CZĘŚĆ SIÓDMA

INŻYNIERJA MIEJSKA

TREŚĆ

Strona

Budowa miast. Napisał inż. Ignacy Drexler, profesor politechniki (Lwów) 1467
I. Miasto jako całość 1467
1. Określenia ogólne 1467
2. Mapy miasta 1468
3. Prace wstępne 1470
4. Plany regulacyjne ogółowe i szczegółowe 1474
5. Przebudowa i rozbudowa miasta 1478
II. Elementy miast 1482
1. Ulice 1483
2. Węzły ulic 1493
3. Place 1495
4. Bloki 1500
5. Zieleń i woda 1507

Porty lotnicze. Napisał inż. Stanisław Naszkiewicz (Lwów) . . . 1511

Scalanie gruntów. Napisał inż. Stanisław Kluźniak, docent politechniki (Warszawa) 1523
I. Wdrożenie postępowania scaleniowego 1524
II. Postępowanie scaleniowe . . . 1526
III. Projekt scaleniowy 1530
IV. Zakończenie postępowania scaleniowego 1532
V. Normy dokładności przy ustalaniu wartości gospodarstw . . 1532
VI. Postępowanie techniczne 1534
VII. Projekt scaleniowy 1538
VIII. Postępowanie techniczne w zastosowaniu do warunków dzielnicowych 1543
IX. Znaczenie gospodarcze scalenia 1544

Parcelacja. Napisał inż. Stanisław Kluźniak, docent politechniki (Warszawa) 1545
I. Ogólne zasady parcelacji 1546
II. Likwidacja stosunków dzierżawnych i służebnych przy parcelacji 1549
III. Nabywcy 1550
IV. Doręczanie orzeczeń zatwierdzających projekty parcelacyjne . . 1551
V. Przepisy szczególne 1551
VI. Parcelacja prywatna 1552
VII. Uproszczenia przy wykonywaniu parcelacji w związku z postępowaniem scaleniowem 1556

Strona

VIII. Parcelacja dzierżawna 1556
IX. Postępowanie techniczne . . . 1556

Hydrogeologja w zakresie nauki o wodach podziemnych dla potrzeb osiedli. Napisał dr. inż. Romuald Rosłoński, docent politechniki (Lwów) 1567
I. Czynniki występywania wody w podziemiu 1567
II. Siły rządzące wodą podziemną 1570
III. Definicje wód podziemnych . . 1571
IV. Stosunek wody gruntowej do atmosferycznej naziemnej . . . 1573
V. Oznaki wody gruntowej w podziemiu 1574
VI. Twory rzeczne i lodowcowe . . 1575
VII. Wody gruntowe w Polsce . . . 1578
VIII. Wody mineralne w Polsce . . . 1582

Kanalizacja miasta. Napisał inż. dr. Romuald Rosłoński, docent politechniki (Lwów) 1583
I. Wiadomości ogólne 1583
II. Techniczne zasady projektu kanalizacji 1588
III. Ilości odpływu kanalizacyjnego 1599
IV. Szczególne urządzenia kanalizacyjne 1611
V. Profile normalne 1614

Wodociągi miejskie. Napisał inż. dr. Otto Nadolski, profesor politechniki (Lwów) 1617
I. Prace wstępne przed opracowaniem projektu wodociągu . . . 1618
II. Ogólne zasady projektu wodociągowego 1632
III. Ujęcie wodociągowe 1636
IV. Rurociągi 1668
A. Żeliwne rury wodociągowe według norm polskich . . . 1693
B. Żeliwne rury wodociągowe według norm niemieckich . 1713

Gaz w gospodarce miejskiej. Napisał inż. Józef Konopka (Warszawa) 1752
A. Budowa gazowni 1752
B. Zapotrzebowanie gazu . . . 1753
C. Budowa gazociągów 1754

Budowa miast.

Napisał
inż. Ignacy Drexler
prof. politechniki, Lwów.

I. Miasto jako całość.

1. Określenia ogólne.

Miasto jest trwałem i zorganizowanem nagromadzeniem wielkiej ilości ludzi, domów (mieszkalnych i innych) i szlaków komunikacyjnych (gościńce, ulice, koleje, rzeki i kanały spławne) oraz całego szeregu urządzeń pomocniczych (wodociągi, kanalizacja, przewody elektryczne, gazowe, pocztowe, telefoniczne, telegraficzne, pojazdy, tramwaje, fortyfikacje, ogrody, parki, boiska, pola ćwiczeń wojskowych, stawy, cmentarze itd.) — na stosunkowo małej powierzchni ziemi.

Budowa miast jest umiejętnością zespalania wszystkich tych elementów materjalnych w jednolitą, sprawną i doskonałą całość.

Celem nauki budowy miast jest przysposabiać zdrowe, tanie, wygodne i piękne miejsca stałego mieszkania ludzi w licznem skupieniu, oraz potrzebne do tego trwałe urządzenia, przedewszystkiem komunikacyjne, a przysposabiać to w ten sposób, aby usuwać niebezpieczeństwa i szkody wynikające z gęstego nagromadzenia ludzi, a równocześnie potęgować korzyści społecznego ich przemieszkiwania.

Pod względem zdrowotnym główną troską projektanta miast jest zapewnić każdemu mieszkańcowi jak największą dozę bezpośrednich promieni słońca i czystego powietrza, i to zarówno w mieszkaniu jak i w mieście samem.

Prócz zasad ściśle technicznych należy w budowie miast kierować się jak najstaranniej dwiema podstawowemi wytycznemi: życie i mieszkania powinny być tanie, a całe miasto piękne.

Przez zupełne zniesienie wzrostu renty gruntowej rozwiązuje doskonale kwestję ekonomiczną układ t. zw. miast ogrodowych czyli osad Ebenezera Howarda, opartych na prawie budowli[1]).

Co się tyczy piękna miast, to polega ono nie tyle na pięknie poszczególnych budowli, ale raczej na zestawieniu ich w piękne zespoły w obrębie ulic, placów i wnętrz bloków.

Projektant może uzyskać wiele piękna i oszczędności przez samą umiejętność i zręczność projektowania, nie obniżając skali postulatów zasadniczych.

Nauka budowy miast jest dziedziną wspólną inżyniera i architekta. Pierwszemu stawia niezmiernie trudne i skomplikowane zagadnienia

[1]) Ustawa austr. z 26. kwietnia 1912, dz. u. p. Nr. 86, dopuszcza wznoszenie budynków na gruncie dzierżawionym. Władza lub towarzystwo o charakterze dobra publicznego oddaje w dzierżawę parcele na przeciąg lat 30—80, i zapomocą prostych środków zapobiega spekulacji domami, wzrostowi renty gruntowej i ceny mieszkań. Po upływie okresu dzierżawy towarzystwo zwraca klientom pełną wartość domu i inwestycyj gruntowych, lub zawiera umowę na dalszy okres lat kilkudziesięciu. — Miasta ogrodowe rozwijają się pomyślnie w państwach o wyższej kulturze, przedewszystkiem w Anglji i w Niemczech. Sprawa to pierwszorzędnego znaczenia społecznego u nas niestety pogrążona w niemal zupełnem zaniedbaniu.

komunikacyjne najrozmaitszego rodzaju a zarazem uczy go, że i utylitarne konstrukcje miejskie powinny być przeniknięte duchem piękna, dla architekty zaś stanowi najświetniejsze pole ekspansji w wielkich kompozycjach budowlanych, a równocześnie przedstawia doskonały kurs obywatelskiej nauki o podporządkowaniu się twórczości indywidualnej pod linje wytyczne wyższego rzędu.

Zadania w dziedzinie budowy miast dzielą się na dwie grupy: 1. przebudowa miasta, poprawa układu już istniejącego, 2. rozbudowa miasta, tj. projektowanie nowych dzielnic lub ich części.

Obie te grupy zadań zrastają się ze sobą w praktyce w organiczną całość. Dlatego rozwiązywanie jednych bez uwzględnienia drugich prowadziłoby wprost do rezultatów wadliwych.

Sposobem pracy w budowie miast jest wrysowanie planu w mapę miasta.

Plany miasta występują w dwojakiej formie: ogólowe i szczegółowe.

Pierwsze obejmują wielką przestrzeń a przedstawiają tylko główne części składowe planu oznaczone i opracowane w sposób tylko ogólowy, częstokroć nawet schematyczny. Drugie dotyczą obszarów mniejszych, a traktowane powinny być z jak największą miarą szczegółowości.

2. Mapy miasta.

Podkładem służącym do opracowania planów miasta są mapy. Każde miasto powinno posiadać następujący ich wybór:

1. Mapa warstwicowa miasta samego i jego okolic w promieniu około 10—15 *km*, w podziałce 1 : 25 000, opracowana na podstawie odpowiedniej mapy wojskowej. (Przy kopjowaniu należy opuścić cieniowanie terenu kreskami, natomiast wszystkie inne szczegóły starannie uzupełnić i nanieść.)

2. Mapa warstwicowa miasta i obszarów przyległych w podziałce 1 : 10000 — 1 : 5000 — 1 : 2500, z uwidocznieniem wszystkich budynków i parcel (nie samych tylko granic bloków) — jako podkład pod plany miasta ogólowe.

3. Mapa szczegółowa w podziałce 1 : 1000 lub 1 : 500 jako podkład pod plany szczegółowe, powinna uwidoczniać: granice parcel drogowych i wodnych tworzących jedną całość, ich podział na pasma, zarys poszczególnych budowli, ogrodzenie parcel na zewnątrz i wewnątrz bloku krawędzie chodników, skwery i ogrody, słupy, drzewa, ścieki i wieka przewodów podziemnych, tory tramwajowe, progi wchodowe i wjazdowe, okienka i świetlnie piwniczne.

4. Mapa katastralna (1 : 2880), która jednak wskutek drobnej podziałki i innych wadliwości nie nadaje się zwykle na substrat do planów szczegółowych. Wszakże po uzupełnieniu braków może służyć jako dostateczny podkład pod studja i plany ogólowe. (Przy kopjowaniu mapy katastralnej należy opuszczać granice poszczególnych parcel i parcelek tworzących jedną całość drogową, budowlaną lub inną. Należy też opuszczać granice między poszczególnemi ulicami. Mapa zyskuje w ten sposób na jasności i przejrzystości).

Częstokroć kwestja opracowania planów regulacyjnych rozbija się o brak zdjęć. Najprędzej i najtaniej uzyskać można mapy odpowiednio do celu dokładne przez zastosowanie nowych metod terro- a szczególnie aerofotogrammetrji. Mapy fotogrammetryczne wykazują dokładność wystarczającą dla celów regulacyjnych.

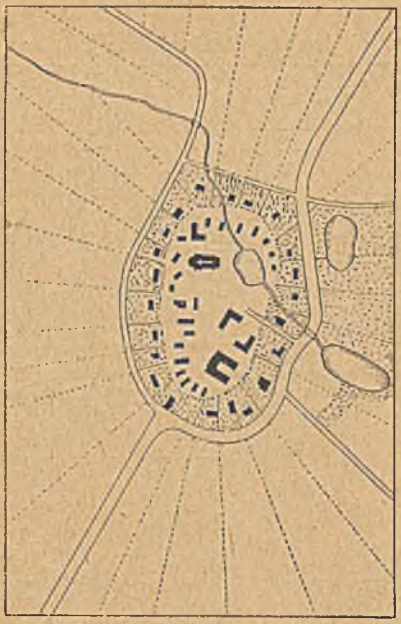


Fig. 1. Okolnica, typowa forma obronnej wsi słowiańskiej na terytorjach dawnej narodowościowej walki z Germanami. Okolnica sięga od wschodu aż po granicę Sorabską (Lubeka, Magdeburg, Norymberga itd.) tj. daleko na zachód od obecnej granicy państw słowiańskich.

Fig. 2. Głogów, miasto w powiecie rzeszowskim. Kombinacja wielkomiejskiego rynku z podrzędnemi uliczkami. Widoczny niedorozwój całości.

3. Prace wstępne.

Zanim się przystąpi do opracowania planów regulacyjnych ogółowych, należy poczynić wyczerpujące studja przygotowawcze w dziedzinie historji rozwoju danego miasta oraz na polu spraw kolejowych

Fig. 3. Białogóra, wieś w powiecie lwowskim, przydrożna. Krzywolinijny dukt gościńca bywa z reguły starszym i wytworzył się przez wieki niejako samoczynnie, ulica zaś prosta wskazuje na założenie późniejsze (tu w XVIII. wieku) i na rozkaz z góry.

Fig. 4. Miasteczko u zbiegu trzech ramion gościńca (tj. u rozwidlenia drogi). Rzeczka wyzyskana w średniowieczu dla celów fortyfikacyjnych.

Fig. 5.
Wieś u skrzyżowania dróg nad potokiem.

i wodnych. O ile nie istnieje monografja danego miasta, źródłem pierwszem wiadomości dziejowych będzie „Słownik geograficzny królestwa Polskiego i innych krajów słowiańskich“ (tomów 16, wyd. w latach 1880—1902 przez B. Chlebowskiego i towarzyszy).

Materjałem nieodzownym do badań topograficznych są dawne i najdawniejsze mapy miasta. Częstokroć one jedyne dają wskazówki do zrozumienia dzisiejszej formy osiedla i jego szczegółów.

Rozwiązanie spraw kolejowych (nowe linje, dworce i stacje osobowe, towarowe i zestawcze, uzupełnienie lub zmiana istniejących) oprze się na badaniu szeregu map: Europy, Polski, województwa, powiatu, miasta.

Zaczynać należy od map najogólniejszych i postępować do coraz szczegółowszych[1]). Podobnie należy badać sprawy wodne (działy wód, regulacja i uspławnienie rzek, kanały żeglugi, zbiorniki wodne, siły wodne, podstawy kanalizacji osady). Krótko zebrane wiadomości o istniejących i projektowanych szlakach komunikacji wodnej w Polsce podaje prof. dr. M. Matakiewicz: „Drogi wodne w Polsce“ 1917. Do szczegółowszego zorjentowania

Fig. 6. Moskwa układem swym koncentryczno-dośrodkowym zbliża się niemal do schematu.

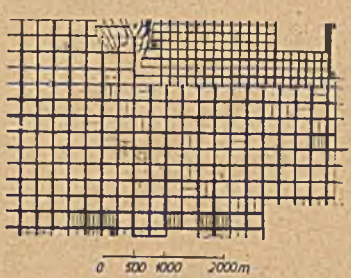


Fig. 7. Salt Lake City, typowe miasto amerykańskie o układzie bezwzględnie prostokątowym. Ulice leżą w kierunkach równoleżnika i południka.

się w sprawach kolejowych, drogowych (połączenie danego miasta z bliższemi i dalszemi osiedlami zapomocą gościńców) i wodnych posłużą mapy wojskowe 1 : 200 000, 1 : 75 000 i 1 : 25 000.

Studja i szkice można kreślić na podstawie map jeszcze przed poznaniem osady i to okazuje się zwykle bardzo pożytecznem. Natomiast niewolno bezwarunkowo — pod grozą popełniania ciężkich błędów — ustalać planów regulacyjnych bez szczegółowej znajomości re-

[1]) Ministerstwo kolei wydało dobrą mapę kolei w Polsce w podz. 1 : 640 000. Pewne pożytki może przynieść przejrzenie broszury: J. Drexler „Zarys sieci kolejowej w Polsce“. Lwów 1919.

gulowanego obszaru. Wskazówek, jakie na miejscu uchwyci oko badawcze, nie zastąpi nigdy żadne studjum w biurze.

Zarysy wstępne i przygotowawcze rysuje się na kalkach, a dopiero projekta ostateczne wkreśla się w mapy.

Fig. 8. Wilno. Część środkowa, najstarsza okazuje malowniczy układ bezpostaciowy. Dzielnice późniejsze przybrały formy prostokątowe, przeważnie zniekształcone. W zakolu rzeczki widzimy dzielnicę ułożoną w kształt podkowy.

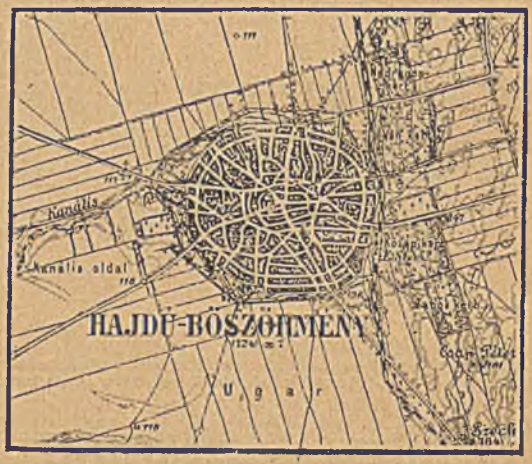


Fig. 9. Haidú Böszörmény. Jedno z 5 węgierskich miast hajduckich przedstawia interesującą kombinację układu promieniowego z bezpostaciowym. (Pomniejszenie z mapy wojskowej 1 : 75 000 na miarę 1 : 100 000).

Dla łatwiejszego zorjentowania się w układzie sieci ulic miejskich doskonałą pomocą jest wyrysowanie na podstawie mapy służącej za podkład do planu ogólnowego, osobnej czarnej mapy ulic i placów, w której tuszem zakłada się ulice i place, a pomija się wszystkie inne szczegóły.

Wtedy jasno występują przymioty i wady istniejącej sieci komunikacyjnej (fig. 6 i 7), a główne korektury nasuwają się same przez się. Równie pożyteczne, choć może nieco mniej przejrzyste są mapy rysowane metodą odwrotną, tj. ulice i place biało, a bloki czarne (fig. 4).

Przed przejściem do opracowania planów należy sobie zdać sprawę z typu danej osady. W najogólniejszem ujęciu możemy wymienić następujące typy wsi i miast:

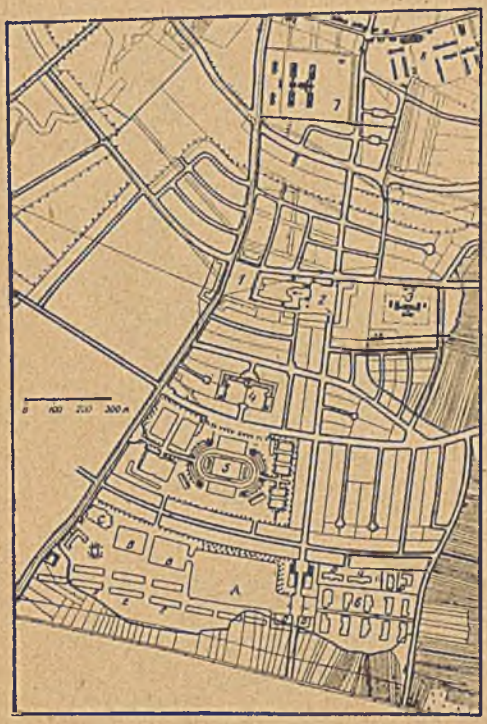


Fig. 10. Dąbrowa, dzielnica w Stanisławowie. Ogólowy zarys ulic i bloków, uzyskany po ustaleniu szluków komunikacyjnych. Forma wstępna. 1. Plac targowy, 2. plac przykościelny, 3. istniejąca rzeźnia, 4. szkoły wewnątrz bloku, 5. stadjon sportowy, 6. kasarnie (*A* plac musztry, *B* ujeżdżalnie otwarte, *C* ujeżdżalnia kryta, *D* budynki mieszkalne, *E* stajnie), 7. więzienie, 8. stare kasarnie. (Wedle rysunku w podz. 1 : 2880).

I. przy placu: 1. okolnica (wieś otaczająca błonie; fig. 1); 2. przy rynku (miasteczko; fig. 2);

II. przy drogach: 3. przy drodze przejazdowej prostej lub krzywej (fig. 3); 4. przy odgałęzieniu lub rozwidleniu dróg (fig. 4); 5. przy skrzyżowaniu dróg (fig. 5); 6. przy węźle dróg (fig. 66); 7. osada promieniowa (fig. 6); 8. prostokątowa (fig. 7); 9. bezpostaciowa (fig. 8).

Badając układy miast, z reguły, znajdujemy kombinacje utworzone z wymienionych tu typów, przyczem kombinacje te występują bądźto jako mieszanina form dwu typów odrębnych na temsamem terytorjum miasta (fig. 9), bądź też występują w ten sposób, że do części dawniejszych dołą-

czają się dzielnice nowe, w odmiennym, najczęściej prostokątowym, układzie dobudowane (fig. 8), częstokroć z poprzedniemi niedość organicznie zrośnięte.

4. Plany regulacyjne ogólowe i szczegółowe.

Na mapie 1 : 25 000 należy projektować koleje wszelkiego typu, kolejki podmiejskie i gościńce łączące się z danem miastem lub objazdowe, regulacje rzek, kanały spławne, rozszerzone granice miasta, oznaczyć sferę

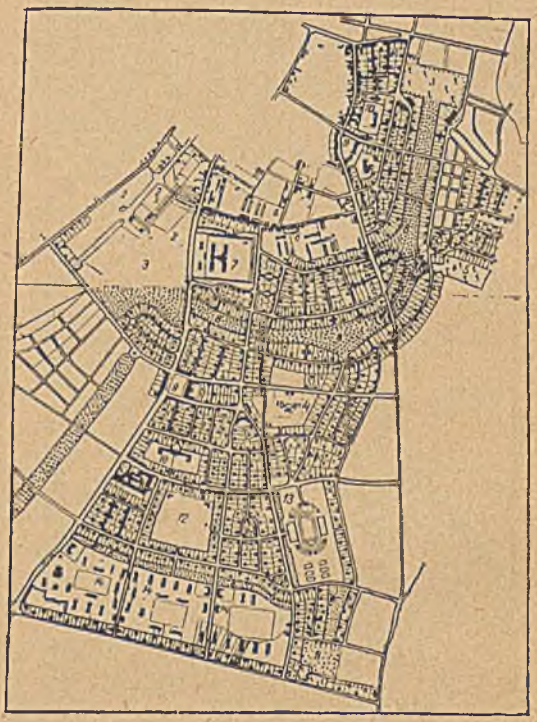


Fig. 11. Dąbrowa, dzielnica w Stanisławowie. Plan ogólowy w wielu szczegółach przekształcony i uzupełniony projektowanem zabudowaniem. Urządzenia istniejące: 1. boisko i park Sokoła, 2. park miejski, 3. park Jordana, 4. rzeźnia miejska, 5. cmentarze, 6. koszary wojskowe, 7. zakład karny. Urządzenia projektowane: 8. pasma zieleni, 9. place targowe, 10. szkoły, 11. kościół, 12. plac ćwiczeń dla przysposobienia wojskowego, 13. stadjon olimpijski, 14. koszary wojskowe. (Według planu w podziałce 1 : 2880).

wpływów miejskich, wrysować zieleń zamiejską, cmentarze, lotniska, pola ćwiczeń, boiska, stawy, fabryki, szpitale, kasarnie, przytułki dla starców, więzienia, ogrody warzywne i inne urządzenia i budowle, których umieszczenie poza rogatkami miejskiemi jest pożądane. Praca na tej mapie ma przeważnie charakter raczej najogólniejszego studjum, lub pewnego zszeregowania pomysłów, niż projektu.

W takiejże podziałce (1 : 25 000) lub w jeszcze drobniejszej należy wykonywać zarysy całej grupy osiedli oraz plany rozmieszczenia ludności i budynków na większych powierzchniach kraju (Landesplanung). Projekty

takie wykonuje się dla obszarów gęsto zaludnionych lub w okolicy miast miljonowych.

W planach ogólowych (fig. 10) na mapie warstwicowej (w podziałce 1 : 10 000 — 1 : 2500) powinno się zaznaczyć tylko główne arterje komunikacyjne miejskie, linje, stacje i dworce kolejowe, drogi wodne, tramwaje i pospieszne koleje miejskie, drogi automobilowe, główne place, boiska, pasma zieleni, parki, lotniska i cmentarze a na osobnej odbitce, podział na strefy budowlane (wielkomiejska, handlowa, mieszkaniowa, dworkowa, podmiejska,

Fig. 12. Dąbrowa, dzielnica w Stanisławowie. Fragment planu szczegółowego wykonanego w podziałce 1 : 1000. W ulicach oznaczono jezdnie i chodniki, drzewka i trawniki. Pasma zieleni zaprojektowano szczegółowo, również urządzenie placów i zarysy budynków.

fabryczna). Zabudowanie zaś tylko, o ile jego rodzaj jest przesądzony. Plany te powinny uwzględniać potrzeby komunikacji i kanalizacji oraz granice zasięgu wodociągów. Przy projektowaniu sieci komunikacyjnej należy równocześnie pilnie baczyć, aby położenie, wymiar i kształt bloków były odpowiednie. Fig. 11 przedstawia nam dalszą fazę rozwoju planu. Kościół i stadjon zostały przeniesione na inne miejsca, układ ulic doznał ważnych zmian i uzupełnień. W planie rozmieszczono zabudowania prywatne.

Plany szczegółowe (fig. 12) powinny zawierać nadto szczegółową sieć ulic mieszkaniowych, bloki i ich podział na parcele wraz z zarysem linij budowlanych zewnętrznych i wewnętrznych przy zabudowaniu zwartem, granice wysokości zabudowania, podział ulic na pasma i urządzenie placów,

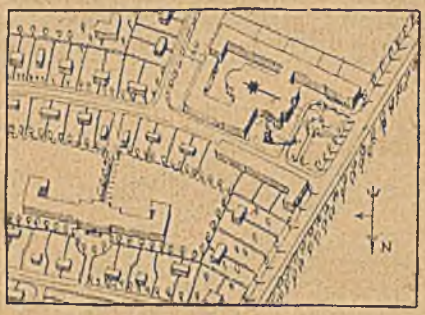


Fig. 13. Zarys plastyki projektowanych zabudowań: kościoła z otoczeniem, szkoły i dworków w perspektywie kawalerskiej wedle sytuacji przedstawionej na fig. 12. Sposób zalecenia godny, prosty i łatwy. Projektant nie przesądza przyszłych form architektonicznych.

oświetlenie, studnie, drzewa itd., dalej sposób ukształtowania zieleni, regulację strug wodnych i inne pomniejsze szczegóły. Plany te powinny być w zasadzie zgodne z wytycznemi, zawartemi w planach ogólowych. Ponieważ budowa miast jest sztuką trójwymiarową, tj. dotyczy brył a nie samych powierzchni, przeto dwuwymiarowy zarys planu powinien być uzupełniany

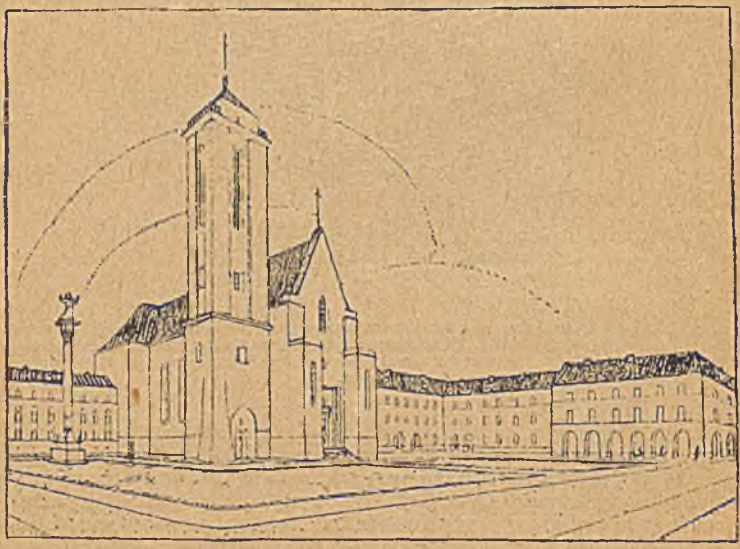


Fig. 14. Widok kościoła, placu przykościelnego i budynków wedle sytuacji przedstawionej na fig. 12.

w punktach najważniejszych, przedewszystkiem w placach, szkicami perspektywicznemi (fig. 13, 14).

Plany ogólowe powinny być opracowane dla każdego miasta jak najrychlej w przewidywaniu rozwoju miasta na okres lat około czterdziestu

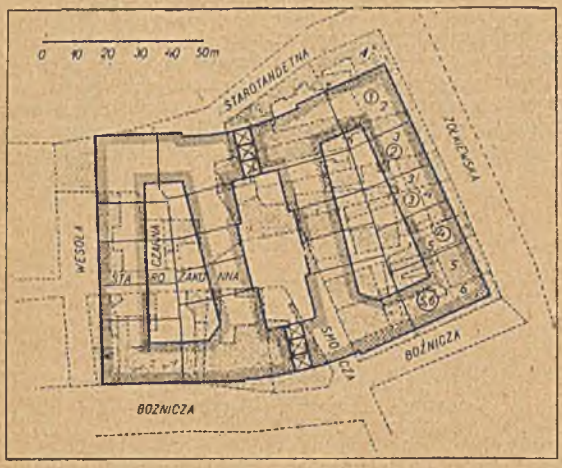


Fig. 16. Fragment z projektu przebudowy ghetta we Lwowie. Komasacja trzech bloków i nowa parcelacja, z zastosowaniem pasażu w pośrodku nowego bloku.

i to na stosownie wielkim obszarze miasta i gmin podmiejskich. Plany zaś szczegółowe (w podziałce 1 : 1000 lub 1 : 500) mają obejmować tylko obszary dojrzewające do zabudowania i do urządzenia, jednak należy je sporządzić, zanim się jeszcze ruch budowlany rozpocznie. Bez-

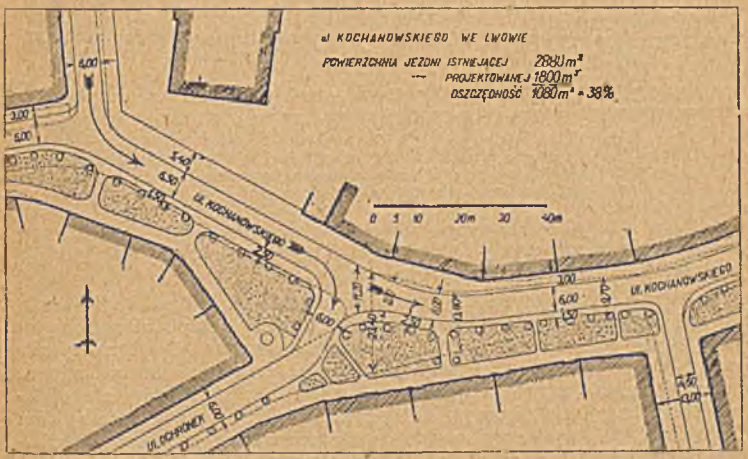


Fig. 16. Rozwidlenie ulic wykazujące do niedawna niepotrzebnie wielką powierzchnię jezdni. Przekształcenie wypadło pod każdym względem zadowalająco. Strzałki wskazują dwa główne kierunki ruchu.

planowe otwieranie ulic i parcelowanie bloków oraz takież sytuowanie domów utrudni a często wprost uniemożliwi racjonalną rozbudowę miasta w przyszłości.

5. Przebudowa i rozbudowa miasta.

W przebudowie istniejącego miasta obowiązuje zasada: przy możliwie najmniejszej ilości zmian uzyskać jak największe polepszenie pod względem komunikacyjnym, higjenicznym, budowlanym, ekonomicznym i estetycznym. Iść raczej po linji mniejszego oporu, aniżeli stwarzać wielkolinijne plany, na których zrealizowanie nie starczy pieniędzy. Na przeprucie nowej ulicy przez obszar już zabudowany możnaby się zgodzić

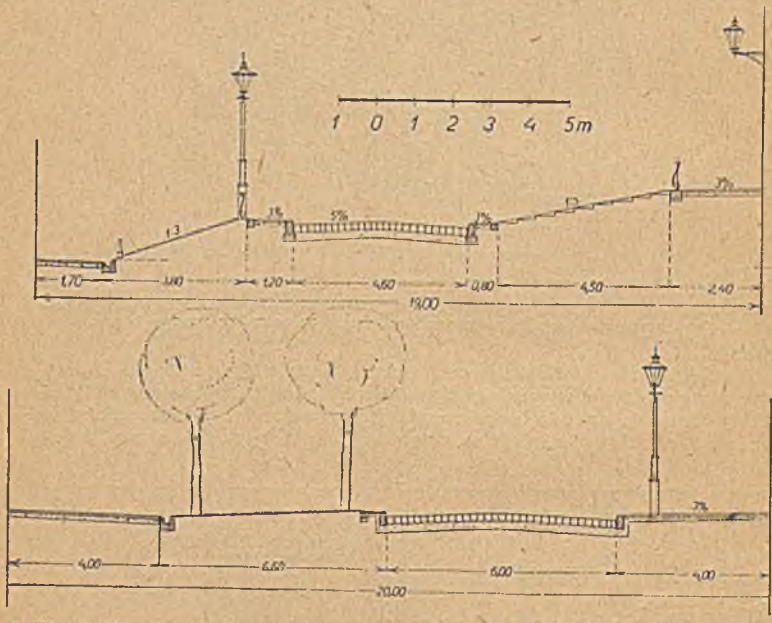


Fig. 17. Przekroje poprzeczne ulic. Zapomocą przekroju górnego można przeprowadzić ulicę w ten sposób, że progi domów po prawej stronie ulicy leżeć będą o 2,00 *m* wyżej niż po lewej. Przekrój dolny okazuje różnicę 0,50 *m*.

tylko w razie nieuchronnej konieczności. Oczywiście łatwiej taki projekt przeprowadzić po wielkim pożarze miasta.

Ze szczególnym pjetyzmem należy się odnosić do regulacji miast starych o wartości zabytkowej (fig. 8, 35, 46). Zagładaich lub uszkodzenie byłoby stratą niepowetowaną. Dlatego bez nieodzownej potrzeby nie powinno się tu zmieniać istniejących całości, domów nie burzyć, ulic nie prostować, ani nie rozszerzać, placów nie powiększać, kościołów nie odsłaniać, fortyfikacyj nie niszczyć. O ile chodzi o poprawę stosunków higjenicznych, wystarczy zwykle usunąć mieszkania suterenowe, wyburzyć dobudówki stojące wewnątrz bloku i potworzyć łączne, widne podworce, oraz zaprowadzić kanalizację i wodociągi a nieustępliwie pilnować porządku i skrupulatnej czystości.

Natomiast o ile chodzi o poprawę stosunków komunikacyjnych, to nowe ulice okolne, objazdowe, odciążające, pozwolą zwykle zadość uczynić potrzebom ruchu. Gdyby przecież którąś ulicę przyszło rozszerzyć, to wpro-

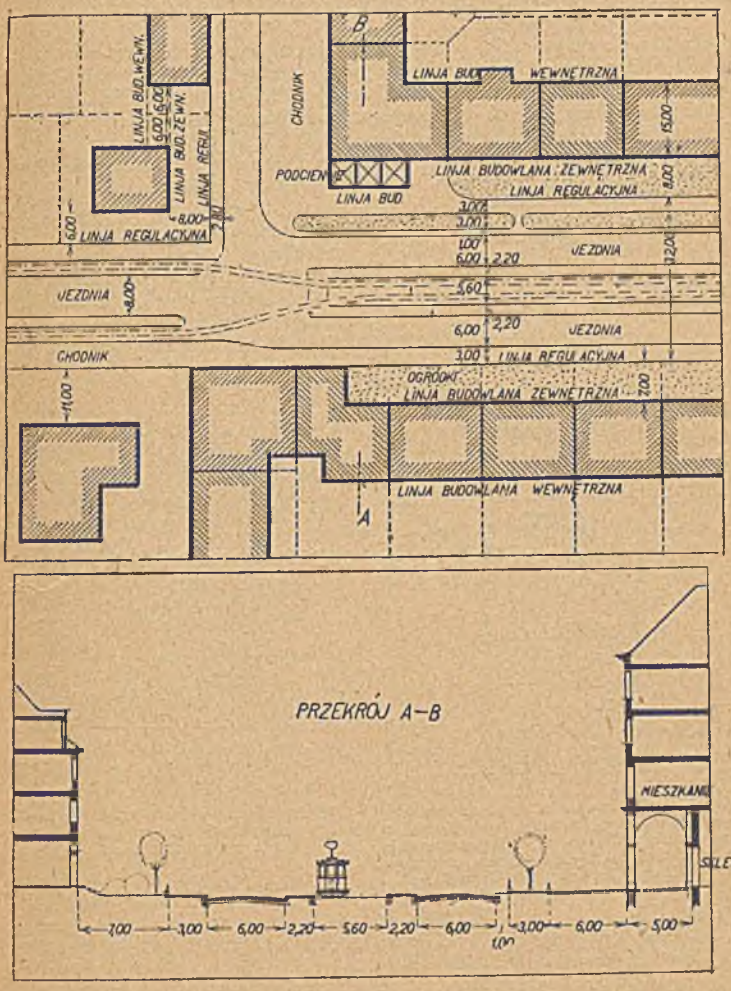


Fig. 18. Układ linij regulacyjnych ulicy, oraz linij budowlanych zewnętrznych i wewnętrznych bloku o zabudowaniu luźnem i zwartem, przy miejscowem zastosowaniu ogródków i podcieni.

wadzenie podcieni (fig. 12—14 i 18) pozwoli załatwić tę trudność bez wielkiej ujmy dla zabytkowego charakteru miasta.

Jedynie stare ghetto w miastach i miasteczkach nadaje się do radykalnego przeobrażenia. Straszne warunki higjeniczne, nikła wartość materjalna i artystyczna budynków, fatalny ich stan i wielka ilość zmarnowanego gruntu budowlanego przemawiają za przekształceniem w dzielnicę nowo-

czesną, oczywiście z zachowaniem zabytkowych bóżnic. Przy tej akcji nieodzownem będzie przeprowadzenie komasacji gruntów, wytrasowanie nowych ulic i placów, podział bloków na nowe parcele i zakreślenie nowych linij budowlanych wewnętrznych (fig. 15).

Rozbudowa miasta pozostawia projektantom swobodę znacznie większą niż przebudowa. Nowo zabudowywane tereny są polem wielkolinijnej ekspansji nowoczesnego budownictwa. Potężne zespoły architektoniczne, których realizacja na obszarach już zabudowanych natrafia na trudności niepokonalne, tu na gruntach wolnych mogą osiągnąć swój świetny, pełny wyraz.

Trzeba sobie jednak jasno odpowiedzieć na następujące pytania:

1. Jakiego rodzaju dzielnica ma powstać (wielkomiejska, handlowa, mieszkaniowa, dworkowa, podmiejska czy fabryczna)?

2. Który teren będzie dla danej dzielnicy najodpowiedniejszy (wzgórze, stok, czy dolina lub płaszczyzna)?

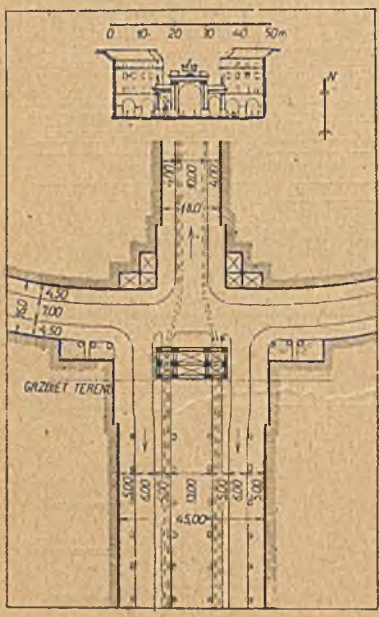


Fig. 19. Dekoracja ulicy zapomocą monumentalnej bramy, ustawionej u skrzyżowania ulic w najwyższym punkcie niwelety. Brama będzie dobrze widoczna z ulicy głównej i z bocznych. Strzałki wskazują kierunki spadku ulicy.

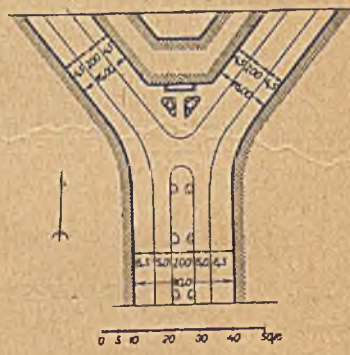


Fig. 20. Rozwidlenie ulicy. W osi ulicy najszerszej umieszczono budowlę o wielkich formach.

3. Jakie będą potrzeby komunikacyjne (kolejowe, lotnicze, drogowe, wodne, tramwajowe, piesze itp.)?

4. Jakie budynki i urządzenia publiczne będą niezbędne (szkoły, bibljoteki, kościoły, domy ludowe, place i hale targowe, dworce kolejowe, promenady, ogrody, pasma zieleni, boiska sportowe, lotnisko, pole wyścigowe, koszary, szpitale, rzeźnie itp.)?

Wybór gruntu pod nową dzielnicę, powinien być oparty na szczegółowem zbadaniu (słoneczność, kierunek wiatrów itd.). W warunkach trudniejszych lub skomplikowanych, całego szeregu cennych wskazówek będzie mógł udzielić geolog (wytrzymałość gruntu, nachylenie warstw, usuwisko, stosunki wodne pod powierzchnią ziemi, wychodnie warstw wodonośnych itp.), hydrolog, leśnik i praktyczny architekt.

Przy układaniu nowej sieci dróg starać się należy, aby arteryj komunikacyjnych było jak najmniej, tyle tylko ile dla wygodnego połączenia z istniejącemi częściami miasta i przyszłemi sąsiedniemi dzielnicami będzie potrzeba i aby te arterje były jak najrzadziej poprzecinane ulicami poprzecznemi (co 200—300 *m*). Położenie ulic mieszkaniowych dostosuje się do potrzeb bloku budowlanego (fig. 10—12).

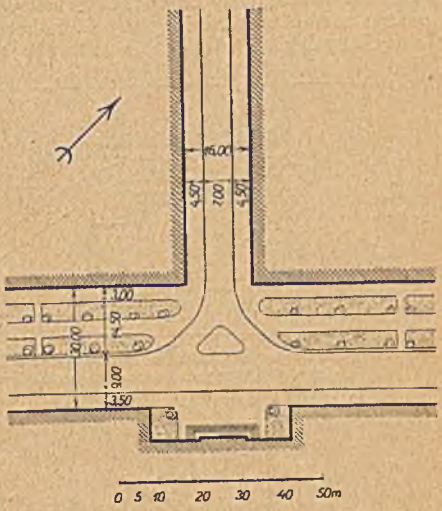


Fig. 21. Zamknięcie widoku ulicy bocznej zapomocą budowli publicznej. W przecięciu się obu ulic wysepka bezpieczeństwa, rozdzielająca oba kierunki ruchu.

Przy studjowaniu kształtów terenu należy baczną uwagę zwrócić na punkty na danym obszarze najwyższe, jako miejsca nadające się przedewszystkiem na pomieszczenie wielkich i wyniosłych dzieł architektury. Ogólne hasło możnaby sformułować w ten sposób: Wzgórza nie powinny być obniżane, ani doliny zasypywane.

Badanie najniższych punktów danego terenu łączy się ściśle ze sprawą odpływu wód opadowych i z kanalizacją.

Nadto trzeba pamiętać o wytworzeniu łączności optycznej między poszczególnemi dzielnicami miasta, tak aby nowe drogi i pasma zieleni kierować na wieże, wzgórza i sylwety wybitnych budynków w starem mieście, a nawzajem nowe kościoły i inne gmachy ustawiać tak, aby były korzystnie ze starego miasta widoczne. Na fig. 11 oznaczono dwunastu strzałkami te części ulic, których zamknięciem optycznem będzie projektowana wieża kościelna.

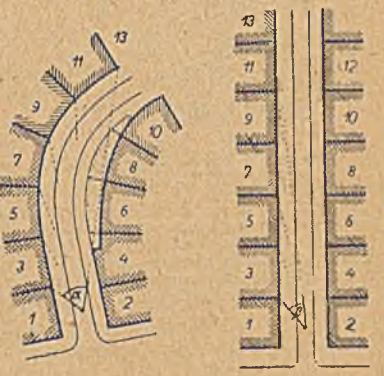


Fig. 22. Ulica krzywa i prosta, zabudowane domami o jednakowych długościach frontu. Kąt widzenia α jest dwa razy większy niż kąt β.

Projekty regulacyjne, dotyczące przebudowy i rozbudowy miast, powinny być dostosowane do siły finansowej danej osady. Miasto zamożne może dla celów komunikacji i dla wielkiej architektury reprezentacyjnej wyburzać setki domów, wielkim kosztem przekładać przewody podziemne i w najcudowniejszy sposób przetwarzać całą dzielnicę. Natomiast dla miast mniej zamożnych pożyteczniejszym będzie projekt nienajdoskonalszy, ale dający się zrealizować stosunkowo niewielkiemi kosztami, niż plan wprost idealnie

dobry a wymagający wydatków ponad wszelką możność gminy. U nas średnie i mniejsze miasta w bardzo przeważnej liczbie nie rozporządzają obfitemi środkami finansowemi. Raczej podpadają pod kategorję ubogich. Jednak przy odpowiedniej umiejętności, dobrej woli i wytrwałości można mimo nawet bardzo słabych środków pieniężnych na podstawie celowo obmyślanych planów osiągać rezultaty wcale doniosłe.

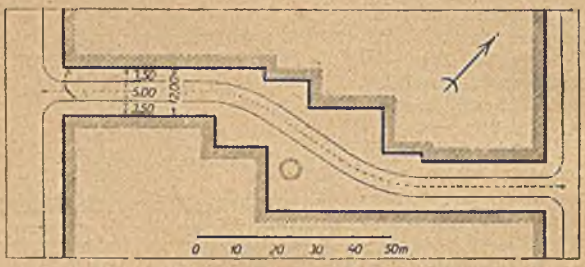


Fig. 23. Uliczka o jezdni krzywolinijnej a ścianach składających się z odcinków płaszczyzn pionowych zestawionych pod kątami prostemi.

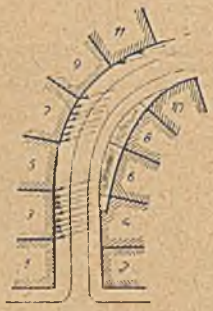


Fig. 24. Promienie słońca w ulicy krzywej padają pod rozmaitemi kątami na poszczególne fasady domów; stąd różny stopień ich naświetlenia, co podnosi malowniczość widoku.

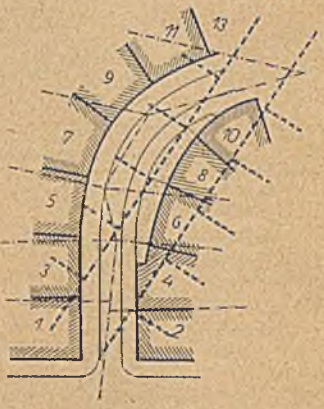


Fig. 25. Dostosowanie ulicy do układu parcel. Linijki złożone z kresek i kropek oznaczają układ parcel. Stosując ulicę prostą (kreski grubsze), nie sposób uniknąć żmudnych komplikacyj w podziale parcel. Narzędziem o wiele sprawniejszem jest ulica krzywa. Jednak przy trasie najważniejszych arteryj komunikacyjnych nie sposób, oczywiście, uwzględniać szczegóły tego rodzaju.

II. Elementy miast.

Gdy się przypatrzymy mapie miasta, spostrzeżemy, że ono leży wśród wielkiej przestrzeni niezabudowanej i że składa się z sieci ulic porozszerzanych miejscami w węzły ulic lub w place, dalej z domów zgrupowanych w bloki, z pasm ogrodowych, parków, boisk sportowych i cmentarzy, które obejmujemy ogólniejszem mianem zieleni, oraz z powierzchni wody w formie rzek, stawów, jezior lub morza, względnie portów lądowych i morskich. Wszystko to, ulice, węzły, place, zieleń i woda są elementami miast.

Nadto spostrzeżemy urządzenia kolejowe: dworce, stacje i tory, oraz gościńce i drogi automobilowe, które są łącznikami jednych osad z drugiemi. W większych miastach znajdziemy też lotniska i tory wyścigów konnych, cyklistycznych i automobilowych.

1. Ulice.

Sprawie gościńców oraz nawierzchni ulic miejskich poświęcone są w tomie I. Podręcznika inż. rozdziały na str. 80 do 108 („Drogi") i od 108 do 127 („Ulice"), do których dodaję następujące uwagi:

1. Na częściach gościńców zbliżonych do rogatki miejskiej (2—6 *km*) panuje stosunkowo znaczny ruch, dlatego należy dążyć do uzą-

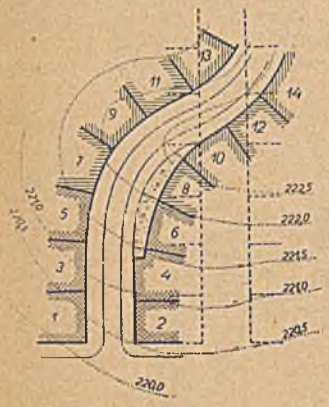


Fig. 26. Dostosowanie ulicy do kształtu terenu zapomocą trasy krzywolinijnej. Gdy ulica długa, a stok stromy i potaldowany, wypadnie także i ważną ulicę komunikacyjną założyć w formach giętych.

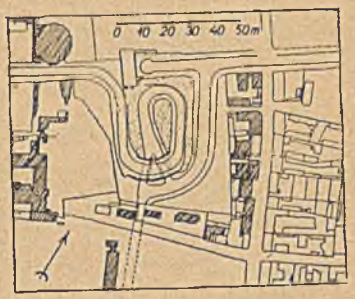


Fig. 27. Ślimak w ulicy Karowej w Warszawie, założony na silnie pochyłym stoku odcinającym górną część miasta od Powiśla. Forma ta da się pożytecznie stosować przy przyczółkach mostowych do połączenia ulicy górnej z nadrzeczną. Wysokość stopnia, który się da pokonać zapomocą takiej konstrukcji, wynosi 6—20 *m*.

dzania tam poza korpusem drogowym placów składowych na szuter, do zakładania deptaków lub chodników na zewnątrz rowów przydrożnych i do stosowania trwałych, niepylnych nawierzchni.

2. Nowością w budowie gościńców są drogi automobilowe. Są to pasma czternastometrowej szerokości, trasowane w długich linjach prostych, małemi spadkami i promieniami łuków kilkasetmetrowemi. Skrzyżowania z kolejami i gościńcami wyłącznie zapomocą mostów. Nawierzchnie betonowe powleczone asfaltem. Drogi takie są bardzo kosztowne. U nas mogłyby być zastosowane tylko w wypadkach i warunkach zupełnie wyjątkowych, np. pod Warszawą i na długości niewielu tylko kilometrów.

3. Ponieważ z prac ulicznych najwięcej pieniędzy pochłania budowa, utrzymanie i czyszczenie jezdni, przeto należy to pasmo ulicy dymensjować zawsze jak najoszczędniej. Dla ruchu wozów w jednym kierunku wystarczy jezdnia o szerokości 2,20 *m*, w obu kierunkach 4,60 *m*. Przez jezdnie 6,00, 7,00 i 7,50 *m* szerokich da się już wcale znaczny ruch przepuścić. (Po Old Broad Street w Londynie przy 8,34 *m* szerokiej jezdni przejeżdża na godzinę 535 pojazdów, przez Londonbrige po 10 *m* szerokiej jezdni nawet 2100). Dla spokojnej ulicy o dwu torach tramwajowych wystarczy z reguły jezdnia 8,5 *m*, dla ruchliwszej 10 *m* szeroka.

Prócz względów oszczędności w budowie, utrzymaniu i czyszczeniu jezdni przemawia za budowaniem ich o szerokości jaknajwęższej oraz za zwężaniem jezdni istniejących, większy porządek ruchu, który panuje na jezdniach wąsko ujętych i związane z tem większe bezpieczeństwo pojazdów i ludzi pieszych podczas przechodzenia przez jezdnię. W ulicach, założonych w wieku XIX. i XX. znajdujemy z reguły jezdnie za szerokie. Próby zwężania jezdni we Lwowie i w Stanisławowie oraz w niektórych miastach mniejszych, dały rezultaty doskonałe. Żadnych spiętrzeń ruchu nie zauważono.

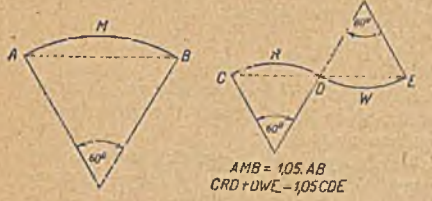


Fig. 28. Wydłużenie silnego łuku w porównaniu do cięciwy jest tak małe, że w praktyce, szczególniej dla ruchu automobilowego, nie może wchodzić w rachubę.

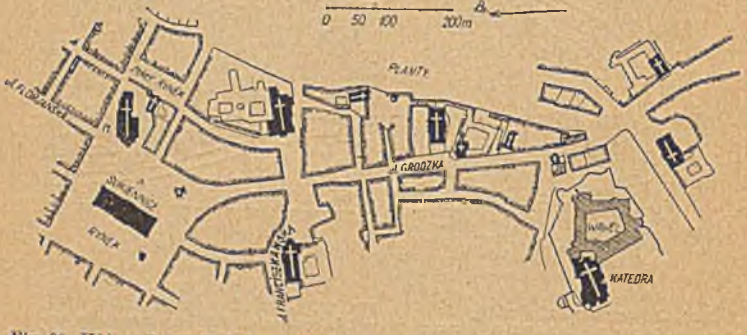


Fig. 29. Ulica Grodzka w Krakowie. Historja rozwoju tej ulicy wypisana jest w jej urozmaiconych formach. Jako kompozycja artystyczna, jest to jedna z najpiękniejszych ulic świata. Twory tego rodzaju zasługują na najtroskliwszą ochronę. W kompozycjach nowoczesnych nie należy jednak takich wzorów naśladować bezpośrednio.

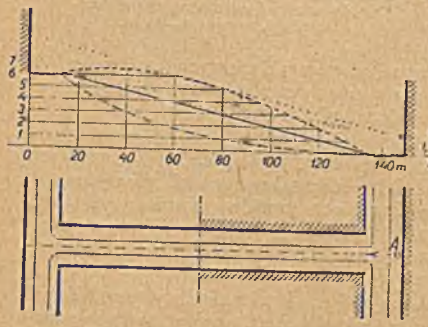
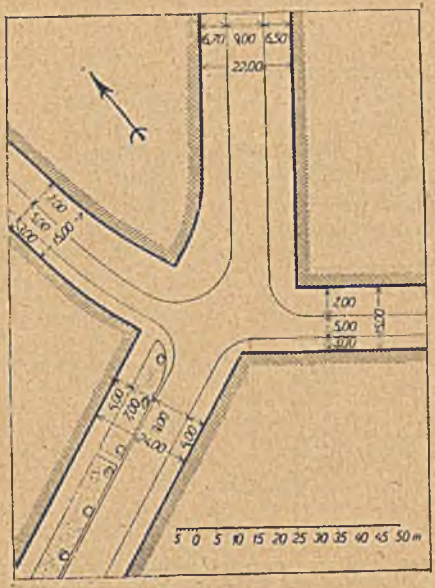


Fig. 30. Niweleta wklęsła ulicy potęguje wrażenie odległości i przyczynia się do dodatniego oszacowania wielkości i domów w osi ulicy stojących (podobnież ulica o ścianach zbieżnych). Niweleta wypukła robi ujemne wrażenie garbu, utrudnia komunikację i przysłania dolne części budynków. Estetycznie rzecz biorąc średnio dobrą jest ulica o jednolitym spadzie; jednak pod względem komunikacyjnym jest ta właśnie najlepsza.

Stąd zasada: przy projektowaniu przekroi nowych ulic i przy odnowie starych nawierzchni należy zawsze skrupulatnie zdać sobie sprawę, czy przez odpowiednie zwężenie jezdni nie da się uzyskać pewnych oszczędności a zarazem powiększyć bezpieczeństwa ruchu, oraz zyskać pasma, które pokryte trawnikiem lub obsadzone drzewami, mogą znacznie podnieść piękno ulicy i być rezerwą na ewentualne rozszerzenie jezdni w przyszłości, gdy gęstość ruchu wzrośnie (fig. 16). Szerokość jezdni powinna być dostosowaną do ilości ruchu (fig. 34) i może się zmieniać w obrębie poszczególnych ulic.

Na baczną uwagę zasługuje typ przekroju poprzecznego $L:112$ na str. 108 Podręcznika (w dziale „Ulice"), który może być z pożytkiem stosowany na podrzędnych ulicach zdala od śródmieścia.


4.70 9.00 6.30
22.00
7.00
5.00
3.00
5.00
5.00
5

dnikowi i przez odpowiednie umieszczenie chodników da się zawsze ominąć trudności, które często powstają przy schematycznem stosowaniu przekroju „normalnego“ (fig. 17).

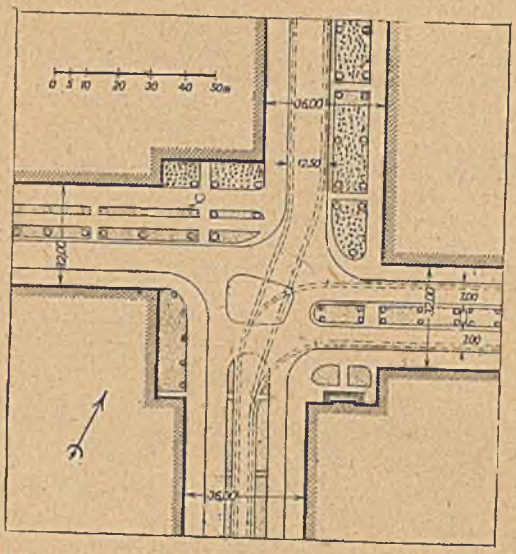


Fig. 33. Skrzyżowanie ulic z przesunięciem osi wszystkich czterech ramion. Forma takiego skrzyżowania jest zalążkiem placu wiatrakowego (por. fig. 46).

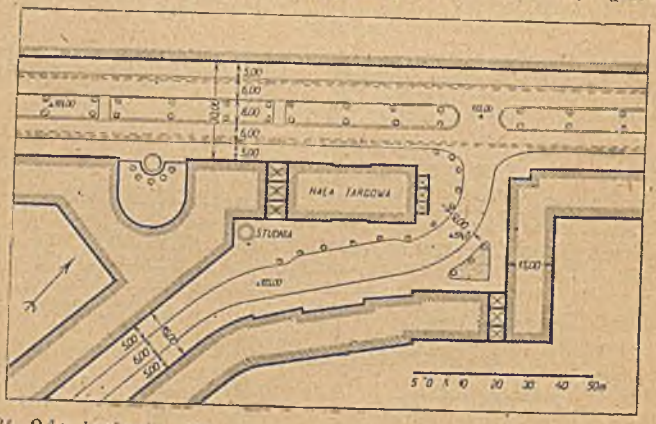


Fig. 34. Odgałęzienie ulicy ostrokątne z przesunięciem jej wylotu na terenie pochyłym. Droga dla pieszych jest skrócona zapomocą schodów w podcieniach. Na południe od hali targowej widzimy placykowate rozszerzenie. Koty określają ukształtowanie wysokościowe.

5. Zmiana przekroju ulicy i układu pasm, nawet w obrębie jednego ciągu ulic może się walnie przyczynić do urozmaicenia widoku i upiększenia miasta.

6. Ze względów ekonomicznych należy unikać projektowania ulic zabudowanych tylko jednostronnie, lub zupełnie nieobudowanych.

a) Linje regulacyjne i budowlane.

Gdy gościniec, który na przestrzeni między osadami służy samej tylko komunikacji kołowej, a w bardzo małym stopniu i pieszej, wejdzie w granice osiedla, daje nadto fronty domom i staje się ulicą. Dwa

Fig. 35. Wycinek z mapy „Starego Miasta" w Warszawie. Wąziutkie, krzywolinijne ulice z uskokami charakteryzują miasto średniowieczne. Stromy teren wymagał założenia schodów w uliczkach wiodących ku Wiśle.

Fig. 36. Stary Rynek w Poznaniu. Mieści on stary i nowy ratusz, odwach i trzy płytkie bloki złożone z małych kamieniczek. Podobnie przed stu laty był zabudowany rynek krakowski, lwowski i warszawski (por. fig. 29).

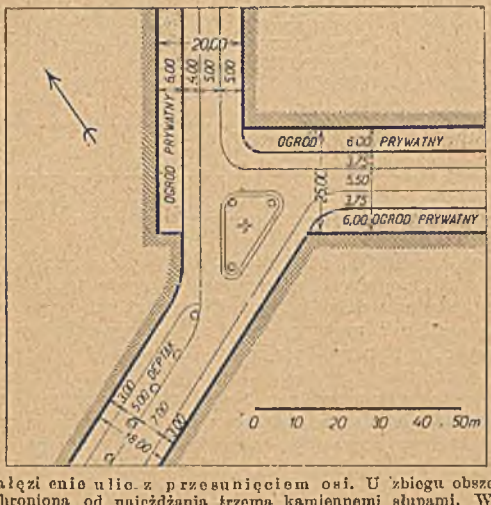


Fig. 37. Rozgałęzienie ulicy z przesunięciem osi. U zbiegu obszerna wyspa bezpieczeństwa, ochroniona od najeżdżania trzema kamiennemi słupami. W środku wyspy kandelabr.

więc czynniki wzajemnie od siebie niezależne stają się podstawą decyzji co do wymiaru szerokości ulicy:

1. potrzeby komunikacyjne ulicy,
2. wzgląd na dopływ światła i powietrza do domów.

W rezultacie dla oznaczenia ulicy w planie mamy dwie pary linij (fig. 18). Z tych jedna para odpowiada potrzebom ruchu i określa szerokość ulicy, a nazywamy ją linjami regulacyjnemi. Druga zaś para wy-

znacza fronty domów i ich rozstęp, podyktowany względami zdrowotnemi, a nazywamy ją linjami budowlanemi.

Ta druga zależy od wysokości budynków i stopnia uwzględnienia postulatów higjeny.

Linje, oznaczające zasięg budynków wewnątrz bloku, nazywamy linjami budowlanemi wewnętrznemi.

Rozstęp linij regulacyjnych musi być tak dobrany, aby się w nim pomieściła suma szerokości wszystkich pasm (jezdnie, chodniki, pasma tramwajowe, ścieżki dla cyklistów, dla konnej jazdy oraz rezerwa na przyszłe rozszerzenie jezdni). Ze względów oszczędności powinien on być z reguły jak najwęższy. Jedynie w ulicach ozdobnych, spacerowych, reprezentacyjnych, możemy hojnie szafować powierzchniami chodników a nadto dodawać szerokie pasma zieleni, drzew i kwietników. Rozstęp zaś linij budowlanych powinien być możliwie najszerszy, przyczem w nowo projekto-

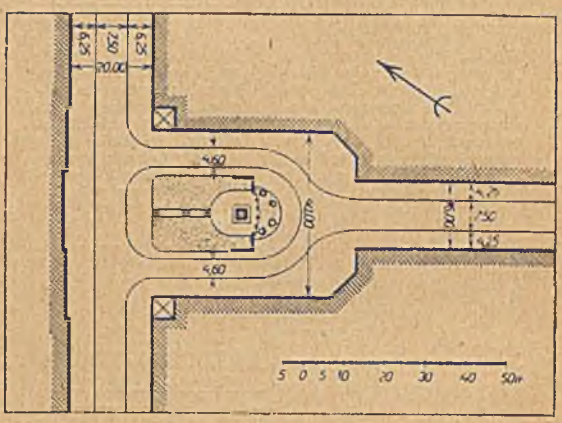


Fig. 38. Odgałęzienie ulicy z podziałem kierunku ruchu zapomocą wyspy bezpieczeństwa wymagającej placykowatego rozszerzenia wylotu ulicy bocznej.

wanych ulicach handlowych szerokość (s) ulicy nie powinna być w żadnym razie mniejsza niż dopuszczalna wysokość domów (w), które przy projektowanej ulicy będą ustawiane ($s \geq w$). W ulicach mieszkaniowych stosunek $w : s$ nie powinien być mniejszy jak $1 : 1\frac{1}{2}$, przy zabudowaniu willowem nie mniejszy jak 1 : 2, przy dworkowem 1 : 3 lub 1 : 4. Wogóle jak najwięcej.

Nadmiar, nadwyżka rozstępu linij budowlanych nad rozstępem linij regulacyjnych może być albo włączona do ulicy jako pasmo zieleni (trawnika lub zadrzewionego deptaka) albo też pozostawiona w obrębie bloku jako ogródki przed frontami domów (fig. 18). Te pasma zieleni i ogródki mogą tworzyć rezerwę gruntu pod przyszłe ewentualne rozszerzenie ulicy.

Jeżeli rozstęp linij regulacyjnych wypada szerszy niż rozstęp domów, powinny domy zostać rozsunięte, ale też z pożytkiem dla kasy miejskiej mogą być stosowane podcienia (fig. 18). Najczęściej trafi się taki przypadek przy regulacji zabytkowego śródmieścia.

Racjonalnie dadzą się podcienia zastosować także do rozszerzenia ostrokątnych naroży ulic (fig. 42) oraz jako czynnik ozdobny i praktyczny przy kształtowaniu nowoczesnych placów handlowych (fig. 43, 45 i jako wzór 48), pasażów (fig. 15 i 34), zamknięć ulic (fig. 19 i 39) i budynków publicznych (Sukiennice krakowskie, fig. 29).

Niezmiernie ważne jest rozróżnienie ulic komunikacyjnych, służących przedewszystkiem ruchowi, i mieszkaniowych, które są przedewszystkiem dojazdami do domów. Urządzenie pierwszych odnośnie do szerokości poszczególnych pasm, wyboru najtrwalszej nawierzchni, budowy przejść i kolei podziemnych i na wiaduktach oraz prowadzenia ruchu, jest ciężką troską miast miljonowych. W miastach zaś średnich i mniejszych obawa, że ruch w przyszłości wzrośnie do jakiejś ogromnej miary, w obecnych wa-

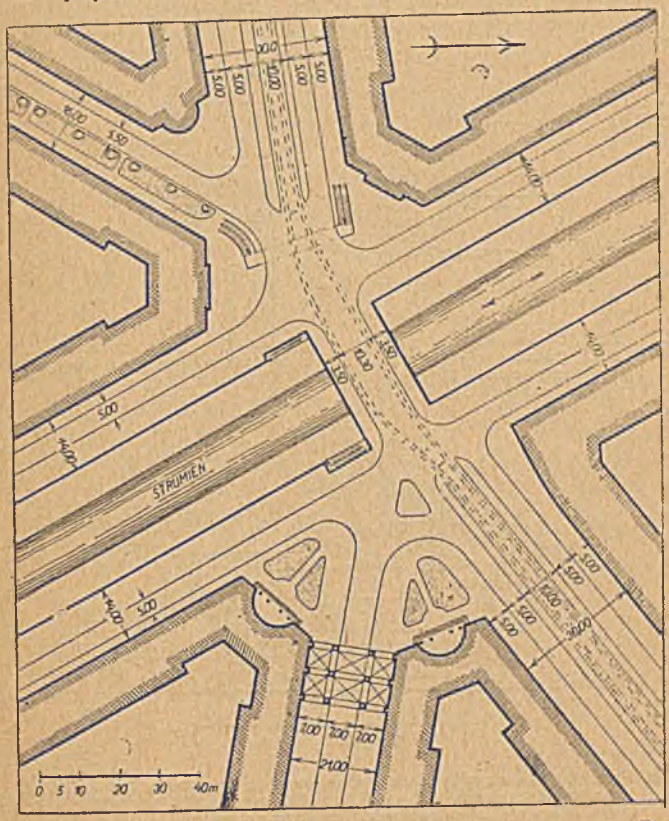


Fig. 39. Węzeł ruchu o ośmiu ramionach. Oszczędność w wymiarach jezdni. Rozmaite kształty naroży. Pasmo spacerowe nad strumieniem połączone z mostem zapomocą schodów.

runkach wydaje się wielce przesadną. W ulicach mieszkaniowych szerokość jezdni powinna być wszędzie ograniczona do najkonieczniejszego minimum.

b) Kształt ulic.

Ulica prosta, tj. o osi prostej i równoległych do niej linjach regulacyjnych i budowlanych, o szerokości stałej lub zmiennej (rozszerzenia) wywołuje wrażenie estetycznie dodatnie, gdy nie jest zbyt długa (maximum długości wynosi mniej więcej 20-krotną szerokość), gdy jest harmonijnie obudowana i gdy jest u obu końców zamknięta interesującym widokiem (fig. 19, 20, 21 i inne), a przedewszystkiem dobrą architekturą.

Naogół jednak ulice proste tych warunków nie spełniają i przyczyniają się często do monotonji miasta.

Przez ulice krzywe (fig. 4, 8, 22, 28) rozumiemy te ulice, których linje budowlane tworzą bądźto zarys gięty krzywolinijny, bądź złożony z linij prostych, łamanych (fig. 23) albo wreszcie kombinację linij prostych, krzywych i łamanych. Kąty w dukcie prostych linij budowlanych i regulacyjnych

Fig. 40. Ostrokątne narożе kamienicy ścięte symetrycznie linją wklęsłą.

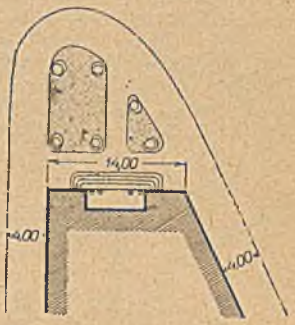


Fig. 41. Ostrokątne narożе kamienicy ścięte od strony ulicy ważniejszej do kąta prostego.

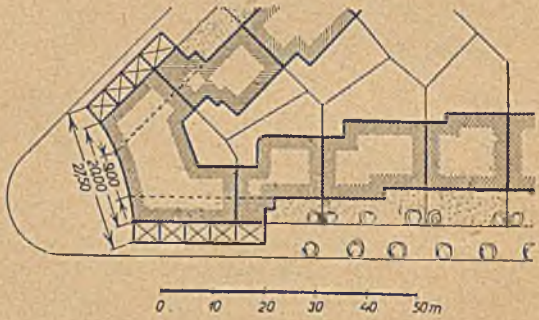


Fig. 42. Ostrokątne narożе domu rozszerzone zapomocą podcieni i przez zabudowanie zewnętrznych pasm ogródkowych. Układ taki umożliwia założenie podwórka w domu narożnym.

należy zaokrąglać łukami (fig. 13, 15 i liczne inne), lub stosować oryginalne formy (fig. 34, 45). W każdym razie powinno się unikać kątów tępych. Osobną klasę form ulicy tworzy układ prostolinijny o zbieżnych ścianach domów. Te przyczyniają się do spotęgowania oceny oddalenia. Stądto budynek stojący za wylotem ulicy zwężającej się wydaje się większym niż jest w istocie.

Za stosowaniem ulic krzywych przemawiają następujące argumenta:

1. wklęsła linja budowlana zwraca ku widzowi cały szereg fasad w ten sposób, że się każdej z nich wogóle i w szczegółach można przypatrzeć (fig. 22, porównanie kąta widzenia α i β). Podobnież ruch pojazdów w ulicy lekko krzywej jest przejrzysty, przeto w naszych stosunkach bezpieczniejszy. Linje dachów, okien i gzymsów ukła-

dają się w różne malownicze ugrupowania, zmieniające się w miarę posuwania się widza po ulicy, przyczem rozmaita intensywność oświetlenia (fig. 24) przyczynia się do zwiększenia piękna widoku;

2. zapomocą ulicy krzywej można się w wysokim stopniu dostosować do układu parcel (fig. 25), do giętego brzegu wód lub zarysu dróg żelaznych oraz do kształtu terenu (fig. 26); znaczne różnice w wysokości terenu dadzą się pokonać w obrębie stosunkowo niewielkiego obszaru zapomocą t. zw. „ślimaków“ (fig. 27), na stoku zaś rozleglejszym przez zastosowanie serpentyn; nadto można uniknąć przecinania gruntów zbyt kosztownych lub trudnych do uzyskania, np. cmentarzy, budynków za-

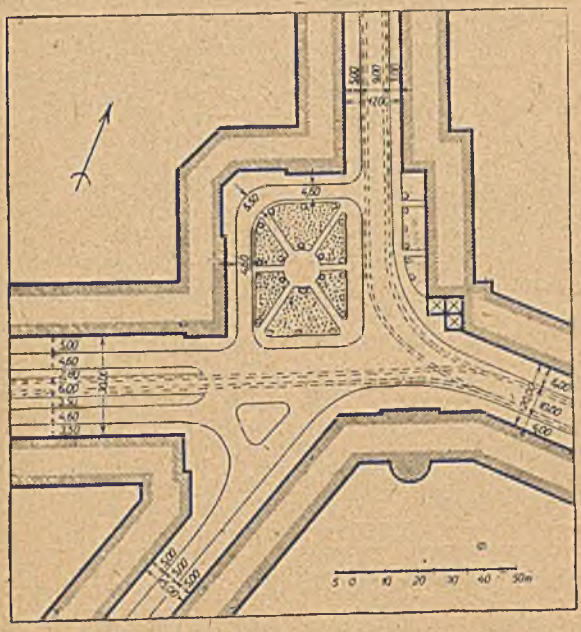


Fig. 43. Placowe rozszerzenie założone u zbiegu czterech ulic. Widoki z ulic zamknięte budynkami.

bytkowych lub kościołów, oraz uzyskać sporo oszczędności na robotach ziemnych i budowlanych i uzyskać pożądaną wysokość progów domowych; można wygodnie przejść z jednej ulicy na drugą do tamtej równoległą, uzyskać prostokątność parcel przy wlocie na inną ulicę (fig. 23); przy ulicach z jednostronną wystawą domów północną można przynajmniej część domów zwrócić przecież trochę ku zachodowi lub wschodowi;

3. hulanie wiatru w ulicy krzywej jest mniejsze.

Wydłużenie ulicy krzywej w porównaniu z prostą jest minimalne, wszak spory łuk o kącie środkowym 60° jest zaledwie o 5% dłuższy od cięciwy (fig. 28).

Fig. 29, przedstawiająca zarys ul. Grodzkiej w Krakowie, daje nam doskonały przykład urozmaiconego duktu linij budowlanych w mieście średniowiecznem.

Krzywizn należy używać łagodnych (silne skręty w ulicach ruchliwych bywają niebezpieczne dla ruchu), o dowolnym kształcie, byle dosto-

sowanym do potrzeb danej ulicy. Łuki kołowe, jako jednostajne, dają efekty mniej urozmaicone od zarysów o zmiennej krzywiźnie.

W planach, obejmujących większe obszary, należy obok ulic giętych o urozmaiconym przebiegu linij regulacyjnych stosować także ulice proste

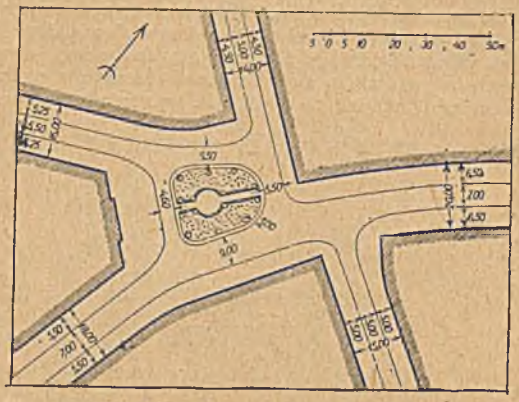


Fig. 44. Węzeł ruchu rozszerzony w formę zbliżającą się do placu.

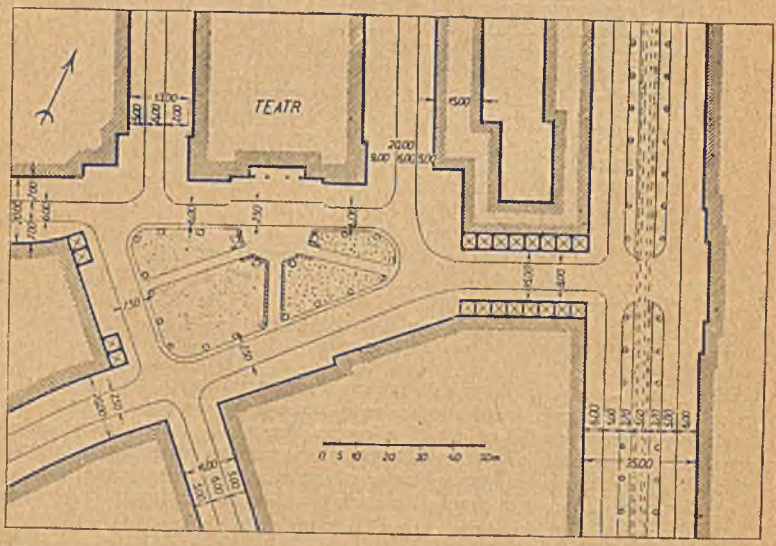


Fig. 45. Plac asymetryczny położony przed budynkiem publicznym. Szeroki wlot do ulicy transytowej ujęty obustronnie w podcienie.

odpowiednio do celu i warunków. Przedewszystkiem arterje transytowe pierwszorzędne powinny się zbliżać do układu prostolinijnego i umożliwiać sprawność ruchu szybkiego (automobilowego) i gęstego.

O ile chodzi o argumenty estetycznej natury za ulicami prostemi i krzywemi, to gusta epoki przechylają się naprzemian w tą i tamtą stronę.

Obecnie pod wpływem automobilizmu linja prosta, ściśle architektonicznie ujęta, zyskuje znów coraz więcej zwolenników, jednak i przymioty ulicy krzywej zachowują w znacznej części swą wagę.

Niweletę ulicy w profilu podłużnym należy zakładać albo w linji prostej o jednostajnym spadku albo w linji wklęsłej. Strzec się trzeba linji wypukłej, która, jakby garb, robi wrażenie estetycznie ujemne (fig. 30). Jeżeli już garbu uniknąć nie podobna, należy go ukryć, zamaskować przez skręt (fig. 31), uskok (fig. 32 i 33) lub rozwidlenie ulicy (fig. 20) przez zmianę szerokości ulicy, układu pasm ulicznych i odpowiednie zadrzewienie albo przez ustawienie na grzbiecie budynku, łuku triumfalnego (fig. 19) itp.

Prócz ulic dostępnych jednostkom ruchu wszelakiego rodzaju ważną rolę w planie miasta odgrywają ulice przeznaczone wyłącznie dla ruchu pieszego. Są to albo wąskie pasma między parcelami wolne (fig. 11 i 12) lub przesklepione (fig. 34) albo uliczki zamknięte dla ruchu kołowego (fig. 35 i 36), pasaże (fig. 15) lub wreszcie pasma zieleni (fig. 11 i 12). Tworzą one cenne uzupełnienie sieci komunikacyjnej miejskiej i są przedmiotem coraz większej uwagi projektantów. Na terenie spadzistym mogą być stosowane schody: obawa gołoledzi jest przesadna (fig. 34, 35 i inne). Jako motyw architektoniczny mają schody wartość pierwszorzędną.

Fig. 46. Sytuacja Kościoła i placu św. Piotra w Rzymie. Wspólna oś jest podstawą kompozycji symetrycznej. W środku elipsy ustawiono obelisk, w ogniskach zaś fontanny.

O ile w planie ogólnym nie jest przewidziane utworzenie w danem miejscu ulicy komunikacyjnej, można zastosować ulicę „ślepą“, nieprzejazdową (fig. 11, część północna koło cmentarza, fig. 27 i 35), przy której zwykle da się grunt budowlany, bez szkody dla ogółu, korzystnie zużytkować. Koszt budowy i utrzymania ulicy wypada z reguły niższy, niż w ulicy przejazdowej i obciąża tylko adjacentów a nie kasę miejską. Jako ulice ciche, nadają się one na mieszkania dla ludzi inteligentnych.

2. Węzły ulic.

Odgałęzienie ulicy (fig. 16, 18, 21, 34, 37 i 38), rozwidlenie (fig. 16, 20), skrzyżowanie ulic (fig. 19, 31, 32 i 33), lub skupienie większej ich ilości w jednem miejscu (fig. 39) nazywamy węzłami ulic. Jeżeli w węźle łączą się arterje ruchliwe, należy z całą starannością zapobiegać spiętrzeniom ruchu i niebezpieczeństwu najechania, a to przez rozważne zaprojektowanie wygodnego połączenia pasów komunikacyjnych, oraz zastosowania wszelkich urządzeń ułatwiających sprawny przebieg ruchu kołowego i pieszego, jako to: rozwidlenia jezdni (fig. 32, 38), wyspy bezpieczeństwa (fig. 21, 33, 37, 39), deptaki i perony tramwajowe (fig. 39), przejścia podziemne (fig. 39).

Oczywiście zasada jak najdalej posuniętej oszczędności w wymiarach jezdni obowiązuje także i przy tego rodzaju konstrukcjach.

Węzły ruchu z natury rzeczy nie są powierzchniami przeznaczonemi na gromadzenie i zatrzymywanie się ludzi na miejscu, ale przeciwnie na jak najszybsze mijanie się ich i rozjeżdżanie się pojazdów. Dlatego nie trzeba węzłów ruchu czynić miejscami ekspansji architektonicznej, ani ustawiać w nich pomników, bo przechodnie nie mają tam ani czasu, ani możności podziwiać ich piękno.

Ulice komunikacyjne miast wielkich przedstawiają obecnie dla nauki budowy miast problemy bardzo ciężkie, powikłane i nie rokujące bliskiego rozwiązania. Trudności te wzrastają wprost katastrofalnie na węzłach ulic.

Odgałęzienie ulicy prostokątne (fig. 21) z reguły nie sprawia projektantowi trudności. W ulicach spokojnych można przy wylocie stworzyć dla urozmaicenia widoku rozszerzenie (fig. 38), na którem się da pomieścić pomnik. Ważne jednak jest odcięcie rzeźby od widoku głębokiej ulicy przez ustawienie odpowiedniego tła architektonicznego. W ulicach ruchliwych może takie rozszerzenie, oczywiście bez pomnika, spełniać zadanie ułatwienia przejazdu przez podział ruchu pojazdów na dwie oddzielne strugi jednokierunkowe.

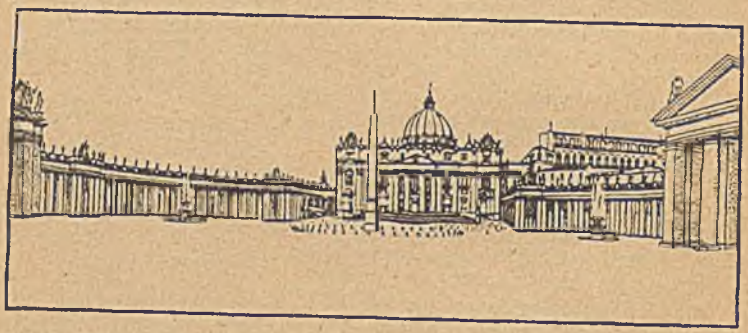


Fig. 17. Widok kościoła i kolumnady otaczającej plac św. Piotra w Rzymie, wzięty z ukosa.

Naroży rozwartokątnych i prostokątnych ścinać nie należy. Jeżeli chodzi o udogodnienie ruchu pieszych po chodnikach, można w narożu zastosować prostokątne wycięcie (fig. 19, 33, 34 i inne), umieścić jedno lub więcej przęseł podcieni (fig. 19, 38), albo naroże zaokrąglić podobnie jak naroże po lewej stronie u góry na fig. 39. Natomiast przy odgałęzieniach ostrokątnych nie sposób obejść się bez ścinania naroży, bo pełne ich zabudowanie jest w wysokim stopniu niekonomiczne. Dawniej kształtowano naroża symetrycznie wedle linji prostopadłej do dwudzielnej kąta (fig. 36, 40, 42) i potem było modne wprowadzanie kąta prostego od strony ulicy o większym ruchu i rozwartego od ulicy bocznej (fig. 41). Podane tu ryciny zawierają mnogość przykładów rozmaitego formowania naroży. Fig. 34 okazuje, jak można uniknąć odgałęzienia ostrokątnego przez odpowiednie wygięcie ulicy. Skrzyżowania ulic o osiach przesuniętych (fig. 32 i 33) posiadają te przymioty, że widoki z poszczególnych ulic są dobrze zamknięte, natomiast, gdy przesunięcia są znaczniejsze mogą wyniknąć trudności komunikacyjne i dlatego skrzyżowanie tego rodzaju jest odpowiedniejsze dla ulic mieszkaniowych o małym ruchu, niż dla ulic komunikacyjnych.

Węzły ulic bywają często rozszerzane przez dołączanie znacznych obszarów zieleni przy narożu (fig. 43) lub we środku węzła, uzyskane przez odpowiednie rozchylenie jezdni (fig. 44). Twory takie są formami przejściowemi między węzłami ruchu a placami.

3. Place.

Szeroką przestrzeń, otoczoną budynkami i artystycznie ukształtowaną a dostępną komunikacji publicznej, przedewszystkiem pieszej, nazywamy placem.

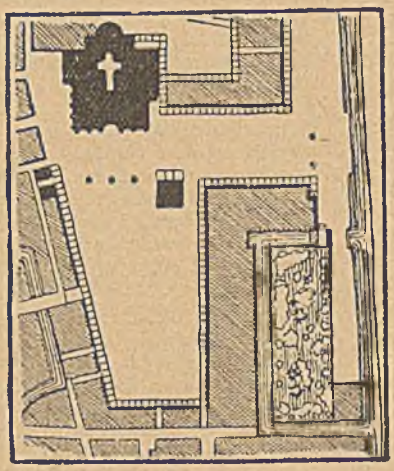


Fig. 48. Plac św. Marka w Wenecji. Kształt wysoce asymetryczny placu nie jest widziany w naturze. Spostrzeże go dopiero ten, kto o tej asymetrji jest uprzedzony.

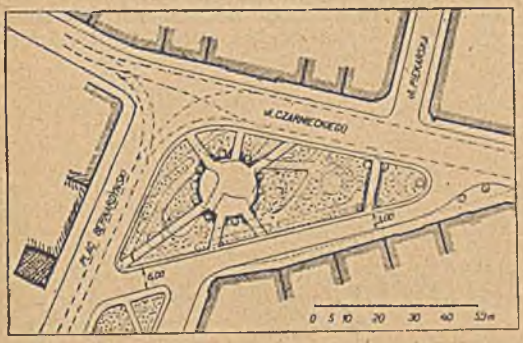


Fig. 49. Plac Bernardyński we Lwowie. Dawny preclowaty układ zieleni otrzymał formę regularną, doskonale odpowiadającą potrzebom komunikacyjnym i wiązaną z osią budynku położonego przy ulicy Czarnieckiego.

Zasadniczo jest plac tworem zupełnie różnym od węzła ulic. Węzeł jest nagromadzeniem strug ruchu i służy przedewszystkiem komunikacji kołowej, a postulatem głównym możliwie największa przelotność, osiągana przez wygodne połączenie i szerokie otwarcie skupionych ulic. Place zaś doskonałe powstają najczęściej zdala lub na uboczu tranzytowych arteryj komunikacyjnych jak np. fora i plac św. Piotra w Rzymie (fig. 46 i 47) lub plac św. Marka w Wenecji (fig. 48), zapełniają się ludźmi pieszymi, tworzą

element spokoju, spoczynku, a wyloty ulic podporządkowują się zwartym ścianom placu.

Wspólną cechą węzła i placu jest przestronne rozszerzenie powierzchni z reguły wcale znaczne w porównaniu z ulicą i to jest jeden powód, dla którego dotąd zwykle w literaturze i w praktyce nie rozróżniano tych dwu w zasadzie tak odmiennych elementów miasta. Druga zaś tego nieładu przyczyna leży w tem, że węzeł ruchu występuje niekiedy jako element wtórny i później wprowadzony, a spaja się często z dawniej istniejącym placem w jedną całość, tworząc kombinację, zwaną placem ruchliwym. Zewnętrzną cechą, która nam zwykle pozwala odróżnić plac od węzła jest — prócz wspomnianego zaniku wylotów ulicznych — oprowadzenie ruchu kołowego wzdłuż jednej lub dwu ścian placu, a nigdy przez środkową część placu, jak to widzimy w węzłach ruchu, i przewaga wolnej, spokojnej części placu nad elementami ruchu (fig. 45).

Fig. 50. Plac Świętoduski w Lublinie (Targowy). Sytuacja. Silny spadek na całej długości placu uniemożliwiał dotąd jednolite ukształtowanie architektoniczne. Podział na trzy wielkie terasy rozwiązuje trudność. 1. Hala targowa z targowiskiem na dachu, 2. przestrzenie otwarte, rozdzielone budowlą jednopiętrową mieszczącą sklepy.

Place są ośrodkami, na których lub przy których grupują się budynki w mieście najcenniejsze. Dlatego powinno się rozwinąć usilną staranność, aby fasady domów tworzących ściany placu były piękne i co jeszcze ważniejsze, aby tworzyły razem zespół harmonijny.

Harmonja ta da się najprościej w naszej epoce uzyskać przez stosowanie jednolitej architektoniki domów, równej wysokości ścian szczytowych, gzymsów i grzbietów dachów oraz używanie podcieni. Dawniej umiano uczynić jednolitym zespół fasad bardzo różnorakich.

Ze względu na kształt rozróżniamy place regularne i nieregularne.

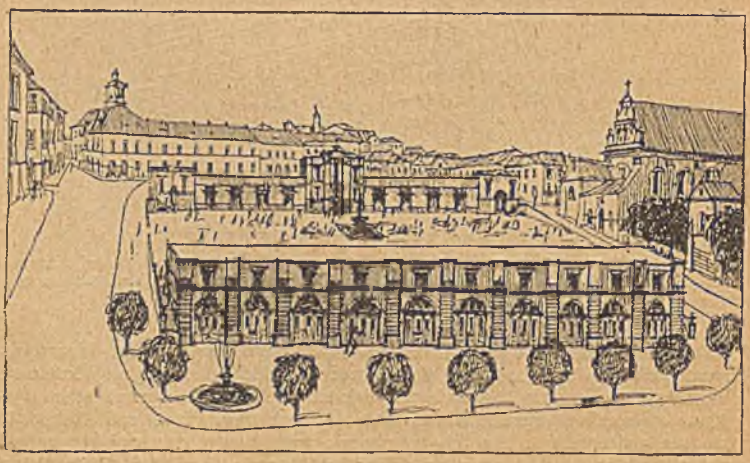


Fig. 51. Tenże plac. Widok perspektywiczny na projektowaną terasowatą przebudowę placu. Na platformie średniej i dolnej projektuje się wodotryski.

Miasta średniowieczne są bogatą skarbnicą placów przeważnie nieregularnych, epoka zaś baroku i empiru celują planami symetrycznemi. Jedne i drugie mają estetyczne i praktyczne równouprawnienie podobnie jak ulice proste i krzywe, a to tem bardziej, że oko ludzkie niełatwo dostrzega nieregularności wielkich powierzchni poziomo leżących. Np. plac św. Marka (fig. 48) trapezowy, stale wywołuje wrażenie ściśle prostokątnego. Do pewnego stopnia można to powiedzieć nawet o placu Marjackim w Krakowie (fig. 29 *M*). O ile są wprowadzane linje krzywe, należy stosować linje wklęsłe (fig. 46), a unikać wypukłych. Wlot ulicy Grodzkiej do Rynku krakowskiego (fig. 29) tylko dlatego robi doskonałe wrażenie, że się daje oglądać ze znacznej od-

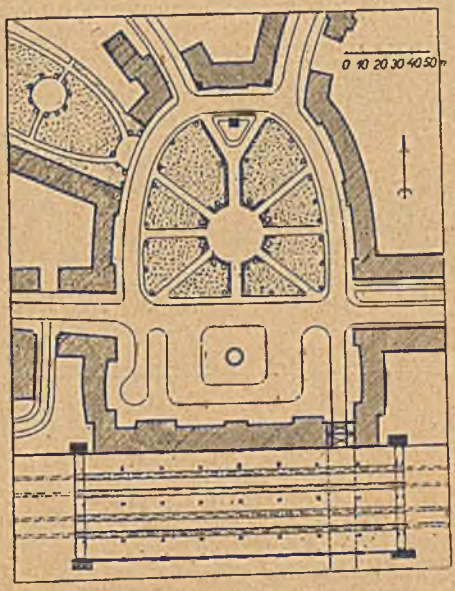


Fig. 52. Plac projektowany przed dworcem kolejowym w Radomiu. Wyciągnięte w przód chodniki przed głównemi bramami mają ułatwiać dostęp i wyjście z dworca. Obszerne jezdnie zabezpieczają wygodny dojazd. We wschodniej części podjazd popod tory kolejowe.

ległości. Formą placu najprostszą i najczęściej używaną jest prostokąt lub niewiele się od niego różniący trapezoid. Kształt trójkątny placu (fig. 49) jest niepożądany, zbliża się bowiem do rozwidlenia.

Figury 10—14 i 35, 36 oraz 43—56 przedstawiają rozmaite formy placów.

Terenowa forma powierzchni placu pożądana jest wklęsła lub wichrowata, mniej więcej o jednostajnym spadzie lub płaska; wypukła zaś wywołuje wrażenie estetycznie ujemne. Place o silnym spadzie wymagają podziału na części o spadzie łagodniejszym i architektonicznego traktowania zapomocą murów podporowych, ramp i schodów, oraz odpowiednich budynków (fig. 50 i 51).

Najważniejszym przymiotem estetycznym placu jest jego zwartość, tj. taki układ ścian, że wylotów ulic się nie widzi, a plac robi raczej wrażenie zamkniętej, jak sala, przestrzeni. Uzyskaniu takiego efektu sprzyja stosowanie następujących wskazówek:

1. Osi ulic kierować nie ku środkowi placu, ale wzdłuż ścian placu, i nie stwarzać pęków przecinających się w jednym punkcie.

2. Łączyć z placem ulice krótkie, lub rychło za placem zmieniające swój kierunek.

3. Kierować osie ulic na dzieła architektonicznie ważne, zarówno w stronę ku placowi jak i od placu na zewnątrz.

4. Nadawać wylotom ulic szerokości niewielkie i łączyć ich osie poza placem.

5. Obudowywać wyloty ulic portykami, bramami triumfalnemi lub budynkami (fig. 19 i 39).

Wnętrze placu nadaje się do wznoszenia budynków publicznych (kościołów, ratuszów, teatrów, hal targowych itd.) oraz pomników,

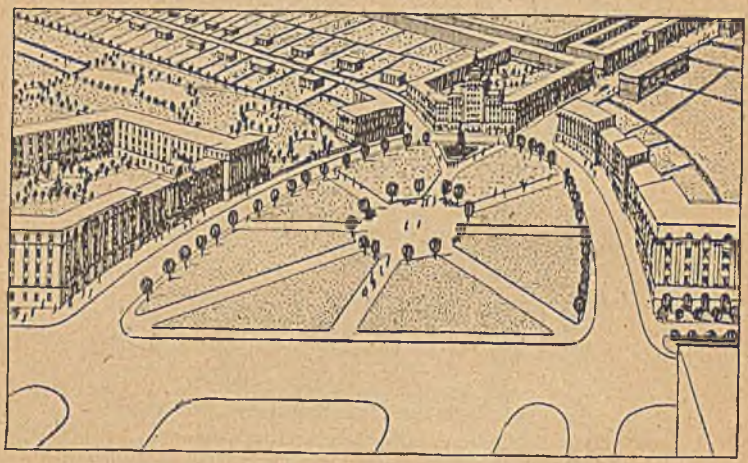


Fig. 53. Widok tegoż placu z lotu ptaka. Oś placu kolejowego zaznaczona ścieżą, okolem, pomnikiem i monumentalną budowlą.

przyczem zwykle nie sam środek placu bywa miejscem najwłaściwszem, ale inne miejsce, często asymetryczne.

Unikać należy ustawiania budynków zbyt smukłych i pomników zbyt drobnych na placach przestronnych. Na ogół biorąc, im mniejszy plac, im spokojniejsze a skromniej dymensjonowane i prostsze a drobniejsze tło architektoniczne, tem silniej przychodzi do głosu sam pomnik, nie przygłuszany przez sąsiedztwo. Przy ustawianiu pomników umiano w dawnych wiekach wybierać dla nich place niewielkie a na nich takie miejsca, w których pomnik panował nad otoczeniem (fig. 54, 55, 56 oraz 13 i 14). Późniejszy dość powszechny zwyczaj wznoszenia pomnika na środku (fig. 35, 46, 47 i 56) obszernego placu wymagał albo ogromnych wymiarów pomnika, albo redukował go do ozdoby placu mało wybitnej. Sztuka tworzenia pomników jest równie trudna, jak umiejętność efektownego ich rozmieszczania.

Przestrzec należy projektantów przed wznoszeniem samotnych kościołów, szczególniej „gotyckich", na środku placu. Efekt wypada z reguły fatalny. Otoczenie kościoła niskiemi budynkami, lub połączenie z niemi w grupę, pozwoli stworzyć całość zwykle o wiele poprawniejszą, niekiedy wprost malowniczą.

Wymiary placów, reprodukowanych na dołączonych rysunkach, przedstawiają się następująco:

Tabela.

Nazwa	Długość w m	Szerokość w m	Powierzchnia w m^2
Rynek w Warszawie (fig. 35)	93	70	6500
„ we Lwowie	145	125	18100
„ w Poznaniu (fig. 36)	140	139	19500
„ w Krakowie (fig. 29)	200	197	39400
Plac Marjacki w Krakowie (fig. 29 *M*)	80	22	1800
Mały Rynek w Krakowie (fig. 29)	116	39	4500
Rynek w Głogowie (fig. 2)	160	150	24000
Plac Świętoduski w Lublinie (fig. 50 i 51)	220	88	19400
„ Bernadyński we Lwowie (fig. 49)	125	$\frac{28+60}{2}$	5500
„ przykościelny w Stanisławowie (proj.; fig. 10)	90	112	10100
„ prostokątny targowy w Stanisławowie (proj.; fig. 10)	111	128	14100
„ trapezowy targowy w Stanisławowie (proj.; fig. 10)	120	80	9600
„ dworcowy w Radomiu (proj.; fig. 52)	205	145	27000
„ projektowany na fig. 43	52	61	3200
„ „ „ „ 44	48	56	2700
„ przed teatrem (fig. 45)	115	$\frac{45+77}{2}$	7000
„ San Marco w Wenecji (fig. 48)	175	$\frac{58+90}{2}$	13000
„ San Pietro w Rzymie (fig. 46 i 47)	340	240	57000
„ San Giovanni e Paolo w Wenecji (fig. 54 i 55)	58	28	1700
„ Katedralny w Salcburgu (fig. 56 *A*)	76	59	4500
„ Ludwika Wiktora w Salcburgu (fig. 56 *B*)	44	42	1800
„ Mozarta „ (fig. 56 *C*)	102	40	4100
„ Rezydencjonalny „ (fig. 56 *D*)	118	80	9400
„ Kapitulny „ (fig. 56 *E*)	104	85	8800

Z przeglądu tych placów wynika, że skala wymiarów jest bardzo szeroka, że niekoniecznie największe[1]) place są najpiękniejsze. Między wymiarami placu a wysokością budynków, które go okalają, musi zachodzić harmonijny stosunek. Plac obszerny a obudowany nisko wydaje się pustym, plac mały obudowany wysoko wydaje się ściśnionym i maleje jeszcze bardziej.

Ze względu na cel użytkowy możemy wymienić place: targowe, spacerowe, dworcowe, ogrodowe. Każdy powinien stosownie do swego znaczenia i przeznaczenia być odpowiednio urządzony zapomocą następujących przedmiotów:

bruk rozmaitej barwy i wymiaru, chodniki, deptaki, krawężniki, trawniki;

kwietniki, krzewy i drzewa;

rampy dla pieszych i zajazdowe, schody,[2]) mury podporowe i terasy;

[1]) Plan o wymiarach zbliżonych do Königsplatz w Berlinie (105 000 m^2) lub Rathausplatz we Wiedniu (80 000 m^2) uchodzą powszechnie za zbyt wielkie nawet dla miast miljonowych. Na nich zatraca się poczucie jednolitej zwartej przestrzeni. Natomiast słynny z piękności plac Kapitoliński w Rzymie ma całej powierzchni zaledwie 4500 m^2.

[2]) Obawa gołoledzi na schodach, tak powszechnie panująca, jest przesadnie wielka.

studnie, wodotryski, baseny;
słupki odgraniczające pewne części placu, ogrodzenia, poręcze i balustrady;
latarnie, kandelabry, maszty na chorągwie;
pomniki figuralne i architektoniczne (kolumny, obeliski, piramidy, wazony i bramy);

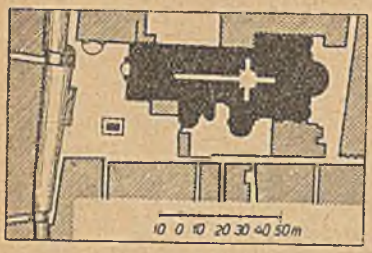


Fig. 54. Plac San Giovanni e Paolo w Wenecji. Nad kanałem. Pomnik markuje nieistniejącą ścianę placu, wskutek czego asymetrja placu nie wpada w oko.

kioski, czekalnie, wychodki podziemne i nadziemne, tablice i walce anonsowe.

Urządzenie placu powinno celować harmonją wszystkich części składowych i pięknem ich formy. Strzec się przesady rozbijającej zwartą jedność placu, a używać form prostych a szlachetnych i ograniczać się tylko do ilości niezbędnej.

4. Bloki.

Sposób zabudowania. Wymiary. Kształt.

Powierzchnie miejskie, przylegające wzdłuż całego obwodu do ulic, lub z jednych stron do ulic a z innych do szlaku kolejowego, brzegu wód, lasów, ogrodów, cmentarzy, pól lub jarów, nazywamy blokami.

Niewielka stosunkowo ilość bloków w mieście pozostaje wolna od budynków lub posiada je w skromnej liczbie i o niewielkiej powierzchni w porównaniu do całości bloku (boiska, lotniska, ogrody, cmentarze itp.). Przeważająca zaś liczba bloków mieści na swym obszarze liczne budynki, przedewszyst-

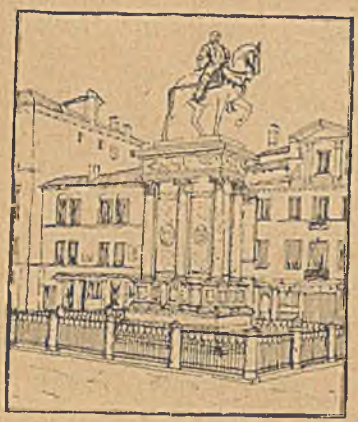


Fig. 55. Widok pomnika Colleoniego na placu obok kościoła San Giovanni e Paolo w Wenecji. Potężna bronzowa postać kondotjera świetnie się rysuje na tle błękitów nieba.

Fig. 56. Grupa placów przy katedrze w Salzburgu. *A.* Plac Katedralny z figurą Matki Boskiej na kolumnie, *B.* plac Ludwika Wiktora, *C.* Mozarta, *D.* plac Rezydencjonalny, *E.* plac Kapitulny.

kiem mieszkalne. Pierwsze bloki nazywamy wolnemi, te drugie budowlanemi. Główną cechą charakterystyczną tych bloków jest sposób rozmieszczenia budynków na ich powierzchni: zwarty (dom do domu przylega ścianami ogniowemi fig. 15, 57), grupowy (po kilka domów

złączonych w rzędzie, przyczem grupy dwu domów nazywamy domami bliźniaczemi (fig. 12, 13, 58), luźny (domy wolno stojące, tj. nie stykające się żadną ścianą fig. 5, 18), lub mieszany (tj. będący kombinacją tamtych

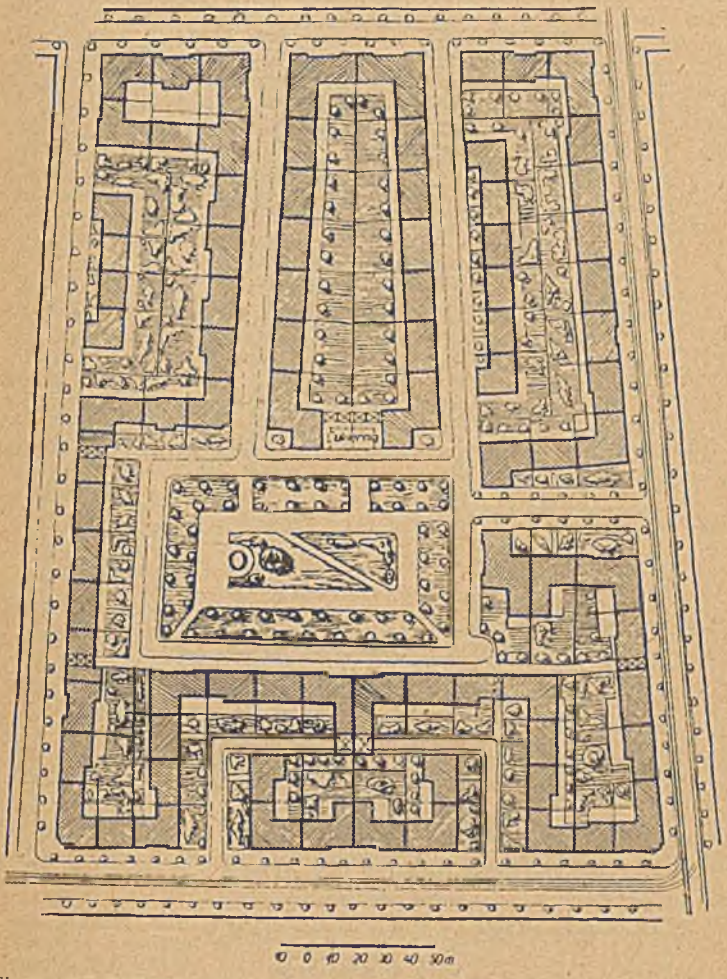


Fig. 57. Wielki blok zabudowany systemem zwartym, z zastosowaniem uliczek prywatnych i zaklęśnięć frontowych linij budowlanych.

sposobów fig. 57 i 58). Prócz wymienionych rycin, rozmaite układy są przedstawione na figurach 29, 34, 36, 39, 42, 45, 46, 52 i 56.

Śródmieście, dzielnica handlowa i znaczna część mieszkaniowych okazują system zabudowania zwartego. W dzielnicach położonych przy obwodzie miasta i w podmiejskich oraz w przemysłowych panującą formą jest raczej zabudowanie luźne. Z reguły na linji od wnętrza miasta ku jego granicom widzi się budynki coraz rzadziej rozstawione i coraz niższe.

Wymiary bloków powinny być tak obierane, aby bloki dały się wygodnie i korzystnie zabudować, jednak z zachowaniem wszystkich postulatów higjeny, i aby niezbyt ograniczały swobodę w układzie sieci komunikacyjnej.

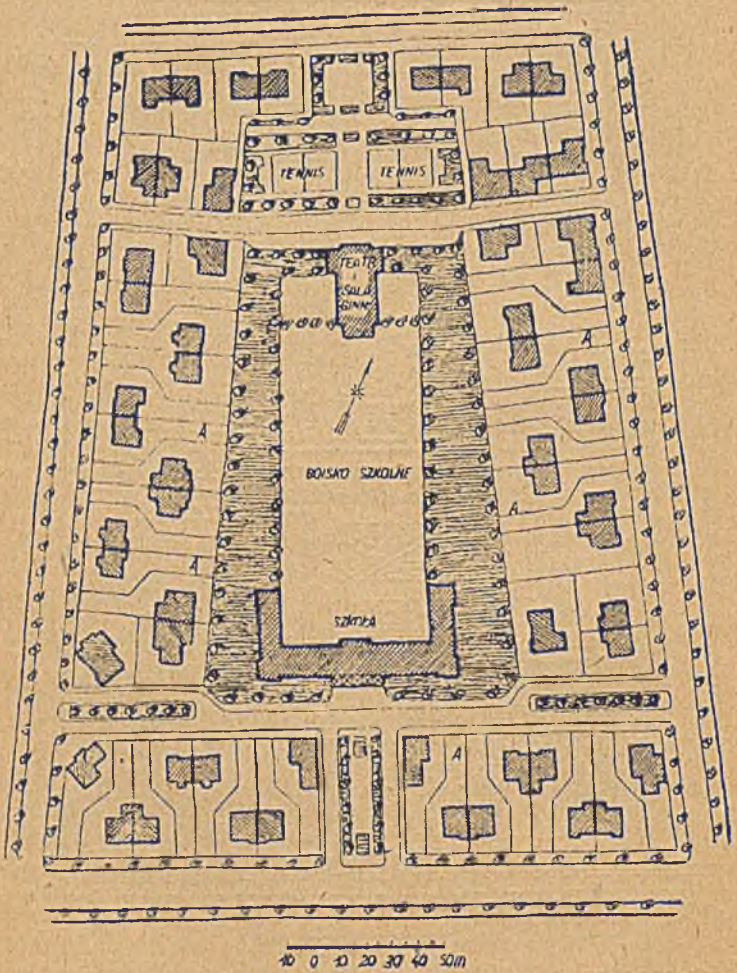


Fig. 58. Wielki blok obudowany willami i domkami bliźniaczemi. Wnętrze użyte dla celów ogrodowych, szkolnych i sportowych. Literą „A“ oznaczono parcele, których kształt pozwala na najliczniejsze nagromadzenie domków wzdłuż ulicy.

Wymiary bloków minimalne zależą od głębokości parcel, tj. obszarów tworzących poszczególne realności, maksymalne zaś od potrzeb komunikacji. Na głębokość parceli składa się wymiar głębokości budynku (12—16 *m*, w domach zaś ludności niezamożnej 8—10 *m*), podwórza ($^3/_4$—2 wysokości domu) oraz ewentualnie ogródka od strony ulicy (przynajmniej 6 *m*). Jeżeli więc np. projektowana głębokość budynku wynosi 15 *m*,

jego wysokość 20 *m* a wymiar ogródka 8 *m*, to minimalna głębokość parceli wyniesie 15 *m* + $^3/_4 \times 20$ *m* + 8 *m* = 38 *m*, wymiar zaś bloku ($2 \times 38 =$) 76 *m*. Bez ogródków otrzymalibyśmy wymiary 30 *m* i 60 *m* przyjęte powszechnie jako minimum, nawet dla parterowych domków. Głębokość parcel o zabudowaniu luźnem i domkami bliźniaczemi nie powinna być mniejsza jak 40 *m*. Poniżej minimum higjenicznego schodzić nie należy. Natomiast ze względu na oszczędność w budowie ulic należy się kierować ku górnym granicom. Jednak w dzielnicach handlowych, gdzie grunta są bardzo drogie, trzeba będzie zejść poniżej wymienionej normy minimalnych wymiarów podwórza (tj. $^3/_4$ całej wysokości budynku), a to w ten sposób, że od całkowitej wysokości budynku potrąci się wymiar wysokości pięter dolnych, zajętych przez sklepy, składy, biura, kancelarje, wogóle przez pokoje nieprzezuaczone do stałego pobytu ludzi, a otrzymaną różnicę przyjmie się za podstawę wymiaru podwórza.

