

Rury betonowe i żelbetowe.

Rury betonowe zostały po raz pierwszy użyte do budowy przewodów kanalizacyjnych w Mohawk N.Y. w roku 1842, t.j. 100 lat temu, zaś pierwszą siecią kanalizacyjną odpowiadającą nowoczesnym zasadom, założenia była sieć kanałów Hamburga, wykonana w roku 1843. Od tego czasu wybudowano z betonu sieć kanalizacyjną w wielu miastach szczególnie Stanów Zjednoczonych i Kanady. Rurociągi betonowe znalazły również wielkie zastosowanie w Anglii i Niemczech. Są one ekonomiczne, koszt kanalizacji w pewnych wypadkach zmniejsza się o 25 do 30% w stosunku do kanałów murowanych; inny rodzaj ekonomii polega na skróceniu czasu robót wykonawczych.

Stan kanałów badany był w ostatnich latach i znajdowano go powszechnie bardzo dobrym.

Pierwotnie używano rury betonowej wyrobionej w sposób nieumiejętny. Zwane były rurami cementowymi. Wyrabiano je z mieszaniny cementu i piasku. Rzadko kiedy poddawano dojrzewaniu. Wszystko to w wyniku ograniczonego zastosowania do kanalizacji miast. Przy wyrobie prawidłowym osiągało dobre wyniki; często natomiast rury ulegały niszczeniu; gdy wyrób był nieodpowiedni. Należy stwierdzić, że wykonano nałóżycie z odpowiedniego materiału rury betonowe stanowią pierwsze rzędny materiał do budowy sieci kanalizacyjnej.

Brak jest dotychczas norm na stosunek mieszaniny. Ogólnie stosuje się mieszaninę 1:4 lub 1:5. Do wyrobu rur o wymiarach mniejszych stosuje się kruszywo drobniejsze, przy średnicach większych grubszego. Należy stanowczo przestrzegać przeciwko używaniu kruszywa wapiennego i wszelkich składników podlegających łatwo wpływowi wody ugraszaną lub bardzo czystej.

Z uwagi na dążenie do przyspieszenia wyrobu rur przez szybsze zdjęcie form, zaczęto w ostatnich latach stosować supercementy, zawierające większą ilość wapna niż cement normalny. Rury wyrabiane z tego rodzaju cementu są w znacznie większym stopniu odporne na szkodliwe działanie ścieków, niż rury do wyrobu których użyto cementu zwykłego.

Oto dwa stosunki na mieszankę do wyrobu rur większej średnicy:

1. 400 kg cementu

400 litrów suchego piasku,

400 litrów żwiru, przechodzącego przez sita o wymiarach oczek 20 mm.

2. 500 - 600 kg cementu,

450 litrów suchego piasku,

750 litrów żwiru 20 mm.

W technice kanalizacyjnej stosuje się znormalizowane przekroje betonowych rur kołowych, kołowych z podstawą, jajowych z podstawą względnie jajowych podwyższonych. Pierwszy rodzaj wyrabiany jest o wymiarach średnio 100 - 2000 mm względnie 100 - 1500 mm, drugi o wymiarach największej w świetle szerokości i wysokości 300 x 300 do 1200 x 1800 mm lub 400 x 750 do 900 x 1600 mm. W Stanach Zjednoczonych Ameryki wyrabiane są odcinkowo rury do średnic 3,5 m, a nawet i większych. Długość budowlana odcinków rur zależy od ciężaru i urządzeń montażowych stosowanych na placu budowy. Zwykle wynosi ona przy wykonaniu ręcznym i ręcznie mechanicznym 0,75 - 1,00 m. Przy wykonaniu maszynowym, zwłaszcza rur zbrojonych, długości są mogą być większe i wynoszą 5 - 7 m. Grubość ścianek w dnie i zworniku ze względów statycznych daje się większe niż pozostałe grubości ścian.

Grubość ścianek zależy od rodzaju materiałów użytych do wyrobu rur oraz ich sposobu wykonania. Dla rur kołowych można przyjąć

orientacyjna grubości według wzorów:

$$\text{do średnicy } d \leq 800 \text{ mm} \quad s = \frac{d}{10} \pm 15 \text{ mm} \quad /5/$$

$$\text{powyżej średnicy } d \geq 800 \text{ mm} \quad s = \frac{d}{10} \pm 10 \text{ mm} \quad /6/$$

Według norm niemieckich głębokość kielicha g oraz grubość pierścienia szczeliwa powinny wynosić conajmniej /rys.41/:

średnica wewnętrzna d mm	mm	mm
	g	p
100 - 125	60	16
150 - 200	70	18
250 - 500	"	20
300 - 700	80	"
800 - 2000	"	25

Szerokość stopki f dla:

rur kołowych /rys.42/			rur jajowych /rys.43/		
d mm	f mm		d x h mm	f mm	
100	80	do średnicy 500 mm zakład jest krótszy niż wpust, powyżej tej średnicy - dłuższy	200x300	150	do wymiarów 400x x600 mm zakład jest krótszy niż wpust, powyżej tych wymiarów dłuższy.
125	100		300x450	210	
150	120		400x600	265	
200	160		500x750	320	
250	200		600x900	375	
300	240	długość zakładu musi być conajmniej równa 25 mm.	700x1050	430	długość zakładu musi być conaj- mniej równa 25 mm.
350	280		800x1200	490	
400	320		900x1350	545	
450	360		1000x1500	600	
500	400		1200x1800	720	
600	450				
700	500				
800	550				
900	600				
1000	650				
1100	680				
1200	730				
1300	780				
1400	840				
1500	900				

Połączenie odcinków rur między sobą odbywa się: 1/ na kielich i bosy koniec, 2/ na zakład i wpust - jest to sposób najczęściej praktykowany i uważany za najlepszy w zastosowaniu do sieci kanalizacyjnej i 3/ na oba końce bosc, otoczone mankietem żelbetowym. Złącze na zakład i wpust musi być tak wykonane, by zostawała niewielka wolna przestrzeń do wypełnienia zaprawą cementową. Na rys. 44 pokazano ukształtowanie złącza według proponowanych norm belgijskich.

Dla dołączenia przewodów domowych służą boczne wpusty, umieszczone na wysokości wezglowia i w zworniku /rys. 45, 46, 47, 48, 49, 50/.

Rury betonowe wyrabia się ręcznie lub maszynowo. Wyrób maszynowy jest znacznie lepszy, ręczny daje częstokroć materiał niejednorodny z brakami i jest mniej ekonomiczny. Złe wyniki zastosowania rur betonowych należy przypisać w znacznej liczbie wypadków złemu wykonaniu, wadliwemu wykonaniu złącz i często zbyt pośpiesznemu oddaniu rur do użytku.

Formy, służące do wyrob^u rur betonowych, wykonane są prawie wyłącznie z żelaza /rys. 51/, w rzadkich wypadkach z drzewa, pokrytego na powierzchniach styku z betonem żelazną blachą. Należy jednak unikać stosowania tego ostatniego rodzaju form, gdyż wyniki nie są zawsze pierwszorzędne. Należy ograniczyć ich użycie do wypadków budowy dużych przekroїв przewodów bezpośrednio w wykopie. Będą wówczas to już nie formy a odeskowania. Formy powinny być tak skonstruowane, by przy jej otwieraniu beton nie ulegał naruszeniu, wstrząsowi i t.p.

Zagęszczanie ręczne betonu: Wyrób jest bardzo prosty i stosuje się w większości małych wytwórni. U nas przeważa wykonywanie rur tym sposobem. Polega on na zagęszczaniu ręcznym ubijakiem sypanego do ustawionych pionowo na żeliwnym pierścieniu

metalowych form betonu, o uziarnieniu kruszywa odpowiednio do wymiarów rury i pożądanego stopnia nieprzepuszczalności. Robotnicy obchodzą formę dookoła, ubijając beton, który jest równocześnie w małych ilościach dosypywany. Powstaje w ten sposób spiralna budowa rury.

Beton powinien być w dostatecznym stopniu urabialny. Zawartość wody w mieszaninie powinna być taką, by zapewniała możliwie wielką gęstość oraz pełną hydratację cementu. Oznaką tej ostatniej jest pojawienie się na zewnętrznej powierzchni rury, bezpośrednio po zdjęciu form, wyraźnej siatki znaków /powodowanych ssaniem/. Również lekkie sfalowanie wewnętrznej powierzchni rury wskazuje na zastosowanie do mieszaniny odpowiedniej ilości wody. Jeśli zastosuje się zbyt dużo wody, rura po zdjęciu formy siądzie, skurczy się i skrzywi. Dobrze zarobiony beton powinien przypominać swoim wyglądem wilgotną ziemię. Ugnieciony w palcach powinien zachować nadany mu kształt. Dodatek wody do betonu nie może wynosić więcej niż 15 - 20% wagi suchego cementu. Odnosi się to do form stojących o kształtach prostych i wyrobu rur niezbrojonych. Formy leżące i specjalnie wymagają zarabiania betonów z większą zawartością wody, przy czym beton należy starannie wstrząsać po ułożeniu w formie i rozrabiać prętami żelaznymi.

Beton powinien być zawsze mieszany mechanicznie. Napełnianie formy powinno się odbywać równymi warstwami małej grubości 7 - 8 cm kielnią lub łopatką. Ubijanie musi być jak najbardziej równomierne i staranne żelaznymi ubijakami o wymiarach dostosowanych do wielkości i kształtu rury. Zawsze trudno jest wytlóczyć nadmiar wody i ściągnięto wewnątrz powietrze, zaś przy pozostawieniu ich w masie betonu powstaje niebezpieczeństwo otrzymania rur o słabej wytrzymałości i zbyt porowatych.

Wyjmowanie rur z form robianego formy, należy przy ręcznym wyrobie możliwie opóźniać, by beton jak najlepiej związał. Zasadniczo formę zdejmuje się z wyrobu, gdy nie zachodzi już możliwość uszkodzenia, przy silnym ubijaniu i suchym betonem bezpośrednio po ukończeniu betonowania. Wewnętrzny płaszcz /rdzeń/ wyjmuje się natychmiast po skończeniu ubijania, zewnętrzny po upływie bardzo krótkiego czasu. Rura pozostaje na pierścieniu około 24 godzin, potem można ją zdjąć z pierścienia i odnieść na plac składowy. Cały czas jest rura obficie polewana wodą. W wypadku bardzo wilgotnego cementu polecają zdejmować formę po 48 godzinach. Formę po zdjęciu z rury należy oczyścić z przylegających cząstek betonu i lekko natłuścić przed ponownym użyciem mieszaniną: 1 część oleju i 2 - 3 części ropy naftowej. Przed napełnieniem betonem, formę trzeba dokładnie złożyć i mocno ściagnąć, ażeby uniemożliwić wszelkie późniejsze ruchy płaszcza formy i rdzenia podczas ubijania.

Koniec bony rur kielichowych należy starannie wygładzić. Jeśli rura posiada zakład lub wpust betowanie kończy się nakłaceniem odpowiedniego kształtu pierścienia górnego na ostatnią warstwę betonu. Zwykle rdzeń daje się wyjmować, nawet przy układaniu wilgotnego betonu, bezpośrednio po ukończeniu betonowania.

Po zdjęciu form rury muszą być przechowywane przez pewien czas w wilgotnej atmosferze. Umieszcza się więc je w atmosferze pary, lub spryskuje wodą, względnie stosuje się połączenie obydwóch sposobów.

Przy wyrobie maszynowym rur betonowych otrzymuje się większą wytrzymałość, jednorodność oraz materiał bardziej odporny na działanie wpływów zewnętrznych, fizycznych i chemicznych. Wszystkie większe wytwórnie stosują ten sposób do wyrobu rur. Do ubijania betonu stosuje

się tubijaki mechaniczne, pneumatyczne lub elektryczne.

Rury prasowane. Istnieją dwa sposoby prasowania rur betonowych: podłużny i odśrodkowy. Rury prasowane podłużnie wyróżniają się wysoką wytrzymałością, natomiast rury prasowane odśrodkowo, choć może mniej wytrzymałe, posiadają ścianki gładze i odporniejsze na działanie ścieków.

Rury prasowane są pod bardzo wielkim ciśnieniem wirujących narzędzi o ilości obrotów od 110 do 225 na minutę. Wskutek tego rury są szczególnie odporne na działanie niektórych szkodliwych dla betonu wpływów chemicznych, dalej posiadają wysoką odporność na ścieranie. Z powodu niewielkiego swego ciężaru tańszy jest ich przewóz. Wreszcie wobec posiadania głębokich kielichów umożliwiają szczelne połączenie rur między sobą.

Wydajność maszyn jest bardzo duża, na wykonanie jednej rury potrzeba 30 - 50 sekund, dziennie można wyrobić od 300 - 700 mb, zależnie od wielkości rury.

Zagęszczanie betonu sposobem wstrząsania i wibracji. W celu otrzymania większej zwartości /szczelności/ betonu stosuje się wstrząsane stoły, na których zostają umocowane ustawiczne pionowo formy; wstrząsy /600 drgań i więcej na minutę, amplituda drgań 3 - 4 mm/ udzielają się mieszaninie betonu powodując jego samoczynne ubicie, przy czym następuje wydzielanie wody i powietrza. Porowatość betonu spada do 15%, gdy porowatość betonu ubijanego ręcznie wynosi 22 - 25%; ma to dodatni wpływ na zwiększenie odporności rur wystawianych na wpływy chemiczne. Sposób wibracji podobnym jest do poprzedniego, przenoszącego na masę betonu wibrację stołu; różni się tym, że używa się przy formach, umocowanych

dobrze w pozycji pionowej wibratorów pneumatycznych lub elektrycznych, przytkniętych do powierzchni zewnętrznej formy, przy czym stosuje się albo ich większą liczbę nieruchomych stosownie do promienia działania, lub przy mniejszej ilości przesuwają się one po powierzchni formy. Proces wibracji polega głównie na usunięciu z zarobu powietrza i zbędnej wody i pozostawienie jej w ilości potrzebnej do hydratacji cementu. Beton wibrowany podobny jest w przekroju do betonu wirowanego.

