tej przestrzeni 6,50 m. Pozostała długość przejścia oraz długość kanału eliptycznego razem, wynoszą 6,00 m. Obliczone straty spadku wyniosą więc na pierwszym odcinku 0,343 m, drugim 0,549 m. Ogółem straty spadku będą następujące:

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

Przy wydatku lewaru $9,543 \text{ m}^3/\text{sek}$ strata spad wyniesie $7,247 \text{ m}$.

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 spad dla innych wydatków, podane w zestawieniu poniższym:

Wydatek lewaru	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	$9,543 \text{ m}^3/\text{sek}$
Strata spad 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 spadem i wydatkiem przedstawi się linią prostą, nachyloną do poziomu pod kątem $\alpha = 1:2$. Z wykresu można odczytać, że spadowi $2,124 \text{ m}$, który powstanie przy wypełnieniu po szczyt sklepienia zarówno zbioracza, jak i buzoeca, lewar przepuści $5,169 \text{ m}^3/\text{sek}$, t.j. tyle, ile zostało przyjęte w założeniu. Wymiary lewaru są zatem odpowiednie.

Z obliczenia wynika następnie, że przy przyjętym promieniu zaokrąglania krawędzi przelewowych, $r_0 = 0,10 \text{ m}$, oraz przy wydatku lewaru nawet powyżej $5,00 \text{ m}^3/\text{sek}$ 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 jęz. zabezpieczeń.

Istotnie dla wydatku lewaru $5,169 \text{ m}^3/\text{sek}$, prędkość przeciętna w kanałach lewarowych będzie

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

zaś prędkość na krawędzi przelewowej

$$v_o = v_{\text{sr}} \cdot \frac{n-1}{1n./n} = 7,581 \text{ m/sek}.$$

Odpowiada temu wysokość prędkości, czyli ujemne ciśnienie na krawędzi przelewu /ssanie/ równe $h_v = 2,929 \text{ m}$.

Z obliczenia wynika w końcu, że ruch lewarowy będzie się zawsze odbywał 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 $3,0 \text{ m}$ od strony zewnętrznej, do czego dochodzi $1,5 \text{ m}$ ciśnienia hydrostatycznego. Razem siła wyłamująca ścianę przelewową wynosi $4,5 \text{ t/m}^2$, działając na płytę o długości $2,0 \text{ m}$ i $1,5 \text{ m}$ wysokości, 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, zasany utrzymywał się nawet przy opadnięciu poziomu wody w kanale poniżej poziomu szczytu sklepienia.

Odrębny typ od poprzednio opisanych przelewów stanowią **r o z d z i e l a c z e** /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

kanalu 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. 173, 174/.

Zastosowane były również dla odcięcia dopływu wód burzowych do dolnego odcinka kłapy, uruchamiane samoczynnie pływakami odpowiadnio 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.

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.

Zbiorniki wyrównawcze /retencyjne/.

Tam, gdzie nie jest możliwym 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 krótkowalny i gwałtowny gromadzi się /rys. 175/. Po zakończeniu deszczu woda odpływa biegnącym w przedłużeniu doprowadzalnika 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, przez porównanie kosztów jego budowy oraz różnicy kosztów kanałów odciążonych i nie, sprawdzić słuszność takiego rozwiązania.

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

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 odkładamy 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 do i odpływu /rys.176/.

Chwytacze 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.177/. Są to często poszerzenia na dopływie, gdzie przy zmniejszonej prędkości przepływu zostają zatrzymywane toczono cięższe ru-

nowisko, kamienie. Składy takie muszą być stale oczyszczane z osadów.

Połączenia kanałów.

Połączenie kanałów mniejszych przekroi lub wprowadzenie przewodów małych do kanałów dużych przeprowadza się zawsze w studzienkach złączowych, przy czym w razie połączeń w poziomie należy zwrócić uwagę, by wykonane ono było liniami płynnymi. Koryta dla przepływu posusznego w dnie studzienki powinny dochodzić do siebie pod kątem ostrym najlepiej 45° /rys.178/. Linie kanałów nie mogą się więc przecinać pod włos, musi być wówczas wstawiona dodatkowa studzienka, by kąt ostry został zmieniony conajmniej na prosty /rys.179/.

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 przekroi, powinny one następować łagodnie, stopniowo tak, by nie mogło zarówno powstawać spiętrzenie odpływającej wody, jak i zmniejszanie prędkości, prowadzące do powstawania strat energii oraz osadów. Wszelkie zmiany kierunku powinny być również wykonywane stopniowo, jeżeli nie chcemy dopuścić do strat energii /rys.180-183/. 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 nierów-

nym poziomem dna, dno wyższe sprowadzamy łagodnym stopniem do poziomowi dolnego.