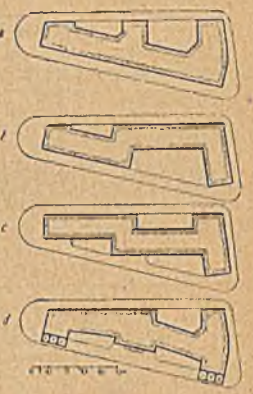


Fig. 59. Sposoby zabudowania bloku zbyt płytkiego. Gdyby się podobny blok obudowało wzdłuż całego obwodu, otrzymalibyśmy podwórko o wymiarach zbyt małych i natrafilibyśmy na ogromne trudności przy rozwiązywaniu rzutu poziomego w lewej części budynku.

Jeżeli mamy zabudować blok zbyt płytki, powinno się to uczynić w ten sposób, aby uniknąć podwórek zbyt małych. Fig. 59 przedstawia różne możliwości w poprawnem rozwiązaniu takiego zadania.

Głębokość bloków fabrycznych wynosi 200 *m* i więcej. Bloki fabryczne wymagają starannego obsłużania środkami komunikacyjnemi lądowemi i wodnemi, a przedewszystkiem torami przemysłowemi do każdego podworca.

Swoboda i bezpieczeństwo komunikacji w mieście wymaga, aby ulice, krzyżujące się z arterjami głównemi, leżały w odstępie jak największym, a więc przynajmniej około 200—300 *m* lub nawet nieco więcej, które to wymiary są wskazówką co do maximum długości bloków.

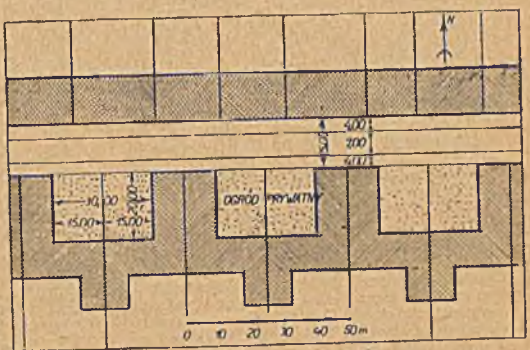


Fig. 60. Zabudowanie frontu ulicy o wystawie północnej domami ułożonemi „w zęby", wskutek czego przeważna część pokoi uzyskuje światło wschodnie i zachodnie.

W dzielnicach miasta zewnętrznych, szczególnie fabrycznych, wymiar ten może być powiększony ponad 400 *m*. Ewentualnym potrzebom ruchu pieszego można zadość uczynić przez przecięcie wielkiego bloku pasażem (fig. 15) lub pasmem zieleni (fig. 12). — Ponieważ bezpieczeństwo komunikacji wymaga, aby ilość skrzyżowań ulicy głównej z ulicami bocznemi była jak najmniejsza, przeto bloki powinny swemi dłuższemi bokami przylegać do arteryj komunikacyjnych, a krótszemi do ulic mieszkaniowych, spokojniejszych.

Szerokość parcel w budynkach zwarto obudowanych nie podlega ograniczeniom, z wyjątkiem parcel narożnych, które nie powinny mieć frontów krótszych jak 20 *m*, a to celem uzyskania wogóle jakiegoś podwórka, które oczywiście powinno się łączyć ze sąsiedniemi (fig. 18).

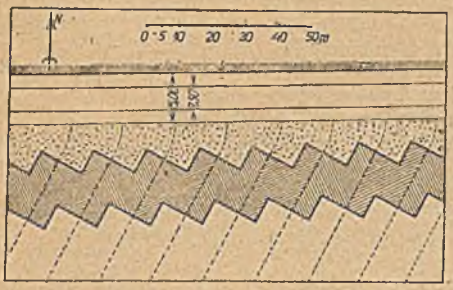


Fig. 61. „Piłowa" linja zabudowania ulicy, dla uzyskania światła dla mieszkań. Układ „piłowy" ułatwia zabudowanie parcel ukośnych, bez przeprowadzania komasacji.

Przy zabudowaniu luźnem odstęp domu od granicy sąsiada nie powinien być mniejszy jak $^3/_4$ wysokości domu. Jeżeli więc na parceli ma stanąć willa 18 *m* długa a 10 *m* wysoka, szerokość parceli wypadnie $0{,}75 \times 10\ m + 18\ m + 0{,}75 \times 10 = 33\ m$. Znaczne oszczędności w długości frontu parceli i, co z tem związane, w koszcie ulicy, kanalizacji oraz przewodów wodociągowych, termicznych, gazowych i elektrycznych, dadzą się uzyskać przez stosowanie kształtu parcel, przedstawionych na fig. 58, z czem łączy się przemienne ustawianie domów, to w pobliżu drogi, to znów w głębi parceli, bardzo pożyteczne ze względu na maximum naświetlenia słonecznego, oraz minimum hałasów sąsiedzkich.

Podział bloku na parcele wymaga wielkiej staranności. Boczne linje graniczne parcel powinny być prostopadłe do obwodu bloku, szczególniej przy zabudowaniu

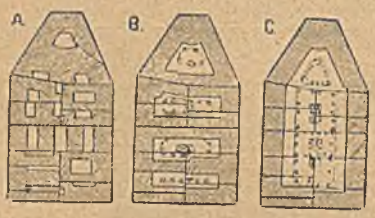


Fig. 62. Trzy sposoby zabudowania bloku. *A*. Niesumienne, ohydne wykorzystanie każdej piędzi ziemi, zabieranie światła sąsiadom i własnym lokatorom. *B*. Łączenie podwórz w większe całości (więcej światła, czystsze powietrze). *C*. Blok tak zabudowany daje lepsze warunki higjeniczne mieszkaniom podwórzowym, niż je mają mieszkania zwrócone do ulicy.

Fig. 63. Blok ostrokątny zabudowany higjenicznie z zastosowaniem przerwy w obudowaniu bloku. Przerwa taka jest pożyteczna także i we wszystkich innych blokach. Zabezpiecza stałą wymianę powietrza podwórzowego (por. fig. 57).

zwartem. Także wewnątrz bloku należy unikać kątów ostrych w układzie granic, a wprowadzać kąty rozwarte i proste. Ustawienie budynków w obrębie bloków powinno być tak uskuteczniane, aby każde mieszkanie miało zabezpieczony dostateczny dopływ świeżego powietrza, światła i bezpośrednich promieni słońca i aby się dało dokładnie na przestrzał przewietrzyć.

Należy więc przy zabudowaniu zwartem unikać ulic biegnących ze wschodu na zachód, bo wtedy jedno pasmo domów ma fronty domów

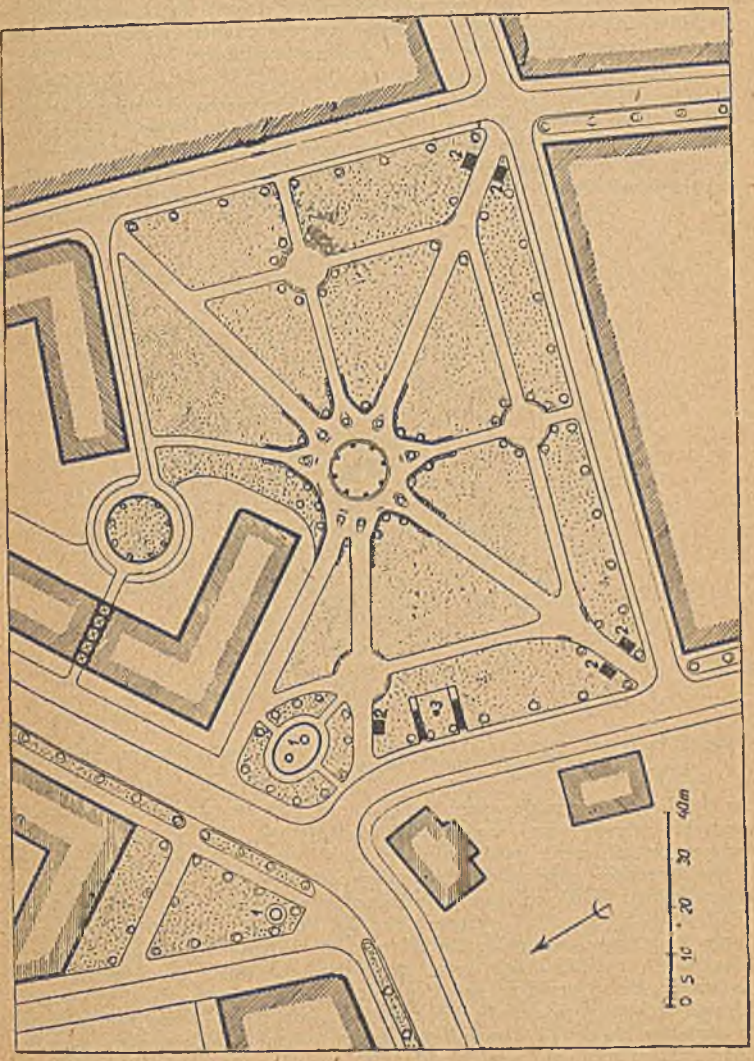


Fig. 64. Ogródek publiczny założony w części bloku w Stanisławowie. Układ ścież promieniisty. W środku pawilon w kształcie świątyńki. We wschodniej części zajazd przed dom łączący się z pasażem. 1. Wodotryski, 2. stragany przekupniów, 3. wychodek podziemny. — Drzewa i żywopłoty.

zwrócone wprost ku północy. Takie zło można usunąć przez wygięcie ulicy (fig. 26) lub przez zastosowanie placykowatych rozszerzeń w ścianie ulicy wystawionej ku północy fig. 60, lub zastosowanie t. zw. „piłowej"

linji budowlanej, ustawiając fronty domów pod kątem 45—60° do osi ulicy, jak to na fig. 61 uwidoczniono.

Oba te sposoby posiadają wybitne walory artystyczne i mogą być z pożytkiem stosowane w większych kompozycjach architektonicznych, niekiedy dla podniesienia malowniczości lub monumentalności ulicy.

Dalej należy unikać ciasnych lub zbyt wysoko obudowanych podwórzy. Hasłem obecnej doby jest wprowadzenie jak najlepszych warunków higjenicznych przedewszystkiem wewnątrz bloku, co się da uzyskać przez łączenie podwórz w jedną wolną obszerną przestrzeń (fig. 15, 62). Przy zabudowaniu luźnem da się uzyskać największe odległości między domami przez kolejne stawianie will lub domów bliźniączych naprzemian w pobliżu drogi, to znów

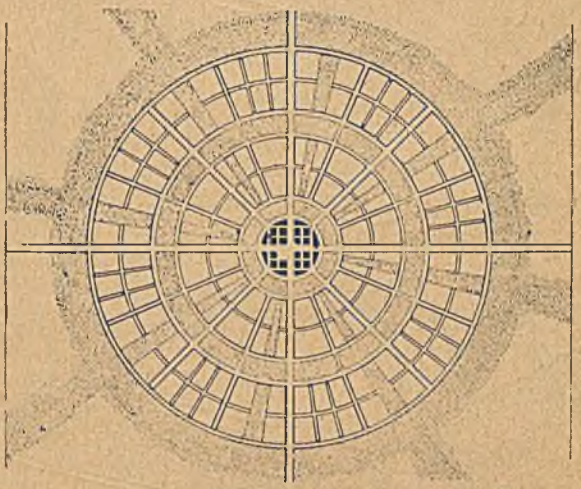


Fig. 65. Schemat układu zieleni w mieście: pasma okolne połączone smugami dośrodkowemi. Dookoła miasta szeroki pas łąk i lasów.

w pobliżu tylnej granicy parceli (fig. 11, 12, 58). Dla wyraźnego oznaczenia sposobu zabudowania wnętrza bloku a zarazem dla uniknięcia nadużyć w jego zabudowaniu projektuje się wewnętrzne linje budowlane (fig. 18), które określają granice dopuszczalnego zabudowania i powierzchnie wolne od zabudowania. Nowoczesnem dążeniem jest zupełne zniesienie skrzydeł bocznych i oficynowych (fig. 18, 52, 57, 62). Wnętrze normalnego bloku powinno być niezabudowane i zawierać łączące się z sobą podwórza i ogródki. Jeżeli wymiary bloku są nadmiernie wielkie, można wewnątrz bloku umieścić ogród publiczny, plac sportowy, a nawet pobudować halę targową, szkołę lub zabudować wnętrze — przy zabezpieczeniu postulatów higjeny — domami prywatnemi, stosując place i ulice prywatne, przejazdowe lub ślepe (fig. 13, 57 i 58).

Dobrze założony blok wykazuje lepsze warunki oświetlenia słonecznego od wnętrza bloku jak od strony ulic, oraz czystsze powietrze. Dla uzyskania pierwszego przymiotu potrzeba, aby rozstępy murów, zawierających okna, były większe jak szerokość ulicy, znacznie większe jak wysokość budynków. Gwarancją dobrego powietrza w podwórzach jest łączenie poszczególnych podwórzy w jedną zazieleniona całość a nadto wentylacja tego wielkiego podworca przez pozostawienie przerwy w zabudowaniu okolnem (fig. 57, 63).

Tak zwane świetlniki (fig. 62 *A*), tj. małe, niehigieniczne podwórka, ku którym wolno zwracać okna tylko z kurytarzy, klatek schodowych, wychodków i spiżarni, ze stanowczem wykluczeniem izb mieszkalnych i kuchni, powinny być wentylowane zapomocą osobnego podziemnego szybu, łączącego bruk świetlnika z ulicą. Nie należy ich przeto bezwarunkowo przykrywać szklanym dachem.

Kształt bloku prostokątny lub do prostokąta zbliżony (fig. 12, 35, 57) jest najprostszy i daje się bez trudności rozparcelować i zabudować. Jednak i wszelkie inne kształty (fig. 11, 12, 29), wieloboczne, złożone z linij prostych i krzywych w dostosowaniu do ulic i placów, są stosowne i dadzą się zdrowo zabudować. Unikać powinno się jedynie bloków trójkątnych z powodu trudności w projektowaniu ostrokątnych domów narożnych i w niedostatecznem ich oświetleniu od strony podwórza (fig. 39, 42). Tu można często usunąć grożące zło przez stosowanie podwórz otwartych do ulicy (fig. 34, 59), lub kilkunastometrowej przerwy w obudowaniu bloku (fig. 63).

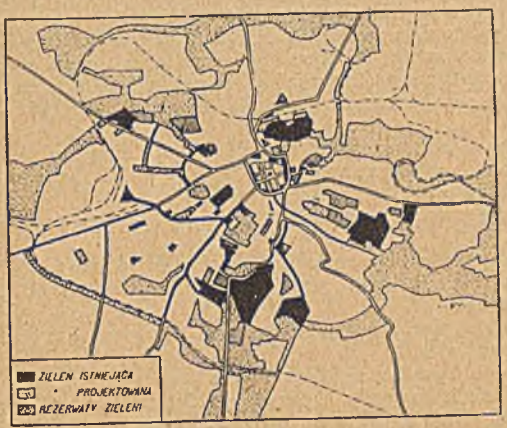


Fig. 68. Układ zieleni projektowany dla miasta Lwowa, z uwzględnieniem ukształtowania terenu i wolnych gruntów. Z układu schematycznego, symetrycznego, przeobraził się projekt z formą zupełnie nieregularną.

5. Zieleń i woda.

Higjena miasta domaga się nie tylko stosowania jak największych odstępów między frontowemi ścianami domów, ale nadto żąda, szczególniej w miastach większych, pozostawiania znacznych przerw w zabudowanej powierzchni. Przerwy te, bądź narzucone przez przyrodę (rzeki, jeziora, mokradła, urwiska, strome skarpy terenu, jary, wzgórza itp.), bądź urządzone ręką ludzką (ogrody, parki, cmentarze, ogródki robotnicze, pola wzlotów, place ćwiczeń, pasma zieleni, stawy itp.), są użytkowane, dla rozmaitych celów specjalnych, a łącznie służą polepszeniu zanieczyszczonego powietrza miejskiego.

W planach miasta należy jedne i drugie powierzchnie uwzględnić i starać się, aby były wedle pewnego systemu po całem mieście rozmieszczone. Dawniej zadawalano się programem tworzenia równomiernie na powierzchni miasta rozłożonych ogrodów publicznych, odpowiadających wielkością gęstości zaludnienia, a oddalonych od siebie nie więcej jak półtora kilometra, tak, aby każdy mieszkaniec mógł w ciągu dziesięciu minut dojść z mieszkania do zieleni. Obecnie staramy się uformować jednolity układ

zieleni, przenikający i wentylujący całe miasto, otaczający poszczególne dzielnice, a ukształtowany w ten sposób, że oddzielne większe powierzchnie wolne od zabudowania łączymy pasmami zieleni. Ogólną tendencję takiego systemu przedstawia schemat na fig. 65. Jaką zaś formę przybiera układ zieleni w praktyce okazuje fig. 66, projekt rozmieszczenia zieleni w obrębie miasta Lwowa.

Wprowadzić w życie nowożytny układ zieleni będzie mógł tylko taki zarząd miasta, który wytrwale i konsekwentnie przez dziesiątki lat prowadzi przewidującą politykę gruntową. Dla rozlicznych zadań komunalnych (szkoły, teatry, kościoły, różne gmachy publiczne, wychowanie fizyczne, kasarnie, domy składowe, popieranie przemysłu i prywatnego ruchu budowlanego, domy robotnicze, regulacja miasta, ogrody) oraz na nieprzewidziane potrzeby w przyszłości powinna gmina rozporządzać jak największą ilością własnych obszernych gruntów i parcel położonych we wszystkich dzielnicach.

Przedewszystkiem zaś należy nabywać wielkie obszary na obwodzie miasta, do parcelacji i zabudowania jeszcze niedojrzałe, bo posiadanie tych umożliwia zarządowi prowadzenie szerokiej polityki budowlanej w mieście. Możność dysponowania wielkiemi powierzchniami gruntów przez zarząd miejski, pozwala samem ofiarowaniem parceli przyciągać do miasta różne urzędy, szkoły specjalne, muzea, agencje, przemysł, fabryki i rozmaite przedsiębiorstwa.

Zieleń miejska występuje w rozlicznych formach:

1. obszerne powierzchnie łąk i lasów okalających miasto jako zewnętrzny pierścień zieleni;

2. ogrody publiczne i prywatne, parki, boiska sportowe, pola ćwiczeń, cmentarze;

3. pasma zieleni przenikające od obwodu miasta ku środkowi i opasujące poszczególne dzielnice, przedewszystkiem śródmieście;

4. place ogrodowe;

5. trawniki, kwietniki w ulicach, szeregi drzew i krzewów, samotne drzewa, oraz

6. ubranie domów zielenią i kwiatami.

Co do podziału obszarów zielonych ścieżkami, to wogóle zauważyć należy, że układ ścieżek powinien być przejrzysty, naturalny i odpowiadać komunikacyjnym potrzebom ludności pieszej. Linja prosta ma panować, krętaniny zaś romantyczno-preciowej trzeba unikać, a istniejące przetwarzać na formy regularne (fig. 49). Coraz częściej na planach i w praktyce stosowana forma koła lub półkola z promieniowo rozbiegającemi się ścieżkami rozwiązuje sprawę skwerów z reguły doskonale (fig. 43, 45, 49, 42, 52—53, 64). Układ ścieżek wpośród zieleni powinien odpowiadać potrzebom komunikacji pieszej i być związany z dziełami architektury (oś budowli, podjazd, pęk wpadający w półkole itp.).

Na szczególną uwagę zasługują pasma zieleni, obrzeżonej z obu stron parcelami budowlanemi, przedewszystkiem willowemi (fig. 12). Tworzą one bowiem przewody przewietrzające wnętrze miasta o większej szerokości, niż pasma przylegające wprost do ulic; proch uliczny do nich nie dochodzi, a bezpieczeństwo dzieci większe; są one znacznie tańsze, bo koszt ulic obustronnie obudowanych jest w całości wyzyskany przez adjacentów drogi; domy przylegające do pasm zieleni posiadają wieczysty przewiew świeżego powietrza i ciszy; pasma zieleni dają projektantowi sposobność stwarzania oryginalnych i pięknych całości — a nad parkami mają tę wyższość, że przy tej samej powierzchni dają możność odbywania spacerów znacznie dłuższych.

W obrębie pasm zieleni mogą być pomieszczone place gimnastyczne i tenisowe, ślizgawki, kąpiele słoneczne i tusze oraz ogródki robotnicze. Bardzo odpowiednie jest stosowanie pasm zieleni wzdłuż linij kolejowych

(przechadzki, widok z wagonu, a przedewszystkiem rezerwa na cele budowy nowych torów i stacyj) i nad brzegami wód (nadzór nad czystością wód i spacery).

Rozmieszczanie drzew sadzonych w ulicach, należy poddać następującym prawidłom:

1. nie sadzić bezwarunkowo drzew w obrębie jezdni, ale tylko na trawnikach lub chodnikach;

2. dobierać gatunki drzew o koronach niezbyt wysokich i rozłożystych, aby nie zacieniały mieszkań;

3. odległość pnia od zewnętrznej krawędzi krawężnika nie powinna być bezwarunkowo mniejsza niż 0,7 do 1,0 *m*, a od muru kamienicy przynajmniej 4,0 *m*;

4. przed domami o wystawie północnej drzew nie sadzić wcale;

5. rozstawienie drzew dostosować do rytmu architektury.

W niejednem mieście drzewa tak się porozrastały na ulicach, placach i po ogrodach, że przysłaniają wiele, często najpiękniejszych widoków. Tam zarząd miasta mógłby więcej piękna przysporzyć usuwaniem starszych drzew niż sadzeniem nowych. Poszczególne okazy starodrzewia należy oczywiście otoczyć opieką jak najstaranniejszą.

Do urządzenia ogrodów należy to wszystko, co się wymieniło na str. 1499—1500 gdy była mowa o placach, a nadto:

strumienie, kaskady, baseny, sadzawki, stawy, mosty i mostki;

pergole, pawilony, kolumnady;

amfiteatry pod gołem niebem, świątyńki, glorjety, altany, kopce;

muzea wśród zieleni i w budynkach zamkniętych;

restauracje i mleczarnie;

pola sportowe;

oddziały botaniczne, rozarja, oranżerje, szklarnie, oddziały zoologiczne.

Tylko żadnych sztucznych ruin i grot! Precz z figurkami terrakotowemi, jak gnomy, sarenki, olbrzymie muchomory itd.

Woda jest nieocenionym skarbem miasta, czynnikiem dekoracyjnym i zdrowotnym, niemal równie doniosłym jak zieleń. Odbija widoki nadbrzeżne

Fig. 67. Sylweta miasta Kolonji. Woda jest hojną pomnożycielką piękna w miastach.

(fig. 67), odświeża stale i srebrzy powietrze miejskie, bywa szlakiem komunikacyjnym, daje możność kąpieli, ślizgawki i sportów wodnych, porusza turbiny, żywi rybami. Niejedno miasto, np. Lwów, zawdzięcza swym małym strugom wodnym (skanalizowanym niestety) wszystkie swoje szersze ulice. Woda występuje w formie morza, jeziora, rzeki, strumienia, stawów. Naturalny i pożyteczny jest pęd miasta ku wodzie. Ale niewiele miast naszych umie ocenić jej wartość, najczęściej uciekają od niej, jakby

się bały wody, niekiedy kalają ją obrzydliwie brudem miejskim wszelakiego rodzaju. Ani Kraków, ani Warszawa, ani Toruń nie umiały wyzyskać piękn Wisły. Dopiero Gdańsk jest pod tym względem wzorowy.

Dla uzyskania pięknych zespołów i powiększenia szerokości pasa wentylacyjnego oraz dla umożliwienia stałej kontroli porządku ze strony publiczności, powinny być założone pasma zieleni i drogi nad brzegami wszystkich wód ze szczególnem uwzględnieniem i udostępnieniem mostów. Bulwary przybrzeżnie w wielkich miastach są terenem najwspanialszej ekspansji architektury monumentalnej.

Stosowanie wody do ozdoby ulic, promenad, skwerów, placów, parków w formie sadzawek, basenów i wodotrysków zasługuje na najgorętsze zalecenie. Niedosięgłym wzorem Rzym. Gdzie mało wody do rozporządzenia, tam przy pomocy motorów podziemnych dadzą się uzyskać bez trudu i wielkiego kosztu efektowne wodotryski.

Zakończenie.

Budowa miast wymaga od swych adeptów zdolności myślenia kontrapunktycznego, aby układając jednolity plan z rozmaitych elementów, nie dozwolili jednemu rozwijać się nadmiernie kosztem drugich, np. ulicom kosztem podwórz, lub blokom kosztem zieleni.

Dalej budowiczym miast potrzebna jest trwała fantazja plastyczna, któraby z prostego zarysu miasta umiała wykrystalizować plastyczną całość i w pamięci projektanta ją utrwalała.

Projektowanie praktyczne musi być poprzedzone dłuższemi ćwiczeniami i studjami.

Największe jednak trudności powstają dopiero później przy zetknięciu się z praktyką, gdy trzeba jasno oceniać ważność spraw i ich stosunek i bystro się orjentować w postulatach skomplikowanego życia miejskiego. Tu występuje potrzeba niekiedy nawet instynktownego doboru dyrektyw w obiorze kierunku pracy, aby była sprawiedliwa dla wszystkich warstw społecznych i skuteczna, pozostając w odpowiednim stosunku do zasobów finansowych miasta.

Nadto trzeba pamiętać, że plan już średniego miasta dotyczy robót, zwykle nieskosztorysowanych, ale idących w kwoty wielomiljonowe, że zatem powinien być jak najdoskonalej opracowany.

Zalecenia godnem jest rozpisywanie konkursów na plany regulacyjne całego miasta, lub pewnych jego części. Na podstawie materjału uzyskanego z konkursu opracowuje się projekt ostateczny. Taka droga wiedzie najtaniej i najpewniej do celu.

LITERATURA.

Polak: Wykład higjeny miast. Warszawa 1908.
Kühnel: Zasady budowy miast małych i miasteczek. Lwów 1918.
Janiszewski: O wymogach zdrowotnych przy odbudowie kraju. Kraków 1916.
Gałęzowski i Pokutyński: Odbudowa polskiego miasteczka. Kraków 1916—1918.
Piniński: Piękno miasta. Lwów 1912.
Fassbender: (przekł. Menasche i dr. Danysz): Zasady nowoczesnej nauki o budowie miast. Kraków 1916.
Drexler: Miasta ogrodowe. Lwów 1912.
Drexler: Odbudowanie wsi i miast na ziemi naszej (Podręcznik budowy miast). Wyd. II. Lwów 1920.
Drexler: Wielki Lwów. (Problem włączenia gmin podmiejskich) Lwów. 1920.
Drexler: Szerokość jezdni w ulicach miejskich. Lwów 1928.
Chlebowski, Krzywicki, Sulimierski, Walewski: Słownik geograficzny Królestwa Polskiego i innych krajów słowiańskich. Tomów 16. Warszawa 1880—1902.
Kłoś, Kon, Lot: Budowa terenów i urządzeń sportowych. Warszawa 1928.
Architekt: (miesięcznik) Kraków.
Architektura i Budownictwo: (miesięcznik) Warszawa.
Joyant: Traité d'urbanisme. Paris 1923.
Le Corbusier: Urbanisme. Paris 1925.
Ford: L'urbanisme en pratique. Paris 1920.

Bellat et Darville: Ce que doit être la cité moderne. Paris 1923.
Publikacje kongresów międzynarodowych: drogowego (Congrès international de la route) i budowy miast (Congrès international de l'habitation et de l'amenagement des villes).
Unwin: Town planning in practice. Londyn 1909. (przekład L. Mac Lean'a: Grundlagen des Städtebaues. Berlin 1910).
Howard: Garden-cities of to morrow. London 1902.
Adshead: Town planning and town development. London 1923.
Stübben: Der Städtebau. Wyd. III. Lipsk 1924.
Camillo Sitte: Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen. Wiedeń.
Gurlitt: Handbuch des Städtebaues. Berlin 1920.
Wolf: Städtebau, das Formproblem. Lipsk 1919.
Blum, Schimpf, Schmidt: Städtebau. Berlin 1921.
Brinckmann: Stadtbaukunst. Berlin 1920.
Brinckmann: Platz und Monument. Wyd. III. Berlin 1923.
Höpfner: Über die Grundbegriffe des Städtebaues. Berlin 1920.
Koch: Gartenkunst im Städtebau. Berlin 1914.
Fischer: Sechs Vorträge über Städtbaukunst. Berlin 1919.
Brix, Genzmer: Städtebauliche Vorträge. Berlin 1908—1920.
Der Städtebau: (miesięcznik). Berlin.
Stueck H.: Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 1927 i 1928.
Neumann E.: Der neuzeitliche Straßenbau. Berlin 1927.

Porty lotnicze.

Napisał

inż. Stanisław Naszkiewicz.

Lotnictwo, jako nowoczesny środek komunikacyjny wymaga dla normalnego ruchu i rozwoju, urządzenia portów lotniczych w pobliżu większych miast i na linjach, któremi samoloty przelatują. Linje te, na wzór dróg kolei żelaznych, łączą wielkie środowiska handlowo-przemysłowe najkrótszą drogą między sobą, lub też w swych dalszych rozgałęzieniach, obsługują okolice dla normalnej komunikacji lądowej utrudnione. Porty lotnicze powinne być zatem odpowiednio rozmieszczone. Na teren lotniska należy obierać obszary ziemi większe, okolice zaś, wolne od zabudowań fabrycznych — większych kominów, wież i w ogóle wysokich przeszkód, które usunąć się łatwo nie dadzą i mogą w przyszłości, w czasie nocnych lotów — względnie startów i lądowań samolotów — być poważnem niebezpieczeństwem. Tereny lotnisk powinny się znajdować w pobliżu miast i środków komunikacji lądowej. Podróżni — poczta — przesyłki — powinny mieć zapewnioną stałą i wygodną komunikację do miejsca przeznaczenia. Porty lotnicze położone daleko od miast i pozbawione stałych środków komunikacji — jak koleje, tramwaje — wymagają bardzo dużych kosztów na stworzenie tych środków komunikacji, bez których pomyślny rozwój portu lotniczego jest utrudniony.

Jako podłoże terenów na lotniska, powinno się obierać przedewszystkiem grunta piaszczyste — przepuszczalne, lekkie glinki, torfowiska — dalej tereny płaskie wymagające jak najmniej prac niwelacyjnych i melioracyjnych. Obszary położone nad brzegami rzek, należy odpowiednio zabezpieczyć przed wylewami. O ile port lotniczy ma powstać w pobliżu wybrzeża morskiego — należy go sytuować w pobliżu rzek — a to w celu ułatwienia lądowania i startu płatowcom wodnym (hydroplanom). Obszar lotniska powinien być tak duży, by mógł pomieścić wszystkie potrzebne zabudowania i urządzenia portowe i zapewniał większym i cięższym samolotom, które potrzebują dłuższej przestrzeni do startu — bezpieczny i pewny wzlot w każdym kierunku lotniska, zależnie od kierunku wiatrów.

Start i lądowanie samolotów odbywa się bowiem pod wiatr, t. zn. w kierunku przeciwnym do kierunku wiatru. Samoloty potrzebują od 100 do 800 metrów przestrzeni na rozbieg, a kąt wzlotu od punktu oderwania się od

ziemi, przyjmuje się 8—30 stopni. Samoloty mniejsze i lżejsze — wymagają terenów znacznie mniejszych — start odbywa się już po kilkudziesięciu metrach przebiegniętych po ziemi, pod kątem od 15 do 30 stopni (fig. 68).

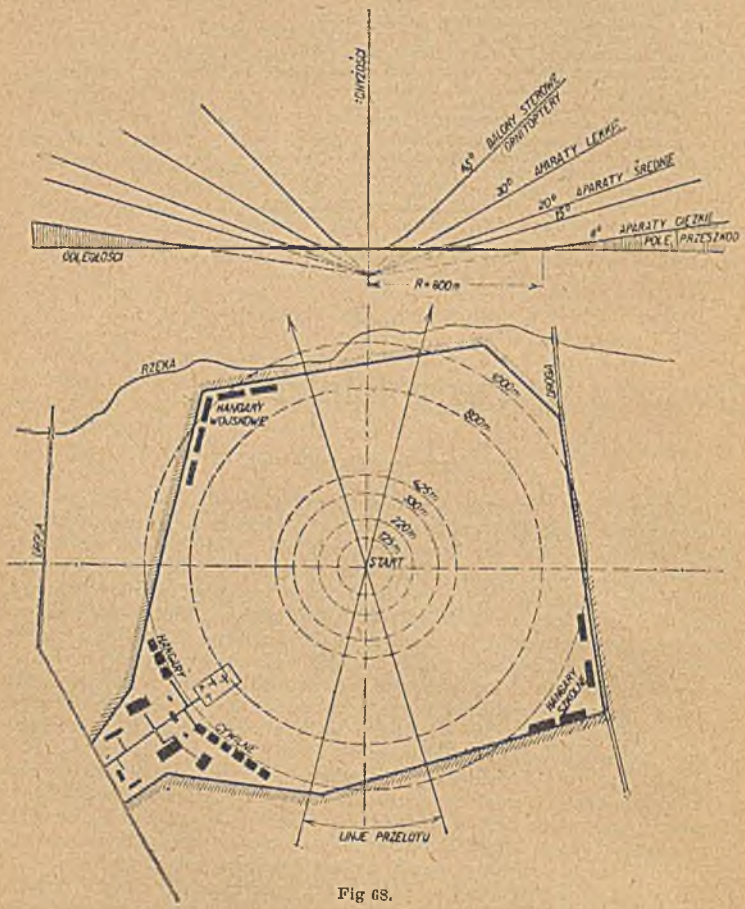


Fig 68.

Równania zasadnicze do obliczenia wykresu przeszkód lotniska przedstawiają się we formie; dla wzlotu (biorąc normalną i styczną do toru za osie układu ruchu dla środka ciężkości samolotu):

$$F_t = m \cdot \frac{dv}{dt} \quad : \quad F_v = mv\frac{d\varphi}{dt},$$

gdzie φ oznacza kąt, jaki tworzy prędkość z poziomem dla ruchu samolotów.

Jeżeli siłę pociągową oznaczamy literą F, a ciężar płatowca przez Q, to równania przybiorą formę:

$$a) \qquad m\frac{dv}{dt} = F - R_x v^2 - Q\sin\varphi$$

$$b) \qquad m v \frac{d\varphi}{dt} = R_y v^2 - Q \cos\varphi - W;$$

równania te są podane we formie ogólnej.

Wartość spółczynników R_x, R_y podane przy temperaturze powietrza 15° C i ciśnieniu barometrycznem 760 *mm* dla całokształtu samolotu.

R = reakcja powietrza (rozłożona na 2 kierunki zasadnicze, pionowy i poziomy).

Q = ciężar samolotu.

S = iloczyn przyśpieszenia i masy samolotu,

W = opór kół i płóz (porównaj Podręcznik inżynierski, Tom I., str. 82),

przyczem siła ciągnąca F osiąga wtedy swoje minimum, gdy $\frac{R_x}{R_y}$ osiąga swoje minimum, dzieje się to przy kącie lotu i = optimum.

Wartości R_x i R_y muszą być znane dla całego płatowca. Dla lądowania (lot szybowy, gdy $F = 0$):

równania te przybiorą formę (oznaczając kąt toru z poziomem lotniska przez β, zaś ciężar samolotu przez Q):

$$R_x v^2 = Q \sin\beta \qquad R_y v^2 = Q \cos\beta$$

dzieląc obydwa równania znajdujemy: $\frac{R_x}{R_y} = \operatorname{tg}\beta$,

kąt pochylenia toru do poziomu.

Dla lotu ślizgowego tor jest najbardziej płaski przy kącie optimum, a więc granica przeszkód najdalsza.

Dla dobrych samolotów stopień dobroci $B = \frac{F}{P} = \frac{R_x}{R_y} = \left|\frac{R}{R}\right| \frac{x}{y} \cong 0{,}11.$

Znaczy to, że do udźwigu 100 *kg* potrzeba $F = 11$ *kg*. Szybkość (czyli tor lotu) zmienia się (przy stałych, innych warunkach) proporcjonalnie do drugiego pierwiastka obciążenia na 1 m^2:

$$v = \sqrt{\frac{Q}{\Delta R_y}} = \sqrt{\frac{Q}{\Delta K_y S}} = \sqrt{\frac{Q}{C_y S}} \; x \; \frac{2g}{\delta}$$

(δ = współczynnik Eiffla, x powierzchnia przy $v = 1$ *m*/sek.).

Wartości δ odnoszą się do powietrza i są potrzebne do obliczeń wykresu przeszkód w granicach jak niżej:

$\delta_0 = 1{,}225$ *kg*/*m*³ przy ciśnieniu 1 atmosfery i 15° C (przy ziemi)
$\delta_{500} = 1{,}1671$ *kg*/*m*³ „ „ 0,94 „ „ 11,15° C (na wysokości 500 *m*)
$\delta_{1000} = 1{,}1117$ *kg*/*m*³ „ „ 0,88 „ „ 8,50° C („ „ 1000 *m*).

$$\frac{\delta_h}{\delta_0} = \frac{273 + t}{273 + 15} \cdot \frac{760}{p};$$ t w stopniach C.

Laboratorja aerodynamiczne podają spółczynniki R_x i R_y dla całego samolotu, przy v prędkość strumienia = 1 *m*/sek. dla dowolnej prędkości siła nośna wypychowa $F = R_y v^2$ zaś opór = $F = R_x v^2$ (spółczynniki te znane są przy samolotach).

Jeżeli lotnisko ma służyć także — jako port dla balonów sterowych — musi być odpowiednio powiększone, zależnie od rozmiarów hangarów, w których sterowce znajdą pomieszczenie.

Ameryka buduje obecnie sterowce dochodzące do 200 *m* długości, mające 28 *m* średnicy w najgrubszej części przekroju. Mniejsze sterowce dochodzą od 60 do 120 *m* długości. Samoloty większe dochodzą do 50 *m* rozpiętości płaszczyzn nośnych.

Nawierzchnia lotniska powinna być należycie zniwelowana, nie powinna posiadać odkrytych rowów odwadniających, a obszar lotniska obsiany trawami nisko-piennemi, lub też wyłożony darniami. Zwyczajne miejsce startu tak wielkie, by często starty samolotów nie niszczyły nawierzchni i mogły być przenoszone z miejsca na miejsce w pobliżu osi wykresu przeszkód. Samoloty mają na tyle kadłuba płozy ostrogi, które w czasie ruchu pła-

towca po ziemi zorują nawierzchnię lotniska. Przenoszenie startu z miejsca na miejsce pozwala na zabliźnianie się miejsc uszkodzonych ciągłymi startami i lądowaniami płatowców. Teren lotniska powinien być o każdej porze roku możliwie suchy, unikać jednak należy zbytniej suchości terenu. Suchy teren niszczy roślinność i powoduje powstawanie pyłu, który tak dla samolotów, jak i dla ludzi jest szkodliwy i nieprzyjemny. Dobre utrzymanie nawierzchni lotniska zaoszczędza materjał lotniczy i zwiększa bezpieczeństwo dobrego startu i lądowania. Falistość terenu lotniska powoduje częste wypadki, kapotażo i łamania części i organów podwozia samolotu. Miejsce bezpieczne do lądowania i startu na lotnisku powinno być zaznaczone widocznymi znakami we formie podłużnych pasów — przerywanych, białych lub kolorowych, a w nocy znaki te oświetlane odpowiedniemi kolorowemi światłami.

Na fig. 68 widzimy schematycznie miejsce zwyczajne startu w stosunku do zabudowań lotniska. Zakreślone koła o podanych tamże pomiarach dają granice dopuszczalne, (zależnie od typu aparatu), w których samolot odrywa się od ziemi, zaś koła zewnętrzne o promieniach 800—1000 *m*, granice przeszkód, których unikać należy ze względu na mały kąt wzlotu dla samolotów typu ciężkiego. Poza granicami koła o promieniu $R = 1000$ *m* mogą być sytuowane zabudowania lotniska. Strzałki zaznaczone na fig. 68 oznaczają linje przelotów. Kierunki tychże linij zależne są od miejscowych warunków i położenia terenu lotniska. Stałe kierunki wiatrów w danej okolicy powinny być brane pod uwagę przy wyznaczaniu tych linij na projektowanem lotnisku.

Bardzo ważną rzeczą przy obieraniu terenu na lotnisko jest bliskość wody, możliwie źródlanej. Woda ta będzie używaną do różnych celów na lotnisku, zwłaszcza do chłodzenia silników. Nie powinna zatem posiadać w swym składzie wapienia, który ma skłonność do tworzenia osadu, na ściankach chłodnic i silników. Woda ta będzie tłoczona również do specjalnych zbiorników i rozprowadzana następnie rurociągami po zabudowaniach lotniska.

Okolice lotniska powinne być ze wszystkich stron odsłonięte. Wyższe wzniesienia przy lotnisku powodują prądy powietrza, które co do swej kierunkowości nie dadzą się zawsze ściśle określić. Mogą to być prądy idące od dołu ku górze (nośne), lub też idące od góry ku dołowi (opadające), lub tworzące wiry powietrzne. Przy starcie aparatów i wirażach odgrywać mogą niemałą rolę. W wypadkach terenu górskiego lepiej wybierać lotniska wyżej położone. Lotniska europejskie po większej części posiadają te warunki terenowe.

Zabudowanie lotnisk powinno się odbywać wedle wykresu uwidocznionego na fig. 68, gdzie styczna do krzywej wzlotów daje w skali wysokość i ugrupowanie budynków schodkowe. W rzucie poziomym linja budynków powinna biegnąć wzdłuż lotniska lub też w półkole zależnie od kształtu terenu lotniska. Hangary powinne być dostępne wprost z lotniska i nie powinno się je projektować w podwójnych rzędach. Budynki administracyjne, składy, magazyny i warsztaty mogą znaleźć pomieszczenie za hangarami. Wieże wodne, wieże sygnałowe, obserwacyjne i antenowe, jakoteż wieże świetlne, poza kompleksem budynków lotniska. To samo tyczy się kotłowni z kominami — centrali elektrycznej — zbiorników gazowych i acetylenowych. Zbiorniki na materjał pędny: (benzyna, nafta, benzol), smary umieszczać należy w ziemi, najlepiej w zbiornikach żelbetowych krytych, skąd materjał pędny rozprowadzony będzie specjalnymi rurociągami do stacji stałej, lub też ruchomej na lotnisku, celem zaopatrywania samolotów. Głównymi budynkami na lotnisku są hangary. Od ich to konstrukcji i urządzenia wewnętrznego zależy konserwacja tak drogiego i delikatnego środka komunikacyjnego, jakim jest samolot. Po większej części aparaty budowane są z drzewa, które łatwo ulega wpływom atmosferycznym. Płaszczyzny nośne kryte są przeważnie płótnem impregnowanem odpowiedniemi lakierami.

Dobra konstrukcja hangaru powinna posiadać następujące zalety: być lekką i tanią, zabezpieczać wnętrze od zimna, być szczelną co do pokrycia; mieć odpowiednie światło, bez słupów i wsporników dachowych, wstawianych

wewnątrz hangaru, mieć dobre, łatwo i szczelnie zamykające się bramy. Wielkość hangarów, co do powierzchni zabudowanej waha się od 600 do 2500 m^2, zależnie od rodzaju aparatów do jakich są przeznaczone. Dla informacji podajemy, że mało płatowce mają rozpiętość płaszczyzn nośnych wynoszącą od 8 do 15 m długości 12 m średnie; rozpiętość płaszczyzn od 15 do 30 m, długość do 20 m, wielkie od 30 do 45 m, długość do 35 m. Wysokość aparatów waha się od 2,5 do 8 m. Podamy tu dla orjentacji, że dla samolotu firmy Penhoet Paryż z roku 1926, mający 40 m rozpiętości, 27 m długości a ważący 16 tonu przy pełnem obciążeniu (5 silników „Gnoma“ o sile 2100 koni par.), potrzebna powierzchnia zabudowana wynosi najmniej 1100—1200 m^2.

Hangary buduje się przeważnie żelazne lub żelbetowe. Hangary o konstrukcji drewnianej i drewniano-ceglanej, buduje się zastępczo lub prowizorycznie. Istnieją także hangary przenośne namiotowe, lub też żelazne (blaszane), używane przeważnie przez wojskowość. Na fig. 69 podajemy typ hangaru żelbetowego o rozpiętości 58 m, głębokości 35 m, a wysokości bram 15 m. Jest to typ hangaru, używanego na lotniskach europejskich, gdzie koncentruje się ruch samolotów międzynarodowych. Bramy blaszane składają się z ośmiu części zesuwalnych po sobie, w każdą stronę po cztery.

Fig. 69.

Prowadzenie bram odbywa się i górą i dołem na szynach i kołach. Osobna konstrukcja żelazna, z każdej strony skrzydła hangaru podtrzymuje bramy otwarte. Oświetlenie hangaru przez boczne okna w trzech ścianach, powierzchnia oszklona, wynosi mniej więcej $^1/_3$ powierzchni ścian. Ogrzewanie hangaru gorącem powietrzem wprowadzonem od góry, mniej więcej w połowie ściany środkowej. Do każdego z hangarów przylega mała przybudówka, mieszcząca kilka ubikacyj na warsztaty podręczne, pokoje dla pilotów i mechaników. Konstrukcja dachu łukowa — bez stropu — pokrycie cementem drzewnym, wierzchnia papa smolona, asfalt. Oświetlenie hangaru elektryczne. Przy budowie takich hangarów należy uwzględniać siłę wiatrów, tak wewnątrz jak i na zewnątrz hangaru działać mogącej. Siła wiatru działa z jednej strony na ściane prostopadłą naporowo, z drugiej zaś strony od zewnątrz ssąco. Wielkość jej — przyjmuje się do 200 — 250 kg na 1 m^2. Oddziaływanie na dach od wewnątrz hangaru do 60 kg na 1 m^2 powierzchni rzutu. To samo tyczy się bram i ich wsporników.

Dachy hangarów powinny być zabezpieczone odgromnikami.

Hangary żelazne buduje się zazwyczaj o mniejszej rozpiętości, ściany, między dźwigarami zapełniane cegłą pustą — dla lepszej izolacji. Dobre zamknięcie hangaru jest rzeczą dość trudną. Bramy muszą być lekkie, szczelne i nie trudne w obsłudze. Jako typ bram podać możemy następujące: rozsuwalne, z kilku części się składające (system Wolfa), rozsuwane na boki hangaru, prowadzenie po szynach, takie same wchodzące wzdłuż ścian hangaru na zewnątrz lub wewnątrz, bramy ruletowe wysuwalne pod strop hangaru — dalej bramy opustowe wymagające osobnej konstrukcji żelaznej przed hangarem, poruszane wyciągiem korbowym i systemem łańcuchów. Te ostatnie tworzą po otwarciu, poddasze przed otwartym hangarem. Są one polecenia godne dla okolic z licznemi opadami atmosferycznemi. Mimo

szczelności bram, należy przewidzieć w hangarach drugie zamknięcie zasłoną płachtową, rozsuwalną zapomocą systemu dźwigni kół i sznurów (kurtynowo).

Omawiając sprawę zamknięcia hangarów — musimy w tem miejscu zaznaczyć, że temperatura wnętrza hangaru nie powinna spadać poniżej zera. W czasie otwierania bram zasłona podwójna chroni czasowo przed zbytniem oziębieniem się wnętrza. Zasłona ta łatwo się opuszcza i podnosi w razie potrzeby, podczas gdy bramy zewnętrzne wymagają więcej czasu przy ich otwieraniu lub zamykaniu. W lecie te same zasłony wewnętrzne chronią przed zbytniem gorącem. Jednostajność temperatury w hangarze wymagana jest ze względu na dobrą konserwację materjału lotniczego.

Ogrzewanie hangaru w zimie odbywa się najskuteczniej zapomocą wentylatorów, które wprowadzają ciepłe powietrze od góry — dołem wyciągają powietrze oziębione do ogrzania. Sprawność wentylatorów i środowiska ogrzewającego powinna być dostosowana do wymiarów wewnętrznych hangaru — a temperatura wnętrza nie powinna spadać poniżej 8° C. W lecie w czasie dużych upałów wentylatory ogrzewania spełniają funkcje wentylatorów przewietrzających, wprowadzając powietrze chłodne w miejsce

Fig. 70.

Fig. 71.

powietrza ogrzanego. Ogrzewanie hangarów jest koniecznem nie tylko ze względu na konserwację materjału lotniczego nieczynnego — ale także dla samolotów, które czasowo w hangarze się znajdują i są przeznaczone do służby codziennej. Silnik samolotu wymaga przy zapuszczaniu w porze zimowej pewnej ciepłoty. W hangarach prowizorycznych i nieogrzewanych radzą sobie mechanicy w ten sposób, że do chłodnic nalewają podgrzanej wody. Przy niskiej temperaturze zewnątrz hangaru — (w razie uciążliwego zapuszczania silnika) — zachodzi obawa zamarznięcia wody tak w silniku, jak i w cienkich przewodach chłodnic i narażenie tych organów na rozsadzenie przez zamarzniętą wodę. Wszelkie naprawy i poprawki aparatów lotniczych w hangarze — powinny się odbywać przy temperaturze umiarkowanej — ludzie nie mogą wykonywać tych robót w grubych i ciężkich odzieniach roboczych. Oliwa i smary silnika samolotu powinny się znajdować w czasie zapuszczania w stanie płynnym. Pod wpływem zimna oliwa i smary tężeją, z trudnością dostają się do części ruchomych silnika, co powoduje uszkodzenia silnika. W hangarze ogrzewanym samolot może być w każdej chwili wyprowadzony na lotnisko i gotowy do lotu.

Oświetlenie hangaru powinno być intenzywne — jednak nie za silne. Należy unikać promieni słonecznych wpadających wprost przez górne oszklenie. Najlepsze oświetlenie jest rozproszone; powierzchnia okien

powinna wynosić około $^1/_3$ powierzchni zabudowanej hangaru. Okna powinny być umieszczone w częściach górnych ścian tak, by światło padało na przedmioty z góry.

Podłoga hangaru powinna być z materjału ogniotrwałego nie przyjmującego oliwy, smarów, tłuszczu i benzyny, ułożona na podłożu betonowem o znacznej grubości. Wystarczy zaznaczyć, że niektóre z większych płatowców dochodzą wagi 6—12 *t* (Supergoliath-Farmana F. 140 — 1925), rozstaw kół podwozia 6—8 *m*. Powierzchnia posadzki nad poziomem terenu lotniska z lekkim spadem w stronę bram.

Pas o szerokości 8—10 *m* przed hangarami należy zabetonować a to celem uzyskania łagodnego spadku na teren lotniska i utrzymania czystości w hangarze.

Do dalszych zabudowań lotniska należą: dom administracyjny, mieszczący urząd pocztowy — celny, paszportowy, poczekalnie, biura zarządu lotniska, przechowalnie itp., warsztaty lotniskowe, magazyny, centrala elektryczna, wodna. Zabudowania dla pomieszczenia stacji meteorologicznej, radiotelegraficznej i telefonicznej. Zbiorniki wodne (wieże wodne), wieżyce antenowe dla telegrafu bezdrutowego, które częściowo są wykorzystywane do celów oświetlenia nocnego lotniska i sygnalizacji świetlnej, garaże automobilowe, zbiorniki benzynowe podziemne. Cały ten kompleks budynków powinien być sytuowanym poza linją minimalną przeszkód (fig. 68) i poza obrębem linji przelotów. Budynki powinny być niskie, o ile sytuowane są w pobliżu minimalnej linji przeszkód i tworzyć układ schodkowy. Druty telegraficzne, telefoniczne i rozprowadzające energję elektryczną — prowadzi się poza obrębem lotniska. Prąd elektryczny, służący do oświetlenia lotniska, doprowadza się kablami podziemnymi, lub też kablami przenośnymi (projektory przewoźne). Przed budynkami administracyjnymi na lotnisku w odległości 40—100 *m* powinien się znajdować teren zabetonowany, pokryty warstwą asfaltu o powierzchni od 800 do 2400 m^2, gdzie samoloty przed startem nabierają potrzebny zapas materjału pędnego, wody, przyjmują podróżnych, pocztę, przesyłki itp. Jest to właściwe miejsce startu. Stąd odpowiednio do kierunku wiatru samolot potoczy się o własnych siłach, przy pomocy uruchomionego silnika i śmigła na środek lotniska, by obrać właściwy kierunek wzlotu, jaki mu aparaty sygnalizacyjne lotniska wskażą. Do tego właśnie miejsca należy doprowadzić chodniki, rurociągi wodne i benzynowe, które zasilają aparaty pomocnicze i pompy. Jest to właściwa stacja samolotowa. Przestrzeń ta powinna być skrapiana materjałami pyło-chłonnemi — ażeby uniknąć chmur pyłu w czasie zapuszczania silników. Prąd powietrza jest czasem tak silny, że obala ludzi, jeżeli silniki pracują na pełne obciążenie co przy ruszaniu z miejsca jest konieczne — by pokonać opory i przezwyciężyć moment bezwładności. Pył z podłoża kwarcowego, granitowego i bazaltowego jest bardzo niebezpieczny dla oczu obsługującej załogi i może spowodować poważne okaleczenia.

Fig. 72.

Co do urządzenia stacji benzynowej to istnieją liczne przedsiębiorstwa, które się specjalizują w tego rodzaju instalacjach. W każdym razie muszą być zastosowane wszelkie zabezpieczenia przed wybuchem pożaru. Samolot ciężkiego typu zabiera około 1000—3000 *l* benzyny i odpowiednią ilość oliwy i smarów.

Zbiorniki benzynowe należy projektować w pobliżu torów dojazdowych tak, by benzyna mogła być przepompowywana wprost z cystern. Zbiorniki w ziemi są zabezpieczane bezwodnikiem węglowym. Gaz ten

tłumiący pożar, jest używany równocześnie do tłoczenia benzyny w rurociągi. Najlepiej projektować zbiorniki główne bez ciśnienia, szczelnie zamknięte, z których benzyna jest wypompowana zapomocą pomp ssących. Używa się do tego celu pomp membranowych. Zbiorniki żelazne powodują częste wypadki ognia (wyładowania elektryczne, iskry od uderzeń częściami metalowymi), nadto są skłonne do zanieczyszczeń benzyny. Wprawdzie urządzenia filtrów zabezpieczają i gwarantują czystość tej ostatniej — lecz urządzenia takie komplikują instalacje. Co do objętości zbiorników, to powinny one zabezpieczać lotnisku normalne zapotrzebowanie kilkudniowe. Benzyna lotnicza posiada ciężar gatunkowy około 670—700 g i jest znacznie lżejszą od benzyny automobilowej. Zbiorniki wodne dające odpowiednie ciśnienie na wysokość 2-krotnej wysokości budynków lotniska — powinny posiadać pojemność, odpowiadającą zapotrzebowaniu 10-dniowemu lotniska. Ściany zbiorników, jako też i rurociągi muszą być należycie zabezpieczone przed zamarzaniem wody wewnątrz.

Fig. 73.

O ile na lotnisku znajdują się maszyny parowe, silniki spalinowe, lub centralne ogrzewanie wodą, to te należy zabezpieczyć osobnymi zbiornikami wody.

Zbiorniki wodne mogą być wyzyskane tak do sygnalizacji dziennej jak i nocnej. Jako wyższe punkta na lotniska mogą służyć do rozpościerania anten radiowych, umieszczenia projektorów sygnalizujących port lotniczy, przyrządów do obserwacji spostrzeżeń meteorologicznych, aparatów, wskazujących siłę i kierunek wiatrów. Buduje się je z żelazo-betonu.

Dalszą część zabudowań lotniska stanowią garaże automobilowe, które powinny być dość obszerne, jasne i ogrzewane, zaopatrzone w wodociągi i odpowiednio skanalizowane. Przy garażach przewidzieć należy warsztaty podręczne, stację benzynową, oświetlenie elektryczne, stację ładowania akumulatorów, kompresor powietrzny, składy na smar, oliwę i części zapasowe Celem łatwiejszego wykonywania napraw, należy zaprojektować zabetonowane złazy (łosy o wymiarach $1 \times 2 \times 1{,}40$), któreby umożliwiły robotnikowi dostanie się do części wozu od spodu. W złazach tych odprowadzić mogące się nagromadzić nieczystości rurami ściekowymi. Wewnątrz złazów przewidzieć należy wtyki kontaktowe na światło lampy — lub drobnych narzędzi poruszanych motorkami elektrycznymi. Odpowiednie schody zabezpieczają wejście do złazu. Bramy garażów ruletowe. Przed garażami pas 8-metrowej szerokości zabetonowany, wzdłuż budynku garażowego.

Stacja meteorologiczna powinna się znajdować na pewnej wysokości nad budynkami lotniska. Umieszczone są na niej zwyczajnie wszystkie przyrządy służące do pomiarów, kierunku i siły wiatrów, ciśnienia barometrycznego, temperatury, czasu, łączy się ją zazwyczaj ze stacją radia, którato drogą mogą być obierane i nadawane spostrzeżenia między lotniskami. Wywieszona tablica do wglądu dla pilotów i personalu lotniczego — podaje codziennie, dwa, lub trzy razy zmiany, jakie w ciągu dnia w atmosferze, na różnych punktach zachodzą. Jest to wywiad dla pilota, w jakich warunkach podróż będzie odbywał. Odpowiednio do siły i kierunku wiatrów

musi poprawić w czasie lotu zboczenie z właściwej drogi — zapomocą busoli, w aparacie umieszczonej, zwłaszcza w czasie mgieł i nocą.

W pobliżu miejsca postoju samolotów, na terenie lotniska należy zaprojektować busolę parkową. Jest to koło o średnicy od 10 do 20 *m*, odpowiednio zabetonowane, a mające na swoim obwodzie podziałki stopniowe (kątowe). Na powierzchni widocznie wyznaczone będą kierunki północy, południa, wschodu i zachodu — odpowiadające położeniu lotniska, z uwzględnieniem poprawki magnetycznej bieguna. Na kole kompasowem, które się powinno znajdować zdala od wielkich mas żelaznych — będzie się wyznaczało i poprawiało busole wmontowane w aparatach lotniczych. Powierzchnia powinna być równa i dobrze zniwelowana, lekko wzniesiona nad powierzchnię lotniska. Ogólnie kompas nazywają rozetą kierunkową. Wyznaczenie kierunków lotniska musi być zrobione z całą ścisłością dla danej miejscowości w porozumieniu z Instytutem Astronomicznym.

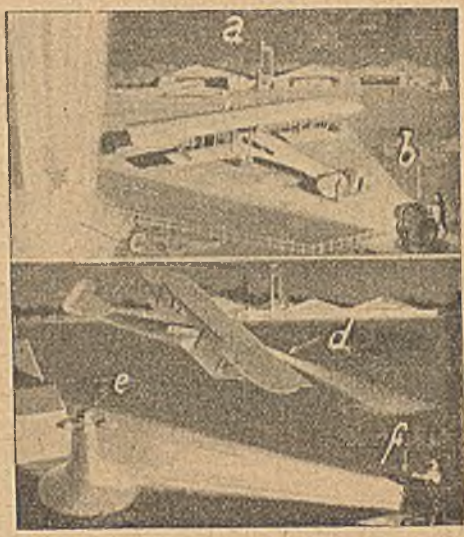


Fig. 74.

Przeszkody oraz granice pola lotniczego użytecznego powinny być oznaczone znakami ostrzegawczymi, zwanymi „bajami". Są to znaki o kształcie podłużnym, pryzmowym, ustawione ponad poziomem terenu, widoczne z lotniska, biegnące w linjach przerywanych wzdłuż przeszkód. Baje pociąga się farbą odpowiedniego koloru. W nocy oświetla się je białem światłem. Należy więc do miejsc, w których będą ustawione, doprowadzić linje światła. Na fig. 70 uwidaczniа się ich kształty. Na lotnisku, przeznaczonem do lotów nocnych, baje spełniają ważne zadanie ostrzegawcze. Stawia się nad rowami odwadniającymi, potokami i przeszkodami wszelkiego rodzaju znajdującymi się w obrębie lotniska. Zaznaczyć tu należy, że wszelkie drogi biegnące wzdłuż lub w koło lotniska, linje hangarów symetrycznie ustawione — ułatwiają orjentację, co do położenia lotniska. Rzeki i linje kolei żelaznych w pobliżu lotnisk spełniają zadanie wytycznych w orjentacji co do kierunku lotu, zwłaszcza w porze nocnej, w czasie mgieł, w czasie zimowym. Kierunek wiatrów wskazują odpowiednie przyrządy umieszczane bądź to na hangarach, bądź też na specjalnych słupach i wieżycach. Jedno z większych lotnisk europejskich używa do tego celu przyrządu w formie strzałki (fig. 71) o długości kilkumetrowej, osadzonej na specjalnej konstrukcji żelaznej ruchomej do koło osi pionowej wspornika, na sposób igły w kompasie.

Przyrząd ten białą i kolorową farbą pociągnięty, zaznacza się dobrze na tle lotniska tak w porze letniej, jak i zimowej, w nocy jest oświetlony elektrycznem światłem w podobny sposób jak baje.

Elektrownia lotniska powinna zapewniać oświetlenie intensywne, przy pomocy projektorów różnych typów, które pokrótce wymienimy. Każdy z nich ma swoje przeznaczenie w oświetlaniu nocnem lotów i terenu. Sygnalizacja portu musi się odbywać w nocy w dwóch kierunkach a to: w pionowym i poziomym. Projektory poziome, ruchome na swej osi pionowej, rzucające promieniami światła na odległość 15—30 *km*, są typu używanego w marynarce o sile od 6000 do 12000 świec (fig. 72). Umieszcza się je na kompleksie budynków lotniska, na specjalnych wieżach, o konstrukcji żelaznej — pod temi projektorami umieszcza się lampy (rurowe) neonowe (fig. 73) o świetle jasnoczerwonem, dla odróżnienia sygnałów portu od innych. Projektorami tymi oznacza się pilotowi kierunek ku lotnisku. Na wyznaczenia miejsca położenia lotniska używa się projektorów stałych, wysyłających swe promienie świetlne w kierunku pionowym o specjalnych szkłach rozpraszających lub też skupiających światło, zależnie od zamglenia i stanu zachmurzenia. Projektory te posiadają siłę światła od 3000 do 6000 świec (fig. 74). Do oświetlenia przeszkód na lotnisku używa się reflektorów osobnych poziomych, mających siłę światła od 3000 świec, nadto do lądowania i startu używa się projektorów specjalnych, ruchomych na kołach (o specjalnej konstrukcji) wielo-ogniskowych, o specjalnych szkłach o sile ogniska świetlnego od 6000 do 20000 świec (fig. 75). W pobliżu miejsca postoju powinien się znajdować znak ostrzegawczy o powierzchni równoległej do powierzchni lotniska, umieszczony na pewnej wysokości i dobrze widziany z góry, w kształcie krzyża (fig. 76). Sygnał ten jest oświetlony w nocy odpowiedniem światłem i ma za zadanie ostrzec pilota przed ewentualnem lądowaniem na lotnisku, przed usunięciem powstałych przeszkód. Kolor biały światła oznacza lądowanie bez przeszkód. Kolor czerwony lub inny — przestrogę. Wielkość tego znaku musi być tak dobraną, by był widziany ze znacznych wysokości i występował bez otoczenia innych świateł. Wszystkie hangary powinne być oświetlane zewnętrznie tak, by z lotniska były dobrze widziane.

Fig. 75.

Ponieważ instalacje światła elektrycznego mogą ulec pewnym uszkodzeniom w czasie ich używania — dlatego oprócz projektorów elektrycznych, lotnisko powinno posiadać projektory na gaz acetylenowy i sygnały głosowe (fig. 77), które zastępują w danej chwili oświetlenie elektryczne lotniska. Projektory te mogą być stałe, lub też przewoźne, zależnie od ich przeznaczenia. Co do siły światła powinny dorównywać projektorom elektrycznym.

Wracając do zapotrzebowania prądu, widzi się z powyżej podanych dat, że prąd, dostarczany dla lotniska, musi być przewidziany w szerokich granicach. O ile lotnisko nie może pobierać prądu z większych centrali miastowych, musi posiadać swoją własną elektrownię o znacznej mocy — i odpowiednio założoną sieć rozprowadzającą.

Miejsca, w których może się znaleźć publiczność, ogradza się zazwyczaj słupami betonowymi o wysokości 1,80—2 *m*, na których rozpina się odpowiednie siatki fig. 76. Nad terenem lotniska powinien czuwać odpowiedni personal strażniczy. We wszystkich ubikacjach i zabudo-

waniach lotniska należy przewidzieć odpowiednie przyrządy przeciw-pożarowe. Hangary, zwłaszcza garaże i magazyny — powinny być zaopatrzone w nowoczesne środki przeciw-pożarowe i kontrolowane perjodycznie. W zimie zabezpieczać je należy przed zamarzaniem.

Wspomnieć tu należy o pomocy lekarskiej, w nagłych wypadkach, do czego potrzebne jest odpowiednio urządzone ambulatorjum, oraz wozy sanitarne, mogące być użyte w razie potrzeby. O ile lotnisko położone jest w pobliżu stacji, należy połączyć je torem przemysłowym, celem łatwiejszego dowozu materjałów.

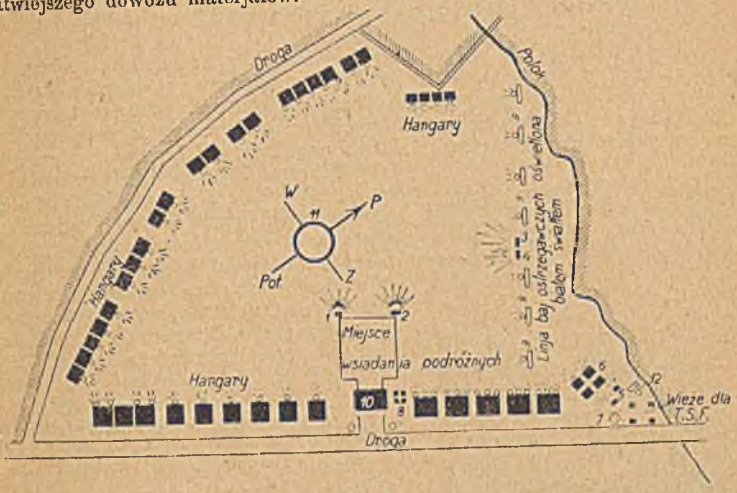


Fig. 76.

1. Miejsce wsiadania i wysiadania podróżnych. Załadowanie pakunków i poczty.
2. Projektory przewoźne kuliste — blendowe — niskie.
3. Projektory przewoźne pomocnicze elektryczne.
4. Projektory przewoźne pomocnicze acetylinowe.
5. Projektory na pylonach jak fig. 78, str. 1518.
6. Projektory acetylinowe do oświetlenia lotniska.
7. Projektory obrotowe na pylonach jak fig. 72, str. 1517.
8. Znak ostrzegawczy we formie krzyża, oświetlony i izolowany od grup oświetliniowych — światłem białem lub kolorowem — zależnie czy lotnisko jest wolne lub też z przeszkodami do lądowania.
9. Znaki ostrzegawcze zwane „bujami".
10. Dom administracyjny, biura — cło — poczta — telegraf — urząd paszportowy.
11. Busola lotniska.
12. Znak podający kierunki wiatrów, fig. 71, str. 1516. Teren lotniska lekko opadający w kierunku Połud. Wschod.

Porty lotnicze dla sterowców (balonów sterowych) różnią się zasadniczo od portów dla samolotów. Sterowce dochodzące do znacznej długości i średnicy — potrzebują specjalnych pomieszczeń i terenów. Niemieckie lotnictwo w szczególności zajmuje się specjalnie budową sterowców i urządzeniami odpowiednich portów.

Zazwyczaj — miejsce startu i lądowania odbywa się na większych obszarach wodnych. Hangary dla pomieszczenia balonów sterowych budowane są na tratwach lub pontonach i mogą być zwrotne. Sterowce przedstawiają w czasie silnych wiatrów i burz wielkie niebezpieczeństwo, przy lądowaniu muszą być kierowane — po linji najmniejszego oporu, t. zn. ustawiają się czołowo — ku kierunkowi wiatru. W tym celu też hangary powinne być albo ruchome, albo centralnie położone i okrągłe mające bramy, na wzór parowozowni. Ponieważ budowle takie wymagają bardzo znacznych wydatków,

zwłaszcza dla obecnie projektowanych sterowców o szkieletach stalowo-duraluminjowych — dla stałej komunikacji międzylądowej, przeto projektuje się obecnie odpowiednie wieże, do której sterowiec może być przytwierdzony. Konstrukcja tychże ma w swej części górnej ruchomą część do koła osi pionowej, mogącej wykonywać ruch w granicach do 360°.

Dzięki temu urządzeniu sterowce zaczepione mogą wykonywać pewien ruch, ustawiając się automatycznie po linji najmniejszego oporu. Wieżyce takie buduje się wysokie od 40 do 60 *m* o konstrukcji żelaznej, odpowiednio ufundowane, tak by się opierały skutecznie sile wiatrów działających na powierzchnię sterowca, zależnej od wymiarów sterowca i przy szybkości maksymalnej wiatrów.

Wieża taka posiada windy i wyciągi wewnątrz konstrukcji, służące dla komunikacji z platformą górną. Do kabin sterowca przedostać się można odpowiednio urządzonym pomostem łączącym platformą wieżę ze sterowcem.

Hangary dla sterowców mniejszych buduje się zazwyczaj żelazne o bramach blaszanych, rozsuwalnych na boki hangaru a podtrzymywanych w specjalnej konstrukcji wspornikowej. Ponieważ na powłokę balonów używa się tkanin impregnowanych gumą, przeto wnętrza hangarów należy zabezpieczać od promieni słonecznych, które działają szkodliwie na nie. Oświetlenie hangaru powinno być przyćmione, najlepiej żółtą barwą okien. Rozmiary hangarów dla sterowców dochodzą od 25 do 50 *m* szerokości od 20 do 40 *m* wysokości a od 100 do 200 *m* długości. Dla sterowców przeznaczonych dla marynarki buduje się specjalne statki holownicze, do których się je przytwierdza.

Fig. 77.

Poniżej podajemy charakterystykę niektórych sterowców, wykonanych w obecnej dobie:

Francja: „Zodiac V. J. 24“:

objętość 4000 m^3, długość 58,12 *m*, średnica 11,80 *m*, szybkość 87 *km/g*, ciężar 17,500 *kg*.

Zodiac Ecole (system pół stały):

objętość 1200 m^3, długość 36,50 *m*, średnica 8 *m*, szybkość 72 *km/g*, ciężar 350 *kg*.

Anglja: „R. 33 Marine“ (W. G. Armstrong Whitworth L. t. d. Coventry Nev. Castle-on):

objętość 55 000 m^3, długość 196 *m*, średnica 24,30 *m*, szybkość 96 *km/g*, ciężar użytkowy 20 000 *kg*.

Włochy: (Stabilimento Conztruzioni Aeronautica Roma) „N. I. Norge P.“:

objętość 1900 m^3, długość 106 *m*, średnica 18,50 *m*, szybkość 100 *km/g*.

Ameryka: „L. Z. 126“ (U. S. Navy Z. R. 3 Los Angelos), konstr. stała:

objętość 70 000 m^3, długość 200 *m*, średnica 27,60 *m*, szybkość 130 *km/g*, ciężar 46 000 *kg*.

Nadto liczne sterowce w trakcie budowy dużych rozmiarach, co do których nie ma się dotąd bliższych danych.

LITERATURA.

Aerophile. Paryż.
La vie Aerienne. Paryż.
Paul Painlevé: Ce que tout aviateur doit savoir. Paryż.
Encyclopedie de l'Aviation. Paryż.
Construction des aeroplanes et ballons. Espitalier, Paryż.

Dr. Ing. Werner von Langsdorff: Almanach des Flottes Aeriennes 1927. — Frankfurt a/M.
Wir Luftschiffer. Dr. Bröckelmann, Berlin.
Georg Wellner: Die Flugmaschinen. Wien.
Dr. Raimund Niniführ: Leitfaden der Luftschiffahrt und Flugtechnik. Wien.
Beton und Eisen. Ernst & Sohn, Berlin.

Scalanie gruntów.

Napisał
inż. Stanisław Kluźniak,
docent politechniki, Warszawa.

Wstęp.

Do przeprowadzenia tak doniosłej regulacji, jaką jest scalanie gruntów, które zastaje chaos w dotychczasowym stanie posiadania, spory o własność, nieuporządkowaną, względnie nieurządzoną, hipotekę i kataster, należało dostosować takie środki, które nie wpływając na stan prawny gospodarstw, przeszłyby do porządku nad wszelkiemi przeszkodami, utrudniającemi postępowanie scaleniowe, nie naruszając niczyich praw do gruntu lub praw na gruncie.

Wyrazem takiego punktu wyjścia ustawodawcy są postanowienia ustawy i rozporządzenia wykonawczego do niej, traktujące o ustalaniu stanu posiadania, o wyjściu z niepodzielności współwłaścicieli gruntu, o licytacji gruntów objętych scaleniem, o prawach i wierzytelnościach, obciążających scalane działki gruntu itp.

W myśl powyższych postanowień, w razie braku dowodów, stwierdzających prawo własności uczestnika scalenia do gruntu, lub w razie sporu o własność, miarodajne jest dla ustalenia dotychczasowego stanu posiadania ostatnie posiadanie gruntu. Ustalenie stanu posiadania w niczem nie przesądza tytułu własności i strony spór wiodące nie mają przeszkód dochodzenia swych praw na drodze sądowej. Jednak strony mają możność zawrzeć ugodę wobec Komisarza Ziemskiego, która, po zatwierdzeniu przez Okręgową Komisję Ziemską, ma moc prawną ugody zawartej wobec sądów.

Gdy spór toczy się o własność tylko części gruntu gospodarstwa i ugoda między stronami nie nastąpi, należy w projekcie scalenia tak rozmieścić działki sporne, aby wynik sporu nie sprzeciwiał się celom scalenia (aby przylegały do gruntów kolonji właścicieli wiodących spór).

Jeśli wszczęto postępowanie sądowe o zniesienie współwłasności przez podział w naturze, sąd przekazuje załatwienie sprawy Komisarzowi Ziemskiemu, który postępuje analogicznie jak wyżej.

Podczas postępowania scaleniowego nie może być wdrożone postępowanie dobrowolnego przetargu (licytacja) gruntów, należących do obszaru scalenia, jeśli to postępowanie poprzedzało scalenie, może być wstrzymane przez sąd na żądanie któregokolwiek z uczestników postępowania licytacyjnego, aż do czasu ostatecznego zakończenia postępowania scaleniowego. Natomiast w razie przymusowej sprzedaży gruntów postępowanie egzekucyjne może być wdrożone w toku postępowania scaleniowego.

Przedmiot postępowania egzekucyjnego stanowią aż do chwili uprawomocnienia zatwierdzonego projektu scaleniowego grunty posiadane przed scaleniem, po zatwierdzeniu zaś projektu grunta wydzielone po scaleniu. W obu wypadkach w miejsce dawnego właściciela wchodzi nabywca, który zostaje umieszczony w wykazie uczestników scalenia.

Wszelkie prawa osób trzecich, ciążące na dawnych działkach, nie stanowiące przeszkody do przeprowadzenia scalenia (dzierżawa, użytkowanie,

zastaw, długi hipoteczne itp.), przechodzą na działki nowowydzielone przy scaleniu, nie ulegając żadnym uszczupleniom. Od dnia wpisania ostrzeżenia (adnotacji) o wdrożeniu postępowania scaleniowego Urząd Hipoteczny winien zawiadamiać Powiatowy Urząd ziemski o wszelkich zmianach w obciążeniu gruntów hipotecznych.

Jeżeli poszczególne działki właściciela obciążają nierównomiernie wierzytelności wierzycieli hipotecznych, należy skłaniać wierzycieli do zgody, aby te obciążenia mogły być zamieszczane w jednym wykazie obciążeń scalonego gospodarstwa w uzgodnionym przez wierzycieli pierwszeństwie wpisów. Uzgoda wierzycieli winna być zatwierdzona przez Okręgową Komisję Ziemską.

W razie nieosiągnięcia takiej ugody wierzycieli należy osobno oznaczyć rozmiar gruntu wydzielonego w nowej kolonji wzamian za każdą z dawnych działek, nierównomiernie obciążonych na rzecz osób trzecich.

Właściwe prace scaleniowe dzielą się na dwa etapy:

1. wdrożenie postępowania scaleniowego i

2. postępowanie scaleniowe, które z kolei można podzielić *wtóre* kolejności na dwa stadja:

a) ustalenie starego stanu posiadania oraz szacunku gruntów scalanych,

b) sporządzenie projektu scaleniowego,

c) zakończenie postępowania scaleniowego wraz z regulacją hipoteki, względnie wywołaniem gruntów do pierwiastkowej regulacji hipotecznej (o ile grunta nie miały dotychczas urzędowej hipoteki).

I. Wdrożenie postępowania scaleniowego.

Wdrożenie postępowania scaleniowego następuje:

a) na wniosek właścicieli względnie posiadaczy, mających łącznie conajmniej 25 *ha* gruntów, rozdrobnionych i rozmieszczonych w szachownicy, lub nadmiernie zwężonych, położonych w obrębie jednej jednostki administracyjnej (wsi, gminy, miasta), w jednostkach zaś administracyjnych o obszarze mniejszym niż 200 *ha*, na wniosek właścicieli względnie posiadaczy, przynajmniej $^1/_{10}$ tego obszaru. Ustawa wyraźnie zaznacza, że wnioskodawcami mogą być niekoniecznie właściciele o ustalonym tytule własności. Mogą to być posiadacze pod tytułem właściciela, których posiadanie zatem jest jawne, ciągłe, nieprzerywane, niedwuznaczne i spokojne;

b) na wniosek właściciela dóbr ziemskich (obszaru dworskiego), którego grunty o powierzchni conajmniej 25 *ha* są rozdrobnione i rozmieszczone naprzemian z gruntami drobnych rolników. Odnośnie do gruntów, stanowiących własność Państwa, prawo zgłaszania wniosków przysługuje władzy, pod której zarządem grunty te pozostają;

c) z urzędu: w razie zachodzących konieczności gospodarczych, stwierdzonych przy przeprowadzeniu regulacyj rolnych (znoszeniu służebności, podziale wspólnot gruntowych itp.); przy parcelacji dóbr ziemskich, jeśli przy tej parcelacji mogą być wzmocnione gospodarstwa małorolne; przy scaleniu, jeśli zachodzi potrzeba rozszerzenia obszaru scalenia; przy meljoracjach rolnych, wreszcie w razie zniszczenia wsi w całości lub w części przez wypadki żywiołowe lub działania wojenne.

Wnioski wraz z dokumentami stwierdzającemi tytuł własności, lub jeśli to niemożliwe — z dowodami, stwierdzającemi stan posiadania (§ 27. rozp.), petenci winni złożyć do Powiatowego Urzędu Ziemskiego. Komisarz Ziemski zjeżdża na grunt, celem zbadania faktycznego stanu rzeczy i zaprojektowania obszaru scalenia. Na miejscu sporządza opis obszaru, listy przyszłych uczestników scalenia, szkic sytuacyjny oraz protokół z dokonanych czynności.

Na podstawie zebranego materjału Komisarz Ziemski występuje z wnioskiem do Okręgowego Urzędu Ziemskiego o ustalenie zaprojektowanego obszaru scalenia.

Obszar scalenia ustala w orzeczeniu Okręgowy Urząd Ziemski. Obszar ten może być w drodze orzeczeń Okręgowego Urzędu Ziemskiego zwiększony lub zmniejszony. Niezależnie od wniosku o ustalenie obszaru scalenia Komisarz Ziemski winien złożyć ewentualnie wniosek odrębny, o przeznaczenie niezbędnych obszarów gruntów państwowych lub Państwowego Banku Rolnego, na powiększenie niepełnorolnych gospodarstw, albo też zgłosić wniosek o uzupełnienie gospodarstw karłowatych w drodze dobrowolnej parcelacji majątków prywatnych w trybie artykułu 85., ustawy z dnia 28./XII. 1925 r. o wykonaniu reformy rolnej, lub o ile to okaże się niemożliwe w drodze dobrowolnej, — o zastosowania do właściciela przymusu parcelacyjnego w trybie art. 15. cytowanej ustawy.

O uprawomocnieniu się orzeczenia Okręgowego Urzędu Ziemskiego lub o wydaniu ostatecznego orzeczenia przez Ministra Reform Rolnych (jeśli orzeczenie O. U. Z. zostało zaskarżone), Okręgowy Urząd Ziemski podaje do publicznej wiadomości przez ogłoszenie w dzienniku urzędowym właściwego powiatu lub województwa, zgłasza do sądu (wydziału hipotecznego) wniosek o wpis ostrzeżenia (adnotacji) do księgi gruntowej (hipotecznej) o wdrożeniu postępowania scaleniowego. Ostrzeżenie to skutkuje, iż wszelkie późniejsze zmiany stanu hipotecznego, tak co do własności, jak i obciążeń pozostaną bez wpływu na przebieg postępowania. Pozatem ma ten skutek, że zbywanie części gospodarstwa objętego obszarem scalenia, nie jest dopuszczalne bez zgody urzędów ziemskich.

Jeżeli grunta nie mają urządzonej hipoteki, Okręgowy Urząd Ziemski zawiadamia o wdrożeniu postępowania scalenionego prezesa Sądu Okręgowego, w którego obrębie leżą te grunty. Prezes Sądu Okręgowego wydaje następnie właściwemu sędziemu pokoju i notarjuszom okręgu zakaz zatwierdzania względnie sporządzania aktów notarjalnych co do częściowej zmiany własności gruntów, objętych postępowaniem scaleniowem bez zgody właściwego urzędu ziemskiego.

Nadto Okręgowy Urząd Ziemski, jeśli chodzi o b. dzielnice austrjacką i pruską, zawiadomi o swem orzeczeniu Urząd ewidencji katastru w celu bezzwłocznego dokonania przez tenże urząd ostatnich zmian w operatach katastralnych, dotyczących całego obszaru scalenia.

Przy scalaniu gruntów należy jednocześnie przeprowadzić z urzędu:

a) likwidacje wszelkich służebności;
b) podział wspólnot gruntowych lub uregulowanie ich użytkowania;
c) wyprostowanie granic;
d) wydzielenie gruntów na cele miejscowej użyteczności publicznej;
e) meljoracje scalanych gruntów, niezbędne do przeprowadzenia scalenia;
f) regulacje dróg i dojazdów;
g) ustalenie ogólnego planu rozbudowy scalanej wsi.

Grunty, otrzymane przez uczestników scalenia z tytułu zniesienia służebności, z tytułu parcelacji — winny być następnie włączone do obszaru scalenia przed przystąpieniem do opracowania projektu scalania.

Niektóre grunty, acz położone nieraz wewnątrz obszaru scalenia, nie podlegają scaleniu, tj. pozostają przy pierwotnych uczestnikach scalenia.

Należy odróżnić trzy kategorje takich gruntów:

1. grunty wyłączone od scalania bezwzględnie;
2. „ „ „ „ które jednak za zgodą właściciela mogą ulec scaleniu,
3. grunty, które mogą być wyłączone od scalenia ze względu na swe położenie.

I. z wymienionych kategoryj stanowią:

a) lasy, objęte planem gospodarstwa leśnego, o ile nie zachodzi potrzeba wyprostowania granic, lub wyłączenia obcych gruntów z lasu;

b) grunty, na których są otwarte kamieniołomy i kopalnie minerałów użytecznych, o ile są one w eksploatacji, lub gdy eksploatacja została zaniechana jedynie czasowo;
c) grunty, objęte zakładami górniczemi i hutniczemi;
d) grunty, objęte nadaniami górniczemi i polami naftowemi;
e) grunty, na których znajdują się zabytki historyczne i architektoniczne, osobliwości przyrody itd.

II. kategorję stanowią:
a) grunty pod budynkami i podwórzami;
b) grunty, objęte zakładami przemysłowemi;
c) place budowlane w obrębie miast i miasteczek (osad);
d) grunty, zawierające źródła mineralne; grunty pod wodami stojącemi, służącemi do hodowli ryb lub do celów przemysłowych;
e) ogrody i sady, prowadzone zawodowo, oraz parki i zwierzyńce;
f) pokłady torfu i grunty torfowe racjonalnie eksploatowane;
g) grunty otoczone murem;
h) winnice oraz chmielniki o obszarze nie mniejszym od $^1/_4$ *ha*.

III. kategorję stanowią grunty, które narażone są wskutek swego położenia na niebezpieczeństwo uszkodzenia przez zasypanie, usuwanie, obrywanie się brzegów i niszczące wylewy.

II. Postępowanie scaleniowe.

Po uprawomocnieniu orzeczenia Okręgowego Urzędu ziemskiego o wdrożeniu postępowania scaleniowego, rozpoczyna się właściwe postępowanie scaleniowe, które polega:

1. na ustaleniu starego stanu posiadania,
2. oszacowaniu gruntów scalanych,
3. sporządzeniu projektu scaleniowego.

Miejscowymi organami przy wykonywaniu scalenia są:

1. ogólne zebranie uczestników scalenia,
2. rada uczestników scalenia oraz ewentualnie przedstawiciele obszarów dworskich, względnie majątków państwowych,
3. mierniczy (rządowy, przysięgły lub upoważniony),
4. Komisarz Ziemski,
5. nadto organem powołanym do oszacowania gruntów jest Komisja Szacunkowa.

Ogólne zebranie wybiera radę, rada zaś wybiera Komisję Szacunkową.

Czynności przedwstępne poprzedzające opracowanie projektu scaleniowego.

Powiatowy Urząd Ziemski (Komisarz Ziemski) zarządza dla każdej jednostki administracyjnej oddzielne wybory rady uczestników scalenia, a właścicieli dóbr ziemskich oraz władzę zarządzającą majątkiem państwowym, gdy te weszły do obszaru scalenia w części lub całości, wzywa do wyznaczenia przedstawiciela.

Wybory rady winny odbyć się w terminie 7-dniowym wyznaczonym przez Komisarza Ziemskiego. Wybory członków rady dokonywa ogólne zebranie uczestników scalenia. Do prawomocności uchwał zebrania potrzebna jest obecność przynajmniej $^1/_2$ osób uprawnionych do głosowania. Uchwały zapadają większością głosów.

Zebranie wybiera do rady od 3 do 7 osób z pośród uczestników scalenia i tyluż zastępców. Gdy liczba uczestników scalenia danej jednostki administracyjnej nie przekracza 7, nie powołuje się wówczas rady a czynności jej wykonywują sami uczestnicy.

Niewskazanie przedstawicieli przez właścicieli dóbr ziemskich lub władzę państwową nie wstrzymuje biegu postępowania.

W razie niedokonania w terminie 7-dniowym wyboru rady, Okręgowy Urząd ziemski na wniosek komisarza ziemskiego wyznacza ich z urzędu. Okręgowemu Urzędowi ziemskiemu przysługuje również to prawo, gdy wybrana przez zebranie rada nie odpowiada swym zadaniom.

Zebrania rady zwołuje komisarz ziemski, względnie mierniczy. Postanowienia rady zapadają zwykłą większością głosów bez względu na liczbę członków obecnych na posiedzeniu. Członkowie rady obowiązani są brać udział zwoływanych zebraniach pod rygorem grzywny (10 zł). Grzywnę nakłada komisarz ziemski i ściąga w drodze administracyjnej.

Jeżeli obszar scalenia obejmuje kilka jednostek administracyjnych, komisarz ziemski lub mierniczy, w celu omówienia spraw dotyczących całego obszaru scalenia, zwołuje zebranie delegatów rad — po dwóch od każdej rady. W skład zebrania delegatów rad wchodzą także przedstawiciele dóbr ziemskich lub państwowych po jednym od każdego obszaru.

Rada uczestników scalenia jest organem działającym w imieniu uczestników scalenia we wszystkich sprawach, wyłaniających się przy scaleniu.

W szczególności rada dokonywa wyboru rzeczoznawców do komisji szacunkowej, zgłasza wniosek do właściwej władzy o utworzenie spółki wodnej, zawiera umowy z przedsiębiorcami robót meljoracyjnych, ustala zasady podziału wspólnot gruntowych, względnie ich użytkowania oraz określa obszar, wyłączony na cele miejscowej użyteczności publicznej, zawiera umowy o zamianie gruntów w celu wyprostowania granic obszaru scalonego lub usunięcia enklaw.

W razie nieustalenia przez radę zasad podziału wspólnot gruntowych i niedokonania wyboru rzeczoznawców do Komisji Szacunkowej w terminie dni 30 od jej wyboru decyzję w powyższych sprawach poweźmie powiatowy urząd ziemski.

Tryb zawierania umów o zamianie gruntów.

Umowy o zamianie gruntów w celu wyprostowania granic obszaru scaleniowego lub usunięcia enklaw rada zawiera z osobami trzeciemi w obecności dwóch niezainteresowanych świadków oraz mierniczego. Umowy te, na wniosek Komisarza Ziemskiego, podlegają zatwierdzeniu przez okręgowy urząd ziemski, który, o ile chodzi o grunty tabelowe, jednocześnie uchwala wpis do tabeli likwidacyjnej lub aktu nadawczego, celem ujawnienia dokonanej zamiany.

Tryb podziału wspólnot gruntowych (lub ustalenia zasad ich użytkowania).

Na podstawie ustalonych przez radę zasad podziału wspólnot gruntowych, lub ich użytkowania, mierniczy sporządza projekt ustalenia wielkości udziałów we wspólnotach, względnie projekt użytkowania wspólnot.

Projekt zatwierdza Powiatowy Urząd Ziemski. W ciągu dni 14 od daty doręczenia orzeczenia P. U. Z. strony mogą zgłosić sprzeciw do Okręgowej Komisji Ziemskiej, która rozstrzyga ostatecznie. Odpis prawomocnego orzeczenia zostaje dołączony do tabeli likwidacyjnej względnie aktu nadawczego. Dołączenie to zastępuje wniesienie wpisu dodatkowego do tabeli.

Czynności mierniczego poprzedzające sporządzenie projektu.

Mierniczy zostaje delegowany przez Okręgowy Urząd Ziemski do przeprowadzenia czynności scaleniowych po ukonstytuowaniu rady uczestników scalenia.

Do czynności technicznych mierniczego, poprzedzających sporządzenie projektu, należy sporządzenie pierworysu, planu klasyfikacyjnego i ogólnego rejestru pomiarowo-szacunkowego, a następnie ułożenie szczegółowego rejestru pomiarowo-szacunkowego.

Ustalenie, pomiar i utrwalenie granic dokonywa się według rozporządzenia Ministerstwa Reform Rolnych z dnia 2. czerwca 1924 r., o ustalaniu i wznawianiu zewnętrznych granic obszarów, podlegających przebudowie ustroju rolnego (D. U. R. P. Nr. 55, poz. 551).

Pomiarem szczegółowym winny być objęte nie tylko grunty, podlegające scaleniu, lecz także grunty wyłączone ze scalenia a leżące wewnątrz obszaru scalenia. Nadto winny być pomierzone grunta położone poza obszarem scalenia, lecz wykazane w tabeli likwidacyjnej lub akcie nadawczym (o ile niema na te ostatnie grunty starych planów odpowiadających warunkom określonym w instrukcji technicznej, lub dawnych map katastralnych).

Sporne granice między właścicielami mierzone będą według wskazówek każdej ze stron z zaznaczeniem o tem w protokole ustalenia starego stanu posiadania.

1. O ile dotychczasowy stan posiadania stwierdzony jest katastrem i księgami hipotecznemi, to pomiaru dokonywa się wyłącznie w odniesieniu do zmian, temi dokumentami nieobjętych a przez strony zgłoszonych, tj. mapy katastralne winny być na skutek wdrożenia postępowania scaleniowego sprawdzone i poprawione.

2. O ile istnieją stare plany, odpowiadające warunkom obowiązującej instrukcji technicznej, to pomiaru starego stanu posiadania również się nie dokonywa.

3. W braku powyższych dowodów: na mocy uchwały $^2/_3$ uprawnionych do głosowania może być zaniechany pomiar dotychczasowego stanu posiadania, o ile obszar poszczególnych gospodarstw jest ściśle określony dokumentami innemi. Uchwała zebrania winna zawierać ścisłe określenie dokumentu, przyjętego za podstawę do ustalenia stanu posiadania przed scaleniem, (plan, rejestr pomiarowy, tabele likwidacyjne, akty notarjalne itp.), oraz klauzulę, wskazującą, w jaki sposób wyrównać, w stosunku do poszczególnych gospodarstw, różnicę między powierzchnią obszaru scalanego, wyliczoną na skutek nowego pomiaru obwodnicy a powierzchnią, wyliczoną na podstawie przyjętych przez zebranie dokumentów.

Zaniechanie pomiaru dotyczyć może nie tylko całości obszaru, ale również i pewnych określonych jego części, co do których istnieją dokumenty pomiarowe.

Skargi niezadowolonych na powyższe uchwały mogą być składane do okręgowej komisji ziemskiej w ciągu dni 14 od daty powzięcia uchwały. Orzeczenia okręgowej komisji ziemskiej są w tej sprawie ostateczne.

4. W miejscowościach w których istnieje t. zw. „uczą̨stkowy“ stan posiadania, „uczą̨stki“ te należy traktować jako równowarte między sobą; pomiar oraz szacowanie dotychczasowych wartości poszczególnych „uczą̨stków“ nastąpić może jedynie na żądanie $^2/_3$ uczestników scalenia.

Mierniczy ustala po wysłuchaniu opinji rady, które grunty zostają od scalenia wyłączone. Jeśli są to grunty, które jedynie za zgodą interesowanych mogą być włączone do obszaru scalenia (vide wyżej) a niektórzy interesowani taką zgodę wyrażą, winni złożyć deklarację odpowiednie mierniczemu oraz zobowiązania z podpisami należycie uwierzytelnionymi na przeniesienie zabudowań. Zamiast deklaracji i zobowiązań zainteresowani mogą złożyć ustne oświadczenia do protokołu mierniczemu w obecności przynajmniej jednego świadka.

W dalszym ciągu mierniczy przeprowadza oszacowanie gruntów przy pomocy rzeczoznawców wybranych przez radę uczestników scalenia.

W skład komisji szacunkowej wchodzą: mierniczy, lub komisarz ziemski, jako przewodniczący, rzeczoznawcy, o których wyżej mowa.

Przy scaleniu jednej jednostki administracyjnej wybierani są dwaj rzeczoznawcy i jeden zastępca, a przy scaleniu większej ilości jednostek — po jednym rzeczoznawcy i jednym zastępcy od każdej rady.

Komisarz Ziemski może zaprosić do komisji z głosem doradczym specjalnych rzeczoznawców (leśnika itp.).

W razie nieprzybycia w oznaczonym terminie rzeczoznawcy, lub jego zastępcy, rada powołuje natomiast nowego rzeczoznawcę i zastępcę.

Ilość wyodrębnionych klas gruntów z reguły nie powinna przekraczać w gruntach ornych liczby 8, a w łąkach i innych użytkach 5.

W celu określenia wysokości ewentualnych dopłat pieniężnych (dla wyrównania różnic wartości działek posiadanych dotychczas a otrzymanych po scaleniu — jest to dopuszczalne tylko w wysokości 3% wartości dotychczasowego gospodarstwa) i ustalenia szacunku poszczególnych gospodarstw, ubiegających się o pomoc kredytową, komisja szacunkowa określa cenę rynkową jednego *ha* dominującej na obszarze scalenia klasy gruntów.

Postanowienia komisji szacunkowej zapadają zwykłą większością głosów rzeczoznawców; przy równości głosów rozstrzyga głos przewodniczącego.

Czynności komisji szacunkowej winny być ujęte w formę protokołu, a wynik uwidoczniony na planie.

W wypadkach wyjątkowych, gdy dokonanie wyboru rzeczoznawców przez radę okaże się niemożliwe, może Okręgowy Urząd ziemski wyznaczyć ich z urzędu. W razie uchylenia szacunku przez Okręgową Komisję ziemską, Okręgowy Urząd ziemski na wniosek komisarza ziemskiego wyznacza do ponownego przeprowadzenia szacunku przewodniczącego i członków komisji szacunkowej.

Za ogólną zgodą uczestników scalenia wszystkie grunty scalane mogą być uznane za równowartościowe, a tem samem dokonanie szacunku nie miałoby miejsca. Może to dotyczyć nie tylko całości obszaru, ale i całości poszczególnych użytków rolnych.

W trakcie wykonywania swych czynności przygotowawczych mierniczy przyjmuje wnioski poszczególnych uczestników scalenia (czy ma zamiar nabyć grunt, od kogo i w jakiej miejscowości, czy ma spory graniczne, lub o własność, czy złożył zobowiązanie na przeniesienie budowli, gdzie życzy sobie otrzymać kolonję, kogo pragnąłby mieć za sąsiada itp.).

Projektuje najwłaściwszy kierunek dróg, zgłasza wnioski co do przeprowadzenia meljoracji, sporządza wykaz tytułów posiadania uczestników scalenia, zbiera dowody do ustalenia tytułów własności oraz sporządza plan klasyfikacyjny i rejestry pomiarowo-szacunkowe.

Wykaz tytułów posiadania, sporządzony dla każdej jednostki administracyjnej oddzielnie, winien zawierać w stosunku do każdego uczestnika scalenia: *a*) imię i nazwisko, *b*) obszary gruntów z wyszczególnieniem ich pochodzenia (ukazowe, hipoteczne itp.), *c*) uprawnienia i obciążenia służebnościowe i inne, *d*) wyszczególnienie zebranych dokumentów i dowodów, stwierdzających prawo własności lub stan posiadania gospodarstw; odnośnie do gruntów spornych winien być wyjaśniony stan sprawy spornej, *e*) oznaczenie gruntów wyłączonych ze scalenia, *f*) ogólny obszar scalonych gruntów i ich szacunek.

Rejestry pomiarowo-szacunkowe, sporządzone oddzielnie dla każdej jednostki administracyjnej, winny zawierać nomenklatury, pochodzenie, obszar, zaliczenie gruntów do poszczególnych klas, oraz szacunek ogólnego obszaru gruntów każdego uczestnika scalenia w poszczególnych klasach.

Wreszcie mierniczy zaznajamia uczestników scalenia na ogólnem zebraniu, ważnem bez względu na liczbę obecnych, z obszarem i szacunkiem posiadanych przez każdego z nich gruntów, poczem w ciągu 7 następnych

dni przedstawia w miejscu dokonywanych czynności osobom interesowanym do przejrzenia rejestry pomiarowo-szacunkowe i plan klasyfikacyjny.

Czynności Komisarza Ziemskiego.

Po upływie wyżej wymienionego 7-dniowego terminu komisarz ziemski w obecności uczestników scalenia stwierdza, czy czynności mierniczego zostały wykonane zgodnie z obowiązującemi przepisami; ustala tytuły własności i sporządza listę rzeczywistych właścicieli celem późniejszego wywołania, względnie uregulowania hipoteki; dołącza do obszaru scaleniowego (w wykazie rzeczywistych właścicieli) obszar nabyty ewentualnie przy parcelacji przez uczestników scalenia, oraz ewentualnie obszar przyznany za zniesione uprawnienia służebnościowe; uzgadnia z radą i mierniczym ogólne wytyczne projektu scalenia; wysłuchuje skarg uczestników scalenia na czynności mierniczego.

Zamknięcie I-go stadjum postępowania scaleniowego.

Jeśli skargi uczestników na czynności mierniczego nie dotyczą wykazu staregu stanu posiadania oraz wykazu szacunku gruntów, komisarz ziemski, po dokonaniu wyżej wymienionych czynności — zatwierdza te wykazy.

W razie przeciwnym lub jeśli w ciągu dni 14 od doręczenia orzeczenia komisarza ziemskiego wpłyną do powiatowego urzędu ziemskiego sprzeciwy stron co do tego orzeczenia, Powiatowy Urząd ziemski przekazuje sprawę Okręgowej Komisji Ziemskiej, ktora rozstrzyga ostatecznie.

III. Projekt scaleniowy.

Po uprawomocnieniu orzeczenia, zatwierdzającego rzeczywisty stan posiadania, klasyfikację i szacunek gruntów, mierniczy przystępuje do szczegółowego opracowania projektu, a więc sporządza projekt na pierworysie i kalce płóciennej, rejestr pomiarowo-szacunkowy po scaleniu a następnie wyznacza prowizorycznie projekt na gruncie.

Każdy z uczestników scalenia otrzymuje wzamian za posiadane przed scaleniem działki — kolonje o typie zbliżonym, w miarę możności, do typu poprzednio posiadanego kompleksu działek.

W wypadkach, gdy wydzielenie ściśle wymierzonego równoważnika na gruncie jest technicznie niemożliwe, lub gospodarczo niepożądane, mają zastosowanie dopłaty pieniężne dla wyrównania różnic wartości gruntów dotychczas posiadanych, a otrzymanych przy scaleniu.

Dopłaty te można stosować w wysokości nieprzekraczającej 3% przyjętego szacunku gruntów posiadanych przed scaleniem.

Wysokość dopłat określa się na zasadzie różnicy pomiędzy wartością gruntów posiadanych przed scaleniem, a wartością gruntów otrzymanych po scaleniu.

Przy zaprojektowaniu gospodarstw scalanych należy się trzymać następujących wskazówek:

Wszystkie użytki, przeznaczone dla poszczególnego uczestnika scalenia, winny być zamknięte w jednej obwodnicy; jeśli miejscowe warunki na to nie pozwalają, można różne użytki wydzielać w nieprzyległych do siebie miejscach pod warunkiem, aby poszczególne działki miały zapewniony dojazd; w wypadkach wyjątkowych, usprawiedliwionych warunkami topograficznemi lub właściwościami gleby, dopuszczalne jest wydzielenie tych samych użytków (np. gruntu ornego) w dwóch oddzielnych miejscach. Dalsze rozdrobnienie jest niedopuszczalne bez specjalnego zezwolenia Okręgowego Urzędu ziemskiego.

Figury działek ornych winny być zbliżone do prostokątów, a długość ich nie powinna przekraczać szerokości więcej niż dziesięciokrotne.

Przy projektowaniu sieci nowych dróg należy przestrzegać następujących norm co do szerokości dróg łącznie z rowami:

a) dla dróg publicznych 11—12 *m*, dla mniej ważnych 8—9 *m*;

b) dla dróg służących wyłącznie dla komunikacji wewnętrznej 5—6 *m*;

c) dla dróg dojazdowych do poszczególnych osiedli i parcel w miejscach, nie wymagających rowów przydrożnych, 3 *m*; w miejscach zaś, wymagających rowów, 4—5 *m*.

Przy zmianie kierunku istniejących dróg państwowych i samorządowych utrzymuje się ich szerokość, wykazaną w planach, a w razie braku planów istniejącą na gruncie.

W tych wypadkach, gdy zachodzi potrzeba nawodnienia lub odwodnienia, na wniosek mierniczego, komisarza ziemskiego lub stron zainteresowanych, Okręgowy Urząd Ziemski zarządza przeprowadzenie na obszarze scalenia ekspertyzy meljoracyjnej. Projekt scalenia winien być dostosowany do projektu meljoracyjnego.

Projekt scalenia sporządzony z możliwem uwzględnieniem potrzeb i życzeń uczestników scalenia, zostaje prowizorycznie wyznaczony na gruncie ze wskazaniem uczestnikom zaprojektowanych na gruncie wydzielonych dla nich kolonij.

Prowizoryczne wyznaczenie projektu na gruncie ma to jedynie znaczenie, że umożliwia zapoznanie się uczestników scalenia z ich przyszłymi kolonjami, a ewentualne ich skargi na projekt czyni bardziej rzeczowemi; nie uprawnia jednakże do objęcia w posiadanie zaprojektowanych kolonij aż do czasu wydania prawomocnego orzeczenia zatwierdzającego projekt.

O dniu wyznaczenia prowizorycznie projektu na gruncie mierniczy zawiadamia Okręgowy Urząd ziemski, który zarządza sprawdzenie czynności pomiarowych przez rewidenta pomiarów.

Po wyznaczeniu projektu na gruncie komisarz ziemski zarządza zwołanie ogólnego zebrania uczestników scalenia, zawiadamiając ich przynajmniej na 7 dni przed terminem zebrania celem ustalenia opinji uczestników o projekcie i omówienia spraw, połączonych z objęciem nowych gospodarstw.

W wezwaniu swem Komisarz Ziemski uprzedza o skutkach niestawiennictwa, tj. że nieobecni uważani będą za zgadzających się na projekt. Zebranie jest ważne bez względu na liczbę obecnych.

Komisarz Ziemski w obecności mierniczego komunikuje każdemu uczestnikowi scalenia obszar i szacunek nowego gospodarstwa oraz warunki objęcia w posiadanie gospodarstwa (dopłaty pieniężne, przeniesienie zabudowań), i wzywa każdego z nich do złożenia oświadczenia, czy projekt przyjmuje lub odrzuca. Oświadczenie uczestnika, a w szczególności przyczyny odrzucenia projektu winny być zaprotokołowane.

Uczestnicy scalenia, którzy wyrazili zgodę na przyjęcie projektu, do protokołu lub przez nieobecność na zebraniu, nie mają prawa zaskarżania projektu.

Organem orzekającym o projekcie jest Okręgowa Komisja Ziemska. Komisja, biorąc m. i. pod uwagę opinję zebrania ogólnego oraz liczbę uczestników, wypowiadających się za przyjęciem projektu, zatwierdza projekt, wprowadza w nim zmiany, albo odrzuca.

Orzeczenie okręgowej komisji ziemskiej podlega zaskarżeniu do Głównej Komisji Ziemskiej w terminie 14-dniowym od dnia doręczenia orzeczenia. Postępowanie w obu wymienionych Komisjach powinno być zakończone w ciągu trzech miesięcy, o ile w toku rozważania nie zajdzie konieczność przeprowadzenia lub skorygowania na gruncie prac pomiarowych.

IV. Zakończenie postępowania scaleniowego.

Po uprawomocnieniu orzeczenia, zatwierdzającego projekt scaleniowy, Okręgowy Urząd ziemski:

a) zarządza utrwalenie granic nowych działek oraz wprowadzenie uczestników scalenia w posiadanie wydzielonych im gruntów;

b) przeprowadza zatwierdzenie ostatecznych dowodów pomiarowych, tj. planów i odrysów wymaganych przez urzędy ziemskie oraz niezbędnych do wywołania i uregulowania hipoteki; w województwach, w których istnieje kataster gruntowy, mierniczy sporządza ponadto operaty wymagane przez odnośne urzędy katastralne i hipoteczne:

c) wnosi wpisy do tabel likwidacyjnych względnie aktów nadawczych przez dołączenie do nich odpisu orzeczenia zatwierdzającego projekt scalenia wraz z odpisem rejestru pomiarowego;

d) przesyła właściwemu sądowi wniosek o wykreślenie z ksiąg hipotecznych służebności, które wobec scalenia stały się bezprzedmiotowe (służebności przejazdu, przechodu itp.), oraz wniosek o wpisanie do ksiąg gruntowych (hipotecznych) nowego stanu własności scalonych gruntów; wreszcie wniosek o skreślenie ostrzeżenia (adnotacji) o wdrożeniu postępowania scaleniowego; do wniosku winien być dołączony odpis orzeczenia zatwierdzającego projekt scalenia wraz z odrysem zatwierdzonego planu scalenia;

e) zarządza rozwiązanie rad uczestników scalenia i

f) ogłasza zamknięcie postępowania scaleniowego.

Odpis orzeczenia, zatwierdzającego projekt scalenia oraz odrys zatwierdzonego planu nowego stanu posiadania w danej jednostce administracyjnej, winien być wręczony sołtysowi (naczelnikowi gminy) lub burmistrzowi.

Uzgodnienie dokumentów katastralnych z wynikami scalenia należy do władz katastralnych.

V. Normy dokładności przy ustalaniu wartości gospodarstw.

Ostatecznym celem scalenia jest stworzenie nowych gospodarstw w jednym, dwu — a wogóle w najmniejszej liczbie działów. Tak więc możemy oczekiwać, że w skład gospodarstwa, które wyłączyło swe siedlisko od scalenia, mogą wejść następujące działy: 1. siedlisko, 2. grunt orny, 3. łąka, 4. las, a niekiedy jeszcze i specjalne użytki jak np. torfy. Niezawsze użytki są tak dogodnie rozłożone, aby można było wykrajać większą liczbę działów, zawierających wszystkie użytki, wchodzące w skład tego gospodarstwa. Należy się więc liczyć z faktem, że gospodarstwo, które przed scaleniem składało się z kilkunastu lub kilkudziesięciu parcel o niedogodnej formie, zostanie przetworzone na kilkuparcelową jednostkę.

Ażeby taką jednostkę zaprojektować, ustalić należy jej wartość przed scaleniem. Podstawą takiego ustalenia jest klasyfikacja gruntów, dająca wzajemny stosunek wartości jednostkowych powierzchni działek klasyfikacyjnych, wytyczonych w terenie. Działki te nanosimy na pierworys w ten sposób, że granice poszczególnych klas oznaczone są zielonym tuszem.

Mając wartość 1 m^2 w każdej klasie, określamy powierzchnie części każdego działu, wchodzące do poszczególnych klas, obliczamy wartości tych części i dodając je oddzielnie dla każdego gospodarstwa, uzyskujemy wartość gruntów ornych, łąk, pastwisk, lasów, siedlisk itp. dla każdego gospodarstwa oddzielnie.

Zestawienie tych pozycyj, ujęte w odpowiedni schemat, tworzy t. zw. rejestr pomiarowo-szacunkowy przed scaleniem.

Podstawą tego rejestru jest więc obliczenie działów w klasach.

Kolejność rachunku jest następująca:

1. obliczamy ogólną powierzchnię obszaru scaleniowego;

2. obliczamy powierzchnie kompleksów, ograniczonych głównemi drogami, strumieniami, granicami użytków itp. Kompleksy zawierać mogą od kilkunastu do 150 *ha*;

3. w granicach każdego kompleksu obliczamy powierzchnie zawartych w nim klas;

4. w granicach każdej klasy obliczamy powierzchnie poszczególnych omiedzowań.

Gdy omiedzowania dzielą się na zagony, tworzące własność poszczególnych uczestników scalenia, wówczas, ponieważ przy pomiarze, czy też przy ustalaniu stanu posiadania wyjaśniony został stosunkowy udział każdego właściciela w omiedzowaniu, więc na podstawie tego stosunku łatwo da się ustalić wartość gruntów każdego z właścicieli omiedzowania.

Oczywiście suma części omiedzowania ma być równa wartości całego omiedzowania, suma powierzchni omiedzowań w klasie winna być wyrównaną do powierzchni klasy, suma klas — do powierzchni kompleksu. Obliczenia te posuwamy od ogółu do szczegółów, a więc w kolejności następującej: obszar, kompleksy, klasy, omiedzowania. Granice użytków powinny być przytem granicami klas.