Ujście powietrza i zbędnej wody należy ułatwić. Nie można więc stawiać na stole wibracyjnym form całkowicie napełnionych betonem, tylko napełnianie przeprowadzać stopniowo w czasie wibrowania. Beton nie powinien zawierać zbyt dużo wody, gdyż wówczas kruszywo rozdzieli się samoczynnie podczas wibracji powodując niejednorodność betonu.

Zagęszczanie sposobem wirowym. Sposób ten został zastosowany około roku 1928 w Stanach Zjednoczonych oraz w Kanadzie i obecnie jest bardzo rozpowszechniony w Australii, Anglii, Niemczech, Indiach, Południowej Afryce i t.d. Sposoby wyrobu różnią się tylko rodzajem popędu i wprowadzaniem betonu, jak również urządzeniami odwadniającymi.

Wyrób polega na następującym: walcowa forma cylindryczna umocowana jest na obracającej się osi podłożonej. Do formy wprowadza się mieszaninę betonu i nadaje jej ruch obrotowy przez kilka minut $/3 - 5'/$ z dużą szybkością /do 1200 obrotów na minutę przy mniejszych średnicach, do 300 przy średnicy 1,5 m/. Początkowa prędkość podczas doprowadzania betonu jest niewielka, następnie zwiększa się prędkość w celu zagęszczania betonu do 20 m/sek, licząc po obwodzie. Masa betonu podlega na całej swojej grubości przemieszczeniu, wzruszeniu, stosownie do szybkości obrotowej, najgrubsze ziarno odrzucane jest ku stronie

zewnątrznej, podczas gdy ziarna lżejsze tworzą stronę wewnętrzną. Z powodu wzrastającej szybkości obrotów materiały stałe mieszaniny sprasowują się, wypierając zbyteczną wodę i powietrze, tak że w wyniku procesu otrzymuje się ścianki rury bardzo ścisłe i wytrzymałe. Beton wirowany waży o 2% więcej od zwyczajnie ubijanego.

Formy są półkolistowe skreślane na śruby, przy czym szwy muszą być zabezpieczane przeciwko przeciekaniu, lub są pełne. Przy procesie usuwania nadmiaru wody i powietrza przez osłonięcie, należy specjalną uwagę zwrócić na zabezpieczenie się przeciwko powstawaniu wad /braków/, t.j. miejsc słabych, porowatych /rakowatych/, bez spójności, mających skłonność tworzenia się w miejscach gdzie formy nie są całkowicie szczelne. Specjalne urządzenia /różne dla każdego procesu wyrobu/ zabezpieczają przeciwko powstawaniu miejsc wadliwych. Styki są kształtowane przy pomocy pierścieni. Zakończenia mogą być białe albo ciemne - chowe. Kształtki wyrabia się sposobem wibracyjnym.

Formy wiruje się jak poprzednio wspomniano współśrodkowo z bieżącymi tarczami, do których umocowana jest oś z formą lub na specjalnych wałkach napędnych, podpierających formę w rodzaju kołobok.

Po ukończeniu procesu wirowania formę zdejmuje się z kołobok lub tarczy i odwozi na plac składowy. Płaszcz formy zdejmuje się z rury albo przy małych średnicach rur, bezpośrednio po ustawieniu na podkładce lub też przy dużych średnicach po kilkunastu godzinach, po związaniu betonu. /Według Duboscha nie wcześniej niż po 24 godzinach/. Naprzód wyciąga się rdzeń. Powierzchnie wewnętrzne form pokrywane są parafiną, zużytą oliwą z maszyn, szarym mydłem lub podobnymi wyrobami w celu łatwego i nieuszkodzającego wyjęcia rury z formy. W większości wypadków po zdjęciu form potrzebny jest powłoka retusz.

Rury wyrabiane sposobem wirowym mają tę zaletę w stosunku do rur wykonywanych sposobem normalnym przy pomocy ubijania lub wibracji, że będąc bardziej szczelnymi mogą mieć cieńsze ścianki i na skutek tego są lżejszymi niż ubijane. posiadają powierzchnię bardziej gładką, szczególnie wewnętrzną. Powierzchnię tę wykończą się różnymi środkami w czasie wyrobu. Kalibrowanie osiągać można z dokładnością prawie do 1 mm. Rury takie wyrabia się z reguły o przekroju kołowym od wymiarów najmniejszych do średnicy 3,0 m, który to wymiar nie może być przekroczony z uwagi na gabaryt przewozów kolejowych. Łatwo można wyrabiać rury sposobem wirowym o dużej długości i średnicy. Pod działaniem siły odśrodkowej następuje zagęszczenie betonu i na powierzchni wewnętrznej rury tworzy się warstewka bogata w cement. Zawartość cementu w ściance rury do $\frac{2}{3}$ jej grubości jest mniej więcej stałą, dalej szybko rośnie i dochodzi do 1200 kg/m³ betonu przy powierzchni wewnętrznej. Wewnętrzna warstewka powierzchniowa złożona z drobnych frakcji kruszywa i dużej ilości cementu jest nadzwyczaj gładka, ścisła i na skutek tego posiada zwiększoną odporność przeciwko wpływom chemiczno-fizycznym i mechanicznym. Żeby zapobiec rozdziałowi kruszywa na całej grubości ścianki, mieszankę betonu wprowadza się do formy stopniowo tak, że tworzą się jakby kolejne warstwy, doskonale ze sobą związane. Dopiero ostatnia warstwa podlega rozdziałowi materiałów stałych. Wewnętrzna warstwa grubości 1 - 2 mm jest nadzwyczaj trwałą warstwą karbonatyczną /wzwyż 70% CaCO₃/ otrzymywaną przez przechowywanie kilkumiesięczne /3 - 4 miesiące/ na otwartym powietrzu.

Wobec wyrabiania rur o większej długości niż zwykłe rury betonowe zmniejsza się liczba styków a w związku z tym robocizna uszczelnienia. Jako wadę tych rur należy podnieść, że wobec ich kształtu ko-

łowego w porównaniu do równie wydajnych przekroji jajowych wypadają większe szerokości wykopów i że warunki odpływu w okresach bezdeszczowych są mniej korzystne z powodu mniejszych głębokości wody.

Dalsze rozszerzenie zakresu tych rur jest umożliwiające przez zastosowanie nowego sposobu dawania na powierzchni wewnętrznej lub zewnętrznej płaszcza z asfaltu, ściśle związanego z powierzchnią betonu /rys.52/.

Rury tego rodzaju stosować należy tam, gdzie odprowadzać się będzie wody agresywne lub gdy zachodzi obawa, że w wypadku zwykłego betonu rury będą niszczone działaniem ścierającym piasku. Zastępują więc one w pewnym stopniu rury kamionkowe większych rozmiarów. Rury z zewnętrznym płaszczem asfaltowym są całkowicie odporne na działanie szkodliwe wody gruntowej, względnie gruntu. Poza tym rury te posiadają jedną ogromnie ważną zaletę, są całkowicie nieprzepuszczalne. W razie nawet powstania włoskowatych pęknięć w powłoce betonowej wewnętrzna sprężysta warstwa asfaltu pozostaje nienaruszoną.

Schnięcie rur powinno odbywać się koniecznie w ukryciu przed słońcem i jest bardzo korzystnym częste zwilżanie powierzchni betonu wodą, szczególnie gdy użyta mieszanina jest stosunkowo suchą. Dwa te warunki dojrzewania rur są zwykle zaniedbywane w większości mniejszych wytwórni. Świeże rury należy przechowywać więc w krytych halach, odpowiednio zabezpieczonych przed szkodliwym działaniem przemian powietrza, wiatrów, słońca, zbyt dużymi zmianami temperatury, względnie okrywać matami słomianymi lub z juty do 25 - 30 dni po wykonaniu. We Włoszech stosują kilkudniową kąpiel w wodzie.

Po upływie 2 - 5 dni, w zależności od szybkości twardnienia, można rury zdjąć z podstawy formy. Jeżeli rury wyrabiane są z suchego

betonu dobrze jest powlec wówczas rurę wewnątrz tłustą zaprawą cementową 1 : 1 na bardzo drobnym ale ostrym piasku. Zaprawę wolera się zwykle miotłą pierwszy raz w poprzek rury, drugi raz wzdłuż. Dla przyspieszenia tężenia betonu i w ten sposób szybkiego oddania rur do użytku poddaje się świeże rury po wyjęciu z formy naporzaniu, polegającym na działaniu na rury gorącej pary i wilgoci o temperaturze około 40° przez przeciąg 36 godzin. Naporzanie przyspiesza w dużym stopniu proces twardnienia betonu i pozwala osiągnąć dobre wyniki wytrzymałościowe betonów z kruszyw zawierających dużo pyłów z gliny, co przy normalnym wyrobie wymagałoby przemywania kruszywa. Głównie stosuje się w celu pospieschu w robocie bez obniżenia wartości wyrobu. Sposób ten jest dosyć kosztowny.

Następnie wywozi się rury na miejsce składowe i polewa przez 3 - 6 dni wodą. W celu jak największego uodpornienia warstwy powierzchniowej rur powinno się je przechowywać na powietrzu otwartym do 6 miesięcy, umożliwiając w ten sposób intensywniejszą karbonatyzację powłoki rur. Nie należy ustawiać ich bezpośrednio na ziemi, lecz na specjalnych łatach drewnianych dla uchronienia od działania kwasów humusowych, podmarzania w zimie i t.d. Karbonatyzowanie zewnętrznej warstwy betonu pod działaniem zawartego w powietrzu dwutlenku węgla tak zwane "dojrzwaniem" posiada duży wpływ na trwałość i odporność rur betonowych.

Niezależnie od sposobu wyrobu warunkiem koniecznym jego dobroci jest, aby materiały używane do wyrobu były bardzo czyste. Wszelkie materiały obce wprowadzone do betoniarki i w skutek tego następnie do formy, powodują pogorszenie się jakości wyrobu. Na ten zasadniczy warunek zwraca się przy wyrobie rur najmniejszą uwagę.

Wytwórcy angielscy wypuścili na rynek rury wyrabiane specjalnie starannie, zanurzone po wyjęciu z form, nie wcześniej jednak niż po 3 - 4 dniach, w kąpeli z roztworu krzemianu sodu - stąd ich nazwa "silicated stone pipe".

Częstym błędem popełnianym przy wyrobie rur betonowych w zimniejszych porach roku jest zbyt wczesne wyjmowanie rdzenia i zdejmowanie płaszcza formy. Pamiętać należy, że przy temperaturze spadającej trwale poniżej $+10^{\circ}$ beton należy utrzymywać w zamkniętej formie /choćby przyrządzany zarób był zupełnie suchy/ około 30 do 40 minut, dla związania się betonu na tyle, żeby po zdjęciu formy nie osiadł. Osiadanie betonu po rozszalowaniu, nawet w granicach trudnych do bezpośredniego stwierdzenia, jest bardzo szkodliwe dla wytrzymałości rury z powodu niedostrzegalnych gołym okiem pęknięć. Pęknięcia te po zupełnym stwardnieniu betonu można wykryć przez lekkie uderzenia młotkiem. Rura powinna wydać dźwięk czysty. Dźwięk głuchy dowodzi, że rura jest pęknięta i niezdatna do użytku.

Wady i uszkodzenia rur mają przeważnie swoje źródło w ich nieumiejętnym wykonaniu i pielęgnowaniu.

Niekorzystnymi czynnikami dla trwałości kanałów betonowych są: niewielkie spadki, które pozwalają ściekom stagnować w kanałach, powodując rozkład i gnicie, duże zawartości siarczanów w wodzie wodociągowej, które powodują powiększenie się ilości siarkowodoru, powstającego przy rozkładzie zanieczyszczeń w ściekach, złe wykonanie przewodów.

Tam, gdzie zachodzi obawa silnego ścierania dna przez toczące zanieczyszczenia wykłada się dno przewodu materiałem bardziej wytrzymałym. Stosuje się specjalne spody, łuski, płytki z kamionki, klin - kieru, terrakoty, żeliwa i t.p.

Przewody żelbetowe stosowane są na odcinki kanałów narazonych na większe obciążenia. Wykonywane są w miarę potrzeby na placu budowy lub też w wytwórniach. Stosowane są przekroje o najróżniejszych kształtach, najczęściej jednak kołowe i jajowe /rys. 53, 54, 55/. Wykonywane są również i w ten sposób, że spody wyrabiane są w wytwórni, dowożone i układane na dno wykopu, wierzch zaś dobetonowywany w wykopie /rys. 56/.

Wspomnieć wreszcie należy, że były również próby wykonywania kanałów betonowych przy pomocy zestawiania przekroji z poszczególnych gotowych segmentów /rys. 57/. Sposób ten nie rozpowszechnił się, gdyż w stosunku do przewodów budowanych z rur pełnych odcinkowych są one znacznie słabsze.

Kanały wykonywane całkowicie w wykopie.

Kanały murowane.

Kamienie naturalne. Kanały z kamienia łamanego lub ciosanego w nowoczesnej technice kanalizacyjnej nie są prawie zupełnie obecnie stosowane, gdyż obróbka ich wymaga dużego zużycia robocizny. Oddzielne kamienie mają nieprawidłową formę, przez to szwy otrzymuje się szerokie, trudne do wypełnienia zaprawą dla utrzymania pożądanej gładkości powierzchni wewnętrznych. W okolicach, gdzie jest możliwym otrzymanie kamieni naturalnych o pożądanej jakości, łatwych do obróbki, mogących być wobec tego wykorzystanymi ekonomicznie do budowy kanałów, specjalnie dużych zbieraczy, dać można im pierwszeństwo przed cegłą, jeśli zastosowanie tej ostatniej podraża cenę. Muszą być one dobrze oczyszczone ze wszystkich przylegających zanieczyszczeń, szczególnie z ziemi, która wypełnia liczne zagłębienia i szczeliny powierzchni. Potrzeba obróbki, starannego mycia oraz oczyszczenia może

spowodować znaczną wyżkę kosztów budowy. Nie należy budować kanałów z kamieni wapienistych; pierwszorzędny materiał stanowią skały krzemionkowe i porfiry. Przykłady wykonania kanałów z kamieni naturalnych mamy w sieci kanalizacyjnej Paryża, Rzymu, Neapolu /rys.58/, Drezna /rys. 59/. W Odessie wapień użyto do budowy kanałów deszczowych /rys.60/.