Należy pamiętać o odpowietrzeniu wszystkich górnych wniesionych miejsc obiektów kanałowych, aby uniemożliwionym było gromadzenie się tam szkodliwych, częstokroć wybuchowych, gazów kanałowych.

Przepusty, syfony.

W wypadku skrzyżowania przewodów kanalizacyjnych z innymi przewodami podziemnymi, wodociągami, kanałami, metro lub idącymi po powierzchni otwartymi rowami, kanałami, rzekami, najlepiej gdy takie przejście wykonać można bez zmian kierunku przekroju oraz poziomów dna kanału /rys.184/. 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 możliwym, wówczas należy na pewnym odcinku kanału obniżyć dno, wykształcając przewód jako syfon. Przejścia nad przeszkodami w postaci lewarów stosuje się bardzo rzadko na kanałach, natomiast mogą one w pewnych wypadkach być wykonane w postaci akweduktów /rys.185/. 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 lewara 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, szczegól-

nie w miastach większych, posiadających sieć koleń podziemnej są

przepusty syfonowe. Dno ich jest zakładane na długości przejścia pod

przeszkodą częstokroć znacznie niżej, od dna kanału. Przez odpowied-

nie wykonanie należy się zabezpieczać przeciwko możliwości powstawa-

nia na tych zagłębionych partiach osadów. Ze względu na zwiększone

straty z powodu zmian kierunku oraz przekroji dna kanału poniżej prze-

pustu musi być obniżone w stosunku do dna dopływu o największą wyso-

kość strat.

Przy bardzo znacznych wahaniami w ilości ścieków, np. w wy-

padku kanalizacji jednolitej, przepust nie może składać się z jedne-

go 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.186/,

nie raz składający się z większej liczby przewodów, przy czym często-

króć o przekrojach niejednakowych /rys.187/. Jako przekrój najmniej-

szy przyjmuje się średnicę 0,30 m. Przekrój mniejszy odpowiada prze-

pływowi w okresie posuszonym, większy jest takich rozmiarów, by łącz-

nie z poprzednim mógł przebrać przepływ największy. W okresie pogo-

dy posusznej czynny jest tylko przewód mniejszy. W tym celu w komorze

wlotowej otwór wejściowy do tego przewodu daje się w poziomie dna ka-

nału, natomiast spód otworu większego przekroju o tyle wyżej nad dnem

kanalu, ile tego wymaga zwierciadło nadpływających wód deszczowych

/rys.188/. Jeśli tylko jest to możliwym powinno się przed przepusta-

mi 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 naprzemiennie przewodów i oczyszczeniu tego z nich, który jest nieczynny.

Prędkości przepływu w przepuszcie nie powinny być mniejsze niż 0,5 - 1,0 m/sek. Gdy są one mniejsze koniecznym jest stałe oczyszczanie.

W celu utrzymania syfonu w czystości wskazanym 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. 189/. Wówczas mogące powstawać osady sprowadzane 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.

Płukanie konieczne jest tylko dla syfonów prowadzących zużyte wody domowe. Syfony dla wód deszczowych nie wymagają płukania. Nie kiedy 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 wyłączenia z pracy przewodów przez ich zamknięcie od wlotu i wylotu. Na wlocie i wylocie umieszcza się wneki na ścianki zakładane lub też zasuwki. Oczyszczanie można wykonać przy pomocy płukania lub przeciągania szczotki, wreszcie spławiania wydrażonej 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 drewno.

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/sok określa się przekrój $A = \frac{Q}{v} \text{ m}^2$, 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

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot \frac{D^{4/3}}{4}} \quad /38/$$

Na długości l syfonu strata wyniesie $h_f = J \cdot l$, lub $h_f = Z_1 \cdot \frac{v^2}{2g}$ /39/

$$Z_1 = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{R^{4/3}} \quad /40/$$

Całość strat w syfonie ująć można wyrażeniem $h_s = k \cdot v^2$ /41/

gdzie v - prędkość wody w syfonie, zaś

$$k = \frac{1}{2g} \cdot (Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4) \quad /42/$$

W wyrażeniu tym oznaczają Z_2 współczynnik strat wlotowych i wylotowych, który w wypadku stopniowej i łagodnej zmiany przekroju można przyjąć równy 0,2. Strata z powodu zmiany kierunku jest ujęta współczynnikiem Z_3 , który według doświadczonego wzoru Weissbacha obli -

czyż można mając promień krzywizny ρ oraz δ kąt odchylenia strumienia

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

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

$$Z_4 = 1 - \frac{v_0^2}{v^2} / \quad /44/$$

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.

Napişemy wówczas:

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

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

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

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

Obliczenia przeprowadza się w sposób następujący: obieramy prędkości v_1, v_2, v_3 i t.d. 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 aż póki nie otrzymamy pożądaną zgodności.