Ponieważ dla celów projektowania parcel miarodajną jest wartość gospodarstwa, powierzchnia zaś jest tylko do pewnego stopnia sprawdzianem, przeto ustalenia starego stanu posiadania dokonywać należy pod kątem widzenia wartości gospodarstw, co znaczy, że troszczyć się należy o możliwie dokładne określenie wartości, a nie powierzchni.

Oznaczmy literą w wartość leżącej w pewnej klasie działki o powierzchni p, literą k cenę jednostkową uzyskaną z klasyfikacji.

Wówczas: $$w = p\,k,$$

oraz średni błąd $$m_w = \pm \sqrt{k^2 m_p^2 + p^2 m_k^2}.$$

Ponieważ m_k waha się około 5% k, więc:

1.	przy $m_p = \pm 1/20\ p$	otrzymamy	$m_w = \pm 0{,}070\ w$	
2.	„ $m_p = \pm 1/40\ p$	„	$m_w = \pm 0{,}055\ w$	
3.	„ $m_p = \pm 1/60\ p$	„	$m_w = \pm 0{,}052\ w$	
4.	„ $m_p = \pm 1/100\ p$	„	$m_w = \pm 0{,}051\ w$	. . . . . (1)
5.	„ $m_p = \pm 1/200\ p$	„	$m_w = \pm 0{,}050\ w$	
6.	„ $m_p = 0$	„	$m_w = \pm 0{,}050\ w$	

Stąd wnioskujemy, że bardzo daleko posunięta dokładność obliczenia powierzchni działu niewiele podnosi dokładność ustalenia wartości tego działu.

Jeżeli literą r oznaczymy spółczynniki przy W w powyższych wzorach, wówczas dla średniego błędu całego gospodarstwa, składającego się z n działów przed scaleniem przy jednakowo dokładnem określaniu powierzchni tych działów otrzymujemy wzór:

$$M^2 = r^2 \left(w_1^2 + w_2^2 + \ldots + w_n^2\right),$$

w którym w_1, $w_2 \ldots w_n$ oznaczają wartości poszczególnych działów.

Gdy dla uproszczenia założymy, że poszczególne w są jednakowe i w sumie dają W, tj. wartość całego gospodarstwa:

$$W = n\,w,$$

gdzie n jest liczbą działów, wówczas:

$$w = \frac{W}{n},$$

oraz: $$M^2 = r^2 n w^2 = r^2 \frac{W^2}{n}$$

skąd $$M = \pm \frac{r}{\sqrt{n}} W \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Posiłkując się tym wzorem i wielkościami r z grupy (1)-ej równań, sporządzimy tabelkę dla gospodarstw o różnej liczbie działów.

Średni błąd obliczenia powierzchni	Współczynnik r	Liczba działów w					Wiersze
		9	10	25	50	100	
		$r : \sqrt{n}$					
$^1/_{20}$	0,070	0,0233	0,0175	0,0140	0,0100	0,0070	1
$^1/_{40}$	0,055	0,0183	0,0137	0,0110	0,0074	0,0055	2
$^1/_{60}$	0,052	0,0173	0,0130	0,0104	0,0073	0,0052	3
$^1/_{100}$	0,051	0,0170	0,0127	0,0102	0,0071	0,0051	4
$^1/_{200}$	0,050	0,0166	0,0125	0,0100	0,0071	0,0050	5
0	0,050	0,0166	0,0125	0,0100	0,0071	0,0050	6

Liczby tabelki należy czytać w następujący sposób, np.: dla dokładności $^1/_{40}$ obliczenia powierzchni przy liczbie działów równej 16 średni błąd obliczenia wartości W gospodarstwa wynosi:

$$M = \pm 0{,}0137\ W.$$

Z tabelki powyższej wynikają wnioski:

1. przy rozdrobnionej szachownicy wartość gospodarstw ustala się ściślej, niż przy mało rozwiniętej szachownicy;

2. średni błąd wartości gospodarstwa przed scaleniem waha się w granicach od 0,5 do 2,3% przy średnim błędzie klasyfikacji równym 5%;

3. najściślejsze obliczanie powierzchni w porównaniu z przybliżonym rachunkiem powierzchni (np. z dokładnością do $^1/_{40}$) przy nierozwiniętej szachownicy (np. 16—25 działów) zmniejsza granice błędu o $^1/_{1000}$ wartości gospodarstwa, zaś przy rozwiniętej szachownicy (np. 100 działów) — o $^1/_{2000}$ wartości gospodarstwa.

Z tych względów obliczenia powierzchni działów przed scaleniem należy dokonywać graficznie.

Co się tyczy projektowania nowych gospodarstw, to dokładność projektowania powinna odpowiadać dokładności ustalenia wartości gospodarstwa przed scaleniem. W praktyce projektujemy wartości gospodarstw z dokładnością $^1/_{100}$.

VI. Postępowanie techniczne.

Podstawą scalenia jest pierworys, tj. plan przedscaleniowy z naniesioną klasyfikacją gruntów. Za pierworys można przyjąć istniejący stary plan, o ile miary kontrolujące nie różnią się więcej niż o $0{,}5\ m + 3\ d$,

gdzie $$d = 0{,}00025\ L + 0{,}0075 \sqrt{L} + 0{,}025.$$

Na podstawie długości L sporządzono tablice dla d. Wzór powyższy stosuje się dla terenów, średnio dogodnych dla pomiaru długości.

Dalszym warunkiem użycia starych planów jest dokładność podanych na nim powierzchni, równa: w stosunku dla całego obszaru $^1/_{250}$, do kilku sprawdzanych działów — $^1/_{25}$.

W braku dostatecznie dokładnych starych planów dokonać należy pomiaru.

Pomiar cały na większych od 1000 *ha* obszarach należy opierać na triangulacji; przytem 1. punkt triangulacyjny przypadać może na mniej więcej 150 *ha*, na bardzo wielkich objektach, jak np. 2000 *ha* nawet na 200 *ha*.

Punkty trygonometryczne należy obierać przy skrzyżowaniach głównych dróg, na głównych załamaniach granic, przytem lepiej za granicami obszaru. Do sieci trygonometrycznej należy włączyć wieże kościołów, kaplic, piorunochrony itp. wyraźnie widoczne sygnały stałe.

Do pomiaru kierunków używać należy teodolitów o dokładności conajmniej 20″. Dogodnym typem teodolitu jest teodolit Wilda. Ilość seryj wynosi 3. Wyrównanie można wykonywać metodami przybliżonemi, a więc grupami, w każdej oddzielnie — metodą najmniejszych kwadratów, zachowując poprzednio wyrównane warunki geometryczne w II. grupie. Wyrównanie takie stosujemy do sieci punktów głównych, tworzących czworobok geodezyjny, układ centralny lub łańcuch trójkątów. Pozostałe punkty trygonometryczne określamy zapomocą wcięć, wyrównywanych graficznie.

Do punktów trygonometrycznych nawiązujemy sieć poligonów pierwszorzędnych. Poligony te łączą punkty trygonometryczne, zachowując między temi punktami mniej więcej stały kierunek.

Poligony drugorzędne biegną wzdłuż dróg, granic użytków, rzek; załamania tych poligonów mogą być dowolnie wielkie. Należy unikać nadmiernego wydłużania tych poligonów. Drugorzędne poligony i linje pomiarowe służą dla zdjęcia szczegółów.

Wielką uwagę należy zwracać na właściwe ustalenie punktów granicznych, które w b. zaborze rosyjskim są obierane za wierzchołki poligonów, w b. zaborach pruskim i austrjackim — wierzchołkami poligonów nie mogą być, są zaś zdejmowane z domiarów do boków biegnących w pobliżu granic poligonów lub linij pomiarowych.

Na mniejszych od 1000 *ha* obszarach może wystarczyć sieć poligonów, nie nawiązywanych do punktów trygonometrycznych. Sieć taką wyrównamy, rozbijając ją na poligony, łączące punkty węzłowe. Wyrównanie sieci wystarczy wykonać metodą przybliżoną, obierając za wagi obliczanych azymutów odwrotności liczby wziętych do rachunku kątów, za wagi sum obliczonych przyrostów — odwrotności długości odpowiednich poligonów.

Odchyłka kątowa nie powinna przekraczać $1{,}5\,t\sqrt{n}$, gdzie t jest dokładnością pomiaru poszczególnych kątów. Odchyłka linjowa — nie powinna przekraczać wielkości $f = 0{,}00035\,L + 0{,}0105\sqrt{L} + 0{,}035$, gdzie L jest długością poligonu.

Pomiar szczegółów opiera się o poligony i nawiązane do nich linje pomiarowe. Metoda biegunowa może być stosowana tylko przy zdjęciu granic użytków i klas; miedze zdejmować należy metodą linjową.

Nie należy mierzyć granic użytków zapomocą miar, branych wzdłuż miedz od linij pomiarowych, czy też poligonowych.

Pomiar powinien być zorganizowany w taki sposób, aby sporządzanie pierworysu posuwało się tuż za pomiarem. Skalą pierworysu może być jeden z ułamków: 1 : 5000, 1 : 4000, 1 : 2000 i 1 : 1000.

Przy pomiarze starego stanu posiadania za pożądaną należy uważać skalę 1 : 2000.

Obliczenia powierzchni ujmować należy w schematy; obliczenia powierzchni ogólnej i kompleksów w schemat, podany na str. 355 Podręcznika (Wojtan, Miernictwo). Powierzchnię z domiarów, tj. powierzchnie odcinków, zawartych między osią odciętych (bokiem poligonu), a granicą kompleksu czy obszaru scaleniowego dogodniej jest obliczać, jako powierzchnie oddzielnych trapezów. Rachunek powierzchni należy wykonać dwukrotnie.

Ogólny rejestr

N. N. klas	Miejscowości	Ogólna powierzchnia	Powierzchnia i wartość gruntów szacowanych		Użytki			
					osiedla i ogrody		orne	
					I/8		II/4	
			m^2	wartość	m^2	wart.	m^2	wart.
1	Kępina	1,5400	1,5400	123200	1,5400	123200		
2	Kępina	12,1520	12,1520	364560				
3	Kępina	7,4100	7,4100	592800				
4	Krze	5,6250	5,6250	225000			5,6250	225000
5	Zagaje	3,1275	3,1275	62550				
6	Podlasie	12,1120	12,1120	484480				
7	Tatary	9,1680 3000	9,1680	275040				
		51,5335	51,1345	2127630				

Rejestr taki może być ułożony dla każdego kompleksu; zestawienie rejestrów

Powierzchnie klas ustalamy dwukrotnie planimetrycznie, jeżeli $^1/_{100}$ część powierzchni jest większą od wartości jednej podziałki planimetru; w pozostałych wypadkach stosujemy graficzne obliczenie. Odchyłka w sumie powierzchni klas nie powinna przekraczać $^1/_{100}$ powierzchni kompleksu, zawierającego te klasy. Odchyłkę rozrzucamy na poszczególne klasy proporcjonalnie do ich powierzchni. Powierzchnie działów (omiedzowań) obliczamy graficznie częściami w każdej klasie oddzielnie; suma działów w klasie może się różnić od powierzchni klasy nie więcej niż o $^1/_{50}$ powierzchni klasy. Różnice dwukrotnego rachunku powierzchni klas nie powinny przekraczać $^1/_{50}$ powierzchni klasy, różnice dwukrotnego obliczenia działów w klasie — nie powinny przekraczać $^1/_{25}$ powierzchni działu. Po wyrównaniu klas w kompleksach zestawiamy ogólny rejestr pomiarowo-szacunkowy przed scaleniem, zawierający dla każdego kompleksu oddzielnie wykaz powierzchni i wartości wszystkich klas każdego użytku.

Po ułożeniu ogólnego rejestru pomiarowo-szacunkowego przystępujemy do właściwego obliczenia starego stanu posiadania. Kolejność rachunku jest następująca: obliczamy poszczególne działy w każdej klasie i wyrównywamy obliczone powierzchnie działów do powierzchni klasy, o ile odchyłka nie przekracza $^1/_{50}$ powierzchni klasy. Jeżeli w skład każdego omiedzowania wchodzi kilku właścicieli, wówczas dodajemy do wykazu obliczeń działów w klasie kolumny: 1. udział w omiedzowaniu i 2. powierzchnia udziałów.

Wykazy takie obejmują zwykle od kilkunastu do stu kilkudziesięciu właścicieli — i więcej. W wypadku jednak zbyt wielkich klas dokładniejsze będzie podzielenie klasy na kilka części, obliczenie ich powierzchni i wyrównanie do całości — a później kolumnę 4-ą wykazu należy wypełniać kolejno dla poszczególnych części danej klasy.

W wypadku, gdy każde omiedzowanie stanowi własność jednego tylko właściciela, ostatnie dwie kolumny są zbyteczne.

Mając obliczenie wszystkich działów w klasach przenosimy powierzchnie każdego właściciela do rejestru przejściowego, w którym przy nazwisku właściciela w każdym użytku i klasie wypisujemy powierzchnie działów. Każda klasa danego użytku ma wydzieloną kolumnę. Bardzo uważnie sprawdzać należy przeniesienie powierzchni z poszczególnych klas do rejestru przejściowego. Na większych objektach opłaca się wykonać kilka rejestrów

pomiarowo-szacunkowy.

Użytki										Wyłączono z oszacowania			
orne				łąki				pastwisko					
III/3		IV/2		I/8		II/4		III/3					
m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.		Kowy	Drogi	Razem
12,1520	364560			7,4100	592800								
		3,1275	62550			12,1120	484480	9,1680	275040		1750	2240	3990

kompleksów daje t. zw. ogólny rejestr pomiarowo-szacunkowy przed scaleniem.

przejściowych, z których każdy odpowiada jednemu lub kilku kompleksom. Po wypisaniu w takim rejestrze wszystkich danych, tworzymy sumy poszczególnych kolumn, i przenosimy je do odpowiednich kolumn rejestru pomiarowo-szacunkowego przed scaleniem. Typ takiego rejestru przedstawiony jest powyżej.

Rejestr przedscaleniowy zostaje wyłożonym u sołtysa (wzgl. naczelnika gminy) do przejrzenia dla uczestników scalenia.

Rejestr ten podaje także ogólną wartość każdego gospodarstwa przed scaleniem; z danych tego rejestru zestawiamy wartości poszczególnych użytków każdego gospodarstwa, co będzie stanowić pewnego rodzaju wytyczną przy projektowaniu.

Rejestr szczegółowy przed scaleniem zawiera u dołu pozycję „Drogi oszacowane“, ułożoną w taki sam sposób, jak dla poszczególnych właścicieli. Rejestr szczegółowy zamknięty jest u dołu pozycją: „Ogółem“ we wszystkich kolumnach.

Wykaz obliczenia działów w klasie.

Klasa I., kompleks I.

N. N. omiedzowań	Średnia obliczeń powierzchni	Poprawka	Powierzchnia wyrównana	N. N. kolejne właścicieli	Udział w omiedzowaniu	Powierzchnie udziałów
				1	1/4	282
15	1120	7	1127	4	3/4	845
				17	1/2	1289
16	2560	18	2578	19	1/2	1289
				2	1/3	1135
17	3380	25	3405	13	2/3	2270
				5	2/5	1692
18	4200	30	4230	22	3/5	2538
	11260	80	11340			11340

Szczegółowy rejestr pomiarowo-

Nr. kolejny właściciela	Nomenklatura gruntów Udziały w omiedzowaniu N.N. omiedzowań Imiona i nazwiska	Ogólna powierzchnia wszystkich gruntów	Grunty szacowane		Rodzaje Powierzchnie							
			powierzchnia	wartość	ogrody i osiedla		orne					
					Klasy gruntów							
					I/8		II/4		III/3		IV/2	
					m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.
	Grunty ukazowe $^1/_{45}$, $^1/_{27}$, $^2/_{311}$ $^1/_{515}$, $^1/_{621}$ $^1/_{832}$, $^1/_{241}$ $^1/_{453}$, $^1/_{678}$, $^1/_{392}$ $^1/_{4115}$, $^1/_{2128}$, $^1/_{2137}$ $^1/_{4178}$, $^1/_{2192}$, $^1/_{3217}$ Grunty hipoteczne $^1/_{1385}$, $^1/_{2390}$, $^1/_{3451}$	145355 24710	144675 24710	595900 158810	2150	17200	17500	70000	15450	46350	31275	62550
1.	Stanisław Kot	170065	169385	754710	2150	17200	17500	70000	15450	46350	31275	62550

itd. kolejno dla wszystkich

Następnie sporządza się „Zestawienie ogólne“ rejestru szczegółowego przed scaleniem; w zestawieniu tem powtórzone są powierzchnie i wartości we wszystkich klasach gruntów każdego właściciela, oraz suma powierzchni i wartości we wszystkich kolumnach. „Zestawienie ogólne“ służy za podstawę dla projektowania nowych działów na podstawie wartości gruntów (tak ogólnej, jak w poszczególnych użytkach) każdego właściciela.

Kontrolą rejestru przed scaleniem jest zestawienie z rejestrem ogólnym pomiarowo-szacunkowym. Sumy powierzchni poszczególnych klas, oraz ogólna powierzchnia i wartość powinny być jednakowe, względnie różnić się dla poszczególnych klas w granicach dopuszczalnych, jeżeli za podstawę wyrównania obrano nie powierzchnie klas, a np. kompleksu. To ostatnie nie jest jednakże wskazane.

VII. Projekt scaleniowy.

Projekt scaleniowy obejmuje cztery zasadnicze momenty:

1. regulację granic zewnętrznych scalanego obszaru;
2. regulację dróg;
3. regulację osiedli;
4. projekt meljoracyjny;
5. projektowanie nowych działów.

Regulacja granic zewnętrznych scalanego obszaru polega na takiem sprostowaniu granic z sąsiedniemi jednostkami administracyjnemi, przy którem wartość zamienianych gruntów jest jednakowa. Gdy przesunięcie granicy zachodzi na terenie jednej klasy, wówczas obliczamy powierzchnię P, zawartą między granicą a pomocniczą prostą, łączącą te punkty granicy, do których są nawiązane pozostałe, mające ulec przesunięciu. Powierzchnia P jest następnie projektowana przy pomocniczej prostej najczęściej w postaci $\Delta - a$ o wysokości $h = \frac{2P}{l}$, gdzie l jest długością pomocniczej prostej.

szacunkowy przed scaleniem.

użytków i szacunek		łąki				lasy				torfy		Wyłączono z oszacowania			Uwagi
i szacunek metra		V/1		I/8		II/4		I/6		II/3		I/8		Rowy	Drogi	Razem	
m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.	m^2	wart.				
8420	8420	16450	131600	13400	53600	21780	130680	14100	42300	4150	33200				680		680
		11500	92000			9060	54360	4150	12450								
8420	8420	27950	223600	13400	53600	30840	185040	18250	54780	4150	33200				680		680

uczestników scalenia.

Wierzchołek trójkąta umieszczamy na równoległej do pomocniczej prostej w takim punkcie, aby znalazł się na przedłużeniu jednego z boków obwodu granicznego, o ile to jest możliwe.

Gdy przesunięcie zachodzi na terenie różnych klas, wówczas stosujemy metodę kolejnych przybliżeń, projektując trójkąt o wartości, zbliżonej do założonej i uzupełniając (po obliczeniu zaprojektowanej wartości) różnicę dodatkowym Δ-em, którego dwa wierzchołki są końcami jednego zaprojektowanego boku, trzeci zaś leży na drugim zaprojektowanym boku, względnie jego przedłużeniu.

Niekiedy zamiast trójkąta, stosujemy wielobok dla sprostowania granic — najczęściej wówczas, gdy chodzi o minimalne przesunięcie granic, lub też wtedy, gdy wzdłuż granicy biegnie droga.

Regulacja dróg na scalanym obszarze ma na celu wytknięcie w terenie takiej sieci dróg, łączących dany objekt z sąsiedniemi, ażeby drogi te stanowiły dogodne linje komunikacyjne, a więc były: 1. możliwie proste, 2. posiadały przepisaną szerokość, odpowiednie spadki i profile poprzeczne, 3. posiadały w odpowiednich odcinkach rowy, odprowadzające wody.

Najwłaściwszem ze względu na klasyfikację gruntów byłoby ustalenie położenia projektowanych głównych dróg już przy zdjęciu starego posiadania. Potworzone kompleksy nadawałyby się wówczas tak dla starego stanu posiadania, jak również i projektu.

Regulacji przy scaleniu podlegać mogą ulice wiejskie, drogi, łączące wsie, o ile nie są bitemi, drogi dojazdowe do szos, lasów, rzek i bardziej odległych użytków. W dotychczasowej praktyce przyjmowano, że ulice wiejskie powinny mieć szerokość 12 *m*, wszystkie inne drogi, łączące wsie 9 *m* i drogi dojazdowe do parcel od 3 do 5 *m*.

Gdy teren scalany przecięty jest koleją, drogami państwowemi, wojewódzkiemi lub powiatowemi, wówczas granice tych dróg ustalają się przed przystąpieniem do pomiaru, przytem koleje i drogi wodne podlegają odgraniczeniu ze sporządzeniem protokołu granicznego i ustaleniem odpowiednich znaków granicznych. Drogi innych kategoryj podlegają odgraniczeniu, ale

bez sporządzania protokołu granicznego. Koleje żelazne, drogi państwowe wojewódzkie i powiatowe, stanowią oddzielne parcele, wykazywane w rubryce nieużytków ogólnych rejestru scaleniowego.

Regulacja osiedli. Przy scalaniu gruntów dążyć należy do rozbudowania jej na poszczególne fermowe gospodarstwa. Tego rodzaju scalenie ma wielkie zrozumienie u ludności puszczy Kurpiowskiej oraz na kresach. W większości jednak wypadków, najczęściej w objektach poniżej 600 *ha* pojedyncze jednostki decydują się na t. zw. „przebudowę“ — ogromna zaś większość uczestników scalenia pozostawia swe osiedla na miejscu. W tych wypadkach regulacja osiedli sprowadza się do wyprostowania łamanych granic między siedliskami, połączonego z podziałem zgłoszonych do scalenia siedlisk między obok położone. Wyprostowanie ulic wiejskich, ustalenie na załamaniach granic własności punktów granicznych, poprowadzenie linij, oddzielających siedliska i ogrody od dalej położonych gruntów — a wreszcie ścisły pomiar zregulowanych osiedli (teodolitem 1'-owym i taśmą — wyczerpują sprawę regulacji osiedli.

Projekt meljoracyjny. Projekt ten winien być sporządzony przed projektem scalenia.

Projektowanie nowych działów.

Przy właściwej organizacji prac pomiarowych uzyskujemy w granicach między nowemi drogami, zaprojektowanemi rowami itp., wielkie kompleksy o znanej wartości.

Kompleksy te należy podzielić na t. zw. grupy parcel, wewnątrz których projektować będziemy nowe gospodarstwa.

W celu właściwego utworzenia grup parcel sporządza się kwestjonarjusz, w którym każdy uczestnik scalenia podaje miejscowości, w których pragnąłby mieć zaprojektowane swe gospodarstwo.

Mając wartość nowych gospodarstw, uzyskaną w rejestrze przedscaleniowym, należy na poszczególne kompleksy dobrać taką liczbę uczestników scalenia, aby wartość ich gospodarstw, względnie poszczególnych użytków, odpowiadała wartości kompleksu.

Mogą zajść wypadki, że cały szereg gruntów został pominięty w kwestjonarjuszach przez uczestników scalenia.

Byłoby to dowodem niewłaściwego wykonania klasyfikacji gruntów. Nasza praktyka scaleniowa obfituje w tego rodzaju wypadki; ze względu jednak na mało rozwinięte nasze ustawodawstwo scaleniowe racjonalne rozwiązanie trudności tego rodzaju nie jest łatwe.

W takich wypadkich stosujemy półśrodki; albo więc projektujemy kilka gospodarstw wbrew wyrażonej w kwestjonarjuszu woli ich właścicieli, co jest złem, jakkolwiek niejednokrotnie koniecznem, albo też omijamy ustawę, wprowadzając do wytycznych projektu pewne sztuczne koncepcje, jak np. tworzenie pewnych użytków nowych parcel w dwu działach. To rozwiązanie powoduje powiększenie ilości pracy technicznej, ma jednak tę dodatnią stronę, że uczestnicy scalenia nie zostają pokrzywdzeni.

Przy dobieraniu gospodarstw do poszczególnych grup parcel wolno nieco zmieniać ich dotychczasowy charakter. Tak więc możemy w nieznacznych rozmiarach zmieniać stosunek wartości poszczególnych użytków w każdem gospodarstwie. Ułatwia to w wielkim stopniu dobieranie do grup parcel poszczególnych gospodarstw, ponieważ możemy ograniczyć do minimum zmiany w projektowanych drogach, dojazdach i granicach grup.

Ponieważ jednak nie zawsze uda się rozmieścić we właściwy sposób wartości wszystkich gospodarstw, przeto należy wówczas wykorzystywać prawo o dopłatach 3%-owych. Po dobraniu grup parcel należy zaprojektować drogi dojazdowe, obliczyć ich wartość, oraz wartość gruntów, które zostały przekazane na uregulowanie dróg głównych. Sumę tak obliczonych

wartości należy odtrącić od ogólnej wartości do zaprojektowania, zmniejszając równocześnie proporcjonalnie wartości poszczególnych gospodarstw.

Mając w ten sposób określony ekwiwalent dla każdego gospodarstwa, przechodzimy do właściwego projektowania parcel. Projektujemy je z dokładnością do $^1/_{100}$, z tem, aby i ostatnia parcela każdej grupy z równą dokładnością została otrzymana.

Po zaprojektowaniu wartości wyrównywamy powierzchnie parcel do powierzchni grup. Dążyć należy, aby parcele oddzielane były linjami równoległemi w każdej grupie, aby stosunek długości do szerokości nie przekraczał 10, o ile chodzi o grunty orne, aby w miarę możności parcele obejmowały różne użytki.

Technika właściwego projektowania parcel sprowadza się do stosowania metody kolejnych przybliżeń. Ścisłe projektowanie jest zbyteczne. W zaprojektowanych trapezach z wysokości obliczamy nierównoległe boki, względnie długości łamanych, łączących równoległe boki. Rachunek projektowania przenosimy do rejestru pomiarowo-szacunkowego po scaleniu, w którym wypisujemy powierzchnie poszczególnych klas, wchodzących w skład każdego zaprojektowanego gospodarstwa.

Następną czynnością jest wprowadzenie projektu na grunt. Wprowadzamy na grunt przedewszystkiem linje, oddzielające nowe kompleksy i grupy parcel, otrzymywane odchyłki rozrzucamy w terenie zapomocą równoległych, mierzymy otrzymane w ten sposób poligony i wówczas wprowadzamy na grunt nowe parcele, stosując odpowiednie kontrole pomiarowe. Po uprawomocnieniu się decyzji, zatwierdzającej projekt scalenia, utrwalamy nowe granice i sporządzamy plan ostateczny i rejestr pomiarowy, dostosowując je w b. zaborze pruskim i austrjackim do wymagań instrukcyj katastralnych. Rejestr pomiarowy, ułożony według kolejnych właścicieli, daje przy poszczególnych parcelach ich powierzchnie, oraz powierzchnie użytków, wchodzących do poszczególnych parcel.

B. Rejestr pomiarowo-szacunkowy po scaleniu.

Rejestr ten podaje dla każdego zaprojektowanego działu powierzchnię ogólną, użytków i klas, oraz wartości ogólną i klas. Zewnętrznie niewiele się różni od rejestru przed scaleniem, mianowicie — rubryki użytków i klas poprzedzone są kolumnami:

1. N. N. kolejne właściciela;
2. N. N. kolonij;
3. nomenklatury gruntów, imiona i nazwiska właścicieli;
4. ogólna powierzchnia i wartość kolonij;
5. ogólna powierzchnia nowych dróg oszacowanych i ich wartość;
7. ekwiwalent szacunkowy każdego uczestnika scalenia po odtrąceniu wyłączeń i dróg;
8. zaprojektowany ekwiwalent uczestnika scalenia.

W następnych kolumnach podane są powierzchnie i wartości klas i użytków, wchodzących w skład każdego utworzonego gospodarstwa.

Wyłączenia, jak np. rowy i drogi, podane są dla każdej kolonji w następnych po klasach kolumnach.

Ostatniemi kolumnami są: 1. ogólna powierzchnia i wartość dawnego stanu posiadania bez dróg i 2. wartość udziału we wszelkiego rodzaju wyłączeniach oszacowanych.

Wyłączenia, jak np. wspólne kopalnie (glinianki, żwir itp.), grunt dla szkoły itd., tworzą oddzielne kolonje, umieszczone w rejestrze za odpowiednim numerem bieżącym.

Wzory.

A. Wykaz projektowania parcel metodą kolejnych przybliżeń.

Parcela Nr. 89 Mikołaja Drążka. Wartość $W = 13230$.

Odsyłacz do wykazu	Klasa gruntu	Powierzchnia P obliczona	Powierzchnia P wyrównana	Cena jednostki γ	Cena całości C	$\Delta C = C - W$	Przybliżenie	Uwagi i potoczne obliczenia
		123256						Średnia cena m^2 uzupełniającego odcinka: $\gamma_0 = \frac{0{,}11 \cdot 2 + 0{,}08 \cdot 3{,}5}{2 + 3{,}5} = 0{,}09.$
	Rola I. kl.	43658		0,11	4802			
	Rola II. kl.	79598		0,085	6766			
					11568	-1662	I.	Powierzchnia uzupełniającego trapezu: $\Delta P = \frac{1662}{0{,}09} = 18440.$
								Wysokość trapezu: $h = \frac{18440}{562} = 33.$
		141949					II.	Ponieważ w II. przybliżeniu uzyskaliśmy przybliżenie, różniące się od W mniej, niż o $^1/_{100}$ W, przeto uważamy, że parcela została dostatecznie ściśle zaprojektowana, tem bardziej, że $\frac{\Delta P}{P} = \frac{1}{2300}$ a więc błędu w rachunku powierzchni klas nie było.
		50805		0,11	5589			
		91144		0,085	7746			
					13335	$+105$		
						$\frac{W}{100} = 132$		

Obliczenie powierzchni całej parceli daje wielkość 142010, a więc:

$$\Delta P = 61 = \frac{P}{2300}.$$

C. Rejestr pomiarowy.

Rejestr ten zawiera powierzchnie ogólną i użytków, oraz powierzchnie nieużytków każdej kolonji. Kolonje są zgrupowane według kolejnych właścicieli. W zestawieniu ogólnem rejestru pomiarowego podane są ogólne powierzchnie, oraz powierzchnie użytków bez podziału na części składowe w poszczególnych kolonjach każdego właściciela.

N. N. kolonji	Nomenklatura gruntów, imiona i inazwiska właścicieli	Powierzchnia ogólna *ha, m²*	Ogrody, place, zabudowania	Grunty orne	Łąki	Pastwiska	Lasy	Zarośla	Wody	Rowy	Drogi
1.		13,7545		6,6030	2,2050	1,8910	1,2020	1,3965		1170	3400
3.		4,8230	1,1020	3,7220							
	Staniał. Jankowski	18,5775	1,1020	10,3250	2,2050	1,8910	1,2020	1,3965		1170	3400
				ltd.							

VIII. Postępowanie techniczne w zastosowaniu do warunków dzielnicowych.

W byłym zaborze rosyjskim, a specjalnie na kresach może być zastosowane ustalenie starego stanu posiadania bez pomiaru starych działów. Mianowicie, na mocy odpowiednio powziętej uchwały zebrania uczestników scalenia ustalają się wielkości udziałów każdego uczestnika scalenia, z pomiaru i szacunku ustalamy wartości poszczególnych użytków scaleniowgo obszaru i zapomocą proporcjonalnego podziału ustala się ekwiwalent szacunkowy każdego uczestnika scalenia. Ekwiwalent ten służy za podstawę prawną projektowania nowych działów na nowym planie (pierworysie). Następnie stosuje się ustalenie starego stanu posiadania jużto na zasadzie nowego pomiaru, jużto na podstawie sprawdzonych starych planów. W byłych zaborach pruskim i austrjackim za podstawę postępowania technicznego przyjmuje się plany i księgi katastralne, odpowiednio poprawione i uzupełnione. Na plany te nanosimy linje klasyfikacyjne, nawiązane odpowiednio do granic, dróg, punktów itp. Plany te służą więc za podstawę do sporządzenia przedscaleniowego rejestru. Dla celów projektu sporządza się nowy plan, nawiązany do triangulacji. Na planie tym wykreślamy: zabudowania, ogrody, drogi, rzeczki, użytki i nieużytki, klasy gruntów, rowy, kanały — słowem sytuację całą — bez granic własności poza zabudowaniami. Na nowym planie sporządza się projekt scalenia.

Fig. 78. Wieś przed scaleniem. W tej wsi było przed scaleniem 18 osad. Każda z nich miała swoje grunty rozrzucone w kawałkach, wąziutkich i długich, idących w najrozmaitszych kierunkach. Cienkie czarne linijki oznaczają miedze pomiędzy pojedynczemi działkami; grubsze paski czarne oznaczają ziemie, należące do jednego z gospodarzy. Wieś z zabudowką pośrodku widać u góry.

IX. Znaczenie gospodarcze scalenia.

Gospodarstwo scalone może zastosować cały szereg ulepszeń, iść za postępem niezależnie od dobrej woli sąsiadów, wprowadzać płodozmiany — słowem stać się gospodarstwem postępowem. Nowoutworzone gospodarstwa posiadają lepsze warunki, niż przed scaleniem:

Fig. 79. Po konsolidacji każdy gospodarz ma zamiast po 99 kawałków ziemi — po 22 kawałki. Wieś pozostała na dawnem miejscu. Ilość miedz zmniejszyła się znacznie. Czarne paski oznaczają ziemie, należące do jednego z gospodarzy. Granice, gdzie się dało, zostały sprostowane.

Fig. 80. Wieś po scaleniu. Każdy gospodarz ma teraz osadę w jednym kawale, w miarę szerokim i długim, co widać z mapy. Czarny duży plac oznacza ziemię jednego z gospodarzy. Miedz, oznaczonych cienkiemi, prostemi, czarnemi linijkami, pozostało wszystkiego kilkanaście. Wieś się rozbudowała, każdy poszedł na środek swej osady. Kropkowane linje podwójne oznaczają drogi.

1. budynki mogą być przeniesione na teren kolonji, wskutek czego oszczędza się na przejazdach, przewożeniu gnoju, zwózce zboża i ziemiopłodów, przejściu z działu na dział itp. Oszczędności te, przetłumaczone na złote, dają dla 6-hektarowego gospodarstwa w średniej szachownicy około 300 złotych rocznie;

2. pastwiska wspólne, dające przed scaleniem mało zysku, przetwarzają się po scaleniu na grunty orne lub łąki. Powiększa się uprawa roślin pastewnych i podnoszą się plony zbóż i roślin okopowych. Podniesienie sprzętu dla 10-hektarowego gospodarstwa waha się od 40 do 100%. Im bardziej rozdrobnioną jest szachownica, im większe jest gospodarstwo, tem większy jest zysk na skomasowaniu gruntów;

3. wartość skomasowanego gospodarstwa jest wyższa, niż w szachownicy, o kilkadziesiąt procent;

4. niebezpieczeństwo pożaru zmniejsza się znacznie po scaleniu ze względu na częściowe przebudowanie wsi;

5. w scalonych gospodarstwach mogą znaleźć zastosowanie w większym stopniu maszyny rolnicze;

6. ze wzrostem dobrobytu po scaleniu łatwiej jest o wszelkie meljoracje.

Fig. 78, 79 i 80 przedstawiają wieś przed scaleniem i po scaleniu.

LITERATURA.

Kasiński: Działalność Ministerstwa Reform Rolnych i Urzędów Ziemskich.
Ludkiewicz: Komasacja gruntów wiejskich.
Ludkiewicz: Polityka agrarna.
Weigel: Miernictwo w I. tomie Podręcznika inżynierskiego.
Wojtan: Miernictwo w I. tomie Podręcznika inżynierskiego.
Kluźniak: Geodezja niższa.
Kluźniak: Technika pomiarowa w pracach rolnych.

Parcelacja.

Napisał
inż. Stanisław Kluźniak,
docent politechniki, Warszawa.

Wstęp.

Parcelacją nieruchomości ziemskich, dokonywaną na zasadach ustawy z dnia 28. grudnia 1925 r. o wykonaniu reformy rolnej, kieruje Minister Reform Rolnych, wykonawcami zaś parcelacji są:

1. Minister Reform Rolnych przez podległe mu organa: *a*) okręgowe urzędy ziemskie i *b*) Państwowy Bank Rolny — jeśli chodzi o grunty państwowe lub przejmowane na własność Państwa; grunty prywatne przymusowo wykupywane, lub grunty prywatne parcelowane wbrew obowiązującym przepisom o parcelacji (art. 63. ustawy); wreszcie grunty prywatne, parcelowane komisowo przez Państwowy Bank Rolny;

2. instytucje i osoby fizyczne do parcelacji upoważnione, względnie właściciele gruntów — jeśli chodzi o grunty, stanowiące własność prywatną.

Przepisy parcelacji, zawarte w wyżej powołanej ustawie o wykonaniu reformy rolnej nie dotyczą parcelacji gruntów położonych w granicach administracyjnych miast, jako gruntów, wyłączonych z pod działania ustawy o wykonaniu reformy rolnej jak również gruntów, stanowiących własność gmin miejskich a położonych poza granicami administracyjnemi miast (cz. 2., art. 2. ustawy), jak również terenów budowlanych, położonych w osiedlach, a podpadających pod działanie Rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 16. lutego 1928 r. o prawie budowlanem i zabudowaniu osiedli (art. 52—67).

Opracowanie niniejsze zostało podzielone na 2 części.

Część I. zatytułowana jako „Zasady ogólne“ obwiązuje przy każdej wogóle parcelacji i z kolei dzieli się na 4 części: 1. ogólnych zasadach projektu parcelacyjnego, 2. o likwidacji stosunków dzierżawnych i służbowych na parcelowanym obszarze, 3. o nabywcach i zasadach pierwszeństwa przy nabywaniu ziemi i 4. o trybie doręczania orzeczeń.

Część druga pod nazwą „Przepisy szczególne“ została rozbita na następujące poddziały: 1. parcelacja przeprowadzana przez urzędy ziemskie i Państwowy Bank Rolny; 2. parcelacja przeprowadzana przez instytucje do parcelacji upoważnione, osoby fizycznie upoważnione oraz przez właścicieli dóbr parcelowanych; 3. uproszczenia przy wykonywaniu parcelacji w związku z postępowaniem scaleniowe, 4. t. zw. parcelacja dzierżawna.

Źródła:

1. Ustawa z dnia 28./XII. 1925 r. o wykonaniu reformy rolnej (Dz. U. R. P. z 1926 r. Nr. 1, poz. 1).

2. Rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 7./XII. 1926 r. do ustawy o wykonaniu reformy rolnej (Dz. U. R. P. z 1927 r. Nr. 8, poz. 66).

3. Rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 19./I. 1927 r. o udzielaniu instytucjom upoważnień do wykonywania parcelacji nieruchomości ziemskich oraz o nadzorze i o zasadach postępowania tych instytucyj (Dz. U. R. P. z 1927 r. Nr. 28, poz. 229).

4. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 25./VIII. 1926 r. w sprawie ustalenia wykazu powiatów górskich (Dz. U. R. P. z 1928 r. Nr. 92, poz. 532).

5. Rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 25./VIII. 1926 r. o uproszczeniach przy wykonywaniu parcelacji w związku z postępowaniem scaleniowem (Dz. U. R. P. z 1926 Nr. 92, poz. 534).

6. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 27./IV. 1927 r. w sprawie trybu sprzedaży gospodarstw wzorowych utworzonych przy parcelacji nieruchomości ziemskich, przeprowadzonej przez okręgowe urzędy ziemskie (Dz. U. R. P. z 1927 r. Nr. 44, poz. 390).

7. Rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 31./X. 1927 r. o tworzeniu gospodarstw wzorowych przy parcelacji wykonywanej przez instytucje do parcelacji upoważnione oraz przez właścicieli dóbr parcelowanych (Dz. U. R. P. z 1927 r. Nr. 102, poz. 893).

8. Rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 19./XI. 1927 r. o likwidacji umów dzierżawnych, dotyczących gruntów parcelowanych (Dz. U. R. P. z 1927 r. Nr. 108, poz. 909).

Wreszcie nadmienić wypada, że zapowiedziana w § 85. rozporządzenia wykonawczego do ustawy o wykonaniu reformy rolnej szczegółowa instrukcja parcelacyjna ukazała się w postaci nieobowiązującego projektu.

I. Parcelacja.

A. Zasady ogólne (cz. I.). Projekt parcelacyjny.

W myśl art. 47. ustawy z dnia 28./XII. 1925 r. o wykonaniu reformy rolnej, przy parcelacji winny być uwzględnione w miarę potrzeby:

a) sprostowanie granic, zapewnienie dogodnych dojazdów i zniesienie t. zw. enklaw i szachownic przez zamianę odpowiednich gruntów; w razie niemożności usunięcia szachownicy w drodze zamiany gruntów, winno być wszczęte jednocześnie postępowanie scaleniowe;

b) zachowanie specjalnych kultur i właściwe zużytkowanie zabudowań, względnie podział zabudowań folwarcznych;

c) wydzielenie gruntów na cele państwowe, komunalne, społeczne, kulturalne i naukowe;

d) podział gruntów na rolnicze kolonje dodatkowe (przy parcelacji sąsiedzkiej) i samodzielne, oraz ewentualnie na parcele rzemieślniczo-wiejskie, ogrodniczo-warzywne, przemysłowe, robotnicze, urzędnicze itp.;

e) rozmieszczenie siedlisk nowopowstających osad i wsi z zapewnieniem zaopatrzenia ich w wodę, zapobieżenie zbytniej odległości gruntów od osiedli i zaprowadzenie dróg komunikacyjnych i dojazdowych, a to zgodnie z przepisami i rozporządzeniami wykonawczemi, które wyda Minister Reform Rolnych w porozumieniu z Ministrem Robót Publicznych.

§ 86. rozporządzenia wykonawczego do ustawy stanowi, że zgłoszenia o wydzielenie gruntów na cele wskazane w p. *c*), art. 47. ustawy oraz na cele przemysłowe winny być składane w terminach i trybie ustalonych dla składania zgłoszeń o nabycie ziemi. Wnioski o wydzielenie gruntów na cele wskazane w p. *c*), art. 47. winny być zgłaszane lub aprobowane przez właściwe władze państwowe.

Przy parcelacji gruntów państwowych okręgowe urzędy ziemskie uprawniane są do dokonywania zamian, przewidzianych w p. *c*), art. 47. ustawy.

Cenę zamienionych gruntów ustala prezes okręgowego urzędu ziemskiego na ogólnych zasadach, wyrażonych w dziale VII. ustawy z dnia 28./XII. 1925 r. o wykonaniu reformy rolnej cz. I., art. 48. ustawy i §§ 87. i 115. rozporządzenia wykonawczego.

W myśl cz. I., art. 80. ustawy, projekt parcelacyjny poza ogólnemi zasadami, wskazanemi w art. 47. winien uwzględnić:

A. Wydzielenie i zachowanie zabytków historycznych, architektonicznych i osobliwości przyrody:

B. Wydzielenie:

a) terenów, na których są otwarte kamieniołomy i kopalnie minerałów użytecznych, o ile są w eksploatacji, lub o ile eksploatacja ich została zaniechana jedynie czasowo;

b) terenów potrzebnych do właściwego użytkowania znajdujących się na nich źródeł mineralnych;

c) gruntów, objętych zakładami górniczemi, hutniczemi i przemysłowemi;

d) gruntów, ewentualnie budynków niezbędnych na cele gminne, szkolne, zdrowotne, kościelne i inne cele publiczne, oraz na cele przemysłowe itd.

Przytoczony wyżej art. 60., cz. 1. ustawy, aczkolwiek został pomieszczony w rozdziale traktującym o parcelacji rządowej i Państwowego Banku Rolnego, to jednak w wykonaniu art. 62. ustawy rozporządzeniem Ministra Reform Rolnych z dnia 19./I. 1927 r. (Dz. U. R. P. Nr. 28, poz. 229) o udzielaniu instytucjom upoważnień do wykonywania parcelacji nieruchomości ziemskich w art. 6. tego rozporządzenia rozciągnięty został również na parcelację wykonywaną przez instytucje upoważnione, prócz tego cz. 4., art. 65., zamieszczonego w rozdziale o parcelacji, wykonywanej przez właścicieli dóbr parcelowanych, zawiera przepis, że przystosowanie do parcelacji dokonanej przez właściciela, postanowień art. 60. określi rozporządzenie Ministra Reform Rolnych. Jeśli chodzi o przystosowanie omawianej cz. I., art. 80. to zapowiedziane rozporządzenie nie zostało jeszcze wydane. Niezależnie od powyższego, cz. I., art. 65., traktującego o parcelacji, wykonywanej przez właścicieli dóbr ziemskich niedwuznacznie akcentuje możność uwarunkowania zezwolenia parcelacyjnego od uwzględnienia m. i. potrzeb gminnych, szkolnych, zdrowotnych, kościelnych i innych celów publicznych i społecznych, co jest powtórzeniem, przynajmniej w części ust. 1., art. 60.

W myśl art. 50. ustawy, obszar nowoutworzonych gospodarstw, jak również obszar, do którego powiększone być mogą istniejące gospodarstwa, winien być uzależniony od miejscowych warunków gospodarczych w takiem zrozumieniu, aby tworzone i uzupełniane gospodarstwa były żywotne, samodzielne i zdolne do wydajnej wytwórczości. Obszar ten dla poszczególnych jednostek gospodarczych w obu przewidzianych wyżej wypadkach nie może przekraczać 20 *ha*, w województwach zaś: pomorskiem, białostockiem, nowogródzkiem, poleskiem, wołyńskiem, wileńskiem oraz w powiatach górskich — 35 *ha*. Wykaz powiatów górskich, dla których ma zastosowanie powyższa norma 35 *ha*, ustaliło Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 25./VIII. 1926 r. (Dz. U. R. P. Nr. 92, poz. 532). Są niemi 1. na obszarze województwa krakowskiego. bialski, gorlicki, grybowski, jasielski, limanowski, makowski, myślenicki, nowosądecki, nowotarski, wadowiecki i żywiecki; 2. na obszarze województwa lwowskiego, brzozowski, dobromilski, drohobycki, krośnieński, liski. przemyski, samborski, starosamborski i sanocki; 3. na obszarze województwa stanisławskiego: bohorodczański, doliniański, kałuski, kosowski, nadworniański, peczeniżyński, skolski i turczański; wreszcie na obszarze województwa śląskiego: bielski i cieszyński.

W dalszym ciągu art. 50. postanawia, że obszar parceli 1. dla produkcji ogrodniczo-warzywniczej nie może przekraczać 5 *ha*, 2. rzemieślniczo-wiejskiej — 2 *ha*, 3. robotniczej, urzędniczej itp. przy miastach i ośrodkach przemysłowych — 1 *ha*.

Minister Reform Rolnych jest uprawniony do ustalenia dla określonych warunków gospodarczych, względnie miejscowości, rozmiaru gospodarstw wszystkich powyższych kategoryj w ramach wyżej podanych norm.

Do norm, wymienionych w tym artykule, nie wlicza się kompletnych nieużytków, wód, oraz parcel, będących w kulturze leśnej.

Normy wyżej wskazane nie mają zastosowania przy parcelacji majątków wyłączonych z pod przymusu parcelacyjnego w myśl art. 4 ustawy. W tym wypadku, jakkolwiek właściciel takiego majątku obowiązany jest przy jego parcelacji uzyskać zezwolenie parcelacyjne oraz przestrzegać ogólnych przepisów, dotyczących parcelacji (cz. 6., art. 16.), to jednak przy projektowaniu parcel normy wyżej przytoczone nie obowiązują go, tj. mogą być większe lub mniejsze.

Samodzielne stanowisko w dziale, dotyczącym parcelacji, zajmują t. zw. gospodarstwa wzorowe (ośrodki), do których nie stosują się normy, podane w dopiero co rozpatrywanym art. 50.

Pojęcie gospodarstwa wzorowego określa § 98. rozp. wykon. do ustawy; jest to tworzone przy parcelacji gospodarstwo, o ile przekracza obszar wskazany w cz. 1., art. 50. ustawy (tj. 20 względnie 35 *ha*).

Gospodarstwa wzorowe mogą być utworzone zarówno przy parcelacji przeprowadzanej przez urzędy ziemskie, jak i Państwowy Bank Rolny, właścicieli dóbr lub instytucje upoważnione.

O ośrodkach przy parcelacji, wykonywanej przez instytucje upoważnione i właścicieli dóbr, traktuje rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 31./X. 1927 r. (Dz. U. R. P. Nr. 102, poz. 893).

O ośrodkach przy parcelacji, przeprowadzanej przez urzędy ziemskie i Państwowy Bank Rolny, mówi cz. 2., 3. i 4. art. 80. ustawy.

W świetle powyższych przepisów momentem gospodarczym, przemawiającym za utworzeniem gospodarstw wzorowych, jest istnienie w nieruchomościach parcelowanych zakładów przemysłu rolnego, trwałych zabudowań lub specjalnych cennych kultur, które to urządzenia mogłyby być skazane na zagładę, gdyby majątek rozparcelowano w drodze zwykłej (cz. 2., art. 80. i p. *b*) art. 47.).

Przy parcelacji rządowej okręgowy urząd ziemski po zasięgnięciu opinji okręgowej komisji ziemskiej określa obszar niezbędny dla wykorzystania tych urządzeń względnie zabudowań. Obszar ten nie może przekraczać na terenie województw: tarnopolskiego, stanisławowskiego, poznańskiego, pomorskiego, białostockiego, nowogródzkiego, poleskiego, wołyńskiego i wileńskiego 75 *ha*, na pozostałym obszarze Rzeczypospolitej 80 *ha*. Normy te mogą być powiększone w poszczególnych wypadkach uchwałą Rady Ministrów najwyżej do 180 *ha*. Do norm tych nie wlicza się kompletnych nieużytków, wód, oraz parcel, będących w kulturze leśnej (§ 99. rozp. wyk. do ustawy).

Tryb określania wielkości gospodarstw wzorowych przy parcelacji, dokonywanej przez Państwowy Bank Rolny, ustalić ma Minister Reform Rolnych (cz. 4., art. 80.).

O celowości i obszarze ośrodków przy parcelacji prywatnej decyduje prezes okręgowego urzędu ziemskiego, kierując się wskazaniami cz. 2., art. 80., oraz p. *b*) art. 47. ustawy, oraz biorąc pod uwagę miejscowe stosunki agrarne. Obszar gospodarstw wzorowych na terenie województwa warszawskiego, łódzkiego, kieleckiego, lubelskiego, krakowskiego, lwowskiego, śląskiego oraz w okręgach przemysłowych i podmiejskich (cz. 1., art. 4. ustawy) nie może z reguły przekraczać 80 *ha*, na pozostałym obszarze Państwa 75 *ha*. Do norm tych nie wlicza się kompletnych nieużytków, wód oraz parcel, będących w kulturze leśnej.

Ośrodek powyżej 80, względnie 75 *ha* może być utworzony jedynie za zezwoleniem Ministra Reform Rolnych w porozumieniu z Ministrem Rolnictwa — w rozmiarze, nie przekraczającym norm, podanych w cz. 1., art. 4. ustawy (180 *ha*) z uwzględnieniem postanowień cz. 2. tegoż artykułu.

Gospodarstwa wzorowe, powstałe z parcelacji, przeprowadzanej przez urzędy ziemskie i Państwowy Bank Rolny, o ile nie otrzymają specjalnego przeznaczenia (na cele szkolne, społeczne itp.), będą sprzedawane na zasadach cz. 3., art. 80. ustawy i Rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 27./IV. 1927 r. (Dz. U. R. P. Nr. 44, poz. 330).

Ośrodki, pochodzące z parcelacji prywatnej, mogą być sprzedane na specjalne cele państwowe, komunalne, społeczne, kulturalne i naukowe lub też osobom, których kwalifikacje prezes okręgowego urzędu ziemskiego uzna za dostateczne. Okręgowy urząd ziemski może zażądać, aby właściciel przy sprzedaży udzielił pierwszeństwa wskazanym przez ten urząd osobom fizycznym i prawnym, mającym zamiar nabyć gospodarstwo na cele państwowe, komunalne, społeczne, kulturalne i naukowe.

Wszystko, co dotychczas powiedzieliśmy o ogólnych zasadach przy projektowaniu jest rozwinięciem ogólnej zasady, wyrażonej w art. 1. ustawy, który przewiduje tworzenie silnych, zdrowych i zdolnych do wydatnej pro-

dukcji gospodarstw różnego typu i wielkości, a więc: *a*) samodzielnych gospodarstw rolnych, *b*) powiększanie istniejących karłowatych gospodarstw do rozmiaru samodzielnych jednostek gospodarczych, *c*) tworzenie gospodarstw drobnych dla produkcji ogrodniczo-warzywniczej, *d*) tworzenie kolonij i ogródków robotniczych, urzędniczych itp. w pobliżu miast i ośrodków przemysłowych, *e*) zabezpieczenie odpowiednich terenów dla szkół rolniczych i ognisk kultury rolniczej i ogrodniczej.

Parcelacja ma zadość uczynić tym zasadom w równej mierze, a więc nie nadając przewagi jednej nad innemi, ma za zadanie nie sam mechaniczny podział majątków, lecz przekształcenie ich w różne typy gospodarstw, w zależności od miejscowych stosunków agrarnych.

II. Likwidacja stosunków dzierżawnych i służbowych przy parcelacji.

Umowy dzierżawne, dotyczące nieruchomości ziemskich przeznaczonych na parcelację, ulegają rozwiązaniu w trybie Rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 19/XI. 1927 r. o likwidacji umów dzierżawnych, dotyczących gruntów parcelowanych. Rozporządzenie to uchyla jednocześnie art. 38.—43. ustawy o wykonaniu reformy rolnej.

Drobnym dzierżawcom (dzierżawiącym do 5 *ha*), podlegającym ochronie na mocy ustawy z dnia 31. lipca 1924 r. o ochronie drobnych dzierżawców (Dz. U. R. P. z 1924 r. Nr. 75, poz. 741), przysługuje prawo bezwzględnego pierwszeństwa do nabycia parceli, jeśli dzierżawiona działka wchodzi do obszaru parcelowanego.

Przy każdej parcelacji nieruchomości ziemskiej lub jej części winny być z reguły tworzone gospodarstwa, odpowiadające wymaganiom cz. 1., 2., 3. i 5. art. 50., dla bezrolnych rodzin stałej służby folwarcznej, tracącej pracę wskutek parcelacji danych obszarów (cz. 1., art. 45. ustawy).

W jednostkach gospodarczych, parcelowanych nie w całości, lecz częściowo, przyjmuje się taką ilość rodzin pracującej służby folwarcznej za tracące pracę, jaka stanowi różnicę między ilością rodzin pracujących dotychczas, a ilością rodzin, która będzie zatrudniona na terenie pozostałym właścicielowi (cz. 4., art. 44. ustawy). Maksymalna ilość służby, tracąca pracę na skutek częściowej parcelacji jednostki gospodarczej, określa się według formuły: $X : (y - x) = z : u$, w której X oznacza liczbę poszukiwaną, y — ogólną ilość służby uprawnionej do nabycia parcel w danej jednostce gospodarczej, z — oznacza obszar parcelowanych użytków rolnych, u — obszar pozostających u właściciela użytków rolnych danej jednostki gospodarczej (p. 2. § 80. rozp. wykon. do ustawy). O ilości służby, która winna być uwzględniona przy parcelacji, decydują okręgowe urzędy ziemskie (cz. 1., § 80. rozp. wykon.). Wyznaczenie robotników, którzy w związku z parcelacją części majątku mają ulec zwolnieniu ze służby — należy do właściciela (cz. 3., § 80. rozp. wykon.).

Pod pojęciem służby folwarcznej, uprawnionej do nabycia gruntów, rozporządzenie wykonawcze do ustawy w § 79. rozumie bezrolnych robotników rolnych oraz rzemieślników folwarcznych, związanych z pracodawcą rocznemi umowami, co rok odnawianemi i obowiązanych do stałej pracy w danej nieruchomości, a przedewszystkiem tych, którzy prowadzą własne gospodarstwo domowe i zamieszkują wraz z rodzinami w mieszkaniu służbowem.

Pod pojęcie służby folwarcznej uprawnionej do nabycia gruntów nie podpada służba osobista, której praca nie jest bezpośrednio związana z ziemią, jako warsztatem pracy, oraz robotnicy, zajęci w przemyśle (choćby rolniczym), (cz. 2., art. 45. ustawy oraz § 82. rozp. wykon.).

Robotnicy folwarczni, pracujący w folwarku przez przeciąg czasu od 10 lat wzwyż, o ile na skutek parcelacji tracą służbę, mają prawo wyboru:

albo nabyć proponowane przez właściciela działki ziemi, albo otrzymać odprawy w wysokości określonej w cz. 2. i 3., art. 44. ustawy (Dz. U. R. P., cz. 5., art. 44. ustawy).

Za zrzekających się nabycia działek uznaje się tych pracowników, którzy we wskazanym im przez właściciela conajmniej 4-tygodniowym terminie po ogłoszeniu warunków parcelacji nie zgłoszą na piśmie chęci nabycia ziemi na ogłoszonych warunkach. Gdyby jednak ogłoszona cena ziemi została w następstwie obniżona przez właściciela lub okręgową komisję ziemską w trybie art. 71. ustawy, to pracownikom rolnym, o ile dotychczas zgłoszenia nie dokonali, służy prawo dokonania tego zgłoszenia (§ 81. rozp. wykon.).

Służba folwarczna, nabywająca działki, zachowuje dotychczasowe prawo korzystania z mieszkania i zabudowań folwarcznych na przeciąg jednego roku, nie dłużej jednak niż do czasu pobudowania własnych budynków (cz. 2., art. 44. ustawy oraz § 84. rozp. wykon.).

III. Nabywcy.

Nabywcami parcel rolniczych lub ogrodniczo-warzywniczych mogą być obywatele Państwa Polskiego, których główne zajęcie stanowi produkcja rolna lub warzywniczo-ogrodnicza, względnie, którzy w inny sposób wykażą się, że są przygotowani teoretycznie lub praktycznie do należytego prowadzenia samodzielnego gospodarstwa rolnego lub warzywniczo-ogrodniczego, oraz spółdzielnie rolnicze, których członkowie odpowiadają powyższym warunkom (cz. 1., art. 52. ustawy).

Nabywcami gruntów, wydzielonych na potrzeby gminne, szkolne, zdrowotne, kościelne i inne cele publiczne i społeczne oraz na cele przemysłowe i wogóle nierolnicze, mogą być osoby fizyczne i prawne (cz. 2., art. 52. ustawy).

Od nabycia gruntów z parceli wykluczeni będą karani za przestępstwo przeciw Państwu Polskiemu, o ile orzeczono sądownie karę pozbawienia wolności nie mniejszą niż dwa lata, oraz karani sądownie za przestępstwo dezercji z wojska polskiego (cz. 3., art. 52. ustawy).

Obowiązek udowodnienia posiadania kwalifikacyj, wymaganych przez art. 52. ustawy, obciąża kandydatów na nabywców. O wystarczalności tych kwalifikacyj decydują władze, zatwierdzające projekty parcelacji (§ 88. rozp. wyk. do ustawy).

Prawo pierwszeństwa do nabycia parcel.

Przy parcelacji winni być uwzględnieni przedewszystkiem:

1. drobni dzierżawcy gruntów przeznaczonych do parcelacji;

2. pracownicy folwarczni, tracący służbę na skutek parcelacji a następnie, przy uwzględnieniu zasad, podanych w art. 47. i 60., pozostały parcelowany obszar winien być zużytkowany dla:

A. uzupełnienia gospodarstw karłowatych, wymagających tego uzupełnienia;

B. powiększenia innych gospodarstw drobnych, których powiększenie jest ze względów gospodarczych pożądane, oraz dla stworzenia samodzielnych gospodarstw dla osób, które sprzedały swe dotychczasowe karłowate lub małorolne gospodarstwa;

C. stworzenia gospodarstw dla bezrolnych.

W każdej z tych grup (*A*, *B*, *C*) kandydaci uwzględnieni być winni w następującej kolejności:

a) dzierżawcy i oficjaliści majątków parcelowanych;

b) zasłużeni żołnierze i inwalidzi armji polskiej oraz polskich formacyj ochotniczych;

c) rodziny, tj. wdowy i sieroty, pozostałe po poległych żołnierzach armji polskiej oraz polskich formacyj ochotniczych;

d) absolwenci szkół rolniczych i ogrodniczych;

e) reemigranci, zmuszeni opuścić granice obcych państw ze względów politycznych;

f) inni kandydaci z danej grupy.

W kategorjach wymienionych przedewszystkiem uwzględniona będzie ludność sąsiadujących wsi.

Przy zatwierdzaniu nabywców uwzględnieni będą kandydaci z każdej następnej grupy (*A*, *B*, *C*) i kategorji *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f* w danej grupie dopiero po uwzględnieniu wszystkich kandydatów, należących do poprzedniej grupy i kategorji w danej grupie, jeżeli uprawnieni są do nabycia ziemi i we właściwym czasie i trybie zgłosili chęć jej nabycia (art. 53. ustawy oraz §§ 89.—90. rozp. wykon. do ustawy).

IV. Doręczanie orzeczeń, zatwierdzających projekty parcelacyjne (cz. IV.).

Orzeczenie, zatwierdzające projekt parcelacyjny, podaje się do wiadomości zainteresowanych przez wywieszenie ogłoszenia w lokalu gminy (wójtostwa), lub też gmin, na obszarze których położony jest parcelowany majątek oraz we właściwym powiatowym urzędzie ziemskim. Ogłoszenie winno być wywieszone przez dni 14, po upływie których orzeczenie uznaje się za doręczone wszystkim zainteresowanym. Po dokonaniu ogłoszenia wójt podaje władzy wysyłającej datę wykonania (§ 96. rozp. wykon. do ustawy).

V. Przepisy szczególne.

1. Parcelacja przeprowadzona przez urzędy ziemskie Państwowy Bank Rolny;

a) Parcelacja przeprowadzona przez urzędy ziemskie.

Projekty parcelacji wraz z wykazami nabywców zatwierdza prezes okręgowego urzędu ziemskiego w drodze orzeczeń ostatecznych (art. 58. ustawy).

Projekty parcelacji winny zawierać *a*) plan podziału oraz cenę sprzedażną poszczególnych działek (§ 95. rozp. wykon.), ustaloną na zasadach art. 68.—70. ustawy.

Każdy z zatwierdzonych w wykazie nabywców winien złożyć deklarację, że zgadza się na nabycie przyznanej mu działki na warunkach obowiązujących przy danej parcelacji, które winny być dokładnie w deklaracji wymienione. Wraz z deklaracją nabywca winien złożyć dowód wpłacenia obowiązującego zadatku.

Na podstawie tej deklaracji okręgowy urząd ziemski wyda orzeczenie, przenoszące prawo własności na rzecz nabywców.

Orzeczenie wyznacza: nabywców oraz warunki nabycia, wyszczególniając przedmiot, cenę nabycia, osoby nabywców, zobowiązania i ograniczenia rzeczowe, ciążące na nabywcach oraz zobowiązania i ciężary hipoteczne, które mają być wykreślone, względnie wpisane — i mogą odnosić się tak do całych nieruchomości ziemskich, jak i do ich części.

Orzeczenia te w zakresie wyznaczenia nabywców są ostateczne.

Zaświadczenie o wykonalności orzeczenia wydaje okręgowy urząd ziemski po uiszczeniu przez nabywcę szacunku (art. 72. ustawy) oraz opłat stemplowych (art. 88. ustawy).

Orzeczenie, zaopatrzone klauzulą wykonalności, stanowi samo przez się tytuł do przewłaszczenia nieruchomości w księgach hipotecznych (gruntowych) na rzecz nabywców i wpisania do tych ksiąg, względnie wykreślenia z nich, wszystkich praw rzeczowych, ustalonych w orzeczeniu.

Wpisy hipoteczne następują na żądanie okręgowego urzędu ziemskiego lub nabywcy (art. 61. ustawy, §§ 101., 102. rozp. wykon. do ustawy).

Wypracowanie planu parcelacji okręgowy urząd ziemski może zlecić osobom fizycznym i prawnym, posiadającym upoważnienie Ministra Reform Rolnych (cz. 2., art. 58. ustawy).

b) Parcelacja przeprowadzona przez Państwowy Bank Rolny.

Państwowy Bank Rolny nie wyjednywa zezwoleń na parcelację, przez siebie prowadzoną, ani też nie przedstawia do zatwierdzenia szczegółowych projektów parcelacji.

Projekty powyższe winny być przedstawione urzędującemu przy Państwowym Banku Rolnym lub jego oddziale komisarzowi Ministra Reform Rolnych, który ma prawo w ciągu dwóch tygodni, licząc od chwili otrzymania projektu, zażądać odpowiednich zmian lub też samo wykonanie projektu zawiesić. Od decyzji komisarza Bank w ciągu dwóch tygodni może odwołać się do Ministra Reform Rolnych, który rozstrzyga ostatecznie (art. 59. ustawy).

Przedstawione komisarzowi projekty parcelacji winny zawierać plan podziału, wykaz nabywców oraz cenę i warunki sprzedaży poszczególnych działek, ustalone ostatecznie przez decydujące władze Banku (§ 97. rozp. wykon. do ustawy).

VI. Parcelacja prywatna.

Przepisy o parcelacji prywatnej mieszczą się w art. 62.—67., oraz art. 71. ustawy, §§ 103.—114. oraz 117. rozp. wykon. do ustawy, w Rozporządzeniach Ministra Reform Rolnych, z dnia 19./I. 1927 r. o udzielaniu instytucjom upoważnień do wykonywania parcelacji itd. i z dnia 31./X. 1927 r. o tworzeniu gospodarstw wzorowych przy parcelacji wykonywanej przez instytucje upoważnione oraz przez właścicieli dóbr parcelowanych.

Parcelację majątku prywatnego może przeprowadzać albo sam 1. właściciel majątku, albo za pośrednictwem zawodowo uprawiających czynności parcelacyjne, 2. osoby fizycznej, lub 3. prawnej (instytucja upoważniona).

Zakres czynności osób tych trzech kategoryj obejmuje: zaprojektowanie parcel, wyszukanie nabywców, zawieranie transakcji z nabywcami, wyznaczanie cen parcel, przepisanie tytułów własności na nabywców oraz bezpośrednie znoszenie się z urzędami ziemskiemi i innemi władzami w sprawie uzyskania zezwolenia na parcelację, zatwierdzania projektu, hipotecznego przeniesienia tytułów własności itd.

Upoważnienia do zawodowego wykonywania czynności parcelacyjnych udzielają osobom fizycznym (2. kategorja) i odwołują prezesi właściwych okręgowych urzędów ziemskich. Prezesi okręgowych urzędów ziemskich mogą — za uprzednią zgodą Ministra Reform Rolnych uzależnić udzielenie upoważnienia od złożenia kaucji, lub udzielenia odpowiedniego zabezpieczenia.

Szczegółowe przepisy o udzielaniu, odwołaniu upoważnień, wymaganych kwalifikacjach osób ubiegających się o upoważnienie znajdujemy w §§ 110. do 113. rozp. wykon. do ustawy.

Osobom prawnym (3. kategorja), tj. t. zw. instytucjom, upoważnionym do przeprowadzania parcelacji, udziela upoważnień Minister Reform Rolnych.

Celem uzyskania upoważnienia, instytucja winna się wykazać dostatecznemi podstawami organizacyjnemi, fachowemi i finansowemi.

Majątek instytucji winien zabezpieczać należycie przeprowadzenie parcelacji, w razie przeciwnym Minister Reform Rolnych może zażądać gwarancji w postaci kaucji, poręki itp.

Instytucja upoważniona ma obowiązek prowadzić rachunkowość *w/g* wskazówek Ministerstwa Reform Rolnych. Minister Reform Rolnych oznacza normy dopuszczalnych zysków i kosztów administracyjnych.

Ingerencja organów Ministerstwa Reform Rolnych jest tu szeroka: poddanie kontroli akt, ksiąg, obecność delegatów Ministerstwa na posiedzeniach organów instytucyj upoważnionych itp.

Szczegółowe przepisy o instytucjach upoważnionych znajdujemy w Rozporządzeniu Ministra Reform Rolnych z dnia 10./I. 1927 r. (Dz. U. R. P. Nr. 28., poz. 229).

Środki ostrożności przy wydawaniu upoważnień oraz wymaganie stosownych zabezpieczeń w obu wypadkach mają na celu zagwarantowanie należytego przeprowadzenia i zakończenia parcelacji z ostatecznem przepisaniem na rzecz nabywców tytułów własności gruntów w stanie wolnym od obcych długów i obciążeń.

Od osób przeprowadzających parcelację, o których wyżej mowa, należy odróżnić wykonawców technicznych, tj. mierniczych (przysięgłych i t. zw. upoważnionych przez Ministerstwo Reform Rolnych). Do zakresu ich czynności należy: przeprowadzenie pomiarów, sporządzanie dowodów pomiarowych według obowiązujących przepisów i instrukcyj technicznych.

Oczywiście t. zw. osoba fizyczna, upoważniona przez prezesa okręgowego urzędu ziemskiego do przeprowadzenia parcelacji może być w jednej osobie mierniczym, wówczas mierniczy przeprowadza całokształt czynności parcelacyjnych, tj. zarówno formalno-prawnych jak technicznych.

Trzy są stadja główne przy parcelacji:

1. Uzyskanie zezwolenia parcelacyjnego od okręgowego urzędu uziemskiego.

2. Sporządzenie projektu oraz zatwierdzenie projektu (planu) parcelacyjnego a także sporządzenie wykazu nabywców z podaniem cen parcel oraz zatwierdzenie wykazu nabywców i cen przez okręgowy urząd ziemski (prezesa O. U. Z.).

Mogą tu zachodzić różne modyfikacje:

a) Przy parcelacji, przeprowadzonej przez właściciela dóbr, względnie osobę fizyczną upoważnioną: może być zatwierdzony jednocześnie projekt parcelacji (plan) i wykazy nabywców wraz z ocenami; może być zatwierdzony naprzód projekt parcelacyjny a następnie osobno częściowe wykazy nabywców, w miarę zgłaszania nabywców.

W każdym bądź razie przy zatwierdzaniu projektu muszą być do okręgowego urzędu ziemskiego zgłoszone ostateczne dowody pomiarowe.

b) Przy parcelacji, przeprowadzanej przez instytucje upoważnione: nie wymaga się dla zatwierdzenia projektu parcelacyjnego złożenia ostatecznych dowodów pomiarowych, a jedynie szkic podziału na poszczególne parcele ze wskazaniem obszaru, cen i przeznaczenia parcel.

Ostateczne dowody pomiarowe instytucja upoważniona obowiązana jest złożyć przed hipotecznem przeniesieniem na nabywców prawa własności; wykazy nabywców mogą być zgłaszane, jak w p. *a*).

W przeciwstawieniu jednak do parcelacji wykonywanej przez właścicieli dóbr i osoby fizyczne upoważnione — przy parcelacji przeprowadzanej przez instytucje upoważnione — wykazy nabywców zatwierdza prezes okręgowego urzędu ziemskiego ostatecznie, tj. decyzje prezesa O. U. Z. wydane w tym przedmiocie zaskarżeniu w toku instancji nie ulegają.

We wszystkich pozostałych wypadkach (*a* i *b*) decyzje prezesa O. U. Z. mogą być zaskarżane we właściwym trybie i terminie do Ministra Reform Rolnych.

c) Wnioski o wydzielenie gospodarstwa wzorowego w obu wypadkach (p. *a* i *b*) mogą być włączone do podań o zezwolenie na parcelację, mogą też być zgłaszane po uzyskaniu zezwolenia parcelacyjnego, z zastosowaniem terminu, przewidzianego w art. 84. ustawy. Termin miesięczny nie ma jednak zastosowania przy załatwieniu przez O. U. Z. wniosku o wydzielenie ośrodka w rozmiarze ponad 60 względnie 75 *ha*.

3. Przepisanie tytułów własności parcel na nabywców w terminie, wskazanym w zezwoleniu parcelacyjnem.

Omówimy obecnie szczegółowiej poszczególne stadja postępowania parcelacyjnego.

Na wstępie należy zaznaczyć, że co się tyczy instytucyj upoważnionych, obejmują one do parcelacji nieruchomości ziemskie,

1. albo komisowo: ostateczna umowa komisowa może być zawarta z właścicielem dopiero po uzyskaniu zezwolenia na parcelację i zgodnie z warunkami zezwolenia.

Równocześnie z zawarciem tej umowy ma być, co do parcelacji na obszarze województw: lwowskiego, krakowskiego, stanisławowskiego i tarnopolskiego, wniesiony do właściwego sądu wniosek o uwidocznienie w księgach hipotecznych adnotacji w myśl ustawy z dnia 18./X. 1921 r. w przedmiocie adnotacji hipotecznej zamiaru pozbycia nieruchomości drogą parcelacji (Dz. U. R. P. Nr. 87, poz. 836).

Na wcześniejsze wykreślenie tej adnotacji może instytucja zgodzić się jedynie za zezwoleniem okręgowego urzędu ziemskiego,

2. albo przez nabycie na własność: zezwolenie na nabycie nieruchomości ziemskiej na własność udziela prezes O. U. Z. po uzyskaniu przez instytucję zezwolenia na parcelację danej nieruchomości.

Ogólny tryb uzyskiwania zezwoleń na parcelacje majątków prywatnych jest następujący:

Petent składa do okręgowego urzędu ziemskiego za pośrednictwem powiatowego urzędu ziemskiego podanie o udzielenie mu zezwolenia na parcelację danego obszaru. W podaniu tem należy zaznaczyć, jaki jest obszar całego majątku z podziałem na poszczególne użytki oraz jaka jest projektowana cena sprzedażna. Do podania należy dołączyć następujące załączniki: wykaz hipoteczny (odpis), względnie inne dowody stwierdzające prawo własności i stan obciążeń majątku, wykaz robotników folwarcznych zatrudnionych w danym majątku, wykaz drobnych dzierżawców na obszarze przeznaczonym do parcelacji, szkic gruntów projektowanych do parcelacji oraz ewentualnie zezwolenie władz ochrony lasów przy parcelacji związanej z zamianą na użytki rolne gruntów leśnych, podlegających przepisom o ochronie lasów, na dokonanie tej zmiany; jeśli zaś parcelującym jest instytucja upoważniona — również egzemplarz przedwstępnej umowy komisowej.

Powiatowy urząd ziemski po stwierdzeniu, że podanie wraz z załącznikami odpowiada wymogom formalno-prawnym, potwierdza otrzymanie podania wraz ze wskazaniem daty otrzymania na jednym z egzemplarzy, który zwraca petentowi, złożone zaś podanie wraz z dokumentami przesyła do okręgowego urzędu ziemskiego wraz ze swą opinją (po uprzednim zjeździe na grunt) co do ilości służby folwarcznej, która winna być uwzględniona przy nabywaniu ziemi, co do obciążeń służebnościowych, co do konieczności uzupełnienia gospodarstw karłowatych wsi sąsiednich z gruntów przeznaczonych do parcelacji, potrzeby wdrożenia postępowania scaleniowego w wypadku istnienia szachownicy itp.

Zezwolenie parcelacyjne winno być udzielone przez okręgowy urząd ziemski w terminie miesięcznym od dnia wpływu podania do O. U. Z. pod tym rygorem, że po upływie miesiąca, w braku odmowy, zezwolenie uważa się za wydane.

Jeżeli powiatowy urząd ziemski, z braków formalnych, nie przyjmie podania od petenta, wówczas na jego żądanie winien stwierdzić przyczynę nieprzyjęcia podania. W tym wypadku bieg terminu (1 miesiąc) nie ma zastosowania.

Analogiczne przepisy co do trybu przyjmowania podań i biegu terminów mają zastosowanie przy składaniu projektów i wykazu nabywców do zatwierdzenia.

Po uzyskaniu zezwolenia parcelacyjnego, zaopatrzonego ewentualnemi zastrzeżeniami w myśl cz. 1., art. 65. ustawy, co do sposobu i zasad parce-

lacji, obowiązany jest parcelujący doręczyć wójtowi lub sołtysowi powiadomienie o zamiarze parcelacji, celem ogłoszenia mieszkańcom wsi sąsiadujących z parcelowanym majątkiem, tudzież zainteresowanej w parcelacji służbie folwarcznej i drobnym dzierżawcom, podając w powiadomieniu o parcelacji conajmniej 4-tygodniowy termin, do jakiego będą przyjmowane zgłoszenia na kupno ziemi.

Ogłoszenie uskutecznia wójt (sołtys) w trybie przewidzianym dla doręczenia orzeczeń, zatwierdzających projekty parcelacyjne (vide zasady ogólne).

Parcelujący może zrzec się zezwolenia parcelacyjnego w ciągu trzech miesięcy od daty jego otrzymania, bez żadnych dla niego ujemnych następstw.

Po sporządzeniu projektu, parcelujący składa podanie o zatwierdzenie tego projektu i wykazu nabywców, o ile część lub wszystkie parcele zostały rozdysponowane (w trybie, w jakim składa podanie o udzielenie zezwolenia parcelacyjnego -- vide wyżej). Komisarz ziemski zjeżdża na grunt, celem zaopinjowania, czy projekt sporządzony jest zgodnie z zasadami ogólnemi, obowiązującemi przy parcelacji oraz z zastrzeżeniami ewentualnie zawartemi w zezwoleniu parcelacyjnem.

Projekt ten (plan podziału) wraz z całym operatem parcelacyjnym Komisarz Ziemski przesyła wraz ze swą opinją do decyzji Okręgowego Urzędu Ziemskiego. Orzeczenie O. U. Z., zatwierdzające projekt, winno być wydane w terminie miesięcznym, pod skutkami prekluzji: milczącego zatwierdzenia. W razie, gdy projekt zawiera wady, O. U. Z. winien je wymienić. Po usunięciu ich przez parcelującego projekt winien być zatwierdzony w ciągu dni 14.

Wprowadzenie nabywców w posiadanie gruntów, objętych projektem parcelacji przed uprawomocnieniem się decyzji okręgowego urzędu ziemskiego, zatwierdzającej ten projekt, jest niedozwolone i uzasadnia zastosowanie przymusowego wykupu, względnie wykończenie parcelacji na koszt i niebezpieczeństwo parcelującego.

Cena sprzedażna poszczególnych parcel nie może być spekulacyjnie wygórowana. Cena ta stanowi integralną część projektu i podlega zatwierdzeniu łącznie z tym projektem. O ile okręgowy urząd ziemski uzna wskazaną w projekcie parcelacji cenę za spekulacyjnie wygórowaną, winien sprawę przekazać z urzędu okręgowej komisji ziemskiej. Jeśli komisja uzna cenę za spekulacyjnie wygórowaną, okręgowy urząd ziemski odmówi zatwierdzenia projektu do czasu jego uzgodnienia z opinją komisji. Szczegółowe przepisy w tym względzie zawarte są w art. 71. ustawy oraz §§ 117 i 118. rozp. wykon. do ustawy.

Za osoby, uprawnione do zgłaszania odwołań od orzeczeń okręgowego urzędu ziemskiego, zatwierdzających projekt parcelacyjny lub wykazy nabywców, uznaje się osoby, przeprowadzające parcelację oraz wszystkich tych, którzy we właściwym trybie i czasie, przyjmując ogłoszone warunki, zgłosili chęć nabycia działki z danej parcelacji.

Nie później niż w 14 dni po zatwierdzeniu projektu parcelujący winien uiścić do Kasy Skarbowej opłatę za nadzór nad parcelacją w sumie nie przekraczającej 2% ceny sprzedażnej parcelowanego obszaru. Obowiązku uiszczenia tej opłaty nie wolno przekładać na nabywców. Po zatwierdzeniu projektu, ceny i wykazu nabywców parcelujący zawiera z nabywcami notarjalne umowy kupna — sprzedaży i przenosi hipotecznie tytuł własności parcel na nabywców.

W razie rozpoczęcia parcelacji bez właściwego zezwolenia oraz w razie prowadzenia jej niezgodnie z treścią zezwolenia, jak również w wypadku niewykonania parcelacji w określonym czasie, lub nieprzepisania tytułu własności na nabywców w terminie wskazanym w zezwoleniu może Minister Reform Rolnych zastosować przymusowy wykup majątku, lub zarządzić wykonanie parcelacji przez urząd ziemski lub Państwowy Bank Rolny na koszt i niebezpieczeństwo parcelującego (art. 63. ustawy).

VII. Uproszczenia przy wykonywaniu parcelacji w związku z postępowaniem scaleniowem.

Sprawę tę reguluje art. 15., cz. 2., art. 48. ustawy, Rozporządzenie Ministra Reform Rolnych z dnia 25. sierpnia 1926 r. (D. U. R. P. Nr. 92, poz. 534) oraz §§ 22.—25. rozp. wykon. do ustawy.

O ile parcelowane grunty są przeznaczone na upełnorolnienie gospodarstw w toku postępowania scaleniowego nie jest koniecznem sporządzenie projektu we właściwem tego słowa znaczeniu, tj. z podziałem na parcele itp. Umowy kupna — sprzedaży, zawierane między parcelującym a nabywcami, mogą dotyczyć części idealnych parcelowanego obszaru. Podział nabytego obszaru pomiędzy nabywców następuje w toku sporządzenia projektu scaleniowego.

O ile właściciel majątku nie wyrazi zgody na dobrowolną parcelację obszarów, niezbędnych do uzupełnienia gospodarstw karłowatych przy scaleniach, wówczas Minister Reform Rolnych na wniosek okręgowego urzędu ziemskiego władny jest nałożyć obowiązek rozparcelowania niezbędnego na ten cel obszaru. Decyzję Ministra w tym względzie uzupełniają następnie zastrzeżenia Okręgowego Urzędu Ziemskiego co do sposobu i zasad parcelacji. W zastrzeżeniach tych winny być wskazane osoby, którym mają być sprzedane działki ziemi z podaniem obszaru dla każdej z tych osób lub też idealnej części parcelowanego obszaru.

Decyzja Ministra Reform Rolnych, uzupełniona zastrzeżeniami okręgowego urzędu ziemskiego, zastępuje w tych wypadkach zezwolenie parcelacyjne.

Projekt parcelacji i wykazy nabywców nie podlegają wówczas zatwierdzeniu przez prezesa okręgowego urzędu ziemskiego ani przedstawianiu Komisarzowi Ministra Reform Rolnych.

Obowiązek parcelacyjny, nałożony na właściciela majątku w myśl zasad powyższych może być wykonany przez właściciela również przez sprzedaż oznaczonych w decyzji Ministra Reform Rolnych obszarów Państwowemu Bankowi Rolnemu, który wówczas sam dokonywa parcelacji.

O ile obowiązek parcelacyjny nie zostanie wykonany w terminie wyznaczonym w decyzji M. R. P., ma zastosowanie przymusowy wykup.

VIII. Parcelacja dzierżawna.

Odmianą parcelacji jest t. zw. parcelacja dzierżawna, tj. dzierżawa majątku na czas dłuższy ponad lat 6, o ile dzierżawa ta jest połączona z podziałem majątku na szereg dzierżaw.

Parcelacja taka ulega wszelkim przepisom, obowiązującym przy parcelacji zwykłej, a więc niezbędnem jest uzyskanie zezwolenia parcelacyjnego, zatwierdzanie przez okręgowy urząd ziemski wykazu dzierżawców, którzy winni mieć analogiczne kwalifikacje, jak zwykli nabywcy, projektu parcelacji dzierżawnej itp.

O parcelacji dzierżawnej traktuje art. 90. ustawy.

IX. Postępowanie techniczne.

Projektowanie kompleksów i grup parcel.

Przy projektowaniu licznych działek należy je łączyć po kilka w grupy i, przed szczegółowem projektowaniem poszczególnych parcel, projektować uprzednio t. zw. grupy parcel. Zwykłe postępowanie ma następujący przebieg:

1. cały obszar, podlegający podziałowi, dzieli się na kompleksy,
2. kompleksy dzielimy na grupy parcel,
3. grupy dzielimy na poszczególne parcele.

Oczywiście kompleksy winny być tak obliczone, aby suma ich powierzchni równa była powierzchni całego obszaru; tak samo w każdym kompleksie suma powierzchni grup parcel winna być równa powierzchni kompleksu; wreszcie projektowanie poszczególnych parcel powinno dać ostateczne ich powierzchnie uzgodnione z powierzchniami grup.

Co się tyczy położenia granic kompleksów, to za takowe obieramy istniejące granice dzielonego obszaru, koleje, szosy i trakty oraz rzeczki, dzielące obszar na naturalne kompleksy, granice użytków, oczywiście możliwie wyprostowane, oraz linje projektowane, oddzielające całe grupy parcel; często wzdłuż tych projektowanych linij przebiegają po jednej ich stronie projektowane drogi dojazdowe, łączące najczęściej drogi istniejące, które nie ulegają skreśleniu (np. drogi międzywioskowe, trakty, szosy itp.).

Dążyć należy do takiego projektowania linij, oddzielających całe grupy parcel, aby te linje tworzyły najmniejszą ilość załamań, a także by kąty, utworzone przez projektowane linje oraz istniejące drogi (np. CAB fig. 81), nie były mniejsze od 60°, o ile linje te leżą w gruntach ornych lub mają być, jak AB, granicami dróg.

Fig. 81.

Rozpatrzmy kilka przykładów.

Odciąć przy granicy $CDEF$ (fig. 82) kompleks o powierzchni P prostą, przechodzącą przez punkt C.

Przypuśćmy, że przybliżone projektowanie (graficznie lub planimetrem) wskazuje, że projektowana prosta przetnie bok FG.

Wówczas obliczamy ze spółrzędnych powierzchnię $CDEFC$, która wyniesie p_0. Następnie obliczymy powierzchnię p_1 Δ-a CFG. Przy CF dołączyć należy $P - p_0$.

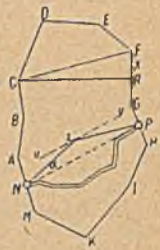


Fig. 82.

Projektowaną prostą będzie CR, przecinająca bok FG w punkcie R, odległym od F od odcinek $FR = X$, obliczany z równania:

$$(P - p_0) : p_1 = X : FG$$

$$X = \frac{P - p_0}{p_1} FG.$$

Odcinek FG jest dany.

Jeżeli, np., linja, oddzielająca kompleksy, ma przejść przez wyloty starych dróg, tj. przez punkty N i P, gdyż wzdłuż niej ma przejść nowozaprojektowana droga zamiast starej, wówczas, o ile inne miejscowe względy nie wchodzą w grę, zaprojektujemy ją w postaci łamanej AZP. Mianowicie kompleks $NZPHIKM$ ma mieć powierzchnię P. Powierzchnia poligonu $NPHIKM$ wynosi p_0. Przypuśćmy, że $P > p_0$. Należy dodać $P - p_0$. Po obliczeniu spółrzędnych (gdy nie są dane) punktu N na prostej AM i P na GH obliczymy:

$$\operatorname{tg}(NP) = \frac{Y_p - Y_N}{X_p - X_N}$$

oraz długość:

$$NP = \frac{Y_p - Y_N}{\sin(NP)} = \frac{X_p - X_N}{\cos(NP)}.$$

Stąd wysokością Δ-a NPZ będzie:

$$h = \frac{2(P - p_0)}{NP}.$$

Położenie punktu Z możemy ustalić w dowolnym punkcie równoległej uu do NP, poprowadzonej od NP w odległości h, lub, zakładając kąt α, obliczymy:

$$NZ = \frac{h}{\sin \alpha}.$$

Mając azymut (NP), obliczymy $(NZ) = (NP) - \alpha$ oraz spółrzędne:

$$X_z = X_N + NZ \cos (NZ)$$
$$Y_z = Y_N + NZ \sin (NZ).$$

Dla skontrolowania rachunku porównamy obliczoną ze spółrzędnych punktów N, Z i P powierzchnię Δ-a NZP z powierzchnią $P - p_0$.

Projektowanie parcel w grupach.

Przypuśćmy, że w danej grupie czy kompleksie należy zaprojektować n parcel. Przy $n > 6$ wskazane jest dokonanie podziału tych n parcel na taką liczbę grup, aby w każdej z nich nie było więcej, niż 5—6 parcel. Grupy te należy projektować ściśle, a więc ustalać ich powierzchnie ze spółrzędnych. Przypuśćmy, że nasza figura (fig. 83) przedstawia jedną z takich grup, w której mamy zaprojektować szereg parcel z dokładnością, np. do $\frac{1}{200}$.

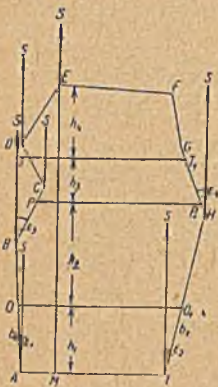


Fig. 83.

Stosujemy metodę kolejnych przybliżeń, projektując prostemi $\parallel$-emi, np., do AI. Spuśćmy z punktu E prostą $EM \perp AI$.

Odczytamy z planu długość AM i obliczymy spółrzędne punktu M:

$$X_M = X_A + AM \cos (AI)$$
$$Y_M = Y_A + AM \sin (AI)$$

Ze spółrzędnych punktów E i M obliczymy na zasadzie azymutu $(ME) = (AI) - 90^0$ lub określimy graficznie długość:

$$ME = \frac{y_E - y_M}{\sin (ME)} = \frac{x_E - x_M}{\cos (ME)}.$$

Powinno zachodzić równanie:

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = ME.$$

Wielkości h odczytamy z podziałki; otrzymamy, dodając poszczególne h, wyraz $[h]$, różny od ME.

Wysokość h należy poprawić o wielkość.

$$\frac{ME - [h]}{n}.$$

Wyrównaliśmy w ten sposób wysokości parcel. Z wyrównanych wysokości h_1, h_2 . . ., h_n korzystamy przy ustaleniu punktów przecięcia się prostych OO_1, PP_1 i TT_1 z bokami poligonu $ABC \ldots HIA$; położenie tych punktów winniśmy znać dla właściwego wprowadzenia projektu w terenie.

Oznaczamy odcinki AO i IO_1 literami b_1 i b_2. Ścisły kierunek (azymut) prostopadłej do AI jest równy $(AS) = (BS) = \ldots . (PS) = (IS) = (AI) - 90^0$.

Obliczymy kąty, tworzone przez boki poligonu, obejmującego daną grupę, z prostopadłemi do AI; tak więc

$$\varepsilon_1 = (AS) - (AB)$$
$$\varepsilon_2 = (IH) - (IS)$$
$$\varepsilon_3 = (BC) - (BS)$$
$$\varepsilon_4 = (HS) - (GH)$$
— — — — — —
— — — — — —
— — — — — —

a stąd:

$$b_1 = \frac{h_1}{\cos \varepsilon_1}$$

$$b_2 = \frac{h_1}{\cos \varepsilon_2}$$

$$BP = \frac{h_2 - BO \cos \varepsilon_1}{\cos \varepsilon_3}$$

$$HP_1 = \frac{h_2 - O_1 H \cos \varepsilon_2}{\cos \varepsilon_4}$$

— — — — — — — —
— — — — — — — —
— — — — — — — —

Wystarczającem sprawdzeniem obliczenia tych odcinków będzie porównanie ich z długościami b_1, b_2, BP, HP_1 itd., wziętemi z planu w jego podziałce.

Na projekcie, równoległe do odpowiednich boków parcel, wypiszemy obliczone miary b_1, b_2, BP, HP_1 itd., i projekt wprowadzimy w terenie, odmierzając odpowiednio te odcinki i ustalając na ich końcach znaki graniczne. Oczywiście, po odmierzeniu, np., $b_1 = AO$, należy zmierzyć oddzielnie OB i sprawić, czy $b_1 + OB$ zgadza się w granicach dokładności podwójnego pomiaru prostych z długością AB w rejestrze rachunku spółrzędnych.

Obliczanie odcinków b na podstawie h i cos ε może być wykonane zapomocą tablic przyrostów metodą kolejnych przybliżeń.

Przypuśćmy, że

$$h = 197{,}58 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$
$$\varepsilon = 10^0\,39'$$

Na stronicy cos 10° tablic przyrostów dla najbliższej, lecz większej od h okrągłej liczby 200, odnajdziemy:

dla boku mamy przyrost h

200	196,55	pozostaje 1,03 = 197,58 — 196,55
1,00	0,98	pozostaje 0,05 = 1,03 — 0,98
0,05	0,05	

Razem: $b = 201{,}05$ $h = 197{,}58$

$$\text{dla } h = 178{,}31 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$
$$\varepsilon = 35^0\,43'.$$

Na stronicy cos 35° mamy:

dla boku:	przyrost h	
150	121,78	pozostaje 178,31 — 121,78 = 56,53
60	48,71	pozostaje 56,53 — 48,71 = 7,82
9	7,31	pozostaje 7,82 — 7,31 = 0,51
0,62	0,51	

Razem dla $b = 219{,}62$ $h = 178{,}31$.

Projektowanie grupy parcel trapezami.

Przypuśćmy, że w czworoboku ⊙ 17 ⊙ 26 ⊙ 27 ⊙ 25 (fig. 84) o danej powierzchni należy zaprojektować szereg parcel prostemi, ∥-emi do boku ⊙ 25 ⊙ 27.

W załączonym przykładzie dane są:
ogólna powierzchnia grupy $P = 18\,ha\ 8345\ m^2$;
powierzchnia projektowanych parcel, każda, za wyjątkiem parceli 39, o powierzchni $p = 1\,ha\ 4488\ m^2$;
wszystkie boki i kąty czworoboku, jak na fig. 84.

Fig. 84.

Rachunek projektowania posuwa się bardzo szybko przy użyciu arytmometru. Dla wszystkich bowiem parcel α i β są jednakowe, a więc i wyraz

$$-2p\,(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta)$$

jest wspólny.

Kolejność projektowania jest następująca (patrz str. 1562):

wpisujemy projektowane p i $2p$ w kolumnie 2-ej dla każdej parceli;

w kolumnie 8-ej obliczamy $\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta$ i wtedy do kolumny 2-ej dla każdej parceli wpisujemy $-2p\,(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta)$;

w kolumnie 3-ej wpisujemy długość a_n początkowego boku i kwadrat tej długości, obliczony na arytmometrze;

w tej samej kolumnie następnej parceli wypiszemy drugą podstawę parceli 28-ej, obliczonej ze wzoru dla trapezu:

$$x^2 = {a_{n+1}}^2 = {a_n}^2 - 2p\,.(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta) = 54375{,}1666$$

a więc, jako algebraiczna suma dolnej pozycji kolumny 2-ej i kolumny 3-ej.

Nad uzyskaną pozycją ${a_{n+1}}^2$ wypisujemy pierwiastek z niej, tj. $a_{n+1} = 233{,}18$ w kolumnie 3-ej.

Analogicznie obliczymy całą kolumnę 3-ą dla wszystkich parcel.

Kolumnę 4-ą dla każdej parceli wypiszemy jako sumę a_n danej i następnej parceli, poczem obliczymy kolumnę 5-ą dla wszystkich parcel. Następnie obliczymy całą kolumnę 6-ą, wreszcie — 7-ą.

Ponieważ ostatnia parcela Nr. 39 nie jest trapezem, przeto należy obliczyć jej powierzchnię dla porównania z różnicą pomiędzy powierzchnią całej grupy parcel ⊙ 25 ⊙ 27 ⊙ 26 ⊙ 17 a sumą parcel od 28 do 38-ej włącznie.

W tym celu dzielimy parcelę 39-ą na dwa Δ-y: ⊙ 17 K ⊙ 26 i K ⊙ 26 L obliczamy odcinki:

$$\odot\ 17\ K = \odot\ 25\ \odot\ 17 - [b_\alpha]$$
$$\odot\ 26\ R = \odot\ 26\ \odot\ 17 \sin\gamma = 208{,}79$$
$$\odot\ 26\ S = (\odot\ 26\ \odot\ 27 - [b_\beta]) \sin\beta = 41{,}33.$$

Stąd:

$$P_{39} = p \odot_{17\,K} \odot_{26} + p_K \odot_{26\,L} = \frac{\odot\ 17\ K\,.\odot\ 26\ R}{2} + \frac{K\,L\,.\odot\ 26\ S}{2}.$$

Odcinek $K\,L$ jest ostatnim obliczonym $a_{n+1} = 232{,}43$.

Z powyższego obliczenia (kolumna 8)

$$P_{39} = 1\,ha\ 4516\ m^2$$

różni się o $27\ m^2$ od reszty kompleksu po zaprojektowaniu parcel od 28 do 38-ej włącznie, równej $18\,ha\ 8345 - 12.1{,}4488\,ha = 1{,}4489\,ha$.

Jest to więc różnica niewielka, przytem zupełnie dopuszczana Instrukcją Ministerstwa Reform Rolnych.

Przy pomiarach miejskich różnicę tę należałoby rozrzucić ze znakiem — na wszystkie parcele danego kompleksu po 2—3 m^2 na każdą, gdyż różnica ta jest wynikiem zaokrągleń w ostatnich cyfrach rachunku.

Gdyby kompleks ciągnął się dalej ku AB i

$$p_{39} > p_{KL} \odot_{26} \odot_{17},$$

wówczas resztę parceli 39-ej moglibyśmy zaprojektować $\parallel$-e do $\odot$ 17 $\odot$ 26 i podobnie projektować dalsze parcele, oddzielając w kolumnie „Uwagi“ kreską nową grupę od poprzedniej i licząc nowe

$$\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta \text{ (przykład I.).}$$

Analityczne projektowanie grup trapezów.

Przypuśćmy, że między dwiema prostemi o kierunkach AM i BM (fig. 85) mamy zaprojektować szereg parcel prostemi, $\parallel$-emi do AB.

Jeżeli oznaczymy powierzchnię odcinanej parceli literą p, powierzchnię $\triangle$-a AMB literą P, wówczas powierzchnią $\triangle$-a CDM byłaby wielkość $P - p$.

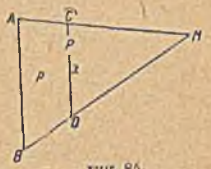


Fig. 85.

Oznaczmy:

$$CD = x,$$

wówczas:

$$\frac{x^2}{a^2} = \frac{P-p}{P}$$

a stąd:

$$x = a\sqrt{\frac{P-p}{P}} = a\sqrt{1-\frac{p}{P}}.$$

Ponieważ:

$$2P = \frac{a^2}{\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta} = \frac{a^2 \sin\alpha \sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)}$$

może być obliczone, więc możemy również ustalić wielkość stosunku:

$$k = \frac{p}{P} = \frac{2p \sin(\alpha+\beta)}{a^2 \sin\alpha \sin\beta}$$

i

$$x = a\sqrt{1-k};$$

wysokość zaś trapezu o powierzchni p wyniesie:

$$h = \frac{2p}{a+x} = \frac{2p}{a(1+\sqrt{1-k})} = \frac{2p(1-\sqrt{1-k})}{ak}.$$

Lecz:

$$\sqrt{1-k} = 1 - \frac{k}{2} - \frac{k^2}{8} - \frac{k^3}{17} - \ldots$$

stąd:

$$h = \frac{2p}{ak}\left(\frac{k}{2} + \frac{k^2}{8} + \frac{k^3}{16}\cdots\right) = \frac{p}{a} + \frac{p}{a}\cdot\frac{k}{4} + \frac{p}{a}\cdot\frac{k^2}{8} + \ldots$$

Jeżeli

$$P > 10p,$$

tj. jeżeli $k < 0{,}1$, a więc cecha $\log k$ wynosi $\overline{2}$,
wówczas:

$$\frac{p}{a}\cdot\frac{k^2}{8} < \frac{p}{a}\cdot\frac{1}{800}$$

jest wyrazem o tyle małym w zwykłych warunkach (gdy przy przeciętnej wielkości parcel h jest mniejsze lub niezbyt większe od a), że może nie być brany pod uwagę.

Przykład 1.

$$a_{n+1} = \sqrt{a^4{}_n - 2p\,(\operatorname{cotg}\alpha + \operatorname{cotg}\beta)}\,; \qquad h = \frac{2p}{a_n + a_{n+1}}.$$

Nr. parcel	Powierzchnia projektowana p $2p$ $-2p\,(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta)$	a_n $a^2{}_n$ a_n+1 $a^2{}_n+1$	$a_n + a_{n+1}$	$h = \frac{2p}{a_n+a_{n+1}}$	$s = \frac{1}{\sin\alpha}$ $b_\alpha = \frac{h}{\sin\alpha}$	$u = \frac{1}{\sin\beta}$ $b_\beta = \frac{h}{\sin\beta}$	Uwagi
1	2	3	4	5	6	7	8
28	1,4488 2,8976 — 35,0610	233,26 54410,2276	466,44	62,12	s=1,113077 69,14 s	u=1,113468 69,17 u	$\alpha = 116^0\ 03'$ $\beta = 63^0\ 54',5$ $\operatorname{ctg}\alpha = -0,48851$ $\operatorname{ctg}\beta = +0,48972$ $\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta =$ $= +0,00121$
29	1,4488 2,8976 — 35,0610	233,18 54375,1666	466,29	62,14	69,17 s	69,19 u	
30	— 35,0610	233,11 54340,1056	466,14	62,16	69,19 s	69,21 u	
31	— 35,0610	233,03 54305,0446	465,99	62,18	69,21 s	69,24 u	
32	— 35,0610	232,96 54269,9836	465,84	62,20	69,23 s	69,26 u	
33	— 35,0610	232,88 54234,9226	465,69	62,22	69,26 s	69,28 u	
34	— 35,0610	232,81 54199,8616	465,54	62,24	69,28 s	69,30 u	
35	— 35,0610	232,73 54164,8006	465,39	62,26	69,30 s	69,32 u	
36	— 35,0610	232,66 54129,7396	465,24	62,28	69,32 s	69,35 u	
37	— 35,0610	232,58 54094,6786	465,09	62,30	69,34 s	69,37 u	
38	— 35,0610	232,51 54059,6176	464,94	62,32	69,37 s	69,39 u	
39	— 35,0610	232,43 54024,5566			93,04	46,02	
					854,85	808,10	

Sprawdzenie parceli Nr. 39. $= 1,4516\ m^2$

$P_{\Delta}\ K.17.26 = 9713\ m^2$ $P_{\text{parc. Nr. 39}}$ $= 1,4516 - 12.1,4483 = 1,4489\ m^2$

$P_{\Delta}\ 26.L.K = 4803\ m^2$ powinno być $18,8345 \quad$ Odchyłka $= +\ 27\ m^2$

$p = \frac{1}{530}$;

A wtedy wzór na h przekształci się na:

$$h = \frac{p}{a} + \frac{p}{a} \cdot \frac{k}{4}.$$ [1])

Metoda ta może być stosowana w zastępstwie zasadniczej metody projektowania trapezów.

Przykład.

Dane:

$a = 255{,}1$
$\alpha = 68^\circ\,0'$
$\beta = 101^\circ\,15'$
$p = 5000\ m^2$.

Obliczenie k:

$\log 2p$	4,00 000
$\log \sin(\alpha + \beta)$	9,27 073
$2 \operatorname{clog} a$	5,18 658
$\operatorname{clog} \sin \beta$	0,00 843
$\operatorname{clog} \sin \alpha$	0,03 283
$\log k$	8,49 857

Obliczenie h:

$\log p$	3,69 897
$\log a$	2,40 671
$\log (p : a)$	1,29 226
$\log k$	8,49 857
$\operatorname{clog} 4$	9,60 206
$\log \frac{p}{a} \cdot \frac{k}{4}$	9,39 289

$$\frac{p}{a} = 19{,}60$$

$$\frac{p}{a} \cdot \frac{k}{4} = 0{,}247$$

$$h = 19{,}85$$

Obliczenie odcinków AB i CD przy znanych a, h, α p nie wymaga rozpatrywania. Dla projektowania następnej parceli należy obliczać CD.

Gdy mamy do zaprojektowania cały szereg parcel prostemi, ∥-emi do AB, (fig. 86) wówczas postępowanie lepiej jest oprzeć na następujących podstawach. Przypuśćmy, że proste CD, EF, GH itd. mają odciąć powierzchnie trapezów p_1, p_2, p_3 ... o nieznanych tymczasem wysokościach h_1, h_2, h_3 ...

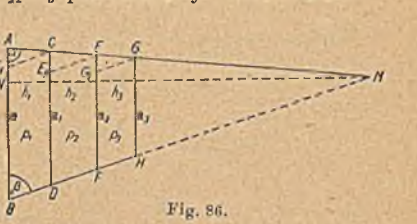


Fig. 86.

Oznaczmy literą M przecięcie się prostych AG i BH, literą P powierzchnię △-a AMB, literą H — wysokość MN tego △-a.

$$2P = \frac{a^2 \sin\alpha \sin\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$H = \frac{2P}{a} = \frac{a \sin\alpha \sin\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Oznaczmy:

$$P_1 = P - p_1 = P_{MCD}$$
$$P_2 = P - (p_1 + p_2) = P_{EFM} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$
$$P_3 = P - (p_1 + p_2 + p_3) = P_{GHM}$$
— — — — — — — — —
— — — — — — — — —

[1]) Wzór opracowany przez prof. p. M. Jankowskiego.

Oznaczmy:

$$CD = a_1$$
$$EF = a_2$$
$$- - - -$$
$$- - - -$$

Przeprowadzimy przez $C, E, G \ldots$ proste $\parallel$-e do BH do przecięcia się z podstawami odpowiednich trapezów w punktach $C_1, E_1, G_1 \ldots$
Obliczmy teraz podstawy $a_1, a_2, a_3 \ldots$ oraz wysokości $h_1, h_2 \ldots$ trapezów.
Z podobieństwa $\triangle$-ów ABM, CDM, EFM itd. napiszemy:

$$a : a_1 = \sqrt{P} : \sqrt{P_1}$$
$$a : a_2 = \sqrt{P} : \sqrt{P_2}$$
$$- - - - - -$$
$$- - - - - -$$

a stąd:

$$a_1 = \frac{a}{\sqrt{P}} \sqrt{P_1} = r \sqrt{P_1}$$
$$a_2 = \frac{a}{\sqrt{P}} \sqrt{P_2} = r \sqrt{P_2} \quad \ldots\ldots\ldots (4)$$
$$a_3 = \frac{a}{\sqrt{P}} \sqrt{P_3} = r \sqrt{P_3}$$
$$- - - - - - - -$$
$$- - - - - - - -$$

gdzie:

$$r = \frac{a}{\sqrt{P}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4\,a)$$

czyli wspólny wyraz $\frac{a}{\sqrt{P}}$ oznaczyliśmy r.

Z podobieństwa $\triangle$-ów ACC_1, ECE_1, $GEG_1 \ldots$ do $\triangle$-a ABM napiszemy:

$$h_1 : H = (a - a_1) : a$$
$$h_2 : H = (a_1 - a_2) : a$$
$$- - - - - - -$$
$$- - - - - - -$$

a stąd:

$$h_1 = \frac{H}{a}(a - a_1) = s(a - a_1)$$
$$h_2 = \frac{H}{a}(a_1 - a_2) = s(a_1 - a_2) \quad \ldots\ldots\ldots (5)$$
$$h_3 = \frac{H}{a}(a_2 - a_3) = s(a_2 - a_3)$$
$$- - - - - - - - - -$$
$$- - - - - - - - - -$$

gdzie:

$$s = \frac{H}{a} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5\,a)$$

Kolejność rozwiązania: obliczymy wzory (1), (2), (4 a), (5 a); obliczenie ze wzorów (3), (4), (5)-ego możemy ułożyć w schemat, jak np.:

Nr. parcel	Powierzchnia parcel m^2	P $P-p_1$ $P-p_1-p_2$ — — — — — — — —	$\log r$ $\frac{1}{2}\log P_n$ $\log a$	a_n	$a_n - a_{n+1}$	$\log s$ $\log(a_n - a_{n+1})$ $\log h_n$	h_n
		— 295600	9,75629	310,20		0,78845	
			2,77073		— 26,33	1,42045	
1	52300		2,52702	336,53		2,20890	161,77
		— 347900			— 23,57		
			2,79989			1,36866	
2	50000		2,55618	359.90		2,15711	143,59
		— 397900			— 21,94		
3	50000						

Gdy punkt M otrzymujemy na przedłużeniu ramion AG i BH, co zachodzi przy $\alpha + \beta > 180^0$, wówczas wielkości P i H wypadną ujemne. Należy wtedy projektowane powierzchnie trapezów traktować jako dodatnie i przy obliczeniu r, s, a_n, h_n nie zwracać uwagi na otrzymane znaki $P, P_1, P_2 \ldots$ we wzorach (4) i (4 a). Znaki ujemne obliczonych h również nie mają znaczenia, gdyż wskazują jedynie, że trapezy układają się w kierunku AG, BH, a nie w odwrotnym.

Projektowanie trapezami w bardziej skomplikowanych wypadkach.

Dotychczas rozpatrzyliśmy metody projektowania trapezów, zawartych między dwiema prostemi, tworzącemi z kierunkiem projektowania kąty α i β. Takie wypadki zachodzą najczęściej w kompleksach, położonych wewnątrz dzielonego obszaru, gdy linje, oddzielające kompleksy, są zaprojektowane w postaci prostych o znacznej długości. Często jednak linje, oddzielające kompleksy, składają się z szeregu niedługich stosunkowo prostych, dość znacznie odbiegających od głównego kierunku granicy kompleksu. W spotęgowanym stopniu występuje takie zjawisko w kompleksach, ograniczonych już to obwodnicą, już to pewną linją naturalną, jak np. brzeg rzeki itp. W tych bowiem wypadkach mamy cały szereg dość krótkich boków, a ponadto co utrudnia analityczne projektowanie, cały szereg załamań linji, ograniczającej taki kompleks, nie ma obliczonych spółrzędnych.

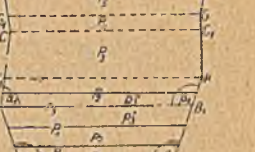


Fig. 87.

Rozpatrzmy przykład.

Wszystkie załamania granic $ABC\ldots_n KI$ kompleksu (fig. 87) mają obliczone spółrzędne. Odcinamy parcele $p_1, p_2, \ldots p_n$ prostemi $\parallel$-emi do AI.

Dzielimy cały kompleks na części prostemi $\parallel$-emi do AI, a przechodzącemi przez wierzchołki ograniczającego kompleks poligonu, jak np. BB_1, KK_1, $CC_1 \ldots$

Uzyskamy w ten sposób cały szereg głównych trapezów ABB_1I, BB_1K_1K, $KK_1C_1C \ldots$ o powierzchniach P_1, $P_2, \ldots$

Projektowanie trapezami odbędzie się więc w granicach głównych trapezów.