Częstokroć kamienie naturalne są stosowane w połączeniu z cegłą, którą przeznacza się do budowy zamknięć sklepienia lub odwrotnie również stosowane jako okładzina części wewnętrznych, szczególniej koryta, wykształcenia ostrych kantów i podobnie cele. Choć i tu przeważnie wyjątkowo, gdyż wszystkie takie części dają się wykonać przez zeszlifowanie muru wykonanego z klinkieru.

Spody są często, odgałęzienia względnie wpusty muszą być zawsze wykonane z innego materiału. P r z e w o d y z c e g ł y i k l i n k i e r u znajdują zastosowanie przy budowie sieci kanalizacyjnych dużych miast, gdy przekroje przewyższają zwykłe rozmiary rur kamionkowych. Materiał jest równie dobry jak kamionka. Od czasu jednak gdy w betonie niezbrojonym i zbrojonym uzyskano materiał budowlany, którego właściwości z punktu widzenia naukowego są w pełni wyjaśnione, oraz który pozwala w sposób prosty na nadanie mu dowolnych kształtów, zastosowanie kanałów murowanych z cegły zmniejsza się coraz bardziej. Niemniej wykazują one szereg zalet w stosunku do kanałów betonowych, w odniesieniu do trwałości mogą przewyższać betonowe, tak że nie można się spodziewać ich całkowitego zaniechania. Przede wszystkim dotyczy to odporności dobrze wypalonego klinkieru na wpływy chemiczne. W ostatnim wypadku istnieje pewność, że dobroć materiału jest wszędzie jednakową, podczas gdy przy wykonywaniu betonów koniecznym jest staranny dozór i ciągłe badanie materiałów oraz jego składu.

Cegła, którą się używa musi być pierwszorzędnej jakości i doskonale wypalona, gdyż to zwiększa jej szczelność oraz wytrzymałość na ścieranie, musi mieć gładką powierzchnię od strony wnętrza kanału /gładka powierzchnia idzie na wytworzenie powierzchni ściany, chropowata do zaprawy/. Cegły klinkierowe stanowią pierwszorzędny materiał budowlany - ich wielka wytrzymałość i jednolitość struktury usprawiają w pełni wyższą cenę. Od cegły kanalizacyjnej wymaga się, by nie zawierała wapna, by miała budowę jednolitą, zwartą, niezeszkliwioną, znaczną wytrzymałość i chłonność wody poniżej $1/6$ ich wagi. Gлина nie może być zbyt tłusta, aby się cegła nie zniekształcała przy wypaleniu.

Cegła przy małym przekroju przewodu jest materiałem kosztownym, pierścień najmniejszej grubości 14 cm. Zaletą jej jest, że kanał można natychmiast zasypać. Używana jest przy budowie tunelowej, gdzie użycie betonu nie jest możliwe, gdy rozkop musi być zaraz po wykonaniu kanału zasypany.

Na wewnętrzne ściany kanałów powinien być używany tylko najlepszy klinkier o przepisanej wytrzymałości na ciśnienie 350 kg/cm^2 . Chłonność takiego klinkieru nie przekracza dopuszczalnej granicy 5% wagi. Na ściany zewnętrzne z powodzeniem stosować można cegły mocno wypalone o mniejszej wytrzymałości. Cegły muszą być możliwie ostrokanciaste i ograniczone płaskimi powierzchniami. Nie mogą być one popękane, ani przepalone, oraz nie mogą być zanieczyszczone mułem, iłem lub gliną i powinny wydawać przy uderzeniu młotkiem jasny dźwięk.

W wypadku niewielkich przekroi z małymi promieniami zaokrągleń poleca się stosowanie cegły formowanej, gdyż użycie cegły normalnej powoduje zbytne rozszerzenie się szwów na zewnątrz. Szwy wewnętrzne nie

powinny być szersze niż 9-11 mm, zewnętrzne 9, zaś maksymalnie 29 mm. Ze względów praktycznych pożądanym jest ograniczenie w możliwym stopniu zastosowania cegły formowanej, wbrew wymaganiom autorów angielskich /Morre/, uważających, że cegły formowane powinny być wyrabiane dla wszystkich średnio wewnętrznych przewodów. Takie cegły specjalnie promieniste są w użyciu w Anglii i Niemczech.

Wszystkie cegły muszą być przed ich użyciem moczone w czystej wodzie conajmniej przez przeciąg 30 minut i w celu zabezpieczenia się przeciwko chłonięciu przez cegły wody z zaprawy. Jako zaprawę stosuje się zaprawę cementową o stosunku 1:3. Do wypełnienia szwów /wyfugowania/ stosuje się zaprawę bardziej tłustą 1:2. Dodatek trasy daje pewne zalety w odniesieniu do przepuszczalności i sprężystości zaprawy. Przed wszystkim powoduje się związanie pozostającego w cemencie portlandz - kim wolnego wapna, wobec czego zwiększa się jego odporność na wpływy chemiczne.

Dla zabezpieczenia dna przeciwko nieczącemu działaniu prowadzonego przez ścieki rumowiska, stosowano się powszechnie ubezpieczenia kamionkowe w postaci płyt, łusak /rys.61/ i spodów /rys. 62/, w niektórych miastach zastosowano półrury kamionkowe /rys.63/. Dla osiągnięcia dobrego oparcia, kładzione są spody większych rozmiarów z betonu, które pozwalają uniknąć szkód przy odprowadzaniu wody gruntowej w niecałkowicie osuszonym wykopie /rys.64/.

Przy wyborze materiału i to zarówno cegły jak i zaprawy należy być bardzo starannym. Cegły, które w dużym stopniu posiadają kawałki spalonego wapna /CaO/ i mają budowę porowatą, są niszczone przez tworzący się z zawartego w powietrzu kanalizacyjnym siarkowodoru kwas siarkowy. W połączeniu z wapnem wytwarza się gips, który powiększając

objętość powoduje odpękanie i łuszczenie się cegieł. Również zawarte w cementowej zaprawie wapno $\text{Ca}/\text{OH}/_2$ jest zamieniane na powierzchnię w gips, w postaci białej lepkiej masy, która bywa zmywana przez wielkie wody. W ten sposób zaprawa wystawiona jest odnowa na niszczące działanie kwasu siarkowego.

Buduje się kanały przy grubości ścianek większej niż $\frac{1}{2}$ cegły przeważnie w postaci poszczególnych pierścieni, w celu uzyskania jednolitej uszczelniającej powierzchni /warstwy/ z zaprawy 1:2 lub 1:2,5 /rys.65/. Również szwy powierzchni wewnętrznej zacięra się zaprawą cementową. Wymagana jest wysoka staranność roboty, w przeciwnym razie mogą powstać zniekształcenia, co spowoduje dużą infiltrację lub przesłanianie na zewnątrz. Takich braków można uniknąć przy starannym umieszczaniu cegły w zaprawie i przez wytwarzanie płaszcza z zaprawy pomiędzy dwoma oddzielnymi pierścieniami cegły, oraz z zewnątrz przewodu. Stosuje się różnego rodzaju wiązania. Przeważnie, jak wspomniano wyżej, daje się współśrodkowy pierścień z cegiel, układanych wszystkie jako wozówki równoległe do osi kanału /rys.66/. Stosowane są jednak również wiązania układane z wozówek i główek, jak w zwykłej budowie muru /rys.67/. Szwy są promieniste, w wypadku zwykłej cegły, rozszerzające się ku stronie zewnętrznej. Wypełniane są one całkowicie zaprawą.

Wykonanie ważnego z punktu widzenia wytrzymałości oparcia odbywa się w sposób różny, zależnie od właściwości gruntu i jakości zasypki. Gdy ograniczenie wykopu może być dokładnie dostosowane do przekroju, jest kanał zakładany bezpośrednio na gruncie /rys.68/. W wypadku niewytrzymałego gruntu stosowane być mogą różne sposoby. W przeważnej liczbie wypadków przekrój w ten sposób się wzmacnia, że jest on w

stanie przejąć występujące siły oisnące. Inna możliwość polega na tym, że przestrzeń między ścianą wykopu i kanałem wypełnia się betonem /rys.69,70/, wreszcie może być stworzone pewne oparcie przez zastosowanie dobrego materiału na zasypkę, do czego nadaje się szczególnie gruby żwir w warstwach silnie ubijanych /rys.71/ lub wpłukiwany piasek.

Odgałęzienia domowe są przyłączane albo przy pomocy kawałków rur, umieszczonych na wysokości odpływu zużytych wód domowych, lub w wypadkach większych głębokości kanału przez sklepienie. Są najczęściej stosowane specjalne kształtki jako wpusty dostosowywane do kształtu ściany /rys.72, 73, 74/.

Kanały z betonu i żelbetu wykonywane całkowicie w wykopie „in situ”.

W wypadku konieczności dużych przekroji oraz specjalnych kształtów wykonuje się kanały z betonu /rys.75,76,77/ względnie żelbetu /rys.78, 79,80,81/ całkowicie i bezpośrednio w miejscu ich pracy, w wykopie. W Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej przy zastosowaniu odpowiednich urządzeń mechanicznych układa się również kanały o bardzo dużym przekroju z gotowych odcinków betonowych rur zbrojonych $D = 4.0$ m/.

Do wyrobu żelbetowych rur stosują się te same uwagi, które wypowiedziano wyżej w stosunku do rur betonowych. Należy tutaj tylko podkreślić potrzebę zabezpieczeń przeciwko przesunięciu się uzbrojenia w czasie wyrobu rur, a więc na odpowiednie jego umieszczenie oraz umocowanie. Rury żelbetowe jako mocniejsze posiadają ścianki cieńsze i są wobec tego lżejszymi niż rury z betonu niezbrojonego.

Według zaleceń praktyków amerykańskich grubość sklepienia łukowego zbrojonego powinna wynosić w calach tyle ile wynosi rozpiętość w

stopach, przy czym minimum wynosi 5 cali./125 mm/ = 1:12. W wypadku sklepień betonowych grubość o 25% większa. Grubość spodu daje się o 1 cal większą niż w zworniku, zaś grubość pachwin jest dwa do trzech razy większa.

Kanały z rur azbestowych.

Kanały z rur azbestowych mają tę zaletę, że są bardzo lekkie. Szereg zalet rur azbestowych oraz sposób wyrobu podano w rozdziale opisującym wyrób przewodów wodociągowych. Zastosowanie mają w kanalizacji szczególnie w urządzeniach domowych.

Przewody żelazne.

Ich użycie przy budowie kanałów jest bardzo ograniczone, stosuje się do instalacji wewnętrznych. Znajdują zastosowanie na odcinkach kanałów szczególnie narażonych oraz gdzie pożądanym jest zastosowanie odcinków możliwie długich, np. przekroczenie linii kolejowych, również jako syfony pod rzekami.

Kanały z rur żeliwnych wykonywane są tam, gdzie jest wymagana duża mechaniczna wytrzymałość materiału, na odcinkach kanałów pod ciśnieniem oraz takich, gdzie istnieją zbyt duże prędkości niedopuszczalne przy użyciu innych materiałów, np. kanały burzowe o bardzo silnym spadzie.

Należy zwrócić uwagę, że użycie rur metalowych, jeśli jest pożądanym lub koniecznym, powoduje zawsze znaczne podrożenie kosztów wykonania.

Przewody z drzewa.

Stosowane są tylko dla odcinków znajdujących się stale pod wodą: wylotowe odcinki kanałów zapuszczane pod powierzchnię zwierciadła wody w odbiorniku. Stosowane są również dla przeprowadzania silnie kwaśnych lub alkalicznych ścieków fabrycznych. Wyrób klepkowy ich objaśniono w dziale "przewody wodociągowe".

Porównanie jakości przewodów kanalizacyjnych.

W celu wyjaśnienia sprawy zalet i wad kanalizacji wykonanych z różnych stosowanych w technice kanalizacyjnej materiałów należy najlepiej zdać sobie sprawę jakim wymaganiom powinny przewody kanalizacyjne odpowiadać. Należy więc rozpatrzyć ich zachowanie z punktu widzenia wytrzymałości statycznej, odporności na ścieranie, odporności przeciwko działaniom chemicznym, gładkości ścian, kształtu przekroju, oraz kosztów budowy.

Pod względem wytrzymałości statycznej zarówno w odniesieniu do obciążeń zewnętrznych, jak i wewnętrznych beton posiada przewagę nad innymi materiałami. Rury kamionkowe o przekrojach od 450 mm wzwyż układane w warunkach normalnych, muszą być obetonowywane, podczas gdy kołowe rury betonowe wymagają ochrony przy średnicy powyżej 800 mm. Należy zwrócić uwagę, że zawsze warunkiem koniecznym jest stosowanie odpowiedniego materiału na zasypkę oraz staranność pracy przy układaniu i zasypywaniu.

Materiał dna przewodu musi być dostatecznie odporny przeciwko ścierającemu działaniu toczonych po dnie zanieczyszczonych ścieków. Składają się one głównie z piasku ulicznego, drobnych odłamków starej nawierzchni, drobnego piasku do czyszczenia, fusów kawowych itp. Te

włoczone zanieczyszczenia działają niszcząco na materiał dna ścierając go. Ilość włączonych zanieczyszczeń jest tym większa, im gorszego rodzaju są nawierzchnie uliczne oraz im w mniej doskonały sposób jest zatrzymywany w skrzynkach wpustowych piasek, zbierający się na powierzchni ulic. Pod tym względem dotychczas utrzymywać się przekonanie, że kamionka przewyższa inne materiały. Z tego też względu spód kanałów wykonywanych z innych materiałów dla ochrony ich przeciwko ścierającemu działaniu tęczonego piasku wykłada się materiałem twardszym w postaci spodów, łusek, płyt z kamionki, klinkieru lub z innych materiałów wytrzymałych na ścieranie. Były nawet próby spodów ciosowych z kamieni naturalnych oraz z żeliwa. Skomplikowane połączenia i rozgałęzienia wykonuje się z ciosów w kanałach murowanych z kamionkowymi, w innych z betonu. Ostatnio przeprowadzane doświadczenia z rurami betonowymi ze zwykłego betonu lecz przy starannym wykonaniu dowiodły, że wytrzymałość dna kanału na zniszczenie można przyjąć równą wytrzymałości rur kamionkowych, w wypadku jednak rur betonowych wyrażanych specjalnymi metodami wytrzymałość ich jest większa.