Tak, np., w trapezie ABB_1I o powierzchni P zaprojektujemy parcele p_1 i p_2. Jeżeli $p_1 + p_2 + p_3 > P_1 > p_1 + p_2$, wówczas parcelę p_3 dzielimy na dwie części p_3' i p_3'' takie, że

$$p_3' = P_1 - p_1 - p_2$$

$$\text{i } p_3'' = p_3 - p_3'.$$

Po określeniu długości BB_1 i kątów $\alpha_1 = KBB_1$ i $\beta_1 = KB_1B$ możemy projektować parcele aż do prostej KK_1, gdzie znów zajdzie potrzeba rozłożenia jednej z parcel na 2 części, obliczenia długości KK_1 i kątów $\alpha_2 = CK_1K$ oraz $\beta_2 = C_1KK_1$.

Jak stąd wynika, należy więc stworzyć główne trapezy, poniekąd odpowiadające terminowi grup parcel, o powierzchniach P_1, P_2..., które należy obliczyć i projektować wewnątrz nich.

Obliczenie kątów α i β przy każdej równoległej do AI nie nasuwa trudności, gdyż azymuty AI oraz wszystkich boków poligonu są znane; wypadnie więc tylko utworzyć w odpowiedni sposób różnice tych azymutów dla otrzymania wszystkich α i β.

Długości BB_1, CC_1... określimy w następujący sposób: obliczamy wysokość H_1 pierwszego głównego trapezu:

$$H_1 = AB \sin \alpha$$

oraz:
$$IB_1 = \frac{H}{\sin \beta} = AB \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$$

oraz:
$$KB_1 = IK - IB_1$$

oraz:
$$BB_1 = a - H_1 (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta)$$

$$\text{i } 2P = (a + BB_1) H_1.$$

Podobnie dla II-ego głównego trapezu:

$$H_2 = KB_1 \sin \beta_1$$

$$K_1B = \frac{H_2}{\sin \alpha_1}$$

$$K_1C = BC - K_1B$$

$$KK_1 = BB_1 - H_2 (\operatorname{ctg} \alpha_1 + \operatorname{ctg} \beta_1)$$

oraz:
$$2P_2 = (BB_1 + KK_1) H_2.$$

Analogicznie liczymy aż do końca kompleksu.

Kontrolą ostateczną rachunku jest porównanie $[P]$ z powierzchnią kompleksu, uzyskaną ze spółrzędnych; różnica wyniknie tak dzięki zaokrągleniom, jak również wskutek tego, że boki, np., AB, BC..., nie są uzgodnione ze spółrzędnemi. W każdym bądź razie różnica będzie niewielka i należy ją rozrzucić na odpowiednie P.

Projektowanie poszczególnych parcel w głównych trapezach nie wymaga dalszych omówień.

LITERATURA.

Kasiński: Działalność Ministerstwa Reform Rolnych i Urzędów Ziemskich.
Ludkiewicz: Komasacja gruntów wiejskich.
Ludkiewicz: Polityka agrarna.
Weigel: Miernictwo w I. tomie Podręcznika inżynierskiego.
Wojtan: Miernictwo w I. tomie Podręcznika inżynierskiego.
Kluźniak: Geodezja niższa.
Kluźniak: Technika pomiarowa w pracach rolnych.

Hydrogeologja

w zakresie nauki o wodach podziemnych dla potrzeb osiedli.

Napisał

docent politechniki lwowskiej, członek Państwowego Instytutu Geologicznego (Przemyśl),

inż. dr. Romuald Rosłoński.

Zadaniem hydrogeologji jest badanie pochodzenia, przejawiania się, ilości i jakości wody podziemnej w związku z kształtem i rodzajem formacyj wodonośnych, tj. naczynia wodę przechowującego, ukrytego przed naszemi oczyma w niemiarodajnej konfiguracji terenu.

Wyszukiwanie większych wodozbiorów wody gruntowej, zdolnych pokryć zapotrzebowania osiedli lub fabryk, jest zadaniem hydrogeologji praktycznej.

I. Czynniki występywania wody w podziemiu.

Facja. Skały osadowe, budujące skorupę ziemską, powstawały w różnych czasach i warunkach i podlegały późniejszym strukturalnym przekształceniom. Nawet w tym samym czasie tworzyły się w morzach osady rozmaitego typu: w pasie litoralnym żwiry, nieco dalej piaski, daleko od brzegów iły głębinowe, z których powstawały skały o facji litoralnej, przybrzeżnej i głębinowej.

Inne pokłady powstały w jeziorach, inne w rzekach, jako facja jeziorna i rzeczna; inne znowu tworzyły się na lądzie, jak np. facja eoliczna gliny nawianej lub wydm piaszczystych i stąd pochodzi wielka różnorodność pokładów (skał) i facyj. Odmienne facje różnią się pomiędzy sobą — poza różną fauną — różnym materjałem skalnym, czyli składem petrograficznym, który jest jednym z czynników, miarodajnych dla dobroci przewodnika wodnego. Poza składem petrograficznym rozstrzyga o dobroci przewodnika inne znamię facji: stan jego porowatości i spękania, pochodzący od różnicy minerałów, dany pokład budujących, pozatem od geologicznych warunków, w jakich dany pokład powstawał i od tego, jakim przekształceniom podlegał. To też wykształcenie pokładu (facja) jest jednym z głównych warunków występywania wody w podziemiu, zjawiska niezależnego od wieku pokładu (względów stratygraficznych).

Porowatość. Skały osadowe (także wybuchowe) nie są masywne, zawierają wiele próżni w postaci por lub szczelin, przytrzymujących wodę. Liczne pokłady posiadają wiele por małej średnicy (żwiry, piaski, zlepieńce); inne znowu (wapień) nieliczne większe otwory w postaci szczelin i wydrążeń (kawern). W niektórych pokładach szczeliny łączą się z sobą i dozwalają na przesączanie się wody od szczeliny do szczeliny; w innych szczeliny są izolowane.

Porowatość skał osadowych zależy: 1. od kształtu i ułożenia cząsteczek, z których skała składa się, 2. od stopnia przesortowania cząstek, tj. jednostajności ziarna, 3. od scementowania i zbicia cząstek od czasu ich osadzenia, 4. od stopnia wyługowania substancyj mineralnych, 5. od stanu spękania skały. Średnica ziarna nie odgrywa roli przy stopniu porowatości.

Tylko zmienność średnicy ziarna czyli stopień przesortowania materjału — dokonany przez bieżącą wodę — ma zasadnicze znaczenie dla stopnia porowatości. Złoże, składające się z ziarn dużej, jednostajnej średnicy, ma wielką porowatość, tak samo złoże zbudowane z ziarn małej, jednostajnej średnicy, lecz mieszanina ziarn dużej i mniejszej średnicy ma porowatość zna-

cznie mniejszą. Jeżeli małe ziarna dodamy do złoża, składającego się z ziarn dużej średnicy, zmniejszymy jego porowatość. To samo stanie się, jeżeli odwrotnie do złoża drobno-ziarnistego włożymy duży kamień.

Porowatość rozmaitych materjałów zmienia się od 1% do przeszło 50% objętości. Materjał złożony w delcie Mississippi ma 80—90% porowatości; mniejszą niż 5% objętości można nazwać małą; średnia waha się od 5 do 20%, większa od 20% jest dużą porowatością, większa od 40% zdarza się rzadko.

Ziarna kuliste o jednakowej średnicy posiadają zależnie od ułożenia 26—48% porowatości objętościowej.

W tych też granicach wahają się porowatości dobrze posortowanych złóż żwirowych, jednakowej średnicy. Ziemia urodzajna posiada około 50% porowatości w stanie zwykłym.

Podług Fullera (U. S. Geological Survey. Water-Supply Paper 160) posiadają skały i złoża następującą porowatość w procentach objętości:

granit, gnejs, łupki . 0,02— 1,85% piasek . . . . . 35,0—38,0%
piaskowiec . . . . . 3,5 —28,0 % glina . . . . . 45,0—53,0%
wapień, dolomit,
marmur . . . . . 0,5 —13,3 % gleba . . . . . 45,0—65,0%
gazowane i roponośne piaskowce amerykańskie z rozmaitych pól naftowych 3,4—37,7%.

Z powodu dużej zmienności porowatości w masach tego samego rodzaju daty przeciętne mają małą praktyczną wartość.

Przepuszczalność jest zdolnością przewodzenia wody pod ciśnieniem i mierzy się prędkością, z jaką woda przechodzi dany przez materjał i dany przekrój, przy znanej różnicy ciśnienia na długości jednostki. Materjałem przepuszczalnym jest taki, w którym woda skutkiem istnienia większych por (szczelin) może osiągnąć większą szybkość przepływu. Złoża i skały, nie przepuszczające wody pod zwykłem ciśnieniem, w przyrodzie występującem, nazywamy nieprzepuszczalnemi. Złoże staje się nieprzepuszczalne z powodu braku por i szczelin, bądź też z powodu izolowanych szczelin, bądź też nielicznych, komunikujących się z sobą por. Do nieprzepuszczalnych zaliczamy gliny (mimo wysokiej porowatości) i iły, opierające się przewodzeniu wody pod zwykłem ciśnieniem hydrostatycznem, jakkolwiek odbywa się w tychże migracja wody pod wpływem sił molekularnych.

W praktyce posługujemy się t. zw. współczynnikiem przepuszczalności (k), wprost proporcjonalnym do prędkości wody a odwrotnie proporcjonalnym do spadku:

$$k = \frac{v}{J},$$

przyczem szukamy k z pomiarów szybkości wody, stosując równanie $V = kJ$, gdzie k jest stałą, zależną od średnicy ziarna, tem większą, im większa średnica ziarna, im bardziej jednorodny materjał.

Znaczny wpływ na przepuszczalność posiada temperatura złoża, względnie wody. Podług Slichtera rośnie przepuszczalność proporcjonalnie do temperatury i wzrasta dwukrotnie w granicach od 0° do 26° C. Hazen znalazł dla piasków:

$$v = 116\, d_e^2 \,.\, J(0{,}7 + 0{,}03\, t)\ cm/\text{sek}.$$

dla $t = 0°$ Celsjusza, gdzie d_e jest skuteczną średnicą ziarna w centymetrach, tak wypośrodkowaną, aby 10% materjału posiadało mniejszy rozmiar, a 90% większy od tego, jakie podaje d_e. Wówczas bowiem złoże posiada taką przepuszczalność, jak gdyby składało się tylko z jednakowych ziarn o średnicy d[1]).

[1]) Por. autora: Nowsze badania ruchu wody wgłębnej. Czasop. Techn. Lwów 1907.

Przyjąwszy $d_e = 1$ *mm*, tj. 0,1 *cm* (drobny żwirek), $J = 0{,}001$, tj. 1‰ i $t = 10^0$ C, otrzymamy z powyższego:

$$v = 116 \,.\, 0{,}01 \,.\, 0{,}001 \,(0{,}7 + 0{,}03 \,.\, 10) = 0{,}000\,847 \text{ } cm/\text{sek.} = 0{,}000\,0085 \text{ } m/\text{sek.}$$
$$k = 0{,}000\,0085 : 0{,}001 = 0{,}0085.$$

W obszarach aluwjalno-dyluwjalnych dolin rzek podgórza Beskidów zachodnich i wschodnich znaleziono nast. spółczynniki przepuszczalności:

Bielany (Kraków, Wisła)	$k = 0{,}000\,812$—$0{,}000\,850$
Kostrze (prawy brzeg Wisły)	$k = 0{,}000\,650$—$0{,}000\,850$
Świniarsko (Nowy Sącz, Dunajec)	$k = 0{,}000\,500$ — i większe
Świerczków (Tarnów, Biała — Dunajec)	$k = 0{,}000\,750$— (średnie)
Prałkowce (Przemyśl, San)	$k = 0{,}000\,350$—$0{,}001\,220$
Stryj (lewy brzeg rzeki Stryja)	$k = 0{,}005\,000$—$0{,}007\,000$
Czerniowce (nad Prutem)	$k = 0{,}000\,720$—$0{,}009\,980$

Duże różnice w przepuszczalności w obrębie tego samego terenu (złoża) tłumaczą się niejednorodnym materjałem piaskowo-szutrowym, zazwyczaj przemieszanym z sobą, rzadziej zaś posegregowanym na czysty piasek i czysty szuter, a w tym przypadku wysoce przepuszczalnym (Stryj, Czerniowce).

Z powyższych dat widać, że szybkości wody gruntowej są naogół bardzo małe. Przyjąwszy k w granicach od 0,000 500 do 0,005 000, otrzymujemy dla średniego spadku $J = 0{,}001$ chyżości teoretyczne w granicach od 0,043 *m* do 0,432 *m* na dobę. Są to tak zwane chyżości filtracyjne, obliczone według całkowitego przekroju warstwy wodę przewodzącej. Jeżeli całkowity przekrój przewodnika zawiera średnio około 20% próżni (porowatość = 0,20), to chyżości rzeczywiste wody gruntowej w porach materjału będą pięciokrotnie większe, zatem w rzeczywistości około: $V = 0{,}2$ *m* do 2 *m* na dobę dla złóż aluwjalno-dyluwjalnych.

Wyjątkowo dużą chyżość wody znaleziono w aluwjach rzecznych rzeki Stryja (powyżej miasta Stryja), bo około 8,60 *m* na dobę, przy spadku wody gruntowej 1,5‰, natomiast w aluwjach między Bystrzycą Nadwórniańską a Sołotwińską tylko 1,4 *m* na dobę przy spadku $J = 3{,}5$‰, w piaskach dyluwjalnych pod Bydgoszczą 1,8 *m* przy spadku 1,4‰.

Warstwy przewodzące i podtrzymujące wodę.

Aby woda mogła gromadzić się w podziemiu, musi złoże, przewodzące wodę (stropowe), podścielać warstwa nieprzepuszczalna (spągowa). Warstwy, przewodzące wodę, nazywają także — nieściśle — wodonośnemi.

Następstwo warstw przewodzących i podtrzymujących wodę stwarza poziomy wody podziemnej, przyczem zazwyczaj dolne będzie artezyjskie, w obrębie zasięgu górnego nieprzepuszczalnego spągowca (por. tom I., str. 4) i dostarcza wody albo samorzutnym wypływem, albo tylko wśród objawów artezyjskich przy niedostatecznem ciśnieniu hydrostatycznem, tj. za dużej wysokości geodetycznej naziomu.

W systemie czwartorzędnym (aluwjum — dyluwjum) są dobremi przewodnikami wody piasek i żwiry; miernemi drobne piaski od 0,1 do 0,2 *mm* średnicy; trudno przepuszczalne są miałkie piaski od 0,04 do 0,09 *mm* średnicy, less i namuł; nieprzepuszczalnemi gliny i iły. Ostatnie osadziły się w zalężach rzek, pozatem w zastoiskach lodowcowych, powstałych wskutek spiętrzenia wód rzecznych przez krawędź lodowca, naprzemian z utworami glacjo-fluwjalnemi (ob. fig. 88 str. nast.).

W systemie trzeciorzędnym zaliczamy do dobrych przewodników piaski lignitowe (utwór lądowy, współczesny utworom miocenu na południu Polski), znachodzące się na całem Mazowszu, w Wielkopolsce, na Kujawach i na Pomorzu, przykryte zazwyczaj iłami dostarczają wody artezyjskiej; dalej wapienie litotamniowe, znane jako dobry przewodnik z okolic Dobrostan

i Szkła (na zachód od Lwowa); wreszcie piaski zielone, glaukonitowe (oligoceńskie), zalegające na kredzie w niecce prusko-mazowieckiej (tom I., fig. 6) i dostarczające wody artezyjskiej.

Fig. 88. Mapka zastoisk nad górną i środkową Wisłą (podług Samsonowicza): *I—I* Zasięg zlodowacenia pierwszego na ziemiach Polski. *II—II* Zasięg zlodowacenia drugiego. *S* — zastoisko Sandomierskie (dolne), *Kr* — Krystynopolskie, *P* — Puławskie, *Wd* — Włodawskie, *Kn* — Koniecpolsko-Przyrowskie, *W* — Warszawskie, *Wł* — Włocławskie.

Miernemi przewodnikami wody są piaskowce karpackie eoceńskie (z hieroglifami, fukoidami i nummulitami) i oligoceńskie (ciężkowickie, magórskie). Warstwy nieprzepuszczalne reprezentują w trzeciorzędzie iły rożnego wieku a mianowicie: pstre iły poznańskie (plioceńskie), iły krakowieckie (mioceńskie) na zachodnim skłonie Roztocza, pstre iły w niecce prusko-mazowieckiej, zaliczane do miocenu, wreszcie czerwone iły eoceńskie.

Wsystemie kredowym za dobry przewodnik uchodzą piaskowce cenomańskie; nieprzepuszczalne są margle kredowe, zwane w okolicy Lwowa opoką (senon).

W triasie dobrym przewodnikiem wody są dolomity i wapienie dolnego wapienia muszlowego, oraz rötu, znane z Śląska i krakowskiego zagłębia węglowego. Nieprzepuszczalnemi są pstre iły z piętra retyckiego na Śląsku i w Krakowskiem, niebieski spągowiec (ilasty, zbity wapień) w spągu dolomitów w rowie bytomsko-będzińskim, wreszcie iły pstrego piaskowca.

II. Siły rządzące wodą podziemną.

Dwie siły działają na wody podziemne w złożach a to: siła ciężkości i międzycząstkowe przyciąganie. Siła ciężkości powoduje, że woda z powierzchni przesącza w głąb warstw przepuszczalnych i porusza się po warstwach nieprzepuszczalnych za ich upadem i zmusza ją do wydobywania się na zewnątrz w miejscach nisko położonych, do wypływania źródłami na przecięciu się warstwy nieprzepuszczalnej z powierzchnią morfologiczną, do napływania do studzien i do wydobywania się samorzutnym wypływem ze studzien artezyjskich.

W skałach posiadających tylko wąskie szczeliny i włoskowate przewody występuje przyciąganie międzycząstkowe między ścianami szczeliny a drobinami wody (przyczepność czyli adhezja), oraz przyciąganie cząsteczek wody między sobą (kohezja).

Stosunek wody związanej do wolnej w złożu na 1 m^3 podaje poniższe zestawienie podług Wollnego.[1])

	wody związanej:	wody wolnej:
W grubym piasku od 1 do 2 *mm* średnicy . . .	65 litrów	325 litrów
w piasku od 0,25 do 0,5 *mm* średnicy	95 „	310 „
w piasku od 0,11 do 0,17 *mm* średnicy	230 „	200 „
w miałkim piasku od 0,01 do 0,11 *mm* średnicy	350 „	120 „
w ziemi gliniastej	350 „	200 „

[1]) Wollny: Untersuchungen aus dem Gebiete der Agrikulturphysik 1891.

Kapilarność. Jednym z ważniejszych w hydrologji objawów działania tych sił międzycząstkowych jest zjawisko kapilarności, objawiające się wznoszeniem wody w przewodach włoskowatych ponad poziom hydrostatyczny. Podług doświadczeń Attenberga z posortowanemi piaskami i piaskiem nawianym wzniosy kapilarny wynosi:

Średnica ziarna *mm*	Wzniosy metrów		Maximum	
	po 24 godz.	po 48 godz.	metrów	po dniach
5 —2	0,022	.	0,025	3
2 —1	0,054	0,060	0,065	4
1 —0,5	0,115	0,123	0,131	4
0,5 —0,2	0,214	0,230	0,246	8
0,2 —0,1	0,376	0,396	0,428	8
0,1 —0,05	0,530	0,576	1,055	72
0,05—0,02	1,153	1,360	1,860	53
0,02—0,01	0,485	0,922	.	.

W Ameryce spostrzegano w grubych piaskach wzniosy kapilarny ponad poziom wody około 1,20 *m*, a w ziemiach gliniastych do 2,40 *m*.

Wysokość kapilarnego wzniosu maleje z rosnącym ciężarem właściwym wody. Stosunek wzniosu wody morskiej do zwykłej i filtrowanej wynosi: 1 : 1,15 : 1,25.

Jeśli kapilarny wzniosy sięga powierzchni ziemi i jest wystawiony na wpływ temperatury, to poziom wody gruntowej rośnie z wzrostem temperatury, a maleje z jej obniżeniem. Widocznie wzrost temperatury zmniejsza napięcie powierzchniowe i powoduje opadanie w dół wód kapilarnych, a zniżka temperatury, powodując wzrost napięcia powierzchniowego, sprawia podnoszenie się wody od zwierciadła ku włoskowatym przewodom, ku górze, zatem obniżenie poziomu wody gruntowej.

III. Definicje wód podziemnych.

W polskiem słownictwie potocznem używamy na określenie wód podziemnych następujących wyrazów:

Woda zaskórna, woda źródlana, woda gruntowa, woda denna, woda głębinowa i woda reliktowa a w naukowem dodatkowo: juwenilna, woda krążąca, woda zawieszona, woda freatyczna. Nazwy „woda juwenilna“ użył Suess na oznaczenie wód z głębi ziemi pochodzących, takich, które w formie lotnej, czy też ciekłej po raz pierwszy wydobywają się na powierzchnię ziemi, w przeciwieństwie do wszystkich innych wód krążących (vados) między morzem, atmosferą i litosferą. Nazwę „woda zawieszona“ (vados water) wprowadził do literatury amerykańskiej Posepny (The genesis of ore deposits. Trans. Am. Inst. Mining Eng. 1894) na oznaczenie wody zawartej w strefie nawietrzonej, uwięzionej w włoskowatych przewodach siłą adhezji i kohezji, tylko czasowo powolnej ciśnieniu hydrostatycznemu, więc w znaczeniu różnem od interpretacji Suess'a. Woda studzienna „nappe phreatic“ Daubrée'go jest identyczna z wodą gruntową (frea [gr.] = studnia).

Woda gruntowa. Podścielone warstwami nieprzepuszczalnemi złoża porowate, kapilarne i niekapilarne, leżące poniżej czasowo ustalonego poziomu wody, nasycone wodą, powolną sile ciężkości, tworzą pod ziemią tak zwaną strefę nasycenia. Woda przesączająca z powierzchni ziemi w głąb warstw przepuszczalnych, posiłkowana skroploną w wnętrzu ziemi parą

wodną, opada pod wpływem siły ciężkości do strefy nasycenia, o ile nie zostanie zatrzymana przez siły międzycząstkowe w porach materjału, przez który dąży na dół.

Zalegająca w strefie nasycenia, woda powolna sile ciężkości, o mało zmiennej temperaturze i składzie chemicznym, wydobywana ze studzien, względnie wytryskająca z źródeł, nazywa się wodą gruntową (identycznie jak w języku angielskim i niemieckim).

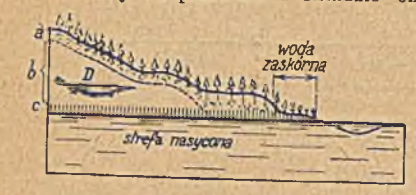


Fig. 89. Schematyczny przekrój zbocza doliny z strefą nasyconą, tj. wody gruntowej i nadległą strefą nawietrzoną, dzielącą się na strefę kapilarnego zasięgu (*c*), na strefę parowania (*a*) i pośrednią (*b*). *D* oznacza wodę denną w strefie nawietrzonej.

Wodę gruntową lepiej i ściślej określa nazwa „woda denna“ (por. tom I., str. 4), charakteryzująca wodę gromadzącą się na dnie nieprzepuszczalnem, podczas gdy woda „gruntowa“ może oznaczać każdą wodę, w gruncie znachodzącą się, czyli podziemną. Nazwa „woda źródlana“ służy na określenie samowypływającej wody gruntowej. Woda źródlana nie tworzy osobnego rodzaju w strefie wód podziemnych, bo nie różni się niczem od wody gruntowej.

Woda kapilarnie podniesiona, zawieszona i parująca.

Ponad strefą nasycenia, tj. w strefie nawietrzonej mieści się woda w porach i szczelinach włoskowatych, przetrzymywana siłami międzycząstkowemi przeciw sile ciężkości, powolna tylko czasowo ciśnieniu hydrostatycznemu. Strefa nawietrzona dzieli się — podług hydrologów amerykańskich — na trzy części: na dolną strefę kapilarnego zasięgu, na górną strefę parowania i strefę pośrednią (ob. fig. 89). Wszystka woda, zawarta w strefie nawietrzonej, jest wodą zawieszoną (odpowiada niem. Gebirgs-Bodenfeuchtigkeit).

W strefie górnej następuje parowanie wody, bądź skutkiem cyrkulacji powietrza ponad górnemi warstwami ziemi (gleby), bądź też skutkiem działania flory. W normalnych warunkach warstwa wody, usunięta przez parowanie, nie przekracza 1—2 *m*. Głębiej sięga strefa parowania w półpustynnych krainach, gdzie rośliny i drzewa, przystosowując się do warunków bytu, zapuszczają korzenie do 15 *m* głęboko. Wysokość strefy kapilarnego zasięgu zależy od wielkości ziarn złoża, wodę podciągającego, w sensie odwrotnym: im mniejsze ziarno, tem większy wzniosu (por. tabelkę na str. pop.).

Jeśli w strefie nawietrzonej znajdzie się wkładka materjału nieprzepuszczalnego, zdolnego czasowo lub trwale przetrzymywać i gromadzić wodę infiltrującą w głąb, wówczas powstaje w strefie nawietrzonej czasowy lub stały horyzont wodny. Taka woda nazywa się woda denna w strefie nawietrzonej.

Wody zawieszone nie mają znaczenia w technice zaopatrywania miast. Tam gdzie strefa parowania obniża się do strefy zasięgu kapilarnego, czerpią wodę rośliny i drzewa wprost z zapasu wody gruntowej. Wody takiego obszaru, niechronione od wpływów zewnętrznych warstwą filtrującą (pośrednią), nazwano w polskim języku „wodą zaskórną.

Często znajdujemy pod powierzchnią ziemi dwa i więcej poziomów (pięter) wody gruntowej, podtrzymywanej warstwami nieprzepuszczalnemi, przedzielonych lub nieprzedzielonych strefą nawietrzoną. Jeżeli dolny poziom wody jest artezyjski, wówczas przy dwóch poziomach wody gruntowej, przedzielonej złożem nieprzepuszczalnem, istnieje tylko jedna górna strefa nawietrzona. W grubych utworach dyluwjalnych (Mazowsza) przy kilku po-

ziomach wodonośnych, górne poziomy wodonośne, wsparte na iłach dyluwjalnych, mają charakter wód dennych w strefie nawietrzonej.

Wodami głębinowemi nazywamy wody podziemne, znachodzące się w stanie ciekłym w znacznych głębokościach ziemi, nie pochodzące z infiltracji naziemnej.

Na obszarze ziem polskich należałoby zaliczyć do wód głębinowych solanki borysławskie, skoncentrowane, ropie towarzyszące, pochodzące z głębokości około 1500 *m*, o temperaturze do 70° C.

Dla tych wód, wyróżniających brakiem siarczanów względnie małą ich ilością, pozatem zawartością bromu i jodu — coby wskazywało na ich morskie pochodzenie w przeszłości — przyjęto nazwę: wody reliktowe (szczątkowe).

Wszystkie powyższe wody od parującej do głębinowej nazywamy wodami podziemnemi.

Wody krasowe w przeciwieństwie do wód podziemnych, przesączających przez warstwy przepuszczalne, płyną kanałami podziemnemi w utworach łatwo rozpuszczalnych, jak w wapieniach wszelkich formacyj (sylurskiej, jurajskiej, kredowej) i żłobią lub wyługowują groty, jaskinie, pieczary, poniki. Cechą ich jest bezpośrednie komunikowanie się tychże z wodami naziemnemi, objawiające się raptownem zanikaniem strug a nawet rzek, względnie raptownym wypływem na powierzchni krasowej. Zjawiska krasowe występują na obszarze ziem polskich w wapieniach Tatr, Pienin i Jury krakowskiej, także na Wołyniu. (Pisana w dolinie Kościeliskiej, źródła Siwe oka, ginące w pokładach kredowych pod Pieniakami w Gołogórach). Zjawiska krasowe są u nas rzadkie, bądź też należą już do przeszłości geologicznej (bezwodna grota Mylna w Kościeliskiej, bezwodne groty w Krzywczu i Złotem Bilczu, w Borszczowskiem, na Podolu) i nie posiadają większego znaczenia w hydrogeologji praktycznej.

Powstawanie wody gruntowej. Wsiąkająca w ziemię część opadu wypełnia pory i szczeliny w strefie nawietrzonej, aż do ich nasycenia. Przy powtarzającym się względnie dłużej trwającym opadzie, kiedy stan nasycenia został osiągnięty, nadmiar wsiąkającej wody opada w głąb i gromadzi się jako woda gruntowa na nieprzepuszczalnem podłożu (teorja infiltracyjna). Dlatego stany wód gruntowych nie zmieniają się ściśle z wielkością opadu, bo stan wody gruntowej albo nie reaguje na opad, albo też podnosi się po upływie dłuższego czasu od nastania deszczu.

Powstawanie wody gruntowej przypisywano z drugiej strony skraplaniu się pary wodnej wewnątrz ziemi przy cyrkulacji powietrza w warstwach przepuszczalnych i jego oziębianiu się, z wykluczeniem współdziałania wody atmosferycznej (teorja kondenzacyjna). Wiele faktów zaobserwowanych w praktyce technicznej przeczy takiej interpretacji, w szczególności wytwarzanie „sztucznej wody gruntowej", stosowano obecnie przy ujęciach wodociągowych (w Polsce w Krakowie i Poznaniu).

IV. Stosunek wody gruntowej do atmosferycznej i naziemnej.

Roczny obieg wody gruntowej.

W wielkim kołowym obiegu wody atmosferycznej z atmosfery na ziemię i do morza, a stąd znowu w atmosferę, woda gruntowa posiada swój własny cykl zjawisk, zamykający się w obrębie jednego roku kalendarzowego. Dowiodły tego badania i pomiary, zapoczątkowane przez Harlachera w r. 1875, opracowane przez geologa Pencka. Obejmywały one cały obszar Czech, o powierzchni 51 000 km^2. Z piętnastoletniego okresu obliczone średnie miesięczne wysokości opadu, odpływu i parowania przedstawiają się następująco.

Czechy. Dorzecze Łaby.

Miesiące:	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Σ
1. Opad *mm*	33	31	44	47	63	87	90	84	70	54	44	45	= 692 *mm*
2. Odpływ *mm*	14	17	33	26	17	13	10	11	12	12	12	16	= 192 *mm*
3. Pozostałość *mm*	19	14	11	22	40	74	80	73	68	42	32	29	= 500 *mm*
3. Parowanie *mm*	13	15	28	46	69	79	80	71	45	26	16	12	= 500 *mm*
5. Magazynowanie *mm*	6						6	2	13	16	16	17	= 70 *mm*
6. Ubytek wody grunt.		1	17	24	23	5	0						= 70 *mm*

Nadmiar opadu, pozostały po odciągnięciu odpływu, wynosi więc dla całorocznego okresu, tyleż co parowanie (500 *mm*), jednakowoż w poszczególnych miesiącach parowanie jest większe lub mniejsze od pozostałości opadu. Różnicę wyrównywuje woda gruntowa, która magazynuje się w podziemiu w miesiącach od sierpnia do stycznia włącznie (szereg 5.), a ubywa od lutego do czerwca, zasilając ścieki powierzchniowe (szereg 6.).

Cały zamagazynowany i następnie rzekom oddany zapas wody gruntowej, tj. w obiegu będący, wynosi tylko 10% opadu, co świadczy o skromnej roli wód gruntowych w obiegu wody atmosferycznej.

Najmniejsza wymiana między wodą atmosferyczną a gruntową przypada na miesiące letnie VI, VII i VIII (szereg 5. i 6.), co zgadza się z prawem Belgranda, ustawionem dla dorzecza Sekwany (prawo de Dausse'a):

Opady atmosferyczne nie dostają się do wnętrza ziemi w miesiącach letnich z powodu silnego parowania i bujnej wegetacji, zaczem nie zasilają w tych miesiącach wód gruntowych.

U nas panują najwyższe stany wód gruntowych na wiosnę w okresie topnienia śniegów, wówczas bowiem z powodu braku roślinności i mniej intensywnego parowania najwięcej wody wsiąka w ziemię. Najniższe stany wody gruntowej pojawiają się w drugiej połowie lata lub wczesną jesienią, po długotrwałej posusze, kiedyto w rzekach ustalają się niskie stany wód.

Ilość odpływu wody gruntowej do ścieków powierzchniowych.

Bezwzględnej ilości wody gruntowej, zasilającej ścieki powierzchniowe, nie znamy w Polsce, w żadnem dorzeczu. Natomiast znane są ilości wody gruntowej, odpływającej z 1 km^2 dorzecza, jako okresowe ilości odpływu w porze bezdeszczowej, przy najmniejszym i zwykłym niskim stanie wody na rzekach, kiedyto rzeki są zasilane wyłącznie wodą gruntową a więc z źródeł i wycieków nad i pod zwierciadłem rzeki. Ilości te są różne w różnych rzekach a nawet i w tej samej rzece zmieniają się (naogół maleją) w miarę przyrostu dorzecza (por. tom I., str. 511 i 512).

Dla głównych dorzeczy Polski ustalił Iszkowski następujące ilości odpływu absolutnie najmniejszego (Q_0), i najmniejszego z szeregu lat, tj. średniego (Q_1), o stosunku objętościowym $Q_0 : Q_1 = 1 : 2$, zestawione w poniższej tabelce.

Dorzecze	Średni roczny opad *mm*	Dorzecze km^2	Q_1 $l:s:km^2$	Q_0 $l:s:km^2$
Odry do ujścia Warty	550	99 273	3,30	1,65
Wisły do ujścia	630	181 708	3,42	1,71
Niemna do Tylży . . .	620	100 000	3,17	1,58

Wartości podane w tabelce dla Wisły są wysokie, wynoszą w rzeczywistości od 1 do 2,5 *l*/sek. z km^2 i taką mniej więcej ilość odpływu wody gruntowej z 1 km^2 dorzecza można uważać za przeciętną.

V. Oznaki wody gruntowej w podziemiu.

Zageszczenie sieci wodnej. Mniejsza lub większa przepuszczalność gruntu objawia się nazewnątrz większem względnie małem zageszczeniem sieci wodnej na jednostkę powierzchni. Istnienie większej ilości jezior świadczy o nieprzepuszczalnem podłożu. W parze z temi zjawiskami idzie

obecność lub brak wody gruntowej w podziemiu. W terenach o dużem zagęszczeniu sieci wodnej, przy istnieniu licznych jezior, nie należy się spodziewać obfitej wody gruntowej, bo opad atmosferyczny nie wsiąka, a spływa powierzchownie. Zabagnienie Polesia przypisują intensywnej akumulacji nieprzepuszczalnego materjału w jeziorze poleskiem, jakie się utworzyło na pograniczu pliocenu i dyluwjum, skutkiem wypiętrzenia się płatu krystalicznego na południu i zatamowania odpływu w tym kierunku.

Występywanie licznych jezior w Wielkopolsce i w pasie Pojezierza pomorskiego, mazurskiego i litewskiego świadczy o nieprzepuszczalności materjału, z jakiego lodowiec budował moreny denne (gliny zwałowe).

Źródła. Występywanie źródeł w pewnym obszarze jest dowodem istnienia wody gruntowej w podziemiu w ilości, pozostającej w prostym stosunku do wydajności źródeł.

Podług Mailleta wydajność źródła jest zawisła od objętości wody w podziemiu, tak że każdemu wydatkowi źródła (Q) odpowiada pewna pojemność wody w podziemiu (V) czyli $V = f(Q)$.

Z drugiej strony wydajność źródła jest jedynie funkcją czasu w okresie, w którym opady nie zasilają wody podziemnej, tj. w porze letniej (por. str. pop.). W tym okresie wydajność źródła zmienia się podług krzywej logarytmicznej, której równanie w funkcji czasu można napisać w postaci:

$$Q = A e^{-\alpha t},$$

gdzie α jest wykładnikiem, dającym się obliczyć z spostrzeżeń, a A stałą równą Q dla $t = 0$, tj. początku obserwacji.

Maillet udowodnił, że $V = f(Q) = \frac{Q}{\alpha} + C$

czyli, że pojemność wody w podziemiu składa się z ilości proporcjonalnej do zmiennej, źródłem wypływającej, z dodatkiem pewnego quantum C (stała całkowania), nie mającego wpływu na wydatek źródła. Za C należy uważać ilość wody, tkwiącą w porach i szczelinach włoskowatych, która źródłem wogóle spłynąć nie może, albo też w szczególnym przypadku, jak przy źródłach przewałowych, uskokowych (por. tom I., fig. 4 i 6), tę ilość wody, która znachodzi się poniżej korony przewału źródlanego. Naogół znachodzi się w bardzo przepuszczalnych obszarach dużo źródeł, ale silnie zmiennych pod względem wydajności, ciepłoty i składu chemicznego, w zależności od opadów. W źródłach, bijących z większej głębokości, wydajność i własności chemiczne małym ulegają wahaniom. Typy źródeł w związku z budową geologiczną por. tom I., str. 5.

Charakterystyczną dla źródeł na obszarze Polski jest małozmienna temperatura, w granicach od 8—12° C, odpowiadająca mniej więcej średniej rocznej danego miejsca. Pozatem posiadamy tylko jedno źródło zimne, w Tatrach, w dolinie Kościeliskiej, zwane Lodowem, o temperaturze + 4° C, i jedno źródło ciepłe tamże, w Jaszczurówce o temperaturze + 20° C.

VI. Twory rzeczne i lodowcowe

jako zbiorniki wody gruntowej.

Doliny rzek. Wody opadowe, spływające po powierzchni i wsiąkające w grunt, poruszają się na mocy ciężkości w dół, ku linjom łączącym najniższe punkty w terenie (niem. Talweg), jakiemi są doliny, wyżłobione przez rzeki. Wody gruntowe gromadzą się w wyścielających dno doliny aluwjach, ich nadmiar, miarkowany stanem wody w rzece, spływa do łożyska rzeki, podczas gdy reszta wody gruntowej towarzyszy biegowi rzeki jako rezerwa na czas posuchy i niskich stanów wody w rzece. W ten sposób stają się doliny spichlerzami wody gruntowej dla rzek na czas posuchy. Ilość wody gruntowej, towarzyszącej biegowi rzeki, jest skutkiem oporów,

na jakie napotyka ruch wody w przewodniku, zazwyczaj mała, wobec czego obfitszej wody można się spodziewać tylko w szerokich dolinach, wypełnionych odpowiednim, przepuszczalnym, możliwie jednorodnym, dobrze posegregowanym materjałem, większej miąższości.

Znaczniejsze nagromadzenia odpowiedniego materjału w dolinach rzek, złożonego w terasy (por. tom I., str. 9, fig. 10), zawdzięczamy epoce dyluwjalnej, kiedy najpierw zostały poszerzone bogato doliny rzek, poczem złożony w tychże materjał glacjofluwjalny, który, rozsegregowany przez spływające z topniejącego lodu wielkie masy wody, przedstawia — zwłaszcza w górnych biegach rzek, gdzie utrzymał się żwir i szuter — znakomity przewodnik wodny. Takie dyluwjalne koryto Sanu przedstawia fig. 90.

W towarzyszącym rzekom wodach gruntowych wyróżniamy dwa przypadki: 1. gdzie wody gruntowe są niezależne od wody rzecznej; wtedy spadek zwierciadła wody gruntowej jest skierowany ku rzece i utrzymuje się w tym stanie nawet przy podnoszeniu się i opadaniu wody w rzece i 2. gdzie woda gruntowa pochodzi od rzeki (wstecznie), wtedy poziom

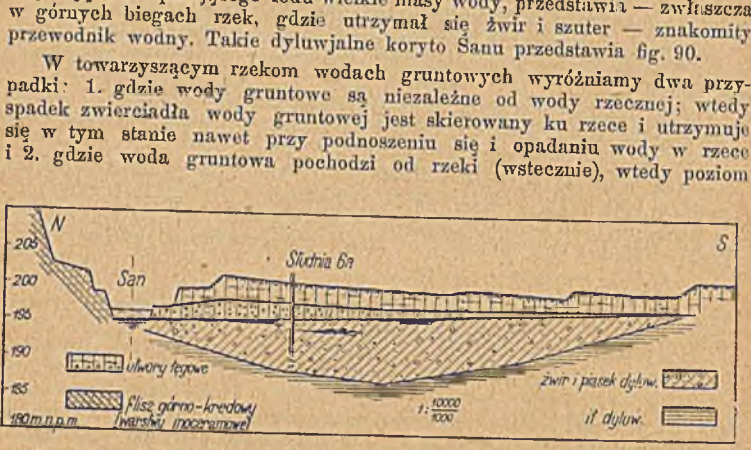


Fig. 90. Dyluwjalne koryto Sanu w Prałkowcach pod Przemyślem.

wody gruntowej jest identyczny z rzecznym przy niskim stanie; przy podnoszeniu się zwierciadła wody gruntowej jest skierowany od rzeki. Jeśli strumień wody gruntowej, równoległy do rzeki, jest zasilany z przyległej bocznej zlewni, powstają zjawiska, znane na powierzchni pod nazwą bifurkacji. Boczna zlewnia odwadnia się przy wysokich stanach wód rzecznych wzdłuż rzeki, a przy niskich stanach wprost (normalnie) do rzeki.

Doliny glacjalne. W czasie cofania się lądolodu na północ, wody, spływające z południa, gromadziły się w ogromnych masach u czoła moren końcowych i nie znajdując odpływu na północ, odpływały przez długi czas na zachód do morza Niemieckiego (dzisiejsze ujście Wezery, potem ujście Łaby) i dopiero później utorowały sobie drogę do Bałtyku. Sieć tych dolin glacjalnych p. fig. 91. Wśród tych wyróżniają się: dolina Baryczy, szeroka 2—3 *km* od Prosny do Odry pod Głogową; dolina warszawsko-berlińska, dzisiaj wyzyskana przez Bzurę, Ner i środkową Wartę aż do Moszyna, przechodzi przez Obrę ku Odrze, a stamtąd przez Sprewę i Hawelę ku Łabie. Nad Wartą i Obrą osiąga miejscami 10—15 *km* szerokości, a wysokość jej brzegów (tarasów) waha się od 20 do 50 *m*.

Trzecia glacjalna dolina, toruńsko-eberswaldzka, zaczyna się nad Wisłą koło Torunia i przez Noteć i Wartę dochodzi do Odry. Szeroka na 6—7 *km*, rozszerza się między Wartą a Notecią, płynącemi równolegle w tej dolinie, na 30 *km*. Dna tych dolin, zasypane piaskami, pokryte bagnami i torfami, komunikują się zapewne z płynącemi wzdłuż nich i krzyżującemi je rzekami. Odra traci duże ilości wody (od 30 do 180 *l*/sek. na jeden kilometr biegu) między Raciborzem a ujściem Warty na korzyść krzyżujących ją dolin dyluwjalnych. Niewątpliwie te same zjawiska zachodzą na obszarze Polski, jednak

badania dolin nie są jeszcze tak posunięte, aby ocenić zasobność w wodę gruntową dolin glacjalnych.

Morena denna. Twory moreny dennej, zalegające na $^{3}/_{4}$-tych obszaru Polski, na Niżu Polskim, składają się z glin zwałowych, nieuwarstwowanych, z głazami kamiennemi, zwykle nieco oszlifowanemi wskutek tarcia wzajemnego tudzież o podłoże i tworzą t. zw. margiel zwałowy. W swym pierwotnym składzie i stanie jest morena nieprzepuszczalna, niezdolna do wytworzenia wodozbioru. Takie moreny zachowały się tylko w niewielu miejscach, głównie na północy, reszta została rozmyta i przerobiona przez wody płynące i wpływy atmosferyczne. Woda wypłukała glinkę, powstałą z roztartych i zwietrzałych granitów i uniosła ją, pozostawiając na miejscu cięższy piasek i głazy, a wiatry poprzesypywały piasek, tworząc tu i ówdzie wydmy. Ponieważ lądolód nasuwał się na Niż Polski i cofał z dłuższemi przerwami, więc przerabianie moren powtarzało się, tak, że w przekroju przedstawia morena naprzemian pasma uwarstwowane, fluwjalne i nieuwarstwowane, zwałowe.

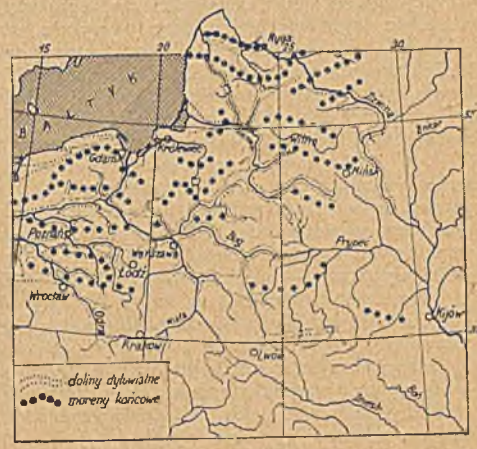


Fig. 91. Doliny glacjalne i moreny końcowe na ziemiach Polski (podług Pawłowskiego).

Gdy jednak takie przerabianie moreny dennej nie sięgało daleko w głąb, złoże morenowe jako przewodnik wodny jest naogół nikły, ale może wytworzyć większy wodozbiór, zwłaszcza artezyjski (Łowicz, Ostrołęka, Siedlce).

Wody morenowe, zalegające płytko, są nieszczególne z powodu dużej mineralizacji i zanieczyszczeń z powierzchni.

Morena czołowa. Tam, gdzie lody zatrzymały się dłużej w swem cofaniu się ku północy, tam wytworzyły się na ich krańcach moreny czołowe, jako nieforemne, pogięte i rozrzucone wały z głazów narzutowych, jako pola kamieniste, lub jako wzgórza żwirowe, powstałe z zniszczenia moreny czołowej. Zasiana jest niemi cała północna część Polski, województwa poznańskie, pomorskie, warszawskie, białostockie, nowogrodzkie i wileńskie. Najlepiej zachowane są w wileńskiem.

Po stronie zewnętrznej moreny końcowej spotykamy albo pola piaskiem zasiane t. zw. sandry, albo wąskie, długie usypiska, prostopadłe lub skośne do czoła moreny, utworzone z piasków, a zwane ozarami. Jedne i drugie zawdzięczają swe powstanie wodom spływającym z końca lodowca i rozmywającym moreny. Wody te zbierały się w czasie topnienia lodowca w strumienie u stóp moreny, dzisiaj tworzą źródła w piaskach, albo też jeziora w obrębie samych moren czołowych lub na północ od nich, w nieprzepuszczalnym marglu zwałowym.

Stosunki wodne w obszarze morenowym są powikłane, to też wyszukanie większych ilości wody gruntowej zależy w tych warunkach — o ile nie jest dziełem przypadku — w znacznej mierze od próbnych poszukiwań wody zapomocą wierceń.

VII. Wody gruntowe w Polsce.

1. W czwartorzędzie. Złoża aluwjalno-dyluwjalne, składające się z utworów napływowych i t. zw. dyluwjum dolinnego, znachodzą się wszędzie w Polsce, rozsypane w dolinach rzek, w załęžach i łożyskach rzecznych. Z tego czwartorzędnego złoża zaopatruje się w wodę wielka ilość ludności i czerpie znaczna ilość wodociągów miejskich (Gdańsk, Chełmno, Toruń, Bydgoszcz, Gniezno, Kraków, Bochnia, Wieliczka, Nowy Sącz, Tarnów, Przemyśl i inne).

Wydajność tego przewodnika wodnego, przeliczona na 1 m^2 powierzchni przekroju warstwy przewodzącej, wyraża się w tysiącznych litra na sekundę i w tem samem złożu jest lokalnie nader różna, waha się w granicach wielokrotności, zależnie od przemieszania materjału piaskowego z szutrowym w rozmaitym stosunku i różnej wielkości ziarna, ponadto od większej lub mniejszej domieszki namułu, gliny i części ilastych. Jakość wody z tego złoża naogół dobra, o ile woda znachodzi się w większej głębokości (3—5 m), jest chroniona przed zanieczyszczeniem z powierzchni i nie komunikuje się z wodami torfowemi i bagiennemi. Mineralizacja wody bywa znaczna, objawia się średnią twardością i zawartością żelaza. Twardość pochodzi z wypłukanego wapna, występującego przeważnie jako węglan, także jako siarczan wapniowy. Pochodzenie żelaza w wodach czwartorzędu — sporadyczne przypadki wyjąwszy — nie zostało dotychczas wyjaśnione.

Niezdatne do użytku są te wody, gdy złoża czwartorzędu zalegają na gipsonośnych iłach mioceńskich, wówczas bowiem przy znacznej twardości wody zwykł pojawiać się wolny siarkowodór.

Niepożądanym składnikiem bywa mangan, powodujący czarno-brunatny osad, występuje jednak w ilościach szkodliwych rzadko.

Ślady amonjaku, jakie tu i ówdzie znachodzono w wodach czwartorzędu, nawet z znacznej głębokości pochodzących, mogą być tylko skutkiem rozkładu części organicznych (roślinnych) przy niedostatecznym dostępie powietrza.

Przewodniki wodne aluwjalno-dyluwjalne rozpoznano stosunkowo najlepiej w dolinach rzek podkarpackich przy budowie ujęć wodociągowych w Krakowie, Bochni, Nowym Sączu, Tarnowie, Przemyślu, przy badaniach hydrologicznych dla miasta Stryja.

Wartość eksploatacyjna tych terenów wodociągowych wyznacza się podług autora[1]) z stosunku $\frac{e}{k}$, tj. jednostkowej wydajności (pojętej jako iloraz z pompowanej wody do wywołanego obniżenia: $\frac{q}{h}$) do spółczynnika przepuszczalności, który to stosunek pozostaje stały obrębie danego terenu. Stosunek $\frac{e}{k}$ waha się dla dobrych terenów podkarpackich od 4 do 10,6.

Największą wartość eksploatacyjną wykazał teren na południe od miasta Stryja, na lewym brzegu Stryja w Grabowcu, należący morfologicznie do stożka usypowego tej rzeki. Wydajność 1 m^2 warstwy przewodzącej wynosi 0,0078 l/sek., względnie 5700 m^3 na dobę z 1 km pasu przewodnika, przy $k = 0{,}0056$. Przy depresji $h = 0{,}42$ m i objętości pompowanej wody 0,025 m^3/sek. wynosi:

$$e = \frac{q}{h} = \frac{0{,}025}{0{,}42} = 0{,}06\ m^3/\text{sek.} = 60\ l/\text{sek.},\quad \frac{e}{k} = \frac{0{,}06}{0{,}0056} = 10{,}62.$$

W porównaniu z tą wykazują tereny w dolinie górnej Wisły (Kraków), w dolinie Dunajca (Tarnów), oraz w dolinie Sanu (Przemyśl) zaledwie połowę i mniej od połowy owej największej wartości eksploatacyjnej.

[1]) Ob. autora: Zbiornik wody gruntowej w Prałkowcach. Prace Polskiego Instytutu Geologicznego. Warszawa 1924.

W dolinie dyluwjalnej Sanu pod Przemyślem znaleziono: e zmienne w obrębie terenu, w granicach od 0,00214 do 0,00574 m^3/sek., k zmienne, w granicach od 0,000 350 do 0,001 224 i wartość eksploatacyjną terenu: $\frac{e}{k} = 4{,}43$.

W obszarze moreny dennej, na Niżu Polskim, uzyskuje się dostateczne ilości wody przeważnie przy objawach artezyjskich z nieco głębszych wierceń w pokładach dyluwjalnych. W zależności od zawilej budowy moreny dennej, głębokość wiercenia, napotkany poziom hydrostatyczny i wydajność otworów artezyjskich jest bardzo rozmaita.

W Łomży głębokość otworów świdrowych wynosi 46—77 m, poziom hydrostatyczny leży w gębokości od 7 do 26 m pod terenem, a wydajność jednostkowa, przeliczona na 1 m depresji, waha się od 0,07 do 0,3 l/sek. ($e = 0{,}00007—0{,}0003$ m^3/sek.).

Otwory, odwiercone w Siedlcach, średnio 45 m głębokie, dostarczają od 0,04 do 1,1 l/sek. na 1 m depresji.

Otwór, wykonany w Łodzi, na stacji kolejowej kaliskiej, głęboki 42 m, z hydrostatycznym poziomem wody 11 m pod terenem, wykazał wydajność jednostkową 3,5 l/sek. (Największa, znana wydajność w przewodnikach morenowych).

Ilości wody, jakie uzyskuje się w obszarze moreny dennej z otworów świdrowych, wynoszą od 3,6 do 40 m^3 na godzinę. Liczne dane, dotyczące wierceń za wodą na ziemiach b. zaboru rosyjskiego, podaje Rychłowski w „Materjałach do hydrologji Królestwa Polskiego". Warszawa 1917.

2. W trzeciorzędzie. Przewodniki wodne, trzeciorzędne, odgrywają dużą rolę w gospodarce wodnej na obszarze niziny podlasko-mazowieckiej i wielkopolskiej.

Obszar Mazowsza, Podlesia, Kujaw i Prus zajmuje olbrzymia niecka, zbudowana z utworów kredowych, wypełniona trzeciorzędem i przykryta utworami dyluwjalnymi (por. tom I., fig. 6). Zamknięta jest od południowego zachodu występywaniem kredy łódzkiej, od południa krawędź jej zlewa się z kredowemi utworami wyżyny lubelskiej, a wschodnia granica zaznacza się wychodniemi kredy z pod dyluwjum w t. zw. cokule litewskim.

W niecce tej, która na równoleżniku Warszawy ma około 180 km rozpiętości i zagłębienie około 250 m pod Warszawą, zalega na kredzie warstwa oligoceńskich piasków glaukonitowych, 30—80 m gruba, nad temi występują utwory mioceńskie, złożone z dwóch seryj: z t. zw. formacji lignitowej (piaski i iły z pokładami węgla brunatnego) u dołu i formacji nieprzepuszczalnych, pstrych iłów u góry. Stropowe dyluwjum tworzy górne piętro wody gruntowej, piaski oligoceńskie (glaukonitowe) i lignitowe tworzą dolne piętro, artezyjskie, przegrodzone od górnego pstremi iłami. Obszar infiltracyjny sięga na południu po Dęblin, na wschodzie po Brześć n/B.

Zapas wód artezyjskich po równoleżnik warszawski, obliczony przez Lewińskiego[1]), ma wynosić ponad 100 km^3 wody przy powierzchni 15 000 km^2. Jest to zatem olbrzymi wodozbiór, mający swe odwzorowanie w basenie paryskim, dakotańskim i banackim i podobnego znaczenia w życiu gospodarczem.

W Warszawie-Pradze, która leży nad największem zagłębieniem niecki, wznosi się woda w otworach świdrowych 15—20 m powyżej zera Wisły. Jest to woda miękka (7—12° niem.), średnio żelazista (3—6 mg w litrze) z odcieniem żółtawym, zapewne od lignitu. Jednostkowa wydajność otworów, przeliczona na 1 m depresji, wynosi od 0,5 do 3 m^3 na godzinę. Wodę tej niecki artezyjskiej eksploatuje poza Warszawą cały szereg miast, jak Włocławek, Nieszawa, Lowicz, Sochaczew, Pułtusk, Łuków i w. i.

[1]) Lewiński: Badania hydrogeologiczne okolicy Warszawy. Roboty Publiczne. Warszawa 1921.

Na całym obszarze woj. Poznańskiego występują — podobnie jak w przylegającej od wschodu niecce Mazowieckiej — dwa poziomy wodonośne: górny — w dyluwjum na pstrych iłach poznańskich, dolny, artezyjski — w piaskach formacji lignitowej, która spoczywa na kredzie. Brak tu ogniwa piasków oligoceńskich glaukonitowych, które w niecce Mazowieckiej podścielają formację lignitową, przydają miąższości tamtejszemu piętru artezyjskiemu i dostarczają najobfitszej wody. Niemniej nie ustępuje artezyjski poziom wodonośny z lignitu na obszarze Poznańskiego ani pod względem jakości wody, ani jej obfitości wodom lignitowo-oligoceńskim niecki Mazowieckiej, a przewyższa ostatnie mniejszym stopniem zmineralizowania, tj. małą twardością wody. Dlatego wodą artezyjską posługuje się w Poznańskiem cały bogato rozwinięty przemysł rolniczy (fabryki maszyn rolniczych, cukrownie, gorzelnie i fabryki przetworów owocowych), nie znajdując w wodach czwartorzędu ani dostatecznej, ani odpowiedniej wody.

Głębokość, do jakiej wierci się za wodą artezyjską, jest rozmaita, naogół maleje od południa ku północy. Najgłębsza studnia w Poznańskiem znajduje się w dominium Góla pod Gostyniem, 200 *m* głębokości (30 *m* — dyluwjum, około 60 *m* — pstrych iłów). W Poznaniu, w starem korycie Warty, pod mostem tumskim występuje woda artezyjska już w 30-tym metrze; studnie w gazowni i elektrowni mają 120—110 *m* głębokości; dwa otwory wiertnicze w Dębinie (Poznań), odwiercone około 1909 roku, średnicą 300 *mm*, mają 150 *m* głębokości, sięgają podług zapisków Zakładu wodociągowego do kredy, a nadkład piasków dyluwjalnych na pstrych iłach wynosi 20 *m*. Studnia Cegielskiego w Głównej pod Poznaniem jest 128 *m* głęboka, średnicy 200 *mm*. W Bydgoszczy natomiast miałkie piaski lignitowe i związany z niemi poziom wodonośny pojawiają się już 40—60 *m* głębokości pod terenem.

Skład chemiczny wód lignitowych w Poznańskiem jest znamienny; jest to woda mało zmineralizowana, bardzo miękka (3° niem. w Poznaniu), zawierająca dużo substancyj organicznych (zapewne od lignitu) i stąd zazwyczaj na kolor brunatny, barwy konjaku, zabarwiona. Cechuje ją obecność wolnego bezwodnika węglowego a z ciał rozpuszczonych zawiera najwięcej potasu, sodu i wapna.

Wydajność studzien artezyjskich w Poznańskiem jest naogół mierna. Studnia w gazowni miejskiej w Poznaniu dostarcza 300 m^3/24 godz. (12,5 m^3/godz.) samowypływem 1 *m* ponad terenem przy średnicy odwiertu 150 *mm*. Studnia w fabryce Cegielskiego w Głównej wykazała po odwierceniu poziom hydrostatyczny + 5 *m* ponad terenem i dostarcza samowypływem na wysokości 1 *m* ponad terenem 6,6—5,4 m^3/godz. przy średnicy odwiertu 200 *mm*.

Wyjątkowo trafiają się wydajności bardzo duże. Dwa otwory odwiercone w Dębinie, średnicy 300 *mm*, wykazały 30 *m* ciśnienia ponad terenem, przy głębokości 150 *m*. Otwór wiertniczy we Wronkach wykazał 12 *m* ciśnienia ponad terenem a przy samowypływie w wysokości terenu daje 350 m^3 wody na godzinę.

Wydajność studzien w Poznańskiem odpowiada zatem mniej więcej studniom warszawskim, wierconym w lignicie (Targówek, Kijewski i Scholze 7,5 m^3/godz., Jeżewski, Otwocka 8,75 m^3/godz.). Najwydatniejsza studnia we Wronkach odpowiada najlepszym studniom warszawskim z glaukonitu (fabryka Rudzkiego — 368 m^3/godz.).

Z mioceńskiego przewodnika wodnego, wykształconego w facji wapienia litotamniowego, zalegającego na kredzie, rozwiniętego na dużym obszarze na północny wschód od linji Szkło—Wola dobrostańska, korzysta wodociąg Lwowa. Strumień wody, płynący w litotamniach od północnego wschodu, Lelechówki i Janowa, na stropie margli kredowych ma wydajność około 20 000 m^3 na dobę.

Nowe ujęcie wody dla tegoż wodociągu, u źródeł potoku Szkła, chwyta około 9500 m^3 wody na dobę z tego samego piętra.

3. W triasie. Rolę przewodzącego wodę trzeciorzędu z Wielkopolski i Mazowsza przejmują na Śląsku i w zachodniej części Krakowskiego utwory triasowe.

W rowie tektonicznym, ciągnącym się przez Bytom do Będzina i wrzynającym się w karbon Zagłębia, wyróżniamy w wypełniających ten rów otworach triasowych dwa poziomy wodne: górny w dolomitach, dolny w wapieniach dolnego wapienia muszlowego. Oba poziomy przegradza niebieski, ilasty, po części i piaszczysty, zbity wapień, stanowiący wybitną warstwę przewodnią między górnemi dolomitami i spodniemi wapieniami.

Z obu tych poziomów czerpie wodę szyb pompowy „Rozalja“ dla wodociągu powiatowego katowickiego, położony mniej więcej w środku rowu bytomsko-będzińskiego, w Dąbrówce, w odległości około 800 *m* od rzeki Brynicy. Szyb dostarczał do roku 1916 8 miljonów m^3 wody rocznie, obecnie mniej, z powodu robót górniczych, które odciągają wodę do kopalń.

W tymże rowie położona kopalnia węgla „Andaluzja“ dostarcza dużych ilości wody na potrzeby fabryki związków azotowych, oraz elektrowni okręgowej w Chorzowie.

W obszarze triasowym Tarnowskich Gór, o analogicznej budowie geologicznej i analogicznych poziomach wodnych, znajduje się szyb wodny wodociągu Tarnowskich Gór, czerpiący wodę z kruszconośnych dolomitów, szyb wodny w Radzionkowie, stary szyb wodny kopalni Fryderyka, skąd sztolnią spływa do rzeki Dramy około 25 m^3 wody w minucie, wreszcie szyb wodny „Staszic“ (dawniej Adolf) państwowego wodociągu śląskiego, który zaopatruje zachodnią część polskiego Zagłębia dwoma rurociągami i ilością wody $6^3/_4$ miljona m^3 rocznie.

Na północ od Tarnowskich Gór zapadają warstwy triasowe wybitnie ku północy a równocześnie wzrasta ich miąższość i osiąga na południe od rzeczki Małopiany w obszarze Miasteczka (Georgenberg) około 200 *m* miąższości. To też mimo iż trias nie jest tutaj nieckowato wykształcony, jest bardzo zasobny w wodę. Do znanych poziomów wodonośnych triasu przybywają tutaj dwa dalsze, górne w piaskach dyluwjum, osiągających miejscami 60 *m* miąższości, podścielonych iłami trzeciorzędu (miocenu), względnie kajpru, oraz głębszy poziom wodonośny w dolomitach kajpru, podścielonych iłami kajprowemi.

Wody wszystkich otworów są artezyjskie, miękkie (około 10° niem. twardości), ale żelaziste. Wydajność terenu znaczna i obliczono, że z 17 otworów wiertniczych można będzie uzyskać 70 000 m^3 na dobę.

W okręgu bytomsko-katowickim zużyto w r. 1908 85 miljonów m^3 wody gruntowej na cele przemysłowe i wodociągowe, w stosunku do 37 miljonów m^3, zaczerpniętych z wód powierzchniowych.

Odwzorowanie triasowego rowu bytomskiego znachodzimy w Zagłębiu węglowem krakowskiem. Tutaj ciągnie się od Długoszyna—Szczakowej w kierunku na Chrzanów, wśród utworów karbońskich Jaworzna i Sierszy rów, wypełniony utworami triasowemi, wyścielony iłami diasu i zamknięty występywaniem jury w górach luszowskich. W rowie tym wybitny poziom wodny występuje w dolnym poziomie i z tego piętra czerpie wodociąg Gwarectwa i miasta Jaworzna około 50 litrów sek.

Obfitość wody w triasie Zagłębia krakowskiego zaznacza się także dalej na południu, w rowie biegnącym od Imielina ku Alwernji, oddzielonym od rowu szczakowsko-chrzanowskiego uskokiem, przez Kąty przebiegającym. Tutaj, w Kątach, pompowała kopalnia galmanu „Matylda“ 45 m^3 wody w minucie (65 000 m^3 dziennie), a w cyplu południowo-wschodnim źródła, bijące w Regulicach, dostarczają 6500—8000 m^3 wody na dobę.

Na triasie kończy się szereg wybitnych przewodników wodnych Polski. Karbon poza wapieniem węglowym w Czernej (pod Krzeszowicami) jest mało zasobny w wodę, także dewon w granicach Polski nie jest przewodnikiem,

w znaczeniu o l d r e d u. Wyjątkowo eksploatowany zapomocą odwiertu w Kielcach, dostarcza twardej wody, w miernej ilości, z stropowych pokładów wapienia dewońskiego.

VIII. Wody mineralne w Polsce.

Wody mineralne, pojawiające się w Polsce, nie są pochodzenia juwenilnego, ale są produktem ługowania pokładów solnych, względnie skał, solą morską impregnowanych przez wody, z powierzchni ziemi przeszączające i wydobywające się nazewnątrz pod wpływem ciśnienia hydrostatycznego, względnie (jak w zdroju Zubera w Krynicy) pod wpływem prężności bezwodnika węglowego.

Za wodę mineralną uchodzi taka, która zawiera w litrze najmniej 1 *gr* składników stałych. Nie każda jednak woda mineralna, tj. silnie zmineralizowana, jest wodą leczniczą, jak np. twarde gipsowe wody z powiatu horodeńskiego (woj. stanisławowskie). Naodwrót, za lecznicze wody uchodzą i takie, które zawierają poniżej połowy składników, przyjętych jako norma dla wód mineralnych, jak np. woda z Gastein, „Naftusia“ z Truskawca, szczawy w Sławinku i Nałęczowie.

Wody mineralne Polski dadzą się ująć w 3 grupy: *A* — szczaw, *B* — solanek, *C* — wód siarczanych.

A. We wszystkich szczawach obok wolnego kwasu węglowego głównemi składnikami są dwuwęglany: sodu, potasu, wapnia, magnu i żelaza, tudzież chlorki sodu i potasu. Obok tych w małych ilościach występują siarczany sodu, potasu i magnu, dwuwęglany litu, strontu, baru i manganu, jodki i bromki sodu i potasu, a wreszcie kwas krzemowy, jako składnik każdej wody mineralnej.

Stosownie do ilości głównych składników wyróżniamy w grupie szczaw:

1. s z c z a w y z w y k ł e (wapienno-żelaziste), których typem jest woda żegiestowska, znachodzące się w Żegiestowie, Łomnicy, i słabsze, występujące w Nałęczowie i Sławinku (woj. lubelskie);

2. s z c z a w y a l k a l i c z n e (sodowe), znajdujące się w Krynicy w źródłach i płytszych wierceniach, oraz w Wysowej („Józef“), w Głębokiem nad Popradem i w Burkucie u źródeł Czeremoszu;

3. s z c z a w y a l k a l i c z n o - s ł o n e w Krynicy (z odwiertu Zubera), w Wysowej (zdrój „Słony“), w Krościenku i Szczawnicy;

4. s z c z a w y a l k a l i c z n o - s ł o n o - g l a u b e r s k i e w zdrojach „Naftusia“ i „Marja“ w Truskawcu.

B. W grupie solanek wyróżniamy:

1. s o l a n k i z w y k ł e, zawierające sól kuchenną;

2. s o l a n k i r o z c i e ń c z o n e j o d o w o - b r o m o w e oraz solanki towarzyszące ropie;

3. s o l a n k ę g o r z k ą morszyńską;

4. s o l a n k i — s z c z a w y z Druskienik i Rymanowa.

1. Solanki zwykłe są bardzo pospolite na obszarze Polski, związane z obszarami solnemi: kujawsko-wielkopolskim, Śląskim i podkarpackim. W Karpatach polskich naliczono 220 miejscowości z solankami, w województwie śląskiem około 40, w poznańskiem i pomorskim około 10. Solanki te cechuje bardzo znaczna ilość chlorku sodowego, stała obecność siarczanów sodu, potasu, wapnia i magnu, i w odróżnieniu od solanek jodowo-bromowych, nieobecność wolnego kwasu węglowego.

2. Solanki jodowo-bromowe, występujące w głębi łuńcucha karpackiego z paleogenu i na Śląsku, cechuje mniejsza niż u solanek zwykłych ilość chlorku sodowego, obecność dwuwęglanu sodowego, jodków i bromków sodu i potasu i znaczna — mniejsza jednak niż u szczaw — ilość wolnego kwasu węglowego. Znane i eksploatowane solanki jodowo-bromowe znajdują się w Soli, Rabce, Iwoniczu i Brzozowie, a na Śląsku w Jastrzębiu — Zdroju i Goczałkowicach.

Solanki, towarzyszące ropie, są nierozwodnionym prototypem karpackich solanek jodowo-bromowych.

3. Solanka gorzka znajduje się w Morszynie pod Stryjem, zawiera duże ilości chlorku sodowego, siarczany sodu i magnu oraz chlorki potasu i magnezu.

4. Pośrednie miejsce między szczawami a solankami zajmują solanki gazowane z Rymanowa i Druskienik, zawierające, jako główne składniki, sól kuchenną i wolny bezwodnik kwasu węglowego.

C. W grupie wód siarczanych wyróżniamy:

1. w o d y s i a r c z a n e (s i a r c z a n o - w a p i e n n e);

2. w o d y s i a r c z a n o - s ł o n e.

1. Wody siarczane występują w Krzeszowicach, Swoszowicach (woj. krakowskie), w Horyńcu, Niemirowie, Szkle, Pustomytach (woj. lwowskie) i w Konopkówce (woj. tarnopolskie), oprócz tego na obszarze środkarpackim w Wapiennem, Małastowie, Ujściu (pod Gorlicami), oraz w powiecie horodeńskim (woj. stanisławowskie).

Są mniej zmineralizowane od solanek, a nawet od niektórych szczaw, zawierają obok siarkowodoru i kwasu węglowego, siarczan wapnia (gips), znaczniejsze ilości chlorku sodu oraz siarczanów sodu i potasu.

2. Pośrednie miejsce między solankami a wodami siarczanemi zajmują wody siarczano-słone z Buska i Solca (woj. kieleckie) o składzie chemicznym wód siarczanych z dodatkiem znaczniejszej ilości chlorku sodowego.

Radjoczynność naszych źródeł mineralnych jest mała. Największą — z dotychczas zbadanych — wykazał zdrój w Jastrzębiu tj. 4 jednostki Mache'go, zdroje rabczańskie i krynickie poniżej jednostki, co pozostaje w związku z niejuwenilnym charakterem tych wód.

LITERATURA.

Pawłowski: Geografja Polski. Lwów 1917.
Państwowy Instytut Geologiczny: Mapa geologiczna Rzeczypospolitej Polskiej. Warszawa 1926.
Ciechanowski, Matakiewicz, Pomianowski: Zasady budowy wodociągów. Lwów 1917.
Rychłowski: Materjały do hydrologji Królestwa Polskiego. Warszawa 1917.
Lewiński: Badania hydrogeologiczne okolicy Warszawy. Roboty Publiczne 1921.
Rosłoński: Zbiornik wody gruntowej w Praikowcach. Prace P. J. G. Warszawa 1924.
Challon: Eaux souterraines. Paris—Liège 1913.
Maillet: Essais d'hydraulique souterraine et fluviale. Paris 1905.
Belgrand: La Seine. Études hydrologiques.
Slichter: The motions of ground waters. Water-Supply and Irrigation Paper 67. Washington 1902.
Meizner-Kelton: Geology and water recources. Water-Supply and Irrigation Paper 320. Washington 1913.
Meizner: The occurence of ground water in the United States. Water-Supply and Irrigation Paper 489. Washington 1923.
Woodward: The geology of water-supply. London 1910.
Hazen: The filtration of Public Water Supplies. New York 1895.
Keilhack: Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1917.
Prinz: Handbuch der Hydrologie. Berlin 1919.
Szajnocha: Źródła mineralne Galicji. Kraków 1891.
Nadolski: Powstawanie źródeł mineralnych. C. I. Lwów 1913.
Wąsowicz: Krynica i jej środki lecznicze. 1926.
Olszewski: Sól i sole potasowe w Polsce. Polska gospodarcza. 1926.
Wertenstein, Bartnicka, Biczyk: Badania nad radjoczynnością zdrojów mineralnych. Medycyna dośw. i społ. Warszawa 1926.
Linstow: Die Mineralquellen von Westrußland und Galizien. Kowno 1916.

Kanalizacja miasta.

Opracował

inż. dr. Romuald K. Rosłoński,

docent politechniki, Lwów.

I. Wiadomości ogólne.

1. **Odwóz i spław nieczystości.** Każda z stosowanych dzisiaj metod kanalizacyjnych jest w swej istocie środkiem transportowym dla nieczystości i dlatego musi czynić zadość wymogom racjonalnego i taniego transportu. Jako środki transportu wchodzą przy kanalizacji miast w rachubę: odwóz nieczystości beczkowozami, koleją, okrętami, oraz spław nieczystości bądź naziemnemi ściekami (rynsztokami), bądź podziemnymi kanałami. Odwóz nieczystości wypada skutkiem wysokich kosztów ładowania drożej od spławu, a podróża się przy odwozie koleją lub okrętami wskutek konieczności przeładowania. Najtańszym jest transport nieczystości przewodami (rurociągiem) nawet wówczas, gdy w braku naturalnego spadku potrzeba siły transportowe wytwarzać sztucznie w zakładach maszynowych, czyli uciekać się do pompowania nieczystości. Odwóz nieczystości koleją wypada bez kosztów załadowania 3—10 razy drożej, a końmi (bez załadowania) 20—40 razy drożej niż transport ich kanałami o naturalnym spadku. Kanały paryskie, budowane przez Belgrand'a pod hasłem *tout' à l'égout* w latach 50-tych, umożliwiały także spław śmieci (fig. 92 i 93) dzięki zastosowaniu kinet w dużych przekrojach. Gdy jednak przekonano się, że jest błędem mieszać z sobą części mineralne i organiczne w odpływie kanałowym, postawiono dzisiaj obowiązującą zasadę:

nie spławialne odpadki mineralne, powodujące tamowanie przepływu w kanale, należy wyłączyć z kanalizacji, podlegające gniciu natomiast, organiczne substancje należy kanałami spławiać poza obręb miasta. Stąd podwójny system pozbywania nieczystości, tj. 1. odwóz śmiecia domowego i ulicznego i 2. spław nieczystości płynnych i organicznych kanałami z obrębu miasta.

2. Zadaniem nowoczesnej kanalizacji jest więc usuwanie z obrębu miasta wód brudnych domowych i zanieczyszczonych fabrycznych: spław organicznych nieczystości w szczególności fekaljów, oraz odprowadzenie wody deszczowej, przy możliwie najmniejszem utrudnieniu ruchu ulicznego i w sposób dla zdrowia najmniej szkodliwy, drogą podziemną, w zamkniętych przewodach, zwanych kanałami. Ubocznem zadaniem jest osuszanie gruntu miejskiego, tj. ustalenie poziomu wody podziemnej w wysokości napełnienia kanałów.

Dalszem zadaniem nowoczesnej kanalizacji jest oczyszczanie wód pokanalizacyjnych (kanałowych) przed wpuszczeniem tychże do rzeki

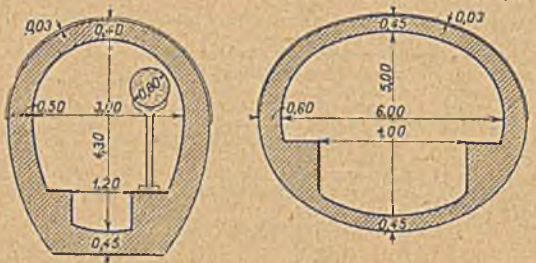


Fig. 92 i 93. Przekroje kolektorów paryskich.

i to albo mechaniczne (niezupełne) w osadnikach, albo biologiczne (zupełne) a to: sztuczne w złożach biologicznych, lub naturalne przez nawadnianie i filtrację na gruntach; lub wreszcie kombinowane, polegające na mechanicznem podczyszczeniu wody i oczyszczaniu w stawach, które mogą być zarybione.

Ubocznem zadaniem tej części kanalizacji jest wyzyskanie tłuszczu i środków nawozowych z wód kanałowych, gazu z szlamu kanałowego i hodowla ryb w podczyszczonym mechanicznie odpływie kanałowym. Przeciw temu gospodarczemu zadaniu kanalizacji grzeszy, stosowane na wielką skalę w Anglji, sztuczne oczyszczanie biologiczne, będące w swej istocie niszczeniem i przetwarzaniem (mineralizacją) wszystkich zanieczyszczeń, zatem i gospodarczo cennych.

3. Sposoby kanalizacji. Miasta kanalizuje się albo jednolitym systemem kanałów, wspólnych dla wód brudnych i deszczowych, albo systemem rozdzielczym, w którym osobne kanały odprowadzają wody brudne a osobne deszczowe. System drugi może być niezupełny, bądź wówczas gdy buduje się tylko kanały dla wód brudnych a wody deszczowe odprowadza powierzchniowemi ściekami do ścieku odbiorczego (recypienta, odbiornika), bądź wówczas gdy kanały przeznacza się dla wód deszczowych i zanieczyszczonych z wyłączeniem ekskrementów, gromadzonych w dołach kloacznych i perjodycznie wywożonych beczkowozami. Ten ostatni przypadek zdarza się w dzielnicach o charakterze wiejskim, gdzie domy nie posiadają instalacji wodociągowej, lub w miastach, gdzie istnieją kanały a niema wodociągu, zatem i możności spławu ekskrementów.

Tylko wyjątkowe warunki usprawiedliwiają stosowanie systemu rozdzielczego zupełnego (o podwójnej sieci kanałów), jako z natury droższego od systemu wspólnego. Np. w osiedlu położonem w znaczniejszej odległości od

rzeki a odwadnianem tylko nikłym strumieniem, nieznoszącym wpustu wód brudnych, opłaci się budować krótkie kanały deszczowe do strumienia, a długi kanał wód brudnych z osobną siecią do dalekiej rzeki.

Usprawiedliwione jest stosowanie systemu rozdzielczego zupełnego także wówczas, jeśli wody brudne (np. z nadbrzeżnej dzielnicy) potrzeba przepompowywać do wyżej położonego kolektora w tym celu np., aby zdążyły do wspólnej oczyszczalni, jeżeli pozatem wody deszczowe mają możność spłynąć naturalnym spadkiem do rzeki, nawet w czasie wysokich stanów wody. W tym przypadku mniejsze koszty ruchu stacji pompowej, podnoszącej tylko wody brudne, skompensują już w krótkim czasie większy wkład na zbudowanie podwójnej sieci kanałów. Poza podobnemi nielicznemi przypadkami jest system kanalizacji rozdzielczej zupełnej koniecznem złem, uciążliwym dla właścicieli realności, zmuszonych ponosić dwa razy tak duże koszty instalacyjne, jak przy kanalizacji wspólnej i uciążliwym dla zarządu miast z powodu konieczności czujnej kontroli, by wód deszczowych nie wpuszczano do kanałów dla wód brudnych.

Szersze zastosowanie powinienby znaleźć w naszych warunkach system rozdzielczy niezupełny z kanałami dla wód brudnych i powierzchniowem odprowadzeniem wód deszczowych, a to w mniejszych miastach i letniskach, już zaopatrzonych w wodociągi centralne[1]).

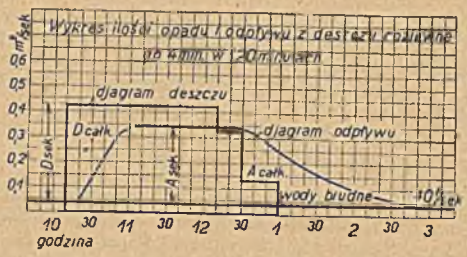
Dla większych miast, mniej więcej ponad 25 000 mieszkańców liczących, system rozdzielczy niezupełny nie nadaje się, bo ścieki uliczne rozrastają się do bardzo znacznych rozmiarów, zniekształcają nawierzchnię ulicy i utrudniają w wysokim stopniu komunikację; jedynym środkiem na to jest wprowadzenie wód deszczowych do kanałów, czyli system kanalizacji zupełnej.

Wprowadzenie wody deszczowej do kanałów zwiększa jednak niepomiernie ich przekroje, tak że zazwyczaj jest praktycznie niemożliwie odprowadzić jednym kanałem ilość wody opadowej z większej zlewni, względnie żądać, aby cała ilość wody deszczowej, uchwycona kanałami, spłynęła do rzeki poza obrębem miasta. To też w systemie rozdzielczym odprowadza się wody deszczowe zazwyczaj kilku kanałami do rzeki. W systemie kanalizacji jednolitej-wspólnej natomiast potrzeba było — w celu umożliwienia w praktyce wprowadzenia wód deszczowych do kanałów — przyjąć wątpliwą pod względem higjenicznym zasadę, że wody brudne można wpuszczać do rzeki nawet w obrębie miasta, o ile wodą opadową zostaną rozcieńczone ponad pewną miarę, zazwyczaj ponad 4—6-krotnie. Stąd powstały następujące techniczne założenia dla systemu jednolitego-wspólnego. Kanały tego systemu powinny odprowadzić poza obręb miasta rozcieńczone wody brudne (por. tablicę 5. w ustępie 12-tym), czyli objętość odpływu, odpowiadającą deszczowi rozlewnemu (o małem natężeniu a długotrwałemu) i tak dymensjonowane, by do poszczególnych przelewów burzowych mogła dopłynąć cała ilość wody z opadu burzowego i woda brudna. Wynika z tego, że w systemie jednolitym-wspólnym wody brudne, względnie kilkakrotnie rozcieńczone, przepłynąć muszą całą sieć kanalizacyjną od jej kończyn do wylotu kanału, nawalne wody deszczowe natomiast spływają częściami sieci kanalizacyjnej do przelewów burzowych i burzowcami do rzeki, przyczem za pośrednictwem tych przelewów burzowych spływa do kanałów poniżej leżących tylko 4—6-krotna ilość wody brudnej. I dlatego to w kanalizacji jednolitej-wspólnej miarą sprawności kanałów jest ilość odpływu w *l*/sek. z *ha* powyżej każdego przelewu burzowego.

4. Odpływ kanałem. Stosunek odpływu do opadu, zwany spółczynnikiem spływu ψ, zależy: *a*) od rodzaju pokrycia gruntu (nawierzchni) i od stoczystości tegoż, *b*) od początkowego stanu nasycenia i ciepłoty gruntu, *c*) od czasu trwania i natężenia deszczu, które to warunki spływu modyfikuje

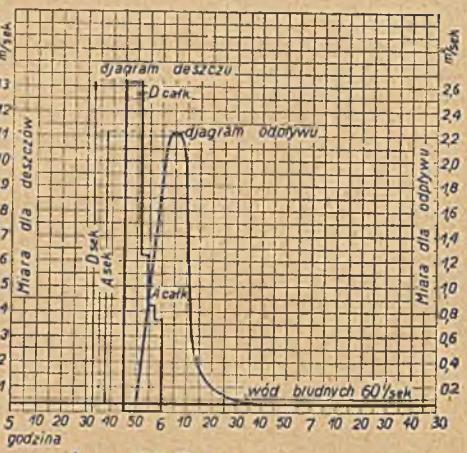
[1]) Maślanka: O kanalizacji naszych miast. Przegląd Higjeniczny. Lwów 1908.

pozatem do pewnego czasu wpływ opóźnienia powierzchniowego i retencji (zasobności, pojemności) kanału.



$$\psi = \frac{A_{całk}}{D_{całk}} = \frac{264}{364} = 0{,}72; \quad \frac{A_{sek}}{D_{sek}} = \frac{340-40}{420} = 0{,}72; \quad \varphi = ?$$

Fig. 94.



$$\psi = \frac{A_{sek}}{D_{sek}} = \frac{2240-60}{13200} = 0{,}16$$

$$\psi = \frac{A_{całk.}}{D_{całk}} = \frac{2128}{4484} = 0{,}47$$

$$\varphi = \frac{0{,}16}{0{,}47} = 0{,}34$$

Fig. 95. Wykres ilości opadu i odpływu z deszczu nawalnego 5,7 *mm* w 6,5 minutach.

W stadjum początkowem odpływu kanałem jest:

$$\psi' = c\sqrt[n]{t} \quad (t \text{ w minutach}) \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

gdzie stała c zależy od warunków pod *b*) i *c*) a wykładnik n od warunku pierwszego (*a*). Jeżeli j jest natężeniem minutowem deszczu w milimetrach, jt jest ilością wody spadłej w t minutach, to $\psi' jt$ będzie ilością wody, jaka spłynęła kanałem.

Po czasie $t+\Delta t$ spłynie kanałem: $(\psi'+\Delta\psi')j(t+\Delta t)$, zaczem w czasie Δt spłynie różnica:

$$j[(\psi'+\Delta\psi')(t+\Delta t)-\psi' t], \quad \text{czyli} \quad j[\Delta t\psi'+\Delta\psi' t].$$

Ilość wody w milimetrach, spadłej z deszczem w czasie Δt jest natomiast: $j\Delta t$. Stosunek wody, jaka spłynęła kanałem, do spadłej w czasie Δt jest zatem:

$$\varphi=\frac{\Delta t.\psi'+\Delta\psi' t}{\Delta t}=\psi'+\frac{\Delta\psi'}{\Delta t}t, \quad \text{albo} \quad \ldots\varphi=\psi'+\frac{d\psi'}{dt}t \ . \ (2)$$

Po wstawieniu wartości pochodnej $\left(\frac{d\psi'}{dt}\right)$ z równania (1) otrzymujemy na wyrażenie stosunku φ wartość:

$$\varphi=\psi'+\frac{1}{n}\psi'=\frac{n+1}{n}\psi'.$$

Na granicy opóźnienia, z chwilą gdy do kanału pocznie napływać woda z całego dorzecza, musi być:

$$\varphi_0=\frac{n+1}{n}\psi_0=1,$$

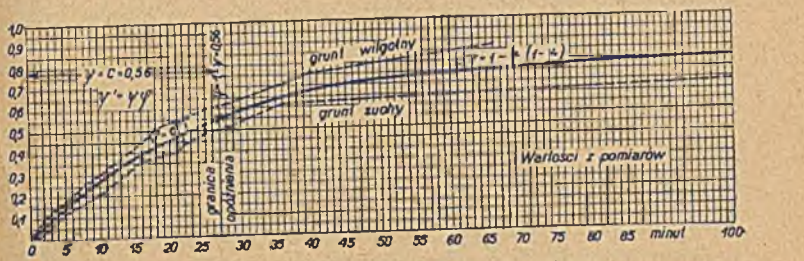


Fig. 96. Wartości spółczynnika spływu ψ w funkcji czasu.

czyli że spółczynnik spływu osięga swą rzeczywistą wartość $\left(\psi_0=\frac{\psi'}{\varphi}\right)$, nie umniejszoną opóźnieniem i retencją kanału, zależną jedynie od wykładnika n, tj. od wsiąkania. W szczególności jest:

	$\psi_0=$	0,9	0,75	0,66	0,5	0,4	0,25
skoro	$n=$	9	3	2	1	0,66	0,33.

Nazwawszy przez t_0 czas, odpowiadający zanikowi opóźnienia w danym kanale i zakładając, że deszcz trwa dalej, spłynie do kanału po czasie $t>t_0$ ilość wody równa sumie tej, jaka spłynęła do czasu t_0, zatem $\psi_0 jt$, oraz tej, jaka spłynie w czasie $t-t_0$, tj. $j(t-t_0)$. Gdy ilość spadłej po czasie t wody jest $\ldots jt$, stosunek odpływu do opadu, przedstawiający obecnie li tylko wartość spółczynnika spływu, będzie:

$$\psi=\frac{\psi_0 t_0+(t-t_0)}{t}=1-\frac{t_0}{t}(1-\psi_0) \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (3)$$

t. zn. rośnie nader powoli z czasem trwania deszczu.

Wywody powyższe ilustrują djagramy (fig. 94, 95 i 96) sporządzone dla jednego z kanałów hamburskich[1]), gdzie przy równoczesnej rejestracji spadłego deszczu na ombrometrze badano wielkość odpływu w kanale zapomocą

[1]) Mirckel: Die Kanalisationsanlagen der Freien und Hansestadt Hamburg. 1910.

dwóch ustawionych w pewnym odstępie limnigrafów. Wykresy te stanowią zarazem przykład, w jaki sposób należy przeprowadzać równoczesne pomiary opadu i odpływu do celów dymensjonowania kanałów. Taki jest rzeczywisty przebieg zmiennej ψ w pojedynczym kanale w czasie trwania deszczu.

5. **Spółczynnik spływu** (ψ) przyjmuje się w praktyce:

dla powierzchni dachowych . . . . . $\psi = 1$
dla fugowanych lub asfaltowanych bruków i chodników . . . $\psi = 0{,}8$
dla bruków kostkowych . . . . . $\psi = 0{,}60$
dla żwirowanej nawierzchni drogowej . . . . . $\psi = 0{,}50$
dla ogrodów, trawników (w mieście) . . . . . $\psi = 0{,}20$

W projektach przyjmuje się następujące kategorje dzielnic miejskich i stosuje następujące spółczynniki spływu:

I. śródmieście gęsto zabudowane . . . . . $\psi = 0{,}7$ — $0{,}9$
II. przyległe zwarto zabudowane dzielnice . . . . . $\psi = 0{,}5$ — $0{,}7$
III. luźno zabudowane przedmieścia . . . . . $\psi = 0{,}25$ — $0{,}5$
IV. dzielnice o charakterze wiejskim, planty dworców kolejowych, parcele niezabudowane . . . . . $\psi = 0{,}1$ — $0{,}25$
V. role i łąki, odwadniające się ku miastu, parki, ogrody, zależnie od stoczystości i podłoża . . . . . $\psi = 0{,}05$ — $0{,}25$

II. Techniczne zasady projektu kanalizacji.

6. **Prace projektodawcze** wykonywa się w dwóch częściach po sobie. Najpierw jako t. zw. projekt generalny, poczem jako projekt szczegółowy (budowlany). Projekt generalny musi obejmować całość kanalizowanej powierzchni, tak, by w przyszłości można było na podstawie tego pojedyncze części z całości wydzielać, w miarę posiadanych funduszów i do budowy przysposabiać na podstawie projektu szczegółowego. Do projektu generalnego (ogółowego) jest potrzebny plan sytuacyjno-warstwicowy w podziałce 1 : 10 000 lub 1 : 5000 z rzędnemi wysokości wszystkich skrzyżowań ulic, profil podłużny rzeki (recypientów) z zaobserwowanemi stanami wody, wreszcie plan regulacyjny miasta, o ile istnieje. Plan sytuacyjny należy uzupełnić cechami wysokości piwnic w śródmieściu i zwarto zabudowanych dzielnicach przyległych, wkreślić w tenże rurociągi, zwłaszcza stare kanały — o ile istnieją — z oznaczeniem ich profilów i cech wysokości dna.

Na tak przygotowanym planie wykreśla się najpierw granice orograficznej zlewni miasta i otrzymuje obszar odwodnienia. W granicach zlewni kreśli się plan zabudowania, uwidaczniając różnem zabarwieniem powierzchnię starego miasta (śródmieścia), zwarto zabudowanych dzielnic przyległych, luźno zabudowanych zewnętrznych, zabudować się mających obszarów (dzielnice fabryczne, kolonje), oraz obszary niezabudowane (parki, planty dworców kolejowych, role, łąki) — wszystko pod kątem widzenia przyszłego rozwoju miasta, czyli zgodnie z planem regulacyjnym.

Przez splanimetrowanie tego planu zabudowania uzyskujemy podstawę do obliczenia ilości wód brudnych i wytyczne dla przyjęcia wielkości zasadniczego opadu, jakim można sieć kanalizacyjną obciążyć (ob. ust. 13).

Na miejscowe zapiski ombrometryczne bowiem liczyć nie należy. Albo ich niema, albo obejmują za krótki okres czasu, albo są nieprzydatne, podając sumę opadu na dobę.

W plan zabudowania wkreśla się sieć kanalizacyjną — tylko trasy kanałów głównych — w myśl wytycznych w ust. 8. podanych, poczem na osobnym planie pomocniczym tej samej skali oznacza się zlewnie tych kanałów, które to zlewnie, jako chwiejne na razie, tu i ówdzie, raz i drugi potrzeba będzie zmienić.

Z powierzchni ustalonych i splanimetrowanych dorzeczy oblicza się ilość wody brudnej (ust. 11.), rozcieńczonej (ust. 12.) i burzowej (ust. 16.) na poszczególne kanały przypadającej i przystępuje do kreślenia profilów podłużnych kanałów (ust. 9. i 10.) w podziałce długości jak plan sytuacyjny i w wysokości 1 : 100, celem ustalenia ich spadków. Miarą spadku jest w ścisłem słowa znaczeniu spadek zwierciadła wody, a dno powinno być do tego równoległe. Aby nie zwiększać bez potrzeby profilu, gdy o małe różnice sprawności kanału chodzi, stosuje się czasem i na krótkich z reguły długościach spadek zwierciadła wody większy od spadku dna kanału, w razie potrzeby projektuje się kanał pod ciśnieniem.

7. Liczenie przekrojów. Liczyć należy kanał z reguły jako napełniony, w profilu podłużnym jednak zaleca się umieszczać podniebienie kanału nie na wysokości narysowanego zwierciadła wody, ale nieco wyżej, tak aby zależnie od kształtu profilu dno kanału leżało o $0{,}8\,h$ do $0{,}88\,h$ poniżej przyjętego zwierciadła wody (h wysokością profilu w świetle). Wówczas zwierciadło wody w profilu podłużnym leżeć będzie w wysokości, odpowiadającej największej sprawności kanałów. Przy przejściu z mniejszego profilu w większy różnica wysokości kanałów rozdzieli się w takim przypadku na powiększenie gry między zwierciadłem wody a podniebieniem kanału i na nieznaczne zagłębienie kanału, które należy pozostawić jako próg w dnie kanału, aby się uniezależnić od błędów w czasie budowy.

W myśl zasady, że dokładność rachunku nie powinna być większa od dokładności przyjęć i założeń — które, jak zobaczymy, są przy kanalizacji i rozmaitej wagi i mniej więcej dowolne — należy profile kanałów liczyć tylko graficznie (z tablic).

Poniżej podano dwie tablice graficzne, obliczone[1]) dla przekrojów kołowych od $d = 0{,}20\,m$ do $d = 2{,}00\,m$, umożliwiające odczytywanie ilości toczonej wody i występujących chyżości przepływu dla zupełnego napełnienia przy rozmaitych spadkach.

Tablicami temi należy się posługiwać także przy obliczeniach innych typowych przekrojów, jakie w dalszych dwóch tablicach[1]) zestawiono (tablica 3. i 4.), mnożąc otrzymane dla koła chyżości względnie ilości przepływu przez pewne stałe spółczynniki, jakie obok dotyczących profilów podano, zależne tylko od kształtu profilu. Krzywe przyrostu chyżości i sprawności w zależności od napełnienia, podane przy każdym profilu, umożliwiają liczenie profilów częściowo wypełnionych. Naturalnie należy w tym celu najpierw odczytać wartość dla zupełnego napełnienia w badanym profilu z tablic 1. lub 2.

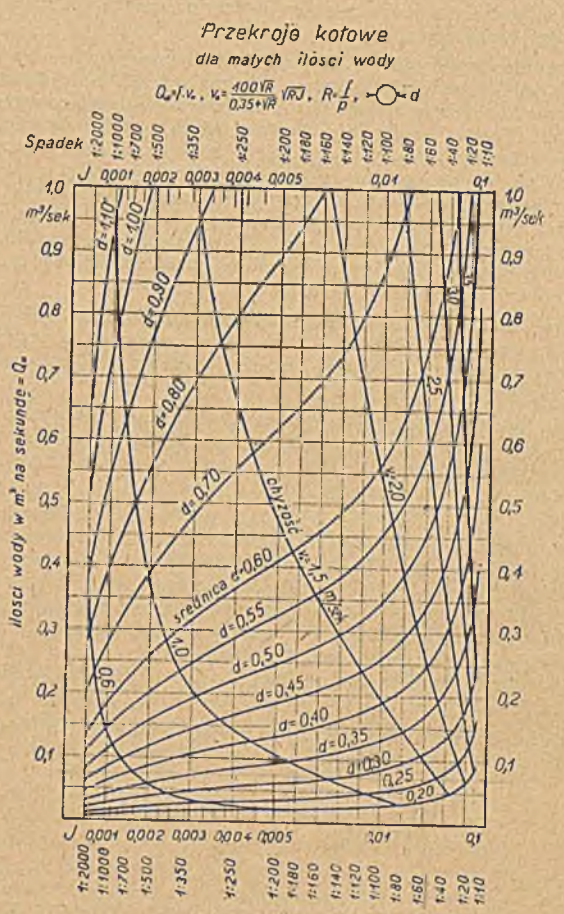
Wartości dla nie istniejących w pierwszych dwóch tablicach spadków, względnie chyżości, względnie ilości wody należy liczyć ze znanej proporcji:

$$\frac{v}{v_1} = \frac{Q}{Q_1} = \frac{\sqrt{J}}{\sqrt{J_1}},$$ tj. ze znanych v_1, Q_1, J_1.

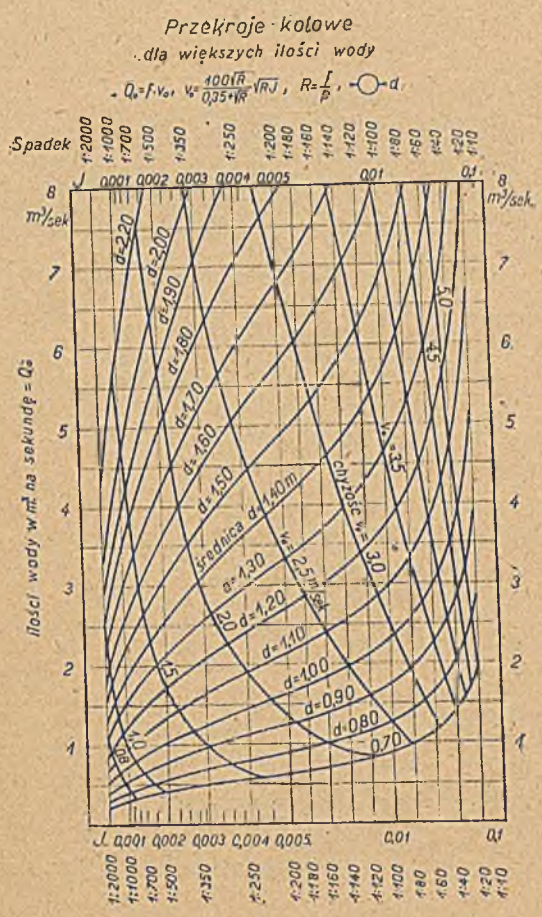
Przykład. Profil podwyższony jajowy (tablica 3., Nr. 7) nieznanych rozmiarów ma napełniony toczyć przy spadku $3‰$ ilość wody $1{,}88\,m^3$/sek. Jaką powinna być szerokość profilu, jaka chyżość wystąpi przy zupełnem napełnieniu? Z danych wypisanych przy profilu Nr. 7 wynika, że $Q = 1{,}98\,Q_0$ (koło). Zatem szukamy w tablicy 1. na rzędnej odpowiadającej spadkowi $J = 0{,}003$, ilości wody $1{,}880 : 1{,}980 = 0{,}95\,m^3$/sek. I znajdujemy $d = 0{,}90\,m$ (zatem $h = 1{,}72 \cdot 0{,}9 = 1{,}55\,m$) oraz $v_0 = 1{,}6\,m$/sek. (koło). Ponieważ (ob. opis przy Nr. 7) $v = 1{,}15\,v_0$, zatem chyżość w profilu $\frac{d = 0{,}90}{h = 1{,}55}\,m$ wyniesie: $1{,}15 \cdot 1{,}5 = 1{,}73\,m$/sek. Ten sam profil (ob. krzywe przyrostu dla Q i v w profilu podwyższonym jajowym Nr. 7) przetoczy przy napełnieniu $0{,}8\,h = 0{,}8 \cdot 1{,}55 = 1{,}24\,m$, ilość wody: $0{,}9 \cdot Q = 0{,}9 \cdot 1{,}88 = 1{,}69\,m^3$/sek., z chyżością $1{,}1 \cdot v = 1{,}1 \cdot 1{,}73 = 1{,}90\,m$/sek.

[1]) Imhoff: Taschenbuch für Kanalisationsingenieure. München 1912.

Tablica 1.


Przekroje kołowe
dla małych ilości wody
Spadek
J
m³/sek
ilości wody w m³ na sekundę = Q
średnica d
prędkość v
d=1,10
d=1,00
d=0,90
d=0,80
d=0,70
d=0,60
d=0,55
d=0,50
d=0,45
d=0,40
d=0,35
d=0,30
d=0,25
d=0,20
v=2,0
v=1,5 m/sek

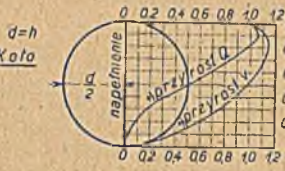
Tablica 2.


Przekroje kołowe
dla większych ilości wody
Spadek
J
m³/sek
ilości wody w m³ na sekundę = Q
średnica d
prędkość v
d=2,20
d=2,00
d=1,90
d=1,80
d=1,70
d=1,60
d=1,50
d=1,40 m
d=1,30
d=1,20
d=1,10
d=1,00
d=0,90
d=0,80
0,70
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5 m/sek
3,0
3,5

Tablica 3.

Przekroje kanałów burzowych

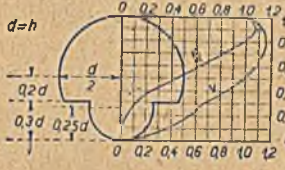
1. d=h
Koło



powierzch. $f = 0{,}785\,d^2$
obwód $p = 3{,}142\,d$
$\frac{f}{p} = R = 0{,}25\,d$
chyżość v_* ob. tabl. 1 i 2
sprawność Q_*

1) w stosunku do wartości przy zupełnem napełnieniu

2. d=h



$f = 0{,}712\,d^2$
$p = 2{,}868\,d$
$R = 0{,}249\,d$
$v = 0{,}99\,v_*$ [kota]
$Q = 0{,}90\,Q_*$ [kota]

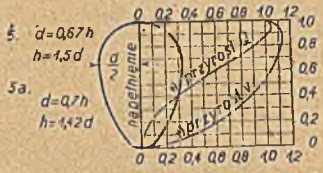
3. d=1,13h
h=0,88d

$f = 0{,}734\,d^2$
$p = 3{,}118\,d$
$R = 0{,}236\,d$
$v = 0{,}96\,v_*$ [kota]
$Q = 0{,}90\,Q_*$ [kota]

4. d=1,58h
h=0,63d

$f = 0{,}484\,d^2$
$p = 2{,}618\,d$
$R = 0{,}185\,d$
$v = 0{,}81\,v_*$ [kota]
$Q = 0{,}50\,Q_*$ [kota]

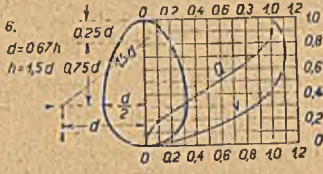
Tablica 4.



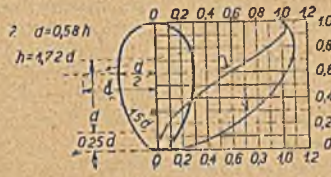
5 powierzch. $f=1{,}149\ d^2$
obwód $p=3{,}965\ d$
$\frac{f}{p} = R = 0{,}29\ d$
chyżość $v = 1{,}1\ v_o$ [koła]
sprawność $Q = 1{,}61\ Q_o$ [koła]

5a. $f = 1{,}062\ d^2$, p 3,818 d, $R = 0{,}278\ d$
$v = 1{,}07\ v_o$ [koła], $Q = 1{,}45\ Q_o$ [koła]

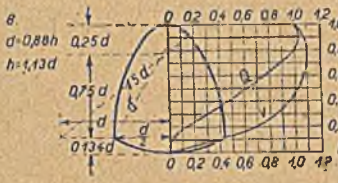
+) w stosunku do wartości przy zupełnem napełnieniu



$f = 1{,}149\ d^2$
$p = 3{,}965\ d$
$R = 0{,}29\ d$
$v = 1{,}1\ v_o$ [koła]
$Q = 1{,}61\ Q_o$ [koła]



$f = 1{,}349\ d^2$
$p = 4{,}367\ d$
$R = 0{,}309\ d$
$v = 1{,}15\ v_o$ [koła]
$Q = 1{,}98\ Q_o$ [koła]



$f = 0{,}847\ d^2$
$p = 3{,}441\ d$
$R = 0{,}246\ d$
$v = 0{,}99\ v_o$ [koła]
$Q = 1{,}06\ Q_o$ [koła]

8. Trasa kanałów. W dobrze założonej sieci kanalizacyjnej powinny komunikować ze sobą pojedyncze systemy kanałów w ten sposób, aby system niżej położony sięgał swemi kończynami do szybów systemu górnego. W takim szybie działowym dno kanału, należącego do systemu niższego, powinno leżeć w poziomie szczytu kanału górnego. Przewyżka wysokości dzieli oba systemy. Jeżeli z powodu małych różnic wysokości terenu kanał dolny nie może być dźwignięty (w szybie), ubezpieczamy wlot tegoż klapą, a połączenie systemów stwarzamy przez rurę przelewową (jak fig. 97). W terenie pagórkowatym zlewnie poszczególnych systemów kanałowych kryją się ze zlewnią orograficzną a kolektor systemu leży w linji najniższej (w „talwegu").

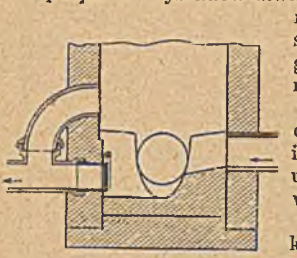


Fig. 97. Kanał kołowy zmienia w szybie przekrój na jajowy. Kanał boczny dolnego systemu, nisko położony, ubezpieczony klapą.

W terenie równym wpływ zlewni orograficznej zanika, a na podział systemów i wielkość ich powierzchni wpływają: rozkład i położenie ulic, kierunek naturalnego odwodnienia, oraz względy ekonomiczne.

Ostatnie nakazują: 1. unikać w trasie kanałów kierunków wstecznych, tzn. nie prowadzić trasy kanału zygzakiem a w możliwie najkrótszej linji do kolektora lub recypienta, bo wówczas koszty transportu więc i koszty budowy kanału będą najmniejsze; 2. z uwagi na to, że koszt transportu, przeliczony na jednostkę objętości, zmienia się niemal w odwrotnym stosunku jak przekroje kanałów, należy kanały boczne (małe) prowadzić możliwie najkrótszą drogą do kolektorów, ponieważ — jak z tego wynika — transport większymi profilami jest tańszy.

Powyższe warunki dobrego założenia sieci można osiągnąć, kładąc kanały główne równolegle do siebie i do biegu ścieku, na stoku w małych spadkach, zaś kanały boczne w kierunku upadu stoku, między kanałami głównemi (równoległemi), zatem w spadkach największych terenu (system sieci równoległy). W ten sposób czynimy zadość i warunkom ekonomicznym i zyskujemy możność płukania każdego kanału bocznego, systemu dolnego, przez wprowadzenie wody z kanału głównego, systemu górnego. Klasycznym przykładem takiej kanalizacji jest sieć miasta Warszawy na lewym brzegu Wisły, zaprojektowana przez W. Lindleya.

Punktem wyjścia, od którego należy trasowanie kanałów w projekcie sieci rozpocząć, jest wylot głównego kolektora. Ten powinien leżeć poza obrębem miasta i w wysokości takiej, aby zwierciadło wody w wypełnionym kolektorze przy ujściu odpowiadało conajmniej wysokości dorocznego wezbrania rzeki. Nieznaczne podtopienie kolektora, krótkotrwałe, w kulminacji wezbrania rzeki jest oczywiście dopuszczalne. Cofka spowoduje wprawdzie zmniejszenie się spadku zwierciadła wody w kolektorze i mniejszą jego sprawność, ale gdy z drugiej strony należy w tym czasie wykluczyć prawdopodobieństwo opadu o dużem natężeniu — ile że wezbrania rzeki powodują deszcze rozlewne nie burzowe — kolektor mimo mniejszego spadku zwierciadła wody spełni swe zadanie. Naogół należy przyjmować, że kolektor w czasie wezbrania winien odprowadzić conajmniej wody rozcieńczone (ob. tablicę 5., ust. 12.), czyli tyle, ile bez działania przelewów burzowych może odprowadzić do rzeki z obszaru skanalizowanego.

Jeżeli względy na ochronę rzeki przed zanieczyszczeniem wymagają uprzedniego oczyszczenia odpływów kanałowych, musi zwierciadło wody przy ujściu kolektora leżeć nad wodą rzeki o wysokość odpowiadającą stratom spadku w oczyszczalni. Ten przypadek będzie wyjątkiem. Za korzystny uważać należy, jeżeli oczyszczenie wód kanałowych da się uskutecznić w sposób naturalny, bez podnoszenia, przy normalnych stanach

rzeki. Przy wyższych stanach rzeki należy się liczyć z możliwością wpuszczania wód kanałowych wprost do rzeki bez poprzedniego oczyszczania, zatem z ominięciem oczyszczalni, a to z uwagi na większy podówczas stopień rozcieńczenia wód brudnych w rzece.

Najczęściej zdarza się, że miasto jest rozbudowane po obu brzegach rzeki. Konieczność oczyszczania wód kanałowych powoduje potrzebę zgromadzenia wód brudnych w jednej oczyszczalni, zatem na jednym brzegu, prawym lub lewym. W tym przypadku jeden z kolektorów nadbrzeżnych, lewy lub prawy, musi leżeć wyżej od drugiego o wysokość, odpowiadającą stracie spadku w syfonie podrzecznym (ob. fig. 98).

Fig. 98. Ujście kolektorów i klarownia w Sosnowcu (projekt.), *a* — ujście kolektora lewobrzeżnego; *b* — ujście kolektora prawobrzeżnego, *c* — dopływ wód brudnych do studni gnilnych syst. Travis, *d* — odpływ wód sklarowanych, *e* — tłoczny rurociąg szlamowy.

Fig. 99. Pomocnicza stacja pompowa w Sosnowcu (projekt), przetłaczająca wody z nisko względem rzeki położonego kolektora *a—a*, do wyżej położonego *b—b*, wzgl. burzowca *c—c*.

Do częstych przypadków zaliczyć należy i ten, gdy pewna część miasta jest nisko położona i narażona na zalew rzeki wodami wielkiemi i katastrofalnemi, wyższa część miasta tylko katastrofalnemi, a pozostała, wysoko położona, jest wolna od zalewu. W tym przypadku, wobec potrzeby stosowania sztucznego odwodnienia, nie wolno wodami z wyższej części miasta zalewać dolnej. Każda strefa powinna otrzymać swój kolektor, a wszystkie trzy wspólne ujście.