O d p o r n o ś ć n a w o d y k o r o z y j n e. Pod tym względem rury kamionkowe przewyższają inne materiały. Są one w pełni odporne na wpływy chemiczne. Na cement względnie beton oddziałują szkodliwie niektóre wody. Działają niszcząco wody chemicznie czyste, ścieki zawierające kwasy, wody gruntowe zawierające dużo kwasu węglowego, siarczany, wody błotne z kwasami humusowymi, wody przemysłowe o temperaturze wyższej jak również grunty kwaśne i wapniste. Również niszcząco działa na beton woda morska. Im bardziej beton jest porowaty, tym bardziej należy się obawiać powstawania jego niszczenia. Zasadniczym więc warunkiem trwałości betonu jest jego gęstość.

Kwasy zawarte w wodzie powodują rozpuszczanie wolnego wapnia. Z wyjątkiem kwasu fosforowego prawie wszystkie inne kwasy nieorganiczne działają szkodliwie w różnym stopniu, taki sam wpływ mają kwasy organiczne za wyjątkiem kwasu szczawiowego.

Normalne ścieki miejskie mają charakter alkaliczny o wartości pH w granicach 7,2 - 7,8. Na skutek swych właściwości silnego wiązania kwasów również alkalicznie reagują ścieki zmieszane z wodami przemysłowymi. W normalnych więc warunkach nie istnieje obawa wpływu ścieków miejskich na beton. Wody gospodarcze mogą nawet mieć wpływ konserwacyjny przy tworzeniu się na wewnętrznej powierzchni zabezpieczającej, tłustej, mulastej powłoki. Powłoka ta może być jednak niszczone przez zbyt duże prędkości ścieków oraz istniejące w nich wolne kwasy.

Jeżeli wody ściekowe niosą w dużej ilości związki organiczne, rozkładające się już w kanałach, istnieje obawa tworzenia się pod wpływem siarkowodoru kwasu siarkowego. Siarkowodor jest obecny zawsze pośród gazów, znajdujących się w kanałach, a które są znacznie bardziej niebezpieczne dla betonu niż same ścieki. Siarkowodor powstaje wszędzie tam, gdzie rozkładają się związki organiczne, powodując powstawanie kwasu siarkowego, czynnika w silnym stopniu niszczącego beton.

Szczególniej należy się obawiać nagryzania w częściach, wystawionych na zmienny stan ścieków: części stale zatopione są zawsze znacznie rzadziej atakowane i zawsze w stopniu znacznie słabszym niż partie na wysokości zmiennego stanu wody.

W razie obaw niszczącego wpływu ścieków należy w wypadku użycia rur betonowych stosować środki ochronne. Należy zwrócić uwagę, że stosowane różne środki, mające na celu powiększenie szczelności beto-

nu wpływają ujemnie na inne jego właściwości. Powiększenie szczelności przez zwiększenie ilości cementu pogarsza sytuację z uwagi na nadmiar łatwo śtawkowanego wapna. Również malowanie olejami lnianymi, pokostem, olejami mineralnymi ciężkimi powoduje nasiąkanie nimi betonu, podczas trwającego dłużej procesu wiązania, zmniejszając wytrzymałość betonu i jego przyczepność, na skutek czego osiągalny skutek może być ujemnym jeśli następnie istnieją warunki powodujące zniszczenie powłoki tłuszczowej. Niektóre wyroby patentowane o składzie mniej więcej sekretnym dają zdaje się napgół dobre wyniki. Dobre wyniki uzyskuje się przez dodanie do wody, przygotowanej mieszanki betonu, szarego mydła w ilości 3 - 5 kg na 1 m³ betonu. Powierzchnie wewnętrzne powyżej poziomu średniej wody bywają pokrywane warstwami bitumicznymi, jak inortel i t.p. Ochrona przeciwko działaniu wody gruntowej może być wykonana w postaci zwykłej wyprawy lub metodą torowania, przez co wyklucza się nasiąkanie wodą.

Należy zdawać sobie sprawę z natury ścieków, które mają być bezpośrednio prowadzone przez budowane kanały. W razie przewidywania, że osiedlający się przemysł będzie wprowadzać do kanalizacji ścieki agresywne, poleca się w dzielnicach przeznaczonych dla przemysłu zakładać rury kamienkowe, lub należy przedsięwziąć odpowiednie zabezpieczenia, aby uczynić charakter ścieków przemysłowych nieszkodliwym w miejscu ich powstawania. Jeśli jednak nie ma gwarancji prawidłowego działania urządzeń zabezpieczających, należy albo rury betonowe uodpornić przy pomocy odpowiedniej powłoki, lub lepiej wogóle nie stosować rur z betonu, ze względu na to, że wiele środków ochronnych mniej lub więcej dobrych wypróbowanych doświadczalnie daje zawsze tylko wątpliwą konserwację. Nie należy jednak pod względem obaw przesadzać.

Dążenie usunięcia rur betonowych z techniki kanalizacyjnej z powodu tych w specyficznych warunkach zachodzących zastrzeżeń byłoby postępowaniem wbrew podstawowym zasadom techniki osiągnięcie celu przy pomocy najmniejszych środków. Zbyt często uogólniano wypadki odosobnione, tym bardziej, że rozpowszechnianie się opinii o korozyjności betonu odnosi się do czasów początku stosowania betonu, gdy jeszcze ani technika wykonania, ani dozór nad wyrobem nie stały na wysokości zadania.

Wybierając materiał do budowy należy jednak zdawać sobie do-
kładnie sprawę co do możliwości rodzaju ściągów, ich gęstości oraz co do charakteru gruntu i wód gruntowych.

Gładkość ścian jest z tych względów pożądana aby uniemożliwio-
ne było przyleganie do nich unoszonych i wleczonych zanieczyszczeń
oraz aby dla uzyskania dużych wydajności opory tarcia utrzymywać moż-
liwie nisko. Rury kamionkowe są z powodu swej polewy pod tym względem
korzystniejsze niż rury betonowe. Różnica jednak jakości ścian zosta-
je wkrótce po uruchomieniu kanalizacji wyrównana przez wytworzenie się
powłoki przysciennej, tak że do obliczenia przewodów przyjmują się dla
obu materiałów jednakowy współczynnik szorstkości. Należy jednak zwró-
cić uwagę, że ochronna powłoka tworzy się szybciej na powierzchniach
gładkich.

Pod względem przepuszczalności ścian nie istnieje między oby-
dwoma materiałami żadna różnica. Obydwa przełomy posiadają jednakową
chłonność w stosunku do wody, wynoszącą w wypadku dobrych wyrobów
około 2 - 3% ich wagi. Rury kamionkowe są zaopatrzone w nieprzepusz-
czalną powłokę w postaci polewy, zaś w wypadku rur betonowych uzysku-
je się ją odpowiednio do techniki wyrobu.

Odnosnie do kształtu, dopuszczalnych rozmiarów oraz długości

budowlanej rury betonowej posiadają wyższą nad kamionkowymi. Ponieważ rury betonowe są wyrabiane w żelaznych formach istnieje pewność, że wymiary gotowych rur odpowiadają dokładnie przepisom, tak że rury pasują do siebie dobrze, zaś ścinany odcinków przewodów nie wykazują żadnych nierówności. W przeciwieństwie do tego rury kamionkowe ulegają podczas wypalania lekkiemu skrócowi, tak że szczególnie przy dużych wymiarach tylko przez bardzo staranne sortowanie można osiągnąć pożądaną dobroć kształtów. Z powodu tych trudności rury kamionkowe o przekroju jajowym wyrabiane są tylko na specjalne zlecenie. Koszt takich rur jest z tego powodu nieopiemnie wysoki, tak że z małymi wyjątkami zastosowanie ich zostało zaniechane. Trudności istnieją też przy wyrobie rur o większych przekrojach, tak że użycie rur kamionkowych o średnicy większej niż 600 mm ze względów praktycznych i gospodarczych jest wykluczone; podczas gdy duże rury betonowe można wykonać równie dokładnie jak małe i wielkość ich wymiarów ograniczona jest tylko dopuszczalnym ciężarem przy przesuwaniu ich w wykopie, a więc sprawności dźwigu lub kółek używanych przy budowie przewodu.

Długość budowlana dla obu rodzajów rur jest ustalana na 1 m, może być jednak w wypadku wyrobu rur sposobem osredzkowym przekroczo-
na, bez wpływu na jakość wyrobu w odniesieniu do kształtu. W ten sposób zmniejsza się liczba styków, co wpływa na polepszenie jakości ciągu, gdyż są one zawsze z różnych względów słabymi punktami rurociągu.

Co się wreszcie tyczy kosztów obydwu rodzajów przewodów, to rury betonowe są znacznie tańsze od rur kamionkowych. W zależności od odległości miejsca wyrobu kamionek i rur betonowych są ceny w wypadku średnich wymiarów od 250 - 400 mm średnicy o 30 do 50% niższe w stosunku do rur kamionkowych pierwszego gatunku. W wypadku rur betono-

wych wyrabianych sposobem odśrodkowym różnica jest nieco mniejsza, gdyż dla tych ostatnich z powodu specjalnego sposobu wyrobu koszty wypadają wyższe, czemu odpowiada również wyższa jakość materiału.

Koszty ogólne rurociągów, przewodu i koszty układania dają dalsze powiększenie rozpiętości na korzyść rur betonowych, gdyż ich układanie w stosunku do rur kamionkowych jest tańsze o 10 - 15%.

Na podstawie wyżej wypowiedzianych uwag wnioski są następujące: przy normalnych spadach i normalnych ściekach miejskich rury kamionkowe i betonowe są jednowartościowe w odniesieniu do tych właściwości, których się wymaga od dobrego materiału przewodów. Tylko w takich dzielnicach, gdzie istnieją lub są oczekiwane chemicznie szkodliwe odpływy należy oddać pierwszeństwo rurom kamionkowym. To samo odnosi się do odcinków ze spadami, na których przekroczone są prędkości graniczne. Z uwagi na znaczną różnicę kosztów w okresach gospodarczej biedy powinno się ogólnie stosować rury betonowe. Całkowite stosowanie rur kamionkowych ma uzasadnienie tylko w wypadkach silnych finansowo gmin, które są w stanie w pełni urzeczywistnić zdrową zasadę techniki kanalizacyjnej, że dobrym powinno być najlepsze.

Kanały z betonu i żelbetu mają w stosunku do kanałów murowanych różne zalety. Przede wszystkim są korzystniejszymi w wypadku wykonania większych przekroji betonowych, gdyż pociągają za sobą mniejsze koszty budowlane. Postęp budowy jest ogólnie w wypadku kanałów betonowych większy niż w wypadku murowanych, co ma znaczenie szczególnie przy budowie w wodzie gruntowej. Możliwość wykonywania w betonie w sposób prosty różnych kształtów, odgrywa dalej rolę, skoro tylko chodzi się o budowę różnych rodzaj specjalnych obiektów. Również przez wzmocnienie betonu przy pomocy wkładek żelaznych można w sposób odpo-

wiedni dostosować się do rzeczywistych obciążeń budowli. Z drugiej strony posiadają tego rodzaju kanały określone wady, omówione wyżej.

Ustalenie kształtu i rozmiarów przekroju jest rezultatem badań statycznych. W ogólności, mianowicie w wypadku większych przekroi, stosuje się sklepienia dostosowane kształtem do linii ciśnienia. Przez uzbrojenie można uzyskać nie do pogardzenia oszczędność na grubości ścianek oraz szerokości wykopu. W poszczególnych wypadkach należy przez porównanie kosztów zdecydować jaki sposób wykonania jest najkorzystniejszy z punktu widzenia gospodarczego. Trwająca jeszcze obecnie z dawniejszych lat niechęć w zastosowaniu żelazobetonu w technice kanalizacyjnej nie ma żadnego uzasadnienia, gdyż przy stosowaniu się do przepisów wykonania tego rodzaju budowle okazały się równie dobre, jak kanały murowane.

Układy sieci kanalizacyjnych.

Zależnie od sposobu odprowadzenia różnych ścieków, rozróżnia się rozmaite rodzaje sieci odwadniających.

Przede wszystkim odgrywają tu rolę substancje odchodowe. Powinny być one w miastach i zamieszkałych miejscowościach ze względów estetycznych, higienicznych, technicznych i gospodarczych doprowadzone do przewodów odwadniających przy pomocy splukiwanych klozetów. Istnieją jednak i dzisiaj takie stosunki, które zmuszają do zbierania odchodów w dołach, beczkach lub wiadrach. Zdarzyć się to może w miastach zaopatrzonych w sieć przewodów odwadniających, nie posiadających zaś wodociągów, względnie na przedmieściach o charakterze wiejskim z domami nie posiadającymi urządzeń wodociagowych. Jest możliwym wówczas bezpośrednio użyć odchodów na cele rolnicze. Koniecznym jest jednak

ich wywóz przy pomocy odpowiednich urządzeń, zwykle szczelnych beczkowozów.

Układ nie przyjmujący do sieci przewodów odwadniających odchodów nosi nazwę kanalizacji częściowej.

Najdoskonalszy sposób usunięcia ścieków polega na zbieraniu w sieci podziemnych przewodów odwadniających wszystkich odpływów z odchodami właściwie i odprowadzenie ich wspólnie do odbiornika. Układ, który przyjmuje poza wodami brudnymi, deszczem oraz ściekami przemysłowymi również odchody, nosi ogólnie nazwę kanalizacji pełnej lub ogólnospławnej.

Zależnie od tego, czy wody brudne z odchodami i wody deszczowe są prowadzone oddzielnie lub łącznie rozróżniamy dalszy podział układów sieci kanalizacyjnych. Pierwszy układ z przewodami, prowadzącymi wody brudne i deszczowe we wspólnej sieci, nazywa się układem jednolitym - kanalizacja ogólnospławna według układu jednolitego.

Drugi rodzaj, w którym wody deszczowe odprowadza się osobną siecią przewodów krytych lub przewodami otwartymi, albo częściowo powierzchniowo, częściowo podziemnie po najkrótszej drodze do odbiornika; zaś odchody i wody brudne usuwa się przy pomocy drugiej niezależnej sieci przewodów krytych, nosi nazwę układu rozdzielonego. Z tych dwóch sieci może być wykonana w całości tylko jedna sieć ścieków domowych; druga zaś na wody deszczowe może być w pewnych warunkach zupełnie pominięta, np. jeśli teren jest bardzo przepuszczalny, ulice nie mają szczelnej nawierzchni, procent zabudowania jest bardzo mały. W innych wypadkach sieć przewodów deszczowych będzie rozbudowywana tylko częściowo w głównych ulicach miasta.

Stosownie do technicznego wykonania może w wypadku układu roz-

dzielczego wchodzić w rachubę poza układem grawitacyjnym, układ zestopniowany. Wody brudne płyną własnym spadkiem do najniższego punktu wydzielonej zlewni, stąd zaś podnoszone są sztucznie do wyżej biegnącego kanału innej części zlewni miejskiej, aby dalej znów płynąć spadkiem własnym.

Można zestawić te układy w sposób następujący:

I. Kanalizacja częściowa. Spław nieczystości z wyłączeniem odchodów.

II. Kanalizacja pełna /ogólnospławna/. Spław wszystkich nieczystości.

1. Układ jednolity. Wody brudne i deszczowe we wspólnej sieci.

2. Układ rozdzielony. Wody brudne i wody deszczowe oddzielnie.

a/ podziemna sieć przewodów odwadniających dla wody brudnej i deszczowej,

b/ podziemna sieć dla wody brudnej, woda deszczowa odprowadzona częściowo podziemnie, częściowo po powierzchni,

c/ podziemna sieć dla wody brudnej, wody deszczowe odprowadzone po powierzchni,

d/ stosownie do technicznego wykonania sieci wód brudnych: odprowadzenie własnym spadkiem,

" własnym spadkiem strefowe i sztuczne podnoszenie na stopniach - układ zestopniowany.

Przelewy burzowe.

Ze względu na to, że w wypadku układu jednolitego sieci przewodów odwadniających, prowadzenie odpływów deszczowych głównym przewodem zbiorczym na oczyszczalnię wywoływałoby konieczność bardzo dużych wymiarów jego przekroju, częstokroć uniemożliwiając jego zmieszczenie w ulicy, oraz nadmiernej rozbudowy oczyszczalni ścieków, należy w dogodnych miejscach przewód taki odciażać. Przeprowadza się to przez umieszczenie w odpowiednio obranych punktach przelewów burzowych, przez które znaczna część odpływu burzowego przelewa się z przewodu zbiorczego do tak zwanego przewodu burzowego, lub krótko mówiąc burzowca, odprowadzającego te wody najkrótszą drogą do odbiornika. Przekrój odciażonego w ten sposób zbieracza może być poniżej przewodu burzowego wydatnie zmniejszony. W ten sposób zmniejsza się koszt wykonania całości urządzeń odwadniających, gdyż, zamiast dużej ilości zbieracza o rosnącym niepomrotnie przekroju dla odprowadzenia wód deszczowych z całej zlewni, wykonuje się krótkie odcinki burzowców, odprowadzających odpływy burzowe z ograniczonych jej części.

Ze względu na ochronę odbiornika przed nadmiernym zanieczyszczeniem się w obrębie miasta odpływami z burzowców, wysokość progu przelewowego musi być tak dobrana, by ścieki dopływające rozpoczynały się przez niego przelewać dopiero po osiągnięciu określonego minimum warunkami rozcieńczenia przez wody deszczowe.

W przewodach układu jednolitego odpływy podlegają bardzo silnym wahaniom: w czasie pogody posusznej płyną niemiłowielkie stosunkowo ilości wód brudnych, natomiast w okresach deszczów nawaalnych odpływ wzrosnąć może, zgodnie z wyżej powiedzianym, do 100-krotnej wartości odpływu wód brudnych.

Wymiary przewodów dla wód brudnych układu rozdzielonego w stosunku do przewodów wód deszczowych są niewielkie, wahania w przepływie również niewielkie. Przekroje przewodów deszczowych nie uzyskują nadmiernych wymiarów, gdyż staramy się odprowadzić odpływy najkrótszą drogą do odbiornika.

Rozcieńczenie przy którym rozpoczynają pracować przełowy ustala się przede wszystkim w zależności od wielkości i stanu odbiornika. Wyraża ono stosunek średniego odpływu wód brudnych lub największego godzinowego w dniu przeciętnym do rozcieńczających go wód opadowych. Od stosunku tego zależą rozmiar i koszt przewodów zbiorczych /kolektorów/ oraz oczyszczalni ścieków. W sieciach wykonanych stosowano rozcieńczenie od 1:2 do 1:10-krotne. Praktyka wykazuje, że najodpowiedniejszym jest stosunek około 1:3, przy którym wody z deszczów dłużej trwających o niskim natężeniu mieszczą się jeszcze w zbieraczach, zaś tylko odpływy z silnych krótkotrwałych deszczów są odprowadzane przez przełowy. Przy rozcieńczeniu 1:3 ilość wód burzowych jest już tak wielka, że pochodzić może tylko z opadów bardzo silnych, krótkotrwałych nawalnych. Charakterystyka odpływu takich wód burzowych jest taka sama, jak fali powodziowej w rzekach, t.j. bardzo szybki wzrost ilości odpływu w początkowych okresach deszczu i znacznie wolniejszy spadek odpływu po skończeniu się jego. Wobec takiego charakteru fali odpływu, przyjęte rozcieńczenie 1:3 trwa w rzeczywistości niezmiernie krótko, zapewne mniej, niż jedną sekundę, i natychmiast wzrasta do wartości wielokrotnie większych. Po ukończeniu deszczu, gdy się sieć opróżnia, wypełniona właściwie już tylko samą prawie wodą deszczową, stopień rozcieńczenia wogóle nie wchodzi w rachubę, gdyż jest bardzo wysoki.

Z tego wynika, iż nie należy przesadzać w przyjmowaniu wyso -

kiego stopnia rozcieńczenia ścieków na przelewach burzowych, gdyż prowadzi to do za dużych rozmiarów kanałów głównych /zbieraczy/ i oczyszczalni ścieków, przy równoczesnym małym lub żadnym skutku w zachowaniu czystości wody w otwartym ścieku /odbiorniku/.

Porównanie układów.

Ogólnego pravidła jaki układ odwodnienia i w jakim zakresie należałoby w każdym poszczególnym wypadku zastosować podać nie można. Żadne szablone rozwiązanie nie spełni wszystkich warunków. Inżynier musi wybrać takie sposoby traktowania ścieków, które będą dawały wyniki najbardziej zadowalniające.

Porównanie zalet oraz wad układów jednolitej sieci odwadniającej i rozdzielonej należy rozpatrzyć z punktu widzenia gospodarczego, technicznego oraz higieny.

Korzystniejsze rozwiązanie z punktu widzenia gospodarczego da układ, przy którym koszty budowy i utrzymania będą niższe. Jeżeli zachodzi potrzeba podziemnego odprowadzenia obu rodzajów ścieków, koszt założenia jednolitej sieci przewodów odwadniających będzie prawie zawsze tańszy od kosztów sieci rozdzielonej. Układ rozdzielony natomiast jest zawsze tańszy wówczas, gdy wystarczy budowa tylko jednej sieci na ścieki domowe, zaś wody deszczowe można pozostawić odpływające po powierzchni rynsztokami do istniejących odbiorników. Ten wypadek zachodzi w miastach ogrodach o luźnym zabudowaniu, rozrzuconych w jakimś pasem wzdłuż jakichś rzek czy potoków i posiadających duże spadki ulic o słabym ruchu. Nie wszystkie jednak miejscowości nieduże o słabym i lekkim ruchu ulicznym nadają się do budowy sieci rozdzielonej; w miejscowościach niedużych, lecz posiadających silne spadki terenu,

z punktu widzenia gospodarczego opłaca się budować sieć wspólną z następującej przyczyny: ponieważ nie można schodzić z rozmiarem kanałów poniżej pewnej praktycznej granicy 25-30 ^{cm} średnicy, różnica w kosztach sieci liczonej wyłącznie za wody zużyte oraz sieci jednolitej będzie w tym wypadku niewielka. W małych więc miastach i na stromych spadach opłaca się zakładać sieć jednolitą, gdyż przy nieznacznym powiększeniu granicznego rozmiaru przewodów osiąga się możliwość odprowadzenia nie tylko wód zużytych, lecz również i opadowych.

Ze względu jednak na to, że koszty budowy kanalizacji składają się z kosztów sieci przewodów ulicznych, odwodnienia nieruchomości oraz oczyszczalni, miarodajną liczbą służącą za podstawę do porównania jest koszt łączny tych trzech rodzajów urządzeń.

Również kosztu odwodnienia nieruchomości i połączenia ich z przewodami ulicznymi są wyższe w wypadku układu rozdzielonego, z tych samych powodów co sieci ulicznej. Ilość połączeń nieruchomości domowych z przewodami ulicznymi wypada prawie dwukrotnie większa w układzie rozdzielonym niż jednolitym. Wydatki na odwodnienie nieruchomości nie obciążają bezpośrednio gminy, lecz właścicieli nieruchomości, jednak przy rozpatrywaniu całości kosztów muszą być wzięte również pod uwagę.

Sprawa przedstawia się odwrotnie jeżeli rozpatrzeć koszty oczyszczalni ścieków. W wypadku układu rozdzielonego rozmiary urządzeń oczyszczalni wymagane są mniejsze niż dla układu jednolitego. Wobec tego jednak, że rozcieńczono deszczem odpływy są mniej zanieczyszczone można dopuścić do pewnego przeciążenia urządzeń oczyszczania wstępnego /mechanicznego/. Urządzeń części biologicznej przeciążać się nie powinno, szczególnie biologii naturalnej, tak że muszą być one wymia -

rowano większymi. Ponieważ w przeważnej liczbie wypadków oczyszczalnio przesuwane są poza obręb miasta, można stan rzeczy polepszyć w ten sposób, że na przelewio burzowym, który powinien być zawsze umieszczony przed wejściem głównego zbieracza na teren oczyszczalni, dopuścić mniejsze rozcieńczenie, przy którym przelew zacznie działać. Zawsze jednak kosztu budowy oczyszczalni w układzie jednolitej sieci przewodów będą większe, szczególnie jeśli z powodu braku spadku naturalnego ścieki będą musiały być podnoszone na oczyszczalnię. Ze względu na zmienność dopływów trudniejsza jest obsługa oczyszczalni w wypadku ostatnim oraz większe jej koszty ruchu. Natomiast koszty utrzymania i obsługi sieci przewodów odwadniających układu jednolitego są mniejsze ze względu na prawie dwukrotnie mniejszą długość przewodów.

Decydującym czynnikiem z punktu widzenia gospodarczego jest ostatecznie wysokość łącznych kosztów budowy oraz utrzymania całości urządzeń tak, że w wypadkach wątpliwych należy odpowiednie przeliczenia przeprowadzić.

Z uwagi na techniczne rozwiązanie układu sieć jednolita ma tę wielką zaletę, że pozwala na spławienie ścieków i wód deszczowych w sposób najprostsz. Jest to szczególnie ważne, gdy przewody biegną przez ulice wąskie, w których brak miejsca na ułożenie podwójnej linii kanałów, przewodów wodociagowych, gazowych, kabli elektrycznych oraz telefonicznych. Trudność też może sprawiać umieszczenie podwójnych studzionek rowizyjnych.

Spadki przewodów układu jednolitego dostosowywane są do spadku ulic. W wypadku układu rozdzielonego na terenach płaskich jest możliwym powiększenie spadku przewodów deszczowych przez spłyconie ich górnego odcinka. Najmniejsze zagłębienie przewodu deszczowego uwarunkowa-

ne jest możliwością doprowadzenia wody z wpustów ulicznych. Przez powiększenie tą drogą spadku można osiągnąć zmniejszenie przekroji przewodów.

Ze względu na możliwość pozostawania osadów prędkość przepływu ścieków nie powinna spadać poniżej pewnej granicy. W przewodach sieci jednolitej warunki są zasadniczo pod tym względem mniej korzystne z uwagi na to, że rozmiary przekrojów są dobierane na odpływy burzowe, które mogą przewyższać odpływy wód brudnych 100-krotnie. Napełnienie przekroju w okresie pogody porywistej jest bardzo niewielkie, zaś istniejąca w tym czasie prędkość może być niedostateczną dla unoszenia cięższych zanieczyszczeń. Przeciwdziała się temu przez odpowiedni dobór kształtu przekroju np. jajowego lub z węższą rynną w dnie dla wód brudnych. Spłukiwanie osadów wodami deszczowymi może się okazać niedostatecznym, wobec czego dla usunięcia osadów będzie koniecznym stało płukanie względnie oczyszczanie sieci.

Przewody układu rozdzielonego dobiera się do największego przepływu wód brudnych, wahania w przepływie są naogół niewielkie i można tak dobrać przekroje, by prędkości były dostateczne dla utrzymania się sieci w czystości. Górne początkowe odcinki przewodów ze względu na granicę wymiaru najmniejszego $\varnothing 0,25 - 0,30$ m/ nie wypełniane wodami brudnymi wymagają jednak płukania.

Z uwagi na higienę nie można zgóry żadnemu z obydwóch układów oddać pierwszeństwa. Zanieczyszczenie odbiornika zależy będzie przede wszystkim od stanu oczyszczania ulic i podwórzy oraz przyzwyczajonych mieszkańców do porządku i czystości. W wypadku układu jednolitego pierwsze fale deszczu, spłukujące brud z dachów, podwórzy i ulic oraz osady w przewodach, nie będą powodowały przelewania się wód

odpływowych do burzowca, lecz spłyną do oczyszczalni. Dopiero następnie fale znacznie mniej zanieczyszczonego odpływu będą się przelewać do burzowca i wpływać do odbiornika. Przeważna ilość deszczów spłynie całkowicie na oczyszczalnię. Częstość działania przelewów jest mała, czas pracy stosunkowo niewielki 20-30 godzin w roku.

W wypadku układu rozdzielonego wody z każdego deszczu doprowadzane są do odbiornika w obręb miasta, przy czym ich zanieczyszczenie, jak wyżej wspomniano, może być nawet dla pierwszych fal odpływu większe niż ścieków domowych.

Według badań, przy rozpatrywaniu okresów dłuższych, układ rozdzielony powoduje większe zanieczyszczenie odbiornika, natomiast jednolity może spowodować bardzo krótkotrwałe, zwiększone zanieczyszczenie, lecz w sumie doprowadza do odbiornika mniejszą ilość zanieczyszczeń.