Kolektor z górnej części miasta otrzyma wolny odpływ do rzeki. Kolektor w najniższej części otrzyma stację pompową przed połączeniem się z kolektorem pierwszym (przy ujściu), przyczem jest to tylko kwestją kosztów, czy prowadzić kolektor dolnej części miasta o dużym profilu aż do ujścia i zbudować tamże jedną stację pompową, czy też w trasie tego kolektora przewidzieć więcej stacyj pompowych, celem zmniejszenia przekrojów tego kolektora. W tym ostatnim przypadku należy obok każdej stacji pompowej przewidzieć przelew burzowy, czynny przy małych stanach wody, zamykany przy wyższych (ob. fig. 99).

Oczywiście, że budowa takiego kolektora, zatapianego przy wyższych stanach rzeki, może nastąpić tylko po uprzedniej ochronie terenu od zalewu wielkiemi wodami rzeki (jak w Krakowie fig. 100). Z uwagi na to, że kolektor będzie podtapiany już zwykłemi większemi wodami, należy stację pompową

zbudować na objętość wód, odpowiadających deszczom, najczęściej wówczas trafiającym się. Kolektor pośredni należy tak założyć, a więc strefą miasta tak ograniczyć hipsometrycznie, by przelewy burzowe tegoż pośredniego kolektora mogły działać jeszcze przy zwykłych wielkich wodach i były zamykane tylko przy wodach katastrofalnych. Kanały burzowe z tego kolektora przechodzić będą (z reguły) górą, ponad kolektorem dolnym.

1. Przy normalnem wezbraniu stacja pompowa będzie przetłaczać do rzeki względnie do ujścia kolektora górnego całą ilość wody z kolektora dolnego i wody rozcieńczone z pośredniego. 2. Przy wezbraniach katastrofalnych, gdzie nie przewidujemy równoczesnego opadu burzowego, wypadnie tłoczyć wody rozcieńczone z dolnego i pośredniego systemu. Objętość pierwszych rozstrzyga o sprawności stacji pompowej. Przypadków i kombinacyj podobnych jest w praktyce nazbyt wiele, iżby je można było ująć w ogólne, obowiązujące normy, niemniej sposób usytuowania wylotu głównego daje wiele wytycznych dla projektu sieci kanałów i zazwyczaj rozkład tejże z góry przesądza.

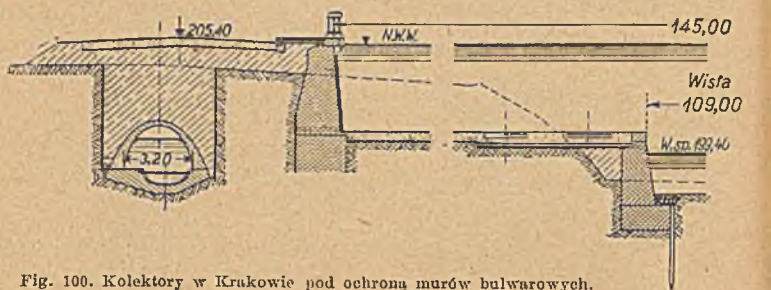


Fig. 100. Kolektory w Krakowie pod ochroną murów bulwarowych.

9. **Spadki kanałów.** Do spławu nieczystości kanałami potrzeba ciągłego przepływu wody, głębokości napełnienia 3—4 *cm* i chyżości przepływu wody od 0,6 do 0,7 *m* na sek.

Odpowiednie ostatniej spadki wynoszą dla kanałów ulicznych, kołowych:

do 0,30 *m* średnicy . . . . . od 1 : 30 do 1 : 50
od 0,3 *m* „ 0,60 *m* „ . . . . . „ 1 : 50 „ 1 : 200

Jako dolną granicę jeszcze korzystnych spadków należy przyjmować:

dla kanałów przełazowych . . . . . 1 : 2000
dla nieprzełazowych . . . . . 1 : 300
dla kanałów domowych . . . . . 1 : 50

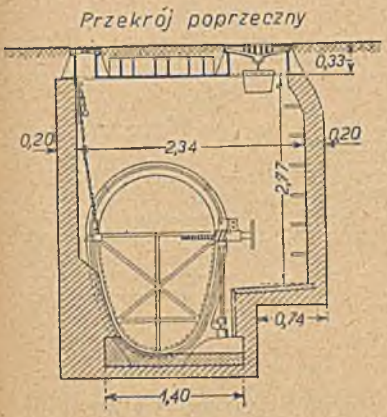
Kanały o niewystarczających spadkach, lub też nie posiadające ciągłego i dostatecznego przepływu wody wymagają przepłukiwania w celu usunięcia osadów. Przypadek ten zachodzi zwłaszcza w górnych kończynach sieci kanalizacyjnej, gdzie przepływ jest tak mały (w porze bezdeszczowej), że nie wytworzy stale ani dostatecznej głębokości napełnienia, ani wystarczającej chyżości (spłaszczenie fali wodnej). W celu przepłukiwania kanałów zakładamy na krańcach sieci kanałowej sztuczne stawy, wypełniające się w czasie opadów i służące zarazem jako zbiorniki retencyjne; budujemy w najwyższych punktach kanalizowanego obszaru zbiorniki, do których doprowadzamy wodę źródliskową lub wodociągową, lub używając kanałów szczytowych jako zbiorników, zamykamy je wrotami (fig. 101) lub klapami (fig. 102) w celu gromadzenia wody. Wreszcie budujemy w szczytach kanałów płuczki automatyczne z zbiornikiem, wypróżniającym się co pewien czas (fig. 102 *a*).

Przy wielkich ilościach wody i dużych spadkach ulegają dna kanałów zeszlifowaniu przez toczony piasek. Z uwagi na to, nie powinna trwała

chyżość wody w kanałach — zależnie od materjału budowlanego — przekraczać granic od 1 do 2,5 *m* na sek.

Czasowa chyżość, powodowana opadami burzowemi, których czas trwania nie przekracza kilku godzin w ciągu roku, może być znacznie większa i tak np. w kanałach burzowych osiągać 6 *m*/sek. i więcej.

Jeżeli spadek terenu jest zaduży, koncentrujemy spad kanału w odpowiednich miejscach i znosimy go przez budowę stopni w profilach większych



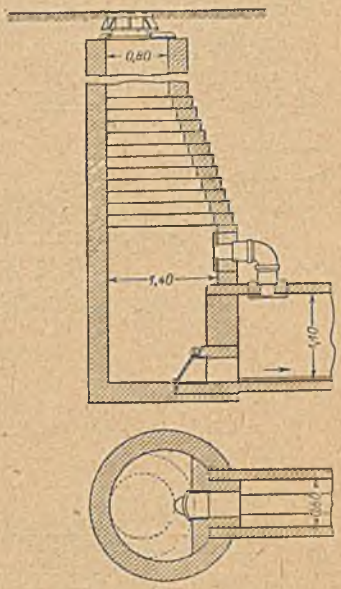


Fig. 102. Studnia (typ warszawski).

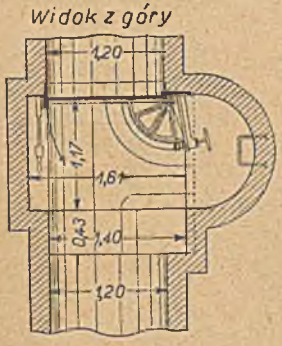


Fig. 101.

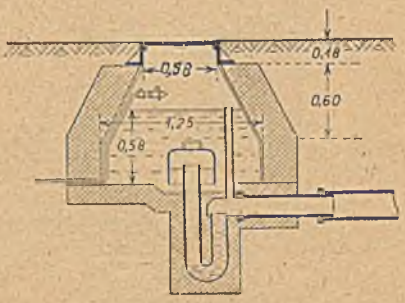


Fig. 102 *a*.

(fig. 103) lub przez założenie żelaznych rur spadowych w profilach kanałowych małych (fig. 104).

Podobnie postępujemy przy połączeniach domowych, jeżeli kanał uliczny leży bardzo głęboko, a to łącząc kilka kanałów domowych osobnym rurociągiem i sprowadzając do wspólnego wpustu.

10. **Głębokość kanałów** zawisła od warunków miejscowych, od głębokości piwnic i wysokości zwierciadła wody w recypiencie i dlatego waha się w dużych granicach. Minimalna głębokość kanałów wynosi w Berlinie

1,00 *m*, w Paryżu 2,85 *m*, w Pradze czeskiej (w śródmieściu 7,00 *m*). U nas nie należy zakładać kanałów płyciej jak 2,50 *m* pod powierzchnią ulicy, z uwagi na zamarzanie wody w szybikach ulicznych wpustów. Taka głębokość ułożenia gwarantuje należyte odwodnienie ulicy, oraz zapewnia

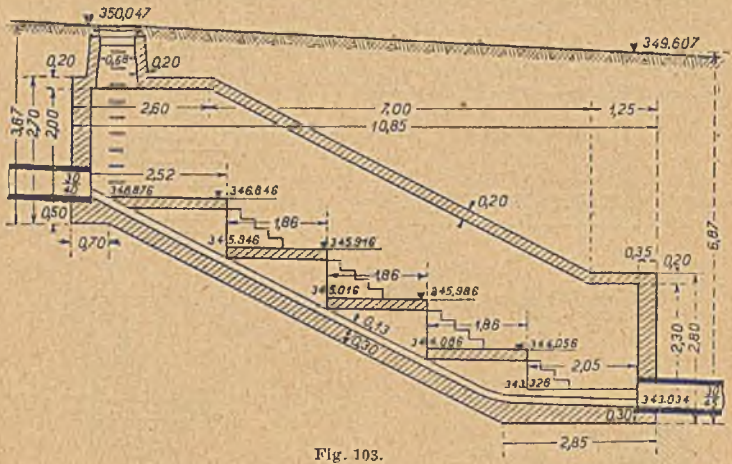


Fig. 103.

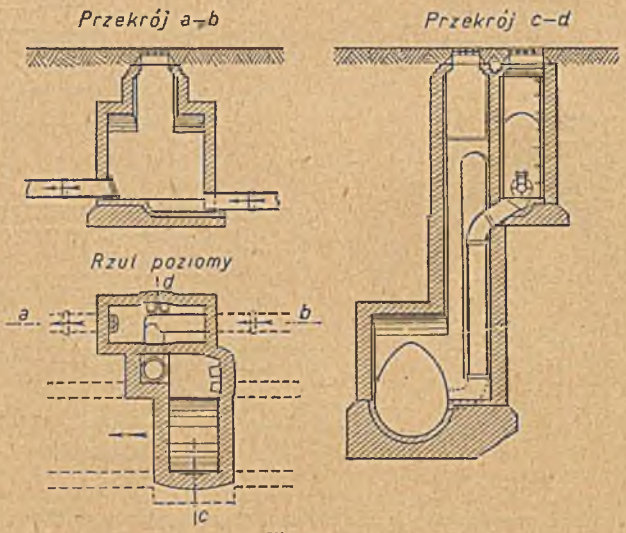


Fig. 104.

potrzebną przykrywkę nad wierzchem kanału, nie wystarcza jednak do skanalizowania piwnic (ob. fig. 105).

W parceli zabudowanej na 20 *m* głęboko (od linji regulacyjnej) wymaga skanalizowanie wpustu piwnicznego, 0,60 *m* pod posadzką piwnicy leżącego, ułożenia kanału ulicznego w głębokości 3,50 *m* pod powierzchnią

ulicy (ob. fig. 106) i tą należy uważać za pożądaną głębokość w miastach średniej wielkości.

Na głębokości kanałów nie należy naogół szczędzić, mając na uwadze przyszły rozwój miasta; z drugiej strony należy unikać zbytecznej głębokości, ponieważ koszty kanalizacji wzrastają niepomiernie z głębokością, zwłaszcza w trudnych warunkach budowy np. w płynnym piasku, skale itp.

W tych przypadkach jest racjonalniej zabezpieczać piwnice pojedynczych ulic samoczynnemi klapami zwrotnemi w kanalikach domowych od cofki

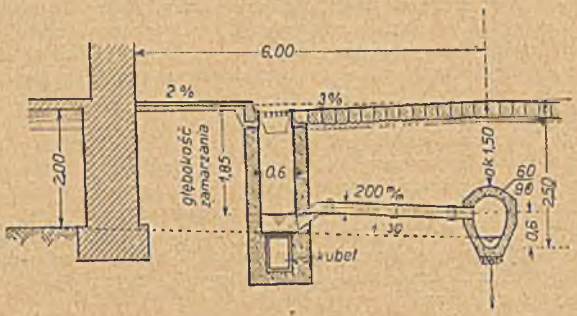


Fig. 105. Wpust uliczny (typ krakowski).

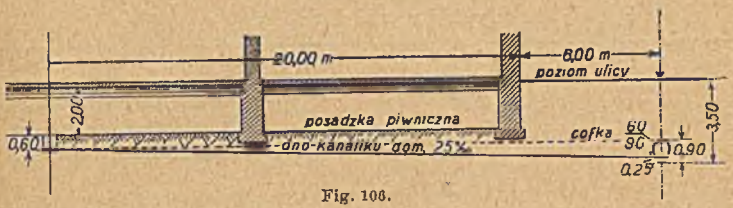


Fig. 106.

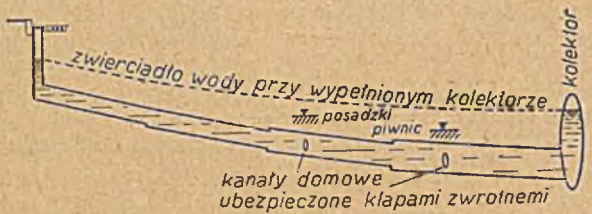


Fig. 107.

kanałowej (niedoglądane należycie zawodzą — fig. 107), kłaść rury kanalizacyjne domowe (szczelne) pod stropem piwnicy (lub na ścianach tejże) albo nawet stosować sztuczne odwodnienie pojedynczych głębokich piwnic (przez pompowanie), aniżeli kłaść kanał w znaczniejszej głębokości.

III. Ilości odpływu kanalizacyjnego.

11. Ilość wód brudnych, płynących kanałami, zależy przedewszystkiem od zużytej wody wodociągowej, z której około 80% dostaje się do kanałów. W miastach fabrycznych przybywa do tego odpływ fabryczny, pochodzący najczęściej z własnych źródeł poboru wody.

W projektach oblicza się ilość odpływu w czasie bezdeszczowym, czyli ilość wód brudnych z wielkości kanalizowanej powierzchni, stosując do tejże miarę odpływu, zależną od gęstości zaludnienia i wielkości zużycia wody, w następującej tabelce (dla miast średnich) podaną.

Przekroje kanałów dla wód brudnych w sieci rozdzielczej należy obliczać podług ilości wód brudnych, w tablicy 5. podanych, z dodatkiem 100%-ym na wody deszczowe (płuczne, przypadkowe) i gruntowe.

12. Ilości odpływu z deszczu rozlewnego (wody rozcieńczone) normuje stopień rozcieńczenia wód brudnych wodami deszczowemi, jaki zamierza się osiągnąć w sieci kanalizacyjnej, zanim poczną działać przelewy burzowe do rzeki. Zazwyczaj przyjmuje się większy stopień rozcieńczenia w obrębie samego miasta, mniejszy poza miastem, co jest koniecznym warunkiem wówczas, gdy miasto leży nad dopływem rzeki, kolektor główny i ujście nad rzeką.

Sam stopień rozcieńczenia jest zawisły od ekonomji budowy i ograniczony warunkiem, by wymiary kolektora nie wypadły za duże, zważywszy, że tenże winien odprowadzić poza miasto rozcieńczone wody z całego obszaru miasta. Zazwyczaj przyjmuje się 6-krotne rozcieńczenie średniego odpływu wód brudnych, czyli 4-krotne rozcieńczenie odpływu maksymalnego (w godzinach południowych) a poza obrębem miasta 3-krotne rozcieńczenie średniego odpływu czyli dwukrotne maksymalnego i otrzymuje się następujące ilości odpływu z deszczu długotrwałego.

Tablica 5.

Ilość wód brudnych i rozcieńczonych w *l*/sek. z 1 *ha*.

Kategorja dorzecza	Zabudowanie	Współczynnik odpływu ψ	Ilość mieszkańców na hektar	Zużycie wody na głowę i dobę	Wody brudne				Wody rozcieńczone[2])	
					powodociągowe		z dodatkiem[1]) wód fabrycznych		w obrębie miasta	poza obrębem miasta
					średnia	maks.	średnia	maks.		
I.	gęste	0,8	350	200	0,65	0,98	0,90	1,35	5,5	2,7
II.	zwarte	0,6	250	150	0,35	0,52	0,60	0,90	3,5	1,8
III.	luźne	0,35	150	120	0,18	0,27	0,33	0,50	2,0	1,0
IV.	wiejskie	0,15	100	75	0,07	0,10	0,07	0,10	0,4	0,2

[1]) Ilość wody fabrycznej przyjęto dla kat. I. i II. 0,25 *ls z ha*, dla kat. III. 0,15 *ls z ha*.
[2]) Należy odprowadzić (poza przelewy) do ujścia kanału.

Wyjątkowo stosuje się miarę wyższą. I tak przyjęto w Krakowie, że kolektory po obu stronach Wisły mają odprowadzić do ujścia, bez współdziałania przelewów burzowych, warstwę opadu 10 *mm* w godzinie = 28 *l*/sek. opadu na hektar, co przy przyjętych spółczynnikach spływu — łącznie z wodami brudnemi — daje prawie 10 *l*/sek. odpływu z *ha*. Taki bowiem deszcz, o natężeniu 10 *mm* w godzinie, trafia się w Krakowie przy wyższych stanach Wisły, kiedy przelewy burzowe do rzeki działać nie mogą. To też wymiary kolektorów krakowskich są duże.

W warszawskiej sieci kanalizacyjnej mieści się — bez współdziałania przelewów burzowych — deszcz o natężeniu 3,5 *mm* na godzinę, więc przy średniem $\psi = 0{,}5$, odprowadzają kolektory do ujścia średnio 5 *l*/sek. z *ha* wód rozcieńczonych.

W Londynie spada rozcieńczenie do 0,5 *l*/sek. z *ha*.

13. Ilość odpływu burzowego. W przeciwieństwie do wód brudnych odpływ wód deszczowych jest bardzo nierównomierny. Wielka część całego

opadu rocznego wyładowuje się w deszczach nawalnych w ciągu niewielu godzin, w czasie których ilości odpływu osiągają i przewyższają stokrotną objętość wód brudnych. To też o rozmiarach kanałów w kanalizacji jednolitej spławnej rozstrzyga nie ilość wody brudnej a deszczowej.

Natężenie deszczu określamy cyfrą warstwy wody w milimetrach, spadłej w ciągu godziny na jednostkę powierzchni (*ha*), albo też cyfrą litrów na sekundę, spadłych na 1 *ha* powierzchni. Wobec czego jest:

$$\frac{i \,.\, 10000}{3600} = p,$$

jeśli i jest natężeniem godzinnem w milimetrach, a p ilością litrów sek. na hektar. Czyli odpowiada:

1 *l*/sek. na hektar = 3,36 *mm* na godzinę = 0,006 *mm* na minutę,
1 *mm* na godzinę = 2,77... *l*/sek. na hektar,
1 *mm* „ minutę = 166,66... *l*/sek. „ „

Ponieważ natężenie deszczu zawisło — pomijając warunki geograficzne — od czasu trwania tegoż w tym sensie, że opad jest z reguły tem słabszy, im dłuższy czas trwania tegoż, ponieważ ponadto im większe dorzecze, tem przeciętne natężenie deszczu w tem dorzeczu jest mniejsze, z powodu nierównomiernej gęstości deszczu, malejącej od centrum opadu ku krańcom jego zasięgu, nie istnieje ogólnie obowiązująca norma opadu (ilość zasadniczego opadu na hektar) dla dymensjonowania kanałów miejskich.

Niemniej istnieje pewna granica, ścieśniająca ilość odpływu deszczowego do granic podyktowanych ekonomją budowy kanałów, poza którą wszystkie niemal projekty mimo zasadniczych różnic nie wychodzą, aby przekroje kanałów nie wypadły za duże, za kosztowne, chociażby kosztem jedno- i więcejrazowego przepełnienia kanałów w ciągu roku.

Tą granicą ekonomiczną, właściwą nowszym kanalizacjom, jest stosunek wód brudnych do deszczowych (w kanale), wyrażający się mniej więcej cyfrą 1 : 100. w warunkach dla kanalizacji korzystnych (Poznań, Kraków, Lwów), a mniej więcej stosunkiem 1 : 20 w warunkach niekorzystnych (Warszawa — Praga) i w projektach starszych.

Najogólniej przyjmuje się zasadniczy opad w ilości 120 lub 133 *l*/sek. na hektar jako przeciętny, więc z uwzględnieniem różnej gęstości deszczu w dorzeczu kanału, z czasem trwania 3—5 minut. Z powyższych otrzymuje się cyfrę odpływu przez pomnożenie przez spółczynnik spływu ψ (ust. 5.), która to cyfra redukuje się w sieci kanałów:

a) w miarę wzrostu dorzecza, względnie wskutek dłuższego trwania deszczu (więc mniejszego natężenia), zdolnego objąć całość dorzecza (ob. krzywą $I-I$ w fig. 108) i następnie:

b) wskutek istoty samej kanalizacji, powodującej retencję odpływu (magazynowanie wody w kanałach), oraz czasem wskutek opóźnienia dopływu (niejednoczesnego dopływu wody z kilku kanałów do kolektora).

Normalna kanalizacja miasta średniej wielkości powinna zatem odpowiadać mniej więcej warunkom równania:

$$\Sigma(\psi f) \,.\, 120 \,.\, \varphi = 100\, q \ldots l/\text{sek.},$$

gdzie lewa strona równania przedstawia faktyczny i maksymalny wypływ z sieci kanałów (przelewami i ujściem) do rzeki w czasie opadu burzowego, prawa 100-krotną ilość maksymalnej wody brudnej (w czasie posuchy), $\Sigma(\psi f)$ jest zredukowanem dorzeczem w hektarach, φ spółczynnikiem redukcyjnym, zależnym od warunków pod *a*) i *b*) podanych, zatem zależnym od redukcji opadu i odpływu.

Tablica 6.

Ilości odpływu burzowego.

Miasto	Obszar kanalizowany w hektarach	Średni spółczynnik odpływu $\psi = \Sigma(\psi f) : \Sigma(f)$	Miara odpływu w l/sek. (f w hektarach)	Odpływ jednostkowy w l/sek. z $1ha$	Uwagi
Warszawa (lewa połać)	1736	0,50	$60 f \frac{1}{\sqrt[4]{f}}$	20	
Warszawa-Praga .	1162	.	$40 f \frac{1}{\sqrt[4]{f}}$	15	
Wolne m. Gdańsk .	.	.	.	12—18	
Łódź (projekt) . .	.	.	$\psi 170 f \frac{1}{\sqrt[6]{f}}$	.	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{f}}$ z retencji
Poznań	.	.	$50 f \varphi$	.	φ z opóźnienia
Lwów	2224	0,483	$\psi 300 f \frac{1}{\sqrt[5]{f}}$	40	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{f}}$ z red. opadu
Kraków - kolektory (lewa połać) . .	1462	0,29		32	
Kraków - kolektory Podgórze	468	0,266	$\psi 97 f$	27	
Sosnowiec projekt (prawa połać) . .	1004	0,27		22	
Sosnowiec projekt (lewa połać) . .	997	0,24	$\psi 133 f \frac{1}{\sqrt[5]{f}}$	18	$\varphi = \frac{1}{\sqrt[5]{f}}$
Przemyśl projekt (prawa połać) .	452	0,317		31	φ z red. opadu i retencji
Przemyśl projekt (lewa połać) . .	548	0,157	$\psi 120 f \varphi$	18	
Tarnów	529	0,31	$\psi 100 f \varphi$	22	φ z opóźnienia

W Berlinie wynosi przeciętny odpływ z ha — 21 l/sek., w Paryżu (kolektory) 42 l/sek., w Wiedniu 18—27 l/sek., w Hamburgu 39 l/sek.

14. **Redukcja opadu.** Wpływ zmniejszania się gęstości deszczu z czasem trwania, czyli natężenie deszczu w funkcji czasu, przedstawia następna fig. 108.

We Lwowie, gdzie średni opad roczny wynosi 890 mm, znaleziono[1]) z obserwacji ombrometrów:

$$i_{max} = \frac{250}{\sqrt[3]{t}} - 20 \ldots mm, \quad \text{czyli } p_{max} = \frac{694{,}44}{\sqrt[3]{t}} - 55{,}55 \ldots l/\text{sek. na } ha.$$

W Łodzi znalazł Lindley[2]):

$$i_{max} = \frac{225}{t^{0{\cdot}45}} \ldots mm, \quad \text{czyli } p_{max} = \frac{625}{t^{0{\cdot}45}} \ldots l/\text{sek. na } ha.$$

[1]) Pomianowski, Obliczenie wód burzowych w małych dorzeczach. „Przegląd Techniczny". 1914.

[2]) H. W. Lindley, Entwässerung der Stadt Lodz. Frankfurt n/M. 1911.

W projekcie kanalizacji Wielkiej Warszawy przyjęto[1]).

$$i_{max} = \frac{370}{(t+3)^{2/3}} \ldots mm, \quad \text{czyli } p_{max} = \frac{1025}{(t+3)^{2/3}} \ldots l/\text{sek. na } ha.$$

(i w milimetrach na godzinę, t w minutach).

Odnośne krzywe *II—II* i *III—III* w figurze 108 przedstawiają maxima opadów, zapisywanych przez jeden ombrometr każdorazowo. Są to opady, obejmujące małe dorzecza i jako takie nadają się do obliczenia mostów i przepustów. Liczone na podstawie tychże przekroje kanałów — bez dalszej redukcji opadu — wypadają za duże, z względów ekonomicznych niewykonalne.

Przeciętne natężenie deszczu w dorzeczu, tak jakby było liczone z kilku ombrometrów, przedstawia krzywa *I—I*, uwzględniająca nierównomierną gęstość deszczu i mniej więcej jednorazową przewyżkę możliwego opadu raz

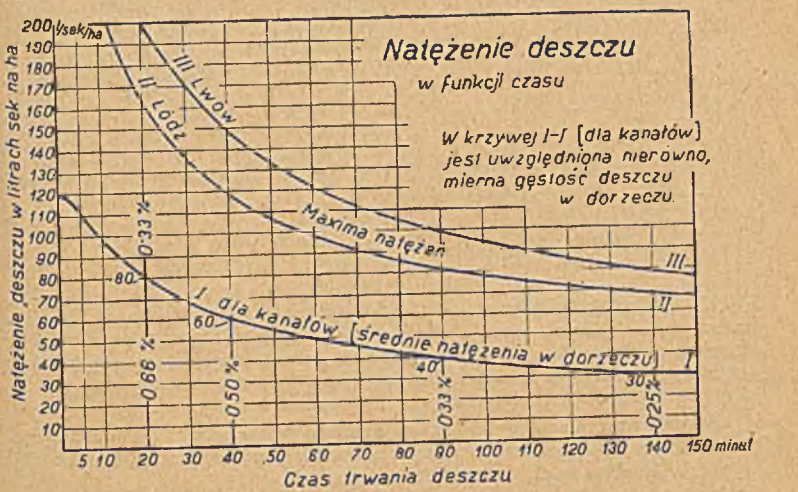


Fig. 108.

na rok, w jednem miejscu. Krzywa *I—I* daje stosowne wartości dla średnich miast, nadaje się do obliczenia kanałów i do kontroli obliczonych przekrojów w braku bezpośrednich obserwacyj opadu.

Posługując się wartościami natężenia deszczu z krzywej *I—I* do obliczania przekrojów kanałowych, należy pamiętać, że największy odpływ da z reguły deszcz tyle czasu trwający, ile wynosi czas przepływu w kanale od jego początku do końca. Liczymy więc kanały początkowe na ilość przepływu $(\psi f)\,120 \ldots l/\text{sek.}$; kanał, w którym przepływ trwa 20 minut na ilość wody $(\psi f)\,80 \ldots l/\text{sek.}$; kanał z czasem przepływu 40-minutowym na odpływ $(\psi f)\,60 \ldots l/\text{sek.}$ itd.

Ten sposób liczenia daje dobre wyniki, jak długo stosunek przyrostu dorzecza do czasu spływu (od końca kolektora licząc) jest mniej więcej równomierny. Zadanie komplikuje się, jeżeli kolektor wiedzie najpierw przez wąskie, następnie przez szerokie dorzecze, lub co na jedno wychodzi, od słabo zabudowanego przedmieścia przez gęsto zabudowane śródmieście, lub wogóle przez dzielnice o różnem zabudowaniu, zatem i różnym współczynnika spływu ψ. Wówczas przyrost dorzecza, rysowany w układzie ψf i t (czas przepływu), będzie linją łamaną, a maximum odpływu nie należy oczekiwać dla T (całkowitego czasu przepływu) a mniejszego, wobec czego nie można z góry obrać odpowiedniego natężenia deszczu celem obliczenia przekroju kolektora.

[1]) Pomianowski, Projekt kanalizacji Wielkiej Warszawy. „Przegląd gazowniczy". 1926.

W tych przypadkach postępujemy następująco. Od końca kolektora poczynając, kreślimy na planie sytuacyjnym, na podstawie domniemanej chyżości wody w kanałach, linje równoczesnego spływu np. w odstępach czasu $\Delta t = 5$ minut i obliczamy ograniczone temi linjami powierzchnie miarą (ψf). Z kilku powierzchni, co 5 minut odwadniających się do kolektora, jedna okaże się największą i tę wnosimy w układ jako rzędną dla odciętej $t = 5$ minut. Podobnie szukamy maksymalnej powierzchni między linjami równoczesnego spływu dla $\Delta t = 10 \ldots 15 \ldots 20$ itd. minut, wnosząc każdorazowe maximum w układ. Łącząc maxima, otrzymujemy krzywą $A-A$ (fig. 109), która skombinowana z krzywą natężenia deszczu $I-I$, daje krzywą $C-C$, przedstawiającą maksymalny odpływ dla deszczów 5 . . . , 10 . . . , 15 itd. minutowych i absolutne maximum dla deszczu trwającego $t_d < T$ minut, odpowiadającego długości kolektora $l < L$. Deszczem dającym maximum odpływu należy obciążyć kolektor w obrębie zakreskowanego dorzecza (fig. 110) a na pozostałe przyjąć taki opad, jaki odpowiada czasowi przepływu na długości $L-l$.

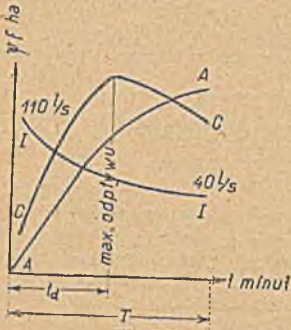


Fig. 109.

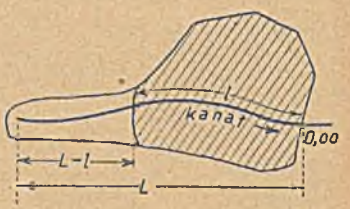


Fig. 110.

15. Redukcja odpływu. *A.* Retencja sieci kanałowej. Sieć kanalizacyjna większych miast, płasko położonych, zmienia w znacznym stopniu stosunek dopływu do odpływu w jednostce czasu dzięki swej pojemności, sprawia, że odpływ z kolektora jest mniejszy, niż równoczesny dopływ do sieci tegoż, o różnicę odpowiadającą objętości zamagazynowanej wody.

W tych warunkach można zatem dymensjonować przekrój kolektora nie podług ilości dopływu, będącej funkcją opadu, a podług takiej, która zdoła wypełnić kolektor w czasie trwania deszczu[1]).

Podług autorów włoskich[2]) czas (w sekundach) potrzebny do wypełnienia pustego kolektora wynosi:

$$T = \frac{M}{Q}\mu \log e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}\text{[3])} \ldots\ldots\ldots (a)$$

gdzie M jest pojemnością (w m^3) kolektora i jego odnóg (kanałów, połączeń domowych itd.), Q sprawnością kolektora przy zupełnem napełnieniu, ε sto-

[1]) Rosłoński, Kanalizacja miasta Przemyśla, str. 41. Przemyśl 1917.

[2]) Cipolletti, Fantoli, Soldati: Le acque di piena nelle rete delle fognature di Milano. Medjolan 1904.

[3]) Jeżeli z danego dorzecza spływa przy deszczu o znanej intensywności ilość wody εQ do sieci kanałowej, a badany przekrój, dorzecze odwadniający, może przy zupełnem napełnieniu odprowadzić tylko ilość mniejszą, Q wynoszącą ($\varepsilon > 1$), musi istnieć związek: $\varepsilon Q\,dt = Q\,dt + d\,M$, jeśli w czasie t znajduje się zamagazynowana w sieci ilość wody M. Skąd $d\,M = (\varepsilon Q - Q)\,dt$. Ponieważ w myśl założenia jest: $\frac{d\,Q}{d\,M} = \frac{Q}{M} \ldots$ stałą, czyli $d\,Q = \frac{Q}{M}\,d\,M$, będzie: $d\,Q = \frac{Q}{M}(\varepsilon Q - Q)\,dt$), czyli $dt = \frac{M}{Q}\frac{d\,Q}{\varepsilon Q - Q}$. Więc czas potrzebny do wypełnienia się pustego kolektora wyniesie teoretycznie: $T = \frac{M}{Q}\log e \frac{\varepsilon Q}{\varepsilon Q - Q} = \frac{M}{Q}\log e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}$, a w rzeczywistości, jak autorowie przez zbadanie przekrojów kanałowych małego typu stwierdzili, jest nieco różny, jak wyżej podano.

sunkiem dopływu do odpływu: $\varepsilon = \frac{\psi f p}{Q} > 1$. p natężeniem deszczu w m^3 na hektar, a spółczynnik $\mu = 1 + \frac{0{,}025}{\varepsilon - 1{,}05}$, zależny tylko od ε.

Wzór powyższy jest ważny w granicach napełnienia od Q_{max} do Q, t. zn. od wysokości napełnienia, przy której kanał uzyskuje największą sprawność do zupełnego wypełnienia i opiera się na założeniu, że w każdym przekroju kanałowym stosunek $\frac{Q}{M}$ (sprawności do pojemności) można z dużem przybliżeniem przyjąć jako stały (ob. fig. 111). Dla rozmaitych ε, stosunków między dopływem do sieci a odpływem z kolektora, podaje następująca tabelka wartości liczbowe czynników w wzorze (*a*).

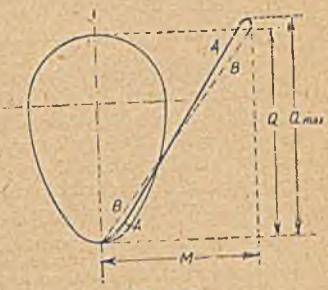


Fig. 111.

Tablica 7.

$\varepsilon =$	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50
$\log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} = 2{,}3026 \log \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} =$	2,39789	2,08689	1,79176	1,60944	1,46634	1,25277	1,09861
$\mu = 1 + \frac{0{,}025}{\varepsilon - 1{,}05} =$	1,500	1,250	1,167	1,125	1,100	1,071	1,055
$\mu \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} =$	3,597	2,546	2,091	1,811	1,613	1,342	1,159

$\varepsilon =$	1,75	2,00	2,50	3,00	4,00	10,00	20,00
$\log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} = 2{,}3026 \log \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} =$	0,84731	0,69315	0,51083	0,40546	0,28769	0,10537	0,05130
$\mu = 1 + \frac{0{,}025}{\varepsilon - 1{,}05} =$	1,036	1,026	1,017	1,012	1,008	1,0028	1,0005
$\mu \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} =$	0,878	0,711	0,520	0,410	0,290	0,1057	0,0513

Jeżeli odpływ z kanału jest mniejszy od Q, od odpływu odpowiadającego wypełnieniu kanału i wynosi tylko q, natenczas czas potrzebny do wypełnienia kanału do wysokości, odpowiadającej odpływowi q, wyniesie:

$$t = \frac{M}{Q} \mu' \log_e \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \frac{q}{Q}} = 2{,}303 \frac{M}{Q} \mu' \log \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \frac{q}{Q}} \quad \ldots \quad (b)$$

Dla następujących wartości $\frac{q}{Q}$ podają autorowie wartość spółczynnika μ', uzyskanego z przeliczenia rozmaitych profilów.

Tablica 8.

$\frac{q}{Q}$ =	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
μ' =	2,6	1,95	1,68	1,56	1,45	1,36	1,27	1,11	1,02	0,97	0,94	0,91	0,89	0,87

Wzory pod (*a*) i (*b*) podane umożliwiają liczenie czasu napełnienia w poszczególnych okresach. Jeżeli np. chcemy poznać czas, potrzebny do wypełnienia kanału już w połowie wypełnionego, liczymy wzorem (*a*) całkowity czas, potrzebny do wypełnienia kanału, jaki ubiegł od chwili, gdy odpływ od zera podniósł się do Q, czyli T, wzorem (*b*) czas potrzebny do wypełnienia kanału w połowie; różnica $T - t_{0,5}$ wskaże czas, potrzebny do wypełnienia drugiej połowy kanału.

Przykłady. 1. Obliczenie czasów wypełniania się kolektora. Przy pewnym deszczu spływa do kanału prowadzącego 0,023 m^3/sek. wód brudnych dalszych 1,006 m^3/sek. wód deszczowych. Po jakim czasie wypełni się kanał do połowy, kiedy zupełnie, jeśli sprawność tegoż wynosi 0,890 m^3/sek. a pojemność wraz z kanałami bocznemi 675 m^3?

Podług podanego znakowania jest $M = 675$, $\varepsilon Q = 1{,}006 + 0{,}023 = 1{,}029$, $Q = 0{,}890$, zatem $\varepsilon = \frac{1{,}029}{0{,}890} = 1{,}156$, $2{,}303 \frac{M}{Q} = 1745$, $\mu = 1 + \frac{0{,}025}{\varepsilon - 1{,}05} = 1{,}230$, $\frac{q}{Q} = \frac{0{,}023}{0{,}890} = 0{,}026$, $\mu' = 2{,}40$ (z tabelki).

Napełnienie pustego kanału wodą brudną nastąpi (podług wzoru *b*) po czasie: $t_0 = 1745 . 2{,}40$ (log dec. 1,156 — log dec. 1,13) $= 1745 . 2{,}40 . 0{,}0098 = 41$ sekund. Podług tegoż wzoru wypełni się kanał do połowy względnie do wysokości odpowiadającej przepływowi $0{,}5\,Q = q$ po czasie $t_{0,5} = 1745 . 0{,}97$ (log dec. 1,156 — log dec. 0,656) $= 1745 . 0{,}97 . 0{,}246 = 416$ sekund (skoro μ' dla stosunku $\frac{q}{Q} = 0{,}5$, wynosi 0,97). Kanał wypełni się zupełnie podług wzoru (*a*) po czasie: $T = 1745 . 1{,}230$ log dec. $7{,}41 = 1876$ sekund. W rzeczywistości wyniesie czas potrzebny do uzyskania połowy sprawności: $t_{0,5} - t_0 = 416 - 41 = 375$ sekund; do całkowitego wypełnienia $T - t_{0,5} = 1876 - 41 = 1835$ sekund. Dokładny rachunek, przeprowadzony przez autorów, wykazał zamiast tego 414 i 1818 sekund, zatem błędy nie wchodzące w rachubę.

2. Obliczenie kolektora. Kolektor założony w spadku 1 : 800, odwadniający 33,93 *ha* powierzchni, dla której średnie $\psi = 0{,}284$, liczony dla zasadniczego opadu 120 *l*/sek. na hektar bez dalszej redukcji, winien odprowadzić na końcu $l_1 = 275$ *m* b. ilość wody 332 *l*/sek., na dalszych 230 *m* b. $= l_2 \ldots 332 + 215 = 547$ *l*/sek.; na dalszych 275 *m* b. $= l_3 \ldots 547 + 185 = 732$ *l*/sek.; a na końcowych 320 *m* b. $= l_4 \ldots 732 + 424 = 1156$ *l*/sek. Na tej podstawie otrzymałby kolektor na długości l_1 przekrój podwyższony jajowy $\frac{0{,}60}{1{,}03}\,m$ (profil Nr. 7 z tablicy 4.), na długości $l_2 \ldots$ przekrój $\frac{0{,}70}{1{,}20}\,m$, na długości $l_3 \ldots$ przekrój $\frac{0{,}80}{1{,}38}\,m$, a na długości $l_4 \ldots$ przekrój $\frac{0{,}90}{1{,}55}\,m$. Czas przepływu, liczony w tych oddzielnych częściach kolektora, wynosi: 4' 45'' + 4' 10'' + 4' 30'' + 3' 45'' = 17' 10''. Kładąc czas przepływu (17') równy czasowi trwania deszczu i obierając odpowiednie temuż natężenie deszczu z krzywej *I—I* (fig. 108), otrzymujemy $p = 85$ *l*/sek. na hektar i maksymalny odpływ $Q = \psi f p = 33{,}93 . 0{,}284 . 85 = 819$ *l*/sek. na długości kolektora l_4, wobec czego nie zachodzi potrzeba zwiększenia profilu na ostatnich 320 *m* b., gdyż na przeprowadzenie tej ilości wystarczy przekrój poprzedni $\frac{0{,}80}{1{,}38}\,m$, o sprawności 450 . 1,98 = 891 *l*/sek. (ob. tablica 1. i profil Nr. 7 z tablicy 4.).

3. Jaki jednolity przekrój można zastosować na całej długości kolektora poprzednio opisanego z uwzględnieniem retencyi kanałowej?

Zadanie polega na wyszukaniu takiego profilu, w którym czas przepływu w kolektorze, równy czasowi trwania deszczu (o odpowiedniem natężeniu), okaże się conajmniej równy czasowi, potrzebnemu do zupełnego wypełnienia kolektora.

Przyjmując przekrój $\frac{0{,}60}{1{,}03}\,m$, obliczamy jego pojemność, nie uwzględniając pojemności kanałów bocznych, $M = f$(przekroju) $\times 1100$ *m* b. $= 1{,}349 \times 0{,}6^2 \times 1100 = 534$ m^3 (ob. tablica 4., prof. Nr. 7) i czas przepływu $t_p = \frac{1100}{0{,}8} = 1375'' = 23'$ ($\varepsilon = 0{,}7 \times 1{,}15 = 0{,}8$ z tablicy 1. i 4.). Obierając odpowiednie czasowi t_p natężenia deszczu p z krzywej *I—I* (fig. 17), otrzymujemy $p = 77$ *l*/sek. na *ha*, oraz $\psi f p = \varepsilon Q = 0{,}2837 \times 33{,}93 \times 77 = 742$ *l*/sek. Ponieważ sprawność kolektora $\left(\frac{0{,}60}{1{,}03}\,m\right)$ przy spadku 1 : 800 wynosi 425 *l*/sek. (ob. tablice 1. i 4.), jest $\varepsilon = \frac{742}{425} = 1{,}74$. Dla

tegoż ε otrzymujemy z tablicy 7. (na stronie 1605) . . . μ logo $\frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} = 0{,}88$ i czas potrzebny do wypełnienia się kolektora (tj. do uzyskania sprawności $Q = 425$ l/sek.):

$$T = 0{,}88 \times \frac{534}{0{,}425} = 1100'' = 18' \text{ (wzór } a).$$

Ponieważ deszcz trwa 23 minut a napełnienie kanału $\left(\frac{0{,}60}{1{,}03}\ m\right)$ nastąpi już po 18tu minutach, jest obrany przekrój nieco za mały, wobec czego zastosujemy bezpośrednio większy $\frac{0{,}70}{1{,}20}\ m$ na całej długości kolektora.

B. Metoda opóźnienia (w kanałach). Podług autorów niemieckich[1]) płynie na początku deszczu o czasie trwania t_d, na końcu jakiegoś kanału o długości l, ilość wody burzowej równa 0. Po upływie czasu $t_l = \frac{l}{v}$ (v chyżością w kanale) dopłynie do dolnej części kanału także ta woda, która spłynęła do jego części początkowej i od tej chwili począwszy spływa kanałem maximum, utrzymujące się dopóty, dopóki po upływie czasu t_d dolna część kanału nie zaprzestanie przyczyniać się swą częścią wody. Po czasie

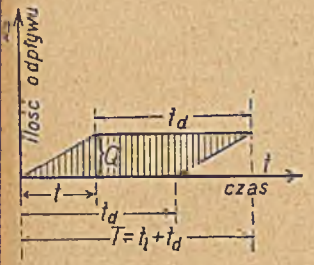


Fig. 112.

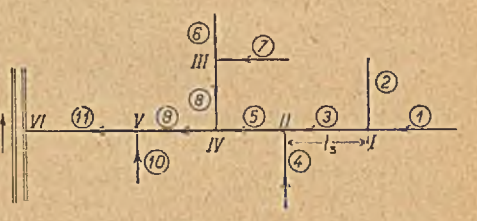


Fig. 113.

$T = t_l + t_d$ ilość wody burzowej spadnie znowu do zera. Zakładając prostolinijny przybytek i ubytek wody w kanale w czasach od zera do t_l, względnie od t_d do T, możnaby wezbranie wody w pojedynczym kanale przedstawić w postaci równoległoboku — przyjąwszy pewne t_d, obliczywszy Q i domniemane v — a to w odniesieniu do prostokątnego układu (jak fig. 112).

Dla sieci kanałów otrzymuje się wykres opóźnienia przez odpowiednie umieszczenie pod sobą pojedynczych równoległoboków wezbrania, odpowiednio względem siebie przesuniętych. W szczególności powinne leżeć nad sobą (na tej samej rzędnej) wierzchołki tych równoległoboków, których kanały tworzą jedno złącze. Pozatem — rozpoczynając wykres od górnej części kolektora — należy wierzchołki tych równoległoboków przesuwać na lewo, których kanały leżą w trasie kolektora głównego, a to o czasy stosowne chyżościom przepływu $t_1 = \frac{l_1}{v_1}$, $t_3 = \frac{l_3}{v_3}$, $t_5 = \frac{l_5}{v_5}$, $t_9 = \frac{l_9}{v_9}$ i $t_{11} = \frac{l_{11}}{v_{11}}$ (w powyższej fig. 113).

Kreśląc dla punktu VI. krzywą sumowania (powierzchni zakreskowanych), otrzymujemy djagram przepływu w tym punkcie, oraz $Q_{max} = Q_s \cdot \varphi$, jako

[1]) Hecker, Gesundheitsingenieur Nr. 23. 1901. Kayser, Techn. Gemeindeblatt Nr. 6. 17. 1905. Heyd, Gesundheitsingenieur Nr. 19. 1905. Range, Zeitschrift des Ing.- u. Arch.-Vereines Nr. 6. i 7. 1908. Hauff, Gesundh.-Ing. Nr. 24. 1919. [2]) Vicari, Gesundheitsingenieur Nr. 34. 1909. Staeding, Ges.-Ing. Nr. 16. 1909. Breitung, Auswertung von Regenbeobachtungen etc. Lipsk 1912. Müller, Größtabflußmengen in städtischen Kanalnetzen. Wieden, Lipsk 1915.

miarodajną do obliczenia przekroju 11-tego ilość wody, pod założeniem, że deszcz trwa t_d minut (ob. fig. 114).

Przyjmując czas trwania deszczu krótszy lub dłuższy od czasu, dla którego wykres wykonano, należy równoległoboki skrócić (obciąć z prawej strony) lub przedłużyć na prawo, wykreślić nową krzywą sumowania i odczytać nowe φ_1 wprost z stosunku $(Q_{max})_1 : Q_s$. Natomiast należy, jeśli chodzi o cyfrowe ustalenie $(Q_{max})_1$, przeczytać odpowiadającą temuż rzędną w podziałce zmienionej, a to z uwagi na to, że ze zmianą trwania deszczu zmieniło się jego natężenie. Naprzykład: jeśli wykres pierwotny wykonano dla $t_d = 10'$ i natężenia deszczu 100 *l*/sek. z *ha*, a następnie zmieniono t_d na 20', to pod założeniem, że temuż odpowiada natężenie 80 *l*/sek. z *ha*, należy odczytane w podziałce rysunku $(Q_{max})_1$ pomnożyć przez 0,8.

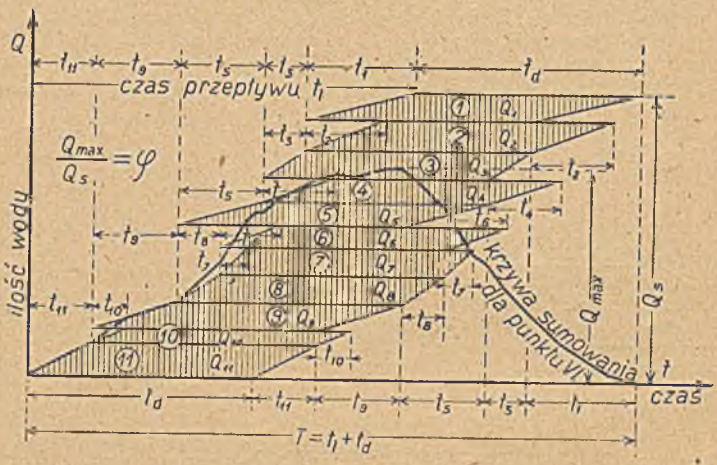


Fig. 114.

Wadą tej metody jest dowolność założeń w szczególności: 1. w stosowaniu przez autorów jedynie krótkotrwałych opadów; 2. w przypuszczeniu, że po upływie czasu $t_l = \frac{l}{v}$ dopłynie ilość wody, tej z początku kanału.

Pierwsze traci na realnej wartości wobec tego, że obierając czas trwania deszczu równy przypuszczalnemu czasowi przepływu, otrzymujemy tem samem maximum dopływu bez opóźnienia; drugie może być prawdziwe tylko w tym przypadku, jeżeli kanały przed nastaniem opadu burzowego są już zupełnie wypełnione, np. cofką wezbranej rzeki. Jeżeliby bowiem kanały miały być próżne lub tylko częściowo wypełnione z deszczu długotrwałego, który ich przecież wypełnić nie może, to uwzględniając to prawo, że sprawność kanału zależy od wysokości napełnienia, a ta od jego pojemności, nie nastąpi normalny przepływ, założeniu odpowiadający, dopóty, dopóki kanał się nie wypełni. A gdy wypełnienie się sieci kanałów opóźnia odpływ (wylotem), okaże się najczęściej, że krótkotrwały deszcz nie może wypełnić sieci kanałów a zatem doprowadzić do realizacji założenia wogóle.

Wobec tego można zalecić stosowanie tej metody jedynie w przypadkach specjalnych, np. w sieci, gdzie istnieje dużo przelewów burzowych, gdzie zatem dorzecza (dla wody burzowej) są małe i przyjęcie krótkotrwałego opadu

o dużem natężeniu jest usprawiedliwione, wobec prawdopodobieństwa wypełnienia kanałów. (Np. w Tarnowie, gdzie według projektu ma istnieć 10 przelewów burzowych na 529 *ha* kanalizowanej powierzchni.)

W rozległej sieci można stosować metodę opóźnienia, gdy chodzi o zbadanie jej funkcjonowania przy najczęściej powtarzającym się deszczu z grupy deszczów nawalnych, jeśli czas jego trwania jest mniejszy od czasu przepływu w głównym kolektorze.

16. Sposoby liczenia sieci kanalizacyjnej. Najprostszą i najszybciej do celu wiodącą jest stara metoda angielska[1]) liczenia i redukowania odpływu w miarę wzrostu dorzecza, zmodyfikowana przez Szwajcara Burkli-Zieglera[2]), używana obecnie w postaci:

$$Q = \psi f p \frac{1}{\sqrt[n]{f}} \ldots l/\text{sek.},$$

gdzie ψ spółczynnikiem spływu, f powierzchnią dorzecza w hektarach, p natężeniem deszczu w l/sek. na hektar, a $\frac{1}{\sqrt[n]{f}} = \varphi$ jest spółczynnikiem redukcyjnym o zmiennem n, zależnem od topograficznego charakteru dorzecza. Jakkolwiek metoda powyższa nie ma uzasadnienia liczenia odpływu w sieci kanałowej — ścisłą jest tylko dla odpływu powierzchniowego — to jednak daje w praktyce wyniki zadowalniające.

I. W tej formie nadaje się wzór powyższy do definitywnego obliczenia sieci kanałowej, jeżeli istnieją jakiekolwiek dane, uzasadniające przyjęcie wielkości opadu p (z odczytów ombrometrycznych) i kształtu funkcji φ (z pomiarów odpływu) — lub też do aproksymatywnego, pierwszego przeliczenia sieci w braku jakichkolwiek danych miejscowych.

We Lwowie były do dyspozycji następujące dane[3]): Pomiar. wezbranej Pełtwi wykazał maks. ilość odpływu 90,750 m^3/sek. z obszaru 2224,2 *ha*, dla którego obliczono średni spółczynnik spływu: $\Sigma(\psi f) : \Sigma(f) = 0{,}4825$, a obserwacje maks. deszczu wykazały 102 *mm* opadu na obszar ca. 1,6 *ha*. Przeciętne natężenie godzinne deszczu wynosiło zatem: $\frac{90{,}750 \cdot 3600}{2224{,}2 \cdot 0{,}4825 \cdot 10{,}000} = 30{,}42$ *mm*. Zakładając kształt funkcji opadu w zależności od obszaru, zgodnie z wzorem: $i = \frac{i_{max}}{\sqrt[n]{f}}$, otrzymujemy dwa równania: $30{,}42 = \frac{i_{max}}{\sqrt[n]{2224{,}2}}$, oraz $102 = \frac{i_{max}}{\sqrt[n]{1{,}6}}$, stąd $n = 6{,}04 \doteqdot 6$, oraz $i_{max} = 108$ *mm*, czyli spółczynnik redukcyjny $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{f}}$. Wobec tego wynosił opad na 1 *ha* — 240.4... l/sek., na 65 *ha* — 150 . 65... l/sek. itd.

Dla projektu kanalizacji Wielkiej Warszawy określono[4]) kształt funkcji φ z pomiarów opadu w dorzeczu i odpływu w istniejącej sieci, a mianowicie:

$$Q = \psi f \frac{545}{0{\cdot}9} \frac{1}{\sqrt{f} + 40} \ldots l/\text{sek. do granicy 70 hektarów.}$$

a dla większych zlewni $Q = \psi f \frac{213}{0{,}9} \frac{1}{\sqrt[5]{f}} \ldots l/\text{sek.}$

II. Nie dysponując żadnemi danemi — co się najczęściej zdarza — przyjmujemy za p wartość opadu przeciętnego w dorzeczu (np. 133 l/sek. na hektar) i obieramy spółczynnik redukcyjny $\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{f}}$, słaby ($n \doteqdot 8$), intensywny

[1]) Wollheim, The sewerage Engineers note-book. London 1896.
[2]) Buerkli-Ziegler, Größte Abflußmengen bei städtischen Abzugskanälen. Zürich 1880.
[3]) Pomianowski, Projekt kanalizacji miasta Lwowa. Czasop. Techniczne. Lwów 1911.
[4]) Pomianowski, Projekt kanalizacji Wielkiej Warszawy. Przegląd gazowniczy i wodociągowy. Kraków 1926.

($n = 4$), lub pośredni ($n = 6$), w zależności od wielkości obszaru kanalizowanego, jego kształtu i spadków, tj. zdolności retencyjnej sieci. Stosujemy $n = 8$ przy znaczniejszych spadkach i dorzeczach, zbliżonych formą do koła, $n = 4$ przy małych spadkach i wydłużonych dorzeczach, $n = 6$ dla pośredniego charakteru dorzecza. W skrajnym przypadku, jeżeli dorzecze jest duże, posiada formę wydłużoną i małe spadki (dużą zdolność retencyjną), stosujemy $n = 4$, jak w Warszawie. Przeliczywszy na podstawie tak obranego wzoru całą sieć kanalizacyjną i przekonawszy się, że norma odpływu nie odbiega zanadto od przeciętnej (ust. 13.), należy obliczenia głównych kanałów skontrolować. Do tego celu najlepiej posłużyć się warunkiem, by dla każdego kolektora:

$$t_p = t_d \leqq T^1),$$

t. zn., by czas przepływu w kolektorze był równy czasowi trwania deszczu (o odpowiedniem natężeniu z krzywej $I—I$, fig. 17), był równy lub nieco mniejszy od czasu potrzebnego do wypełnienia kolektora (ust. 15.).

To ostatnie obliczenie, usuwające do pewnego stopnia lokalne błędy, wynikłe z stosowania jednego wzoru do różnych topograficznie dorzeczy kanałowych, daje prócz tego podstawę do normalizowania przekrojów kanałowych, stosowania jednolitych na większych długościach, przez zamianę zwiększających się kolejno profilów na pośredni, równowartościowy. Obliczenie przeprowadza się w sposób, w przykładzie 2-gim i 3-cim, w ustępie 15., podany.

Nie należy liczyć na retencję, gdzie jej niema i w tym przypadku ograniczyć się w liczeniu do pierwszego warunku: $t_p = t_d$, dającego maximum odpływu.

Przykład. Obszar kolektora, uchodzącego do Wiaru pod Przemyślem, mierzy 257,71 *ha*. Z tego jest obszaru kat. II. ($\psi = 0{,}6$) . . . 9,69 *ha*, obszaru kat. III. ($\psi = 0{,}3$) . . . 248,02 *ha*. Teren jest płaski, a forma dorzecza wydłużona. Długość kolektora od jego początku do krańców dorzecza mierzy 2875 *m*b. Czas przepływu w tej przestrzeni obliczono na 33 minut. Takiemu czasowi przepływu odpowiada — przy równym czasie trwania — deszcz o natężeniu 66 *l*/sek. z *ha* (z krzywej $I—I$, fig. 17), dający z obszaru kategorji II. . . . 66 . 0,6 = 39,6 *l*/sek., a z obszaru kat. III. . . . 66 . 0,3 = 19,8 *l*/sek. odpływu z 1 hektara. Wobec tego wyniesie całkowity odpływ burzowy z obszaru kolektora . . . 9,69 . 39,6 + 248 . 19,8 = 5294 *l*/sek.

Uwzględniając dużą zasobność kanałów w dorzeczu, liczymy na retencję sieci i kolektora i przeprowadzamy dalsze obliczenia pod założeniem, że profil dzwonlasty 150/170 *cm*, (fig. 99, tabl. 4.) o sprawności 2650 *l*/sek. przy spadku 1 : 800, okaże się wystarczający.

Obliczona dla tego przyjęcia pojemność kanałów w dorzeczu kolektora wynosi 8830 m^3, a gdy $\varepsilon Q = 5294$ *l*/sek., $Q = 2650$, jest $\varepsilon = 2{\cdot}00$. Czas wypełnienia kolektora (ust. 15., tablica 7.)..

$$T = \frac{M}{Q} \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \log \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} = \frac{8830}{2{,}65} \cdot 0{,}711 = 2369'' \backsim 40 \text{ minut},$$

jest większy od czasu trwania deszczu, względnie przepływu kolektorem (33 minut), wobec czego obrany przekrój jest wystarczający.

W celu uzyskania wzoru ogólnego przyjmujemy opad zasadniczy na hektar 133 *l*/sek. i obliczamy:

średni spółczynnik spływu dla dorzecza . . . $\psi_{sr} = \dfrac{9{,}69 \cdot 0{,}6 + 248 \cdot 0{,}3}{258} = 0{,}3109$,

średni odpływ z 1 hektara . . . . . $133 \cdot 0{,}3109 = 41{,}35$ *l*/sek.,

sumaryczny odpływ z dorzecza . . . . . $41{,}35 \cdot 258 = 10668$ *l*/sek.,

odpływ z uwzględnieniem nierównej gęstości deszczu . . . . 5294 *l*/sek. (jak wyżej),

spółczynnik redukcyjny gęstości deszczu . . . $\dfrac{5294}{10668} = 0{,}495$,

maksymalny odpływ kolektorem z tegoż dorzecza . . . 2650 *l*/sek.,

spółczynnik redukcyjny gęstości deszczu i retencji . . . $\dfrac{2650}{10668} = 0{,}2484$,

zatem: $\dfrac{1}{\sqrt[n]{258}} = 0{,}2484$, $n = \dfrac{\log 258}{\log\left(\dfrac{1}{0{,}2484}\right)} = \dfrac{2{,}41162}{0{,}60206} \backsim 4$.

Stąd ostatecznie: $Q = \psi f p \dfrac{1}{\sqrt[n]{f}} = \psi f 133 \dfrac{1}{\sqrt[4]{f}}$,

czyli średnio dla dorzecza: $Q = 41{,}35 \dfrac{f}{\sqrt[4]{f}}$ *l*/sek. (f w hektarach).

[1]) Rosłoński, Projekt kanalizacji miasta Przemyśla. Przemyśl 1917.

Uwaga. — Nie zaleca się do obliczenia przekrojów kanałowych wzoru Kresnika, cytowanego w kalendarzach niemieckich (Oest. Ing.- u. Arch.- Kalender) w postaci:

$$Q = 0{,}2\,\frac{3\sqrt{}}{0{,}5 + \sqrt{A}}\,A \ldots m^3/sek.,$$

gdzie A dorzeczem w km^2, albowiem wzór ten daje do 100 hektarów dorzecza wartości odpływu jednostkowego za duże.

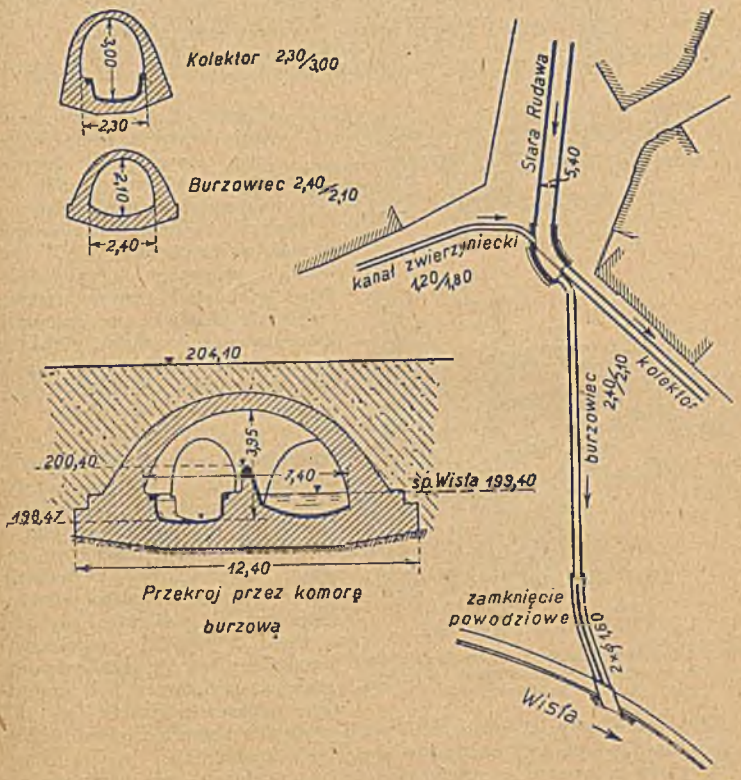


Fig. 115. Przelew burzowy Nr. II. w kolektorze krakowskim.

IV. Szczególne urządzenia kanalizacyjne.

17. **Przelewy burzowe**, służące do odciążenia sieci kanalizacyjnej od nadmiaru wody deszczowej, buduje się zazwyczaj na złączu dwóch i więcej kanałów celem zmniejszenia dalszego profilu kanałowego. Jeżeli zwierciadło wody w kanale głównym leży tak wysoko, że przelew do rzeki jest możliwy, odciążenie następuje w samym kanale głównym, tj. po połączeniu się kanału bocznego z głównym (ob. fig. 115); jeżeli natomiast przelew z kolektora głównego do rzeki nie jest możliwy, bo zwierciadło wody w kolektorze leży za nisko względem rzeki, odciążenie następuje przed połączeniem się kanału bocznego z kolektorem (zatem w kanale bocznym) a kanał burzowy do rzeki prowadzi się albo górą, ponad kolektorem głównym (ob. fig. 116), albo dołem pod kolektorem (ob. fig. 117).

Korona przewału powinna leżeć w takiej wysokości nad dnem kanału, aby przelew do rzeki nie nastąpił przedtem, zanim rozcieńczenie nie osiągnie zamierzonego stopnia. Wysokość tą należy liczyć z odpowiedniego częściowego wypełnienia kanału (tablice 1—4).

Jeżeli dopływ do kanału wynosi Q, a nq jest objętością, zamierzonemu rozcieńczeniu odpowiadającą, należy do rzeki ponad koroną przewału odprowadzić ilość $Q - nq = Q_p$. Przelewy burzowe należy liczyć, jak jazy, wzorami: $Q_p = 0{,}5\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$ (gdzie b długością przewału)

lub $$Q_p = b \sqrt{2\, g\, h} \left(\frac{2}{3}\, 0{,}8\, h + 0{,}6\, a \right),$$

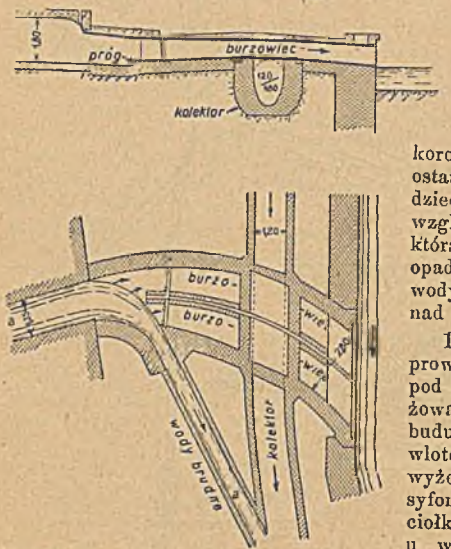


Fig. 116. Burzowiec kanału a—a przechodzi ponad kolektorem, wody brudne z kanału a—a spływają do kolektora.

zależnie od tego, czy zwierciadło wody w rzece, wzniesione o wysokość odpowiadającą spadkowi kanału burzowego, leży poniżej korony przewału, czy też zatapia koronę na wysokość a. W tym ostatnim przypadku należy przewidzieć w kanale burzowym zasuwę, względnie zastawkę na przewale, którą otwiera się w czasie silniejszych opadów burzowych, gdy zwierciadło wody w kanale podniesie się ponad zwierciadło wody w rzece.

18. **Syfony**, służące do przeprowadzenia wód kanalizacyjnych pod kanałami (w przypadku krzyżowania się kanałów) i pod rzekami, buduje się albo w linji ciągłej, z wlotem i wylotem założonym powyżej największego zagłębienia syfonu (ob. fig. 118), albo jako kociołkowe, tj. z pionowemi szybami u wlotu i wylotu, połączonemi przewodem, tak by szyb wylotowy (głowica wylotowa) był najniższym punktem w syfonie (fig. 119). Typ kociołkowy łatwo oczyścić przez wybranie namułu z głowicy dolnej, która dla tego celu otrzymuje zagłębienie (namulnik).

Chyżość w lewarze — celem zapobieżenia osadom — nie powinna być mniejsza od 0,6—0,7 m/sek. (ob. ust. 9.), a ponieważ tę należy przystosować do zmiennych stanów wody w kanale, zakłada się zwykle conajmniej dwa przewody, jeden dla wód brudnych, drugi dla rozcieńczonych, albo i więcej przewodów, rozmieszczonych nad sobą, co umożliwia kolejne wypełnianie się przewodów z wzrostem objętości przepływu (ob. fig. 119 b). Liczyć należy syfony wzorem Weissbacha, podług którego strata spadku (h) bez uwzględnienia chyżości napływającej i odpływającej wody wynosi na długości syfonu równej l:

$$h = \frac{v^2}{2g} \left(1 + \xi_0 + \xi \frac{p}{4f} l\right) \ldots \text{w } m$$

i przyjmować: $\xi_0 = 0{,}51$, $\xi = 0{,}0144 + \frac{0{,}01}{\sqrt{v}}$, $v = \frac{Q}{f}$ w m. Dla przekrojów kołowych jest $\frac{p}{4f} = \frac{1}{d}$, dla przekrojów prostokątnych $\frac{p}{4f} = \frac{a+b}{2ab}$.

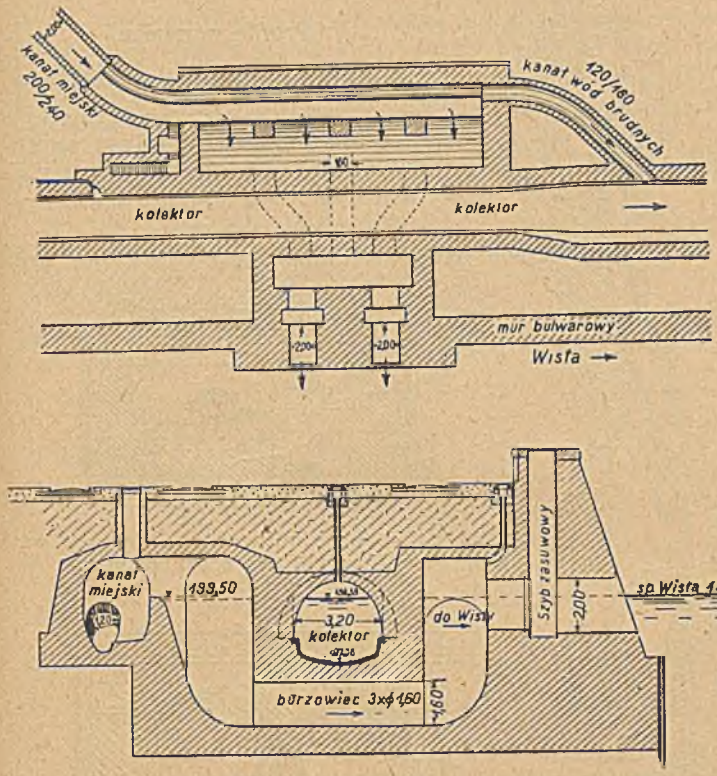


Fig. 117. Przelew burzowy Nr. V. w kolektorze krakowskim. Burzowiec kanału miejskiego przechodzi pod kolektorem.

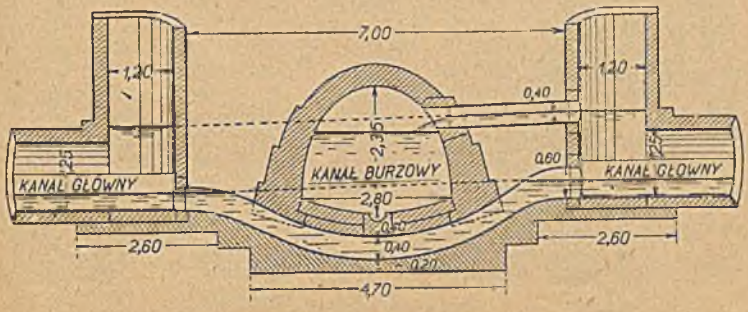


Fig. 118. Syfon kanału V-tego na Pradze i Warszawie.

Fig. 119 *a*. Syfon pod korytem rzeki Wilgi w Krakowie.

V. Profile normalne.

19. **Rury kamionkowe** okrągłe, rękawowe, wyrabia się fabrycznie w dymensjach od 50 do 1000 *mm*, jajowe o przekrojach 200/300, 250/375, 300/450, 350/525, 400/600 i 500/750 *mm*. Wagę rur okrągłych (1 *m* b.) podaje następna tabelka 9.

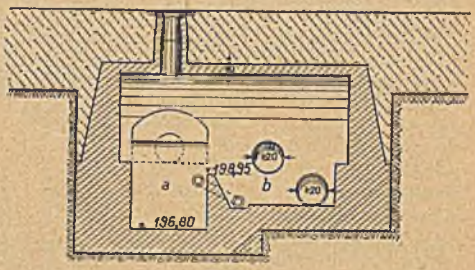


Fig. 119 *b*. Górna głowica syfonu; *a* — komora wód brudnych, *b* — komora wód burzowych.

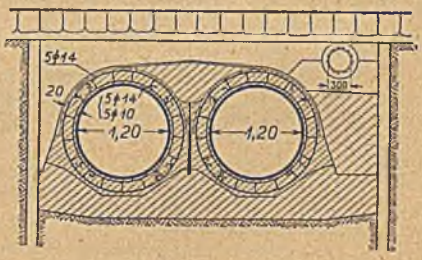


Fig. 119 *c*. Przewody syfonowe.

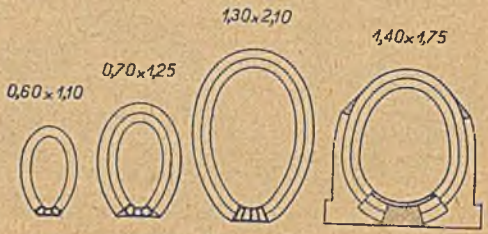


Fig. 120.

Tablica 9.

Średnica rury w *mm*	50	75	100	125	150	175	200	225	250	300	350	400	450	500	600
Grubość ścianki *mm*	18	19	20	20	21	21	22	23	23	28	28	30	33	33	35
Ciężar 1 *m* b.	10	13	18	22	28	34	37	42	49	64	80	95	114	129	170

20. Kanały murowane (typ warszawski), budowane z cegły na zaprawie cementowej 1 : 3, w jeden, dwa lub trzy pierścienie, o grubości 12 *cm*, przedstawia poniższa figura 120 (niektóre typy).

21. Rury betonowe, wyrabiane fabrycznie w formach, o długości 1 *m*, łączone na rękaw koniczny, posiadają następujące wymiary i wagę.

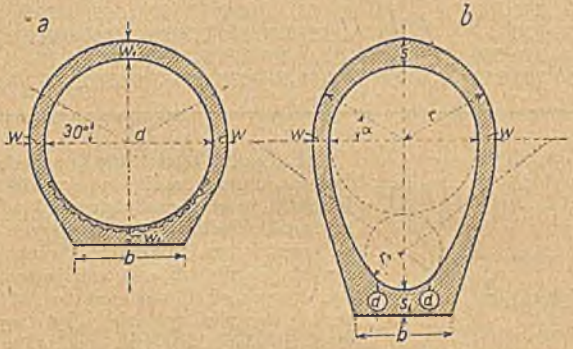


Fig. 121 *a* i 121 *b*. F_o = powierzchnia przekroju w świetle. F = całkowita powierzchnia przekroju. F_s = powierzchnia przekroju ścianki. p = obwód zwilżony. g = ciężar 1 *m* b. rury.

Tablica 10.

Rury betonowe okrągłe.

d *mm*	w *mm*	w_1 *mm*	b *mm*	F_o m^2	F_s m^2	F m^2	p *m*	g *kg*
75	22	22	70	0,0044	0,0071	0,012	0,235	17
100	23	23	90	0,0079	0,0096	0,017	0,314	22
150	25	25	126	0,0177	0,0151	0,033	0,471	35
175	29	29	145	0,0241	0,0203	0,044	0,549	47
200	32	32	165	0,0314	0,0256	0,057	0,628	58
225	35	35	190	0,0398	0,0318	0,072	0,706	72
250	38	38	205	0,0491	0,0387	0,088	0,785	86
300	43	43	245	0,0707	0,0514	0,122	0,942	120
350	48	48	285	0,0962	0,0672	0,163	1,099	150
400	52	52	320	0,1257	0,0824	0,208	1,257	185
450	56	56	356	0,1590	0,0995	0,259	1,414	231
500	59	59	400	0,1964	0,1172	0,314	1,570	266
600	65	75	500	0,2827	0,1579	0,441	1,885	375
800	78	90	540	0,5027	0,2425	0,745	2,513	582
1000	88	105	622	0,7854	0,3521	1,137	3,142	805

Tablica 11.

Rury betonowe jajowe.

Profil *mm*	*r* *mm*	*r*₁ *mm*	*d* *mm*	*w* *mm*	*s* *mm*	*s*₁ *mm*	*a*	*b* *mm*	F_o m^2	F_s m^2	*F* m^2	*p* *m*	*g* *kg*
230/300	138	50	.	38	38	45	.	150	0,0467	0,0388	0,085	0,793	88
250/375	170	62,5	.	45	45	55	.	180	0,0729	0,0572	0,130	0,991	130
300/450	230	75	.	45	53	59	48°	210	0,1034	0,0687	0,172	1,189	156
350/525	260	87,5	.	52	60	60	45°	244	0,1407	0,0930	0,234	1,388	212
400/600	308	100	.	60	70	70	48°	280	0,1838	0,1223	0,306	1,586	275
500/750	356	125	.	70	80	85	45°	330	0,2871	0,1748	0,462	1,982	395
600/900	390	150	.	90	90	105	.	400	0,4135	0,2616	0,675	2,379	608
700/1050	550	175	75	95	140	120	30°	450	0,5628	0,3420	0,909	2,775	798
800/1200	610	200	90	103	150	140	30°	500	0,7351	0,4325	1,174	3,172	1036
1000/1500	771	250	100	120	185	150	30°	630	1,1485	0,6201	1,777	3,965	1398

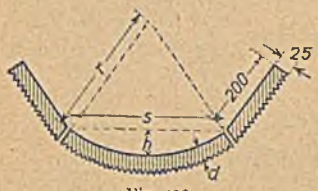


Fig. 122.

22. **Spody kanałowe** (kamionkowe), służące do ubezpieczenia dna kanałów przeciw ścieraniu przez toczony piasek i nadgryzaniu kwasami, składają się w większych profilach z rynienki kamionkowej i dwóch płyt bocznych (ob. fig. 122); w mniejszych profilach kanałowych od 400/600 *mm* do 900/1356 *mm* stosuje się tylko rynienkę. Płyty wyrabia się w długościach 500 *mm*, posiadają 200 *mm* wysokości i 25 *mm* grubości. Rynienki wyrabia się w długościach 750 *mm*, inne wymiary i ciężar na 1 *m* b. podaje następująca tabelka.

Tablica 12.

Profil	*s* *mm*	*h* *mm*	*r* *mm*	*f*...m^2 na 1 *m* b.	*d* *mm*	Ciężar na 1 *m* b. *kg*
400/600	173	50	100		20	15
500/750	216	62	125		25	18
600/900	260	75	150		30	21
700/1050	303	88	175	0,0109	30	25
800/1200	346	100	200	0,0125	30	24
900/1350	390	112	225	0,0141	35	31
1000/1500	355	73	250	0,0118	35	28
1200/1800	352	57	300	0,0113	30	24

23. **Kanały betonowe**, ubijane w dołach budowlanych z mieszaniny 1 : 8 do 1 : 6, otrzymują następujące wymiary (ob. tabl. 13):

F = cała powierzchnia przekroju, F_s = powierzchnia przekroju ścianki, F_o = powierzchnia przekroju w świetle, W = wyprawa, p = obwód zwilżony.

Tablica 13.

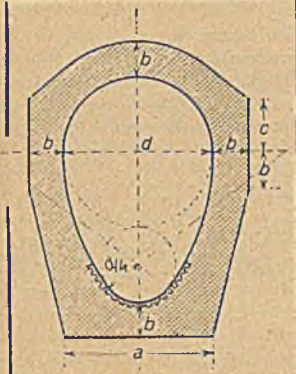


Fig. 123.

Profil cm	a cm	b cm	c cm	d cm	F m^2	F_0 m^2	F_s m^2	W m^3	p m
70/105	70	17	26	70	1,2302	0,5628	0,6674	2,015	2,775
80/120	80	18	29	80	1,5456	0,7351	0,8105	2,362	3,172
90/135	90	19	32	90	1,8973	0,9303	0,9670	2,818	3,568
100/150	100	20	35	100	2,2852	1,1485	1,1367	3,185	3,965
110/165	110	21	38	110	2,7093	1,3897	1,3196	3,631	4,361
120/180	120	22	41	120	3,1697	1,6539	1,5158	3,988	4,758

24. Cegły klinkierowe normalne o wymiarach: 250 × 120 × 65 i 290 × 140 × 65 *mm*, lub klinowe, służą do wykładki kinety w profilach większych rozmiarów (ob. fig. 117). Ciężar cegły normalnej 4 i 5 *kg*. Cegły układa się rębem w kierunku kanału.

LITERATURA.

Lindley W.: Projekt kanalizacyi i wodociągu w mieście Warszawie. 1879.
Lindley H. W.: Projekt uzdrowotnienia przedmieścia Pragi. Podał E. Sokal. Przegląd Techniczny r. 1903.
Gomóliński, Szenfeld, Wendrowski: Kanalizacja miasta Warszawy podług projektu H. W. Lindleya. Warszawa 1911.
Polak: Wykład hygieny miast. Warszawa 1908.
Giedroyć: Z dziejów hygieny w dawnej Polsce. Wodociągi i kanały miejskie. Warszawa 1910.
Rosłoński: Miejskie budownictwo zdrowotne w Polsce w XVI. wieku. Wykład inauguracyjny na VI-tym Zjeździe Techników Polskich w Krakowie r. 1912. Pamiętnik Zjazdu. Kraków 1914—1917.
Pomianowski: Kanalizacja miasta. Lwów 1918.
Bechmann: Distributions d'eau et assainissement. Paryż 1899.
Imbeaux: L'assainissement des villes. Paryż 1902.
Prescott Folwell: Sewerage. New York i London 1900.
Martin: The sewage problem. London i New York 1905.
Fruehling-Bubendey: Die Entwässerung der Städte. Lipsk 1903.
Buesing: Die Städtereinigung. Stuttgart 1901.

Wodociągi miejskie.

Napisał

inż. dr. Otto Nadolski,

profesor politechniki, Lwów.

Woda, powietrze i stan gruntu, na którym rozwijają się osiedla, należą pod względem zdrowotnym do najważniejszych czynników życia ludzkiego. Zagęszczenie ludności na małej powierzchni miast powoduje wzrost ilości wód zużytych, odchodów i odpadków gospodarstwa domowego, oraz prze-

mysłu, które gromadzone na miejscu, zatruwają powietrze, grunt i znajdującą się w nim wodę (pierwotnie zdrową i dobrą) produktami gnilnemi, stwarzając podłoże do rozwoju drobnoustrojów i bakteryj chorobotwórczych.

Sanację tych stosunków stworzyć można dostarczeniem dobrej wody z okolic niezakażonych, zatem przy pomocy wodociągu, przy równoczesnem jak najszybszem i nieszkodliwem odprowadzeniu poza obszar zamieszkały wód zużytych i fabrycznych (kanalizacja), oraz odpadków gospodarstwa (usuwanie śmiecia). Tylko temi urządzeniami asanizacyjnemi można ochronić mieszkańców przed wielu chorobami epidemicznemi i uzdrowić warunki higjeniczne miejscowości.

Społeczne znaczenie tych urządzeń techniczno-sanitarnych leży przedewszystkiem w wydatnem zmniejszeniu ilości zgonów. Wprowadzenie wodociągu we Lwowie zmniejszyło w pierwszem dziesięcioleciu (1901—1910) śmiertelność z 33 na 22 wypadki na 1000 mieszkańców rocznie. W Warszawie w ciągu 30-lecia, w następstwie zbudowania wodociągu i kanalizacji, spadła śmiertelność z 33 do 14 osób, zatem o 19 na 1000 mieszkańców rocznie. W r. 1910, przy 781 000 mieszkańcach — ocalono tam, w następstwie sanacji stosunków zdrowotnych, $781 . 19 = 14839$ osobom życie, nie wliczając uniknięcia strat materjalnych, cierpień i nędzy, które towarzyszą każdej niemal chorobie.

I. — Przed przystąpieniem do opracowania projektu wodociągu, musimy rozpatrzyć i ustalić:

A. Warunki dobrej i zdrowej wody.

B. Rozmiary wodociągu.

C. Warunki lokalne, które wodociąg powinien spełniać w obrębie miasta.

A. JAKOŚĆ WODY oceniamy ze stanowiska własności: *a)* fizycznych, *b)* chemicznych i *c)* bakterjologicznych.

a) Pod względem fizycznym, woda zdrowa i dobra do picia, potrzeb domowych i gospodarczych — powinna być bezbarwna, bezwonna, przezroczysta, mieć stałą temperaturę (7—10° C) i orzeźwiający smak (pewną zawartość (CO_2).

b) Pod względem chemicznym, dobra woda nie może posiadać amonjaku (NH_3) lub soli amonowych, oraz jonów kwasu azotowego (HNO_3) zupełnie, a conajwyżej może zawierać je w ledwo dostrzegalnych śladach. Obecność tych związków nasuwa podejrzenie na styczność wody z procesami gnicia. Wyjątek — wody z bardzo głębokich studni, w których występuje czasem amonjak nieznanego bliżej pochodzenia.

Z innych, częstych w wodzie związków, nie powinna dobra woda zawierać w 1 *l* (= 1 000 000 *mg*) więcej niż:

1.) 500 *mg* ciał stałych mineralnych i organicznych, pozostających po odparowaniu,

2.) 180—200 *mg* tlenków wapnia (CaO) i magnezu (MgO),

3.) 20—30 *mg* chloru, względnie 50 *mg* soli kuchennej (NaCl),

4.) 80—100 *mg* bezwodnika siarkowego (SO_3).

5.) 5—15 *mg* bezwodnika kwasu azotowego (HNO_3),

6.) 0,2—0,3 *mg* żelaza (Fe) w solach, przeliczonych na żelazo metaliczne,

7.) ciał organicznych najwyżej tyle, aby do utlenienia ich wystarczyło 8—12 *mg* nadmanganiamu potasu ($KMnO_4$) = w działaniu 2—3 *mg* tlenu (O_2). Po wyrażeniu ciała organiczne znikają w następstwie spalenia się. —

Cyfry powyższe służyć mogą tylko do orjentacji. Nawet przy przekroczeniu zawartości pewnych składników, a przy braku innych, można zakwalifikować daną wodą jako dobrą. Nadmiar niektórych składników można łatwo usunąć (np. żelaza, siarkowodoru).

Ilościowa zawartość składników chemicznych decyduje (obok temperatury) o smaku wody. Przeważnie wody pitne reagują słabo alkalicznie (ze względu na zawartość węglanów wapnia i magnezu); zawartość wolnego CO_2, kwasów humusowych i mineralnych — nadaje wodzie reakcji kwaśnej.

Ze względu na użytek wody do celów domowych, a jeszcze bardziej przemysłowych, ważną jest t. zw. twardość wody, tj. zawartość głównie związków wapnia i magnezu. Twardość oznaczamy w stopniach niemieckich, francuskich i angielskich. 1 stopień twardości niem. oznacza zawartość 10 *mg* tlenków wapnia (CaO), lub 14 *mg* tlenków magnezu (MgO) w 1 *l* wody. Znając ilość tych związków w danej wodzie, obliczamy jej twardość z wzoru: $T = 0{,}1x + 0{,}14y$, w którym pod x rozumiemy ilość tlenków wapnia, pod y — tlenków magnezu.

1 stopień franc. twardości reprezentuje zawartość 1 *mg* węglanu wapnia ($CaCO_3$), względnie 1,19 *mg* węglanu magnezu ($MgCO_3$) w 1 *l* wody; 1 stopień ang. twardości — reprezentuje zawartość 1 *mg* $CaCO_3$ lub 1,19 *mg* $MgCO_3$ w 0,7 *l* (= 700 000 *mg*) wody.

Po przeliczeniu: 1° niem. = 1,79° franc. = 1,25° ang.,
1° franc. = 0,56° niem. = 0,70° ang.,
1° ang. = 0,80° niem. = 1,43° franc.

Aby woda wodociągowa mogła służyć równie dobrze do wszystkich celów domowych, gospodarczych i przemysłowych — powinna być średnio twarda, w granicach pomiędzy 7 a 20° niem. Unikać twardszej niż 30° niem. Wody rzeczne, z jezior i zbiorników (przegród dolin) bywają miękkie (1—5—10° niem.), wody źródlane i gruntowe — twardsze (5—30° niem.), zależnie od jakości pokładów, przez które przepływają. Wody ze skał nierozpuszczalnych (granitów, gnejsów) — są miękkie, ze skał miękkich, łatwo rozpuszczalnych (wapieni, piaskowców o lepiszczu wapiennem) — twarde.

Z twardości ogólnej strąca się po przegotowaniu t. zw. twardość przejściowa, polegająca na zawartości węglanów wapnia i magnezu, tworzących osad, zwany kamieniem kotłowym. Inne związki wapnia i magnezu (chlorki, siarczany, azotany i krzemiany) nie dają się usuwać z wody przez przegotowanie; te udzielają wodzie t. zw. twardości stałej.

	Woda w Turnowie:	w Toruniu:
Np. twardość ogólna	19,77° niem.	5,11° niem.
„ stała	3,37° „	4,34° „
„ przejściowa	16,40° „	0,77° „
czyli osadu (kamienia kotł.)	b. dużo	b. mało.

Przemysł wymaga zasadniczo wody miękkiej. Do kotłów parowych poniżej 5° niem.; szczególniej szkodliwą jest obecność w wodzie takiej siarczanu wapnia (gipsu) i chlorków magnezu.

Zawartość trujących soli ołowiu (ponad 0,35 *mg* w *l*) wyklucza wodę od picia itd. Woda, zawierająca wolny CO_2 (zwykle woda miękka), rozkłada rury ołowiane (chętnie używane w instalacjach domowych), nasycając się trującemi solami ołowiowemi. W takich warunkach wykluczyć należy rury ołowiane z wszelkich instalacyj domowych.

Z ciał gazowych znajduje się w wodzie powietrze, tlen, bezwodnik kwasu węglowego (CO_2) i siarkowodór (H_2S). Zawartość powietrza jest obojętna; wymaga urządzeń do odwietrzania rurociągów na załomach szczytowych, zwłaszcza lewarów. — Tlen powoduje rdzewienie rur żelaznych, silniejsze przy rurach kutych, niż lanych (ochrona—asfaltowanie lub terowanie). Wolny (zatem w nadmiarze ponad zawartość węglanów) CO_2 działa rozkładająco na żelazo, cynk, miedź i ołów, oraz na zaprawę cementową; niszczy zatem rurociągi i ściany zbiorników itd. W obecności tlenu, powoduje CO_2 także i rdzewienie. Siarkowodór, występujący zwykle z związkami żelaza, usuwa się łatwo przez przewietrzanie w odżeleziaczach; o ile pochodzi z rozkładu soli,

zawierających siarkę (z gipsu lub siarczków żelaza), jest nieszkodliwy; może jednak pochodzić także z rozkładu ciał organicznych i wód fabrycznych.

c) Pod względem bakterjologicznym zdrowa woda nie powinna zawierać żadnych drobnoustrojów ani bakteryj chorobotwórczych (przedewszystkiem cholery, tyfusu brzusznego i czerwonki, rozszerzających się głównie za pośrednictwem wody), oraz nie więcej niż 100 bakteryj obojętnych w 1 cm^3 wody. Ponieważ groźne dla człowieka bakterje chorobotwórcze, znajdujące się w wodzie, mogą się do niej dostać tylko z odchodami ludzkiemi, zatem jako kryterjum przy badaniu wody pod tym względem przyjęto obecność bakterji coli commune, żyjącej w jelitach człowieka i zwierząt. Metodą Eijkmanna można w ciągu 24 godzin zbadać, czy w danej wodzie znajdują się bakterje coli; obecność ich wskazuje na zakażenie wody odchodami ludzkiemi; a ponieważ tą samą drogą może nastąpić zakażenie bakterjami chorobotwórczemi, zatem stwierdzenie w wodzie bacterium coli wyklucza taką wodę od używania jej do celów domowych. Pod tym względem podejrzane są wody powierzchniowe, oraz pochodzące z płytkich, źle izolowanych studzien i źródeł. Dlatego ważnem jest zbadanie także i otoczenia, skąd woda pochodzi, gdyż często nieznaczne roboty zabezpieczające mogą usunąć przyczyny zanieczyszczania wody. Przepuszczalność gruntu dla bakteryj jest w zasadzie mała; warstwa 1 *m* drobnego piasku (nie mówiąc o glinie i innych pokładach) jest już dostateczną przeszkodą, która bakterje do wody nie przepuszcza.

Badania jakościowe wody należy przeprowadzić kilka razy, zwłaszcza przy różnych stanach i warunkach. Dopiero porównanie kilku różnych wyników z ich przyczynami i otoczeniem, może dać celową ocenę wartości badanej wody.

Ze względu na jakość, do zasilania wodociągów miejskich nadają się najlepiej wody podziemne (gruntowe, źródlane), dobrze przykryte i zabezpieczone od zetknięcia się z wodami powierzchniowemi. Wody powierzchniowe (z rzek, zbiorników i jezior), ze względu na łatwość zakażenia, zmącenia i znaczne zmiany temperatury — należy postawić na dalszym planie. Do celów przemysłowych, ze względu na pożądaną niską twardość, nadają się w zasadzie lepiej wody powierzchniowe, niż podziemne.

W szczególności pamiętać należy o następujących zasadniczych zaletach i wadach wód dla celów ujęcia wodociągowego:

a) Wody gruntowe wymagają trudniejszych i rozległych studjów, oraz obszarów ochronnych; korzystna stała temperatura, brak zanieczyszczeń mechanicznych i bakteryj; natomiast częste zanieczyszczenia chemiczne solami żelaza, manganu, chloru i ciałami humusowemi — wymagają urządzeń oczyszczających (odżeleziacze itd.). Wody gruntowe wymagają niemal zawsze pompowania do miejsca zużycia.

b) Sztuczna woda gruntowa, uzyskana przez infiltrację wody powierzchniowej w teren, zależnie od stopnia filtracji i wpływów sąsiednich rzek itd. — zbliża się właściwościami do *a*).

c) Woda źródlana, dawniej przed wprowadzeniem badań bakterjologicznych, uznawana za najlepszą dla wodociągów, jako specjalna forma wody gruntowej, w zasadzie ma jej zalety i wady. Łatwiejsze zanieczyszczenie bakterjami. Ujęcia zwykle łatwe, choć wymagają staranności. Zazwyczaj grawitacyjne doprowadzenie do miejscowości. Zmienna i rzadko wystarczająca wydatność wody, zwłaszcza w naszych warunkach geologicznych, ogranicza ten rodzaj wody przeważnie tylko do zaopatrywania małych miejscowości.

d) Wodę z jezior i zbiorników sztucznych (przegród dolin) cechuje wystarczająca zazwyczaj ilość. Temperatura przy poborze z odpowiedniej głębokości (około 10—15 *m* pod zwierciadłem) dość stała; jakość rozmaita, zależnie od stanu terenu wybrzeża (zalesienie bez osiedli, domostw, fabryk itd.). Wymaga często oczyszczania (filtry i sterylizacja), a przy jeziorach — i pompowania.

e) Woda rzeczna — zazwyczaj w wystarczającej ilości, wymaga prostych urządzeń ujmujących (oczyszczanie z zamulań), zazwyczaj miękka, często mętna (mechanicznie zanieczyszczona), dużo zanieczyszczeń organicznych i bakteryj; zmienna bardzo temperatura. Wymaga wydatnego oczyszczania (osadniki i filtry).

Rejon ochronny ma na celu zabezpieczenie obszaru źródeł, ujęcia wody gruntowej lub powierzchniowej, przed zanieczyszczeniem lub zmianą wydatności. Oznaczenie granic rejonu przy źródłach wymaga dokładnego zbadania geologicznego zlewni; przy wodzie gruntowej, polega zazwyczaj na usunięciu przerw (rowów itd.) w warstwie przykrywkowej, przez które nastąpiłby mogło zakażenie wody, i na wyłączeniu pewnego pasu (zależnie od stanu przykrycia 20—200 *m* szerokiego) wzdłuż linji studzien z pod uprawy przy pomocy nawozów naturalnych. Takie same zabezpieczenie wskazane być może w okolicy ujęcia wód powierzchniowych. Taki obszar ochronny uzyskać można na zasadzie art. 131. ustawy wodnej, z dnia 19/IX 1922, Dz. U. R. P. Nr. 102, poz. 936.

Ponadto, celem zabezpieczenia źródeł, względnie ujęcia wody gruntowej przed następstwami robót górniczych (budowy szybów, sztolni, wierceń, kamieniołomów), można uzyskać t. zw. rejon górniczy, na zasadach ustawy górniczej.

B. ROZMIARY WODOCIĄGU powinny być tak ustalane, aby urządzenie wodociągu było ekonomicznie uzasadnione. Koszta budowy muszą zatem stać w odpowiednim stosunku do finansowej możności miasta, a pod względem technicznym, pierwsze założenie powinno starczyć na okres 10—15 lat, przy zapewnieniu, że urządzenie to da się rozszerzyć na zaspokojenie potrzeb w okresie amortyzacyjnym 40- do 50-letnim.

Pod temi założeniami rozmiary urządzeń wodociągowych zależą od:

a) ilości mieszkańców, których mają zaopatrzyć w wodę, oraz od przewidywanego wzrostu ludności,

b) sposobu oddawania wody z wodociągu i ilości wody na dobę dla każdego mieszkańca,

c) zapotrzebowania na cele publiczne,

d) zapotrzebowania przemysłu,

e) zapotrzebowania własnego wodociągu i strat (w sieci, na przelewach).

a) Zaludnienie i przyrost należy ustalić na podstawie dat statystycznych, zbieranych zazwyczaj w okresach 10-letnich. (W Polsce ostatni spis 31. października 1921 r.).

Przyrost ludności (*p*) odpowiada (w uregulowanych stosunkach) zasadom rachunku procentu składanego. Po *n* latach, ludność początkowa *L*, wzrośnie do

$$L_n = L\left(1+\frac{p}{100}\right)^n \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Z cyfr ludności w okresach *n* lat, otrzymamy przyrost roczny:

$$p = 100\left(\sqrt[n]{\frac{L_n}{L}} - 1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

wreszcie zaludnienie L_n otrzymamy w danem mieście po latach:

$$n = \frac{\log L_n - \log L}{\log\left(1+\frac{p}{100}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

Normalny przyrost mieszkańców naszych miast wahał się przed wojną światową od 0 do 3% rocznie. Obecnie oczekiwać należy silnego przyrostu

ludności miast polskich, znacznie mniej rozwiniętych od miast zachodnio-europejskich. Najsilniej rosną miasta 25 000—100 000 (około 2%); szybciej znacznie przemysłowe (1—3%), niż inne (0—1%).

Poniższa tabelka podaje przykładowo rozwój Warszawy i Lwowa:

W roku:	Warszawa: mieszkańców:	przyrost:	Lwów: mieszkańców:	przyrost:
1795	66 572		38 749	
1800	74 590	2,3%	—	—
1815	80 500	1,5%	—	1,03%
1830	113 953	2,34%	—	—
1850	163 567	1,82%	68 321	
1880	357 109	2,64%	103 422	1,40%
1890	455 852	2,47%	—	2,20%
1900	680 010	4,17%	159 870	—
1910	781 179	1,31%	—	2,40%
1913	—	1,94%	217 680	0,52%
1921	965 287	0,96%	227 000	0,94%
1927	1 022 000		240 000	

Dla miast niemieckich ustalono:

w okresie lat: 1871—1880; 1880—1890; 1890—1900; 1900—1910; 1871—1910
przyrost: 3,04% 2,95% 2,98% 2,53% 2,87%.

Do obliczeń na podstawie wzoru (1) odnosić się należy z dużą ostrożnością, nie uwzględniają one bowiem wpływów ubocznych (powstanie lub upadek przemysłu, rozwój komunikacji, przewroty polityczne, zmiany granic, epidemje, położenie obok dużych miast, względnie przy granicach państwa itp.), decydujących nieraz o rozwoju lub zaniku miejscowości.

b) Zużycie wody na dobę i głowę zależy od sposobu dostarczania wody. W miastach bez wodociągów, zużycie wody wynosi 3—10 *l* na dobę i mieszkańca. Łatwość i dogodność poboru wody z wodociągu, powoduje rychłe przyzwyczajenie do używania wielkich ilości wody, a nawet do marnowania jej.

Decydujący wpływ na ilość pobieranej wody wywiera sposób poboru i zasada opłat za wodę. W małych miasteczkach i wsiach, posiadających wodociąg, pobierają mieszkańcy wodę głównie z publicznych studzien wodociągowych; instalacyj domowych mało. O ile studnie są stale dobrze utrzymane, pobór na mieszkańca wypada skromny (20—50 *l*). W większych miastach przeważają instalacje domowe, z łazienkami, klozetami itd. Tu tylko oddawanie wody za pośrednictwem wodomierzy i opłata od jednostki (m^3) pobranej wody, chroni przed marnowaniem jej. Jest to sposób stosowany powszechnie w miastach zachodniej Europy. Przy poborze bez wodomierzy, pobierają opłaty w formie procentu (3—8%) od czynszu dzierżawnego mieszkań, względnie ryczałtem, od ilości mieszkańców w domu.

W naszych warunkach, na potrzeby domowe (do picia, gotowania, mycia, prania, kąpieli itd.), przy należytej kontroli poboru (wodomierze), wystarcza przeciętnie:

we wsiach i małych miasteczk. (do 5 000 mieszk.) ok. 30—50 *l* na dobę i mieszk.
w małych miastach (do 30 000 mieszk.) ok. 40—70 *l* „ „ „
w średnich „ (do 100 000 mieszk.) ok. 60—100 *l* „ „ „
w dużych „ (ponad 100 000 mieszk.) ok. 80—120 *l* „ „ „

wliczając w te cyfry także wodę na cele miejskie (skrapianie ulic, płukanie kanałów). W małych miasteczkach i po wsiach, w których z wodociągu miałoby być pojone bydło, należy dodać zapotrzebowanie wody na ten cel, według poniższych uwag (str. 1627).

W rzeczywistości faktyczne zużycie dzienne odbiega znacznie od przeciętnego (średnia arytmetyczna z okresu roku) i ulega ciągłe znacznym wahnieniom, przedewszystkiem zależnie od zmian klimatycznych. W latach

względnie w miesiącach gorących i suchych, o skąpych opadach, bywa zużycie wody największe; w okresach mokrych, obfitych w opady i odpływy — najmniejsze. Z tego też głównie powodu występują zmiany w zużyciu miesięcznem, przedstawione w tablicy I w procentach zużycia całorocznego.

Tablica I.

	Lwów (1926)	Kraków (1925)	Poznań (1915)	Wilno (1924)	Toruń (1924)	Karlsbad (1904—1907)
	%	%	%	%	%	%
I.	8,09	6,64	7,82	8,12	7,03	6,0
II.	7,52	6,57	7,12	7,20	6,67	5,2
III.	8,28	7,69	7,79	7,08	7,32	5,8
IV.	8,06	8,17	7,33	7,62	8,33	6,6
V.	8,43	8,75	8,16	8,14	9,13	10,1
VI.	8,29	8,61	**10,10**	8,36	9,05	12,0
VII.	8,57	8,85	9,88	8,60	9,06	**13,4**
VIII.	8,34	**9,66**	9,33	8,78	**9,20**	13,1
IX.	8,53	9,23	8,08	9,01	8,84	9,9
X.	**8,73**	8,90	7,82	8,87	8,77	6,9
XI.	8,31	8,44	8,24	9,04	7,90	5,5
XII.	8,75	8,49	8,35	**9,18**	8,70	5,5
Razem %	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,0

Najmniej od przeciętnego (tj. $100 : 12 = 8{,}33\%$) odbiega zużycie wody we Lwowie, najbardziej w Karlsbadzie (zdrojowisko, wzrost ludności przejezdnej w miesiącach letnich). W Wilnie rozkład nienormalny, zdaje się z powodu przyłączania w ciągu roku licznych nowych domów.

W obrębie tygodnia minimalne zużycie wody wykazują niedziele, maksymalne — soboty.

W stosunku do przeciętnego zużycia wody w tygodniu $(100 : 7) = 14{,}3\%$ wykazują zużycie:

	w poniedz.:	wtorki:	środy:	czwartki:	piątki:	soboty:	niedziele:
	%	%	%	%	%	%	%
w Zurychu:	14,9	15,9	15,5	15,4	15,0	15,5	8,1
w Toruniu:	14,7	14,3	14,4	14,4	14,2	15,4	12,6
w Wilnie:	12,5	12,7	12,8	16,7	17,1	17,5	10,7
we Lwowie:	13,7	14,6	14,6	14,4	14,7	15,0	13,0

Pogląd na zużycie wody w miastach polskich, zaopatrzonych w wodę wodociągami, daje tabl. II. (zestawiona przeważnie na podstawie pracy: J. Piotrowski, Wodociągi i kanalizacje miast polskich w świetle liczb i wykresów. 1927.)

Analogiczne zużycie wody w miastach europejskich, o podobnych do naszych warunkach klimatycznych, podaje tablica III.

Tablica II. i III. wskazują, że zużycie wody w miastach polskich odpowiada w zasadzie zużyciu wody w analogicznych miastach środkowej Europy, co poucza, że w przyjęciach zużycia przeciętnego nie jest wskazane przekraczanie cyfr, podanych na str. 1622, gdyż odbijałoby się to zbytnio na kosztach założenia i tą drogą mogłoby uniemożliwić wogóle budowę wodociągu.

Zużycie przeciętne wykazuje tendencję ciągłego wzrostu z roku na rok (szczególniej w wielkich miastach), aż do pewnego nasycenia, poczem się ustala. Według dat z miast francuskich[1]), wzrost zużycia przeciętnego wynosi około 1,5—2,5% rocznie. W pierwszych latach po wprowadzeniu wodociągu, wzrost ten jest znacznie większy (do 10% rocznie), w latach dalszych — znacznie maleje.

[1]) Lheureux, Le Génie Civil Nr. 21/1926.

Tablica II.

L. p.	Miasto	Ludność (z 31./X. 1921)	Zużycie całoroczne m³	Zużycie przeciętnie w l	w r. 1924 maks. na osobę i dobę	w r. 1924 min. na osobę i dobę	% domów połączonych z wodociągiem	Cena wody za 1 m³ gr.	Rok uruchomienia wodociągu	Pochodzenie wody
1.	Warszawa	965 237	33 250 969	94,4	109,5	69,0	66,0	26	1886	z Wisły filtrowana
2.	Lwów	235 000	7 364 625	85,8	108,0	75,0	96,6	3,6‰[7])	1901	gruntowa
3.	Kraków	200 000	7 996 417	109,5	137,3	86,5	80,0	komb.	1900	gruntowa i sztuczna w. gr.
4.	Poznań	195 000	4 900 000	68,8	74,0	55,0	100,0	30	1865	z Warty filtrowana
5.	Wilno	180 000[1])	957 845	37,2	40,6	30,5	8,0(?)	53	1914	gruntowa
6.	Bydgoszcz	103 000	2 850 329	75,8	97,7	58,9	39,4	15	1900	„
7.	Lublin	103 000[2])	570 000	32,0	40,0	—	22,0	50	1899	„
8.	Białystok	86 000	600 000	27,4	41,7	16,7	30,5	52	1891	gruntowa z odżelez.
9.	Toruń	54 000	1 379 241	70,0	85,0	47,0	—	—	1894	„ „
10.	Grudziądz	51 700	789 405	42,4	—	—	93,3	25	1899	„ „
11.	Przemyśl[3])	48 000	320 000	30,0	—	—	7,0	50	1919	„ „
12.	Tarnów (1926)	47 000	1 050 000	62,5	81,3	52,1	70,0	5‰[7])	1911	gruntowa z odżelez.
13.	Grodno	40 600	400 000	27,4	37,5	22,5	—	48	1876	z Niemna filtrowana
14.	Inowrocław	27 000	450 000	45,6	63,0	41,0	94,0	30	1904	gruntowa z odżelez.
15.	Nowy Sącz	26 600	—	—	—	—	—	—	1912	gruntowa
16.	Gniezno	26 500	1 105 000	—	102,0	87,0	—	25	1887	gruntowa z odżelez.
17.	Ostrów	22 000	554 305	69,0	82,0	50,0	77,0	20	1902	„ „
18.	Leszno	18 160	381 137	58,0	116,0	54,0	92,0	20	1901	„ „
19.	Ostróg	17 100[4])	37 000	14,4	15,0	11,7	12,0	61	1912	gruntowa
20.	Bochnia	12 000	274 000	62,5	77,3	53,0	80,0	5‰[7])	1909	gruntowa z odżelez.
21.	Starogard	11 000	141 119	35,1	55,4	29,1	—	20	1909	„ „
22.	Łęczyca	10 500	—	—	42,0	36,0	—	—	1917	„ „
23.	Dolina	10 000[5])	30 000	16,4	20,0	12,0	—	—	1879	gruntowa
24.	Nakło	9 000	237 250	69,2	100,0	50,0	100,0	20	1903	gruntowa z odżelez.
25.	Olkusz	8 000	105 850	36,3	41,3	31,3	29,0	—	1903	rzeczna filtrowana
26.	Wieliczka[6])	7 400	200 000	74,0	81,0	54,0	20,0(?)	33	1910	gruntowa z odżelez.
27.	Środa	7 200	70 000	27,5	65,0	21,4	85,0	30	1911	„ „
28.	Szamotuły	7 000	163 275	64,0	71,0	53,0	—	7	1906	„ „
29.	Chodzież	7 000	48 189	22,0	33,0	10,0	61,0	30	1914	gruntowa
30.	Kępno	6 750	53 000	21,6	22,4	19,4	98,0	22	1905	gruntowa z odżelez.
31.	Wolsztyn	5 000	73 855	40,5	70,0	32,0	95,0	30	1913	„ „
32.	Działdowo	4 600	44 744	26,7	64,0 (?)	20,0	91,6	30	1912	„ „
33.	Smigiel	3 800	25 686	18,5	45,3	5,3(?)	90,6	11	1913	„ „
34.	Gniew	3 200	30 000	25,6	31,3	23,4	—	40	1902	„ „
35.	Odolanów	2 640	26 000	27,0	34,6	25,0	98,0	25	1903	„ „

[1]) Wodociąg zaopatrywał około 70 000 mieszkańców.
[2]) „ „ „ „ 50 000 „
[3]) Z wodociągu korzysta na razie około 30 000 osób tylko na prawym brzegu Sanu, głównie ze studzien ulicznych wodociągowych (1927).
[4]) Wodociąg zaopatrywał około 7700 mieszkańców.
[5]) „ „ „ „ 5000 „
[6]) Znaczną część zużywają zakłady salinarne na swoje cele.
[7]) 3,6‰ czynszu dzierżawnego mieszkań.

Tablica III.