Należy zwrócić uwagę, że przy układzie jednolitym istnieje możliwość, szczególnie w wypadku silnych spadków terenu, przepełnienia się przewodów i zalania piwnic, co z punktu widzenia higienicznego jest objawem niepożądanym.

Wśród znawców tych spraw panują dość sprzeczne poglądy co do ostatecznych wniosków, któremu z układów oddać pierwszeństwo. W Niemczech polecany jest układ jednolity, w Anglii i St. Zjednoczonych Am. Płn. rozdzielony, u nas w Polsce profesorowie K. Pomianowski i R. Rośkoński uważają zasadniczo za najodpowiedniejszy układ sieci jednolity. Decydować o wyborze układu powinny zawsze warunki miejscowe, przy czym trzy wyżej omówione czynniki odgrywają główną rolę. Na jeden jeszcze czynnik należy zwrócić uwagę. W noworozwijających się miastach względnie gminach niezamożnych pierwszą potrzebą jest odprowadzenie wód zużytych. Ponieważ przewody sieci wód brudnych mają rozma-

ry stosunkowo małe wobec czego koszty założenia nie wysokie, można z początku wykonać sieć podziemną tylko dla odprowadzenia wód zużytych, zaś wody deszczowe odprowadzić czasowo po powierzchni. Budowę podziemnej sieci odwadniającej dla wód deszczowych wykonać można w miarę wzrastania potrzeb odprowadzenia wód burzowych, przy czym przede wszystkim uwzględniać się będzie dzielnice znajdujące się w najmniejkorzystniejszych warunkach.

Należy podkreślić, że przy układzie sieci rozdzielonym istnieje konieczność ścisłego dozoru, zabezpieczającego przeciwko wprowadzaniu niedozwolonego deszczowego odpływu z dachów, podwórz i t.d. do przewodów sieci wód brudnych, gdyż może nastąpić jej przeciążenie w czasie ulow. Potrzeby tego dozoru i niebezpieczeństwa nie ma w wypadku układu jednolitego.

Wspomnieć również należy, że częstokroć dochodzi do łączenia układów; zwykle w ten sposób, że przeważa jeden układ, zaś pozostały zastosowany jest na części obszaru. W Anglii jest stosowany powszechnie układ częściowo rozdzielony, polegający na tym, że wody deszczowe z tyłów nieruchomości, dachów oraz wybrukowanych podwórz odwadniają się do sieci wód zużytych; z ulic i części przednich nieruchomości do sieci przewodów deszczowych. Wydaje się taki układ odpowiednim tylko w wypadku niewielkich domów o małej powierzchni brukowanych podwórz i położonych w ogródkach.

Streszczając poprzednio powiedziano można podać następujące cechy dla porównania układów.

Układ sieci.

jednolitej

rozdzielonej

Zalety:

Prosty układ sieci przewodów zajmującej mniej miejsca niż sieć podwójna układu rozdzielonego, o ile wody deszczowe nie mogą być odprowadzone krótkimi przewodami do odbiornika. Koszt połączeń domowych prawie dwukrotnie mniejszy niż w układzie rozdzielonym. Prostsza i tańsza obsługa.

Brak niebezpieczeństwa zalania piwnic. Małe przekroje dla wód brudnych przy równomierniejszej i większej prędkości i głębokości przepływu. Również w wypadku terenu płaskiego odprowadzenie z należytym spadkiem krótkimi przewodami wód deszczowych, co zmniejsza ich przekroje; płytsze ich położenie. Jednostajny skład i ilość wód brudnych zmniejsza koszty budowy i ruchu oczyszczalni.

Wady:

Większa głębokość oraz większe koszty przewodów głównych, urządzeń przepompowujących ścieki, oczyszczalni. Niewielkie wypełnienie i prędkości przy przepływie w czasie pogody posusznej. Niebezpieczeństwo zatapiania piwnic.

Bardziej zawiły układ sieci, zajmującej więcej miejsca, często złożone obiekty na sieciach. Większe koszty budowy całości urządzeń. Większe koszty utrzymania kanałów. Staranne zabezpieczenie przeciwko wprowadzaniu odpływów deszczowych do sieci wód brudnych.

Zasady projektowania sieci odwadniającej.

Projekt sieci przewodów odwadniających opierać się musi na szeregu studiów wstępnych. Projektu nie można ograniczać do obszaru zabudowanego, gdyż sieć odwadniająca, której budowa jest kosztowna, powinna spełniać swoje zadanie przez długi szereg lat z uwzględnieniem rozwojowych możliwości miasta - zwykle 30-40. Opracowanie ostateczne i szczegółowe powinno być poprzedzone przez opracowanie wstępne. Służy ono jako podstawa do uzgodnienia generalnego projektu regulacji i rozbudowy miasta z projektem kanalizacji. Konieczna jest więc początkowo, na co zwracał się dotychczas, współpraca urba-

nisty i hydrotechnika. Uzgodnione być muszą przynajmniej zaludnienia w związku z tym obszar zabudowy, a tym samym wielkość powierzchni do odwodnienia, kierunki głównych przewodów, położenie oczyszczalni oraz wylotu kanalizacji, spływy jednostkowe wód zużytych domowych i burzowych. Muszą być ustalone miejsca przelewów burzowych. Dla umożliwienia zestawienia wstępnego kosztorysu wykonać należy szereg wierceń na linii przebiegu zbieraczy i w miejscu przeznaczonym na oczyszczalnię ścieków. Wykreślone być muszą przekroje podłużne zbieraczy. Do opracowania generalnego posługujemy się mniej szczegółowymi planami w skali 1:10000 oraz mapami sztabowymi w podziałce 1:25000. Mapy te służą do określenia działów wód i zbadania czy będzie się miało do czynienia z wodami obcymi z powierzchni nie przewidzianych pod zabudowę, mających zaś spadek ku osiedlu. Wody takie muszą być również odpowiednio ujęte i odprowadzone do odbiornika, przy czym należy się starać takto zewnętrzne obszary odwodniać niezależnie od sieci kanalizacyjnej miejskiej. Wody z obszarów zewnętrznych doprowadzone do sieci obciążają ją niepotrzebnie, powiększając koszty jej budowy. Ociążenie można obniżyć przez wprowadzenie tych wód wprost do odbiornika lub przy pomocy kanałów obiegowych. Koniecznym jest również zebranie możliwie wyczerpujących danych hydrologicznych, dotyczących odbiornika.

Projekt szczegółowy oparty być musi na planach dokładniejszych 1:1000 - 1:5000 z warstwicami terenu oraz niwelacją wszystkich ulic, danymi o istniejących przewodach podziemnych, o głębokości piwnic i spodzie fundamentów domów, o rodzaju nawierzchni i stanie ulic, położeniu otwartych ścieków i stanach wody w nich, dostatecznymi danymi hydrogeologicznymi na liniach zbieraczy, sięgającymi około 2 m poniżej ich dna.

Rozkład sieci kanalizacyjnej zależy będzie od charakteru powierzchni obszaru osiedla i jego położenia w stosunku do odbiornika. Sieć przewodów składać się będzie z: głównego zbieracza, ujmującego i doprowadzającego cały odpływ ze zlewni do oczyszczalni lub przepompowni ścieków, zbieraczy drugorzędnych dochodzących do zbieracza głównego oraz przewodów bocznych.

Pierwszą czynnością projektującego sieć odwadniającą jest wyznaczenie na podstawie przebiegu warstwic działów wód oraz linii największych zagłębień powierzchni - kotlin. Zasada jest, by wszystkie ścieki, o ile jest to możliwe, odprowadzano były własnym spadkiem po najkrótszej drodze, t.j. w sposób najszybszy i najtańszy. Miejsca więc głównych zbieraczy wyznaczają nam linie największych zagłębień powierzchni odwodnianej, końcówki górno wielu przewodów jej grzbiety. Przewody boczno doprowadzać powinny po najkrótszej drodze ścieki do zbieraczy. Należy unikać kierunków wstecznych i linii łamanych.

Zaprojektowanie sieci przewodów odwadniających polega na wyznaczeniu linii przebiegu wszystkich kanałów, spadku ich dna i jego poziomu oraz rozmiaru przekroju na poszczególnych odcinkach. Kierunek spływu ścieków zaznacza się na planie strzałkami. Dla zaprojektowania zagłębienia dna jego spadku oraz rozmiaru przekroju przewodów rysuje się przekroje podłużne wszystkich zbieraczy w podziałce skazonej długości jak na planie, wysokości 1:100-200. Usiłowanie naszym powinno być doprowadzenie wszystkich ścieków w jedno miejsce, poniżej którego umieścić będzie można oczyszczalnię ścieków. Nie zawsze jest to jednak możliwom ze względu na układ wysokościowy powierzchni. Decyduje on o ukształtowaniu się linii przewodów, nadając jej kształt sieci podłużnej /rys. 82/, poprzecznej /rys. 83/, gwiazdистой /rys. 84/.

W pewnych warunkach, gdy nie jest możliwym, ze względu na przebieg działów wód, połączenie wszystkich zbieraczy w jeden główny, lub z powodu położenia niektórych części miasta zbyt nisko w stosunku do innych, otrzymuje się sieci wydzielone lub strefowe /rys. 85, 86/.

W sieci dobrze założonej w warunkach korzystnych prędkości ścieków w przewodach powinny się wahać w granicach 0,6 - 2,0 m/sok. Przewody boczne, prowadzące niewielkie przepływy, zakładać należy z dużym spadkiem, by przy małych napełnieniach przekroju prędkości nie spadały zbyt nisko, co sprzyja powstawaniu osadów. Przewody główne mogą otrzymywać spadki mniejsze, a nawet jest on wskazany ze względu na to, by nie powstawały zbyt duże prędkości, powodujące niszczenia przewodów. Ze względu na potrzebę płukania końcówek kanałów, powinny one być tak założone, by istniała możność jego wykonania przy pomocy ścieków, prowadzonych przez przewód krzyżujący się z końcówką. Osiągnąć się to daje przez połączenie na takim skrzyżowaniu końca kanału bocznego z przewodem poprzecznie doń idącym w studzience złączowej. Wlot do kanału bocznego leży wówczas niżej dna przewodu poprzecznego i normalnie jest zamknięty /rys. 87/. Otwiera się go na czas płukania. Układ taki pozwala na pełną swobodę w kolejności budowy odcinków kanałów, gdyż można bez potrzeby budowania na całym odcinku dolnym wyżej położonego zbieracza, gdy niżej położony nie jest w pełni obciążony, wprowadzić do tego ostatniego czasowo ścieki z określonych dzielnic, wymagających szybkiego odwodnienia. Ślepo konce kanałów bocznych trzeba płukać wodą wodociagową, co jest kosztowne. W celu zmniejszenia kosztu takich urządzeń łączy się kilka ślepych końcówek w jeden węzeł złączony z płuczką. Umożliwia to kolejne płukanie z jednego miejsca poszczególnych odcinków sieci.

W wypadku powierzchni całkowicie płaskiej na układ sieci wpływają rozplanowanie ulic w stosunku do kierunku naturalnego odwodnienia oraz względy gospodarcze. Te ostatnie wyznaczają miejsce głównego zbieracza po linii środkowej osiedla. W wypadku zlewni falistej główny zbieracz biegnie po najniższych miejscach terenu, znajdujących się zazwyczaj w sąsiedztwie odbiornika. Zależnie od tego czy osiedle jest rozłożone po jego jednej stronie, czy też po obydwu stronach, wykonywane są jeden lub dwa główne zbieracze. Łączy się je, przechodząc jednym z nich pod rzeką, a przewód wspólny, doprowadzający ścieki na oczyszczalnię.

Dążeniem naszym powinno być doprowadzenie wszystkich ścieków do jednego punktu, gdzie stanąć ma oczyszczalnia lub pompownia, gdyż osiąga się przy tym zmniejszenie kosztów budowy tych ostatnich urządzeń oraz kosztów ich ruchu. Nawet gdyby była możliwość skorzystania z kilku odbiorników, względnie zachodziła potrzeba połączenia dwóch niezależnych zlewni przy pomocy tunelu, należy uważać połączenie za bardzo wskazane. O rozwiązaniu stanowić powinna suma kosztów rocznych oprowadzania, amortyzacji i ruchu. Projektujący powinien się trzymać zawsze zasady, by układ był możliwie jak najprostszymi, dający najniższe koszty budowy i ruchu.

W układzie jednolitym trasa głównego zbieracza powinna tak przebiegać, aby otrzymywały się możliwie krótkie burzowce.

Zasadnicze znaczenie dla układu sieci przewodów odwadniających ma wylot kanalizacji do odbiornika. Umieszcza się go poniżej miasta. Gdy poziom otworu ujściowego staramy się umieścić w takiej wysokości, by i przy najniższych stanach w odbiorniku ujście było zatopione, dno głównego zbieracza na wylocie powinno leżeć na takiej wysokości, by

w możliwie niewielkim stopniu stan wody w rzecie wpływać na poziom ścieków. Należy pamiętać o tym, że przy przeprowadzaniu ścieków przez oczyszczalnię traci się od 1-3 m spadku. Częstokroć ustosunkowanie wysokościowe zlewni i stanów wody w odbiorniku nie pozwolą na całoroczny, niepodtopiony przepływ wody w głównym zbieraczu. Dążymy wówczas do tego, by podtopienie było możliwie niewielkie i krótkotrwałe. Tam, gdzie się tego osiągnąć nie da koniecznym jest założenie pompowni ścieków, przy czym staraniem naszym będzie tak ułożyć pod względem wysokościowym całość urządzeń, by praca pomp w roku wypadła jak najkrócej. Gdy odbiornik biegnie z większym spadkiem niż główny zbieracz, można przez przedłużenie tego ostatniego zyskać na wysokości. Najmniejszo nachylenie dna zbieracza nie może spadać poniżej 0,3%. Najmniejszymi korzystnymi warunkami będą takie, gdy w ciągu całego roku ścieki będą musiały być podnoszone w celu odprowadzenia ich do odbiornika. W takim wypadku sieć odwodniająca musi być rozdzielona i pompy obciążone tylko wodami zużytymi domowymi. Odpływy deszczowe odprowadza się po powierzchni lub krótkimi płytkimi przewodami podziemnymi. Gdy układ powierzchni miasta jest taki, że z jego większej lub mniejszej części ścieki dają się odprowadzić własnym spadkiem z pozostałej zaś nie, koniecznym jest podział na strefy z niezależnymi zbieraczami, połączonymi przed oczyszczalnią łącząca pompownią dla stref dolnych.