L. p.	Miasto	Daty z roku	Ilość mieszkańców	Zużycie wody			
				roczne	przeciętnie	maks.	na cele wodociągu i straty
				m^3	l na doby i mieszk.		
1.	Paryż	1906	2 763 400	265 000 000	262[1])	308	—
2.	Berlin	1907	2 174 000	67 940 000	85	117	9,34%
3.	Wiedeń . . .	1907	1 924 000	39 484 600	56	69	2,63%
4.	Praga	1926	680 000	25 000 000	100	—	—
5.	Drezno	1907/8	523 000	18 723 000	98	145	17,44%
6.	Wrocław . . .	1907/8	488 300	14 860 200	83	109	8,17%
7.	Kopenhaga . .	1910/11	459 800	19 701 000	117	164	—
	„ . . .	1922/23	570 000	26 470 000	127[2])	165	—
8.	Sztokholm . .	1908/9	338 500	12 303 600	99	138	—
9.	Królewiec . .	1907/8	225 740	6 444 600	78	116,5	—
10.	Zurych	1907	170 000	14 700 000	237[3])	330	12%
11.	Gdańsk . . .	1907	157 000	4 748 610	83	—	14,2%
12.	Wiesbaden . .	1915/16	106 600	5 261 000	135	203	
13.	Bratislava . .	1908/9	72 000	1 708 800	65	96	0,8%
14.	Weimar . . .	1907/8	32 200	855 900	73	112	25,6%
15.	Głogowa . . .	1908	23 800	340 000	39	52	2,6%
16.	Mittweida . .	1907	18 300	169 700	25	44	9,2%
17.	Neustrelitz . .	1907	11 700	114 800	25	49	6,1%
18.	Templin . . .	1907	5 100	32 535	17	37	5,7%

[1]) W tem na cele domowe 87 l wody źródlanej względnie rzecznej filtrowanej na dobę, a 175 l wody rzecznej na inne cele.
[2]) W tem na potrzeby domowe 77,2 l, na przemysłowe 50 l na dobę i mieszkańca.
[3]) Bardzo wielkie ilości zużywa przemysł (domowy).

W dniach gorących zużycie wody wzrasta 1,3—1,5-krotnie, a nawet wyjątkowo dwukrotnie w stosunku do przeciętnego z całego roku. Większy procentowo wzrost okazuje się tu przy niższem zużyciu przeciętnem (w małych miastach), niż przy dużem (w wielkich miastach). Daje to wskazówki do obliczania zaopatrzenia maksymalnego, na które wodociąg musi być urządzony.

Bardzo znaczne i ważne (ze względu na obliczenie pojemności zbiornika wodociągowego i średnice sieci rur) wahania w zużyciu wody zachodzą w poszczególnych godzinach dnia i to w granicach od 0,5% (około 1—4 w nocy) aż do 7—10% (w godzinach południowych) całodziennego zużycia. Zaznacza się, że przeciętne zużycie godzinne wynosiłoby 100 : 24 = 4,17%. Na wahania te wywierają duży wpływ warunki lokalne miasta. Im większe miasto, tem więcej wody zużywa w nocy, w stosunku do miast małych.

Orjentację w tym kierunku podaje tablica IV.

Wprawdzie największe zużycie godzinne wynosi najczęściej w dniach przeciętnych 7% całodziennego, jednak w dniach gorących dochodzi do 1,5-krotnego zużycia przeciętnego, zatem absolutnie maksymalne zużycie godzinne dochodzi do 1,5 . 7 = 10,5%, okrągło do 10% przeciętnego dziennego zużycia wody. O tem pamiętać należy przy obliczaniu średnic rurociągów.

Wszystkie wymienione wahania w zapotrzebowaniu wody uniemożliwiają trwałe pełne wyzyskanie urządzeń wodociągowych. Według dat miast nie-

Tablica IV.

Zużycie w godzinach:	Warszawa 11./VI. 1910 %	Lwów[1]) 17./V. 1926 %	Toruń[2]) 11./III. 1925 %	Drezno 20./VI. 1908 %	Drezno 11./VI. 1910[3]) %
0— 1	2,11	1,66	2,21	0,97	0,98
1— 2	1,62	1,51	2,21	0,67	1,00
2— 3	1,68	1,71	3,09	0,96	0,61
3— 4	1,76	1,97	3,33	0,99	0,67
4— 5	2,71	1,68	2,58	0,69	1,08
5— 6	3,44	3,33	3,14	1,24	3,04
6— 7	4,94	4,73	4,07	6,49	6,76
7— 8	4,87	6,90	5,37	5,96	6,82
8— 9	5,15	6,06	5,61	5,89	7,63
9—10	5,18	6,67	6,39	6,55	5,81
10—11	5,39	6,66	4,49	6,57	5,96
11—12	5,42	6,08	4,99	6,72	5,99
12—13	5,36	6,64	4,70	6,03	5,08
13—14	5,06	6,86	4,97	6,17	5,49
14—15	5,42	3,84	4,99	6,54	5,67
15—16	5,42	2,68	4,84	6,56	5,87
16—17	5,48	2,73	4,74	6,51	6,25
17—18	5,24	3,31	4,66	5,22	5,42
18—19	5,06	5,72	4,40	4,63	4,55
19—20	4,36	6,34	4,26	4,23	4,18
20—21	4,20	5,40	4,90	3,95	3,90
21—22	3,78	3,48	3,70	2,76	3,37
22—23	3,78	2,02	3,76	2,16	2,53
23—24	3,17	2,01	2,60	1,54	1,34
	100	100	100	100	100

mieckich za r. 1902/3, w 46 większych miastach można było wyzyskać urządzenia wodociągowe w 64,4% ich największej wydatności, przyczem w poszczególnych zakładach wyzyskanie to leżało w granicach od 25,1 do 98,3%.

Pogląd na zapotrzebowanie wody na poszczególne cele domowe i gospodarcze daje poniższe zestawienie:

1. do picia, gotowania, mycia itd.	20—30 *l*	na dobę i osobę
2. do prania	5—15 *l*	„ „ „
3. w szkołach na ucznia	2 *l*	„ „ „
4. w koszarach na żołnierza	20 *l*	„ „ „
„ „ konia	50 *l*	„ „ „
5. w szpitalach na chorego	100—200 *l*	„ „ „
6. na jednorazowe spłókanie klozetu	5—7 *l*	„ „ „
„ trwałe spłókanie pisuaru	30—50 *l*	w godzinie
7. na kąpiel w wannie	250—350 *l*	
„ „ nasiadówkę	30 *l*	
„ „ tuszową	20—35 *l*	
8. na pojenie bydła dużego (koń, krowa) . .	50 *l*	na dobę
„ „ „ drobnego	10 *l*	„ „
9. jednorazowe kropienie dziedzińców, ulic, chodników, ogrodów	1—2 *l*	na 1 m^2

[1]) W godzinach od 0—6, 14—18 i od 21—24 zasuwy w zuncznej części sieci miejskiej pozamykane, w celu zmniejszenia poboru wody.

[2]) Równomierność zużycia (i duże zużycie w nocy) tłumaczą straty w sieci, które Zarząd wodociągu podaje na 30% pompowanej wody.

[3]) Dzień maksymalnego zużycia wody.

10. studnia wentylowa, na jeden wypływ . .	3000 *l* na dobę
„ o ciągłym wypływie (bez zamknięcia)	15—20 m^3 na dobę
11. hydrant pożarny (zależnie od średnicy) . .	5—8 *l*/sek.
12. wodotryski (fontanny) małe	0,5—3 *l*/sek.
„ „ duże	3—100 *l*/sek.

c) Zapotrzebowanie wody na cele publiczne (miejskie) wlicza się słusznie zwykle do zużycia przeciętnego na dobę i mieszkańca. Wchodzi tu zużycie na kropienie ulic i chodników (1—3 *l* na 1 m^2 dziennie), płókanie sieci kanalizacyjnej (od 0,05—2,5 *l* na dobę i mieszkańca; większe ilości w sieciach kanalizacyjnych wód zużytych bez wód atmosferycznych), na cele gaszenia pożarów, (przyjmuje się równoczesne użycie 2—4 hydrantów po 5—6 *l*/sek. wody, przez przeciąg 2—4 godzin, zatem 50—250 m^3 wody na pożar; sikawka parowa (motorowa) zużywa 15—25 *l*/sek.

d) Zapotrzebowanie przemysłu wliczają często do ogólnej cyfry zużycia wody na dobę i mieszkańca. Sposób uzasadniony tylko w miastach o silnie rozwiniętym przemyśle domowym, spotrzebowującym wiele wody. W przemyśle fabrycznym, pobór wody jest skoncentrowany w zakładach fabrycznych. Należałoby zatem zapotrzebowanie wody na te cele obliczać osobno, według dat fabrycznych, zwłaszcza ze względu na obliczenie sieci, która będzie musiała tę wodę do fabryk doprowadzać.

Do orjentacji zużycia wody w przemyśle posłużyć mogą poniższe daty:

1. w rzeźniach, na zabitą sztukę grubą	300—400 *l*
„ „ „ „ drobną	150—200 *l*
2. w halach targowych, na zmywanie 1 m^2	5 *l* na dobę
3. na kolejach, parowóz stacyjny zużywa	6—8 m^3 na dobę
zużycie wody, w parowozie pospiesznym	3,4—6 m^3 na godz.
„ „ „ ciężarowym	2—3,6 m^3 „ „
„ „ „ osobowym	3—3,6 m^3 „ „
jednorazowe napełnienie parowozu	6—10 m^3
oczyszczenie wozu towarowego	1000—1500 *l*
4. maszyna parowa na 1 MK w godz. z wydmuchem	30 *l*
„ „ „ 1 „ „ z kondens. do	350 *l*
(jeżeli skondensowaną wodę odprowadza się do kanału)	
maszyna parowa na 1 MK w godz. z kondensacją i chłodniami	15 *l*
5. na chłodzenie motorów spalinowych	25 - 60 *l* na 1 MK/godz.
6. w gazowniach, na wyprodukowanie 1 m^3 gazu . .	5—8 *l*
7. w papierni, na 1 *kg* papieru	400—600 *l*
8. w cukrowniach, na 1 *kg* cukru	100 *l*
na 1 *kg* zużytych buraków . . .	10 *l*
9. w mleczarniach, na przeróbkę 1 *l* mleka	2—6 *l*
10. w browarach, na 1 *l* piwa	3—5 *l*
11. w pralniach, na 1 *kg* bielizny	40 *l*
12. „ chemicznych i farbiarniach na 1 *kg* materji do	100 *l*
13. w fabrykach sukna, na przeróbkę 1 *kg* wełny . .	1000 *l*
14. na wyrób 1000 sztuk cegieł	500 *l*
„ wymurowanie (zaprawę) 1000 sztuk cegły . .	700—800 *l*
„ 1 m^3 mieszaniny betonu	120—150 *l*.

e) Zapotrzebowanie własne zakładów wodociągowych jest stosunkowo skromne, głównie na cele motoryczne j. w. pod 4. i 5.). Pozatem zakłady do oczyszczania wody (filtry, odżeleziacze) zużywają znaczniejszą ilość wody (2—6%) na płókanie. Natomiast straty z nieszczelności sieci i na przelewach (przewałach) w zbiornikach itd. mogą być bardzo znaczne. W dobrze utrzymanym wodociągu, straty te nie powinne przekra-

czać 5—10% całorocznej konsumcji wody. Według statystyki, siecie wodociągowe zwłaszcza starsze, wykazują straty 20—30%, (tabl. III., ostatnia kolumna) a w Ameryce nawet do 50%.

Do kontroli nieszczelności i strat w sieci konieczne jest podzielenie sieci na dzielnice, zaopatrzone w kontrolne wodomierze dzielnicowe. — W celu zmniejszenia strat na przelewach, konieczna jest dobra sygnalizacja automatyczna stanów wody w zbiornikach itd.

Wymienione, rozliczne cele i potrzeby wody w miejscowościach mogą być zaspokojone przy pomocy urządzenia *jednolitego*, dostarczającego wodę na wszystkie wymienione cele, albo też przy pomocy urządzenia *podwójnego*, z których jedno dostarcza wodę na cele użytku domowego (do picia, mycia, gotowania), wymagające bezwzględnie wody higjenicznie dobrej i bez zarzutu, a drugie — doprowadza wodę np. rzeczną bez filtrowania na wszystkie inne cele (gospodarcze, tj. spłókiwanie klozetów, kąpiele, pranie, kropienie ulic i ogrodów, fontanny, zapotrzebowanie przemysłowe). W tym drugim wypadku, obydwa urządzenia muszą być zupełnie niezależne; muszą zatem mieć osobne ujęcia, osobne siecie rozprowadzające i osobne instalacje domowe w każdym domu. Wymaga to nie tylko bez porównania większego nakładu pieniężnego na inwestycje i na utrzymanie tych urządzeń w ruchu, ale ponadto, pod względem zdrowotnym, przedstawia zawsze niebezpieczeństwo rozszerzania się chorób, przenoszących się za pośrednictwem wody gorszej jakości z wodociągu gospodarczego. Mimo, że w szeregu miast istnieją takie podwójne urządzenia wodociągowe (Paryż[1]) i inne miasta we Francji i Szwajcarji), — rozwiązania takie nie mogą być zalecane.

C. — *Ciśnienie gospodarcze i pożarnicze.* Aby urządzenie wodociągowe w obrębie miejscowości spełniało w całej pełni zadanie zaopatrywania ludności w wodę, powinien wodociąg dostarczać wodę:

a) na najwyższe piętra domów w całym obszarze miasta,

b) na cele pożarnicze, zgodnie z ich potrzebami.

Aby spełnić warunek pierwszy, wystarcza, aby ciśnienie w sieci wynosiło około 1 atmosferę = 10 *m* ponad posadzkę kondygnacji najwyższej, którą ma jeszcze wodociąg zasilać. To ciśnienie 10 *m* konieczne jest na pokonanie oporów ruchu w rurociągach domowych (dużych zwłaszcza przy domach głęboko od ulicy położonych) i wywołanie dostatecznej prędkości wypływu z kurków domowych. Wystarcza także na uruchomienie ulicznych studni wentylowych. Dla domów parterowych wystarcza zatem wysokość ciśnienia (ponad poziom ulicy) około 10 *m*; przy przyjęciu zaś po 4 *m* na jedną kondygnację, potrzeba dla domu jednopiętrowego ciśnienia około 14 *m*, dwupiętrowego 18 *m*, trzypiętrowego około 22 *m*, czteropiętrowego 26 *m* itd.

[1]) Według dzieła Dr. Imbeaux: Annuaire statistique et discriptif des distributions d'eau, Paris 1909. — Paryż otrzymuje (1906) na cele „prywatne“ (domowe)

wody źródlanej z Dhuis	. . . . .	10 550 m^3
„ „ z Vanne	. . . . .	101 430 m^3
„ „ z Avre	. . . . .	83 086 m^3
„ „ z Loing et Lunain	.	36 040 m^3
wody rzecznej filtrowanej z Ivry	.	200 m^3
razem	. . .	240 300 m^3 dziennie,

co przy 2 763 393 mieszkańcach — przedstawia zużycie 85 *l* na dobę i osobę. Ponadto otrzymuje Paryż z wodociągów gospodarczych na cele „publiczne“, tj. w znaczeniu wody użytkowej, wodę rzeczną (niefiltrowaną) z d'Ourcq . . . . . 122 630 m^3
z Sekwany . . . . . 267 220 m^3
z Marny . . . . . 87 130 m^3
z studni artezyjskich . . . . . 8 000 m^3
czyli razem . . . 485 000 m^3

a łącznie z wykazaną wyżej wodą „prywatną“ — 725 310 m^3, co odpowiada zużyciu przeciętnemu razem 262 *l* na dobę i osobę. Zużycie maksymalne doszło w dniu 4. września 1906 do 855 300 m^3, tj. 310 *l* na dobę i osobę, a minimalnie w dniu 5. kwietnia 1906 — 555 100 m^3 — czyli 200 *l* na dobę i osobę. Urządzenia obu rodzajów wodociągów umożliwiają dostarczenie miastu około 1 031 000 m^3 dziennie.

Wysokość tę, zwaną wysokością ciśnienia gospodarczego, normuje się położeniem zbiornika, które ustalić należy ze względu na budynki najwyżej w mieście położone. Sposób postępowania uwidoczniono w fig. 124, 125, 126 dla specjalnych wypadków. Przyjmując (w fig. 124), że zakreskowane po-

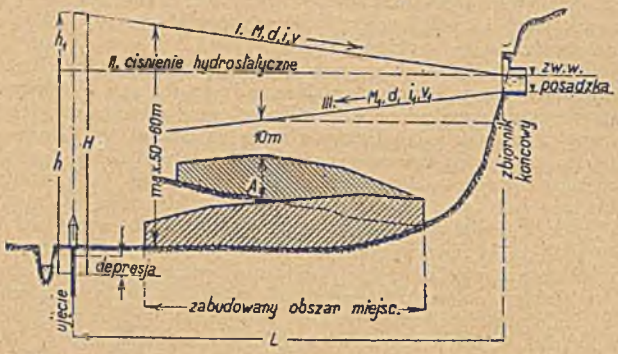


Fig. 124.

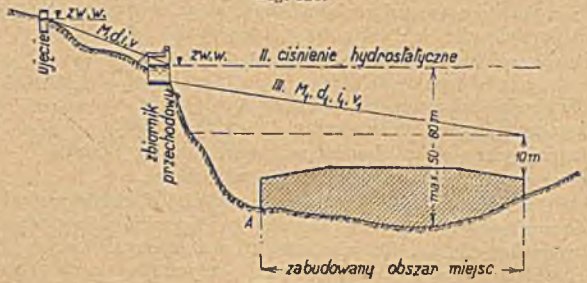


Fig. 125.

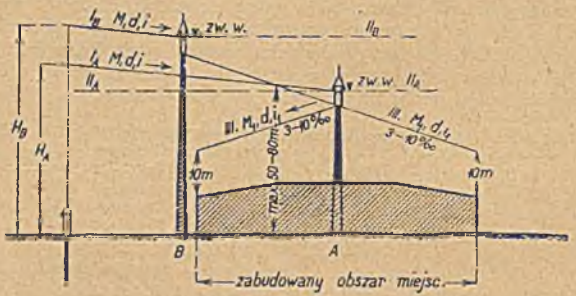


Fig. 126.

wierzchnie przedstawiają przekrój domów po posadzkę najwyższego piętra, otrzymujemy dla najwyższego punktu *A* poziom ciśnienia gospodarczego, przez dodanie tam wysokości 10 *m*. Do tej wysokości ma zawsze dopływać woda w najgorszej chwili, tj. kiedy woda może dopłynąć tylko ze zbiornika (tj. kiedy pompy stoją). Uwzględniając spadek *i*, potrzebny na dopływ wody ze zbiornika do punktu *A*, otrzymujemy w terenie posadzkę zbiornika. Linja ciśnienia *I* (hydrodynamicznego) przedstawia stosunki ciśnienia w czasie dopływu wody

z pomp do zbiornika; *II* — w czasie postoju pomp, gdy niema poboru wody w mieście (w nocy); *III* — w czasie dostarczania wody tylko z zbiornika. Najmniej korzystna linja ciśnienia *III* powinna i nad innymi punktami w mieście leżeć 10 *m* ponad posadzką najwyższego piętra. Ze względu na szczelność kurków wypływowych w instalacjach domowych (również klozetów, kurków w łazienkach), największe ciśnienie w obrębie miasta nie powinno przekraczać nigdy 50—60 *m*. O ileby musiało być znacznie większe, należy wprowadzić dwie lub trzy strefy ciśnienia, uregulowane osobnymi zbiornikami. Fig. 126 wskazuje, że w przedstawionych tam warunkach, najodpowiedniejsze jest umieszczenie zbiornika w centrum zużycia wody (*A*), ze względu na najmniejszą wysokość podnoszenia wody (H_1), w stosunku do zbiornika przechodowego (*B* przed miastem). Warunki dla zbiornika końcowego (za miastem) byłyby jeszcze bardziej niekorzystne (*II* jeszcze większe).

W oznaczeniach takich wysokości ciśnienia gospodarczego można nie uwzględniać domów wyjątkowo wysokich („drapaczy chmur"), które muszą dla swoich celów osobno wodę podnosić do specjalnych zbiorników (zazwyczaj strychowych) przy pomocy osobnych urządzeń, t. zw. hydroforów.

Pokrycie zapotrzebowania wody na cele pożarnicze może nastąpić bezpośrednio z hydrantów, przy pomocy odpowiednich przewodów parcianych (wężów) do miejsca pożaru; lub też z hydrantów doprowadza się wodę pod ciśnieniem gospodarczem do sikawek motorowych, a te dopiero wyrzucają strumień wody na wysokość pożaru. W pierwszym wypadku, ciśnienie gospodarcze zazwyczaj nie wystarcza, gdyż straty w wężach są duże (przy 6 *l*/sek. — $i = 0{,}1$ *m* na 1 *m* b.); ponadto strumień wypływającej wody powinien dawać słup wody 10—15 *m* wysoki ponad gzymsem domu (aby można było strumieniem sięgnąć do odległego punktu pożaru), co wymaga dodatkowego ciśnienia 12—17,5 *m*. Razem zatem przy gmachach 16 *m* (gzyms główny nad poziomem ulicy) wysokich (trzypiętrowych) — przy odstępie hydrantów 100 *m*, zatem długości przewodu parcianego $50 + 16 = 60$—70 *m*, potrzeba ciśnienia:

wysokość budynku nad ulicą	16 *m* ... 16 *m*
straty w przewodzie $70 \times 0{,}1$	7 *m* ... 7 *m*
ciśnienie na wywołanie strumienia (najmniej)	12 *m* — 17 *m*
razem	35 *m* — 40 *m*

w stosunku do ciśnienia gospodarczego, które w tych warunkach (trzypiętrowy dom) wystarcza około 22—24 *m*. Przy budynkach wyższych, stosunki jeszcze bardziej się pogarszają. Pamiętać należy, że przy wodociągach pompowych, musianoby w powyższym wypadku (chcąc doprowadzać wodę do pożaru bezpośrednio z hydrantów), podnosić trwale całą objętość wody na wysokość $35—22 = 13$ *m* większą tylko poto, aby w wyjątkowym wypadku pożaru, przez krótki czas (do czterech godzin), mieć odpowiednie ciśnienie pożarnicze dla ilości wody bardzo nieznacznej w stosunku do całorocznego zapotrzebowania miasta.

Z tych powodów, dostarczanie wody do pożaru bezpośrednio z hydrantów, racjonalne jest przy wodociągach grawitacyjnych, i tam przy wodociągach pompowych, gdzie z innych powodów linja ciśnienia leżeć musi odpowiednio wysoko (np. w fig. 124, dla dolnej części miasta w czasie pompowania, linja ciśnienia *I*).

Normalnie dostarcza się wodę z hydrantów do sikawek motorowych, które mogą lepiej dostosować się do potrzeby chwilowo wysokiego ciśnienia i mogą dawać (zasilane z kilku hydrantów) z wytrysku (z prądnicy) większą naraz ilość wody (do 25 *l*/sek.), zatem skuteczniej działać. Przy takiem założeniu wystarcza normalne ciśnienie gospodarcze, które starczy także na uruchomienie domowych hydrantów pożarniczych, umieszczonych nawet na najwyższych piętrach.

Do obliczenia wysokości s strugi wody (najwyższych kropel), wypływającej z prądnicy pożarowej o średnicy wylotu d, przy ciśnieniu h (na przekrój wylotu rury), używa się wzoru empirycznego:

$$s = \frac{h}{1 + \mu \cdot h},$$

przyczem według Luegera[1]): $\mu = \frac{0{,}00025}{d + 1000\,d^3}$.

Średnice prądnic pożarowych (nakręcanych na końcach węży na wyloty hydrantowe) przyjmuje się zwykle 15, 18 lub 20 *mm*. Stąd przy:

		$h = 10\ m$	20 *m*	30 *m*	40 *m*	50 *m*
$d = 15\ mm$;	$\mu = 0{,}0136$	$s = 8{,}80$	15,73	21,31	25,91	29,82 *m*
$d = 18\ mm$;	$= 0{,}0105$	$= 9{,}05$	16,62	22,81	28,17	32,79 *m*
$d = 20\ mm$;	$= 0{,}009$	$= 9{,}19$	16,95	23,62	29,42	34,50 *m*.

W tych wypadkach, prędkość wypływającej wody można obliczyć:

$$v = \sqrt{2\,g\,h} = 4{,}43\sqrt{h}.$$

Objętość wypływu: $Q = 0{,}95 \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{2\,g\,h} = 3{,}03\,d^2\sqrt{h}$.

Tej samej metody można używać do obliczania fontann.

II. Ogólne zasady projektu wodociągowego. — Najkorzystniejsze rozwiązanie zaopatrzenia miejscowości w wodę daje wodociąg grawitacyjny, o ujęciu położonem odpowiednio wysoko ponad miejscem zużycia wody.

W braku możliwości znalezienia takiego ujęcia — przechodzimy do wodociągu pompowego; tu przy pomocy zespołów pompowych musimy podnosić wodę na potrzebną nam wysokość, — ponosząc koszta pompowania.

Budowa i prowadzenie ruchu zakładów wodociągowych wymaga uwzględnienia następujących momentów: zwiększania zapotrzebowania wody z biegiem lat, zmian w zużyciu wody w rozmaitych okresach, porach i godzinach, lokalnych potrzeb i warunków, przy zachowaniu względów ekonomji.

Okres amortyzacji wkładów na budowę wodociągu należy przyjmować 30—50-letni, średnio 40-letni od chwili uruchomienia. W tym okresie wzrasta według doświadczeń bardzo znacznie zapotrzebowanie wody; nie byłoby jednak ze względów gospodarczych uzasadnione wykonywanie odrazu urządzeń wodociągowych w takich rozmiarach, aby od początku, przez okres amortyzacyjny, nie wymagały rozszerzenia. Tak przy budowie wodociągu, jak i innych inwestycjach, obliczanych na dłuższy okres czasu, pamiętać należy, że zależnie od stopy oprocentowania, wartość kapitału inwestycyjnego wzrasta w następującym stosunku:

przy stopie procent.	4%	5%	6%	7%	8%
po 5 latach . . .	1,2166	1,2763	1,3382	1,4025	1,4690
„ 10 „ . . .	1,4802	1,6289	1,7908	1,9671	2,1589
„ 15 „ . . .	1,8009	2,0789	2,3965	2,7590	3,1714
„ 20 „ . . .	2,1911	2,6533	3,2071	3,8697	4,6588
„ 25 „ . . .	2,6658	3,3864	4,2918	5,4274	6,8437

Każde 1000 zł dzisiejsze, wyrosną zatem już po 15 latach, przy stopie 5% do zł 2078,90, przy 8% do zł 3171,40. Gospodarczo uzasadnionem będzie zatem (zwłaszcza przy obecnej wysokiej stopie procentowej) wykonywać pierwsze założenie tylko na okres krótki, z tem jednak zastrzeżeniem, że przewidziana i zapewniona będzie możliwość łatwego rozszerzenia urządzenia bez nadzwyczajnych trudności i wydatków.

Według Weyrauchа[2]), przy równomiernym mniej więcej wzroście zapotrzebowania, powinno się pierwsze założenie, w razie możliwości stopniowego rozszerzania zakładu, wykonywać na lat:

okres amortazycyjny	30 lat	35 lat	40 lat
oprocent. kapitał 4%	13,4 „	14,3 „	15,0 „
„ „ 5%	11,8 „	12,4 „	12,8 „
„ „ 6%	10,5 „	10,9 „	11,3 „

[1]) O. Lueger, Die Wasserversorgung der Stadt Lahr. Lahr 1884.
[2]) Prof. Dr. Ing. R. Weyrauch, Wirtschaftlichkeit technischer Entwürfe. Stuttgart 1916 (tabl. str. 60).

zatem przy 40-letniej amortyzacji kapitału i 6% stopie, wystarczy początkowe urządzenie wykonać na okres 11,3 lat. Tabela ta daje wskazówki i przy projektowaniu wodociągu, jakkolwiek szereg wpływów może słuszność tych dat zmienić, mianowicie nagły wzrost mieszkańców, włączenie nowych przedmieść, rozwój przemysłu, zmiana siły motorycznej do uruchomienia wodociągu itd. W wielkich miastach, zwłaszcza przy kilku strefach w sieci miejskiej, pożądana być może decentralizacja wodociągowych urządzeń ujmujących i pompowych.

W celu usprawnienia wydatności urządzeń wodociągowych konieczne są w nich urządzenia rezerwowe. Wielkość ich należy ustalać ze względu na następstwa przerwy ruchu w wodociągu. Z tego powodu, urządzenia odległe od miejsca zużycia, jak również urządzenia skomplikowane, powinne mieć stosunkowo duże rezerwy.

Obok urządzeń stale czynnych (zespołów pompowych, filtrów itd.), umieszczać powinno się $^1/_5$ do $^5/_5$ elementów rezerwowych, przyczem przy wielkich zmianach zapotrzebowania, zespoły pompowe powinne mieć różne wydatności.

Uwzględniając powyższe uwagi, należy przed przystąpieniem do opracowania projektu zaopatrzenia miejscowości w wodę, ustalić z zapisków statystyki urzędowej — teraźniejszą ilość jej mieszkańców, przyrost procentowy, przyjąć zapotrzebowanie przeciętne na głowę i dobę, na inne cele, zapotrzebowanie maksymalne w dniu gorącym i największe w godzinie południowej dnia gorącego. Stąd obliczyć należy zapotrzebowanie na dobę przeciętne i maksymalne i ustalić sposób pokrycia przy grawitacyjnym wodociągu przez 24 godziny = 1440 minut = 86 400 sekund na dobę, przy wodociągu pompowym — przez odpowiednią ilość godzin pompowania na dobę (8—16—24).

Ujęcie musi być tak obrane, aby bezwzględnie zapewniało pokrycie zapotrzebowania w okresie amortyzacyjnym (do 50 lat). W pierwszym etapie budowy — wykonuje się ujęcie zwykle na okres 15 lat; potem następuje odpowiednie rozszerzenie ujęcia (budowa dalszych studni itd.), względnie przedłużenie okresu pompowania na dobę. Z innych urządzeń należy takie, których nie można stopniowo rozszerzać — wykonać odrazu w rozmiarach na okres długi (do 50 lat); do takich należą przegrody dolin, akwadukty, wodociągowe siecie miejskie, oraz zbiorniki zapasowe. Rurociąg główny, zwłaszcza długi, w obecnych warunkach, wobec wysokiej chwilowo stopy procentowej — należałoby obliczać na okres krótszy (około 20 lat), tem bardziej, że w przyszłości przy budowie drugiego ciągu, można będzie lepiej się dostosować do ustalonych już stosunków, oraz stworzyć rezerwę na wypadek przerwania jednego z rurociągów; wszystko w granicach wskazanych w tabeli na str. 1632. Stację maszyn (pomp) należy tak zaprojektować, aby przewidziane było miejsce na dalsze rezerwowe zespoły, albo możliwe łatwe przedłużenie budynku. Urządzenia maszynowe (maszyny parowe, motory, pompy i wszelkie aparaty) należy obliczać na krótki okres (10—15 lat), gdyż te urządzenia szybko się zużywają, starzeją i powinne być zastąpione nowszemi konstrukcjami.

Ogólny przykład rozwiązania.

Założenie: Opracować projekt wodociągu, który miałby być uruchomiony 1./I. 1930. Ludność miasta w r. 1930 wynosić będzie 26 000 osób. Przyrost ustalono z dawniejszych lat: $p = 0{,}018$ (= 1,8%). Domy na dalekich przedmieściach (z początku około 20% ludności) będą zaspakajały potrzeby wodne z studzien prywatnych, bez korzystania z wodociągu. Przez miasto przepływa rzeka, która zaspakajać będzie potrzeby wodne przemysłu. Początkowo pobór wody z wodociągu bez wodomierzy, za opłatą 4% czynszu mieszkalnego; od r. 1945 pobór przez wodomierze, za opłatą od ilości pobranych m^3 wody.

Przyjęcia: Przyjmuję 40-letni okres amortyzacji. Przeciętne zapotrzebowanie na mieszkańca i dobę z początku 40 *l* (ze względu na małą ilość instalacyj domowych, zatem znaczny pobór wody z publicznych studni wodociągowych); u końca 40-letniego okresu — po 80 *l* na mieszkańca i dobę. Wzrost zapotrzebowania według przyjętej krzywej *III* (na fig. 127).

Obliczenie: Obliczyć należy ilość mieszkańców i zapotrzebowania wody w okresach co 6 lat, tj. dla roku 1930, 1935 . . . 1970.

Według wzoru 1.):

$$\text{w r } 1935 \ldots I_5 = 25\,000\,(1 + 0{,}018)^5 = 27\,300 \text{ mieszkańców},$$
$$\text{w r } 1970 \ldots L_{40} = 26\,000\,(1 + 0{,}018)^{40} = 51\,000 \quad \text{„} \quad ;$$

w okresach pośrednich — podano ilość mieszkańców na krzywej *I*, fig. 127. W r. 1980 z wodociągu (krzywa *II*) korzystać będzie 20 000 mieszkańców, którzy przy 40 *l* na mieszkańca, zużywać będą:

przeciętnie: $20\,000 \cdot 40\,l = \ldots 800\ m^3$ dziennie
w gorącym dniu maks.: $20\,000 \cdot 40 \cdot 1{,}5 = \ldots 1200\ m^3$ „

W r. 1970, dla 46 000 mieszkańców korzystających z wodociągu, potrzeba będzie

przeciętnie: $46\,000 \cdot 80\,l = 3680\ m^3$ dziennie
j. w. maks. $46\,000 \cdot 80 \cdot 1{,}4 = 5150\ m^3$ „

Wyniki dla okresów pośrednich — przedstawiają krzywe *IV* i *V* na fig. 127.

Gdyby pokrycie miało być jednostajne w ciągu całej doby (np. grawitacyjnie), to w pierwszym roku (1930) musiałoby ujęcie dostarczać:

$$\text{przeciętnie: } \frac{800\,000}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 9{,}26\ l/s, \qquad \text{maksymalnie: } \frac{1\,200\,000}{24 \cdot 3600} = 13{,}89\ l/s.$$

a w r. 1970 przeciętnie: $\frac{3\,680\,000}{24 \cdot 3600} = 42{,}6\ l/s$, maksymalnie: $\frac{5\,150\,000}{24 \cdot 3600} = 59{,}6\ l/s.$

Dla lat pośrednich, krzywe *VI* i *VII* na fig. 127. Wobec tych wyników, urządzenia wodociągowe należałoby zaprojektować:

I. Przy wodociągu grawitacyjnym. Ujęcie: Zakupić i zabezpieczyć wszystkie źródła, które razem miałyby dać $59{,}6 \cong 60\ l/s$. Na pierwszy okres 10—15-letni ująć najniżej położone (fig. 198, 199) o wydatności łącznej około $33—40\ l/s$.

Rurociąg główny (fig. 125) *a*) na długości pomiędzy ujęciem a zbiornikiem należałoby obliczyć na $59{,}6\ l/s$, okrągło $60\ l/s$.

b) na długości od zbiornika do początku miasta — na zapotrzebowanie w południowej godzinie gorącego dnia letniego (tj. na 7% w dniu gorącym r. 1970) czyli $0{,}07 \cdot 5150 = 360\ m^3$/godz., czyli $\frac{360\,000\,l}{3600''} = 100\ l/s$.

Sieć miejską wodociągową należy przeliczyć tak samo na 100 *l*/sek. łącznej zdolności przeprowadzenia (tj. od punktu *A*, fig. 125). Przy poszczególnych ciągach sieci pamiętać należy o dodaniu wody pożarniczej.

II. Wodociąg pompowy. Na podstawie pompowania próbnego ustalono, że jedna studnia ujmująca może dać np. $5{,}6\ l/s$.

Przyjmują, że w r. 1970, pompy dla pokrycia zapotrzebowania przeciętnego ($3680\ m^3$) mają być w ruchu 16 godzin na dobę, zatem:

a) w r. 1970 ujęcie musiałoby dawać:

$$M_p = \frac{3\,680\,000\,l}{16 \cdot 3600''} = 65\ l/s$$

przy założeniu $65 : 5{,}6 = 12$ studzien ujmujących. Maksymalne zapotrzebowanie ($5150\ m^3$) wymagałoby wtedy:

$$M_{\max} = \frac{5\,150\,000\,l}{65\,l} = 79\,231\,s = 22 \text{ godz. pompowania.}$$

b) W r. 1945, przy 12-godzinnym ruchu, przeciętne zapotrzebowanie ($1920\ m^3$) wymagałoby:

$$M_p = \frac{1\,920\,000\,l}{12 \cdot 3600''} = 44{,}4\ l/s = 45\ l/s$$

przy założeniu $45 : 5{,}6 = 8$ studzien ujmujących. Średnice lewaru musiałyby jednak być liczone w uwzględnieniu przyłączenia w przyszłości dalszych 4 studni.

Maksymalne zapotrzebowanie ($2860\ m^3$) wymagałoby wtedy pompowania przez:

$\frac{2\,860\,000\,l}{45\,l} = 63\,556'' = 17{,}65$ godz. $= 17$ godz. 40 min. Wobec tego założylibyśmy na I. okres agregat o wydatności 45*l*/sek., który w pierwszym roku byłby w ruchu w dniach przeciętnych: $\frac{800\,000}{45} = 17\,778\,s \lesssim 5$ godz., w dniach gorąc.: $\frac{1\,200\,000}{45} \lesssim 7$ godz. 25 min. Gdybyśmy zaś agregatem tym pracowali aż do roku 1950 (tj. przez 20 lat), to w tym roku musielibyśmy okres pompowania rozszerzyć

w dniach przeciętnych ($2220\ m^3$) do: $\frac{2\,220\,000}{45} \cong 14$ godz.

„ gorących ($3330\ m^3$) do: $\frac{3\,330\,000}{45} \cong 20{,}5$ godz.

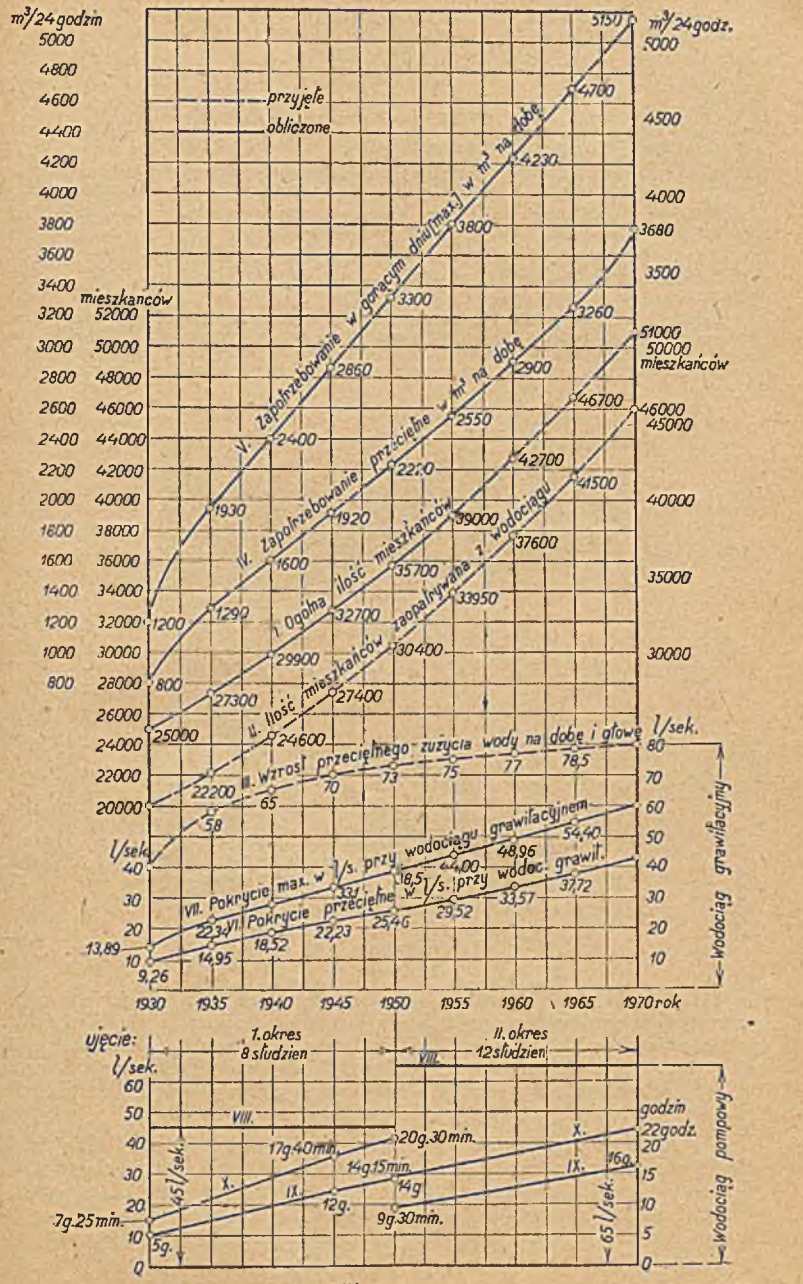

m³/24 godzin
przyjęte
obliczone
mieszkańców
V. Zapotrzebowanie w gorącym dniu (max.) w m³ na dobę
V. Zapotrzebowanie przeciętne w m³ na dobę
I. Ogólna ilość mieszkańców zaopatrywana z wodociągu
II. Ilość mieszkańców
III. Wzrost przeciętnego zużycia wody na dobę i głowę
l/sek.
VII. Pokrycie max. w l/s. przy wodociągu grawitacyjnem
VII. Pokrycie przeciętne w l/s. przy wodoc. grawit.
wodociąg grawitacyjny
1930
1935
1940
1945
1950
1955
1960
1965
1970 rok
ujęcie:
l/sek.
I. okres 8 studzien
II. okres 12 studzien
VIII.
godzin
wodociąg pompowy

Fig. 127.

Zainstalowany w r. 1950 agregat na drugi okres, tj. o wydatności j. w. 65 *l/s*, skróciłby powyższe okresy pompowania

w dniu przeciętnym do: $\frac{2\,220\,000}{65} \simeq 9{,}5$ godz.

„ gorącym do: $\frac{3\,330\,000}{65} = 16{,}25$ godz.

Założenie ujęcia przyjmujemy zatem:

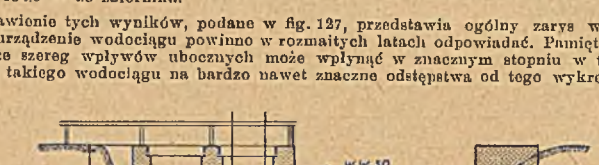
na okres I. (1930—1950): 8 studni ujmujących i agregat pompowy o wydatności 45 *l/s*.
„ „ II. (1950—1970): 12 studni ujmujących i agregat pompowy o wydatności 65 *l/s*.

W obu okresach, drugie analogiczne agregaty pompowe jako rezerwy. — Daty te na fig. 127 podano na linjach *VIII*, *IX* i *X* w obu okresach.

Rurociąg główny na całej długości od ujęcia do zbiornika (fig. 124) na 65 *l*/sek.

Sieć miejska, jak wyżej na 100 *l*/sek., przyczem 65 *l*/sek. dawać będzie dopływ z pomp, 35 *l/s* — ze zbiornika.

Zestawienie tych wyników, podane w fig. 127, przedstawia ogólny zarys warunków, którym urządzenie wodociągu powinno w rozmaitych latach odpowiadać. Pamiętać jednak należy, że szereg wpływów ubocznych może wpłynąć w znacznym stopniu w toku eksploatacji takiego wodociągu na bardzo nawet znaczne odstępstwa od tego wykresu.



a-komora ujmująca *b*-upust

Fig. 128.

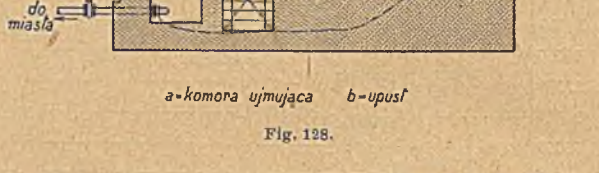


Fig. 129.

III. Ujęcie wodociągowe. Do zasilania wodociągów miejskich może w naszych warunkach być użyta woda *a*) powierzchniowa (z potoków, rzek, jezior naturalnych i sztucznych zbiorników — przegród dolin), albo też *b*) woda podziemna (gruntowa, źródlana). Woda atmosferyczna, gromadzona w gorących krajach w cysternach na okres posuchy, w naszych warunkach klimatycznych, dla wodociągów nie jest bezpośrednio używana.

Od formy występowania wody zależy sposób ustalania jej ilości (przepływu w jednostce czasu), oraz sposób ujęcia dla celów wodociągowych.

Sposoby obliczania przepływu wody w potokach i rzekach, przy pomocy pomiaru czasu napełnienia naczynia, pomiaru przelewem, młynkami, pitotami, względnie obliczanie z przekroju i spadku rzeki, jak również obliczanie odpływów z wielkości zlewni i wysokości opadu, podane są w dostatecznych rozmiarach w rozdziale „Pomiary wodne“ (str. 484—521), z którego w równej

mierze korzystać można przy obliczaniu wodociągów. Zasady obliczeń hydrologicznych zbiorników i przegród dolin (str. 588—617), mogą być stosowane do projektów takich urządzeń dla celów wodociągowych. — Sposobami oznaczenia wydatności terenów wody gruntowej — zajmiemy się poniżej.

a) Ujęcie wód powierzchniowych.

Ujęcie wodociągowe z małego potoku wymaga z reguły ustalenia zwierciadła wody przy ujęciu, oraz utworzenia głębszego zbiornika w korycie, któryby w zimie nie zamarzał, zatem założenia jazu, względnie progu (fig. 128). Ujęcie umieszcza się w osobnej komorze, zaopatrzonej w otwór dopływowy zakratowany, (krata pionowa do wyjmowania dla ułatwienia jej czyszczenia) oraz spust, w celu usuwania namułu. Obok upust płuczący, w celu ułatwienia czyszczenia koryta z zamuleń powyżej jazu. Komora ujmująca może być wykształcona jako osadnik. Należy ją umieścić pod brzegiem wklęsłym, gdyż tam występuje mniejsze zamulenie.

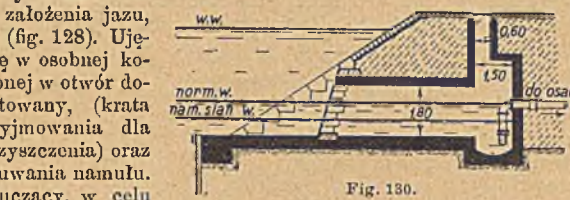


Fig. 130.

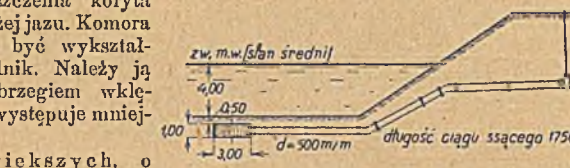


Fig. 131.

Z rzek większych, o większych głębokościach (ponad 1 *m*) pobiera się wodę rurociągiem, założonym poniżej najniższego stanu, a dochodzącym ile możności do nurtu, gdzie woda jest najczystsza. Właściwą komorę ujmującą umieszcza się w brzegu (fig. 129 i 130), aby nie tworzyła przeszkody w przepływie wody (w korycie rzeki).

Czyszczenie rurociągów ssawnych odbywa się przy pomocy odwrotnego prądu pod ciśnieniem wody z rurociągu tłocznego. Dla ułatwienia takiego płukania — pożądany spadek rurociągu ku rzece (wlotowi). W gruncie żwirowym można użyć ujęcia przy pomocy sita, zastosowanego do poboru wody z Renu w Wormacji (fig. 131).

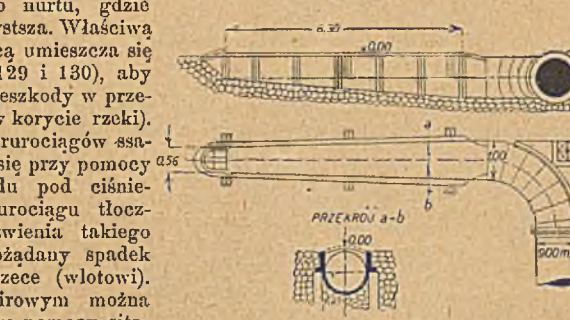


Fig. 132.

Do takiego samego celu używają t. zw. smoków w formie rur, z otworami od góry otwartymi ($d = 15$ *mm*), leżących na dnie rzeki i skierowanych za prądem wody (fig. 132; ujęcie dawniejsze z Wisły w Warszawie). Ponieważ smoki takie łatwo się zamulały i zapiaszczały, a oczyszczanie było trudne i kosztowne, przerobiono ujęcie na t. zw. baseny (fig. 133), w formie zatoki, sztucznie wytworzonej i otoczonej ścianą szczelną. Baseny te dają bardzo dobre wyniki, strącając piasek i wiele namułu, który się tam z rzeki dostaje; ponadto w zimie, kiedy w Wiśle na dnie tworzy się lód denny, bardzo utrudniający pobór wody przez smoki, w basenach, które szybko pokrywają się powłoką lodową z góry, nie powstaje lód denny wcale.

Wodociąg warszawski ma dziś trzy takie baseny *I—III* (fig. 134[1]), ułożone na długości 800 *m* brzegu wklęsłego Wisły, na której przenoszą się mieliźny. W celu zwiększenia działania basenów wykonuje się obecnie jeden z projektowanych trzech dużych osadników (*A* i *B* na fig. 134), o pojemności 876 300 m^3 (w przyszłości jeszcze *C*, o pojemności 665 900 m^3), czyli przy 600 000 m^3 zapotrzebowania dziennego — o pojemności na około 7—8 dni. Baseny będą obwałowane przed W. W., odcięte od rzeki tamami, a połączone z nią rurami żelbetowemi, o średnicy 1 *m*, zamykanemi zasuwami.

Podobne baseny urządzono przy poborze wody z Odry dla wodociągu Wrocławia (fig. 135). W odpowiednich warunkach korzystnem być może założenie ujęcia w rzece w formie jak na fig. 136 (ujęcie z Nekaru w Plochingen), które równocześnie ma na celu oczyszczanie wody z namułów, wystarczające np. dla celów przemysłowych.

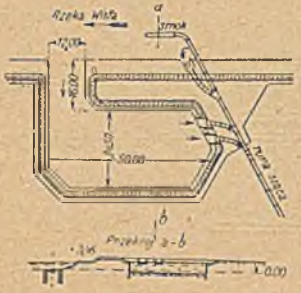


Fig. 133.

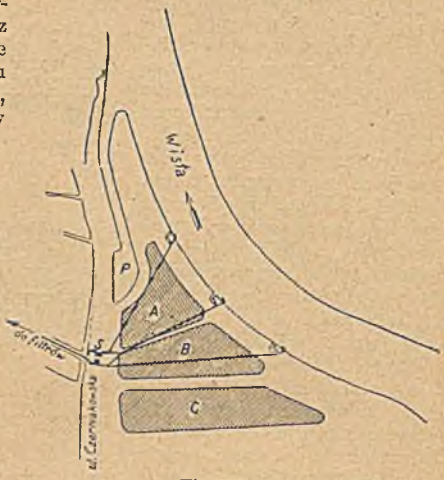


Fig. 134.

Ujęcie wody z jezior w zasadzie bywa podobne do rzecznego. Pamiętać należy, że przy brzegach i na dnie gromadzą się resztki roślinności i drobnoustrojów. Pobór uskuteczniać należy zatem daleko od brzegu, a rura poborowa powinna leżeć przynajmniej około 1 *m* nad dnem. Ze względu na temperaturę wody i ochronę przed lodem w zimie (do 60 *cm* grubym), powinien kosz ssący leżeć możliwie głęboko, conajmniej 2 *m* pod zwierciadłem wody przy najniższym stanie. Stałej temperatury spodziewać się można dopiero w głębokości około 20 *m* pod zwierciadłem wody, z wahaniami w granicach 5—13° C. Rurociąg w dnie jeziora układa się jak syfon w wybagrowanym wykopie, czasem wśród grodzy, osadzony na pilotach, lub zawieszony na rusztowaniu.

Fig. 135.

Ujęcia wodociągowe przy pomocy przegród dolin i wytworzonych przez nie wielkich zbiorników bywają dość częste w okolicach górskich, gdzie niema ani większych rzek, ani warunków do wytworzenia większych strumieni wody gruntowej. Zbiorniki takie gromadzą opady atmosferyczne z większych zlewni i mogą wyrównywać wahania dopływów w ciągu całego roku, lub nawet szeregu lat. Im mniejszą jest zlewnia, zamknięta

[1]) Przegląd techniczny Nr. 4/1928, inż. Kolitowski.

taką przegrodą, tem większa musi być objętość zamagazynowana, aby potrafiła wyrównać niedobory opadów w okresach posuchy. Zasady obliczania pojemności i działania wyrównującego takiego zbiornika, oraz obliczenia wymiarów przegrody i jej urządzeń — zawiera rozdział o zbiornikach i przegrodach dolin (str. 588—617).

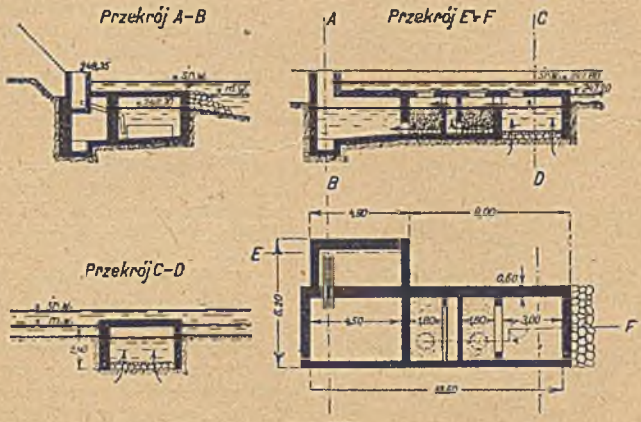


Fig. 136.

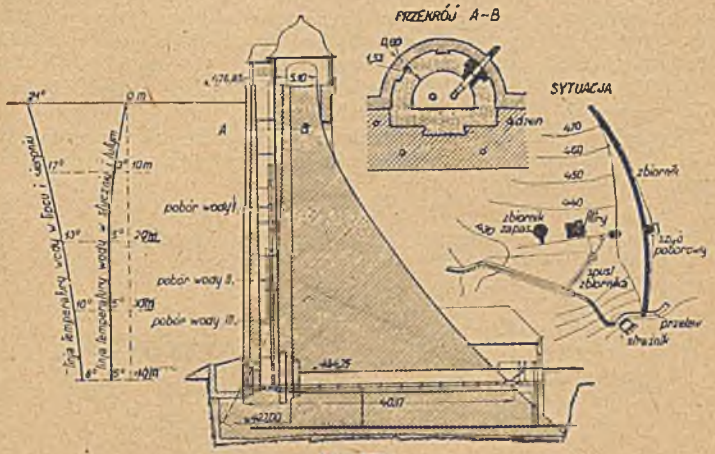


Fig. 137.

Zbiorniki takie, jako olbrzymie osadniki, wpływają korzystnie na mechaniczne oczyszczanie wody; słońce i jego promienie ultrafioletowe — niszczy bakterje. Poprawa temperatury (ustalenie) wzrasta w miarę głębokości wody pod zwierciadłem, jak wskazują krzywe letnie i zimowe przebiegu jej na fig. 137 (przegroda wodociągu miasta Brüx w Czechach).

Zazwyczaj warstwa górna zbiornika (10—15 *m*) stanowi izolację wpływów temperatury, pod nią leży, zależnie od wysokości przegrody, odpowiednia miąższość warstwy eksploatowanej dla wodociągu; dolna wreszcie

warstwa zbiornika — przeznaczona jest na osady. Aby można było dostosować pobór wody do chwilowych warunków, musi być umożliwione czerpanie wody w rozmaitych wysokościach (na fig. 137 w trzech), zabezpieczonych odpowiednimi koszami z cynowanej blachy miedzianej i zamykanych osobnemi zasuwami. U dołu spust. Umieszczenie szybu poborowego i jego przekrój, oraz przekrój sztolni, w której pomieszczone są rury poborowe i spustowe — widoczne z figury. Bardzo ważne uszczelnienie przeciw przeciekaniu wody pod tak wysokim słupem wody w zbiorniku[1]).

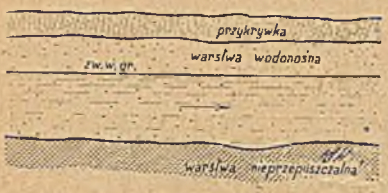


Fig. 138.

Fig. 139.

W Polsce ujęcia wodociągowego tego typu jeszcze niema. Projektowane w dolinie Luizy dla Bielska, w dolinie Czarnego potoku — dla Krynicy.

Wody powierzchniowe, ujęte dla celów wodociągowych nawet z wielkich zbiorników, muszą być oczyszczane przed wprowadzeniem do miasta. Oczyszczanie polega na przeprowadzeniu przez osadniki i filtry, rozmaitych konstrukcyj, czasem ponadto na sterylizacji wody przy użyciu metod chlorowania, ozonowania, względnie działania promieni ultrafioletowych (lamp kwarcowych). Metody i urządzenia do tego celu służące podaje rozdział: „Technologja wód miejskich (wodociągowych)".

b) Wody podziemne. Do zasilania wodociągów miejskich używa się wód gruntowych, względnie źródlanych.

Warunki powstawania wody gruntowej i jej zachowania się podaje rozdział: „Hydrogeologja". Dlatego zajmiemy się tu tylko strona techniczna ujęcia wody źródlanej.

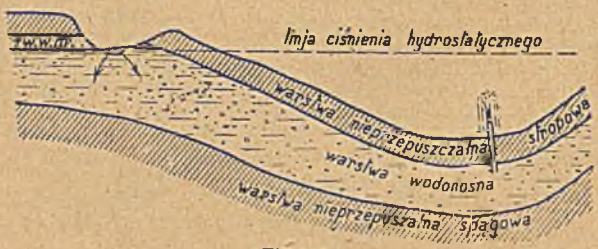


Fig. 140.

Woda gruntowa występować może w podziemiu w formie strumienia (fig. 138), zbiornika (fig. 139), względnie pod ciśnieniem (fig. 140), jak gdyby w naczyniu zamkniętem wszechstronnie, z którego po nawierceniu otrzymuje się t. zw. wypływ artezyjski. Ponadto strumienie i zbiorniki wody gruntowej mogą występować w piętrach, poprzedzielanych warstwami nieprzepuszczalnemi.

[1]) Dalsze szczegóły: Dr. inż. Robert Weyrauch, Die Talsperrenanlage der kgl. Stadt Brüx in Böhmen. Verlag v. K. Wittwer in Stuttgart. 1916.

Do ujęcia dla celów wodociągowych nadają się wszystkie trzy formy typowego występowania wody gruntowej. Zaznacza się, że przy zbiorniku konieczną będzie ostrożność, aby nie wyczerpać zapasu; zatem głównem zadaniem będzie zbadanie jego pojemności, oraz powierzchni zlewni zasilającej zbiornik; przy strumieniu wody gruntowej — zachodzi natomiast potrzeba oznaczenia objętości przepływu w zamierzonym przekroju ujmującym w jednostce czasu (w sekundzie).

Typową charakterystyką zbiornika jest poziome zwierciadło wody, strumienia wody gruntowej — spadek zwierciadła, które pomierzyć można niwelacyjnie w studniach, względnie otworach obserwacyjnych.

Badania wstępne. W tym celu, po obraniu terenu wodonośnego na podstawie dat geologicznych, oraz możliwie starych kart koryt rzecznych, wykonać należy pewną ilość rozrzuconych otworów wiertniczych na przypuszczalnym terenie wodonośnym. Otwory te, o średnicy 10—20 *cm*, doprowadza się do spągowej warstwy nieprzepuszczalnej, a dwa lub trzy — o kilka metrów głębiej, w celu stwierdzenia, czy niema tam oddzielnych piętr wody gruntowej. Każdy otwór zarurowuje się, a po doprowadzeniu otworu do dolnej warstwy nieprzepuszczalnej, podciąga się rurę tak, aby jej dno (dolna krawędź) leżało w materjale dla tego otworu (co do przepuszczalności wody) najbardziej charakterystycznym. Po przepompowaniu otworu przez 3—5 godzin zwykłą pompą budowlaną, pobiera się próbkę do badania chemicznego i bakterjologicznego, oraz niweluje się górną krawędź rury, od której potem odmierza się każdoczesny poziom zwierciadła wody gruntowej. Wkońcu zabezpiecza się otwór odpowiedniem zamknięciem przed złośliwem zanieczyszczeniem, zarzuceniem kamieniami itd.

Po naniesieniu wysokości zwierciadła wody gruntowej (z jednoczesnego pomiaru) na plan warstwowy terenu, otrzymujemy punkty wysokości, na podstawie których można wykreślić (według zwykłych zasad interpolacji linijnej) — plan warstwicowy wody gruntowej, który odrazu rozstrzyga, czy mamy do czynienia z strumieniem (spadek zwierciadła wody gruntowej), czy też ze zbiornikiem (zwierciadło wody poziome). Do obserwacji zachowania zwierciadła wody gruntowej wciągnąć należy także wszystkie studnie gospodarcze, na badanym terenie położone, zwłaszcza stare, które dają wskazówki co do najniższych poziomów wody gruntowej. Studnie takie wykonują włościanie zwykle 0,60—1 *m* poniżej zwierciadła wody gruntowej, aby pozwalały na zaczerpnięcie wody wiadrem. O ile w czasie istnienia studni, zwierciadło wody gruntowej spadnie tak, że ze studni wody zaczerpnąć nie można, pogłębiają właściciele ich dno. Stąd głębokość starych studni gospodarczych daje pogląd na najniższy stan wody gruntowej w danem miejscu.

Badania takie prowadzić należy przez dłuższy okres czasu (conajmniej rok lub dwa), obserwując i notując równoczesne zmiany stanu wody w sąsiedniej rzece, stany barometryczne, oraz opady atmosferyczne. Wyniki tych pomiarów wykreśla się w formie grafikonu (fig. 141), który daje najlepszy pogląd na wzajemne stosunki i wpływy. Widzimy, jak opady atmosferyczne wpływają na stany wody w rzece, i jak występują opóźnione podniesienia zwierciadła wody w otworach, w wyższym stopniu w otworach bliższych rzeki (*I*), niż w dalszych od niej (*II—III*).

Bardzo ważne jest dokładne zorjentowanie się co do wpływów sąsiedniej rzeki na stany wody w przyszłem ujęciu wody gruntowej. Zachodzić tu mogą wzajemnie znaczne wpływy, jak wskazuje fig. 142. Woda gruntowa wlewać się może do koryta rzeki (stan *I—I*); przy podnoszeniu się stanu wody w korycie, może się spiętrzać i podnosić również i zwierciadło wody gruntowej (stan *II—II*), względnie przy wysokim stanie w rzece, może się woda rzeczna wlewać w teren i zasilać wodę gruntową (stan *III—III*). Zależnie od położenia studni (*A* lub *B*) i wywoływanej depresji zwierciadła wody, będziemy czerpali z niej tylko wodę gruntową, albo też zmieszaną z wodą rzeczną. W okolicach, gdzie z terenu wlewa się do rzeki większa ilość wody grun-

towej (o stałe temperaturze około 7—8° C przez cały rok), odczuwa się ją w lecie w kąpieli w zimniejszym prądzie przy brzegach (zwykle bywa przeciwnie); w zimie w tych okolicach rzeka nie zamarza (oparzeliska). Znane są przeciwnie wypadki takiego uszczelnienia brzegów koryta rzek spłóczynami ilastemi lub gliniastemi, że studnia nawet bardzo blisko brzegu położona, nie odczuwa zupełnie sąsiedztwa rzeki i nie pobiera z niej wody na-

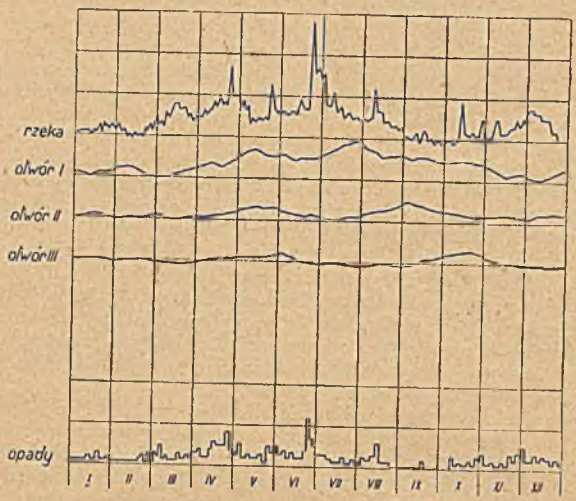


Fig. 141.

Fig. 142.

wet przy znacznych depresjach wody w studni pod zwierciadło wody w rzece (Łomica w Kałuszu, Setta w okolicy Bolonji itd.).

Z możliwości takiego wpływu wody powierzchniowej (rzecznej) na wzmożenie ilości naturalnej wody gruntowej, korzysta się przy wytwarzaniu t. zw. sztucznej wody gruntowej; wyprowadza się zatem wodę rzeczną do basenów infiltracyjnych o przepuszczalnem dnie, przez które woda wsiąka w teren, przefiltrowuje się w naturalnych pokładach piasków i żwirów, ustala swoją temperaturę zależnie od czasu przebywania w podziemiu, i może być ujmowana w podobny sposób, jak naturalna woda gruntowa do zasilania wodociągów (Poznań). Może być także wyzyskana infiltracja boczna, tj. przez boczne ściany koryta rzeki (fig. 143) do studzien blisko brzegu położonych (Kraków). Tu, o ileby chodziło o oznaczenie stosunku ilości czerpanej q_1 — wody z rzeki (przefiltrowanej przez grunt), do naturalnej wody gruntowej q_2, możemy użyć ich temperatur, t_1 i t_2, względnie ich twardości. (Temperaturę wody gruntowej t_1 należy zmierzyć w otworze odległym dość od brzegu, gdzie niema już wpływu wody z rzeki.)

Jeżeli pobieramy z studni przy pomocy pompy objętość Q, o temperaturze t, na którą składa się q_1 i q_2, to:

$$Q = q_1 + q_2$$

przyczem: $$Q\,t = q_1 \,.\, t_1 + q_2 \,.\, t_2$$

a stąd: $$q_1 = Q\frac{t - t_2}{t_1 - t_2}; \quad q_2 = Q\frac{t - t_1}{t_2 - t_1} = Q\frac{t_1 - t}{t_1 - t_2}.$$

Można jednak nawet ze studni, położonej blisko brzegu rzeki, pobierać wodę tylko gruntową, jeżeli wywołana pompowaniem depresja zwierciadła

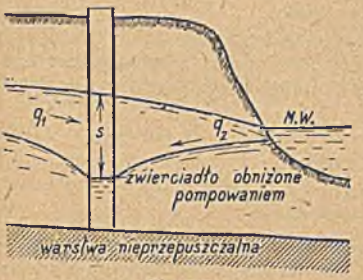


Fig. 143.

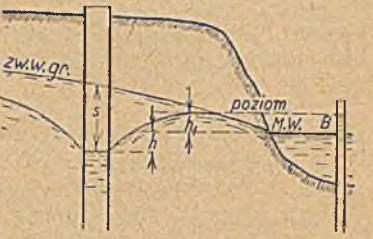


Fig. 144.

wody w studni (mimo że zwierciadło wody w studni będzie leżało o h (fig. 144) poniżej zwierciadła wody w rzece), będzie miała przebieg wskazany na fig. 144, tj. jeżeli pomiędzy studnią a rzeką, zdeformowane pompowaniem zwierciadło wody gruntowej w studni będzie miało w punkcie A styczną poziomą, leżącą jeszcze powyżej zwierciadła wody w rzece (o h_1).

Na tej zasadzie pobierają studnie wodociągu lwowskiego, ujmujące nad stawem w Woli dobrostańskiej (ujęcie wody gruntowej dla Lwowa) wodę wyłącznie gruntową, na dowód i kontrolę czego, wywołuje się pompami (zależnie od stanu wody w stawie) tylko taką depresję w studniach ujmujących, aby w rurach, wwierconych w dno szczelne stawu, a pozostających w związku z warstwą wody gruntowej, zwierciadło jej stało wyżej niż w stawie. (Koło B w fig. 144.)

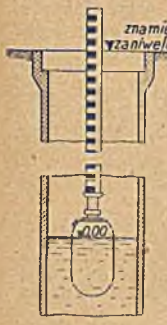


Fig. 145.

Wracając do badań zachowania się zwierciadła wody gruntowej w otworach obserwacyjnych, zauważa się, że trudności pomiaru zachodzą przy głęboko położonem zwierciedle wody. Do pomiaru używa się lekkich łat, umocowanych w zbiorniku blaszanym, tak wybalansowanych, aby po włożeniu do wody, zero łaty leżało równo z zwierciadłem wody (fig. 145); albo też używa się zawieszonego na taśmie mierniczej aparatu, wskazanego na fig. 146. Ponieważ każde naczyńko ma wysokość 1 cm, zatem głębokość zwierciadła wody od krawędzi rury studziennej przedstawia: odczyt na taśmie + stała C + n cm (ilość naczynek nie napełnionych wodą).

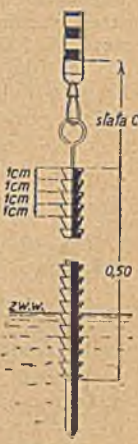


Fig. 146.

Reasumując powyższe uwagi, zaznaczam, że wstępne badania mają na celu oznaczenie:

1. rozległości warstwy wodonośnej w profilu podłużnym i poprzecznym,
2. miąższości warstwy wodonośnej i średniej miąższości w niej warstwy wody,
3. spadku zwierciadła wody gruntowej,
4. jakości materjału warstwy wodonośnej, z której wnosić można o stopniu przepuszczalności wody gruntowej.

Objętość przepływu. Przepompowanie każdego otworu obserwacyjnego daje nam już pogląd na wydatność terenu w tem miejscu. O ile brudna z początkiem pompowania woda, szybko się oczyszcza, i prędko ustala się obniżone zwierciadło wody gruntowej, można wnosić, że teren jest silnie przepuszczalny i wydajny pod względem wody.

Ruch wody gruntowej w terenie odbywa się w zasadzie według podobnych prawideł, jak w cienkich rurkach, które zastępują tu pory pomiędzy ziarnami materjału warstwy wodonośnej. Zatem objętość przepływającej w terenie wody:

$$Q = \mu . F . v \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

przyczem μ oznacza spółczynnik porowatości,

F przekrój poprzeczny do nurtu wody gruntowej,

v prędkość przepływu wody gruntowej.

Wartość spółczynnika μ, zależnie od rozmaitej wielkości poszczególnych ziarn itd., waha w szerokich granicach. Dla aluwjów wiślanych pod Kostrzem (Kraków) oznaczono $\mu = 0{,}30$ (30% porowatości); na prawym brzegu Dunajca w Świerczkowie (Tarnów) $\mu = 0{,}25$; Smreker znalazł w Mannheim, dla miałkich bardzo piasków $\mu = 0{,}09$.

Lueger radzi oznaczać μ następująco: po wyrażeniu (celem odparowania wody) materjału, wydobytego z wiercenia otworu obserwacyjnego. (względnie studni), ubija się go w naczyniu o znanej objętości (np. 100 cm^3), poczem nalewa się z kalibrowanego naczynia wody do nasycenia. Ilość cm^3 wlanej wody—daje procentową objętość por. Zamiast wody, którą niektóre materjały wiążą chemicznie (zatem doświadczenie przeprowadzać należy szybko), można użyć CO_2. Wynik mało pewny, gdyż materjał ubity w naczyniu jest zupełnie odmienny od naturalnego układu tego samego materjału w gruncie.

Höfer[1]) podaje wagową metodę oznaczania μ. Pikrometrem oznaczyć należy gęstość D wysuszonego materjału, i zważyć znaną jego objętość V— np. G_{gr}. Gdyby materjał ten był pełny (bez por), to ciężar jego $G' > G$, przyczem $G' = V . D$. Różnica $G' - G$ dawałaby ciężar materjału, któryby musiał wypełniać pory. Zatem $\frac{G' - G}{D}$ przedstawia objętość por.

Np. 100 cm^3 piasku waży 168 g; jego gęstość $D = 2{,}65$. Gdyby nie było por — to $G' = 100 . 2{,}65 = 265$ g. Stąd objętość por.:

$$\frac{265 - 168}{2{,}65} = 36{,}6\%,$$

czyli $\mu = 0{,}366$.

Przekrój F (do wzoru 1.) otrzymamy z przekroju geologicznego przez wykonane otwory obserwacyjne, jako iloczyn $b . a$ — (szerokość $\times$ średnia miąższość warstwy wody w warstwie wodonośnej).

Prędkość v można zmierzyć, albo obliczać rachunkowo. Metody pomiaru bezpośredniego (pomiar czasu przepływu barwika lub soli z jednego otworu do drugiego na linji nurtu wody gruntowej, metoda elektryczna prof. Schlichtera) — mniej dokładne z powodu dyfuzji itd. — rzadko stosowane. Metoda rachunkowa polega na badaniach Darcy'ego, według których, prędkość (trz.

[1]) Dr. Hans Höfer von Heimhalt, Grundwässer und Quellen.

filtracyjna) wody gruntowej, liczona w pełnym przekroju ($F = a \,.\, b$) bez uwzględniania por:

$$v = k \,.\, i,$$

gdzie k oznacza spółczynnik przepuszczalności warstwy wodonośnej, i — spadek zwierciadła wody gruntowej w badanem miejscu.

Prędkość natomiast w porach tego materjału (jak gdyby w rurkach), musi uwzględnić jeszcze spółczynnik porowatości materjału μ, zatem prędkość w porach:

$$v_p = \frac{k}{\mu} \,.\, i.$$

Niektórzy autorowie (Forchheimer) wprowadzają to ostatnie równanie do dalszych rachunków, wobec czego u nich $\mu \,.\, v = k \,.\, i$, zatem i wartości u nich na k (oznaczane jako k_1 lub k_0) będą większe w stosunku $\frac{1}{\mu}$, np. przy $\mu = 0{,}25$, cztery razy.

Z grubsza, według Darcy'ego, k odpowiada średnicy dominujących ziarn materjału, wyrażonej w m:

przy średnicy ziarn: $d \leqq 0{,}001 \;\; m \quad k = 0{,}001$

$d = 0{,}0008 \; m \quad k = 0{,}0008$

i leży w granicach od 0,0005 do 0,005. (Bliższe informacje — patrz rozdział: „Hydrogeologja“ str. 1568—1569.)

Stąd ilość wody przepływającej w badanym terenie:

$$Q = k \,.\, F \,.\, i \;\; m^3/s,$$

jeżeli F wyrazimy w m^2.

Przykład. Szerokość terenu nadającego się do ujęcia $b = 2000\,m$. Miąższość warstwy wody przeciętna $a = 15\,m$. Znalezione $i = 0{,}002$ (2‰); w tym wypadku, przy $k = 0{,}005$, $\mu = 0{,}30$, byłoby:

$$v = k \,.\, i = 0{,}005 \times 0{,}002 = 0{,}00001 \; m/s,$$

czyli na dobę $0{,}00001 \times 86\,400 = 0{,}864\; m$/24 godz.

Prędkość w porach warstwy wodonośnej:

$$v_p = \frac{v}{\mu} = \frac{0{,}00001}{0{,}30} = 0{,}000033 \; m/s.$$

$$F = b \,.\, a = 2000 \times 15 = 30\,000\; m^2.$$

$$Q = 0{,}005 \times 30\,000 \times 0{,}002 = 0{,}30\; m^3/s$$

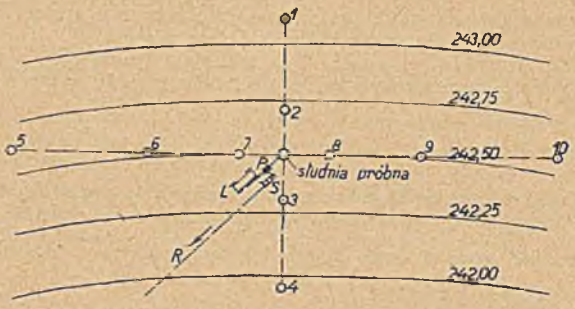
czyli 300 l/sek., lub na dobę:

$$86\,400 \times 300 = 25\,920\,000\; l = 25\,920\; m^3.$$

Badania szczegółowe. Celem przeprowadzenia badań szczegółowych, zakładamy studnię próbną w miejscu, które tak z przekrojów geologicznych badanego terenu, jak również z przebiegu warstwic wody gruntowej, okazuje warunki przeciętne. Ponadto należy miejsce na studnię próbną, ile możności tak obrać, aby studnię tę można było włączyć do przyszłego ujęcia definitywnego. Studnia próbna powinna być wykonana według typu, który zamierzamy zastosować w ujęciu definitywnem, ze względu na lokalne warunki terenowe. Obok studni, na osi prostopadłej i równoległej do przebiegu warstwic wody gruntowej, wykonuje się po kilka otworów obserwacyjnych (fig. 147, — otwory wiertnicze 1, 2, ... 10, zarurowanych i dobrze przepompowanych), w odstępach dla bliższych np. 10 m, dalszych 30 m, 60 m od studni próbnej.

Pompowanie próbne. Do pompowania używa się pompy wirowej lub tłokowej, poruszanej parą, motorem ropnym (lokomobila), lub prądem elektrycznym. Wypompowaną wodę odprowadza się do skrzyni przelewowej (fig. 148), w której woda się uspokaja (w przegrodach), zostawia wynoszony piasek, i odpływa przez przelew Ponceleta (najlepiej połączony z limnigrafem), na którym mierzy się pompowaną objętość wody.

Pompowanie takie prowadzi się przez 2—4 miesięcy, czasem i dłużej, z jednej studni, lub nawet z kilku studni połączonych; daje ono pogląd na rzeczywistą wydatność studni (pozwala na wykreślenie krzywej wydatności), mo-



P=pompa L=lokomobila S=skrzynia przelewowa
R=rynna do odprowadzenia wody

Fig. 147.

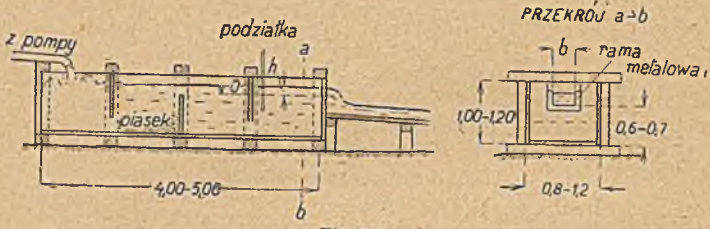


Fig. 148.

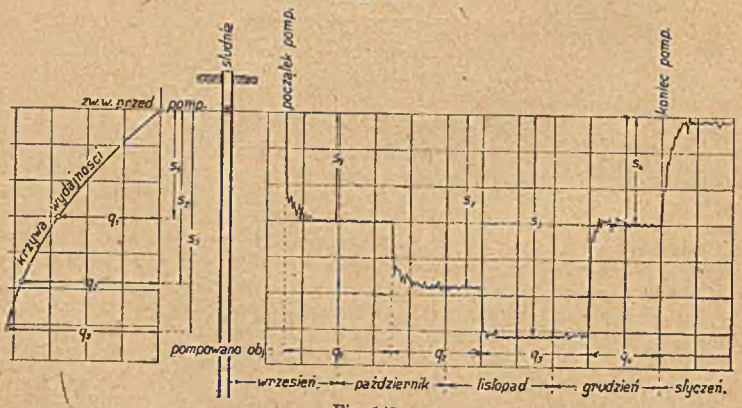


Fig. 149.

żność bliższego oznaczenia wartości spółczynnika przepuszczalności k, oraz zasięgu działania studni. Do przeprowadzenia pompowania próbnego należy obrać czas długotrwałej posuchy i niskich stanów wody, zatem u nas najlepiej w jesieni lub w zimie.

Pompowanie rozpoczyna się od mniejszych objętości, przechodząc następnie do większych, tak, aby przy każdej objętości uzyskać ustalone zwierciadło wody. Wyniki wykreśla się graficznie (fig. 149). Z naciskiem zaznaczyć

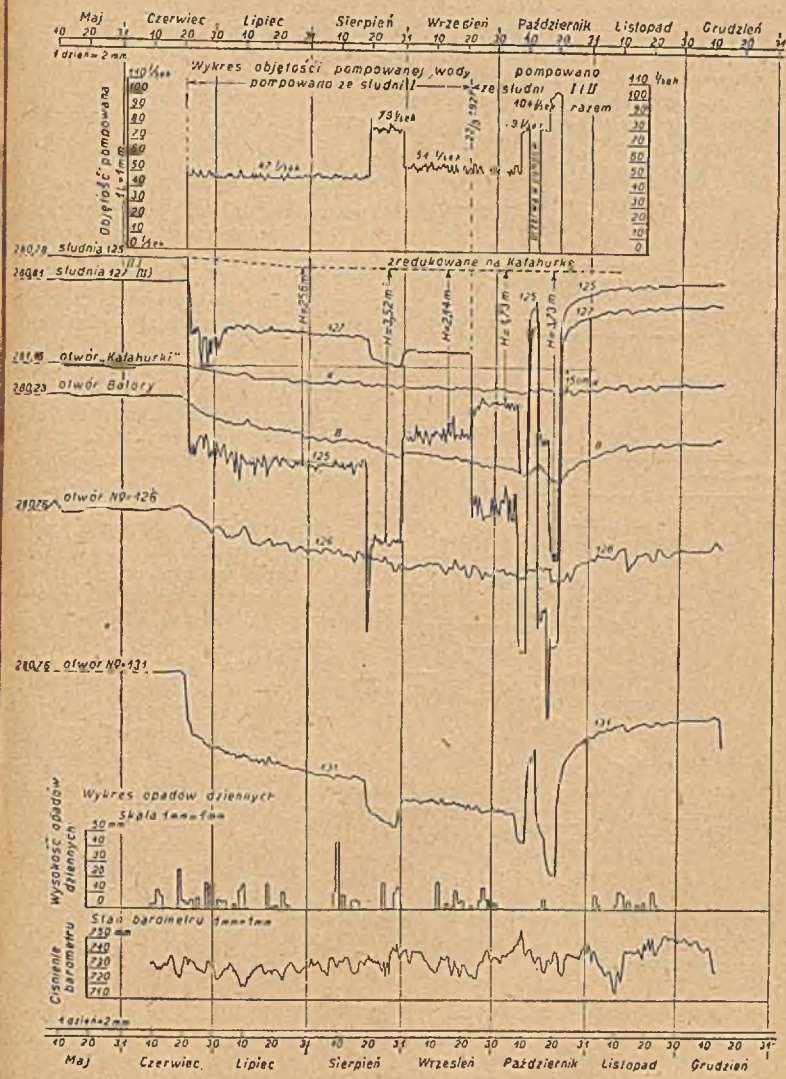


Fig. 150.

należy, że grafikon taki należy prowadzić zaraz od rozpoczęcia pompowania i każdy pomiar bezzwłocznie wnosić, gdyż jest to jedyna kontrola, czy nie zachodzą jakieś błędy pomiarów itd.

Na wykresie takim, ustalone zwierciadło wody w studni przy pompowaniu danej objętości wody, przebiegałoby poziomo tylko wtedy, gdyby naturalny stan wody w gruncie nie ulegał żadnej zmianie z innych powodów w okresie pompowania. Ponieważ jednak tak nie jest, zatem aby wyeliminować można było naturalne zmiany (wnoszenie lub opadanie) zwierciadła wody w terenie, musimy prowadzić pomiary stanów zwierciadła wody gruntowej w dalszych otworach obserwacyjnych, takich, które nie ulegają wpływom pompowania, zmianom stanów w rzece itd. Rzeczywisty przebieg takiego pompowania próbnego podaje fig. 150 [pompowanie w Wielkopolu dla zasilenia wodociągu lwowskiego. Pompowano od 21./VI. 1927 do 22./9. 1927 z jednej studni (Nr. I); od tego zaś dnia, do 17./X. 1927, z dwóch studni (I + II), zbudowanych w odstępie 50 *m*].

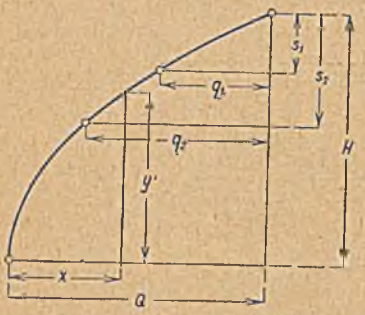


Fig. 151.

Widzimy na tym wykresie, że wpływom pompowania nie ulegał otwór Kałahurka, który mimo to w okresie pompowania opadł o 15 *cm*. Inne otwory (bliższe, jak Nr. 126, Batory, Nr. 131) pozostawały pod wpływem pompowania. Zatem i depresje przy ustalonych zwierciadłach wody gruntowej w czasie pompowania należy mierzyć nie od zwierciadła wody w studni próbnej w chwili rozpoczęcia pompowania, lecz od linji równoległej do przebiegu zwierciadła wody gruntowej w otworze porównawczym (Kałahurki), wykreślonej od poziomu zwierciadła wody w studni próbnej w chwili rozpoczęcia pompowania próbnego.

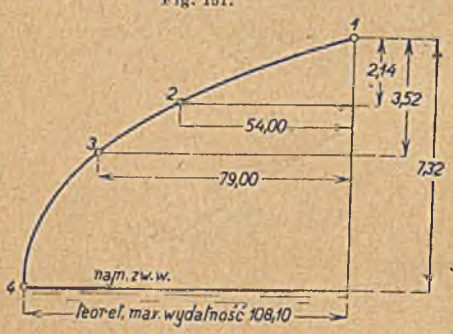


Fig. 152.

Skoki w linji przedstawiającej depresję zwierciadła wody w studni, oraz w linji pompowanej objętości wody, pochodzą z odtykania i przytykania się por w warstwie wodonośnej piaskiem, unoszonym prądem wody itd., z błędów odczytów, i trudności trwałego utrzymania jednostajnego ruchu pompy.

Związek depresji i ilości pompowanej wody, z okresów ustalonych zwierciadeł wody w studni próbnej, pozwala nam wykreślić krzywą wydajności studni (fig. 151), która według Darcy'ego ma kształt paraboli, o osi poziomej i równaniu: $y^2 = c \cdot x$. Po wstawieniu w to równanie dat otrzymanych z pompowania, otrzymamy:

$$H^2 = c \cdot Q; \quad c = \frac{H^2}{Q}$$

$$(H - s)^2 = c(Q - q) = \frac{H^2}{Q}(Q - q).$$

Mając conajmniej dwie ustalone obserwacje q_1, s_1 i q_2, s_2, oraz dla $s = 0$, $q = 0$, możemy ustawić równanie paraboli (krzywej wydajności studni) dla danego wypadku i obliczyć teoretyczną maksymalną wydajność studni (gdy $s = H$, tj. przy wyczerpaniu do dna).

Przykład. Pompowanie próbne w Wielkopolu (fig. 150) dało:

$$s_1 = 2{,}14\ m;\quad q_1 = 54\ l/s.$$
$$s_2 = 3{,}52\ m;\quad q_2 = 79\ l/s.$$

Po wstawieniu otrzymamy równania:

$$(H - 2{,}14)^2 = c\,(Q - 54)$$
$$(H - 3{,}52)^2 = c\,(Q - 79)$$
$$H^2 = c\,.\,Q.$$

Po rozwiązaniu: $H = 7{,}32\ m$; $Q = 108{,}1\ l/s$; $c = 0{,}495674$. (Z przekroju studni rzeczywiste H możnaby przyjąć 7,5 — 8,0 m.)

Równanie tej krzywej opiewałoby: $(7{,}32 - s)^2 = 0{,}495674\ (108{,}1 - q)$, a jej przebieg jak fig. 152.

Przy studniach artezyjskich dopływ wody odbywa się według prawa linji prostej, jak poniżej.

Po ustaleniu się zwierciadła wody przy poszczególnych pompowanych objętościach, należy wykonać równoczesny pomiar zwierciadła wody w otworach obserwacyjnych bliskich (1—10 na fig. 147) i na tej podstawie wykreślić przebieg lejków depresyjnych (fig. 153) w kierunku warstwic wody gruntowej, (z którego można oznaczyć zasięg działania studni) i w kierunku nurtu wody gruntowej, z którego znaleźć można punkt kulminacyjny A w okolicy poniżej studni, od którego woda już do studni nie wpływa. Styczna w A do linji zwier-

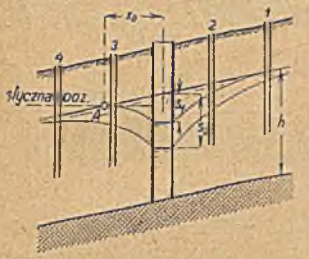


Fig. 153.

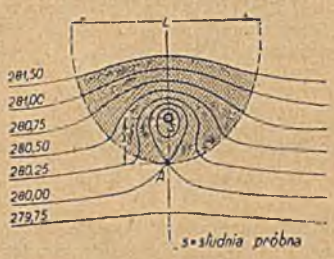


Fig. 154.

ciadła wody będzie pozioma. Z tych lejków można nakreślić plan warstwicowy wody gruntowej w okresach ustalonego stanu wody, dla poszczególnych pompowanych objętości, — a znając wartość x_0 dla punktu kulminacyjnego A, można wychodząc z tego punktu A, wykreślić trajektorję do warstwic, dającą zasięg L działania poboru wody ze studni, przy danej objętości wody (fig. 154). Wszystkie cząstki wody wewnątrz wykreskowanej linji wpływają do studni, zewnątrz niej — płyną dalej.

Smreker nazywa x_0 — promieniem działania studni, do obliczenia którego podaje wzór:

$$x_0 = \frac{Q}{2\,\pi\,.\,\mu\,.\,H\,.\,v},$$

w którym Q — oznacza objętość pompowanej wody w sekundzie, μ — spółczynnik porowatości, H — miąższość warstwy wody nad warstwą nieprzepuszczalną (fig. 155), v — prędkość wody gruntowej ($v = k\,.\,i$).

Przez pobór objętości wody Q ze studni, odwadnia się pas warstwy wodonośnej o szerokości L, zatem:

$$Q = \mu\,.\,H\,.\,L\,.\,v.$$

Po wstawieniu tej wartości do wzoru na x_0, otrzymujemy:

$$L = 2\pi x_0$$

jako miarę pasu, odwodnionego przez studnię. Zaznaczyć należy, że promień działania studni x_0 jest wprost proporcjonalny do pompowanej objętości wody; stąd znając wartość x_0 dla objętości q_1 — możemy z proporcji obliczyć x_0' — dla każdej innej objętości q'.

Przykład: $q_1 = 10\ l/s$ — odpowiednie $x_0 = 32\ m$; jakie będzie x_0' — dla $q' = 25\ l/s$.

$$x_0' : x_0 = q' : q_1, \qquad \text{czyli } x_0' = \frac{x_0 \cdot q'}{q_1} = 80\ m.$$

Pas odwadniany przy $q_1 = 10\ l/s$ wynosi $L_1 = 2\pi \cdot 32 \simeq 200\ m$

$q_2 = 25\ l/s$ „ $L_2 = 2 \cdot \pi \cdot 80 \simeq 500\ m$.

W końcu z pompowania próbnego, z ilości piasku, który pompa wyniesie ze studni, a który pozostaje w skrzyni przelewowej (pomiarowej), można wnosić na zachowanie się studni w tym kierunku w czasie eksploatacji, co może mieć wpływ na wybór, a w każdym razie na trwałość pomp.

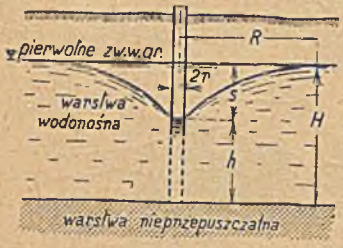


Fig. 155.

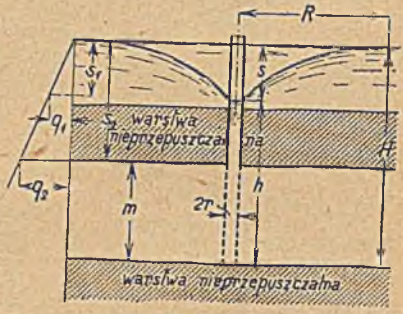


Fig. 156.

Ponadto pompowanie próbne może nam dać podstawy do wyznaczenia właściwej wartości spółczynnika przepuszczalności k_1 do wzoru: $Q = k \cdot F \cdot i$. W tym celu musimy poznać wzory teoretyczne na ruch wody gruntowej i działanie pompowania. Zaznaczyć tu jeszcze należy, że pobór wody gruntowej może być uskuteczniany przy pomocy studni pionowej, lub przy pomocy kanału poziomego (o spadku, potrzebnym do odprowadzenia ujętej wody).

Na zasadzie prawidła ruchu wody gruntowej, ustalonego przez Darcy'ego, ustawił Dupuit wzory na wydatność ujęć wody gruntowej. Wzory te nie mają charakteru prawa ogólnego; dla praktyki dają jednak wyniki o wystarczającej dokładności.

I. Dopływ do studni (kanału) przez ściany boczne:

a) Studnia pionowa w zbiorniku lub strumieniu wody gruntowej (fig. 155):

$$Q = k \cdot \pi \frac{H^2 - (H-s)^2}{\log_n \frac{R}{r}} \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{k \cdot \pi} \log_n \frac{R}{r}} \quad \ldots\ldots (1a)$$

$$k = \frac{Q \log_n \frac{R}{r}}{\pi \left\{H^2 - (H-s)^2\right\}} \quad \ldots\ldots\ldots (1b)$$

Jeżeli przy poborze ze studni, wyznaczymy dla q_1 i q_2 odpowiadające wartości s_1 i s_2, oraz h_1 i h_2 ($h_1 = H - s_1$; $h_2 = H - s_2$),

to wtedy: $$k = \frac{q_1 - q_2}{\pi (h_1^2 - h_2^2)} \log_n r \quad \ldots\ldots\ldots (1\,c)$$

We wzorach tych oznacza:

Q — ilość pompowanej wody,

k — spółczynnik przepuszczalności,

H — miąższość warstwy wody gruntowej nad nieprzepuszczalną warstwą dolną;

s — depresję zwierciadła wody gruntowej, wywołaną pompowaniem,

r — promień studni,

R — odległość, w której zanika działanie pompowania.

b) Studnia artezyjska ze zbiornika lub ze strumienia wody gruntowej (fig. 156):

$$Q = \frac{2\pi . k . m}{\log_n \frac{R}{r}} . s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Oznaczenia jak powyżej, ponadto m — miąższość warstwy wodonośnej (przepuszczalnej).

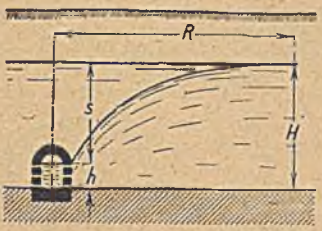


Fig. 157.

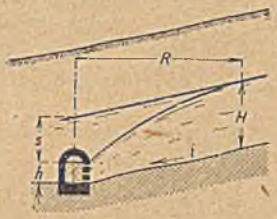


Fig. 158.

Z równania (2) wynika, że objętość pompowana jest wprost proporcjonalna do depresji, czyli krzywa wydatności przechodzi w prostą, na boku fig. 156 zaznaczoną.

c) Ujęcie kanałem (sztolnią, galerją) ze zbiornika wody gruntowej (fig. 157), dopływ z jednej strony do kanału:

$$Q = \frac{l\,k}{2\,R} (H^2 - h^2) = \frac{l . k (H + h) s}{2\,R} \quad \ldots\ldots (3)$$

oznaczenia j. w., ponadto l — długość kanału ujmującego. O ile woda dopływałaby z obu stron do kanału, należałoby wynik podwoić. Założenie główne jest, że zbiornik może taki odpływ dawać, bez widocznej zmiany H.

d) Ujęcie kanałem ze strumienia wody gruntowej (fig. 158):

$$Q = k . l . H . i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

Z analizy wzorów (1—4) wynika, że:

a) Błędy nawet znaczne w oznaczeniu wartości R, mają mały wpływ na ostateczne wyniki;

b) powiększenie średnicy studni ($2\,r$) ma mały wpływ na zwiększenie objętości wody;

c) duży natomiast wpływ na objętość wody, którą można ze studni pobrać ma H;

d) do oznaczenia czasu T, potrzebnego, aby przy pompowaniu uzyskać stan ustalony, można stosować według Weyraucha formułę:

$$T = \frac{R - r}{86\,400\, k \,.\, i} \text{ dni.}$$

Czas T zależy przedewszystkiem od k. Stan ustalony nastąpi tem rychlej, im grubsze są ziarna warstwy wodonośnej. W drobnoziarnistych piaskach, przy małej wartości k, może pompowanie trwać miesiącami, zanim nastąpi stan trwały. Daje to wskazówkę co do trwania pompowania próbnego.

Z wzoru (2) na wypływ ze studni artezyjskich wynika, że objętości wypływów Q, są wprost proporcjonalne do depresyj s, czyli przebiegają według prawa linji prostej, wykreślonej na boku fig. 156. Ściśle wypadek ten zachodzi tylko wtedy, jeżeli nie ma oporów przepływu wody w samej studni, lub są one tak znikome, że znikają w stosunku do oporów w warstwie wodonośnej. Jeżeli natomiast w studni samej występują duże opory (za mała średnica), to z pomiaru depresji i wydajności otrzymamy zamiast prostej (fig. 159) $A—B$, krzywą $A - C$, która będzie parabolą o pionowej osi. Jeżeli więc z pomiarów wydatności studni artezyjskiej (s i odpowiadających im q') otrzymamy krzywą paraboliczną (kreskowaną), to należy w punkcie A wykreślić styczną, na której odczyty dadzą nam właściwe wydatności studni q_1, q_2, q_3. Różnice $q_1 - q_1'$, spowodowane oporami w studni, można będzie wyzyskać przez rozszerzenie studni (powiększenie jej średnicy), albo założenie drugiej studni w pobliżu.

Fig. 159.

Fig. 160.

Fig. 161.

Badania Dupuit'a na studniach artezyjskich w Passyi i Grenelle i A. Thiema w Lipsku, potwierdziły w zupełności powyższe założenia.

W Ameryce posługują się do przybliżonego obliczania wydajności studni artezyjskich poniżej podanemi tabelkami Todda[1]), z których I-sza znajduje zastosowanie, o ile woda wypływa z studni do góry (fig. 160), przyczem zmierzyć należy wysokość h strumienia wody ponad górną krawędzią rury; II-ga — przy wypływie na bok (fig. 161). Tu odmierza się od środka wypływu na pionowej w dół rzędną $h_1 = 6'' = 152{,}4\ mm$, lub $h_2 = 12'' = 304{,}8\ mm$, a stąd mierzy się odstęp (odciętą) x do środka strumienia wody.

Przykład.

$d = 2'' = 50{,}8\ mm$
$h = 10'' = 254\ mm$
$q = 71{,}7$ gal./min. $= 271{,}4\ l$/min.

Przykład.

$d = 2'' = 50{,}8\ mm$
$h_1 = 6'' = 152\ mm$ } $q = 37{,}4$ gal./min. =
$x = 8'' = 203\ mm$ } $= 145\ l$/min.

[1]) Fuller M. L., Contribution to the hydrology of Eastern U. S. Washington 1905. (Water-Supply and Irrigation Paper Nr. 110.)

Tabela Todda; wypływ w galonach U. S. na minutę.
1 galon Stanów Zjedn. A. P. = 3,78531 *l*.

I (wypływ pionowy). II (wypływ poziomy).

Wysokość strumienia *h*	Średnica rury (studni)		Poziomy odstęp *x*	Średnica rury *d* = 2″ = 50,8 *mm*	
				Odstęp pionowy *h*	
	2″ = 50,8 *mm*	3″ = 76,2″		5″ = 152,4 *mm*	12″ = 304,8 *mm*
½″ = 12,7 *mm*	15,80	35,60	6″ = 152,4 *mm*	27,71	19,03
1″ = 25,4 „	22,40	51,40	7″ = 177,8 „	32,33	22,90
2″ = 50,8 „	32,00	71,90	8″ = 203,2 „	37,40	26,18
3″ = 76,2 „	39,20	88,30	9″ = 228,6 „	41,56	29,45
4″ = 101,6 „	45,30	102,00	10″ = 254,0 „	46,18	32,72
5″ = 127,0 „	50,70	113,80	11″ = 279,4 „	50,80	35,99
6″ = 152,4 „	56,50	124,90	12″ = 304,8 „	55,42	39,26
7″ = 177,8 „	59,80	134,90	13″ = 330,2 „	60,03	42,54
8″ = 203,2 „	64,00	144,10	14″ = 355,6 „	64,65	45,81
9″ = 228,6 „	68,00	153,10	15″ = 381,0 „	69,27	49,08
10″ = 254,0 „	71,70	161,80	16″ = 400,4 „	73,89	52,35
15″ = 381,0 „	87,80	197,50	20″ = 508,0 „	92,36	65,44
20″ = 508,0 „	101,60	228,50	25″ = 635,0 „	115,45	81,80
25″ = 635,0 „	114,00	256,40	30″ = 762,0 „	138,54	98,16
30″ = 762,0 „	123,40	277,60	35″ = 889,0 „	161,63	114,52
60″ = 1524,0 „	175,20	394,30	na *x* większe o każdy 1″ = 25,4 *mm* dodać należy po		
96″ = 2438,0 „	222,20	500,00		4,62	3,27
120″ = 3048,0 „	248,70	559,50			
144″ = 3658,0 „	272,20	612,50			

Przy większych średnicach rur (studni) otrzyma się objętość wypływu w gal./min.:

dla $d = 3''$ = 76,2 *mm* przez pomnożenie wyników dla $d = 2''$ przez 2,25
$= 4''$ = 101,6 „ „ „ „ „ $d = 2''$ „ 4,00
$= 4\frac{1}{2}''$ = 114,3 „ „ „ „ „ $d = 2''$ „ 5,06
$= 5''$ 127,0 „ „ „ „ „ $d = 2''$ „ 6,25
$= 6''$ = 152,4 „ „ „ „ „ $d = 2''$ „ 9,00
$= 8''$ = 203,2 „ „ „ „ „ $d = 2''$ „ 16.00

Metoda Thiema wyznaczenia spółczynników i objętości przepływającej w terenie wody gruntowej zastępuje kosztowne pompowanie próbne szeregiem drobniejszych pompowań. W tym celu dzieli Thiem teren wodonośny na partje (I—II—III na fig. 162); w każdej z nich z osobna oznacza kierunek warstwic i nurtu wody gruntowej przy pomocy trzech otworów, na wierzchołkach równoramiennego trójkąta, o bokach około 50—100 *m* długich. Jeden z boków trójkąta stara się ustalić w kierunku nurtu, jak w grupie III. Odległość grup I—II, przy regularnym przebiegu warstwic wody gruntowej itd. około 500—800 *m*; w miejscach zaburzeń 150—200 *m*.

Fig. 162.

W każdej grupie ze znamion zwierciadła wody, zaniwelowanych w trzech otworach, oznacza (przez interpolację) przebieg warstwicy wody gruntowej i kierunek nurtu (fig. 163).

O ile kierunek 1—2 nie jest zgodny z kierunkiem nurtu, lecz zawiera z nim kąt φ, to spadek obliczamy:

$$i = \frac{235{,}72 - 235{,}35}{l \cdot \cos \varphi}.$$

W otworze 2 zakładamy studnię, a na linji nurtu, przechodzącej przez studnię, wykonujemy otwory obserwacyjne 4 i 5 w odstępach a_1 i a_2. O ileby bok 1—2 leżał na kierunku nurtu, możnaby zamiast nowego otworu 5, użyć otworu 1 do obserwacji. Odstęp a_1 powinien wynosić 5—10 m, a_2 — 20—100 m. Im większy spadek, tem mniejsze odstępy te należy dawać.

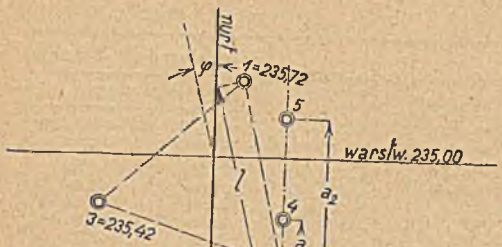


Fig. 163.

W ogólnem równaniu $Q = k \cdot F \cdot i$ przyjmuje Thiem $F = 1\ m^2$; $i = 1$, przy których to warunkach k przedstawia wydajność jednostkową terenu (każdego m^2 przekroju) wodonośnego. Dla tak pojętych warunków, podaje Thiem wartość $k = \varepsilon$. Przy pomocy danych, przedstawionych na fig. 164, (przekrój w kierunku największego spadku, tj. nurtu wody gruntowej, przez studnię 2 i otwory obserwacyjne 4 i 5 [fig. 163]), podaje Thiem dla zwykłej wody gruntowej wartość:

$$\varepsilon = \frac{q\,(\log_n a_2 - \log_n a_1)}{\pi\,(h_1 + h_2)\,(s_1 - s_2)},$$

a dla studni artezyjskiej:

$$\varepsilon = \frac{q \cdot (\log_n a_2 - \log_n a_1)}{\pi \cdot m\,(s_1 - s_2)}.$$

Przed przystąpieniem do pomiarów należy wszystkie otwory dobrze przeprzeczyścić (przepompować przynajmniej przez godzinę). Rury otworów obserwacyjnych 4 i 5 mogą mieć małą średnicę 5—10 cm, byleby na całej długości były dziurkowane.

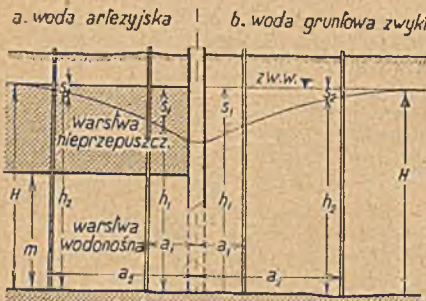


Fig. 164.

Pompowanie uskutecznia się w ten sposób, że objętość q — około 5 l/s, pompuje się pompą ręczną aż do ustalenia się zwierciadła wody (przez parę godzin), utrzymując przynajmniej przez ostatnią godzinę jednostajną ilość q. Wyznaczywszy w ten sposób dla poszczególnych partyj terenu ich ε oraz i, obliczamy dla każdej: $q = \varepsilon \cdot F \cdot i$, przyczem dla wody gruntowej zwykłej $F = L \cdot H$ (dla grupy II na fig. 162: $L = l_1 + l_2$); a dla wody artezyjskiej: $F = L \cdot m$, cała objętość wody badanego terenu:

$$Q = \Sigma\, \varepsilon \cdot F \cdot i.$$

Metoda ta nie może zastąpić nigdy wyników pompowania próbnego. Wartość jej polega natomiast na zbadaniu terenu w większej ilości miejsc, co pozwala na lepsze zbadanie zmiennych warunków lokalnych.

Badania, przeprowadzone w Małopolsce do projektów zaopatrzenia miast w wodę, dały:

w Bielanach nad Wisłą (dla Krakowa) . . . . . $k = 0{,}000812 — 0{,}00085$
w Kostrzu nad Wisłą (dla Krakowa) . . . . . $k = 0{,}00065 — 0{,}00085$
w Świniarsku nad Dunajcem (dla Nowego Sączu) $k = 0{,}00050$ i więcej
w Świerczkowie nad Dunajcem (dla Tarnowa) . . $k =$ średnio $0{,}00075$
w Prałkowcach nad Sanem (dla Przemyśla) . . . $k = 0{,}00035 — 0{,}00122$
w Dulibach nad Stryjem (dla Stryja) . . . . . $k = 0{,}005 — 0{,}007$
w Urożu nad Bystrzycą (dla Drohobycza) . . . . $k = 0{,}00128$
w Czerniowcach nad Prutem (dla Czerniowiec) . . $k = 0{,}00072 — 0{,}00998$

Thiem uważa wartość 0,002 za korzystną, choć jak wyżej i znacznie mniejsze dają dobre wyniki. Zmienne wartości k w tym samym terenie, tłumaczy niejednorodność materjału warstwy wodonośnej, składającej się u nas zazwyczaj z mieszaniny szutru z piaskiem, w rozmaitych, ciągle zmieniających się stosunkach.

Dr. Rosłoński[1]) oznacza porównawczo wydajności poszczególnych terenów wodonośnych przez t. zw. charakterystykę terenu A, stałą dla danego terenu:

$$A = \frac{e}{k} = \text{const.},$$

przyczem $e = \frac{q}{s} = \text{const.}$ oznacza t. zw. cechę wydajności, wprowadzoną przez Thiema, a odpowiadającą rzeczywistości tylko przy studniach artezyjskich. Przy studniach o wolnem zwierciadle, może w przybliżeniu wartość być stałą w tych granicach, gdzie krzywa wydajności zbliża się do prostej (część 1—3 na fig. 152).

W tem zrozumieniu otrzymuje:

dla terenu bielańskiego (Kraków):

$$e = 0{,}004376\ m^3/s \qquad A = \frac{0{,}004376}{0{,}00085} = 5{,}15;$$
$$k = 0{,}00085$$

dla terenu świerczkowskiego (Tarnów):

$$q = 5{,}6\ l/s; \qquad h = 1{,}88\ m; \qquad e = \frac{0{,}0056}{1{,}88} = 0{,}003\ m^3/s;$$
$$k = 0{,}00075 \qquad A = \frac{0{,}003}{0{,}00075} = 4;$$

dla terenu prałkowieckiego (Przemyśl):

$$e = 0{,}0013293\ m^3/s$$
$$k = 0{,}0003 \qquad A = 4{,}433;$$

dla terenu stryjskiego (Stryj):

$$q = 25\ l/s; \qquad h = 0{,}42\ m; \qquad k = 0{,}0056;$$
$$e = \frac{0{,}025}{0{,}42} = 0{,}06\ m^3/s; \qquad A = \frac{0{,}06}{0{,}0050} = 10{,}02;$$

dla terenu urożskiego (Drohobycz):

$$q = 16\ l/s; \qquad h = 1{,}20\ m, \qquad k = 0{,}00124;$$
$$e = \frac{0{,}016}{1{,}20} = 0{,}0133\ m^3/s; \qquad A = \frac{0{,}0133}{0{,}00124} = 10{,}5.$$

Ujęcie wód gruntowych może nastąpić przy pomocy studni szybowych lub rurowych, o ile mamy warstwę wody o znacznej miąższości (kilku m), względnie drenami lub kanałami (sztolniami) — przy warstwach wody cienkich (1—5 m).

Studnie szybowe (fig. 165) wykonuje się zwykle z betonu lub cegły, na zaprawie cementowej, na odpowiednim wieńcu drewnianym, żelaznym lub żelbetowym. Średnice 1,5—4 m. Pobór wody zazwyczaj tylko przez dno; czasem budują je ze szczelinami bocznymi (cegły z otworami, murowane

[1]) Dr. R. Rosłoński, Zbiornik wody gruntowej w Prałkowcach. Prace Pol. Instytutu Geolog. Zeszyt 5. Warszawa 1924.

poprzecznie dreny o małej średnicy, lub szczeliny 2—5 *cm* na pionowych stosunach cegieł. Specjalne szczeliny z filtrami przedstawia fig. 166 (studnia ujmująca w Wasa). Zaletą studni szybowych jest to, że pozwalają przy głęboko położonem zwierciadle wody na zagłębienie w nich pomp (na odpowiednim pomoście), a zarazem przedstawiają pewien zbiornik, zatem i zapas wody. Jest to szczegół ważny przy zaopatrywaniu w wodę grup domów, fabryk itd., do których to celów często studni takich się używa.

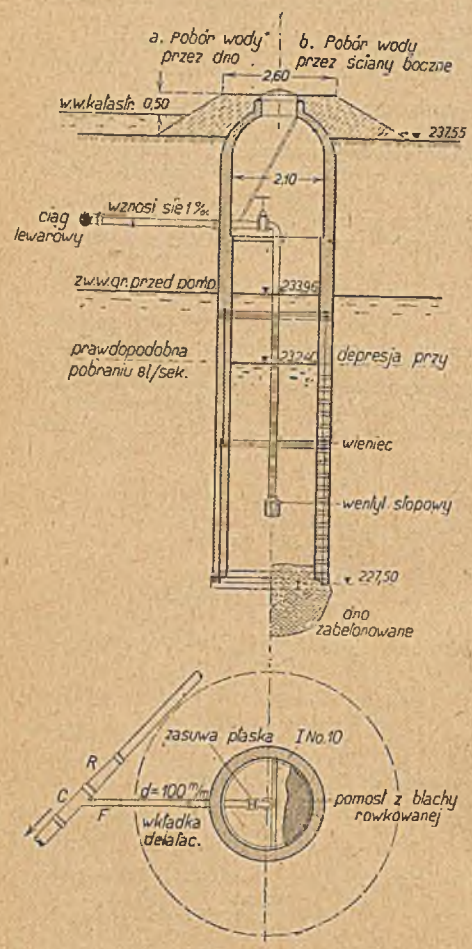


Fig. 165.

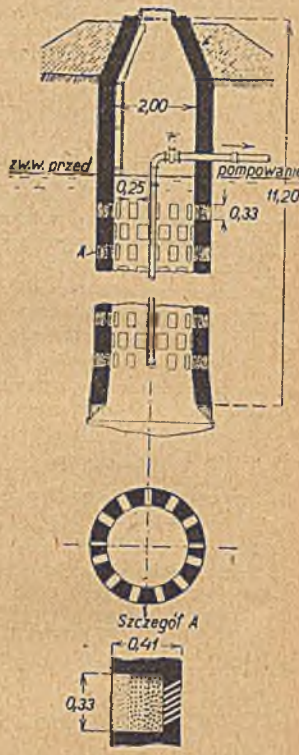


Fig. 166.

Studnie szybowe, pobierające wodę tylko przez dno, odpowiednie są w warstwie wodonośnej o dużej przepuszczalności, przy znacznej miąższości warstwy wodonośnej. Aby pompa nie porywała piasku, przy zbyt wielkich prędkościach wpływu wody, musi być przekrój studni (średnica) odpowiednio dobrana.

Przykład. Z studni szybowej mamy zamiar pobierać $q = 12$ *l/s*. Aby woda nie porywała piasku, stwierdzono, że prędkość w przekroju studni nie może przekraczać 3 *mm/s*.

Zatem przekrój studni: $F = \frac{0{,}012\ m^3}{0{,}003\ m} = 4\ m^2$.

a stąd: $\frac{d^2}{4} \cdot \pi = 4{,}0\ m^2$, czyli $d = 2{,}26\ m$.

W razie zastosowania otworów w murowanych ścianach bocznych studni, można dojść z powierzchnią otworów najwyżej do 10% całej powierzchni płaszcza studni, zanurzonego w wodzie.

W tym wypadku, przy zabetonowanem dnie studni, dla tego samego przykładu obliczylibyśmy średnicę studni następująco:

Potrzebna powierzchnia otworów: $F = \frac{0{,}012\ m^3/s}{0{,}003\ m^3/s} = 4{,}0\ m^2$; uwzględniając spółczynnik kontrakcji 0,7, otrzymujemy: $f' = \frac{4{,}0}{0{,}7} = 5{,}7\ m_2$. Powierzchnia wewnątrz płaszcza studni (przy $m = 0{,}1$, tj. 10% otworów) musi wynosić:

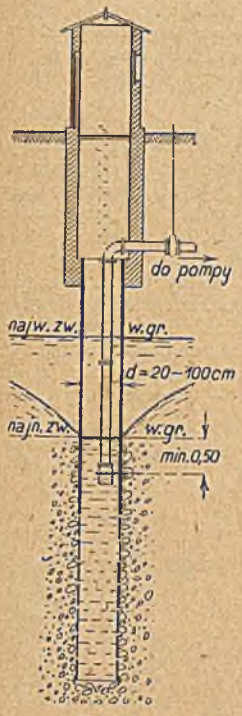


Fig. 167.

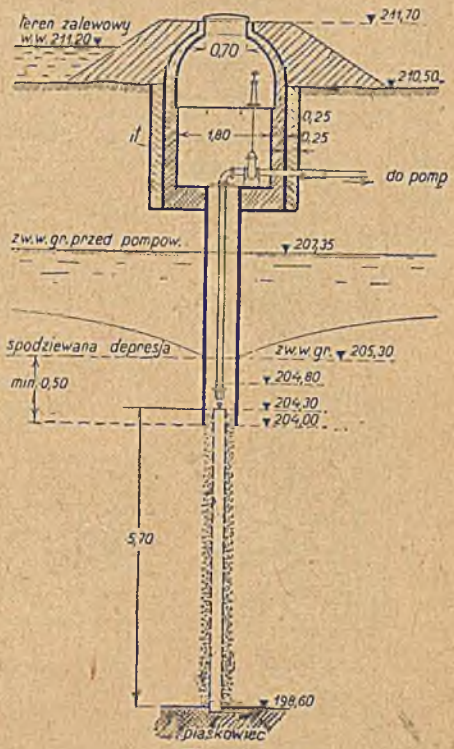

figure_teren zalewowy
w.w. 211,20
211,70
0,70
210,50
1,80
0,25
0,25
do pomp
zw.w.gr.przed pompow.
207,35
spodziewana depresja
zw.w.gr. 205,30
min 0,50
204,80
204,30
204,00
5,70
198,60
piaskowiec

Fig. 168.

$$F = \frac{5{,}7}{0{,}1} = 57\ m^2 = d \cdot \pi \cdot h,$$

gdzie pod h rozumiemy wysokość dziurkowanej ściany, np. $h = 6{,}0\ m$.

Stąd: $$d = \frac{57}{3{,}14 \cdot 6} \cong 3{,}0\ m.$$

Grubość ściany studni g, murowanej z cegły, zależy od średnicy. Przy

$d = 1$–$2\ m$ — $g = 30\ cm$
2–$3\ m$ — $g = 45\ cm$
3–$4\ m$ — $g = 60\ cm$.

Zresztą co do obliczenia wytrzymałości ścian — patrz str. 712.

Częściej stosowane są studnie rurowe (wiercone), o mnieszych średnicach, co jest tem bardziej uzasadnione, że na pobór wody z warstwy wodonośnej wpływa średnica studni w małym tylko stopniu (we wzorach (1) i (2) na str. 148, r — promień studni występuje w funkcji log nat.).

Średnice studni rurowych mierzą od 0,20 do 1,0 *m*. W najprostszem wykonaniu studnia taka składa się z rury płaszczowej, której dolna część jest podziurkowana. Takie wykonanie (fig. 167) zbliża się do typu studni szybowej z dziurkowaną ścianą płaszczową. Typ odpowiedni w gruboziarnistej warstwie czystego złoża, lub w szczelinowatej skale (np. wapiennej), gdzie niema obawy zamulania studni wypłuczynami warstwy (piaskiem itd.).

Tam, gdzie te obawy zachodzą, musi być wstawiany kosz filtrowy, a często i jedno- lub więcejwarstwowy filtr. Typ ten, przedstawiony na fig. 168 (studnia wodociągowa w Wieliczce) i fig. 169 (studnia ujmująca wodociągu lwowskiego w Dobrostanach), znany jest u nas pod nazwą studni krakowskiej. Studnię taką wykonuje się następująco: Przed przystąpieniem do budowy musi być wykonany w miejscu studni otwór wiertniczy, 10—15 *cm* średnicy, celem

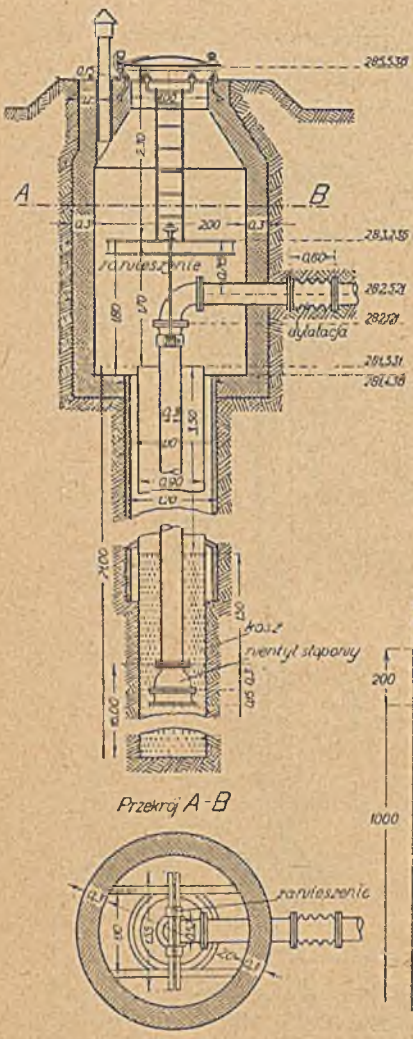


Fig. 169.

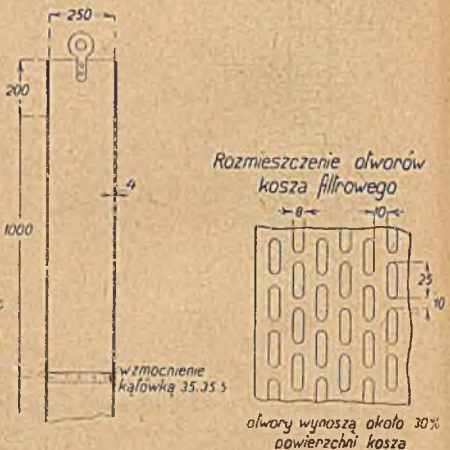


Fig. 170.

oznaczenia dokładnego przebiegu warstwy wodonośnej. Następnie, po ustaleniu dat co do spodziewanej depresji wody gruntowej, wykonuje się szyb około 2,0 *m* głęboki, kopany 2,0 × 2,0 do 2,50 × 2,50 *m*, poczem w środku, przy pomocy wiercenia, zapuszcza się rurę płaszczową, aż do warstwy nieprzepuszczalnej. Po wybraniu z niej całego materjału,

ustawia się centrycznie kosz filtrowy (fig. 170), wykonany zwykle z blachy miedzianej, obustronnie cynowanej, zaopatrzonej w otwory podłużne. Przestrzeń pomiędzy koszem a rurą płaszczową wypełnia się kalibrowanym żwirkiem, o średnicy nieco większej od szerokości otworków (np. 8 *mm*). Można sporządzić też dwie lub trzy warstwy filtrujące, jeżeli wstawi się do środka centrycznie rury z blachy (dachowej) o takich średnicach, aby podzieliły odpowiednio przestrzeń pomiędzy rurą płaszczową a koszem na dwa lub trzy pierścienie (walce), które wypełnia się żwirkiem o odmiennych średnicach, np. przy koszu, $d = 8$ *mm*, w drugiej warstwie $d = 5$ *mm*, a w trzeciej zewnętrznej 3 *mm*. Po założeniu filtra, podciąga się rurę płaszczową tak, aby dolna jej krawędź leżała zawsze conajmniej 0,50 *m* poniżej najniższego spodziewanego zwierciadła wody w czasie pompowania (aby wtedy nie dostawało się powietrze do wody, które np. w złożach, zawierających związki żelaza, manganu, mogłoby je przetworzyć na rozpuszczalne w wodzie, i w ten sposób wodę popsuć).

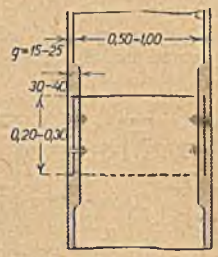


Fig. 171.

Aby rurę płaszczową (laną) łatwo było wyjmować, musi się składać z kawałków 1—2 *m* długich, łączonych na zakładkę i śruby (fig. 171).

Wyjęte kawałki mogą służyć do budowy dalszych studni. O ile studnie leżą w terenie zalewowym w. w., należy ich szyby wyciągnąć w górę tak, aby leżały conajmniej 0,5 *m* ponad najwyższą w. w.

Studni rurowych istnieje dziś bardzo wiele typów, przeważnie patentowanych. Najbardziej typowa studnia Thiema (fig. 172), o średnicach od 150 do 300 *mm* (model z r. 1911 wykonuje huta Lauchhammer w Gröditz koło Riesa), zbudowana z rur lanych, o otworach kwadratowych, owiniętych siatką z drutu miedzianego, z rurą ssącą *A* z blachy miedzianej, zawieszonej na siodełku *B* i rurce *C*, która służy do czerpania wody do prób chemicznych i bakterjologicznych, oraz do oznaczania poziomu zwierciadła wody w studni w czasie pompowania. Część dolna *D*, przeznaczona jest na gromadzenie się piasku.

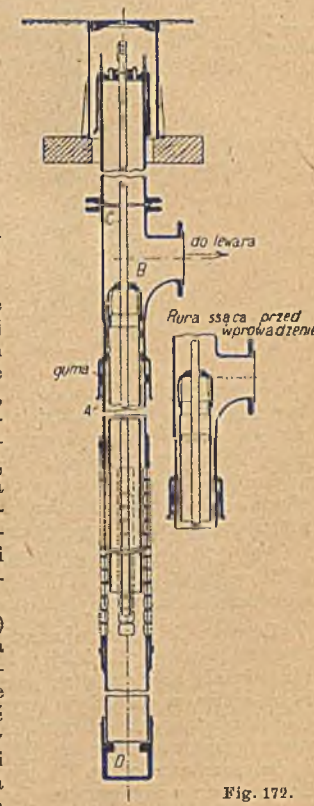


Fig. 172.

Studnia filtrowa norymberska (fig. 173) o czterech warstwach filtrowych, oparta na betonowym bloku, a wykonana w rurze płaszczowej (potem zupełnie usuniętej), podobnie jak studnie krakowskie. Na fig. 173 widać przy połączeniu z rurą lewarową oryginalny wentyl *A*, pozwalający na wyłączanie studni z lewaru. Typ ten nadaje się (ze względu na swój skuteczny filtr) do warstw wodonośnych o drobnoziarnistym piasku.

Studnie zbiorcze. Ujętą przy pomocy podobnych studni wodę odprowadza się osobnym rurociągiem lewarowym do studni zbiorczej. Ponieważ studnia zbiorcza musi pomieścić rury lewarowe, ssące itd., zatem

musi otrzymać większe wymiary. Dlatego zazwyczaj ma kształt studni szybowej. Czasem może i ona pobierać wodę, lecz nie jest to wskazane, gdyż wtedy najłatwiej dostaje się piasek do pomp. Ze względu na ułatwienie dostępu, otrzymują studnie zbiorcze zwykle nadbudowę, albo też umieszcza się je w występie hali pomp. (Przykłady: fig. 174 — projektowana przez autora studnia zbiorcza dla wodociągu w Ciechocinku, fig. 175 — studnia zbiorcza wodociągu lwowskiego w Dobrostanach, która pierwotnie czerpała także wodę z terenu, ale potem przerobiona została na zbiornik (dno zabetonowano).

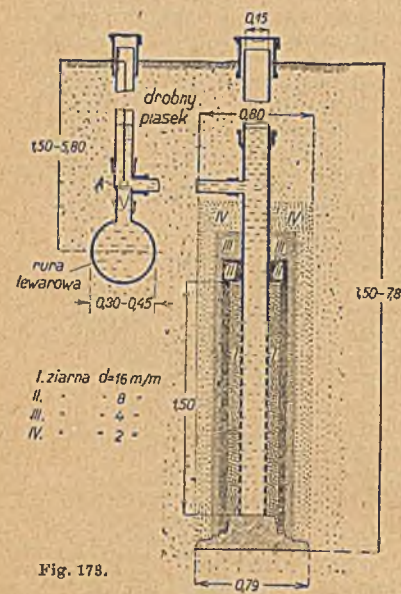


Fig. 173.

Studnie artezyjskie ujmuje się zwykle w rury kute, cynkowane (wiertnicze). Przy głębokich studniach trzeba użyć czasem kilku tur rur, przechodząc od średnicy większej do mniejszej. Bardzo ważnem jest oddzielenie wód poszczególnych poziomów, zwłaszcza, o ileby ze względu na jakość do ujęcia się nie nadawały. Używa się do tego uszczelnienia z iłu, w warstwie szczelnej, rozdzielającej poszczególne piętra wody w formie dobrze ubitego korka (z grud około 10 *cm* średnicy), przez który potem wierceniem przeprowadza się dalej rury o mniejszej średnicy. Używa się też uszczelnień cementowych (1 część cementu : 3 części drobnego piasku), wtłaczanych zwłaszcza pomiędzy tury rur, dla uszczelnienia i wzmocnienia ich wytrzymałości przeciw zgnieceniu.

Sam pobór wody z warstwy wodonośnej o ciśnieniu artezyjskiem urządza się w ten sposób, że na dół daje się na odpowiedniej długości rurę dziurkowaną, lub o ile zachodzi obawa zapiaszczania, lub zamulania — daje się odpowiedni filtr, wykonany z dwóch lub więcej warstw siatki z miedzianego drutu (ocynowanego), o bardzo drobnych oczkach. O ile chodzi o pobór większej ilości wody, niż to daje wypływ samoczynny, można zainstalować odpowiednią pompę (tłokową, t. zw. Sulzerowską, lub t. zw. pompę „mamut", pracującą sprzężonem powietrzem).

Fig. 176 przedstawia studnię artezyjską w Starogardzie, wykonaną w r. 1927 przez Skę akc. M. Łempicki z Sosnowca, razem z koszem filtrowym i umieszczeniem pompy sulzerowskiej.

Lewar. Ze studni ujmujących można wodę pobierać wprost rurociągiem ssącym do pomp. Częściej jednak urządza się połączenie studzien ze sobą i ze studnią zbiorczą przy pomocy rurociągu lewarowego. Ponieważ przepływ wody w rurociągu wymaga odpowiedniego spadku, należy linję studni ujmujących (lewaru) zakładać pod pewnym kątem do warstwic wody gruntowej, aby ten spadek w sposób naturalny otrzymać. Możliwe są dwa rozwiązania: fig. 177, ujęcie wzdłuż warstwic i fig. 178, ujęcie normalnie do warstwic wody gruntowej.

W obu wypadkach mamy dwie gałęzie lewaru, co zabezpiecza, że na wypadek koniecznego wyłączenia jednej z nich, można czerpać wodę z drugiej gałęzi. Wykres zasięgu poszczególnych studni *l*, względnie całego ujęcia *L*, podano linjami kreskowanemi na fig. 177 i 178.

Przekrój podłużny przez linję studni w układzie jak na fig. 178, przedstawia fig. 179. Tu rurociąg lewarowy otrzymuje wznios ku studni zbiorczej około 1‰, aby powietrze, wydobywające się z wody w czasie ssania, mogło ujść do

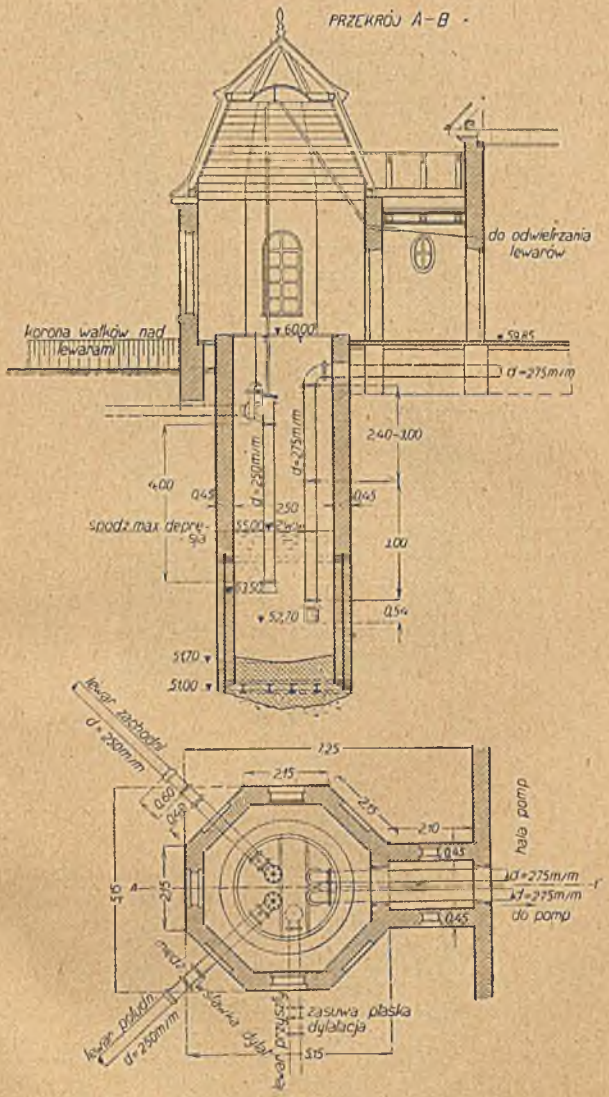


Fig. 174.

t. zw. głowy lewara w studni zbiorczej, skąd usuwa je osobna pompa powietrzna. Przy takim układzie można tak dostosować średnicę rurociągu lewarowego, aby zwierciadło wody w toku pompowania ułożyło się we wszystkich

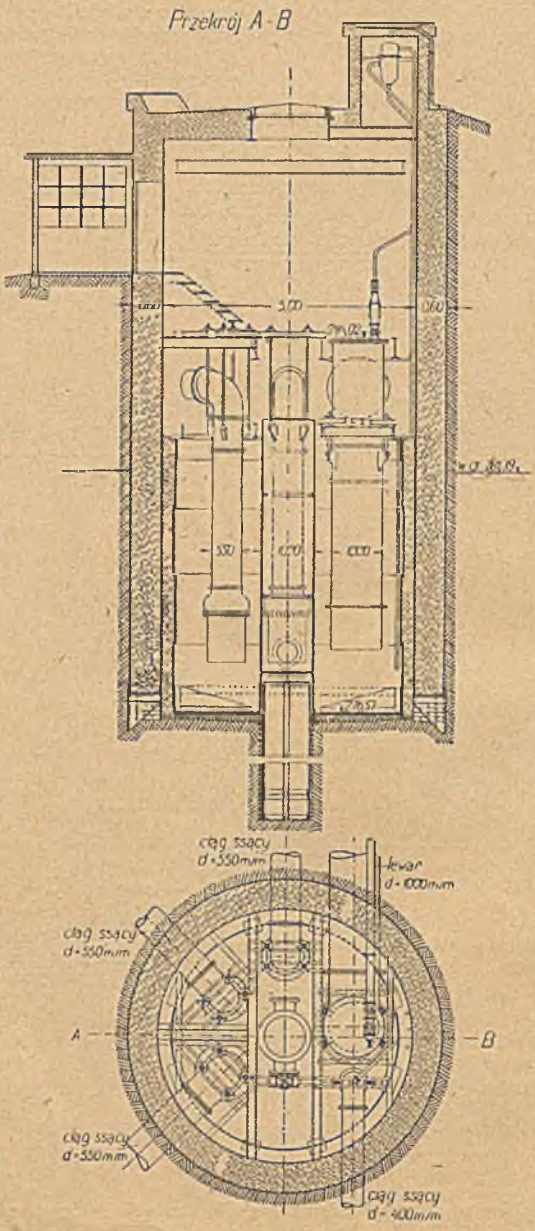

Przekrój A-B
ciąg ssący
d=550mm
kwar
d=1000mm
ciąg ssący
d=550mm
A
B
ciąg ssący
d=550mm
ciąg ssący
d=400mm

Fig. 175.

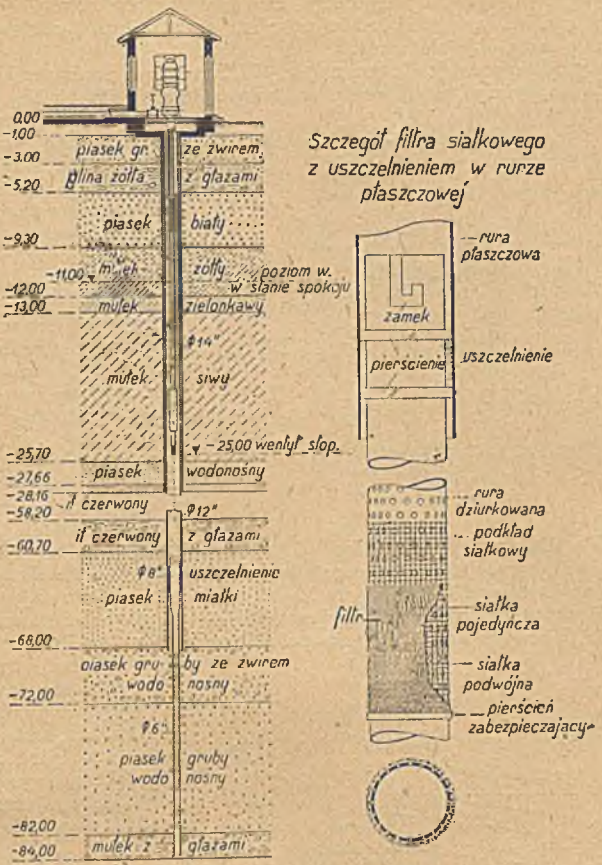


Fig. 176.

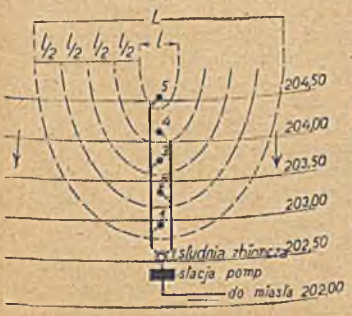


Fig. 177.

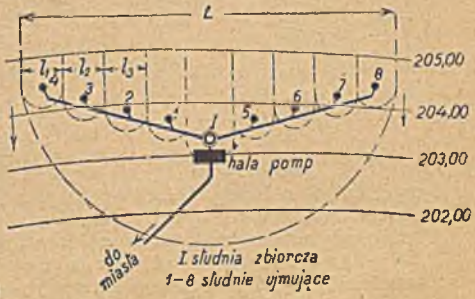


Fig. 178.

studniach równolegle do pierwotnego zwierciadła wody gruntowej. Wtedy depresja s w każdej studni będzie ta sama, zatem każda studnia będzie dawała tę samą objętość wody.

W wypadku, przedstawionym na fig. 177, z reguły w profilu trudno będzie umieścić najwyższy punkt lewaru w studni zbiorczej. Przeciwnie, musi się go urządzić na przeciwnym końcu (fig. 180) lewaru i tam z głowy lewaru ssać powietrze osobnem urządzeniem (pompą o popędzie elektrycznym), albo też osobną rurką połączyć głowę z stacją pompową przy studni zbiorczej.

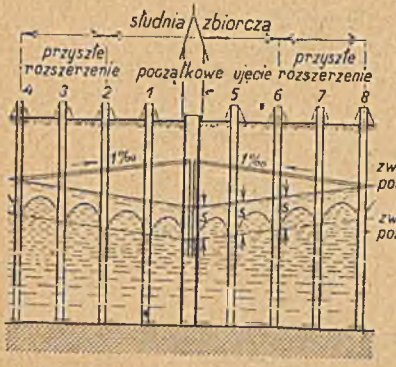
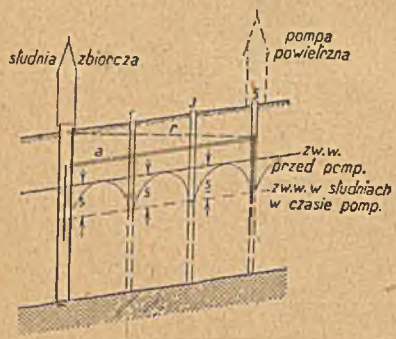


Fig. 179.

Rurociągi lewarowe bywają bardzo długie (ponad 2 *km*). Obliczenie średnic przeprowadzać się pod założeniem, że rurociąg taki ma przeprowadzać całą ilość pompowanej wody, choćby narazie (jak na fig. 179) miały być wykonane nie wszystkie studnie. Obliczenie przeprowadza się dla każdej partji, idąc od studni najdalszej. Jeżeli np. każda studnia ma dawać 10 *l/s*, to ciąg pomiędzy studnią 4—3 obliczymy na 10 *l/s*, ciąg 3—2 na 20 *l/s*, 2—1 na 30 *l/s*, a 1 do studni zbiorczej na 40 *l/s*. Prędkość przepływu nie może przekroczyć 0,50 *m/s*. Głębokość ssania przy pompach tłokowych do 7,0 *m*, przy pompach wirowych do 5,0 *m*.



a = rura lewarowa opada do studni zbiorczej
r = rurka do ssania powietrza wznosi się 1‰ do studni zbiorczej

Fig. 180.

W studni zbiorczej urządzenie głowy lewaru widoczne w fig. 174. Aby przy wysysaniu powietrza z głowy lewaru, nie ssała pompa wody, wyprowadza się rurkę ssącą w formie kabłąka na wysokość do 10 *m* (praktycznie wystarcza 7 do 8 *m*) ponad zwierciadło wody w studni.

Woda z lewaru, którego dolny koniec musi leżeć niżej niż wentyle stopowe w studniach ujmujących, do lewaru włączonych — wlewa się do studni zbiorczej, w następstwie wywołanego w niej przez pompy obniżenia (depresji) zwierciadła wody. Zazwyczaj wystarcza armatura na rurociągach jak na fig. 174. Czasem jednak chodzi o połączenie takie rur ssących (do pomp) z lewarami, aby można było wyłączyć studnię zbiorczą. Schemat takiego połączenia podaje fig. 181 (razem 11 zasuw). Można tu wyłączyć całkiem studnię i np. lewą gałąź lewaru, a brać wodę pompą lewą, z prawej gałęzi lewaru itp.

Ujęcie poziome wody gruntowej. W warstwach wodonośnych o małej miąższości wody, zamiast studni — używamy do ujęcia: drenów, kanałów, lub sztolni. Sączki te należy zakładać na warstwie nieprzepuszczalnej i nadawać im po warstwie odpowiedni spadek, w celu odprowadzenia

ujętej wody. Pożądane średnice nie mniejsze niż 15 *cm* (ze względu na zamulanie). W odstępach co 50 *m* i na załomach linji sączka w rzucie poziomym umieszcza się szyby kontrolne, do umożliwienia czyszczenia.

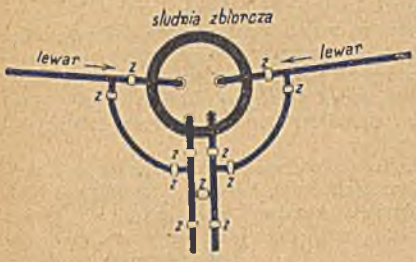


Fig. 181.

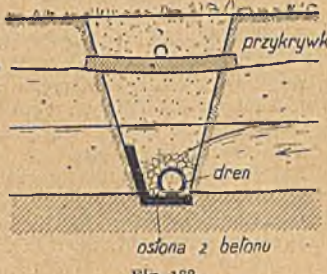


Fig. 182.

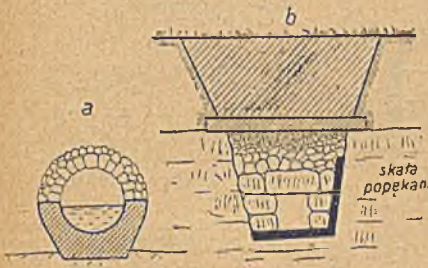


Fig. 183.

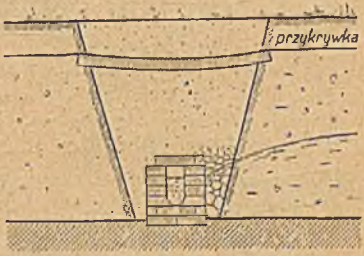


Fig. 184.

Sączek może być wykonany w sposób przedstawiony na fig. 182. W celu zabezpieczenia wykopu nad sączkiem przed wsiąkaniem wody opadowej, zamyka się od góry nasyp warstwą gliny lub iłu, na której układa się dren odwadniający na zewnątrz. Rurę sączkową (dren) obsypuje się warstwą czystego szutru na grubość około 30—50 *cm*. — Jako sączek może służyć kanalik betonowy, z sklepieniem z suchego muru kamiennego (fig. 183 *a* i *b*), lub z cegły (fig. 184). Wreszcie sączki takie mogą otrzymać przekrój przełazowy (kanał z betonu lub z muru kamiennego). Przykład podobnego założenia ssączków w planie sytuacyjnym, podaje fig. 185.

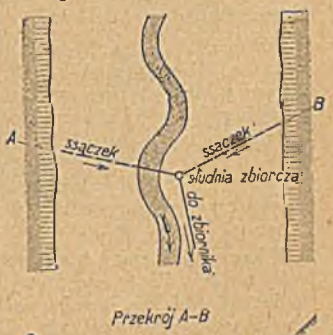


Fig. 185.

Ujęcie źródeł. Źródłem nazywamy miejsce, w którem woda gruntowa w naturalny sposób występuje na powierzchnię terenu. Zależnie od sposobu i przyczyny występowania, dzieli się źródła na rozmaite rodzaje, przeważnie ze stanowiska geologicznego. Ze stanowiska hydrotechnicznego, ważniejszą jest jednak trwałość wydajności źródła, jego temperatura i wpływy opadów atmosferycznych. Stwierdzenie tych wpływów wymaga długotrwałych (nawet wieloletnich)

pomiarów, zwłaszcza w okresach posuchy, tajania śniegów i dużych opadów. Przeważnie woda źródeł jest mało stała, tak co do ilości jak i składu chemicznego itd. W okolicach bardzo przepuszczalnych występuje dużo źródeł, ale zato bardzo wahających (perjodycznych), podczas gdy w obszarach mniej przepuszczalnych, występują źródła rzadziej, ale są bardziej stałe. Zmiany wydatności w rozmaitych okresach w stosunku 1 : 2 — 1 : 10 można uważać za korzystne, zwłaszcza jeżeli maksymalna wydajność źródła ulega znacznemu przesunięciu w stosunku do czasu opadów, tajania śniegu itp. W tym wypadku, woda przebywa dłuższą drogę, lepiej się filtruje, zatem i pod względem chemicznym, a zwłaszcza bakterjologicznym, będzie pewniejsza.

Nie wchodząc w podziały geologiczne (podane w Podręczniku w I. rozdziale), zaznaczam, że w naszych warunkach, źródła występują zwykle w dwóch formach, mianowicie w formie odkrycia warstwy wody gruntowej przez erozję terenu przykrywkowego (fig. 186), względnie jako źródła stokowe, zazwyczaj rumowiskowe, tj. gdzie warstwa wodonośna wychodzi na wierzch, wskutek przecięcia się z terenem (fig. 188).

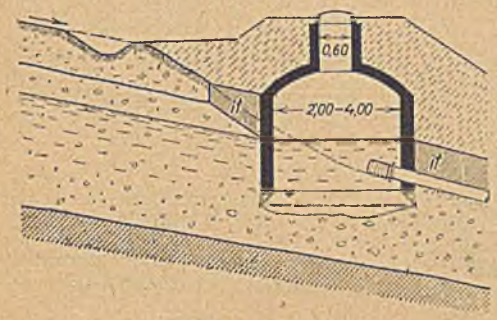


Fig. 186.

W pierwszym wypadku, o ile powierzchnia źródła jest mała, ujęcie polegać będzie na założeniu studni szybowej, o dużej stosunkowo średnicy, z której wodę odprowadza się odpowiednim rurociągiem grawitacyjnie, lub rzadziej — pompuje się w razie potrzeby przez rurę ssącą. Szczególną uwagę zwrócić należy na dokładne uszczelnienie wyerodowanej warstwy przykrywkowej w okolicy ujęcia przy pomocy iłu lub gliny i na odprowadzenie (rowem) wód opadowych, spływających z terenu na ujęcie.

Trudności występują tam, gdzie takie źródło występuje na większej powierzchni, nie dającej się przykryć jedną studnią. Wtedy należy rowem, lub pompowaniem, obniżyć zwierciadło wody w basenie źródła, w następstwie czego wypływy się skoncentrują i mniejsze źródełka znikną. Występujące źródełka należy otoczyć murem (fig. 187), o odpowiednim zarysie i przykryć całość płytą, podpartą w odpowiednich miejscach na filarkach. Dla zabezpieczenia przed wpływami temperatury, przykryć należy ujęcie nasypem, i zaopatrzyć w rurę wentylacyjną.

Ujęcia źródeł stokowych (fig. 188), występujących zazwyczaj na dłuższej linji przecięcia terenu z warstwą wody gruntowej, wymagają zwykle założenia sączka. W tym celu wykonuje się wkop powyżej miejsca występowania źródełek, w formie podłużnego rowu, prostopadłego do kierunku spływu wody gruntowej, na takiej długości, na której ze ścian czoła rowu wypływa woda. Sączek z rury drenowej, obsypany czystym żwirem, zabezpiecza się warstwą betonu, zamykającą odpływ wody w kierunku spływu. Resztę wykopu zasypuje się wydobytym materjałem. Ujętą sączkiem wodę odprowadza się rurą żelazną do szybika zbiorczego.

Rurę drenową (sączkową) należy umieścić na warstwie nieprzepuszczalnej. Tam, gdzie jej osiągnąć nie można, należy oprzeć się na warstwie mniej przepuszczalnej, w formie podanej na fig. 183 *b*). Fig. 189 przedstawia typ bardzo korzystnego szybu zbiorczego, zastosowany przez autora po raz pierwszy do

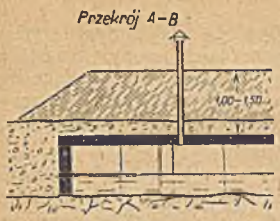


Fig. 187.

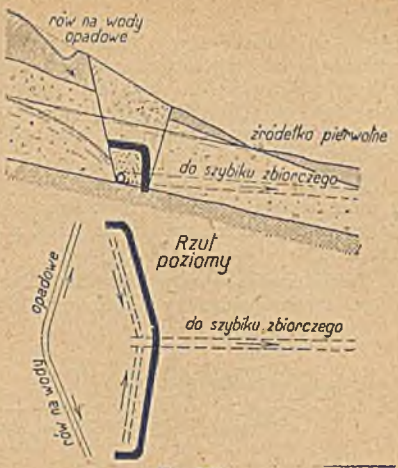
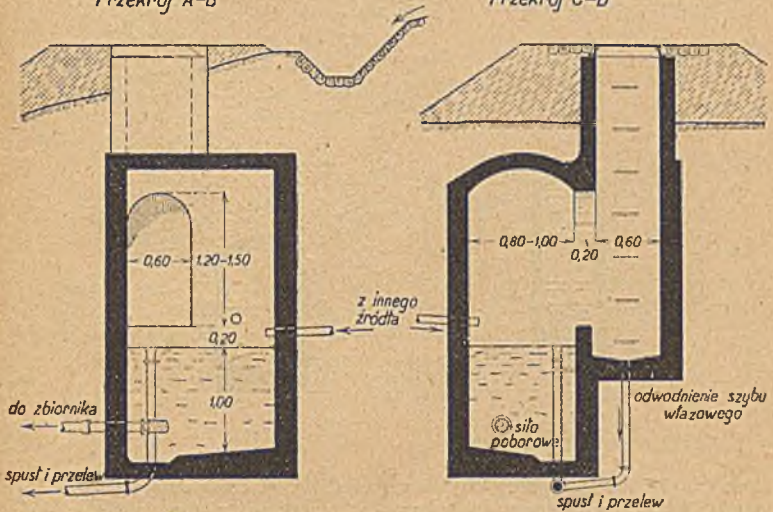


Fig. 188.

Przekrój A–B

Przekrój C–D



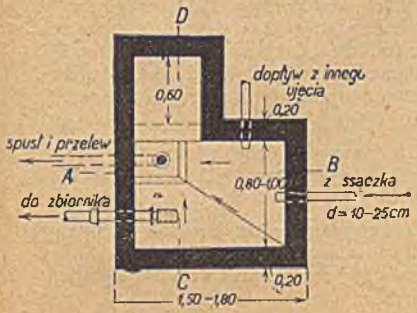


Fig. 189.

ujęcia źródeł wodociągu grawitacyjnego w Krynicy. Umieszczenie szybu włazowego z boku, zabezpiecza przed zanieczyszczaniem wody. Pamiętać należy o odwodnieniu dna tego szybu. Po spuszczeniu wody z komory zbiorczej (po podniesieniu rury przelewowej, koniecznie uchodzącej do rury spustowej) można, przez podstawienie naczynia pod rury z ujęcia (z sączka), pomierzyć wydajność źródeł.

Źródełka takie bywają rozrzucone w dolinach górskich. Z każdego z nich, ujętego osobnym sączkiem z szybikiem zbiorczym, odprowadza się wodę do zbiorniczka źródła niżej położonego, itd., jak zaznaczono na fig. 190.

Źródła skalne wymagają zakładania sączków w formie sztolni (galeryj), kutych w sposób górniczy w skale (fig. 191), albo też zakładanych w wykopach

Fig. 190.

Fig. 191.

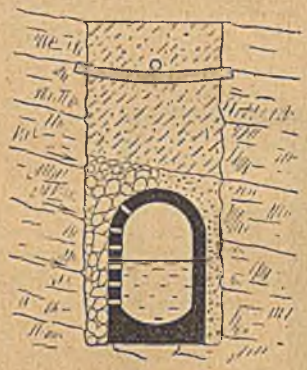


Fig. 192.

skalnych (fig. 192). Wymiary zwykle przechodowe, tj. conajmniej 1,50 × 0,70, lepiej 2,0 × 1,0. Od strony dopływu wody, przestrzeń między ścianą sztolni a skałą, wypełnia się kamieniem łamanym.

Sztolnie takie zbiera się w komorze zbiorczej, której typ podaje fig. 193 (ujęcie źródeł dla wodociągu w Baden-Baden). Wodę źródlaną ujmuje kanalik betonowy *a*. Cała długość sztolni ujmujących mierzy 1200 *m*; leżą one przeciętnie 5,0 *m* pod terenem.

IV. Rurociągi. Ujętą wodę należy doprowadzić do miejsc zużycia. Do tego celu służą rurociągi zamknięte, a wyjątkowo tylko (ze względów higjenicznych) — kanały otwarte.

Będziemy zatem mieli rurociąg główny, grawitacyjny lub pompowy, doprowadzający wodę z ujęcia zwykle do zbiornika miejskiego, oraz miejską sieć wodociągową, rozprowadzającą wodę ze zbiornika i z głównego rurociągu wzdłuż poszczególnych ulic i placów.

Koszt rurociągu głównego i sieci miejskiej jest zwykle dominującą częścią kosztów całego wodociągu. Dlatego racjonalne obliczenie wymiarów rurociągów jest bardzo ważne.

Przepływ wody, o stałej objętości Q, rurociągiem o stałym przekroju kołowym F, o średnicy d, powoduje stratę ciśnienia h, którą na znaczniejszej

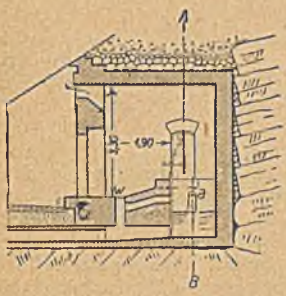


Fig. 193.

długości l przedstawia (fig. 194) stosunek:

$$i = \frac{h}{l} \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

zwany jednostkową stratą ciśnienia. Stąd strata cała h, na długości l:

$$h = l \,.\, i.$$

Średnią prędkość przepływu wody w kanałach otwartych, jak i w zamkniętych rurociągach, określa równanie:

$$v = k\sqrt{r \,.\, i} \quad \ldots\ldots (2)$$

w którem k oznacza spółczynnik tarcia wody o ściany rurociągu, zależny od stanu tych ścian (szorstkości), od prędkości v, i od promienia hydraulicznego r, przyczem:

$$r = \frac{F}{p} = \frac{\text{zwilżona powierzchnia przekroju}}{\text{zwilżony obwód przekroju}}.$$

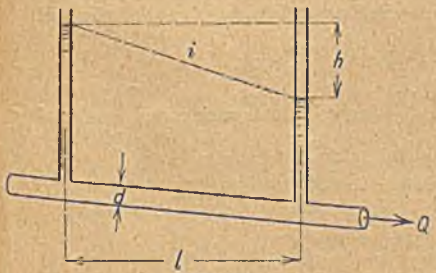


Fig. 194.

Dla przekroju kołowego:

$$r = \frac{\frac{d^2}{4} \,.\, \pi}{d \,.\, \pi} = \frac{d}{4}.$$

Z równania (2):

$$i = \frac{v^2}{k^2 \,.\, r} \quad \ldots (2a)$$

Ponadto w myśl zasadniczego przyjęcia:

$$Q = F \,.\, r = F \,.\, k\sqrt{r \,.\, i} \quad \ldots\ldots\ldots (3)$$

$$i = \frac{Q^2}{F^2 \,.\, k^2 \,.\, r} \quad \ldots\ldots\ldots (3a)$$

Dla rurociągów żelaznych, o przekroju kołowym, przyjmujemy spółczynnik k u nas (i w środkowej Europie) najczęściej według wzoru szwajcarskiego inżyniera Kuttera:

$$k = \frac{100\sqrt{d}}{2\delta + \sqrt{d}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

przy przyjęciu:

dla rur żelaznych nowych . . . . . $\delta = 0{,}15$
„ „ „ nieco inkrustowanych . . . . . $\delta = 0{,}20$
„ „ „ starych, silnie inkrustowanych . . . . . $\delta = 0{,}25$
„ „ betonowych i kamionkowych, zależnie od stanu ich ścian $\delta = 0{,}30—0{,}35$.

(Wartości cyfrowe na k podano w tabl. na str. 1672.)

Powszechnie oblicza się rurociągi żelazne na długi okres trwania, zatem musi się uwzględniać powstającą w tym okresie inkrustację. Dlatego dla wodociągów liczy się zwykle k, pod przyjęciem $\delta = 0{,}25$, które to przyjęcie zgadza się bardzo dobrze z wynikami doświadczeń przy rurach starych, o średnicach większych ponad 100 *mm*, a jeszcze lepiej ponad 200 *mm*. W rurociągu nowym z początku opory będą mniejsze. — Dla średnic poniżej 200 *mm*, przyjęcie to daje k (zatem i v) mniejsze niż w rzeczywistości; licząc zatem tym wzorem, postępujemy ostrożnie. Ponieważ jednak inkrustacje w rurach o małych średnicach, wywierają na przepływ wody większy wpływ niż w dużych (z powodu znaczniejszego stosunkowo zmniejszenia przekroju zwilżonego), zatem także i dla średnic poniżej 200 *mm*, a zwłaszcza poniżej 100 *mm*, liczenie przy pomocy wzoru Kuttera, daje dobre wyniki praktyczne.

Z równania (2): $v^2 = k^2 . r . i$

otrzymujemy po wstawieniu:

$$r = \frac{d}{4}; \qquad \therefore i = \frac{4}{k^2} \cdot \frac{v^2}{d} = \lambda_1 \frac{v^2}{d} \quad \ldots\ldots\ldots (5)$$

Podobnie z równania (3): $Q^2 = F^2 . k^2 . r . i$

po wstawieniu: $F = \frac{d^2}{4} . \pi; \qquad r = \frac{d}{4},$

otrzymujemy: $$i = \frac{64}{\pi^2 . k^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5} = \lambda \frac{Q^2}{d^5} \quad \ldots\ldots\ldots (6)$$

względnie ogólnie: $i = F(Q . d).$

W tej formie podali rozmaici autorowie, na podstawie przeprowadzonych doświadczeń, szereg wzorów empirycznych dla rur żelaznych wodociągowych:

1. Prony (1804) . . $i = 0{,}00088 \frac{Q}{d^3} + 0{,}00226 \frac{Q^2}{d^5}$;

2. Dupuit (1855) . . $i = 0{,}0025 \frac{Q^2}{d^5}$ (rury inkrustowane);

(identyczny wzór podał także Eitelwein);

3. Darcy (1862) . . $i = \left(\frac{0{,}001643}{d^5} + \frac{0{,}0000419}{d^6}\right) Q^2$ (rury nowe);

$i = \left(\frac{0{,}003286}{d^5} + \frac{0{,}0000838}{d^4}\right) Q^2$ (rury inkrustowane);

4. Sévy (1867) . . . $i = 0{,}00242 \frac{Q^2}{d^{5{,}33}}$ (rury inkrustowane)

5. Flamant (1892) . $i = 0{,}00140 \frac{Q^{1{,}75}}{d^{4{,}75}}$.

Dalsze wzory podano w I. tomie „Podręcznika“, str. 516—520.

We Francji używają powszechnie do obliczania rurociągów wzoru Darcy'ego, względnie Flamant'a przy średnicach do 1,0 *m*, oraz wzoru Sévy'ego przy średnicach większych ponad 1,0 *m*.

Z równania (5) i (6) otrzymamy:

$$i = \frac{h}{l} = \lambda_1 \frac{v^2}{d} = \lambda \frac{Q^2}{d^5} \quad \ldots\ldots\ldots (7)$$

przyczem: $\lambda_1 = \frac{4}{k^2}$; $\lambda = \frac{64}{\pi^2 . k^2} = \frac{6{,}48455}{k^2}$;

$$\lambda_1 = 0{,}617\,\lambda; \qquad \lambda = 1{,}621\,\lambda_1.$$

Wartości cyfrowe λ_1 i λ dla rur handlowych podane są w tabl. na str. 1672.

Strata ciśnienia h, na długości rurociągu L, przy stałej objętości przepływu Q, według wzorów (1) i (7) wynosić będzie:

$$h = i . L = \lambda_1 . \frac{v^2}{d} . L = \lambda \frac{Q^2}{d^5} . L \quad \ldots\ldots\ldots (8)$$

Linja przedstawiająca przebieg tych strat w czasie przepływu wody (linja ciśnienia hydrodynamicznego) będzie w tym wypadku prostą $A—B$ (fig. 195), podczas gdy w razie zamknięcia np. zasuwy na dolnym końcu (zatem po ustaniu przepływu wody), ciśnienie w rurociągu ułoży się do wysokości zwierciadła wody w zbiorniku, tj. do linji ciśnienia hydrostatycznego.

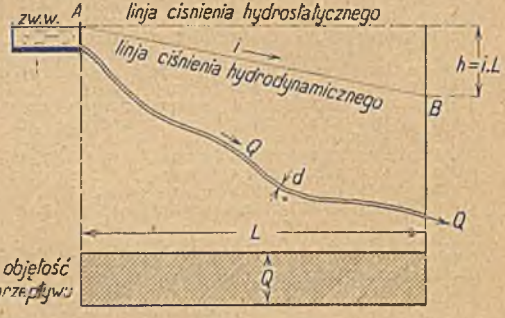


Fig. 195.

W celu ułatwienia obliczeń rachunkowych podają rozmaici autorowie tabele, wykresy i nomogramy, zestawione według odpowiednich wzorów. Taki sam cel ma tabela podana na str. 1672, w której zestawiłem dla średnic rurociągów, wyrabianych według norm (handlowych): powierzchnię przekroju F, a następnie według używanego u nas najczęściej wzoru Kuttera (4), wartości k, λ, λ_1, oraz przy przyjętym spadku (stracie ciśnienia):

$$i = 0{,}01$$

obliczone prędkości v (wzór 2) i objętości Q (wzór 3). Ponadto zestawiono kwadraty cyfr, które w rachunkach w kwadratach występują.

Obliczenie prędkości i objętości wody przy spadku i_1, innym niż przyjęty $i = 0{,}01$, opiera się na założeniu, że w tej samej rurze, przy spadku i,

prędkość przepływu: $v_1 = k\sqrt{r . i_1}$,

objętość przepływająca: $Q_1 = F . k\sqrt{r . i_1}$.

Stąd zaś ze stosunku: $\frac{Q_1}{Q} = \frac{F . k\sqrt{r . i_1}}{F . k\sqrt{r . i_1}}$, przy $i = 0{,}01$,

$$Q_1 = 10 . Q\sqrt{i_1} \quad \ldots\ldots\ldots (9)$$

analogicznie: $$v_1 = 10 . v . \sqrt{i_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

a z równania (9) i (10) $$i_1 = \frac{v_1^2}{100 . r} = \frac{Q_1^2}{100 . Q^2} \quad \ldots\ldots \quad (11)$$

Tablica I. (dla rur używanych).

d Średnica mm	F Pow. przekroju m^2	Według wzoru Kuttera (4), $\delta = 0{,}25$							
		ε wzór (4)	k^2	λ_1 wzór (5)	λ wzór (6)	przy $i = 0{,}01$			
						v m/s	v^2	Q l/s	Q^2
40	0,00126	28,57	816,2	0,00490	0,007944	0,286	0,082	0,360	0,130
50	0,00196	30,90	954,8	0,00419	0,006791	0,345	0,119	0,678	0,460
60	0,00283	32,88	1081,1	0,00370	0,006000	0,403	0,162	1,138	1,29
70	0,00385	34,61	1197,9	0,00334	0,005412	0,458	0,209	1,862	3,43
80	0,00503	36,13	1305,3	0,00307	0,004967	0,511	0,261	2,568	6,49
90	0,00636	37,50	1406,2	0,00284	0,004611	0,563	0,317	3,580	12,82
100	0,00785	38,74	1500,8	0,00267	0,004320	0,612	0,374	4,806	23,10
125	0,01227	41,42	1715,4	0,00232	0,003702	0,731	0,534	8,971	80,48
150	0,01767	43,66	1905,3	0,00210	0,003404	0,845	0,714	14,93	222,9
175	0,02405	45,57	2076,6	0,00192	0,003124	0,952	0,906	22,90	524,4
200	0,03142	47,21	2228,8	0,00180	0,002905	1,055	1,113	33,15	1098,9
225	0,03976	48,68	2369,7	0,00169	0,002736	1,154	1,331	45,88	2105,0
250	0,04909	50,00	2500,0	0,00160	0,002594	1,250	1,562	61,36	3765,0
275	0,05940	51,19	2620,4	0,00152	0,002473	1,339	1,793	79,51	6321,8
300	0,07069	52,28	2733,2	0,00146	0,002373	1,432	2,051	101,23	10247
325	0,08296	53,24	2834,5	0,00141	0,002288	1,518	2,304	125,93	15851
350	0,09621	54,20	2937,6	0,00136	0,002208	1,603	2,570	154,22	24155
375	0,11045	55,05	3030,5	0,00132	0,002140	1,685	2,839	186,06	34614
400	0,12566	55,86	3119,2	0,00128	0,002079	1,765	3,116	221,79	49191
425	0,14186	56,60	3203,5	0,00125	0,002025	1,845	3,404	261,73	68502
450	0,15904	57,30	3284,2	0,00122	0,001975	1,922	3,694	305,67	93434
475	0,17720	57,96	3359,3	0,00119	0,001931	1,997	3,988	353,90	125250
500	0,19635	58,58	3431,6	0,00117	0,001890	2,071	4,289	406,65	165360
550	0,23758	59,73	3567,7	0,00112	0,001818	2,215	4,906	526,22	276900
600	0,28274	60,77	3693,0	0,00109	0,001756	2,354	5,541	665,48	442800
650	0,33183	61,72	3809,4	0,00105	0,001702	2,488	6,190	825,72	681810
700	0,38485	62,59	3917,5	0,00102	0,001655	2,618	6,854	1007,2	1014460
750	0,44179	63,40	4019,5	0,00099	0,001613	2,747	7,546	1213,4	1472300
800	0,50266	64,14	4113,9	0,00097	0,001576	2,869	8,231	1441,9	2079100
900	0,63617	65,49	4289,0	0,00093	0,001512	3,108	9,647	1976,1	3905000
1000	0,78540	66,67	4444,9	0,00090	0,001459	3,333	11,11	2617,4	6850300
1100	0,95033	67,72	4586,0	0,00087	0,001414	3,548	12,59	3301,8	11302000
1200	1,13097	68,66	4714,2	0,00085	0,001375	3,761	14,14	4253,3	18090500
1500	1,76715	71,01	5042,4	0,00080	0,001290	4,348	18,90	7684,3	59048000
2000	3,14159	73,88	5458,3	0,00073	0,001190	5,224	27,29	16412,0	269350000

Przykłady użycia tablicy:

1. Rurociągiem o długości 12 500 m ma być tłoczone $Q_1 = 120\ l/s$ przy pomocy agregatu pompowego parowego. Przyjmuję $v_1 = 0{,}60\ m/s$, stąd potrzebne $F = \frac{Q_1}{v_1} = \frac{0{,}120\ m^3}{0{,}60} = 0{,}2\ m^2$. Z tabeli może wchodzić w grę $d = 500\ mm$ — $F = 0{,}19635\ m^2$.

Rzeczywista prędkość:

$$v_1 = \frac{0{,}120\ m^3}{0{,}19635\ m^2} = 0{,}611\ m/s.$$

Rurociąg o średnicy 500 *mm* przeprowadza przy $i = 0{,}01$, $Q = 406{,}65$ *l/s*; zatem według wzoru (11), strata spadku przy $Q_1 = 120$ *l/s*:

$$i_1 = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{120^2}{100 \cdot 406{,}65^2} = 0{,}0008708,$$

względnie:

$$i_1 = \frac{v_1^2}{100 \cdot v^2} = \frac{0{,}611^2}{100 \cdot 2{,}071^2} = 0{,}0008704.$$

Zatem strata na całej długości rurociągu:

$$h = L \cdot i = 12\,560 \cdot 0{,}00087 = 10{,}93\ m.$$

2. Obliczyć średnicę rurociągu grawitacyjnego, o długości 6750 *m*, w celu doprowadzenia ze źródła 18 *l/s* do zbiornika, w którym zwierciadło wody leży o 34,50 *m* niżej niż w źródle.

Tu: $$i_1 = \frac{34{,}50\ m}{6750\ m} = 0{,}0051.$$

Aby użyć tabeli, musimy przeliczyć przy pomocy wzoru (9) jakiej objętości Q przy $i = 0{,}01$ — odpowiada $Q_1 = 18$ *l/s* — przy $i_1 = 0{,}0051$.

$$Q_1 = 10 \cdot Q \sqrt{i_1}, \quad \text{a stąd:} \quad Q = \frac{Q_1}{10 \cdot \sqrt{i_1}},$$

zatem:

$$Q = \frac{18}{10\sqrt{0{,}0051}} = 25{,}3\ l/s.$$

Zbliżone objętości według tabeli prowadzą:

$$d = 175\ mm, \quad Q = 22{,}90\ l/s;$$
$$d = 200\ mm, \quad Q = 33{,}15\ l/s.$$

W naszym wypadku, z średnic handlowych, najbliższą możliwą jest $d = 200\ mm$ — o $F = 0{,}03142\ m^2$. O ileby*my obrali zatem $d = 200\ mm$, to przy $Q_1 = 18$ *l/s* rzeczywista prędkość:

$$v_1 = \frac{0{,}018\ m^3}{0{,}03142\ m^2} = 57\ m/s$$

a strata spadku:

$$i = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{18^2}{100 \cdot 33{,}15^2} = 0{,}003$$

czyli na całej długości rurociągu:

$$h = 6750 \cdot 0{,}003 = 20{,}25.$$

A ponieważ różnica wysokości między źródłem a zbiornikiem wynosi jak wyżej 34,50 *m* — możnaby podnieść położenie zbiornika o $34{,}50 - 20{,}25 = 14{,}25\ m$, o ileby to przyniosło korzyść w sieci, albo też zachowując pierwotne warunki, mieć rezerwę w rurociągu na przeprowadzenie w przyszłości większej ilości wody niż 18 *l/s* — a mianowicie aż do objętości 25,3 *l/s*.

Używany powszechnie we Francji wzór Flamant'a [1]):

$$d \cdot i = 0{,}00092 \sqrt[4]{\frac{v^7}{d}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12)$$

oparty na przeszło 500 pomiarach, dokonanych we Francji i Anglji, można napisać w formie:

$$i = m \cdot Q^{\frac{7}{4}}$$

przyczem:

$$m = 0{,}00092 \sqrt[4]{\left(\frac{4}{\pi}\right)^7} \cdot \frac{1}{\sqrt[4]{d^{19}}} = 0{,}00141\ d^{-\frac{19}{4}} \quad \ldots\ldots (12a)$$

Dla tej formy wzoru podaje poniższa tablica II, dla średnic handlowych wartość m, a tablica III, dla objętości Q — odpowiadające wartości $\frac{m}{i}$, względnie $\frac{i}{m}$.

[1]) Annales des Ponts et Chaussées 1892.

Tablica II. (Flamant'a).

d mm	m	d mm	m	d mm	m	d mm	m
10	4427000	150	11,5	400	0,107	800	0,0040
25	57100	175	5,56	425	0,082	900	0,0023
40	6100	200	2,93	450	0,062	1000	0,00141
50	2100	225	1,68	475	0,048	1100	0,00089
60	890	250	1,01	500	0,0377	1200	0,00059
70	430	275	0,65	550	0,0240	1500	0,00020
80	227	300	0,43	600	0,0158	2000	0,000048
90	130	325	0,31	650	0,0108		
100	79	350	0,205	700	0,0076		
125	27,5	375	0,149	750	0,0055		

Przykłady użycia tablic Flamant'a:

1. Rozwiązać zadanie podane str. 1672:

$$Q = 120\ l/s;\quad \text{przyjmuję}\quad v = 0{,}60\ m/s.$$

Potrzebny przekrój: $$F = \frac{0{,}120\ m^3/s}{0{,}60\ m/s} = 0{,}2\ m^2$$

czyli handlowa średnica $d = 500\ m/m$ — $F = 0{,}19635\ m^2$, rzeczywiste $v = 0{,}611\ m/s$.

Z tablicy III. (Flamant'a): dla $Q = 120\ l/s$ — $\frac{k}{i} = 41$,

„ „ II. „ dla $d = 500\ mm$ — $m = 0{,}0377$,

zatem strata ciśnienia:

$$i = \frac{m}{41} = \frac{0{,}0377}{41} = 0{,}0009$$

(w stosunku do otrzymanego według Kuttera $i_1 = 0{,}00087$);

zatem: $$h = 12\,600 \cdot 0{,}0009 = 11{,}34\ m$$

(według tablicy I. było $h = 10{,}93\ m$).

2. Rozwiązać zadanie, podane na str. 1673:

$$Q = 18\ l/s;\quad L = 6750\ m,\quad h = 34{,}50\ m;\quad \text{zatem:}\quad i = \frac{34{,}50}{6750} = 0{,}0051.$$

Z tablicy III.: dla $Q = 18\ l/s$; $\frac{m}{i} = 1300$,

a ponieważ: $$i = 0{,}0051,$$

zatem: $$m = 1300 \cdot 0{,}0051 = 6{,}63.$$

Tej zaś wartości na m, odpowiada w tablicy II. najbliżej ze średnic handlowych $d = 175\ mm$, przy $m = 5{,}56$ (zamiast obliczonej według Kuttera $d = 200\ m/m$).

Tu otrzymujemy zatem różnicę większą, co uwidacznia w przykładzie, że wartość $\delta = 0{,}25$ we wzorze Kuttera, daje dla średnic poniżej 200 mm wyniki zanadto ostrożne.

3. Ile wynosić będzie strata ciśnienia na długości 2000 m b. rurociągu, o średnicy 300 mm, przy przepływie 28 l/s?

Według tablicy III.: dla $Q = 28\ l/s$ . . . $\frac{i}{m} = 0{,}00192$;

„ „ II.: dla $d = 300\ mm$ . . . $m = 0{,}43$;

stąd: $$i = \frac{i}{m} \cdot m = 0{,}00192 \cdot 0{,}43 = 0{,}00083,$$

a na długości 2000 m b.: $$h = 0{,}00083 \cdot 2000 = 1{,}66\ m.$$

Tablica III. (Flamant'a).

Q l/s	$\frac{m}{i}$	$\frac{i}{m}$	Q l/s	$\frac{m}{i}$	$\frac{i}{m}$
0,10	10000000	0,000000100	20,0	940	0,00106
0,12	7268000	0,000000138	22,0	796	0,00126
0,14	5550000	0,000000180	24,0	688	0,00147
0,16	4393000	0,000000228	26,0	594	0,00168
0,18	3573000	0,000000280	28,0	522	0,00192
0,20	2973000	0,000000337	30,0	462	0,00215
0,22	2516000	0,000000398	35,0	353	0,00283
0,24	2161000	0,000000463	40,0	280	0,00358
0,26	1878000	0,000000532	45,0	227	0,00440
0,28	1650000	0,000000606	50,0	189	0,00529
0,30	1462000	0,000000685	55,0	160	0,00625
0,35	1117000	0,000000900	60,0	137	0,00727
0,40	884000	0,00000113	65,0	120	0,00837
0,45	719000	0,00000139	70,0	105	0,00953
0,50	598000	0,00000167	75,0	93	0,0107
0,60	435000	0,00000230	80,0	83	0,0120
0,70	332000	0,00000301	90,0	68	0,0148
0,80	263000	0,00000380	100,0	56	0,0178
0,90	214000	0,00000469	110	48	0,0210
1,00	178000	0,00000562	120	41	0,0245
1,2	129000	0,00000775	130	36	0,0281
1,4	99000	0,0000101	140	31	0,0320
1,6	78000	0,0000128	150	28	0,0361
1,8	64000	0,0000157	160	24,7	0,0405
2,0	53000	0,0000189	170	22,2	0,0450
2,2	45000	0,0000224	180	20,1	0,0497
2,4	38000	0,0000261	190	18,3	0,0546
2,6	33400	0,0000299	200	16,7	0,0599
2,8	29300	0,0000341	210	15,35	0,0652
3,0	26000	0,0000385	220	14,15	0,0707
3,5	19900	0,0000505	230	13,09	0,0764
4,0	15700	0,0000637	240	12,05	0,0822
4,5	12800	0,0000781	250	11,31	0,0884
5,0	10600	0,0000943	260	10,56	0,0947
6,0	7700	0,000129	280	9,28	0,108
7,0	5900	0,000170	300	8,22	0,122
8,0	4670	0,000214	350	6,28	0,159
9,0	3810	0,000263	400	4,97	0,201
10,0	3160	0,000316	450	4,04	0,247
11,0	2680	0,000374	500	3,36	0,297
12 0	2300	0,000435	550	2,85	0,351
13 0	2000	0,000500	600	2,44	0,409
14,0	1760	0,000570	650	2,12	0,470
15,0	1560	0,000643	700	1,87	0,535
16,0	1390	0,000720	750	1,65	0,605
17,0	1250	0,000800	800	1,48	0,677
18,0	1300	0,000885	900	1,20	0,832
19,0	1030	0,000972	1000	1,00	1,000

To samo zadanie według tablicy I. (autora, str. 1072):

$$Q_1 = 28\ l/s.$$

Rurociągiem $d = 300\ mm$, przy $i = 0{,}01$, według tablicy I. przepływa:

$$Q = 101{,}23\ l/s; \quad Q^2 = 10247.$$

Zatem według wzoru (11):

$$i_1 = \frac{28^2}{100 \cdot 10247} = 0{,}00077,$$

a na długości 2000 m b.:

$$h = 0{,}00077 \cdot 2000 = 1{,}54\ m,$$ w stosunku do $h = 1{,}60\ m$ według Flamant'a.

Wszystkie powyższe wzory odnoszą się do **stałej** objętości przepływającej wody i do **stałego** przekroju (średnicy) rurociągu. Jeżeli natomiast rurociąg o stałej średnicy d, oddaje po drodze w rozmaitych punktach objętości $q_1, q_2 \ldots$, to strata ciśnienia da się obliczyć przez zastosowanie wzoru (8) osobno do każdej części rurociągu $l_1, l_2 \ldots l_n$ i przepływających w nich objętości Q_1, $Q_2 \ldots Q_n$ (fig. 196). Wtedy linja ciśnienia hydrodynamicznego będzie linją łamaną $A - B - C - D - E$, przyczem $H = \Sigma l \,.\, i$.

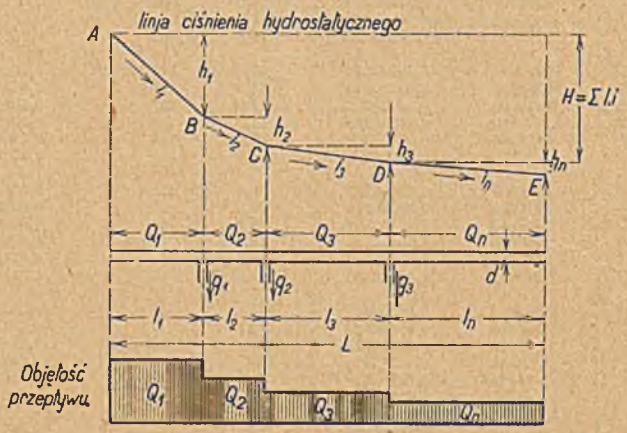


Fig. 196.

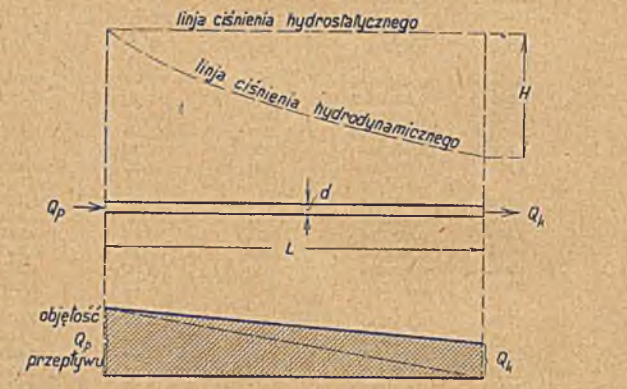


Fig. 197.

Gdyby pobór wody występował równomiernie na całej długości L, czyli gdyby $q_1 = q_2 = q_3 = \ldots q_n$ oraz $l_1 = l_2 \ldots l_n$, objętość wody u początku rurociągu wynosiłaby Q_p, a na końcu miałaby odpływać jeszcze objętość końcowa Q_k poza ostatnie odgałęzienie, to wtedy całkowita strata ciśnienia, na całej długości L (fig. 197):

$$H = \frac{\lambda \,.\, L}{d^5}\left(\frac{Q_p^{\,2}}{3} + Q_p \,.\, Q_k + Q_k^{\,2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (13)$$

O ileby na końcu rurociągu $Q_k = 0$ (końcówka bez odpływu), to wtedy (dla kreskowanej linji przepływu wody, fig. 197):

$$H = \frac{\lambda L}{3} \cdot \frac{Q^2}{d^5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (14)$$

Linja ciśnienia hydrodynamicznego byłaby w obu tych wypadkach krzywą, przedstawioną na fig. 197. Wypadek, objęty wzorem (13), jakkolwiek częsty (połączenia domowe) w praktyce, nie odpowiada ściśle przyjęciu równomiernego poboru wody. Dlatego w praktyce wystarczy zamiast wzoru (13), używać wzoru:

$$H = il = \frac{\lambda \cdot L}{d^5}\left(\frac{Q_p + Q_k}{2}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots (13\,a)$$

który daje również możność zastosowania tabeli, podanej na str. 1672.

Przykład. Ciąg w ulicy Mickiewicza, o długości 500 *m* i średnicy 200 *mm*, przeprowadza u początku $Q_p = 16$ *l/s*, u końca $Q_k = 6$ *l/s* (czyli po drodze oddaje łącznie 10 *l/s*).

Z wzoru (13 *a*). Strata ciśnienia na długości $L = 500$ *m* tego ciągu:

$$H = \frac{0{,}002909 \cdot 500}{0{,}20^5}\left(\frac{0{,}016 + 0{,}006}{2}\right)^2 = 0{,}550\ m.$$

Można użyć także wzoru (11) i obliczyć dla:

$$Q_1 = \frac{Q_p + Q_k}{2} = \frac{16 + 6}{2} = 11\ l/s,$$

$$i_1 = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{11^2}{100 \cdot 33{,}15^2} = 0{,}0011,$$

a stąd: $H = i \cdot l = 0{,}0011 \cdot 500 = 0{,}55\ m.$

Ten drugi sposób upraszcza bardzo liczenie strat ciśnienia w poszczególnych ciągach sieci miejskiej.

Z równania (8): $h = \lambda \frac{Q_2}{d^5} \cdot L$

$$Q^2 = \frac{d^5 \cdot h}{L \cdot \lambda} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (15)$$

O ile mielibyśmy dwa ze sobą u początku i końca połączone rurociągi, o średnicach d_1 i d_2, λ' i λ'', L_1 i L_2, prowadzące razem objętość Q, to wtedy pierwszym z nich przepływałaby Q_1, drugim Q_2. Według wzoru (15) można ustawić proporcję:

$$\frac{Q_1^2}{Q_2^2} = \frac{(d_1^5 \cdot h_1) : L_1 \cdot \lambda'}{(d_2^5 \cdot h_2) : L_2 \cdot \lambda''} = \frac{d_1^5 \cdot h_1 \cdot \lambda'' \cdot L_2}{d_2^5 \cdot h_2 \cdot \lambda' \cdot L_1},$$

a ponieważ wobec połączenia tych rurociągów na obu końcach

$$h_1 = h_2,$$

zatem: $$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\sqrt{d_1^5 \cdot \lambda'' L_2}}{\sqrt{d_2^5 \lambda' \cdot L_1}} \quad \ldots\ldots\ldots (16)$$

O ile mielibyśmy trzy takie rurociągi, to wtedy należałoby zestawić jeszcze dalszą analogiczną proporcję:

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{\sqrt{d_1^5 \cdot \lambda''' \cdot L_3}}{\sqrt{d_3^5 \cdot \lambda' \cdot L_1}}.$$

Jeżeli przyjmiemy $Q_1 = 1$, to łatwo znaleźć stosunek, w jakim rozdzieli się objętość łączna Q na poszczególne rurociągi, oraz obliczyć w nich stratę ciśnienia, równą w każdym ciągu.

Przykład. Z komory ujmującej kilka źródeł, prowadzą do jednego zbiornika 3 rurociągi o średnicach 150, 175 i 200 *mm*, długich 880 *m*, 950 i 1000 *m*, łączną objętość 60 *l*/sek. Obliczyć, ile wody prowadzi każdy z tych rurociągów.

W tym przykładzie:

$d_1 = 150\ mm = 1{,}5\ dm$; $L_1 = 880\ m$; $\lambda' = 0{,}00340$ (z tablicy);
$d_2 = 175\ mm = 1{,}75\ dm$; $L_2 = 950\ m$; $\lambda'' = 0{,}00312$;
$d_3 = 200\ mm = 2{,}00\ dm$; $L_3 = 1000\ m$; $\lambda''' = 0{,}00291$;

zatem według równania (16):

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\sqrt{1{,}5^5 \cdot 0{,}00312 \cdot 950}}{\sqrt{1{,}75^5 \cdot 0{,}00340 \cdot 880}} = \frac{4{,}744}{7{,}007} = \frac{1}{1{,}47}.$$

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{\sqrt{1{,}5^5 \cdot 0{,}00291 \cdot 1000}}{\sqrt{2{,}0^5 \cdot 0{,}00340 \cdot 880}} = \frac{4{,}700}{9{,}785} = \frac{1}{2{,}08}.$$

Cała zatem objętość $Q = 60\ l/s$ rozkłada się na części $1 + 1{,}47 = 2{,}08 = 4{,}55$, zatem:

$$Q_1 = \frac{60}{4{,}55} \cdot 1 = 13{,}2\ l/s,$$

$$Q_2 = \frac{60}{4{,}55} \cdot 1{,}47 = 19{,}4\ l/s,$$

$$Q_3 = \frac{60}{4{,}55} \cdot 2{,}08 = 27{,}4\ l/s.$$

Strata ciśnienia jednostkowa w rurociągu $d_1 = 150\ mm$, według wzoru (11) (przy zastosowaniu tablicy str. 1672):

$$i_1 = \frac{Q_1{}^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{13{,}2^2}{22\,240} = 0{,}0078,$$

a na długości 880 *m*:

$$h_1 = 0{,}0078 \cdot 880 = 6{,}86\ m.$$

Podobnie w rurociągu $d_2 = 175\ mm$:

$$i_1 = \frac{19{,}4^2}{52\,440} = 0{,}00718; \qquad h_2 = 0{,}00718 \cdot 950 = 6{,}82\ m$$

i w rurociągu $d_3 = 200\ mm$:

$$i_1 = \frac{27{,}4^2}{109\,890} = 0{,}00683; \qquad h_3 = 0{,}00683 \cdot 1000 = 6{,}83\ m.$$

Wartość zatem h dla wszystkich trzech rurociągów jednakowa z dostateczną dokładnością.

Rozróżniamy wodociągi grawitacyjne, doprowadzające wodę z wysoko położonego ujęcia własnym spadkiem do miejsca zużycia, oraz rurociągi pompowe, w których podnosi się wodę pompami na potrzebną wysokość ciśnienia gospodarczego (zbiornika) w miejscu zużycia.

Rurociągi grawitacyjne układano dawniej w jednostajnym spadku, przyczem przekraczano poprzeczne doliny akwaduktami (bardzo kosztownymi), a wzniesienia terenowe — tunelami. W tych warunkach trasowano oś rurociągu tak, aby spadek rurociągu odpowiadał spadkowi terenu; w rurociągu takim nie było żadnego ciśnienia, a woda przepływała jak w kanale otwartym. Metody tej używa się dziś wyjątkowo tam, gdzie chodzi o użycie rur kamionkowych lub betonowych, nie dozwalających na większe ciśnienia wewnętrzne. Z reguły natomiast prowadzi się rurociągi grawitacyjne wzdłuż dróg, w możliwie najkrótszej linji i tak, aby wyzyskać cały na przepływ wody spad h, jaki występuje pomiędzy ujęciem a zbiornikiem miejskim (fig. 198). Prędkość przepływu wody w rurociągach grawitacyjnych zależy zatem tylko od spadku, który zgóry dają warunki lokalne. Nie powinna jednak spadać poniżej 0,40 *m/s*, ani przekraczać 2,0 *m/s*. — Przeciętnie powinna leżeć około 1,0 *m/s*. Ze względu na przepływ wody nie może jednak w profilu podłużnym rurociąg przewyższać nigdzie linji ciśnienia hydrodynamicznego (i). W punktach załomowych ku górze, gdzie gromadzi

się powietrze i utrudnia przepływ wody, należy dać wentyle do odpowietrzania (hydranty), w punktach najniższych — spusty, w celu umożliwiania płukania rurociągów.

O ile spad użyteczny h, wynosiłby więcej niż dopuszcza wytrzymałość rur normalnych (10 atmosfer = 100 m ciśnienia wody), należy w przestrzeni o większem ciśnieniu użyć rur odpowiednio wzmocnionych, albo też zastosować t. zw. urządzeniu ulgi, w formie szybu, w którym urywa się rurociąg górny d_1 (fig. 199), a zaczyna rurociąg dolny d_2. Średnice dla obydwóch

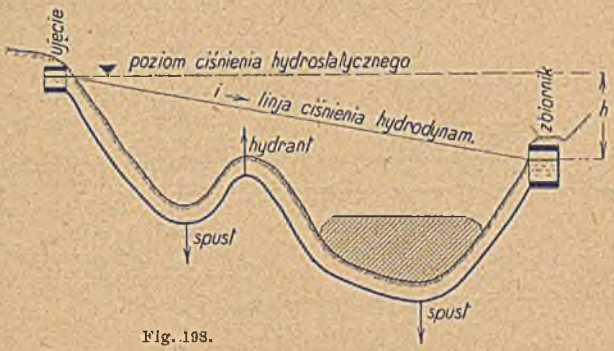


Fig. 198.

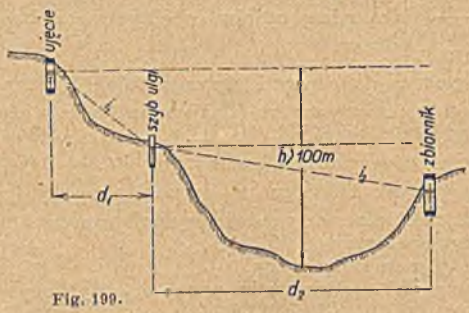


Fig. 199.

rurociągów obliczyć należy dla maksymalnej ilości wody Q, i spadków i_1, względnie i_2.

Pamiętać należy, że w profilu podłużnym umieścić należy szyb ulgi w takiem miejscu, aby początek rurociągu dolnego (d_2) miał lokalny spadek większy, niż jego spadek przeciętny i_2 (fig. 200), gdyż w przeciwnym razie, dopływająca objętość wody z rurociągu górnego (d_1), nie będzie mogła wpłynąć do rurociągu dolnego (d_2) i będzie się spiętrzała w szybie ulgowym.

Takie same działanie jak w szybie ulgowym, można uzyskać przy pomocy dławienia przepływu wody w rurociągu specjalnie wstawioną zasuwą, regulującą ciśnienie (jak fig. 201). Do kontroli należy umieścić po obu stronach zasuwy regulującej (A) dwa manometry M, na których możnaby odczytywać każdoczesne ciśnienie.

Ciśnienie na M_2, (poniżej zasuwy dławiącej) powinno wynosić 0, i w tym celu należy przez odpowiednie przymknięcie zasuwy A stan taki uzyskać. Zasuwa B służy do zamknięcia przewodu głównego. Przed tem urządzeniem należy umieścić spust.

W rurociągach pompowych możemy przy pomocy pomp wywoływać dowolne prędkości przepływu wody, przyczem przy wielkich prędk-

kościach, uzyskujemy małą średnicę rurociągu (małe koszta budowy), lecz równocześnie duże opory przepływu wody, zatem duże koszta ruchu, — przy małych zaś prędkościach — przeciwnie, dużą średnicę rurociągu, a małe opory ruchu. Ekonomiczną będzie taka prędkość przepływu, zatem i średnica rurociągu, przy której będą najmniejsze roczne koszta ruchu, oprocentowania kosztów budowy, odpisów i konserwacji rurociągu i urządzenia pompowego, potrzebnego do pokonania oporów ruchu.

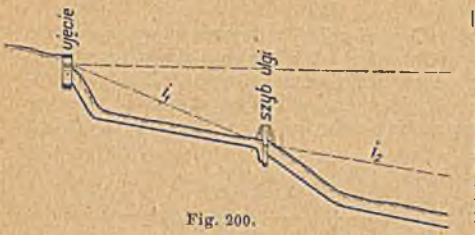


Fig. 200.

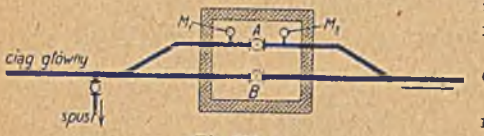


Fig. 201.

Według Weyraucha, jeżeli oznaczymy:

Q — objętość pompowanej wody w m^3/s;

D i L w m średnicę i długość rurociągu, przy których koszt budowy rurociągu jest proporcjonalny do D i L

$$K = n \,.\, D \,.\, L;$$

$h = \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^2}{400}$ jako miarę oporów (według wzoru Dupuit'a) w rurociągu pompowym;

K_m — oprocentowanie, odpisy i utrzymanie (p_m%) kosztów tej części urządzenia maszynowego (stacji pomp), która służy do pokonania samych tylko oporów h (średnio $p_m = 4{,}5 + 7{,}0 + 0{,}5 = 12{,}0$%);

K_r — j. w. kosztów rurociągu (średnio: $p_r = 4{,}5 + 2{,}0 + 0{,}5 = 7{,}0$%);

K_b — roczne czyste koszta ruchu (personel pompowy, paliwo, smary);

m — koszt założenia maszynowego w stacji pompowej na 1 sekundową metertonnę pracy (1000 kgm);

k — koszt 1 metertonny pracy;

t — dzienna ilość godzin ruchu pomp, to otrzymamy:

koszt urządzenia maszynowego do pokonania pracy $Q \,.\, h$ w mt/s:

$$m \,.\, Q \,.\, h = m \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^3}{400},$$

a stąd:

$$K_m = m \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^3}{400} \cdot \frac{p_m}{100}.$$

Tak samo otrzymamy:

$$K_r = n \,.\, D \,.\, L \,.\, \frac{p_r}{100}$$

$$K_b = Q \,.\, h \,.\, t \,.\, 3600 \,.\, 365 \,.\, k = 3285\, kt\, \frac{Q^3 \,.\, L}{D^5}.$$

Stąd roczne wydatki na oprocentowanie itd. kosztów budowy i na koszta ruchu:

$$S = m \frac{L}{D^5} \cdot \frac{Q^3}{400} \cdot \frac{p_m}{100} + n \,.\, D \,.\, L \,.\, \frac{p_r}{100} + 3285\, kt \frac{Q^3 L}{D^5} =$$

$$= \left[n d \frac{p_r}{100} + \left(m \frac{p_m}{40000} + 3285\, kt \right) \frac{Q^3}{D^5} \right] L.$$

Aby uzyskać minimum tych wypadków rocznych, musi być:

$$\frac{dS}{dD} = \frac{n p_r}{400} - 5\left(\frac{m p_m}{40\,000} + 3285\,kt\right)\frac{Q^3}{d^6} = 0,$$

a stąd:

$$d = \sqrt{Q}\sqrt[6]{\frac{0{,}0125\,m\,p_m + 1\,642\,500\,kt}{n\,p_r}} \quad \ldots\ldots (17)$$

względnie przy:

$$\frac{Q}{v} = F = \frac{\pi \cdot D^2}{4};$$

$$v = 1{,}243\sqrt[3]{\frac{n\,p_r}{0{,}0125\,m\,p_m + 1\,642\,500\,kt}} \quad \ldots\ldots (17a)$$

Przyjmując: $p_m = 12$; $p_r = 7$; (dziś wartości przy naszej stopie oprocentowania za małe, należałoby przyjmować conajmniej $p_m = 15$; $p_r = 10$); pozatem średnio: $t = 12$; $k = 0{,}0002$; $n = 80$ (dla $d = 200 - 600\ mm$) otrzymuje Weyrauch dla stacyj pompowych

o mocy:	10—20	40—50	80—100	100—200 NK,
m:	20 000	15 000	12 000	10 600,
ekonom. $D =$	$1{,}52\sqrt{Q}$	$1{,}49\sqrt{Q}$	$1{,}47\sqrt{Q}$	$1{,}46\sqrt{Q}$ w m,
ekonom. $v =$	0,54	0,56	0,57	0,58 m/s.

Okrągło przy popędzie parowym przyjmować należy prędkość ekonomiczną przy 24-godzinnym ruchu pomp około 0,40—0,55 m/s (większą przy większych średnicach), a przy 12-godzinnym ruchu pomp od 0,50—0,70 m/s. Przy taniej sile popędowej (np. wodnej lub wodnoelektr.) możnaby dojść do 1,0 m/s, a nawet i więcej.

Po przyjęciu zaś odpowiedniej ekonomicznej prędkości pompowania, obliczamy potrzebną średnicę według wzoru:

$$\frac{Q}{v} = F = \frac{d^2}{4} \cdot \pi;$$

a stąd $d = 1{,}128\sqrt{\frac{Q}{v}}$.

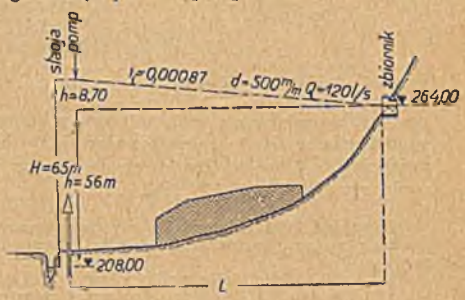


Fig. 202.

Otrzymany z obliczenia wymiar średnicy należy zaokrąglić do najbliższego wymiaru handlowego, obliczyć rzeczywistą w niej prędkość $v = \frac{Q}{F}$, a następnie przy pomocy wzoru (8), obliczyć sumę oporów h na długości l całego rurociągu (fig. 202).

Przykład. Obliczyć średnicę rurociągu i wysokość pompowania dla $Q = 10\ l/s$, przy użyciu popędu parowego; różnica wysokości (niwelacyjnych) pomiędzy zwierciadłem wody w zbiorniku i w studni zbiorczej przy stacji pomp (przy najniższym stanie), wynosi:

$$h = 56{,}0\ m; \quad L = 10\,000\ m.$$

Przyjmuję ekonomiczną prędkość: $v = 60\ m/s$,

zatem:

$$d = 1{,}128\sqrt{\frac{0{,}120}{0{,}60}} = 0{,}504\ m;$$

przyjmuję średnicę handlową: $d = 500\ mm$, o $F = 0{,}19635\ m^2$,

zatem rzeczywiste:

$$v_1 = \frac{0{,}120\ m^3/s}{0{,}19635\ m^3/s} = 0{,}612\ m/s.$$

Według Weyraucha (str. 1681): $d = 1{,}4^7 \sqrt{0{,}120} = 0{,}508\ m$.

Według wzoru (11): $i_1 = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2}$, przyczem $Q_1 = 120\ l/s$,

z tablicy na str. 1672, przy $d = 500\ mm$, $i = 0{,}01$, $Q = 406{,}65\ l/s$,

zatem: $i_1 = \frac{120^2}{100 \cdot 406{,}65^2} = 0{,}00087$,

$h_1 = L \cdot i = 10\,000 \cdot 0{,}00087 = 8{,}70\ m$.

Stąd cała wysokość pompowania: $H = h + h_1 = 56 + 8{,}70 = 64{,}70 \cong 65\ m$.

Lewar. W powyższych wzorach na przepływ wody pominięto zupełnie ciśnienie atmosferyczne, co jest dopuszczalne tak długo, dopóki na obu końcach rurociągu ciśnienie to występuje w równej mierze. O ilebyśmy natomiast ustawili rury (jak na fig. 203) pionowe, z których szczytów wypompowalibyśmy powietrze, to wtedy wewnątrz ciśnienie atmosferyczne = 0, w następstwie czego w rurach takich podniosłoby się pod ciśnieniem atmosferycznem (zewnętrznem) zwierciadło wody teoretycznie o słup wody 10,33 m (= 1 atmosferze), a wtedy woda mogłaby rurą A—B przepływać ze zbiornika (studni) I do II, byleby tylko rura ta nie wznosiła się nigdzie nad linję i. Czynnikiem regulującym ruch wody będzie w tym wypadku (tak samo jak i w zwykłym rurociągu), wysokość strat ciśnienia h, względnie $i = \frac{h}{l}$, przyczem do liczenia można użyć j. w. podanych wzorów na ruch w zwykłych rurociągach. Praktycznie wysokość wzniesienia wody w rurze lewarowej nie osiąga nigdy 10,33 m, a dochodzi najwyżej do 6—7 m. Zastosowanie — przy połączeniach studni ujmujących wodę gruntową (fig. 177 i 179).

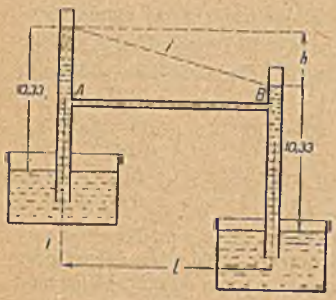


Fig. 203.

Przykład. Obliczyć średnice rurociągu lewarowego, łączącego studnie 4, 3, 2, 1 ze studnią ujmującą (fig. 204). Odstęp studni poszczególnych 50 m; każda studnia ma dawać po 10 l/s.

Zwierciadło wody w studni 4 . . . . . 204,50 m
„ „ w studni zbiorczej . . . . . 203,90 m

czyli cały spad $H = 0{,}60\ m$

a stąd: $i = \frac{0{,}60}{200} = 0{,}0003$.

Poszczególne części lewaru pomiędzy studniami należy przeliczyć na przepływające z nich objętości wody (podane na fig. 204), oraz na spadek orjentacyjny $i = 0{,}003$.

1. Rurociąg pomiędzy studniami 4—3: $Q_1 = 10\ l/s$.

Według wzoru (9): $Q_1 = 10\ Q \cdot \sqrt{i_1}$

otrzymamy: $Q = \frac{Q_1}{10\sqrt{i_1}} = \frac{10}{10\sqrt{0{,}003}} = 18{,}2\ l/s$.

Według tablicy na str. 1672, najbardziej zbliżoną objętość $Q = 22{,}9\ l/s$, prowadzi rura $d_1 = 175\ mm$, o $F_1 = 0{,}02405\ m^2$.

Stąd rzeczywiste: $v_1 = \frac{Q_1}{F_1} = \frac{0{,}010\ m^3/s}{0{,}02405\ m} = 0{,}41\ m/s$

(prędkość w rurociągu lewarowym powinna wynosić około 0,40—0,75 m/s).

Według wzoru (11): $i_1 = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{10^2}{10 \cdot 22{,}9^2} = 0{,}0019$

a na długości $l_1 = 50\ m$; $h_1 = 50 \cdot 0{,}0019 = 0{,}095\ m$
dodać należy jeszcze stratę w rurze pionowej (w studni 4) na
długości $6{,}0\ m \cdot 0{,}0019$ . . . . . $0{,}011\ m$
razem $h_1 = 0{,}106\ m$

2. Rurociąg 3—2; $Q_2 = 20\ l/s$; $Q = \frac{20}{10\sqrt{0{,}003}} = 36{,}4\ l/s.$

Według tablicy, najbardziej zbliżone $Q = 33{,}15\ l/s$; $d_2 = 200\ mm$, $F_2 = 0{,}03142\ m^2$;

zatem: $v_2 = \frac{0{,}020 m^3/s}{0{,}03142\ m^2} = 0{,}63\ m/s$, $i_2 = \frac{20^2}{10 \cdot 33{,}15^2} = 0{,}00364$

$l_2 = 50\ m$; zatem: $h_2 = 50 \cdot 0{,}00364 =$ . . . . . $0{,}182\ m$
dodać stratę w rurze pionowej
o $d = 175\ mm$ (na $10\ l/s$) j. w. . . . . $0{,}011\ m$
razem $h_2 = 0{,}193\ m$

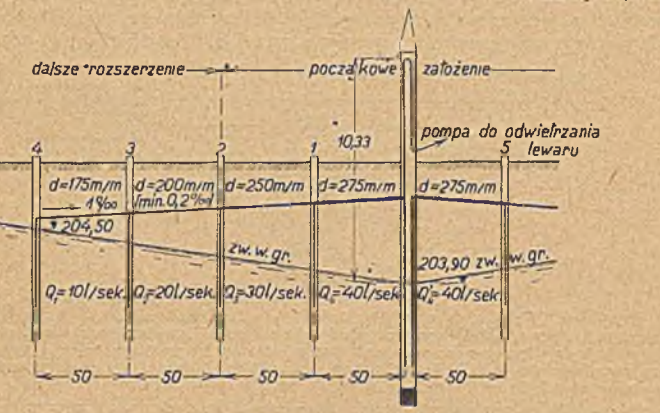


Fig. 204.

3. Rurociąg 2—1: $Q_3 = 30\ l/s$; $Q = \frac{30}{10\sqrt{0{,}003}} = 54{,}6\ l/s.$

Najbardziej zbliżone według tablicy:

$Q = 61{,}36\ l/s$; $d_3 = 250\ mm$; $F_3 = 0{,}04909\ m^2$,

zatem: $v_3 = \frac{0{,}030\ m^3/s}{0{,}04909\ m^2} = 0{,}61 m^3/s$, $i_3 = \frac{30^2}{10 \cdot 61{,}36^2} = 0{,}0024$

$l_3 = 50$; zatem: $h_3 = 50 \cdot 0{,}0024 =$ . . . . . $0{,}120\ m$
dodać j. w. na rurę pionową . . . . . $0{,}011\ m$
razem h_3 . . . $0{,}131\ m$

4. Rurociąg między studnią 1 a studnią zbiorczą:

$Q_4 = 40\ l/s$; $Q = \frac{40}{10\sqrt{0{,}003}} = 72{,}8\ l/s.$

Najbardziej zbliżone: $Q = 79{,}51\ l/s$ — $d_4 = 275\ mm$, $F_4 = 0{,}0594\ m^2$;

zatem: $v_4 = \frac{0{,}040\ m^3/s}{0{,}0594\ m^2} = 0{,}67\ m/s$, $i_4 = \frac{40^2}{10 \cdot 79{,}51^2} = 0{,}00253$

$l_4 = 50\ m$; $h_4 = 0{,}00253 \cdot 50 =$ . . . . . $0{,}127\ m$
dodać j. w. na rurę pionową . . . . . $0{,}011\ m$
razem h_4 . . . $0{,}138\ m$

Razem suma obliczonych strat: $H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0{,}568\ m$,
a według założenia: $H =$ . . . . . $0{,}600\ m$.

Zatem obliczone średnice poszczególnych części rurociągu lewarowego leżą w granicach odpowiednich.

Gdyby w początkowym okresie wystarczała objętość wody 40 *l/s*, to w obu gałęziach lewarowych wystarczałoby w pierwszem założeniu po 2 studnie na każdej gałęzi lewaru (zatem w fig. 179: studnie 2, 1, 5, 6); mimo to, ze względu na przyłączenie w przyszłości dalszych studni do tego samego lewaru, należałoby już od początku dać pomiędzy studnią 2 a 1 średnicę jak obliczono wyżej $d_1 = 250\ mm$, pomiędzy studnią 1 a zbiorczą $d_2 = 275\ mm$ i analogicznie w drugiej gałęzi.

W studni zbiorczej należy rurociąg lewarowy odwietrzać, czyli wypompowywać z jego najwyższej części, t. zw. głowy, gromadzące się tam powietrze. W tym celu musi rurociąg otrzymać w profilu podłużnym odpowiednie wzniesienie ku studni zbiorczej (około 1%, minimalnie zaś 0,2‰). Aby zaś pompa odwietrzająca nie ssała wody z głowy lewara, należy rurkę do pompy powietrznej podnieść w formie odwróconej litery U nad zwierciadło wody, teoretycznie na wysokość 10,33 *m*, a w praktyce około 8,0 *m*.

Syfon. Przy przekraczaniu (kanałami otwartymi lub zamkniętymi o swobodnem zwierciadle) zagłębień terenowych używa się syfonów, w postaci rurociągów, przeprowadzających wodę pod ciśnieniem (fig. 205). Do obliczenia syfonów używa się wzorów podanych wyżej dla rurociągów pod ciśnieniem.

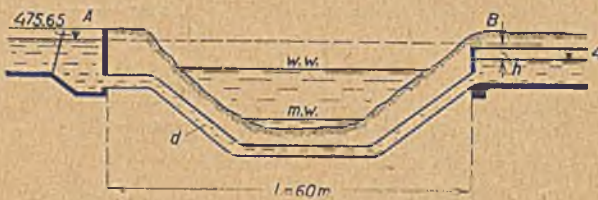


Fig. 205.

Przykład. Wodę ujętą z rzeki w ilości 500 *l/s* i prowadzoną do *A* (fig. 205) kanałem otwartym ziemnym, należy przeprowadzić syfonem popod korytem rzeki do *B*, skąd dalej odpływać będzie kanałem betonowym. Zwierciadło wody w górnej głowie syfonu przy *A* na znamieniu 475,65 *m*. Długość syfonu 60 *m*. Obliczyć średnicę rurociągu syfonowego i znamię zwierciadła wody w dolnej głowie lewara.

Ze względu na zmniejszenie średnicy i bezpieczeństwo ruchu przyjmujemy, że objętość $Q = 500\ l/s$ przepływać będzie dwiema rurami. Zatem przez jedną z nich przepływać będzie 250 *l/s*. Przyjmujemy znowu ze względu na zmniejszenie średnicy rur prędkość stosunkowo dużą: $v = 1{,}25\ m/s$, zatem:

$$F = \frac{0{,}250\ m^3/s}{1{,}25\ m/s} = 0{,}20\ m^2.$$

Najbliższa średnica handlowa (tablica na str. 1672): $d = 500\ mm$, ma $F = 0{,}19635\ m^2$, stąd rzeczywiste:

$$v = \frac{0{,}250\ m^3/s}{0{,}19635\ m^2} = 1{,}273\ m/s.$$

Ponieważ rura o $d = 500\ mm$ (według tablicy), prowadzi przy $i = 0{,}01$ — $Q = 406{,}65\ l/s$ zatem według wzoru (11), przy $Q_1 = 250\ l/s$:

$$i_1 = \frac{Q_1^2}{100 \cdot Q^2} = \frac{250^2}{100 \cdot 406{,}65^2} = 0{,}0038$$

a na długości $L = 60\ m$; $h_1 = 0{,}0038 \cdot 60 = 0{,}228\ m$.

Pomijając stratę u wlotu wody do rurociągu syfonowego (można zmniejszyć przez zaokrąglenie przekroju wlotowego, patrz poniżej), otrzymalibyśmy zwierciadło wody w dolnej głowie (przy *B*) na znamieniu: 475,65 — 0,228 = 475,422 *m*.

Gdyby było dane także i zwierciadło wody przy *B*, np. 475,25, to wtedy zgóry dane byłoby: $h = 475{,}65 - 475{,}30 = 0{,}40\ m$.

Pomijając narazie stratę u wlotu do rury, otrzymalibyśmy:

$$i_1 = \frac{0{,}40}{60{,}0} = 0{,}00666; \qquad Q_1 = 250\ l/s.$$

Według wzoru (9): $$Q = \frac{Q_1}{10\sqrt{i_1}} = \frac{250}{10\sqrt{0{,}00666}} = 306\ l/s.$$

Najbardziej zbliżona objętość (według tablicy na str. 1672) przy $Q = 305{,}7\ l/s$ wymaga średnicy handlowej $d = 450\ mm$. Ponieważ ilości są bardzo zbliżone, nie zachodzi potrzeba dalszego przeliczania rzeczywistego v_1 i h.

Opory specjalne. Podane wyżej wzory na ruch wody w rurociągach uwzględniają tylko opory tarcia wzdłuż rurociągu. Ponieważ to właśnie opory dominują, z reguły inne opory w obliczeniach rurociągów (zwłaszcza wobec prędkości nie przekraczających 1 m/s), można pominąć bez popełniania większego błędu. W specjalnych jednak wypadkach zachodzi potrzeba uwzględnienia i obliczenia i tych oporów; dlatego podaję poniżej zestawienie wzorów empirycznych na ich obliczenie.

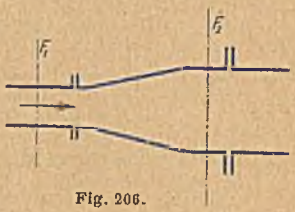


Fig. 206.

Wszystkie te opory specjalne określają wzory w formie:

$$h = \xi \frac{v^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (18)$$

w którym to wzorze wartości ξ zależą od specjalnych warunków; natomiast v przedstawia prędkość średnią wody w rurociągu przed przeszkodą.

1. Strata ciśnienia u wpływu (ze zbiornika) do rurociągu, lub na wywołanie prędkości wypływającej z rurociągu wody:

Wartość spółczynnika ξ_w dla wlotów dobrze zaokrąglonych:

$$\xi_w = 0{,}065 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (19)$$

dla rur ostro uciętych (ostre krawędzie $\mu \cong 0{,}60$):

$$\xi_w = \left(\frac{1}{\mu^2} - 1\right) = 1{,}78 \quad \ldots\ldots\ldots (19a)$$

Przykład.

	$v = 0{,}50\ m/s$	$1{,}0\ m/s$	$2{,}0\ m/s$
wlot zaokrąglony:	$h_w = 0{,}0008\ m$	$0{,}0033\ m$	$0{,}012\ m$
„ ostro ucięty:	$h_w = 0{,}023\ m$	$0{,}090\ m$	$0{,}363\ m$

2. Strata przy nagłem rozszerzeniu przekroju rurociągu z F_1 na F_2:

$$h_r = \xi \frac{v^2}{2g}; \quad \text{gdzie } \xi = \left(\frac{F_2}{F_1} - 1\right)^2 \quad \ldots\ldots (19)$$

przy powolnem rozszerzaniu (fig. 206):

$$h^1{}_r = (0{,}12 \text{ do } 0{,}20)\left|\left(\frac{F_2}{F_1}\right)^2 - 1\right| \frac{v^2}{2g} \quad \ldots\ldots (19a)$$

3. Strata przy zwężaniu nagłem przekroju (dławienie wstawionemi tarczami fig. 207 i 208) powstaje z powodu nagłego zwężenia strumienia wody, i następnego rozszerzenia (poza tarczą dławiącą).

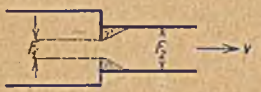


Fig. 207.

Fig. 208.

Wartość ξ w tym wypadku według Weisbacha zależy od stosunku F_1 do F_2, mianowicie:

$\frac{F_1}{F_2} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
dla fig. 207: $\xi =$	232	51	20	9,6	5,3	3,1	1,9	1,2	0,74	0,48
dla fig. 208: $\xi =$	226	48	17,5	7,8	3,8	1,8	0,8	0,3	0,06	—

4. Skręty rurociągu powodują także straty ciśnienia w następstwie oderwania się strumienia wody od ściany rurociągu (powstaje obszar z wirami) oraz z powodu silnych wirów powstających z rurociągu poza zakrętem.

Dla skrętu 90°, przy oznaczeniach podanych na fig. 209:

$$\xi_s = 0{,}13 + 0{,}16\left(\frac{d}{R}\right)^{3/5} \quad \ldots\ldots\ldots (20)$$

czyli dla

$\frac{d}{R}$ =	0,1	0,4	0,8	1,0	1,4	1,8	2,0
ξ_s =	0,13	0,14	0,21	0,29	0,66	1,41	1,98

(Kolana rurociągowe znormalizowane mają stosunek $\frac{d}{R} = 0{,}1$.)

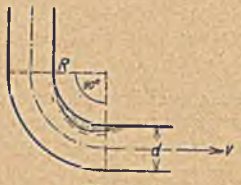


Fig. 209.

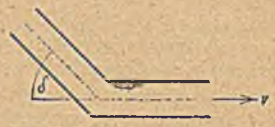


Fig. 210.

O ile skręt ma nie 90°, lecz δ°, należy wartość powyższą na ξ_s pomnożyć przez $\frac{\delta}{90}$.

Dla załomów ostrych (fig. 210) według Weisbacha:

$$\xi_s' = \sin^2\left(\frac{\delta}{2}\right) + 2\sin^4\left(\frac{\delta}{2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (20a)$$

stąd przy:

δ =	20°	40°	60°	80°	90°	120°	140°
ξ_s' =	0,05 ...	0,14 ...	0,36 ...	0,74 ...	0,98 ...	1,86 ...	2,43

Fig. 211.

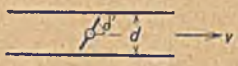


Fig. 212.

Fig. 213.

5. Zasuwy (fig. 211) powodują stratę, zależną od stosunku $\frac{x}{d}$, a mianowicie

przy $\frac{x}{d} = 0$ (otwarta), $\frac{1}{8}$, $\frac{2}{8}$, $\frac{3}{8}$, $\frac{4}{8}$, $\frac{5}{8}$, $\frac{6}{8}$, $\frac{7}{8}$, 1 (zamknięta)

ξ_{zas} = 0,05 0,08 ... 0,8 ... 1,5 ... 3,0 ... 8,6 ... 20 ... 98 ... ∞

6. Klapa dławiąca w rurociągu (fig. 212):

przy δ = 5° 10° 20° 30° 40° 45° 50° 60° 70°

ξ_k = 0,24 ... 0,52 ... 1,54 ... 3,91 ... 10,8 ... 18,7 ... 32,6 ... 118 ... 571

7. Wentyl kurka wodociągowego (fig. 213):

δ = 5° 10° 20° 30° 40° 45° 50° 60° 65°

ξ_k' = 0,05 ... 0,29 ... 1,56 ... 5,17 ... 17,3 ... 31,2 ... 52,6 ... 206 ... 486

8. Wentyle stopowe sprawiają opory zależne od ich kształtu i działania.

a) Wentyl z klapą (fig. 214):

$\delta = 15^0 \ldots 20^0 \ldots 30^0 \ldots 45^0 \ldots 60^0 \ldots 70^0$

$\xi = 90 \ldots 62 \ldots 30 \ldots 9{,}5 \ldots 3{,}2 \ldots 1{,}7$

b) Wentyl talerzowy bez dolnego prowadzenia (fig. 215):

$$\xi = \alpha + \beta \left(\frac{d}{h}\right)^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (21)$$

przyczem: $$\alpha = 0{,}55 + \frac{4\,(b - 0{,}1\,d)}{d},$$

$\beta = 0{,}15$ przy wąskiej powierzchni (b) uszczelniającej

$\beta = 0{,}16$ „ szerokiej „ „ „

c) Wentyl stożkowy z płaskiem dnem (fig. 216):

$$\xi = 2{,}6 - 0{,}8 \cdot \frac{d}{h} + 0{,}14 \left(\frac{d}{h}\right)^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (23)$$

d) Wentyl stożkowy pełny (fig. 217):

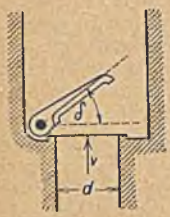


Fig. 214.

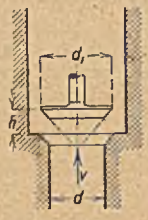


Fig. 215.

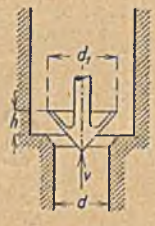


Fig. 216.

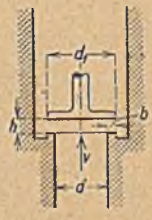


Fig. 217.

$$\xi = 0{,}6 + 0{,}15 \left(\frac{d}{h}\right)^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (24)$$

9. Rozgałęzienia rurociągów (według Mailleta i Génicys'a):

Strata przy początku każdego rozgałęzienia:

$$h_r = 2 \frac{v_1^2}{2g} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (25)$$

przyczem pod v_1 rozumie się prędkość w odgałęzionym rurociągu.

10. Kosz ssący z klapą zwrotną:

$d = 0{,}04 \ldots 0{,}07 \ldots 0{,}1 \ldots 0{,}15 \ldots 0{,}2 \ldots 0{,}3 \ldots 0{,}5 \ldots 0{,}75$

$\xi = 12 \quad \ldots 8{,}5 \quad \ldots 7 \quad \ldots 6 \quad \ldots 5{,}2 \ldots 3{,}7 \ldots 2{,}5 \ldots 1{,}6$

Obliczenie sieci miejskiej. Sieć miejska powinna być obliczona i założona odrazu w wymiarach (średnic) takich, aby wystarczyła na okres dłuższy (40—50 lat). Stąd do obliczenia średnic rurociągów sieci musimy uwzględnić przewidywane w tym okresie zagęszczenie ludności w części miasta dziś już istniejącej, oraz powstanie nowych dzielnic, według planu rozbudowy danej miejscowości. O ileby planu takiego osobno nie opracowano, należy stworzyć go specjalnie dla projektu sieci.