W wypadku sieci jednolitej z przelewami, odciażającymi główny zbieracz, może się okazać koniecznym umieszczenie na niektórych z nich urządzeń przepompowujących ścieki w okresie wysokich stanów wód w odbiorniku. Wydatek pomp powinien odpowiadać spływowi z deszczów najczęściej się trafiających w czasie wozbrań. Wobec tego, że wozbrania w rzekach wywoływane są przez deszcze długotrwałe, nie istnieją praw-

dopodobiństwo w tym okresie deszczu nawalnego. Na odcinkach płaskich bez spadku może się okazać korzystnym doprowadzenie ścieków do jednego lub kilku punktów, skąd się je podnosi do poziomu wyższego, w celu uniknięcia wielu głęboko założonych przewodów. Przy takim rozwiązaniu zbieracz główny leży w poziomie wyższym. Wreszcie w wypadku większych odbiorników w czasie wezbrań można dopuścić wprowadzenie do nich ścieków bez oczyszczenia, a więc z pominięciem oczyszczalni. Należy wówczas odpowiednio umieścić przewód omijający oczyszczalnię.

Po wyznaczeniu kierunku głównych i drugorzędnych zbieraczy biera się odpowiednio do wyznaczonych linii przebiegu najbliższe ulice i drogi, w których się je umieszcza. Pod zbieraczem, które dochodzą do znacznych wymiarów, należy bierać szerokie możliwie prostoliniowo ulice, jak najbardziej zbliżono do założonego kierunku zbieracza. Należy unikać zakładania ich na wąskich i krzywych ulicach. W każdym razie w dzielnicach już zabudowanych należy stosować się do istniejących ulic, aby nie wywołać niepotrzebnych kosztów. Jeżeli planu zabudowy niema, należy dążyć do tego, aby kierunki ulic przystosowano do wymagań kanalizacji. Przewody odwodniające powinny być w zasadzie układane pod ulicami lub drogami. Należy unikać układania kanałów pod prywatnymi posiadłościami. Tylko bardzo wyjątkowo trudności mogą uzasadnić taki projekt i wykonanie. Wówczas najłepiej by takie nieruchomości kupione były przez gminę na własność.

Obliczenie sieci kanałów.

Mając zaprojektowany układ sieci przewodów kanalizacyjnych można przystąpić do obliczeń. Do tego celu należy się połączyć planem sytuacyjnym miasta 1:1000 - 1:5000, na którym przeprowadza się podział

powierzchni i jej obliczenie /rys.88/. Jeśli istnieje już projekt wodociągów można posłużyć się, przy wykonaniu niewielu poprawek, zresztą nie zawsze i potrzebnych, rozdziałem i obliczeniem powierzchni, wykonanym dla projektu wodociągów.

Na otrzymanych powierzchniach o wyglądzie dachów, przeważnie trójkąty i trapezy, wpisuje się ich wielkości w ha. Stosownie do wyznaczonego kierunku przepływu sumujemy na węzłach idąc od góry po powierzchnie, przy czym sumowanie przeprowadza się niezależnie dla powierzchni o jednakowej charakterystyce spływu /gęstości zaludnienia lub zabudowy/. Na planie tym muszą być zaznaczone barwami granice stref o różnej gęstości zaludnienia. Liczby otrzymane wpisuje się przy węźle prostopadle do osi przewodu. Rzymska liczba przed wielkością powierzchni oznacza strefę. P l a n w ten sposób otrzymany nosi nazwę p o d z i a ł u p o w i e r z c h n i. Za ostatnim węzłem głównego zbieracza lub przed oczyszczalnią względnie pompownią łączne sumy powierzchni stref dać powinny powierzchnię całego miasta objętą projektem sieci przewodów odwodniających.

Na planie następnym, zawierającym tylko linie przebiegu przewodów /rys.89/, z zaznaczonymi ich końcówkami oraz strzałkami kierunku spływu ścieków, wpisujemy na węzłach, na podstawie wyżej otrzymanych sum powierzchni, ilości przepływu ścieków w węźle. W celu otrzymania tych wartości mnożymy powierzchnie poszczególnych stref przez odpowiednie spływy jednostkowe wód zużytych domowych oraz wód deszczowych, przy czym z wykresu odczytuje się nie spływ dla każdej kategorii zlozwni, lecz jako funkcję sumy zlozwni wszystkich kategorii. Spływy jednostkowe wód brudnych dla poszczególnych stref wpisuje się w jednym z rogów planu. Spływy jednostkowe wód burzowych stanowią osobny załącz-

nik. Wyżej objaśniono sposób ich obliczenia.

Obliczenie sieci polega na: wyrysowaniu przekrój podłużnych /rys. 90/ wszystkich zbioraczy /w miarę możliwości i kanałów bocznych/, ustaleniu spadku dna i doborze odpowiednich przekrój oraz obliczeniu niweloty dna we wszystkich charakterystycznych punktach kanałów, t.j. na początku kanału, każdym węźle, zabudowaniu spadku, kierunku i na wylocie. Przy bardzo małych spadach należy w obliczeniach uwzględnić nie spadek dna lecz zwierciadło wody. Głębokości kanałów muszą odpowiadać zagłębieniu piwnic oraz głębokości działek budowlanych.

Biog obliczenia jest zależnym od układu sieci kanalizacyjnej. W wypadku kanalizacji rozdzielonej przeprowadzić musimy oddzielnie obliczenie sieci kanałów dla odprowadzenia wód brudnych i deszczowych.

Spadek przewodów.

Spadek kanałów dla uzyskania jak najmniejszych rebot ziemnych daje się możliwie zgodzić ze spadkiem ulic. Powinien być jednak dostatecznym dla utrzymywania się kanałów w czystości. Jako najmniej szą prędkość, umożliwiającą samoczyszczenie się przewodów należy uważać 1 m/sek przy ośkowitym wypełnieniu przekroju, zaś 0,5 m/sek w czasie pogody posusznej. Jeżeli ścieki nie prowadzą piasku można zejść nawet do prędkości 0,4 m/sek. Gdy otrzymuje się prędkości mniejsze należy stosować spadek sztucznie zwiększony, gdy zaś położenie odbiornika na to nie zezwala koniecznym jest stałe płukanie sieci. Mierzącą jest siła unoszenia $S = \gamma J \cdot h \text{ kg/m}^2$ /7/ / $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$, J - spadek dna, h - napężenie/. Wynosić ona powinna 0,25 - 0,35 kg/m^2 .

Z drugiej strony należy unikać zbyt dużych prędkości, gdyż niesiony ściekami piasek ściera dno i ściany. Nie powinna ona przekraczać w wypadku stałego przepływu, kanały dla zadytch wód domowych względnie odpływ w kanałach sieci jednolitej w okresie posusznego, $2,5 \text{ m/s}$ lub $3,3 \text{ m/s}$, gdy ścieki nie mają płasko. Wyjątkowo w kanałach deszczowych dla przepływu największego, który trwa krótko, można dopuścić prędkości do 6 m/s . Najkorzystniejsza prędkość wynosi $1,2 \text{ m/s}$.

Napełnienie przekroju nie powinno być mniejsze niż 3 cm , gdyż w przeciwnym wypadku niesione przez ścieki większe zanieczyszczenia wchodzą w styczność z dnem powodując zwiększenie oporów tarcia.

Przy obliczeniach przyjmuje się, że w kanałach istnieje ruch jednostajny oraz, że spadek jest określony przez spadek dna, przy czym miarodajnym przepływem do obliczeń jest przepływ przy końcu odcinka. Nie jest to zgodne z rzeczywistością, gdyż na początku odcinka przepływy są o wartość dopływu na odcinku mniejsze i wobec tego przy tym samym przekroju napełnienie mniejsze.

Przekroje dobiera się w ten sposób, by dla przyjętych za miarodajne do zachunku przepływach przewód prowadził wodę bez olśnienia. Zwykle dobiera się taki wymiar, by napełnienie wynosiło $0,6 - 0,85$ pełnej wysokości.

Mając przygotowany plan z ilościami przepływów w węzłach można przystąpić do obliczenia całej sieci kanałów. Potrzebne są poza tym przekroje podłużne obliczanych kanałów. Przed przystąpieniem do obliczenia przekroń przewodów należy uzgodnić położenie niwelety wszystkich kanałów w węzłach. Dla kanałów bocznych można przekroń podłużnych nie kroić, o położeniu niwelety dna orientuje się projektujący na

podstawie planu warstwicowego. Po uzgodnieniu niweloty dna kanałów, tak by uzyskano były dostateczne i możliwie duże spadki, przy zachowaniu dostatecznego zagłębienia kanałów, można przystąpić do stopniowego obliczenia rozmiaru przekroji przewodów. Spadki kanałów określi sam układ terenu.

Wyloty kanałów bocznych powinny leżeć w ten sposób, by zwierciadło wody w dochodzących kanałach nie znajdowało się niżej niż w kanale głównym, aby nie mogło powstawać spiętrzenie ścieków w kanale bocznym. Najlepiej umieścić dno dochodzącego kanału na wysokości zwierciadła ścieków w odbiorniku, o ile tylko jest do rozporządzenia spad. W przeciwnym wypadku daje się wylot kanału na wysokości około 10 cm nad dnem odbiornika.

Aby nie powstawało spiętrzenie zwierciadła wody w czasie pogody posusznej, należy tak dobierać przekroje, by w miejscach węzłów leżało ono na jednej wysokości. Najlepiej przekroje łączyć w ten sposób ze sobą, by licowało nie dno lecz sklepienie /rys.91/. Wówczas jednak otrzymuje się dno zestopniowane. Traci się tyle spadku, ile wynosi różnica wysokości kolejnych przekrojów. Przy niewielkich więc spadkach powierzchni z konieczności licuje się dno /rys.92/. Powoduje to jednak, że w wypadku pełnego wykorzystania dolnych przekrojów, odcinki górno pracują pod niewielkim ciśnieniem. Z chwilą zaś gdy kanały zaczynają pracować pod ciśnieniem, miarodajnym dla ich obliczenia jest spad linii ciśnienia.

Granice spadków, zgodnie z wyżej powiedzianym, dla różnych średnic można odczytać z załączonego wykresu /rys.53/. Warunki miejscowe zmuszają częstokroć do odstępstw od tych norm, przy czym przewidziano wówczas być muszą odpowiednie środki zaradcze. Mniejszych

spadków niż 0,3‰ na zbieraczach dawać nie można, raczej za granicę dolną powinno się uważać spadek 0,5 - 1,0‰. Bardzo duże spadki mogą być zmniejszone przez wprowadzenie spadów /stopni, studzienek spadowych/.

Należy zwrócić uwagę, że częstokroć w wypadku bardzo płaskiej powierzchni w celu nieprzekraczania spadków najmniejszych, powiększa się przekroje, gdyż mogą dla nich być zastosowane mniejsze spadki. Popoławia się w ten sposób błąd, gdyż w przewodach powstaje dla podanych spadków /rys. 93 / prędkość 0,5 m/s przy odpowiednio dużym wypełnieniu przekroju. Powiększenie przekroju może więc tylko pogorszyć stan rzeczy, powodując zmniejszenie napełnienia przewodu oraz prędkości przepływu. Raczej powinno się iść w kierunku zmniejszenia przekroju oraz wybudowania urządzenia dla umożliwienia częstego płukania kanału.

Można dla określenia granicznych spadków posłużyć się następującym prawidłem. W wypadku kanałów ulicznych kołowych największy spadek powinien wynosić 1 dzielone przez średnicę w cm, najmniejszy 1 dzielone przez średnicę w mm; w wypadku normalnego przekroju jajowego zamiast średnicy należy przyjąć największą szerokość przekroju w świetle. W wypadku odwodnienia działek należy zamiast średnicy przyjmować wielkość promienia.

Niekiedy warunki miejscowe zmuszają nas do odstępstwa od norm powyższych. W Gdyni z konieczności zastosowano dla średnicy 200 mm spadek 1‰ /1:1000/; w Łowiczu prawie wszystkie zbieracze musiały być zaprojektowane w spadku 0,5‰.

Położenie w przekroju ulicy.

Przewody muszą być tak umieszczone w przekroju ulicy, aby nie kolidowały z przewodami innego rodzaju /rys.94/. W wypadku sieci jednolitej kanały umieszczają się przeważnie w osi ulicy, z wyjątkiem szerokich ulic ponad około 24 m, lub ulic z podwójną jezdnią. W wypadku sieci rozdzielonej umieszczają się kanały deszczowe i wód brudnych albo bezpośrednio obok siebie albo w określonym odstępie pośrodku; gdy są potrzebnymi dwa kanały wód brudnych umieszczają się je pod chodnikami, zaś z reguły kanał deszczowy w osi ulicy, za wyjątkiem bardzo szerokich ulic.

Wykonanie kanałów wód brudnych pod chodnikami napotyka na trudności z powodu innego rodzaju przewodów, umieszczonych tam już poprzednio. Zasada powinno być umieszczanie takich przewodów pod chodnikami, które wymagają częstego odkopywania.

Głębokość umieszczenia.

Głębokość umieszczenia kanałów zależy przede wszystkim od głębokości piwnic oraz wysokości poziomów wody w odbiorniku. Również odgrywają rolę zabezpieczenie przeciwko zamarzaniu przewodów, działaniem ośnieżenia i uderzeń, oraz poziom wody gruntowej.

Powinno się dążyć do takiego zagłębienia kanałów, by można było odwozić piwnice. Jeżeli oznaczamy przez p zagłębienie dna piwnicy, przez d średnicę kanalizacji domowej, h głębokość wpustu domowego pod dnem piwnicy, l odległość najniższego i najbardziej oddalonego wpustu /zwykle przyjmuje się najbardziej odległy wlot w połowie głębokości działki budowlanej/, przy czym dno wylotu kanalizacji umieścimy na wysokości 0,25 m ponad dnem kanału, wówczas najmniejszą zagłębienie

nie kanału ulicznego wyniosie, przy spadzie kanalik 20‰ /1:50/
oraz t różnicy poziomu powierzchni podwórza oraz ulicy

$$H = p + 0,25 + d + 0,02 l + h + t \quad /8/$$

Przy płaskiej zlewni $t = 0$ i przyjęciu średniego zagłębienia dna piwnic pod nawierzchnią ulicy 1,6 m, głębokości działki 20 m, zaś szerokości ulicy 12 m, $d = 0,15$ m oraz $h = 0,30$ otrzymuje się zagłębienie kanału ulicznego:

$$H = 1,60 + 0,25 + 0,15 + 0,64 + 0,30 = 2,94 \approx 3,00 \text{ m.}$$

Stosownie do zagłębienia dna piwnic głębokość kanału ulicznego powinna wynosić od 2,5 - 3,5 m. Do pojedynczych głębiej założonych piwnic stosować się nie należy. Odwodnienie takich piwnic przeprowadza się przy pomocy niewielkich pomp uruchamianych najlepiej samoczynnie, przy czym rury odprowadzające ścieki będą podwieszone na ścianie piwnicy i wprowadzone do kanału ulicznego. W wyższym poziomie niż dno piwnicy. W wypadku szerokich bardzo ulic zaoszczędzić można na długości przykanalików przez ułożenie dwóch przewodów po obu stronach ulicy. Zwrócić również należy uwagę w wypadku sieci jednolitej na umożliwienie odwodnienia piwnic i w czasie odpływów deszczowych, przy czym należy pamiętać o tym, by nie powstawała możliwość zalania piwnic. Gdy ze względów gospodarczych nie wskazano są zbyt duże zagłębienia kanałów ulicznych, należy kanalik domowy dla zabezpieczenia piwnic od zalania zaopatrzyć w samoczynnie działające zamknięcia w postaci klap zwrotnych. Zamknięcia takie, jeśli mają działać należyście, powinny być pod stałym dozorem.

Zabezpieczenie przeciwko niebezpieczeństwu zamarzania oraz działaniom ciśnienia i uderzeń wymaga przykrycia o grubości co najmniej 1 - 1,2 m.

W wypadku sieci rozdzielonej o głębokości kanałów wód zużytych decydują głębokości piwnic, zaś o głębokości kanałów deszczowych głębokości wpustów ulicznych, które wynoszą do 1,4 m, często - kroć zaś znacznie mniej. Dodając do powyższego zagłębienia wpustu spadek przewodu, łączącego wpust z kanałem ulicznym oraz wysokość wlotu nad dnem kanału w sumie około 0,5 - 0,6 m, otrzymujemy głębokość dna ulicznego kanału deszczowego około 2 m pod powierzchnią ulicy.

Czynnikiem, który również odgrywa pewną rolę i który należy wziąć pod uwagę jest jakość gruntu oraz wody gruntowe. Dążeniem powinno być umieszczenie kanałów powyżej poziomu wody gruntowej, gdyż budowa poniżej jej poziomu bardzo podraża koszty założenia sieci, szczególnie w płynnym piasku. Wskazany jest wówczas użycie przekroi obniżonych. Z drugiej strony częstokroć jest pożądanym wykorzystanie przewodów kanalizacji w celu stałego obniżenia poziomu wód gruntowych i stworzenia przez to lepszych warunków zdrowotnych.

Obliczenie przekroi.

Zgodnie z planem sytuacyjnym i przekrojami podłużnymi układa się dane dla poszczególnych kanałów w zestawienie.

1	2	3	4	5			
Nr. porządk. węzła	km kanału	skrzyżowanie z ulicą	odległość od poprzedniego punktu m	Obszar zlewni w ha poniżej przelewu burzowego			
				I kat ha	II kat ha	III kat ha	Razem ha

d.c.

6					7		
Wód brudnych 1/szk					Współczynniki odpł. wód burzowych		
I kat 1/szk	II kat 1/szk	III kat 1/szk	z przelewu burzowego 1/szk	Razem 1/szk			
					I kat	II kat	III kat

d.c.

8				9			
Wód burzowych l/szk				Z przełomu burzowego l/szk	Razem do kanału l/szk	do burzow- ca przez przełom l/szk	Rzędne niweloty dna
I kat l/szk	II kat l/szk	III kat l/szk	Razem l/szk				

d.c.

10	11	12	13	14	15	16
spad ‰	przekrój kanału cm	napojnienie cm brudn. burz.	rzędne zw. wód burz.	rzędne zw. wód brudn.	prędkość m/szk brudn. burz.	Uwagi

Przepływ obliczeniowy nie powinien zapełniać całkowicie prze-
kroju. Wolna część umożliwia przewietrzanie przewodu oraz stanowi po-
wien współczynnik bezpieczeństwa. Przyjmuje się wypełnienie w wypadku
przewodów:

kołowych o średnicy 0,15 - 0,30 m	0,6 d
0,35 - 0,45 "	0,7 "
0,50 - 0,60 "	0,75 "
0,60 "	0,80 "

jałowych do pachwin

Obliczenie przekroju kanałów odbywa się przy pomocy jednego
z wzorów na ruch burzliwy jednostajny. Niezależnie od materiału wy-
konania kanałów przyjmuje się ten sam współczynnik szorstkości. W wy-
padku dobrze utrzymanej sieci kanalizacyjnej o gładkich ścianach z
żelaza, cegły lub betonu współczynniki szorstkości mało się różnią.
Najpowszechniej stosuje się do obliczeń uproszczony wzór Kuttera:

$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{R J} \text{ m}^3/\text{sok} \quad /9/$$

lub wzór Manninga

$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}} \text{ m}^3/\text{sek} \quad /10/$$

Współczynnik szorstkości we wzorze Kuttera m przyjmuje się równy 0,35, we wzorze Manninga $n = 0,013$. J jest spadkiem czwórcin dla wody lub linii ciśnienia.

Ponieważ obliczenie bezpośrednie wzorem jest utrudnione /na leży przy zadanym przepływie i przyjętym spadku dobierać drogą prób przekrój/, staramy się tę pracę uprościć przez zastosowanie wykresów /rys.95-100/, na których ustalono dla wszystkich możliwych wypadków i przekroi ilości przepływu wody i napełnienia przekroi. W ten sposób ułatwia się i przyspiesza bardzo pracę.

Załączone wykresy pozwalają przeprowadzić obliczenia dla najczęściej stosowanych przekroi kanałów kołowego i jajowego podwyższonego. Do obliczenia również posłużyć się można zwykłym wykresem drabinkowym do wzoru Manninga /rys.101,102,103/.

Przekroje złożone sprowadza się zwykle do przekroju kołowego o tej samej szerokości d. Stosunek wydatku obu porównywanych przekroi nie pozostaje stałym w miarę wzrostu d, jednak błąd, jaki się popełnia leży w granicach dopuszczalnych rachunku. Dla obliczonego raz na zawsze stosunku prędkości v_1/v_0 oraz wydatków Q_1/Q_0 , gdzie v_0 i Q_0 są wartościami dla przekroju kołowego v_1 oraz Q_1 dla przekroju złożonego, można dla obliczenia przekroi złożonych posługiwać się wykresami sporządzonymi dla przekroju kołowego. Dla obliczenia napełnień przekroi posłużyć się trzeba dodatkowo wykresami wydatku przekroi, sprowadzonymi do średnicy $d = 1,0$.

Jeżeli oznaczymy stosunek wydatku Q_0 przy pełnym przekroju do

przewodnika ze spadku J przez współczynnik $a = \frac{Q_0}{\sqrt{J}}$, to wówczas stosunek powyższych dwóch wartości przy innym napełnieniu może być przedstawiony wyrażeniem $a \cdot c = \frac{Q}{\sqrt{J}}$, przy czym współczynnik a , zależący od napełnienia przekroju $\frac{H}{d}$ równa się $a = \frac{Q}{Q_0}$, gdzie Q wydatek odpowiadający częściowemu wypełnieniu.

W sposób podobny obliczyć można współczynnik prędkości v przy częściowym wypełnieniu przekroju: $b \cdot w = \frac{v}{\sqrt{J}}$; $b = \frac{v}{v_0}$ zależy od stopnia wypełnienia przekroju $\frac{H}{d}$, zaś v_0 jest prędkością przy wypełnionym przekroju.

Wartości współczynników a i b są funkcjami napełnienia i prawie nie zależą od wymiarów przewodów. Z tego względu z dostateczną dla celów praktycznych dokładnością, można przyjąć ich wartość średnią dla wszystkich rozmiarów przewodów tego samego kształtu.

Dla częściej stosowanych kształtów przekroju podano obliczone stosunki zasadniczych elementów hydraulicznych /rys. 104-115/. Jeżeli chcemy obliczać przekroje o jakichś innych kształtach, wówczas należy obliczyć współczynnik dla v i Q przy założonym spadku $J = 1$ oraz średnicy $d = 1$, następnie obliczyć kilka punktów w celu wykreślenia krzywej wydatku.

Chcąc skorzystać z wyżej wspomnianych wykresów należy przede wszystkim określić warunki dla całkowicie wypełnionego przekroju. Obliczając następnie stosunek pomiędzy dwoma wartościami dla przekroju pełnego i częściowo wypełnionego określić można przy pomocy wykresów szukane wartości. Na przykład chcemy zaprojektować na spadku 1‰ kanał o przekroju kołowym dla przepływu $Q = 300$ litr/sek, przy czym zakładamy, że wypełnienie przekroju wynieść powinno 0,3 części wysokości. Z wykresu odczytujemy, że przy takim wypełnieniu prze-

krój przeprowadzi w stosunku do przekroju całkowicie wypełnionego 1,08-krotnie większy przepływ. Szukamy więc średnicy przekroju o wydatku $Q_0 = 300 : 1,08 = 278$ litr/sek. Odpowiada temu średnica 70 cm, przy czym prędkość przepływu wynosi $v_0 = 0,72$ m/sek. Z wykresu znajdujemy, że przy wypełnieniu przekroju 0,9, stosunek prędkości do prędkości pełnego przekroju wyraża się liczbą 1,13, wobec czego prędkość przepływu wynosić będzie $v = 1,13 \times v_0 = 1,13 \times 0,72 = 0,81$ m/sek.

Dla tego samego spadku oraz przepływu chcemy zaprojektować kanał o kształcie przekroju jajowego $/h = 1,5 d/$ tak, by był on wypełniony do pachwin, odpowiada to 0,67 wydatku pełnego przekroju. Dla tego kształtu przekroju stosunek jego wydatku Q oraz wydatku przekroju kołowego Q_0 przy wypełnionych przekrojach wynosi $\frac{Q}{Q_0} = 1,61$, zaś $\frac{v}{v_0} = 1,1$. Przekrój jajowy wypełniony całkowicie przeprowadza $\frac{300}{0,67} = 448$ litr/sek. Szukamy więc przekroju kołowego o wydatku $Q_0 = \frac{448}{1,61} = 278$ litr/sek. Poprzednio znaleźliśmy, że odpowiada temu średnica 70 cm, oraz że prędkość przepływu pełnego przekroju wynosi $v_0 = 0,72$ m/sek. Dla pełnego przekroju jajowego $v = 1,1 \times 0,72 = 0,79$ m/sek, przy wypełnionym zaś do pachwin przekroju $v_1 = v \times 1,07$, wobec czego $v_1 = 1,07 \times 0,79 = 0,85$ m/sek. Odpowiedzi jest przekrój 70x105 cm.

W wypadku kanalizacji jednolitej w węzłach podano być muszą ilości ścieków brudnych i deszczowych. Wody deszczowe sumują się od punktu, w którym warunki miejscowe pozwalają na umieszczenie przelewu burzowego, przy pomocy którego zrzuci się nadmiar wód deszczowych do odbiornika. Poniżej przelewu burzowego przepływ do obliczenia wynosi przyjętą $/n \times 1/$ -krotną ilość ścieków brudnych, odpowiadając przyjętemu rozrzedzeniu. Ścieki brudne sumowane są w dalszym ciągu,

natomiast sumowanie wód deszczowych rozpoczynany od początku i pozostawienie wód deszczowych za przelewem. Zwykle wód brudnych jeśli są ich niewielkie ilości nie sumowuje się ze spływem deszczowym. W ten sposób oblicza się wszystkie odcinki kanałów.

Na przekroju podłużnym /rys. 90/ /po-
działka wysokości 1:100, długości 1:2000-5000/ podane być powinny, poza rzędnymi ulicy i niwelety dna kanału, rzędne zwierciadeł ścieków, spadki, długości odcinków, przekroje /wymiar kanału/, głębokości piwnic i fundamentów domów, wyniki wierceń geologicznych z zaznaczonym zwierciadłem wody gruntowej; wskazane wloty bocznych kanałów z ich numeracją i podaną rzędną dna oraz oznaczone wszystkie obiekty uzbrajające sieć, jak: ponumerowane studzienki złazowe, świetliki, szyby śniegowe, przelewy burzowe, wpusty, płuczki i t.d. Ulice przebiegu kanału powinny być nazwane na przekroju, z rozgraniczeniem gdy kanał przechodzi w inną, oraz oznaczone i nazwane skrzyżowania z ulicami poprzecznymi. Można również na przekroju pokazać kanał, choć zwykle orientuje się go według ulic i studzienek. Numerację kanałów przeprowadza się od dołu tak, jak kolejno dochodzą one do zbieracza głównego, względnie do zbieraczy. Studzienki numeruje się na zbieraczach od dołu przy czym na wlocie bocznym kanałów numerację się przerywa oznaczając dalszymi bieżącymi numerami studzienki na dopływie, po czym wraca się z numerami na zbieracz /rys. 116/.

Obliczenie sieci rozdzielonej przeprowadza się w sposób podobny, tylko osobno dla wód deszczowych i dla wód brudnych. Odpowiednie zestawienia będą więc nieco uproszczone.

Na planie ulic miasta, z zaznaczonymi granicami zabudowy, wykreśla się wszystkie linie kanałów otrzymując projekt sieci

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, zwań się krótko uzbrojeniem sieci. Do uzbrojenia tego mogą należeć:

studzienki złączowe /rowiąyjne/

wpusty uliczne.

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

światliki,

spieczniki,

zsypy śniegowe,

studzienki spadowe,

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