W takim planie sytuacyjnym, w którym ze statystyki ludności, w uwzględnieniu rozwoju zaludnienia w okresie amortyzacyjnym, rozdzielić należy lu-

dność; na poszczególne ulice i place, wkreślić należy sieć rurociągów rozprowadzających, według systemu pierścieniowego (okrężnego; fig. 218), lub końcówkowego (rozgałęzień; fig. 219).

Sieć systemu okrężnego (pierścieniowego) daje możność doprowadzenia wody do każdego punktu z dwóch stron, zatem zasadniczo mniejsze średnice, przy większej długości sumarycznej ciągów. Ponadto daje większą pewność doprowadzenia wody na wypadek pęknięć w sieci, oraz pod względem higjenicznym, gdyż w takiej sieci cała woda jest w ciągłym ruchu, podczas gdy w sieci końcówkowej (rozgałęzień), w końcówkach woda stagnuje; należy zatem dawać tam hydranty lub studnie wypływowe, w celu umożliwienia przepłukiwania końcówek. Dziś powszechnie stosuje się siecie systemu pierścieniowego, nie wykluczając wyjątkowego stosowania ciągów końcówkowych, zwłaszcza tam, gdzie dopiero w przyszłości rozwój miasta pozwoli na połączenie końcówek ciągiem obwodowym.

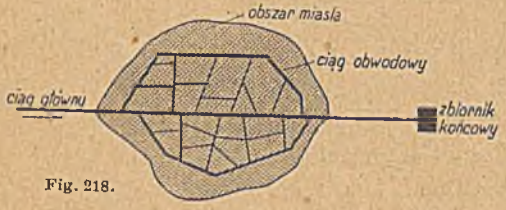


Fig. 218.

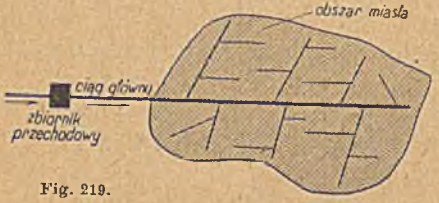


Fig. 219.

Ciąg główny powinien przechodzić przez miasto ulicami, wzdłuż których układają się środki ciężkości konsumcji wody. Podobnie i ciągi obwodowe powinne przechodzić przez środki konsumcji danych dzielnic miasta. Ponadto zasadą układu ciągu być powinno, aby do każdego punktu miasta doprowadzić można było wodę z ciągu głównego (względnie obwodowego) na możliwie jak najkrótszej drodze, gdyż tylko wtedy straty ciśnienia w rurociągach ($h = l.i$) będą najmniejsze. Wkońcu trasę rurociągu głównego, oraz rurociągów obwodowych, należy prowadzić ulicami, leżącemi na grzbietach stoków, a nie w osi dolin, gdyż jak to wynika z fig. 220 *a*,

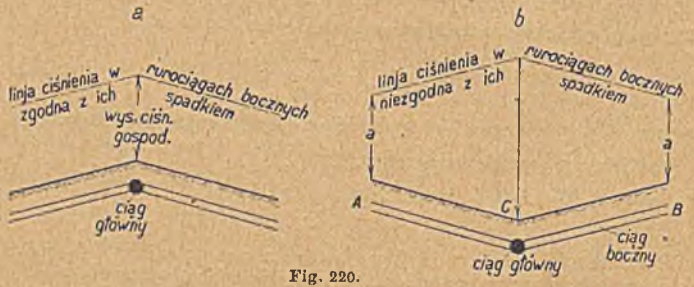


Fig. 220.

tylko wtedy można uniknąć zbyt dużych strat, względnie nadmiernych ciśnień w rurociągach bocznych, podczas gdy przy przeciwnem założeniu (fig. 220 *b*), aby na końcach ciągów bocznych w *A* i *B* otrzymać pożądane tam ciśnienie gospodarcze *a*, musiałoby w ciągu głównym (w *C*) panować ciśnienie niepotrzebnie za duże.

Po wkreśleniu w planie sytuacyjnym według tych zasad wszystkich ciągów całej sieci, należy na poszczególnych ciągach osobnymi kolorami

(lub na osobnych kalkach) wpisać dla każdego ciągu jego długość, ilość mieszkańców, którzy z tego ciągu będą wodę czerpali, obliczyć i wpisać dla tej ilości potrzebną objętość przepływu w godzinie największego zużycia (południowej), tj. około 7—10% zużycia całodziennego. Tu uwzględnić należy także wszystkie skoncentrowane pobory wody (np. do fabryk itd.), które z danego ciągu mają być pokryte. Dalej rozmieścić należy hydranty pożarnicze, umieszczając je zasadniczo na skrzyżowaniach ciągów (ulic), a pomiędzy niemi, w odstępach około 100 *m*. Na każdy hydrant przyjmuje się zużycie około 5—6 *l/s* wody.

Następnie należy przyjąć kierunki dopływu wody do poszczególnych ciągów. Tu decydujący wpływ wywiera położenie zbiornika w stosunku do

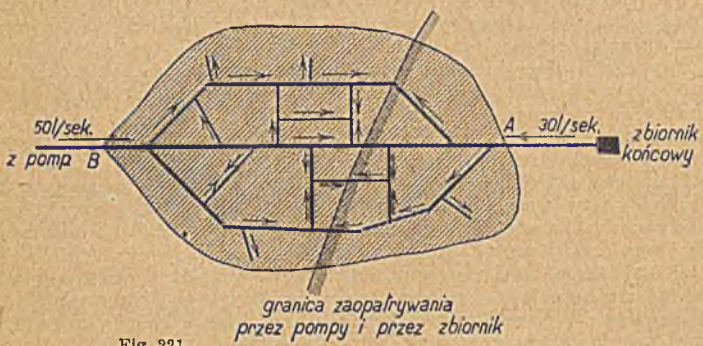


Fig. 221.

sieci (miasta). Najkorzystniejszy wypadek otrzymamy w razie położenia zbiornika w środku sieci (fig. 126), zresztą bardzo rzadki; najniekorzystniejszy — przy położeniu zbiornika przed siecią (zbiornik przechodowy, fig. 125), pośredni — przy położeniu zbiornika za miastem (zbiornik końcowy, fig. 124). Ten ostatni wypadek staramy się najczęściej stosować, gdyż tu w godzinach największego zapotrzebowania wody, mamy dwustronne zasilanie sieci, tj. z pomp i ze zbiornika, co zasadniczo zmniejsza średnice ciągów sieci. Jeżeli np. dana miejscowość zużywa przeciętnie 50 *l/s*, to w godzinach południowych zużywać będzie $1{,}6 \times 50 = 80$ *l/s*. Tu zatem pompy dostarczać będą 50 *l/s*, a resztę, tj. 30 *l/s*, musi w godzinach południowych dostarczać zbiornik.

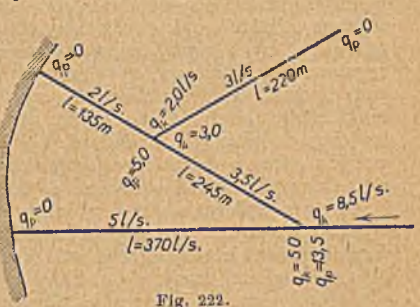


Fig. 222.

Możemy więc oznaczyć na planie sytuacyjnym granicę zaopatrywania sieci (miasta) z pomp i ze zbiornika, a tem samem i kierunki dopływu wody (fig. 221). Idąc teraz od tej granicy, należy na obu końcach każdego ciągu oznaczyć objętości początkowe i końcowe, jakie tam muszą przepływać. Przy samej granicy, objętość początkowa będzie $q_p = 0$; przy końcu (tj. przy najbliższem odgałęzieniu) objętość końcową otrzymamy przez zsumowanie objętości potrzebnej w tym ciągu na pokrycie zapotrzebowania dla jego mieszkańców, dla celów pożarowych i przemysłowych. W ten sposób dla każdego ciągu otrzymamy daty jak przykładowo podano na fig. 222.

Jako kontrolę otrzymamy, że suma w punkcie *A* (fig. 221) musi wynosić 30 *l/s*, w *B* — 50 *l/s* (o ile po za tymi punktami zużycia wody niema). Ma-

jąc teraz ustalone dla każdego ciągu q_p, q_k, oraz długości l, możemy przystąpić do obliczenia średnic ciągów.

Tu jako założenie przyjąć można, że dążymy do takiego rozwiązania, aby płaszczyzna ciśnień gospodarczych, w godzinie największego zapotrzebowania, była w przybliżeniu równoległa do terenu miasta. Stąd przyjmujemy: *a*) z góry znamiona tej płaszczyzny ciśnień w węzłach rozgałęzień ciągów, a mając różnicę ciśnienia na początku i końcu każdego ciągu, znamy zgóry spadek i, i średnią objętość przepływu $q = \frac{q_p + q_k}{2}$, dla których obliczamy potrzebną średnicę przy pomocy podanych sposobów (tablic); albo też *b*), przyjmujemy prędkość wody w rurociągach sieci w granicach około 1,0 *m/s* i dla nich obliczamy średnice (j. w.) oraz wysokości ciśnień gospodarczych w poszczególnych węzłach.

Aby całość uzgodnić (zwłaszcza przy sposobie *b*), musi się obliczenie i przyjęcia kierunków dopływu czasem kilka razy przeprowadzać, według odmiennych alternatyw.

Jako minimalne średnice sieci należy przyjmować 80 *mm*, w większych miejscowościach raczej 100 *mm*.

Po ustaleniu średnic należy rozmieścić jeszcze zasuwy na ciągach tak, aby każdy ciąg można było wyłączyć (w razie pęknięcia) przy pomocy dwóch zasuw. Zasadniczo będą zatem zasuwy przy początku i końcu każdego ciągu, nadto przy ciągach długich, w odstępach około 400 *m*. Wkońcu w najniższych (załomowych) punktach sieci należy umieścić spusty w celu umożliwienia płukania sieci; w najwyższych — hydranty lub wentyle powietrzne — w celu umożliwienia odwietrzania sieci. Sieć odwietrza się także przez instalacje domowe.

Strefy ciśnienia. Instalacje domowe wodociągowe wytrzymują trwale dobrze ciśnienia około 5—6 atmosfer, czyli 50—60 *m* słupa wody. Powyżej tych granic występują powszechnie nieszczelności kurków wodociągowych, urządzeń łazienkowych, klozetowych itd. Aby uniknąć pochodzącego stąd marnowania wody, należy zakładać sieć w ten sposób, aby w żadnej partji (dzielnicy) ciśnienia wewnętrzne w sieci nie przekraczały 6 atmosfer. Stąd, o ile chodzi o miasto położone na terenie o znacznych różnicach wysokościowych, zachodzi potrzeba założenia sieci wodociągowej o dwu lub więcej strefach ciśnienia tak rozdzielonych, aby w żadnej ciśnienia nie przekraczały podanych wyżej normalnych granic. Ciśnienie w sieci każdej strefy regulować powinien osobny zbiornik, odpowiednio wysoko założony. Zazwyczaj nadmiar wody z zbiornika wyżej położonego, przelewa się do zbiornika niższej strefy. Odpowiednią sygnalizacją i samoczynnymi zasuwami na ciągach łączących takie zbiorniki, należy uniemożliwić przelewanie się wody z górnego do dolnego, o ile dolny zbiornik jest pełny i woda z niego musiałaby przelewami odpływać do kanału.

Korzyść założenia sieci w kilku strefach przy wodociągu pompowym wynika ponadto z potrzeby podnoszenia całej objętości pompowanej tylko do zbiornika najniższego. Stąd zaś, tylko część przepompowuje się do zbiornika sieci górnej strefy, co obniża koszta pompowania, choć wymaga drugiej stacji pompowej przy zbiorniku strefy dolnej.

Do założenia sieci każdej strefy odnoszą się analogicznie powyżej podane uwagi, przyczem sieć dolna obejmie dzielnice niżej, górna wyżej położone.

Materjały rurociągów. Dawniejsze rurociągi wykonywane były z drzewa, w formie wierconych pni, oraz z palonej gliny. Dziś do celów wodociągowych używa się rur kamionkowych, łączonych na kielichy (mufy), na sznur, zalewany t. zw. kitem asfaltowym (mieszanina asfaltu i gudronu). Zaprawa cementowa, tężejąc, rozsadza kielichy. Rzadziej używa się rur betonowych i żelbetowych, łączonych zaprawą cementową. Najpowszechniej

zaś na wodociągi używa się rur żelaznych lanych, a w nowych czasach także i kutych (mannesmannowskich, spawanych).

a) Rury żeliwne (żelazne lane) wyrabiają huty o średnicach wewnętrznych od 40 *mm* do 1200 *mm*, w długościach normalnych od 2,5 *m* do 5,5 *m*. Rury te, w celu połączenia, zaopatrzone są na jednym końcu w kielichy (mufy, fig. 223 *a*, *b*), względnie po obu końcach w kołnierze (flansze, fig. 224). Normalnie rury te leje się w formach piaskowych stojących, przyczem kielichy znajdują się na dole; górny koniec (z reguły z bańkami powietrza), obcina się. Po ostygnięciu, podgrzewa się rury i zanurza się pionowo w gorącej

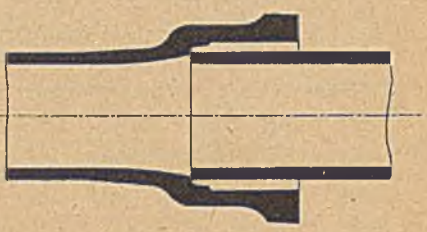


Fig. 223 *a* (typ niemiecki).

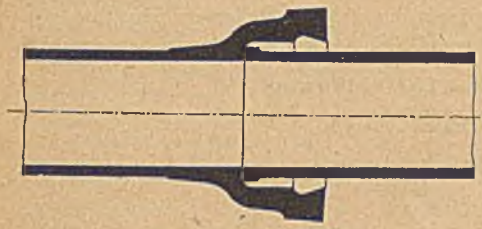


Fig. 223 *b* (typ polski).

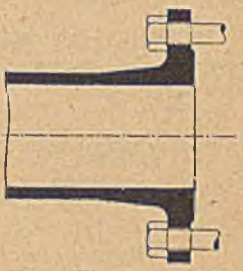


Fig. 224.

masie asfaltowej (lub t. zw. oliwie terowej), przez co stwarza się gładką obustronną powłokę, silnie do ścian przylegającą, i chroniącą je przed rdzą. Pamiętać należy, aby rury w tych częściach, które mają leżeć w ścianach murów (zbiorników, studni itd.), zamówić nieasfaltowane, albo lepiej, przed zamurowaniem opalić dokładnie znajdującą się na zewnętrznej ścianie powłokę asfaltową. W przeciwnym razie, połączenie powierzchni żelaznej ściany rury z zaprawą cementową muru nie będzie nigdy szczelne, i wzdłuż rury będzie przeciekała woda, np. z komory wodnej do komory zasuw itd.

Wytrzymałość rurociągów żeliwnych oblicza się na ciśnienie wewnętrzne w nich panujące według wzorów Bacha, mianowicie naprężenie:

a) w kierunku osi rury, na rozciąganie:

$$n_c' = 0{,}4 \frac{r_w^2}{r_z^2 - r_w^2} \cdot p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

b) w kierunku promienia koła przekroju, na ściskanie:

$$k = \frac{1{,}3\, r_z^2 - 0{,}4\, r_w^2}{r_z^2 - r_w^2} \cdot p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

c) w kierunku stycznej obwodu rury, na rozciąganie:

$$n_c = \frac{1{,}3\, r_z + 0{,}4\, r_w^2}{r_z^2 - r_w^2} \cdot p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

w których to wzorach oznacza:

$r_w = \frac{d}{2}$ (promień wewnętrzny rury),

$r_z = \frac{d + 2s}{2}$ (promień zewnętrzny rury),

s — grubość ścianki rury,

p — ciśnienie wewnętrzne w atm.

Natężenie na rozerwanie, podane w worze (3), jest największe. Stąd też oblicza się grubość ścianki z wzoru (3):

$$s = r_w \left[\sqrt{\frac{n_c + 0{,}4\,p}{n_c - 1{,}3\,p}} - 1 \right] = \frac{d}{2} \left[\sqrt{\frac{n_c + 0{,}4\,p}{n_c - 1{,}3\,p}} - 1 \right] \quad \ldots \quad (4)$$

Ponieważ: $$n_c = \frac{w_c}{m},$$

w którem n_c — przedstawia dozwolone natężenie żeliwa na ciągnienie, w_c — wytrzymałość żeliwa na rozerwanie, m — stopień bezpieczeństwa, przyczem:

$$w_c = 1700 + 10\,p \text{ atm.}$$

a według przyjęcia norm polskich: $m = 10$:

$$n_c = \frac{1700 + 10\,p}{m} = 170 + p \; kg/cm^2.$$

[Dla ciśnienia roboczego $p = 10$ atmosfer (normalnie): $n_c = 170 + 10 = 180 \; kg/cm^2$.]

Po wstawieniu tych wartości w wzór (4), otrzymujemy:

$$s = \frac{d}{2} \left[\sqrt{\frac{1700 + 10p + 0{,}4\,p.m}{1700 + 10\,p - 1{,}3\,p.m}} - 1 \right] \quad \ldots \quad (5)$$

dla: $m = 10$, $$s = \frac{d}{2} \left[\sqrt{\frac{1700 + 14\,p}{1700 - 3\,p}} - 1 \right] \quad \ldots \quad (5\,a)$$

a dla $p = 10$ atm. (ciśnienia roboczego):

$$s = 0{,}025\,d \quad \ldots \quad (5\,b)$$

Ze względów odlewniczych, grubość ścianek musi być o a większa (zwłaszcza dla małych średnic), mianowicie w granicach dla: $d = 40$ mm, $a = 7$ mm, $d = 1200$ mm, $a = 0$ mm,

czyli ogólnie: $$a = \frac{1200 - d}{1200} . 7.$$

Ostateczny zatem (konstrukcyjny) wzór na grubość ścianek rur żeliwnych według norm polskich:

$$s = 0{,}025\,d + \frac{1200 - d}{1200} . 7 = 0{,}01916\,d + 7 \; mm;$$

według norm niemieckich: $$s = \frac{d}{60} + 7{,}5 \; mm.$$

Zaletą rur lanych jest ich wielka odporność na działania (chemiczne) gruntu i wody gruntowej, korzystne długości, szczególniej dla rurociągów układanych

w łukach, w których przy małych skrętach, w każdym kielichu można uzyskać skręt rurociągu, zatem ułożyć łuk, bez stosowania kształtek; łatwa naprawa (wymiana uszkodzonych rur), łatwe nawiercanie (dla połączeń) pod ciśnieniem wody. Wady pochodzą z małej wytrzymałości na ciągnienie, w następstwie czego występują dość często pęknięcia (unikać w terenie ruchomym); małe długości prostek powodują wiele uszczelnień kielichów, z których każda przedstawia niebezpieczeństwo nieszczelności i straty wody.

Rury lane normalne wykonują i badają huty na ciśnienie 20 atmosfer; używane być mogą w wodociągach na ciśnienie robocze do 10 atmosfer. Ze względu na możliwe udary wody — nie powinno się przekraczać 8 atmosfer ciśnienia roboczego. Na żądanie mogą być rury żeliwne wykonane o ściance grubszej (na większe ciśnienie), przyczem pogrubienie to idzie na koszt średnicy wewnętrznej rury. Ponadto, na rury spustowe i tam gdzie ciśnienie wewnętrzne nie przekracza 3—5 atmosfer, mogą być użyte t. zw. żeliwne rury cienkościenne (gazowe), o ściance o 15% cieńszej, badane w hutach na 10 atmosfer wewnętrznego ciśnienia. U tych rur, średnica zewnętrzna jest taka sama jak u rur normalnych, a różnica w grubości ścian powiększa średnicę wewnętrzną.

Poza rurami prostemi (prostkami), wykonują huty kształtki (fasony), potrzebne dla połączeń, skrętów itd. Kształty i wymiary prostek, kształtek, oraz kielichów i krez — są znormalizowane. W Polsce obowiązują od r. 1925 normy Polskiego Komitetu normalizacyjnego (podane w tabelach na str. 1696 do 1711). Pozatem wyrabiają huty polskie rury żeliwne według norm niemieckich (podane na str. 1713—1741). Typy niemieckie konieczne są jeszcze w b. zaborze austrjackim i niemieckim, ze względu na uzupełnianie i naprawę istniejących tam licznych wodociągów, wykonanych z rur według norm niemieckich. Tablice poniższe podają także ciężary rur i kształtek, potrzebne do opracowania kosztorysów.

A. Żeliwne rury wodociągowe według norm polskich.

Warunki techniczne wyrobu i odbioru żeliwnych rur wodociągowych, według norm polskich $\frac{PN}{B\text{-}801}$.

1. Warunki ogólne.

Warunki podane niżej są ważne dla rur wodociągowych, tj. prostek i kształtek, o ciśnieniu roboczem najwyżej do 10 *at*. Warunki te nie obejmują rur stosowanych w przewodach dla pary, gorących cieczy, gazów, kwasów lub alkaljów.

2. Jakość żeliwa.

a) Mieszanina materjałów przetapianych w żeliwiakach, względnie w piecach płomiennych.

Do wyrobu rur wodociągowych, tj. prostek i kształtek, należy stosować tylko taki dodatek druzgu zdrowego, aby żeliwo miało złom szary, drobnoziarnisty, zwięzły bez pęcherzy i porowatości i było o tyle miękkie, aby dało się obrabiać pilnikiem i ścinakiem, aby uderzenie młotkiem o brzeg rury powodowało tylko lekkie zagłębienie, ale w żadnym razie nie odpryśnięcie kawałków. Wreszcie żeliwo prostek i kształtek winno być wolne do niebezpiecznych naprężeń, powstałych podczas odlewu.

Do mieszaniny nie wolno dodawać druzgu spalonego, względnie przerdzewiałego.

Bezpośredni odlew rur wyłącznie z wielkiego pieca, jest niedopuszczalny.

Zawartość siarki nie powinna przekraczać 0,15%.

Uwaga. W poszczególnych wypadkach, skład chemiczny żeliwa może być ustalony przez odbiorcę, w porozumieniu z dostawcą.

b) Wytrzymałość żeliwa na gięcie.

W celu sprawdzenia jakości żeliwa, należy badać je podczas wyrobu rur; próbom na gięcie są poddawane odlewane z żeliwiaka pręty, o średnicy $d = 30\,mm$ i długości $l = 650\,mm$.

Pręty próbne należy odlewać w formach wysuszonych, pionowo z dołu, bez szwów, z tego samego żeliwa, z którego są odlewane rury.

Pręt położony na zaokrąglonych (promieniem $r = 500$ *mm*) krawędziach graniastosłupów (o kącie 60°), rozstawionych na odległości $l = 600$ *mm* i stopniowo obciążony pośrodku ciężarem P do 500 *kg*, winien dać strzałkę ugięcia f nie mniejszą, niż 7 *mm*. Przeciętny wynik prób trzech prętów zdrowych służy za podstawę do oceny.

3. Sposób odlewania prostek i kształtek.

Prostki kielichowe lane są bez szwów, w formach wysuszonych, kielichem na dół. Tylko prostki małe, do 80 *mm* Ø, można odlewać dowolnie, bądź kielichem na dół, bądź do góry, w każdym jednak razie pionowo. Nadlewy winny być tak wysokie, aby górny koniec rury nie posiadał pęcherzy i zanieczyszczeń w żeliwie. Prostki kołnierzowe należy odlewać bez otworów na śruby; otwory te są wiercone w odlewie gotowym; przylgi na kołnierzach są obrabiane w warsztatach mechanicznych. Podczas odlewu kształtek należy unikać stosowania podpinek, dla tego też ostoja rdzenia powinna być mocna, a sam rdzeń należy dobrze umocować w formie, aby nie mógł być podniesiony, względnie wygięty, podczas odlewu. Kształtki są odlewane leżąco, z tego powodu grubość ich ścianek jest zwiększona o 2% kosztem średnicy wewnętrznej.

Po odlaniu należy prostki, względnie kształtki, pozostawić w piasku na pewien czas, zależnie zresztą od wielkości odlewu; nie wolno wyciągać prostek i kształtek z formy w stanie czerwonym, a to w celu uniknięcia niejednostajnego tężenia żeliwa i powstania w niem naprężeń niebezpiecznych.

4. Znak firmy i znaki do użytku statystycznego.

Każda prostka i kształtka winna mieć na kielichu, lub poniżej kołnierza, wypukłe odlany znak fabryczny, rok wykonania, średnicę, jako też guzik na kielichu, względnie poniżej kołnierza, do stemplowania wypróbowanych i przyjętych prostek i kształtek.

5. Jakość odlewu prostek i kształtek.

Prostki i kształtki winny posiadać gładką powierzchnię wewnętrzną i zewnętrzną, bez guzów lub wgłębień, bez łusek i miejsc porowatych, oraz bez dziur, wypełnionych piaskiem i innemi zanieczyszczeniami. Wzbroniona jest naprawa prostek i kształtek zapomocą wbijania w otwory ołowiu, gwoździ i kitu, lub zalewania miejsc uszkodzonych i otworów płynnem żeliwem. Wymiary kielicha i obrzeża mają odpowiadać normom przepisanym. Otwory dla śrub w prostkach i kształtkach kołnierzowych winny być dokładnie rozstawione i wywiercone. Przekrój rury prostopadły do osi winien przedstawiać w każdem miejscu dokładny pierścień, o jednakowej grubości.

6. Dopuszczalne odchylenia od wymiarów normalnych.

1. Dopuszczalne odchylenie długości prostek wynosi $\pm$ 15 *mm*, przy kształtkach zaś do $+$ 2% ich długości budowlanej.

2. Dopuszczalne skrzywienie w prostce na całej długości nie może być większe ponad 4 *mm* na każdy *m* bież. rury, przy kształtkach zaś najwyżej 5 *mm* na *m* bież. kształtki.

3. Średnica wewnętrzna kielicha i średnica zewnętrzna obrzeża na bosym końcu prostki, względnie kształtki, nie powinna odbiegać od średnicy normalnej, przy rurach od 40 do 400 *mm* Ø o 1,5 *mm*, przy rurach od 500 do 600 *mm* Ø o 2 *mm*, przy rurach od 700 do 1200 *mm* Ø o 3 *mm*; dla kształtek zaś są dopuszczalne odchylenia o 50% większe, niż dla prostek.

4. Mimośrodowość, tj. połowa różnicy grubości ścianek największej i najmniejszej w jednym i tym samym przekroju: $\varepsilon = \frac{S_1 - S_2}{2}$, nie może przekraczać 20% średniej grubości badanego przekroju dla rur o średnicy do 300 *mm* wł., i 15% dla rur o średnicy powyżej 300 *mm*, czyli nie może być większą ponad $\frac{S_1 + S_2}{2 \times 100} \times 20 = \frac{1}{10}(S_1 + S_2)$, względnie: $\frac{S_1 + S_2}{2 \times 100} \times 15 = 0{,}075\,(S_1 + S_2)$, na długości najwyższej 200 *mm*.

5. Miejscowe odchylenia od właściwej grubości ścianek są uważane za dopuszczalne, jeśli na długości najwyżej 200 *mm* nie przekraczają 20% grubości normalnej ścianki.

6. Odchylenie od grubości ścianki na całej długości rury nie może być większe niż 5% grubości ścianki normalnej.

7. Wadliwie odlane końce bose z obrzeżem można przy rurach o średnicy 300 *mm* i więcej obciąć na tokarce i w płytko wydrążonym rowku, naciągnąć na gorąco obręcz z żelaza kutego, o przekroju półkolistym.

Rury w ten sposób poprawiane, mogą mieć długości następujące: 3 *m*; 3,5 *m*; 4 *m*; 4,5 *m*; 5 *m*; 5,5 *m*. Jednak w całem zamówieniu, na każdą średnicę może przypadać najwyżej 5% rur obciętych z nasadzoną na bosym końcu obrączką, o ile to zresztą będzie przewidziane w umowie.

7. Dopuszczalne odchylenie od wagi prostek i kształtek.

Normalna waga każdej prostki i kształtki jest określona w odpowiednich normach. W rzeczywistości różnica nie powinna przekraczać dla prostek $\pm$ 5%, dla kształtek $\pm$ 10% od wagi normalnej. (Dla obliczenia wagi teoretycznej, ciężar właściwy żeliwa został przyjęty 7,25 kg/dm^3.)

8. Próba hydrauliczna.

Wszystkie prostki oraz kształtki do średnicy 400 *mm* (włącznie) podlegają próbie ciśnienia hydraulicznego na 20 *at* manometrycznych; kształtki zaś o średnicach powyżej 400 *mm* — 16 *at* manometrycznych. Podczas próby, trwającej najmniej od 2 do 5 minut, uderza się umiarkowanie młotkiem żelaznym wagi około 1 *kg* po prostce, względnie kształtce, pozostającej pod ciśnieniem wody, w celu wykrycia naprężeń szkodliwych, powstałych podczas tężenia. Ciśnienie (wg. manometru) nie powinno przytem odpadać.

Prostki i kształtki powinny wytrzymać próbę bez oznak przeciekania. Próba hydrauliczna jest wykonywana przez odlewnię przed smołowaniem prostek, względnie kształtek; przy odbiorze zaś rur przez delegata kupującego, może odbywać się również i po smołowaniu rur, o ile w umowie nie zastrzeżono wyraźnie przyjmowania rur w stanie niesmołowanym.

9. Smołowanie prostek i kształtek.

Prostki i kształtki, po dokładnem oczyszczeniu z piasku, względnie z rdzy, są powlekane gorącą odwodnioną smołą pogazową. Prostki i kształtki są nagrzewane do temperatury 100—150° C i zanurzane do gorącej kąpieli smołowej, pozostając w niej około 5 minut; z rury wyciągniętej skośnie z kąpieli wypływa nadmiar smoły.

Piece do nagrzewania rur i kształtek powinny być tak urządzone, by cała rura mogła być nagrzana jednostajnie do wymaganej temperatury; należy przedewszystkiem zważać na to, by płomień ogniska nie działał bezpośrednio na rurę. W razie konieczności smołowania prostki, względnie kształtki, po raz drugi, należy przedtem dokładnie oskrobać i oczyścić jej powierzchnię.

Rury świeżo smołowane winny po ochłodzeniu mieć wygląd gładki, szklisty i nie powinny być lepkie. Powłoka smołowa winna być elastyczna, nie może łuszczyć się i odpadać wskutek zmiany temperatury, bądź lekkiego uderzenia.

10. Odbiór rur przez nabywcę.

a) Odbiór prostek i kształtek przez nabywcę lub jego delegata winien być wyraźnie przewidziany w umowie.

b) Nabywca lub delegat bada wymiary, jakość odlewu i smołowania i jest obecny przy próbach wytrzymałości żeliwa.

c) Warunki techniczne wyrobu rur wodociągowych, tj. prostek i kształtek, zawarte w poprzednich paragrafach, obowiązują tylko wtedy, jeśli w umowie nie ustalono innych warunków.

d) Wszystkie niezbędne przyrządy do pomiarów i prób, oraz prasy hydrauliczne są dostarczane przez dostawcę tak samo, jak i niezbędna przy próbach obsługa.

e) Nabywca, nie mający zamiaru wysłać delegata do odlewni, może żądać poświadczenia od dostawcy, że rury zostały wykonane według norm, ustalonych przez Polski Komitet Normalizacyjny i że próbę hydrauliczną wytrzymały.

f) Koszta drugiej próby hydraulicznej na miejscu przeznaczenia obciążają odbiorcę. Próba powinna być wykonana zapomocą przyrządów, których działanie jest bez zarzutu. Dostawca może być obecny przy próbie na własny koszt. Prostki i kształtki, które nie wytrzymały drugiej próby, winny być zastąpione przez nowe, które mają być dostarczone na miejsce przeznaczenia przez odlewnię bez dodatkowej za to zapłaty, jeśli próba wykazała bądź niedokładności w odlewie, bądź złą jakość żeliwa.

Uwaga. Na życzenie odbiorców, uskutecznia odbiór rur na miejscu w hucie Stacja mechaniczna Politechniki lwowskiej, za skromną opłatą.

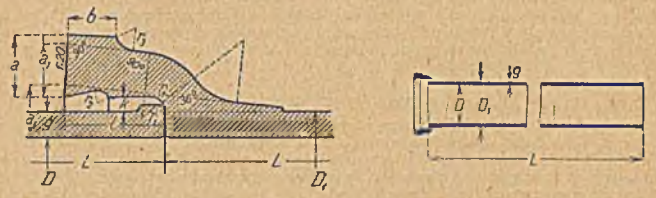
11. Gwarancje.

Niezależnie od przyjęcia rur w odlewni, nabywca ma prawo żądać od dostawcy gwarancji co do jakości żeliwa i dokładności wykonania odlewu, oraz zobowiązania do zamiany na nowe tych części, które podczas okresu gwarancyjnego ulegną zepsuciu lub zniszczeniu. Termin gwarancji określa się każdorazowo w umowie.

Proste rury kielichowe.

Kształt kielicha, według norm polskich:

Znak



$r_1 = k$ $r_2 = 0{,}25\,b$ $r_3 = 6\ mm + 0{,}02\,D$

Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 20 atm.

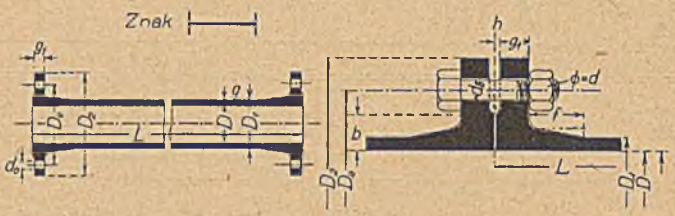
Przy większem ciśnieniu roboczem, podana grubość ścianki może być zmieniona kosztem wewnętrznej średnicy rury.

Tablica wymiarów i wagi

Średnica wewnętrzna D	Grubość ścianki g	Wewnętrzna: średnica kielicha D_2	Wewnętrzna: głębokość kielicha l	Długość użytkowa L	Waga: kielicha	Waga: obrzeża	Waga: 1 m rury bez kielicha	Waga: 1 m rury z kielichem	Waga: rury o podanej długości użytkowej
mm				*m*	*kg*				
40	8	70	60	2,5	3,22	0,05	8,75	10,00	25
50	8	80	60	2,5	3,64	0,06	10,57	12,00	30
80	9	112	60	3	5,18	0,10	18,24	20,00	60
100	9	134	64	4	6,44	0,11	22,34	24,00	96
125	10	161	65	4	7,98	0,13	30,75	32,75	131
150	10	186	66	4 / 5	9,62	0,19	36,44	39,00 / 38,40	156 / 192
200	11	238	68	4 / 5	13,67	0,25	52,86	56,25 / 55,60	225 / 278

Średnica wewnętrzna D	Grubość ścianki g	Wewnętrzna: średnica kielicha D_2	Wewnętrzna: głębokość kielicha l	Długość użytkowa L	Waga: kielicha	Waga: obrzeża	Waga: 1 m rury bez kielicha	Waga: 1 m rury z kielichem	Waga: rury o podanej długości użytkowej
mm				*m*	*kg*				
250	12	292	70	4 / 5	17,93	0,33	71,51	76,00 / 75,20	304 / 376
300	13	344	72	4 / 5	23,27	0,48	92,68	98,50 / 97,40	394 / 487
350	14	396	74	4 / 5	29,39	0,57	116,07	123,50 / 122,00	494 / 610
400	15	450	76	4 / 5	35,96	0,71	141,78	151,00 / 149,20	604 / 746
500	16	552	80	4 / 5	52,29	1,00	188,04	201,25 / 198,60	805 / 993
600	18	658	84	4 / 5	73,06	1,38	253,33	272,00 / 268,20	1088 / 1341
700	20	762	88	4 / 5	95,59	1,90	327,99	352,50 / 347,40	1409 / 1737
800	22	868	92	4 / 5	124,51	2,43	411,88	443,50 / 437,20	1774 / 2186
900	24	974	96	4 / 5	156,57	3,22	505,10	545,00 / 537,00	2180 / 2685
1000	26	1078	100	4 / 5	196,45	3,73	607,41	657,50 / 647,40	2630 / 3237
1200	30	1286	108	4 / 5	287,39	5,60	840,52	913,75 / 899,20	3655 / 4496

Proste rury kołnierzowe

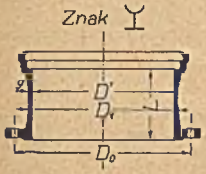


Tablica wymiarów i wagi

Średnica wewnętrzna D	Grubość ścianki g	Średnica kołnierza D_2	Grubość kołnierza g_1	Średnica obwodu na śruby D_0	Otwory na śruby: ilość	Otwory na śruby: średnica do	Długość użytkowa L	Normalna waga: kołnierza wraz z wzmocnieniem	Normalna waga: 1 m rury bez kołnierza	Normalna waga: 1 m rury z kołnierzem	Normalna waga: rury o podanej długości użytkowej
mm						*mm*	*m*	*kg*			
40	8	150	18	110	4	18	2,5	1,9	8,8	10,4	26
50	8	165	18	125	4	18	2,5	2,3	10,6	12,8	33
80	9	200	19	160	4	18	3	3,8	18,2	20,7	62
100	9	220	20	180	8	18	4	5,6	22,3	24,8	100
125	10	250	21	210	8	18	4	6,2	30,7	33,8	135
150	10	285	22	240	8	21	4	7,4	36,4	40,3	160
200	11	340	23	295	12	21	4	9,4	52,9	58,3	230
250	12	395	24	350	12	21	4	13,3	71,6	78,0	312
							5			76,8	385
300	13	445	25	400	12	21	4	15,8	92,6	100,3	401
							5			98,8	495
350	14	505	26	460	16	21	4	19,7	116,2	126,8	507
							5			124,8	620
400	15	565	27	515	16	25	4	25,5	141,8	154,5	618
							5			152,0	760
500	16	670	30	620	20	25	4	34,7	188,1	205,5	822
							5			202,0	1010
600	18	780	33	725	20	28	4	47,4	253,0	276,8	1107
							5			272,0	1360
700	20	895	33	840	24	28	4	59,8	328,0	356,8	1427
							5			351,0	1760
800	22	1015	36	950	24	32	4	80,0	411,9	451,0	1804
							5			443,2	2220

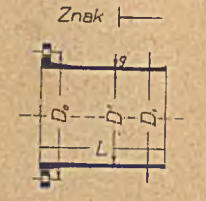
Kształtki według norm polskich

Kieliszek:



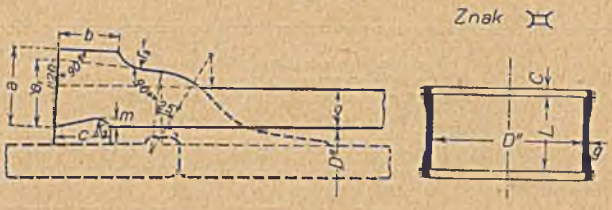
Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Średnica obwodu na śruby D_0	Długość użytkowa L	Waga
mm					*mm*	*kg*
40	37	9,5	56	110	300	8
50	47	9,5	66	125	300	9
80	76	11	98	160	300	15
100	96	11	118	180	300	19
125	121	12	145	210	300	24
150	146	12	170	240	300	30
200	196	13	222	295	300	41
250	245	14,5	274	350	300	56
300	295	15,5	326	400	300	70
350	344	17	378	460	300	90
400	394	18	430	515	300	110
500	494	19	532	620	300	150
600	593	21,5	636	725	300	205
700	692	24	740	840	300	260
800	791	26,5	844	950	300	340

Króciec:



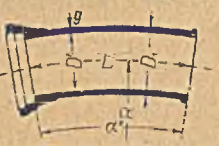
40	37	9,5	56	110	600	8
50	47	9,5	66	125	600	10
80	76	11	98	160	600	17
100	96	11	118	180	600	21
125	121	12	145	210	600	27
150	146	12	170	240	600	33
200	196	13	222	295	600	46
250	245	14,5	274	350	600	65
300	295	15,5	326	400	600	82
350	344	17	378	460	600	105
400	394	18	430	515	600	125
500	494	19	532	620	800	215
600	593	21,5	636	725	800	290
700	692	24	740	840	800	370
800	791	26,5	844	950	800	470

Nasuwka



Średnica normalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość ścianki g	Długość L	Głębokość c	Waga
mm					kg
40	70	9,5	208	26	6
50	80	9,5	208	26	7
80	112	11	218	26	13
100	134	11	218	27	16
125	161	12	221	27	22
150	186	12	224	28	24
200	238	13	232	29	34
250	292	14,5	240	30	46
300	344	15,5	248	31	59
350	396	17	256	32	75
400	450	18	264	33	90
500	552	19	280	35	120
600	658	21,5	296	37	180
700	762	24	312	39	240
800	868	26,5	328	41	310
900	974	29	344	43	390
1000	1078	31	360	45	480
1200	1286	36	392	49	710

Znak



Łuk kielichowy

Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość kołnierza g	Średnica zewnętrzna D_1	Długość użytkowa L	Promień R	Długość łuku α^0	Waga
mm							*kg*
40	37	9,5	56	500	500	57° 27′	8
40	37	9,5	56	500	1000	28° 43′	8
50	47	9,5	66	500	500	57° 27′	10
50	47	9,5	66	500	1000	28° 43′	10
80	76	11	98	1000	1250	45° 50′	27
80	76	11	98	1000	2500	22° 55′	27
80	76	11	98	1000	5000	11° 28′	27
100	96	11	118	1000	1250	45° 50′	33
100	96	11	118	1000	2500	22° 55′	33
100	96	11	118	1000	5000	11° 28′	33
125	121	12	145	1000	1250	45° 50′	44
125	121	12	145	1000	2500	22° 55′	44
125	121	12	145	1000	5000	11° 28′	44
150	146	12	170	1000	1250	45° 50′	53
150	146	12	170	1000	2500	22° 55′	53
150	146	12	170	1000	5000	11° 28′	53
200	196	13	222	1000	2500	22° 55′	75
200	196	13	222	1000	5000	11° 28′	75
250	245	14,5	274	1000	2500	22° 55′	105
250	245	14,5	274	1000	5000	11° 28′	105
300	295	15,5	326	1000	2500	23° 30′	130
300	295	15,5	326	1000	5000	11° 28′	130
350	344	17	378	1500	2500	34° 23′	240
350	344	17	378	1500	5000	17° 11′	240
400	394	18	430	1500	2500	34° 23′	290
400	394	18	430	1500	5000	17° 11′	290
400	394	18	430	1500	10000	8° 35′	290
500	494	19	532	1750	5000	20° 3′	440
500	494	19	532	1750	10000	10° 2′	440
600	593	21,5	636	1750	5000	20° 3′	600
600	593	21,5	636	1750	10000	10° 2′	600
700	692	24	740	1750	5000	20° 3′	770
700	692	24	740	1750	10000	10° 2′	770
800	791	26,5	844	1750	5000	20° 3′	980
800	791	26,5	844	1750	10000	10° 2′	980
900	890	29	948	1750	5000	20° 3′	1210
900	890	29	948	1750	10000	10° 2′	1210
1000	990	31	1052	1750	5000	20° 3′	1440
1000	990	31	1052	1750	10000	10° 2′	1440
1200	1188	36	1260	1750	5000	20° 3′	2020
1200	1188	36	1260	1750	10000	10° 2′	2020

Krzywka kielichowa

Znak

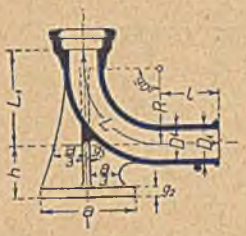
Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Promień R	Długość 45° L	Długość 45° l	Długość 30° L	Długość 30° l	Waga 45°	Waga 30°
mm									*kg*	
40	37	9,5	56	250	499	240	434	240	8	7
50	47	9,5	66	250	499	240	434	240	10	9
80	76	11	98	250	501	240	436	240	16	14
100	96	11	118	250	662	400	597	400	24	22
125	121	12	145	500	860	400	729	400	38	33
150	146	12	170	500	862	400	731	400	47	41
200	196	13	222	500	865	400	734	400	67	59
250	245	14,5	274	500	868	400	737	400	92	80
300	295	15,5	326	500	871	400	740	400	118	105
350	344	17	378	500	874	400	743	400	150	130
400	394	18	430	1000	1369	500	1108	500	265	220
500	494	19	532	1000	1375	500	1114	500	355	300
600	593	21,5	636	1000	1381	500	1120	500	480	400
700	692	24	740	1000	1387	500	1126	500	630	520
800	791	26,5	844	1000	1393	500	1132	500	800	670

Kolano kielichowe

Znak

Kolano kielichowe ze stopką

Znak



Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Promień łuku R	Długość			Rozmiary stopki				Waga	
					L	L_1	l	a	g_2	g_3	h	bez stopki	ze stopką
mm												*kg*	
40	37	9,5	56	250	756	313	240	140	14	11	77	10	16
50	47	9,5	66	250	756	313	240	150	14	11	105	12	19
80	76	11	98	250	758	315	240	180	15	12	123	20	31
100	96	11	118	250	919	316	400	200	15	12	135	29	41
125	121	12	145	500	1253	567	400	225	15	12	150	51	71
150	146	12	170	500	1254	569	400	250	16	13	165	64	86
200	196	13	222	500	1257	572	400	300	17	14	195	90	120
250	245	14,5	274	500	1260	575	400	350	18	15	225	125	160
300	295	15,5	326	500	1263	578	400	400	19	15	255	160	210
350	344	17	378	500	1266	581	400	450	20	16	285	205	260

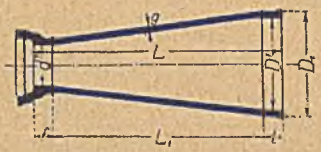
Kolano 2-kołnierzowe

Kolano 2-kołnierzowe ze stopką

Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Średnica obwodu na śruby D_0	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Promień łuku R	Długość L	Długość L_1	Rozmiary stopki a	Rozmiary stopki s_2	Rozmiary stopki s_3	Rozmiary stopki h	k	Waga kolana bez stopki	Waga kolana ze stopką
mm													*kg*	
40	37	110	9,5	56	67	251	140	140	14	11	77	73	7	10
50	47	125	9,5	66	77	267	150	150	14	11	105	73	9	12
80	76	160	11	98	104	315	180	180	15	12	123	76	14	20
100	96	180	11	118	122	348	200	200	15	12	135	78	19	28
125	121	210	12	145	145	388	225	225	15	12	150	80	25	36
150	146	240	12	170	167	428	250	250	16	13	165	83	34	46
200	196	295	13	222	214	508	300	300	17	14	195	86	50	72
250	245	350	14,5	274	260	588	350	350	18	15	225	90	77	105
300	295	400	15,5	326	307	668	400	400	19	15	255	93	105	140
350	344	460	17	378	352	749	450	450	20	16	285	98	140	190
400	394	515	18	430	399	828	500	500	21	17	315	101	190	250
500	494	620	19	532	491	989	600	600	23	18	375	109	290	390
600	593	725	21,5	636	582	1150	700	700	25	20	435	118	440	580
700	692	840	24	740	677	1309	800	800	27	22	495	123	620	830
800	791	950	26,5	844	769	1469	900	900	29	23	555	131	880	1140

Zwężka kielichowa

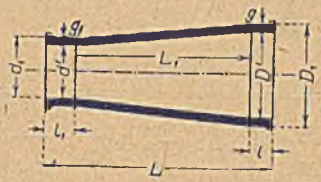
Znak



Średnice nominalne $D \times d$	Średnica wewnętrzna D'	Średnica wewnętrzna d'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Długość L	Długość L_1	f	l	Waga
	mm								kg
50.40	47	37	9,5	66	500	377	63	60	9
80.50	76	47	11	98	500	377	63	60	12
100.50	96	47	11	118	500	373	63	64	13
100.80	96	76	11	118	500	371	65	64	17
125.80	121	76	12	145	500	370	65	65	22
125.100	121	96	12	145	500	369	66	65	23
150.100	146	96	12	170	500	368	66	66	24
150.125	146	121	12	170	500	367	67	66	28
200.100	196	96	13	222	750	616	66	68	40
200.150	196	146	13	222	750	613	69	68	49
250.150	245	146	14,5	274	750	611	69	70	61
250.200	245	196	14,5	274	750	608	72	70	70
300.150	295	146	15,5	326	750	609	69	72	68
300.200	295	196	15,5	326	750	606	72	72	81
300.250	295	245	15,5	326	750	603	75	72	93
350.250	344	245	17	378	750	601	75	74	104
350.300	344	295	17	378	750	598	78	74	120
400.300	394	295	18	430	1000	846	78	76	165
400.350	394	344	18	430	1000	843	81	76	185
500.400	494	394	19	532	1000	836	84	80	240
600.500	593	494	21,5	636	1000	826	90	84	320
700.600	692	593	24	740	1000	816	96	88	430
800.700	791	692	26,5	844	1000	806	102	92	550
900.800	890	791	29	948	1000	796	108	96	680
1000.900	990	890	31	1052	1000	786	114	100	820
1200.1000	1188	990	36	1260	1000	772	120	108	1080

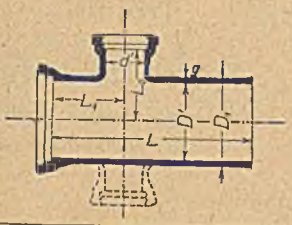
Zwężka bosa

Znak <



Średnice nominalne $D \times d$	Średnica wewnętrzna		Grubość ścianki		Średnica zewnętrzna		Długość		l	l_1	Waga
	D'	d'	g	g_1	D_1	d_1	L	L_1			
	mm										*kg*
50.40	47	37	9,5	9,5	66	56	500	340	60	100	6
80.50	76	47	11	9,5	98	66	500	340	60	100	8
100.50	96	47	11	9,5	118	66	500	336	64	100	10
100.80	96	76	11	11	118	98	500	336	64	100	12
125.80	121	76	12	11	145	98	500	335	65	100	14
125.100	121	96	12	11	145	118	500	335	65	100	16
150.100	146	96	12	11	170	118	500	334	66	100	17
150.125	146	121	12	12	170	145	500	334	66	100	20
200.100	196	96	13	11	222	118	750	582	68	100	33
200.150	196	146	13	12	225	170	750	582	68	100	39

Znak Znak



Trójnik

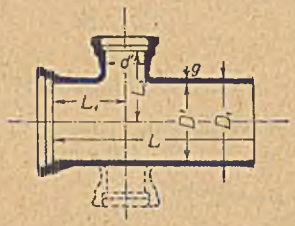
Krzyżak kielichowy

dla średnic nominalnych 40—400 *mm*

Średnice nominalne $D \times d$	Średnica wewnętrzna przewodu D'	Średnica wewnętrzna odgałęzienia d'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna przewodu D_1	Długość użytkowa L	L_1	L_2	Waga Trójnik	Waga Krzyżak
	mm							*kg*	
40.40	37	37	9,5	56	500	150	118	12	16
50.40	47	37	9,5	66	500	150	123	14	18
50.50	47	47	9,5	66	500	150	123	15	19
80.50	76	47	11	98	750	150	139	26	31
80.80	76	76	11	98	750	150	139	28	35
100.50	96	47	11	118	750	170	149	31	36
100.80	96	76	11	118	750	170	149	33	40
100.100	96	96	11	118	750	170	155	35	44
125 100	121	96	12	145	750	205	168	44	53
125.125	121	121	12	145	750	205	170	47	58
150.100	146	96	12	170	750	205	181	51	60
150.150	146	146	12	170	750	205	184	56	70
200.100	196	96	13	222	1000	240	207	85	95
200.150	196	146	13	222	1000	240	210	90	100
200.200	196	196	13	222	1000	240	213	95	115
250.150	245	146	14,5	274	1000	275	236	115	130
250 200	245	196	14,5	274	1000	275	239	120	140
250.250	245	245	14,5	274	1000	275	242	130	155
300.150	295	146	15,5	326	1000	310	262	145	160
300.200	295	196	15,5	326	1000	310	265	150	170
300.250	295	245	15,5	326	1000	310	268	155	180
300.300	295	295	15,5	326	1000	310	271	160	195
350.150	344	146	17	378	1000	345	288	180	195
350.200	344	196	17	378	1000	345	291	190	205
350.250	344	245	17	378	1000	345	294	195	215
350.300	344	295	17	378	1000	345	297	200	235
350.350	344	344	17	378	1000	345	300	210	250
400.200	394	196	18	430	1250	380	317	265	285
400.250	394	245	18	430	1250	380	320	270	295
400.300	394	295	18	430	1250	380	323	275	310
400.350	394	344	18	430	1250	380	326	285	325
400.400	394	394	18	430	1250	380	329	295	315

Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami, przy średnicach 300 *mm* i wyżej. Waga sztuk podnosi się odpowiednio.

Znak ⊢ Znak ⊣



Trójnik

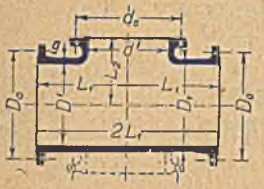
Krzyżak kielichowy

dla średnic nominalnych 500 – 800 *mm*

Średnice nominalne $D \times d$	Średnica wewnętrzna przewodu D'	Średnica wewnętrzna odgałęzienia d'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna przewodu D_1	Długość użytkowa L	L_1	L_2	Waga Trójnik	Waga Krzyżak
	mm							*kg*	
500.200	494	196	19	532	1250	450	368	350	365
500.250	494	245	19	532	1250	450	371	355	375
500.300	494	295	19	532	1250	450	374	360	390
500.350	494	344	19	532	1250	450	377	365	405
500.400	494	394	19	532	1250	450	380	375	420
500.500	494	494	19	532	1250	450	386	395	460
600.200	593	196	21,5	636	1500	520	420	540	560
600.250	593	245	21,5	636	1500	520	423	545	570
600.300	593	295	21,5	636	1500	520	426	555	580
600.350	593	344	21,5	636	1500	520	429	560	595
600.400	593	394	21,5	636	1500	520	432	570	610
600.500	593	494	21,5	636	1500	520	438	585	645
600.600	593	593	21,5	636	1500	520	444	610	700
700.200	692	196	24	740	1500	590	472	700	715
700.250	692	245	24	740	1500	590	475	705	725
700.300	692	295	24	740	1500	590	478	710	740
700.350	692	344	24	740	1500	590	481	715	755
700.400	692	394	24	740	1500	590	484	725	760
700.500	692	494	24	740	1500	590	490	740	800
700.600	692	593	24	740	1500	590	496	770	850
700.700	692	692	24	740	1500	590	502	800	900
800.200	791	196	26,5	844	1750	660	524	1000	1020
800.250	791	245	26,5	844	1750	660	527	1010	1030
800.300	791	295	26,5	844	1750	660	530	1010	1040
800.350	791	344	26,5	844	1750	660	533	1020	1050
800.400	791	394	26,5	844	1750	660	536	1020	1070
800.500	791	494	26,5	844	1750	660	542	1040	1100
800.600	791	593	26,5	844	1750	660	548	1060	1140
800.700	791	692	26,5	844	1750	660	554	1090	1190
800.800	791	791	26,5	844	1750	660	560	1130	1270

Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami, przy średnicach 300 *mm* i wyżej. Waga sztuk podnosi się odpowiednio.

Znak ⊢⊣ Znak ⊢⊣



Trójnik trzykołnierzowy

Krzyżak kołnierzowy

dla średnic nominalnych 40—400 *mm*

Średnica nominalna $D \times d$	Średnica wewn. przewodu D'	Średnica obwodu na śruby przewodu D_0	Średnica wewn. odgałęzienia d'	Średnica obwodu na śruby odgałęzienia d_0	Grubość kołnierzy g	Średnica zewn. przewodu D_1	$2L_1$	L_1	L_2	Waga Trójnik	Waga Krzyżak
	mm									*kg*	
40.40	37	110	37	110	9,5	56	280	140	140	10	13
50.40	47	125	37	110	9,5	66	300	150	145	11	14
50.50	47	125	47	125	9,5	66	300	150	150	12	16
80.50	76	160	47	125	11	98	360	180	165	19	23
80.80	76	160	76	160	11	98	360	180	180	21	27
100.50	96	180	47	125	11	118	400	200	175	23	27
100.80	96	180	76	160	11	118	400	200	190	25	31
100.100	96	180	96	180	11	118	400	200	200	27	34
125.100	121	210	96	180	12	145	450	225	212	34	42
125.125	121	210	121	210	12	145	450	225	225	37	47
150.100	146	240	96	180	12	170	500	250	225	43	51
150.150	146	240	146	240	12	170	500	250	250	48	62
200.100	196	295	96	180	13	222	600	300	250	63	71
200.150	196	295	146	240	13	222	600	300	275	69	82
200.200	196	295	196	295	13	222	600	300	300	75	94
250.150	245	350	146	240	14,5	274	700	350	300	97	111
250.200	245	350	196	295	14,5	274	700	350	325	103	124
250.250	245	350	245	350	14,5	274	700	350	350	110	138
300.150	295	400	146	240	15,5	326	800	400	325	129	144
300.200	295	400	196	295	15,5	326	800	400	350	135	155
300.250	295	400	245	350	15,5	326	800	400	375	145	170
300.300	295	400	295	400	15,5	326	800	400	400	150	185
350.150	344	460	146	240	17	378	900	450	350	175	190
350.200	344	460	196	295	17	378	900	450	375	185	215
350.250	344	460	245	350	17	378	900	450	400	190	220
350.300	344	460	295	400	17	378	900	450	425	200	240
350.350	344	460	344	460	17	378	900	450	450	210	260
400.200	394	515	196	295	18	430	1000	500	400	235	260
400.250	394	515	245	350	18	430	1000	500	425	240	270
400.300	394	515	295	400	18	430	1000	500	450	250	290
400.350	394	515	344	460	18	430	1000	500	475	260	310
400.400	394	515	394	515	18	430	1000	500	500	280	350

Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami, przy średnicach 300 *mm* i wyżej. Waga sztuk podnosi się odpowiednio.

Trójnik trzykołnierzowy

(fig. na stronie 1709).

Krzyżak kołnierzowy

dla średnic nominalnych

500—800 *mm*

Średnice nominalne $D \times d$	Średnica				Grubość ścianki g	Średnica zewn. przewodu D_1	$2\,L_1$	L_1	L_2	Waga	
	wewn. przewodu D'	obwodu na śruby przewodu D_o	wewn. odgałęzienia d'	obwodu na śruby odgałęzienia d_o						Trójnik	Krzyżak
	mm									*kg*	
500.200	494	620	196	295	19	532	1200	600	450	350	370
500.250	494	620	245	350	19	532	1200	600	475	355	385
500.300	494	620	295	400	19	532	1200	600	500	365	405
500.350	494	620	344	460	19	532	1200	600	525	375	425
500.400	494	620	394	515	19	532	1200	600	550	385	450
500.500	494	620	494	620	19	532	1200	600	600	415	510
600.200	593	725	196	295	21,5	636	1400	700	500	525	550
600.250	593	725	245	350	21,5	636	1400	700	525	535	565
600.300	593	725	295	400	21,5	636	1400	700	550	540	585
600.350	593	725	344	460	21,5	636	1400	700	575	555	610
600.400	593	725	394	515	21,5	636	1400	700	600	565	635
600.500	593	725	494	620	21,5	636	1400	700	650	600	690
600.600	593	725	593	725	21,5	636	1400	700	700	630	765
700.200	692	840	196	295	24	740	1600	800	550	750	780
700.250	692	840	245	350	24	740	1600	800	575	760	800
700.300	692	840	295	400	24	740	1600	800	600	770	820
700 350	692	840	344	460	24	740	1600	800	625	780	840
700.400	692	840	394	515	24	740	1600	800	650	790	860
700 500	692	840	494	620	24	740	1600	800	700	830	930
700.600	692	840	593	725	24	740	1600	800	750	860	1000
700.700	692	840	692	840	24	740	1600	800	800	910	1090
800 200	791	950	196	295	26,5	844	1800	900	600	1050	1080
800.250	791	950	245	350	26,5	844	1800	900	625	1060	1090
800.300	791	950	295	400	26,5	844	1800	900	650	1070	1100
800.350	791	950	344	460	26,5	844	1800	900	675	1080	1140
800.400	791	950	394	515	26,5	844	1800	900	700	1090	1170
800 500	791	950	494	620	26,5	844	1800	900	750	1130	1230
800.600	791	950	593	725	26,5	844	1800	900	800	1170	1320
800.700	791	950	692	840	26,5	844	1800	900	850	1250	1480
800.800	791	950	791	950	26,5	844	1800	900	900	1340	1660

Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami, przy średnicach 300 *mm* i wyżej. Waga sztuk podnosi się odpowiednio.

Odwodniak kielichów

Średnica nominalna $D \times d$	Średnica wewnętrzna przewodu D'	Średnica wewnętrzna odgałęzienia d'	Grubość ścianki g	Średnica zewn. przewodu D_1	Długość L	Długość L_1	Długość L_2	h	Waga
mm									kg
250.150	245	146	14,5	274	975	275	252	123	90
300.150	295	146	15,5	326	1000	310	280	148	155
350.150	344	146	17	378	1075	345	307	173	205
400.200	394	196	18	430	1150	380	335	197	265
500.200	494	196	19	532	1300	450	390	247	380
600.200	593	196	21,5	636	1450	520	445	297	520
700.200	692	196	24	740	1600	590	500	346	730

Korek

Średnica nominalna D	Średnica wewnętrzna D'	Grubość ścianki g	Średnica zewnętrzna D_1	Długość L	Waga
mm					kg
40	37	9,5	56	200	2,5
50	47	9,5	66	200	3
80	76	11	98	200	6
100	96	11	118	200	7
125	121	12	145	200	10
150	146	12	170	200	12
200	196	13	222	200	19
250	245	14,5	274	200	29
300	295	15,5	326	200	39

B. Żeliwne rury wodociągowe
według norm niemieckich.

Normalne proste rury kielichowe

według norm, ustalonych w roku 1882 przez Związek Niemieckich Inżynierów oraz Związek Gazowników i Wodociągowców w Niemczech. Rury odlewane są pionowo, kielichem nadół w dobrze wysuszonych formach, i próbowane na ciśnienie 20 atm. Ciśnienie robocze 10 atm. Dla wyższego ciśnienia dostarczają rury o zwiększonej grubości ścianki kosztem wewnętrznej średnicy. Na życzenie wyrabiają powyższe rury z rowkiem na ołów i obrzeżem na bosym końcu.

I. Tolerancja wymiarów i wagi.

Wymiary i wagi podane w katalogach, obowiązują tylko w przybliżeniu i dopuszczalne są odchylenia w następujących granicach (jak w normach polskich, str. 1694):

a) Odchylenia w grubości ścianek:

dla rur prostych	40—100 *mm*	średnicy	± 15%
„ „ „	125—225 „	„	± 12%
„ „ „	250 475 „	„	± 11%
„ „ „	500 *mm* i wyżej „		± 10%

dla kształtek w odpowiednich podwójnych granicach.

b) Odchylenia w wadze:

dla rur prostych normalnej długości . .	± 5%
„ kształtek zwyczajnych	± 10%
„ kształtek o podwójnem rozgałęzieniu	± 15%

Kształtki o średnicy ponad 400 *mm* podlegają przyjęciu przez odbiorcę podług wagi rzeczywistej. Tolerancja wagi oblicza się zawsze od łącznej wagi odnośnego zamówienia, względnie całej dostawy.

c) Odchylenie w długości:

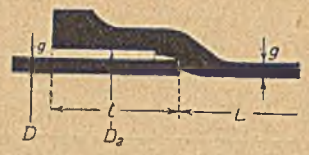
dopuszczalne jest w granicach + 20 *mm*. Fabryce przysługuje prawo wykonania zamówienia 10% ilości każdego kalibru do 1000 *mm* średnicy — rurami krótszemi niż normalne lub zamówione długości katalogowe.

Tablica I.

Średnica wewnętrzna D	Grubość ścianki g	Wewnętrzna: średnica kielicha D_2	Wewnętrzna: głębokość kielicha t	Długość użytkowa L	Waga normalna: kielicha	Waga normalna: 1 m rury bez kielicha	Waga normalna: 1 m rury z kielichem	Waga normalna: całej rury o podanej długości
mm				*m*	*kg*			
40	8	70	74	2	2,7	8,8	10,1	20,2
				2,5			9,9	24,7
50	8	81	77	2	3,1	10,6	12,2	24,3
				2,5			11,8	29,6
60	8,5	92	80	3	3,9	13,3	14,6	43,7
70	8,5	102	82	3	4,1	15,2	16,7	50
80	9	113	84	3	5,1	18,2	19,9	59,8
90	9	123	86	3	5,7	20,3	22,2	66,6
100	9	133	88	3	6,2	22,3	24,4	73,2
				4			23,8	95,4
125	9,5	159	91	4	7,6	29,1	31	124
				5			30,6	153
150	10	185	94	4	9,9	36,4	38,9	155,6
				5			33,4	191,9
175	10	211	97	4	12	44,4	47,4	189,5
				5			46,8	234
200	11	238	100	4	14,4	52,9	56,5	226
				5			55,7	279
225	11,5	264	100	4	16,9	62	66,2	265
				5			65,3	327
250	12	291	103	4	19,6	71,6	76,5	306
				5			75,5	378
275	12,5	317	103	4	22,5	81,9	87,5	350
				5			86,4	432

Średnica wewnętrzna D	Grubość ścianki g	Wewnętrzna: średnica kielicha D_2	Wewnętrzna: głębokość kielicha t	Długość użytkowa L	Waga normalna: kielicha	Waga normalna: 1 m rury bez kielicha	Waga normalna: 1 m rury z kielichem	Waga normalna: całej rury o podanej długości
mm				*m*	*kg*			
300	13	343	105	4	25,8	92,6	99,1	396
				5			97,8	489
325	13,5	369	105	4	28,8	104,1	111,8	445
				5			109,9	549
350	14	395	107	4	32,2	116,2	124,1	497
				5			122,6	613
375	14	421	107	4	34,3	124	132,6	530
				5			130,9	654
400	14,5	448	110	4	39,2	136,9	146,7	587
				5			144,9	724
425	14,5	473	110	4	41,3	145,2	155,5	622
				5			153,5	767
450	15	499	112	4	44,9	158,8	170	680
				5			167,8	839
475	15,5	525	112	4	49	173,2	185,4	742
				5			183	915
500	16	552	115	4	54,5	188,1	201,7	807
				5			199	995
550	16,5	603	117	4	62,8	212,9	228,5	914
				5			225,5	1127
600	17	655	120	4	71,2	238,9	256,7	1027
				5			253,2	1266
650	18	707	122	4	83,1	273,9	294,6	1179
				5			290,5	1453
700	19	760	125	4	98	311,2	335,7	1343
				5			330,8	1654
750	20	812	127	4	111,3	350,7	378,6	1514
				5			373	1865
800	21	866	130	4	129,3	392,7	425	1700
				5			418,6	2093
900	22,5	970	135	4	160,2	472,7	512,8	2051
				5			504,7	2524
1000	24	1074	140	4	196	559,8	608,8	2435
				5			599	2995
1100	26	1178	145	4	243,8	666,8	727,7	2911
				5			715,6	3578
1200	28	1282	150	4	294,5	783,1	856,8	3427
				5			840,2	4201

Normalne proste rury kielichowe cienkościenne według norm niemieckich



Tablica II.

ustalonych przez Związek Niemieckich Inżynierów oraz Związek Gazowników i Wodociągowców w Niemczech w roku 1882. Grubość ścianki jest około 15% mniejsza, niż według tablicy I.

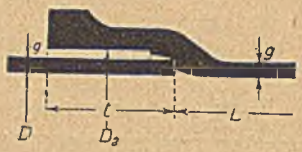
Ciśnienie próbne 10 atm. Ciśnienie robocze najwyżej 5 atm.

Tablica wymiarów i wagi

Średnica wewnętrzna D		Grubość ścianki	Wewnętrzna		Długość użytkowa	Normalna waga			
nominalna, odpowiadająca normalnej grubości ścianki	rzeczywista przy zmniejszonej grubości ścianki	g	średnica kielicha D_2	głębokość kielicha l	L	kielicha	1 m rury bez kielicha	1 m rury z kielichem	całej rury o podanej długości
mm					m	kg			
40	42,6	6,7	70	74	2	2,7	7,4	8,8	17,5
					2,5			8,5	21,2
50	52,6	6,7	81	77	2	3,1	9	10,6	21,1
					2,5			10,2	25,6
60	62,8	7,1	92	80	3	3,9	11,3	12,7	38
70	72,9	7,1	102	82	3	4,4	12,9	14,3	43
80	82,8	7,6	113	84	3	5,1	15,6	17,3	52
90	92,8	7,6	123	86	3	5,7	17,1	19	57
100	102,8	7,6	133	88	3	6,2	19	21	63
125	128	8	159	91	4	7,6	24,8	26,8	107
150	153	8,5	185	94	4	9,9	31	33,5	134
175	178	9	211	97	4	12	37,7	40,8	163
200	203,4	9,3	238	100	4	14,4	44,9	48,5	194
225	228,6	9,7	264	100	4	16,9	52,7	56,8	227

Średnica wewnętrzna D		Grubość ścianki	Wewnętrzna		Długość użytkowa	Normalna waga			
nominalna, odpowiadająca normalnej grubości ścianki	faktyczna przy zmniejszonej grubości ścianki	g	średnica kielicha D_2	głębokość kielicha l	L	kielicha	1 m rury bez kielicha	1 m rury z kielichem	całej rury o podanej długości
mm					m	kg			
250	253,6	10,2	291	103	4	19,6	60,9	65,8	263
275	278,8	10,6	317	103	4	22,5	69,6	75,3	301
300	304	11	343	105	4	25,8	78,8	85,5	341
325	329,2	11,4	369	105	4	28,8	88,5	95,8	383
350	354,4	11,8	395	107	4	32,2	98,7	106,8	427
375	379,4	11,8	421	107	4	34,3	105,4	114	456
400	404,6	12,2	448	110	4	39,2	116,4	126,3	505
425	429,6	12,2	473	110	4	41,3	123,4	133,8	535
450	454,6	12,7	499	112	4	44,9	135	146,3	585
475	479,8	13,1	525	112	4	49	147,2	159,5	638
500	505	13,5	552	115	4	54,5	159,9	173,5	694
550	555	14	603	117	4	62,3	181	196,5	786
600	605,2	14,4	655	120	4	71,2	203	220,8	883
650	655,4	15,3	707	122	4	83,1	232,7	253,5	1014
700	705,8	16,1	760	125	4	98	264,5	289	1156
750	756	17	812	127	4	111,3	298,2	326	1304
800	806,4	17,8	866	130	4	129,3	333,7	366	1464
900	906,8	19,1	970	135	4	160,2	401,9	442	1768
1000	1007,2	20,4	1074	140	4	196	475,8	524,8	2099
1100	1108	22	1178	145	4	243,9	566,8	627,8	2511
1200	1208,6	23,7	1282	150	4	294,5	665,6	739,3	2957

Normalne proste rury kielichowe cienkościenne według norm niemieckich



Tablica II.

ustalonych przez Związek Niemieckich Inżynierów oraz Związek Gazowników i Wodociągowców w Niemczech w roku 1882. Grubość ścianki jest około 15% mniejsza, niż według tablicy I.

Ciśnienie próbne 10 atm. Ciśnienie robocze najwyżej 5 atm.

Tablica wymiarów i wagi

Średnica wewnętrzna D		Grubość ścianki g	Wewnętrzna		Długość użytkowa L	Normalna waga			
nominalna, odpowiadająca normalnej grubości ścianki	rzeczywista przy zmniejszonej grubości ścianki		średnica kielicha D_2	głębokość kielicha l		kielicha	1 m rury bez kielicha	1 m rury z kielichem	ostatej rury o podanej długości
mm					*m*	*kg*			
40	42,6	6,7	70	74	2	2,7	7,4	8,8	17,5
					2,5			8,5	21,2
50	52,6	6,7	81	77	2	3,1	9	10,6	21,1
					2,5			10,2	25,6
60	62,8	7,1	92	80	3	3,9	11,3	12,7	38
70	72,9	7,1	102	82	3	4,4	12,9	14,3	43
80	82,8	7,6	113	84	3	5,1	15,6	17,3	52
90	92,8	7,6	123	86	3	5,7	17,1	19	57
100	102,8	7,6	133	88	3	6,2	19	21	63
125	128	8	159	91	4	7,6	24,8	26,8	107
150	153	8,5	185	94	4	9,9	31	33,5	134
175	178	9	211	97	4	12	37,7	40,8	163
200	203,4	9,3	238	100	4	14,4	44,9	48,5	194
225	228,6	9,7	264	100	4	16,9	52,7	56,8	227

Średnica wewnętrzna D		Grubość ścianki g	Wewnętrzna		Długość użytkowa L	Normalna waga			
nominalna, odpowiadająca normalnej grubości ścianki	faktyczna przy zmniejszonej grubości ścianki		średnica kielicha D_2	głębokość kielicha t		kielicha	1 m rury bez kielicha	1 m rury z kielichem	całej rury o podanej długości
mm					*m*	*kg*			
250	253,6	10,2	291	103	4	19,6	60,9	65,8	263
275	278,8	10,6	317	103	4	22,5	69,6	75,3	301
300	304	11	343	105	4	25,8	78,8	85,3	341
325	329,2	11,4	369	105	4	28,8	88,5	95,8	383
350	354,4	11,8	395	107	4	32,2	98,7	106,8	427
375	379,4	11,8	421	107	4	34,3	105,4	114	456
400	404,6	12,2	448	110	4	39,2	116,4	126,3	505
425	429,6	12,2	473	110	4	41,3	123,4	133,8	535
450	454,6	12,7	499	112	4	44,9	135	146,3	585
475	479,8	13,1	525	112	4	49	147,2	159,5	638
500	505	13,5	552	115	4	54,5	159,9	173,5	694
550	555	14	603	117	4	62,3	181	196,5	786
600	605,2	14,4	655	120	4	71,2	203	220,8	883
650	655,4	15,3	707	122	4	83,1	232,7	253,5	1014
700	705,8	16,1	760	125	4	98	264,5	289	1156
750	756	17	812	127	4	111,3	298,2	326	1304
800	806,4	17,8	866	130	4	129,3	333,7	366	1464
900	906,8	19,1	970	135	4	160,2	401,9	442	1768
1000	1007,2	20,4	1074	140	4	196	475,8	524,8	2099
1100	1108	22	1178	145	4	243,9	566,8	627,8	2511
1200	1208,6	23,7	1282	150	4	294,5	665,6	739,3	2957

Kształtki do rur kielichowych

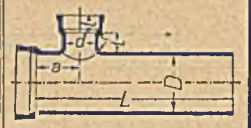
Kształtka **A** Odnoga prosta (Trójnik) z kielichem i kołnierzem

Średnica przewodu D	Średnica odgałęzienia d w *mm*																
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
mm	Waga w *kg*																
40	15																
50	17	18															
60	20	21	22														
70	23	23	24	25													
80	27	28	28	29	30												
90	29	29	30	31	32	33											
100	31	32	33	34	35	36	37										
125	46	46	47	48	49	50	52	53									
150	57	57	58	59	60	61	63	65	67								
175	68	69	70	71	72	74	75	77	80	82							
200	81	82	83	84	85	87	88	90	93	95	98						
225	94	95	96	96	97	99	101	103	106	108	111	114					
250	108	109	110	110	112	112	113	116	118	121	124	126	129				
275	123	124	125	126	127	129	131	133	136	138	141	144	147	150			
300	140	140	141	142	143	145	147	149	152	154	157	160	163	166	170		
325	157	158	159	160	161	163	165	167	170	170	173	176	179	182	186	192	
350	174	175	176	177	178	180	181	183	186	188	191	194	197	200	204	244	249
375	185	186	187	188	189	191	193	195	198	200	203	206	209	212	216	256	262
400	206	207	208	209	210	211	213	215	217	220	223	226	229	232	236	282	286
425	218	219	220	221	222	223	225	227	230	232	235	238	241	244	248	299	303
450	238	238	239	240	241	242	244	246	249	252	255	258	261	264	268	320	325
475	259	260	261	262	263	264	266	268	271	273	276	279	282	285	288	346	349
500	282	283	284	285	286	288	290	292	295	297	300	303	306	309	313	372	378
550	320	321	321	322	323	325	327	329	332	333	336	339	342	406	410	415	421
600	360	361	362	362	363	364	366	368	371	373	376	379	382	453	458	463	470
650	414	415	415	416	417	418	420	422	425	427	430	433	436	517	521	526	533
700	474	475	475	476	477	478	480	482	485	487	490	493	496	588	592	298	604
750	535	535	536	537	538	539	541	543	546	548	551	554	557	660	664	669	676
800	830	831	832	833	834	835	836	839	842	844	848	850	854	857	861	867	872

według norm niemieckich tabl. I i II

Kształtka **A**

Średnica odgałęzienia d w *mm*												
375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800	
Waga w *kg*												
268												
292	302											
310	320	325										
332	342	347	350									
356	366	371	375	382								
385	395	400	403	410	417							
428	438	443	457	464	471	541						
475	487	492	495	502	509	595	605					
540	550	555	560	567	574	669	679	690				
611	621	626	629	636	643	749	759	770	788			
683	693	698	701	708	715	835	845	856	874	893		
877	881	886	892	898	905	921	929	942	690	975	1230	



$a = 0{,}2\,D + 0{,}5\,d + 100\ mm$
$l = 0{,}1\,d + 120\ mm$
$r = 0{,}05 + 40\ mm$

Długość użytkowa L dla odnośnych D i d

D	d	L
mm	*mm*	*m*
40—100	40—100	0,80
125—325	40—325	1,00
350 – 500	40—300	1,00
	325—500	1,25
550—750	40—250	1,00
	275—500	1,25
	550—750	1,50
800	40—750	1,50
	800	2,00

UWAGA! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. Te wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tablicy wagi.

Kształtki do rur kielichowych

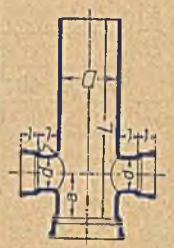
Kształtka A podwójna

Średnica przewodu D	Średnica odgałęzienia d w *mm*																
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
mm	Waga w *kg*																
40	18																
50	20	22															
60	23	25	27														
70	26	27	29	30													
80	30	32	33	34	36												
90	32	33	35	36	38	40											
100	34	36	38	39	41	43	45										
125	49	50	52	53	55	57	60	63									
150	60	61	63	64	66	68	71	75	80								
175	71	73	75	76	78	81	83	87	93	97							
200	84	86	88	89	91	94	96	100	106	110	116						
225	97	99	101	101	103	106	109	113	119	123	129	134					
250	111	113	115	115	118	119	121	126	131	136	142	146	152				
275	127	127	130	131	133	136	139	144	149	153	159	164	170	177			
300	143	144	146	146	150	152	155	160	165	170	176	180	187	193	199		
325	160	162	164	166	168	171	173	178	183	186	192	196	203	209	215	227	
350	177	179	181	183	185	188	189	194	199	204	210	215	221	227	233	279	288
375	188	190	192	194	196	199	201	206	211	216	222	227	233	239	245	291	301
400	209	211	213	215	217	219	222	226	231	236	242	247	253	260	266	318	326
425	221	223	225	226	229	231	234	238	244	248	254	259	265	272	278	335	343
450	241	242	243	246	248	250	253	257	263	268	274	279	286	292	298	356	365
475	262	264	266	268	270	272	275	279	285	289	295	300	307	313	318	382	389
500	286	287	289	291	293	296	299	303	309	314	320	325	331	337	344	409	419
550	324	325	326	328	330	333	336	340	346	350	356	361	367	435	441	452	462
600	364	365	367	368	370	372	375	379	385	390	396	401	407	482	490	501	512
650	418	419	420	422	424	426	429	433	439	444	451	455	461	546	553	564	573
700	478	480	481	482	484	486	489	494	500	504	511	516	522	618	625	637	647
750	540	541	542	543	545	547	550	555	561	566	572	577	583	690	697	708	719
800	833	835	837	839	841	843	845	850	857	861	869	873	881	887	895	906	917

według norm niemieckich tabl. I i II

Podwójna odnoga prosta (krzyżak)

Średnica odgałęzienia d w *mm*												
375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w *kg*												
312												
336	349											
354	368	376										
376	390	398	406									
400	414	422	431	443								
430	444	452	460	472	484							
474	487	496	515	527	539	623						
422	537	546	554	566	578	678	695					
588	601	609	619	631	643	753	770	790				
660	673	681	689	701	713	834	851	870	903			
732	745	752	761	773	785	921	938	958	990	1020		
927	935	945	957	969	982	1015	1031	1057	1093	1122	1408	



$a = 0{\cdot}2\ D + 0{\cdot}5\ d + 100\ mm$

$l = 0{\cdot}1\ d + 120\ mm$

$r = 0{\cdot}05\ d + 40\ mm$

Długość użytkowa dla odnośnych D i d

D	d	L
mm	*mm*	*m*
40—100	40—100	0,80
125—325	40—325	1,00
350—500	40—300	1,00
	325—500	1,25
550—750	40—250	1,00
	275—500	1,25
	550—750	1,50
800	40—750	1,50
	800	2,00

UWAGA! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. To wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tabl. wagi.

Kształtki do rur kielichowych

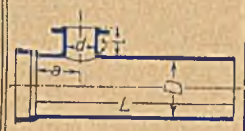
Kształtka B — Odnoga prosta (Trójnik) z podwójnym kielichem

Średnica przewodu D	Średnica odgałęzienia w *mm*																
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
mm	Waga w *kg*																
40	15																
50	17	18															
60	20	21	22														
70	24	25	26	27													
80	26	27	28	29	30												
90	29	30	31	31	33	34											
100	31	32	33	34	35	36	37										
125	46	47	48	49	50	51	52	54									
150	57	58	59	60	61	62	64	66	69								
175	69	69	70	71	72	73	75	77	79	83							
200	81	82	83	84	85	85	87	90	93	96	100						
225	94	95	96	97	98	99	100	103	107	111	114	117					
250	109	109	110	111	112	113	114	116	119	123	126	129	132				
275	124	124	125	126	127	128	130	132	134	137	141	145	150	156			
300	140	141	142	143	143	145	147	150	153	155	160	164	168	173	177		
325	157	157	158	159	160	161	162	164	167	170	173	176	180	186	192	198	
350	174	175	176	177	178	179	182	184	186	188	192	197	202	206	211	249	255
375	186	186	187	188	189	190	192	194	196	198	202	206	211	216	222	262	268
400	206	207	208	208	210	210	212	214	216	220	224	229	234	239	243	287	293
425	218	219	220	221	222	223	224	227	229	231	235	239	243	249	255	303	307
450	238	239	240	240	241	242	244	246	248	252	256	260	265	270	275	325	329
475	259	260	261	262	263	265	268	270	274	278	282	286	289	292	296	350	353
500	283	283	284	285	286	287	290	292	294	298	302	306	310	314	319	379	382
550	320	321	322	322	323	324	327	329	331	337	340	344	347	412	417	422	427
600	360	361	362	363	364	366	368	370	372	376	379	382	386	461	466	471	476
650	414	415	416	416	417	418	420	422	424	426	430	435	441	524	529	534	539
700	474	475	476	476	477	479	481	485	489	492	495	498	500	594	599	604	609
750	535	536	537	537	538	540	542	544	546	550	554	558	561	667	672	677	682
800	833	833	834	835	837	839	840	842	844	847	850	854	857	862	870	873	877

według norm niemieckich tabl. I i II

Kształtka B

Średnica odgałęzienia w *mm*												
375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w *kg*											
274											
299	312										
310	323	330									
332	345	350	355								
356	369	374	379	391							
385	399	404	409	417	426						
431	442	449	454	461	470	548					
480	491	498	503	510	519	603	616				
544	555	562	567	574	583	676	689	707			
614	625	632	637	644	653	757	770	788	810		
687	698	705	710	717	726	843	856	874	896	917	
881	885	892	898	905	912	926	941	966	981	1010	1260



$a = 0{,}2\,D + 0{,}5\,d + 100\ mm$

t = głębokość kielicha odgałęzienia

$r = 0{,}05\,d + 40\ mm$

Długość użytkowa L dla odnośnych D i d

D	d	L
mm	*mm*	*m*
40—100	40—100	0,80
125—325	40—325	1,10
350—500	40—300	1,00
	325—500	1,25
550—750	40—250	1,00
	275—500	1,25
	550—750	1,50
800	40—750	1,50
	800	2,00

UWAGA! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. Te wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tablicy wagi.

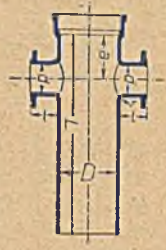
Kształtki do rur kielichowych według norm niemieckich tabl. I i II

Kształtka B podwójna

Średnica przewodu D	Średnica odgałęzienia w *mm*																
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	503
mm	Waga w *kg*																
40	18																
50	20	22															
60	23	25	27														
70	27	29	31	33													
80	29	31	33	35	37												
90	32	34	36	37	40	41											
100	34	36	38	40	42	43	45										
125	49	51	53	55	57	58	60	64									
150	60	62	64	66	68	69	72	76	81								
175	72	73	75	77	79	80	83	87	91	99							
200	84	86	88	90	92	92	95	100	105	112	120						
225	97	99	101	103	105	106	108	113	119	127	134	140					
250	112	113	115	117	119	120	122	126	131	139	146	152	159				
275	127	128	130	132	134	135	138	142	146	153	161	168	177	187			
300	143	145	147	148	150	152	155	160	165	171	180	187	195	204	212		
325	160	161	163	165	167	168	170	174	179	186	193	199	207	217	227	237	
350	177	179	181	183	185	186	190	194	198	204	212	220	229	237	246	288	299
375	190	190	192	194	196	197	200	204	208	214	222	229	238	247	257	301	312
400	210	211	213	214	217	217	220	224	228	236	244	252	261	270	278	326	337
425	222	223	225	227	229	230	232	237	241	247	255	262	270	280	290	342	351
450	242	243	245	246	248	249	252	256	260	268	276	283	292	301	310	364	373
475	263	264	266	268	270	272	276	280	286	294	302	309	316	323	331	389	397
500	286	287	289	291	293	294	298	302	306	314	322	329	337	344	354	418	426
550	324	325	327	328	330	331	335	339	343	353	360	367	374	443	452	461	471
600	364	365	367	369	371	373	376	380	384	392	399	405	413	492	501	510	520
650	418	419	421	422	424	425	428	432	436	442	450	458	468	555	564	573	583
700	478	479	481	482	484	486	489	495	501	508	515	521	527	625	634	643	653
750	539	540	542	543	543	547	550	554	558	566	574	581	588	698	707	716	726
800	837	338	340	842	342	848	850	354	859	866	373	881	388	898	911	919	928

Podwójna odnoga prosta (krzyżak) kielichowa

Średnica odgałęzienia w *mm*												
375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w *kg*												
322												
347	366											
358	379	387										
380	399	407	418									
414	423	431	442	459								
433	453	461	472	485	502							
479	496	506	517	529	546	634						
528	545	555	566	578	595	689	715					
592	609	619	630	642	659	762	788	822				
662	679	689	700	712	729	843	869	903	947			
735	752	762	773	785	802	929	955	989	1033	1073		
936	947	958	970	984	1000	1026	1056	1100	1138	1189	1467	



$a = 0{,}2\,D + 0{,}5\,d + 100\ mm$

l = głębokość kielicha odgałęzienia

$r = 0{,}05\,d + 40\ mm$

Długość użytkowa L dla odnośnych D i d

D	d	L
mm	*mm*	*m*
40—100	40—100	0,80
125—325	40—325	1,00
350—500	40—300	1,00
	325—500	1,25
550—750	40—250	1,00
	275—500	1,25
	550—750	1,50
800	40—750	1,50
	800	2,00

UWAGA! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. Te wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tablicy wagi.

Kształtki do rur kielichowych

Kształtka C Pojedyncza odnoga skośna (trójnik) z kielichem

Średnica przewodu D mm	Średnica odgałęzienia d w mm: 40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	Waga w kg																
40	15																
50	17	18															
60	21	22	23														
70	23	24	25	26													
80	27	28	29	30	31												
90	30	30	31	32	34	35											
100	32	33	34	35	36	37	38										
125	47	48	49	50	51	52	53	56									
150	58	59	60	61	62	63	64	67	71								
175	70	70	72	72	74	75	76	79	83	87							
200	82	83	84	85	86	87	88	92	96	100	104						
225	96	97	98	99	100	101	102	105	109	113	118	123					
250	110	111	112	113	114	115	116	119	123	128	133	137	143				
275	135	136	137	138	140	142	146	148	150	152	158	162	166	170			
300	142	143	144	145	146	147	148	151	155	159	163	168	174	208	216		
325	159	160	161	162	163	164	168	172	176	181	186	191	197	228	235	243	
350	177	178	179	180	181	182	183	185	189	193	197	202	209	248	256	268	275
375	189	189	191	191	193	194	194	197	201	205	209	215	222	262	270	281	288
400	209	210	211	212	213	214	215	218	222	225	230	235	241	286	294	305	312
425	222	222	223	224	225	226	227	230	234	237	242	247	252	301	308	322	329
450	242	243	244	245	246	247	248	250	255	260	265	272	279	325	332	343	350
475	263	264	265	266	267	268	269	272	275	281	286	291	299	350	357	369	376
500	287	288	289	290	291	292	293	295	299	303	307	312	318	378	385	397	404
550	325	326	327	328	329	330	331	334	338	342	347	352	358	426	431	442	450
600	366	367	368	369	370	371	372	375	379	383	338	395	398	474	482	490	499
650	421	421	423	423	425	426	426	429	432	436	441	446	451	536	544	553	563
700	482	482	484	484	486	486	487	490	493	497	501	506	611	607	616	628	640
750	543	544	545	546	547	548	549	551	555	558	562	567	572	680	689	699	710
800	841	842	843	844	845	846	847	849	853	858	862	867	872	879	887	894	904

według norm niemieckich tabl. I i II

Kształtka C

Średnica odgałęzienia d w mm: 375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w kg											
295											
319	331										
336	348	358									
357	367	377	430								
383	393	403	458	471							
415	425	436	488	501	516						
459	468	480	539	551	566	628					
510	521	535	593	604	619	684	708				
573	580	587	666	677	690	760	785	861			
652	666	682	747	757	770	841	866	948	995		
722	736	750	830	835	851	927	952	1040	1083	1132	
911	920	931	944	957	973	1003	1029	1067	1115	1162	1435

$a = 0{,}1\ D + 0{,}7\ d + 80\ mm$

$l = 0{,}75\ a$

$r = d$

$c = 0{,}1\ D + 80\ mm$

Długość użytkowa dla odnośnych D i d

D mm	d mm	L m
40—100	40—100	0,80
125—275	50—275	1,00
300—425	40—250	1,00
	275—425	1,25
450—600	40—250	1,00
	275—425	1,25
	450—600	1,50
650—750	40—250	1,00
	275—425	1,25
	450—600	1,50
	650—750	1,75
800	40—750	1,50
	800	2,00

UWAGA! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. Te wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tabliey wagi.

Kształtki do rur kielichowych

Kształtka R Zwężka (redukcja)

Średnica d przy kielichu	Średnica przy bosym końcu D w mm															
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
mm	Waga w kg																
40		16	16	19	21	22	24	27	32	39	44						
50			18	20	22	23	25	28	34	41	45						
60				21	23	25	26	30	36	43	49	54	62	68			
70					25	28	30	32	38	45	52	58	66	73			
80						30	33	35	40	47	54	61	68	76	82	89	97
90							35	38	43	49	56	62	70	77	84	94	100
100								42	46	51	58	64	74	79	86	96	103
125									51	56	63	69	77	84	91	100	108
150										62	69	75	82	90	97	106	114
175											75	81	88	96	103	112	130
200												88	95	102	110	119	127
225													103	111	112	126	134
250														118	126	134	141
275															135	142	149
300																150	157
325																	156
350																	
375																	
400																	
425																	
450																	
475																	
500																	
550																	
600																	
650																	
700																	
750																	
800																	

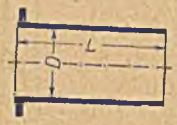
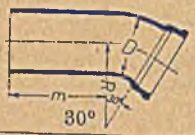
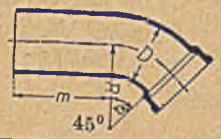
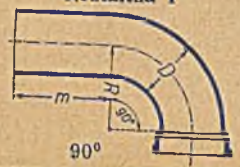
według norm niemieckich tabl. I i II

Kształtka R

Średnica przy bosym końcu D w mm												
375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w kg											
109	118	127									
118	127	133									
124	130	136	145	156							
130	136	142	151	161							
136	142	145	153	165	176	194					
142	148	153	163	173	184	202					
148	157	160	172	178	187	205	224	250			
154	163	170	176	187	198	213	232	257			
162	172	175	182	196	210	222	240	265	293	322	462
175	182	192	196	208	220	235	249	274	302	331	478
178	189	198	208	220	230	245	260	283	311	340	500
	195	204	215	230	245	257	280	295	317	346	514
		212	225	242	260	270	295	322	340	360	540
			232	246	267	281	310	336	351	370	550
				254	275	290	325	350	362	380	562
					286	315	335	367	373	390	572
						330	350	374	385	400	584
							360	385	400	425	615
								392	430	450	648
									439	466	688
										499	734
											780

Dla średnic
D 40—750 *mm*,
długość użytkowa:
$L = 1{,}0$ *m*

Kształtki do rur kielichowych

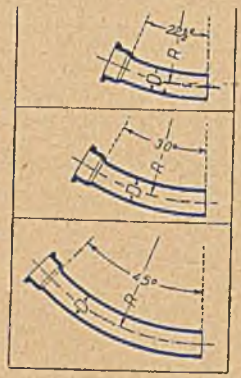
Rodzaj kształtki		Średnica rury w *mm*										
		40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
		Waga w *kg*										
Kształtka E Kieliszek $L = 300$ dla wszystkich D		8	10	12	15	17	19	21	26	33	40	47
Kształtka F Króciec Dla średnic D 40—475 $L = 600$ *mm* „ „ D 500—800 $L = 800$ „		9	10	13	14	17	19	21	27	34	41	49
Krzywka — **Kształtka I**		6	8	10	12	14	16	17	23	31	43	50
Krzywka — **Kształtka I**		7	9	11	12	15	17	19	25	33	45	52
Krzywka — **Kształtka I**		7	9	11	13	15	17	20	27	36	46	57
Kolano — **Kształtka I**		9	11	14	16	19	22	25	34	46	59	73

Dla średnic D od 40—90 $K = 250$ $m = D + 150$
„ „ 40—375 $m = D + 200$ dla D 100 $K = D + 150$ 400 $m = 600$

według norm niemieckich tabl. I i II

Średnica rury w *mm*																	
225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w *kg*																	
55	62	71	82	91	102	110	123	129	141	153	167	176	219	248	285	318	372
55	64	73	82	94	105	114	124	132	144	157	213	247	274	310	351	391	449
59	73	84	100	115	133	147	169	180	198	217	239	275	314	365	425	485	556
64	77	92	108	126	146	171	185	198	219	241	266	309	355	417	487	560	673
71	85	102	121	141	163	180	207	233	247	274	303	353	408	482	566	655	789
92	111	133	158	185	215	239	276	298	333	371	413	488	570	675	805	940	1138

Kształtki do rur kielichowych

Rodzaj kształtki	Średnica rury D w mm										
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
	Waga w kg										
Krzywka K i L  Dla średnicy D od 40—275 $R = 10\,D$ (Kształtka K) " " 300—750 $R = 5\,D$ (" L)	5	6	8	10	13	15	20	29	38	54	71
	6	7	10	12	16	19	22	33	48	69	87
	7	9	13	16	21	25	29	45	66	91	121
Nasuwka Kształtka U $L = 4\,t$	8	9	11	13	15	17	19	24	31	38	45
Korek	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	10	13
Pokrywa	3	3,5	4	4,5	5	6	6,5	8	10	12	14,5
Kołnierz ślepy	2	2,5	3,5	4	4,5	6	7	9	11	14	17

według norm niemieckich tabl. I i II

Średnica rury D w mm																	
225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Waga w kg																	
90	112	138	100	119	140	158	183	203	232	265	298	365	440	540	657	788	
112	142	175	125	148	174	195	228	252	287	327	371	453	546	665	805	965	
157	188	249	167	199	224	277	310	354	407	465	530	652	794	976	1190	1429	
53	62	71	82	91	103	109	125	132	144	157	175	201	230	268	305	358	393
17	21,5	26,5															
17	20	23															
18	23	27	30	37	42	48	52	58	65	73	82	106	120	136	155	174	236

Kształtki do rur kielichowych

Rodzaj kształtki	Średnica przewodu D w mm	Waga w kg	Rozmiary D_1	H	g	D_2	h
Syfon	40	42	200	260	10	240	55
	50	54	225	295	10	265	55
	60	56	225	295	10	265	55
	70	73	260	345	11	300	60
	80	75	260	345	11	300	60
	90	85	280	380	11	322	60
	100	86	280	380	11	322	60
	125	95	300	415	12	344	60
	150	125	320	450	12	364	60
	175	132	340	485	12	384	65
	200	160	360	520	13	406	65
	225	180	390	565	13	436	65
	250	220	420	610	14	468	70
	275	256	460	660	14	510	70
	300	300	500	720	14	550	70
	325	364	550	785	15	600	75
	350	425	600	850	15	650	75
	375	484	650	915	15	700	75
	400	555	700	980	15	750	75
	425	566	725	1000	15	775	80
	450	650	750	1010	15	800	80
	475	666	775	1020	16	825	80
	500	765	800	1030	16	852	90
	550	825	800	1165	16,5	852	100
	600	960	850	1200	17	904	100
	650	1000	850	1250	18	906	100
	700	1180	850	1300	19	908	100
	750	1230	850	1325	20	910	100

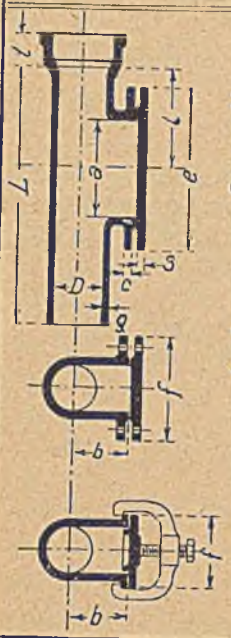
według norm niemieckich tabl. I i II

Rodzaj kształtki	Średnica przewodu mm	Średnica odgałęzienia 25	30	40	50	60 (Waga w kg)
Chwytaki z kielichem i żeliwnym kabłąkiem	40	5,9	6,6	7,1		
	50	6,3	7,0	7,5	7,9	
	60	6,9	7,6	8,1	8,5	9,3
	70	7,7	8,4	8,9	9,3	10,1
	80	8,2	8,9	9,4	9,8	10,6
	90	8,8	9,5	10,0	10,4	11,2
	100	9,6	10,2	10,7	11,1	11,9
	125	10,3	11,0	11,5	11,9	12,7
	150	14,0	14,7	15,2	15,6	16,4
	175	16,0	16,7	17,2	17,6	18,4
	200	19,0	19,7	20,2	20,6	21,4
	225	23,5	24,2	24,7	25,1	25,9
	250	33,5	34,2	34,7	35,1	35,9
	275	36,5	37,2	37,7	38,1	38,9
	300	41,5	42,2	42,7	43,1	43,9
Chwytaki z kołnierzem i żeliwnym kabłąkiem	40	5,3	6,0	7,1		
	50	5,7	6,4	6,7	7,1	
	60	6,3	7,0	7,3	7,8	8,4
	70	7,1	7,8	8,1	8,6	9,2
	80	7,6	8,3	8,6	9,1	9,7
	90	8,2	8,9	9,2	9,7	10,3
	100	9,0	9,6	10,0	10,4	11,0
	125	9,7	10,4	10,7	11,2	11,8
	150	13,4	14,1	14,4	14,9	15,5
	175	15,4	16,1	16,4	16,9	17,5
	200	18,4	19,1	19,4	19,9	20,0
	225	22,9	23,6	23,9	24,4	25,0
	250	32,9	33,6	33,9	34,4	35,0
	275	35,9	36,6	36,9	37,4	38,0
	300	40,9	41,6	41,9	42,4	43,

Rodzaj kształtki	Średnica przewodu mm	Waga w kg
Chwytaki z gwintem i kutym kabłąkiem	40	1,35
	50	1,6
	60	1,95
	70	2,3
	80	2,65
	90	3,1
	100	3,5
	125	4,0
	150	4,75
	175	6,0
	200	7,5
	225	9,0
	250	10,5
	275	12,0
	300	13,5
	325	16,0
	350	17,0
	375	17,5
	400	19,0
	425	19,5
	450	21,0
	475	21,5
	500	23,0
	550	25,0
	600	27,0

Kształtki do rur kielichowych
według norm niemieckich tabl. I i II

Rodzaj kształtki



Czyszczaki $L = 1\,m$

Średnica rury mm	Waga w kg
40	26
50	30
60	35
70	40
80	50
90	65
100	75
125	100
150	135
175	142
200	155
225	170
250	190
275	210
300	230

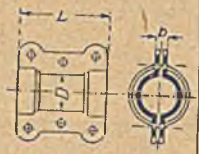
Rodzaj kształtki

Rury przelewowe

Średnica rury mm	Rozmiary w mm h	d	s	Waga w kg
40	100	100	8	4
50	100	128	8	5
60	105	160	8	6,5
70	125	160	8,5	7,5
80	150	160	9	8
90	150	180	9	10
100	150	200	9	13
125	150	240	9,5	15
150	180	280	10	20
175	200	300	10,5	27
200	200	375	11	28
225	200	375	11,5	35
250	225	375	12	37
275	225	480	12,5	42
300	250	580	13	57
325	250	630	13,5	66
350	250	650	14	72

Rodzaj kształtki

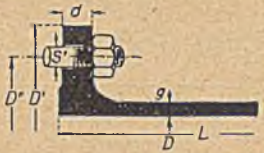
Nasuwki dwudzielne



$L = 4\,t$

Średnica rury mm	Rozmiar	Grubość śrub w angl. calach	Waga w kg
40	37	5/8	13,5
50	42	5/8	15,0
60	46	5/8	18,0
70	46	5/8	20,5
80	46	3/4	23,5
90	46	3/4	25,0
100	46	3/4	27,5
125	47	3/4	33
150	50	3/4	42
175	50	3/4	48
200	52	3/4	57
225	52	3/4	62
250	55	3/4	72
275	58	7/8	81
300	58	7/8	94
325	58	7/8	106
350	60	7/8	120
375	60	7/8	134
400	60	7/8	145
425	64	7/8	160
450	64	7/8	175
475	68	7/8	190
500	70	1	205

Normalne proste rury kołnierzowe



Tablica III.

według norm, ustalonych w roku 1882 przez Związek Niemieckich Inżynierów oraz Związek Gazowników i Wodociągowców w Niemczech. — Z obrobionymi i wierconymi kołnierzami. — Ciśnienie robocze dla prostek i kształtek najwyżej 10 atm., ciśnienie próbne 20 atm.

Tablica wymiarów i wagi

Średnica wewn. D	Grubość ścianki g	Średnica kołnierza D'	Grubość kołnierza d	Średnica obrodnia śruby D''	Ilość otworów na śruby	Średnica otworów na śruby s'	Długość użytkowa L	Normalna waga: kołnierza	1 m rury bez kołnierza	1 m rury z kołnierzem	rury o podanej długości użytkowej
mm						*mm*	*m*	*kg*			
40	8	140	18	110	4	14	2	1,9	8,8	10,6	21,3
50	8	160	18	125	4	17	2	2,4	10,6	13	26
60	8,5	175	19	135	4	17	3	3	13,3	15,3	46
70	8,5	185	19	145	4	17	3	3,2	15,2	17,3	52
80	9	200	20	160	4	17	3	3,8	18,2	20,8	62,5
90	9	215	20	170	4	17	3	4,4	20,3	23,3	70
100	9	230	20	180	4	21	3	5	22,3	25,6	77
							4			24,8	99,2
125	9,5	260	21	210	4	21	3	6,3	29,1	33,3	100
							4			32,2	129
150	10	290	22	240	6	21	3	7,7	36,4	41,6	125
							4			40,2	161
175	10,5	320	22	270	6	21	3	9	44,4	50,3	151
							4			48,9	195,6
200	11	350	23	300	6	21	3	10,7	52,9	60	180
							4			58,2	233
225	11,5	370	23	320	6	21	3	11	62	69,3	208
							4			67,5	270
250	12	400	24	350	8	21	3	13	71,6	80,3	241
							4			78,1	312,6
275	12,5	425	25	375	8	21	3	14,4	81,9	91,3	274
							4			88,7	355,9

Średnica wewn. D	Grubość ścianki g	Średnica kołnierza p'	Grubość kołnierza q	Średnica obwodu na śruby p''	Ilość otworów na śruby	Średnica otworów na śruby s	Długość użytkowa l	Normalna waga			
								kołnierza	1 m rury bez kołnierza	1 m rury z kołnierzem	rury o podanej długości użytkowej
mm						*mm*	*m*	*kg*			
300	13	450	25	400	8	21	3	15,3	92,6	103	309
							4			100,5	401,7
325	13,5	490	26	435	10	25	3	19,5	104,1	117	351
							4			113,8	455,1
350	14	520	26	465	10	25	3	21,3	116,2	130,3	391
							4			126,8	507,5
375	14	550	27	495	10	25	3	24,3	124	140,3	421
							4			136,2	545
400	14,5	575	27	520	10	25	3	25,4	136,9	153,8	461,5
							4			149,6	598,4
425	14,5	600	28	545	12	25	3	27,6	145,2	163,6	491
							4			159,1	636,2
450	15	630	28	570	12	25	3	29,9	158,8	178,8	536,5
							4			173,9	695,4
475	15,5	655	29	600	12	25	3	32,4	173,2	194,8	584,5
							4			189,4	757,7
500	16	680	30	625	12	25	3	34,7	188,1	211,2	633,5
							4			205,3	821,5
550	16,5	740	33	675	14	28,5	3	44,3	212,9	242,4	727,3
							4			235	940,2
600	17	790	33	725	16	28,5	3	47,4	233,9	270,5	811,5
							4			262,6	1050,4
650	18	840	33	775	18	28,5	3	50,1	273,9	307,3	921,8
							4			298,9	1195,7
700	19	900	33	830	18	28,5	3	56,5	311,2	348,8	1046,5
							4			339,4	1357,7
750	20	950	33	880	20	28,5	3	59,8	350,7	390,6	1171,9
							4			380,6	1522,7
800	21	1020	36	940	20	31,5	3	76,3	392,7	443,5	1330,6
							4			430,8	1723,3
900	22,5	1120	36	1040	22	31,5	3	83,1	472,7	528,2	1584,6
							4				2057,3
1000	24	1220	36	1140	24	31,5	3	89,7	559,8	619,6	1858,7
							4				2418,4
1100	26	1340	40	1250	26	31,5	4	118,1	666,8	725,8	2903,3
1200	28	1440	40	1350	28	31,5	4	124,9	783,1	845,5	3382,3

Kształtki do rur kołnierzowych
według norm niemieckich tabl. III

Rodzaj kształtki	Średnica przewodu D mm	Waga w kg	Rodzaj kształtki	Średnica przewodu D	Waga w kg	
					kolana	kolana ze stopką
Krzyżak kołnierzowy	40	13	Kolano kołnierzowe	40	7	12
	50	17		50	9	14
	60	20		60	10	17
	70	25		70	13	20
	80	28		80	15	24
	90	34		90	18	28
	100	40		100	20	32
	125	53	$L = D + 100$	125	28	40
	150	70		150	35	49
	175	85		175	45	64
	200	106		200	55	75
	225	126	Kolano kołnierzowe ze stopką	225	65	92
	250	150		250	80	110
	275	180		275	95	134
	300	220		300	110	158
	325	266	$L = D + 100$ $h = \sim 1/2\ D$ $a = L$ [] $b = \sim 1{,}5\ \delta$	325	130	183
	350	310		350	150	217
	375	355		375	175	249
	400	406		400	200	287
	425	454		425	225	323
	450	510		450	255	369
	475	569		475	280	403
	500	630		500	311	457
	550	840		550	382	556
	600	980		600	448	666
	650	1150		650	525	797
	700	1400		700	625	958
	750	1600		750	725	1127

Kształtki do rur kołnierzowych

Kształtka T Trójnik 3-kołnierzowy

Średnica przewodu D mm	Średnica odgałęzienia d i D w mm: 40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	Waga w kg																
40	10																
50	12	13															
60	15	16	17														
70	16	18	19	19													
80	19	21	22	22	23												
90	22	23	25	25	26	27											
100	25	26	27	27	29	30	31										
125	33	34	35	35	36	37	38	41									
150	42	43	44	44	45	47	48	51	54								
175	52	53	54	54	55	57	58	61	65	67							
200	64	65	67	67	68	69	70	73	77	81	83						
225	75	76	77	77	78	79	80	84	87	91	95	97					
250	91	92	93	93	94	95	96	100	103	107	111	115	117				
275	107	108	109	109	110	112	113	116	120	123	127	131	136	140			
300	124	125	126	126	127	128	129	133	136	140	144	148	153	159	165		
325	150	151	152	152	153	154	155	159	162	166	170	174	179	185	190	200	
350	172	173	175	175	176	177	178	181	185	189	193	196	202	208	213	223	230
375	194	196	197	197	198	199	200	204	207	211	215	219	224	230	235	245	252
400	219	220	222	222	223	224	225	228	232	236	240	243	249	255	260	270	277
425	242	243	245	245	246	247	248	251	255	259	263	266	272	278	283	293	300
450	273	274	276	276	277	278	279	282	286	290	294	297	303	309	314	324	331
475	307	308	309	309	310	311	312	315	319	223	327	330	336	341	347	357	364
500	342	343	345	345	346	347	348	351	355	359	363	366	372	378	383	393	400
550	422	424	425	425	426	427	428	431	435	439	443	445	452	458	463	473	480
600	497	498	500	500	501	502	503	506	510	514	518	521	527	533	538	548	555
650	591	592	594	594	595	596	597	601	604	608	612	615	621	627	632	642	649
700	705	706	708	708	709	710	711	715	718	722	726	730	735	741	746	756	763
750	826	827	829	829	830	331	832	836	839	843	847	851	356	361	367	377	384

według norm niemieckich tabl. III

Kształtka T

Średnica odgałęzienia d i D w mm: 375	400	425	450	500	550	600	650	700	750	800
Waga w kg										
265										
285	295									
308	314	340								
339	345	354	380							
372	378	387	396	420						
408	414	423	432	445	470					
488	494	503	512	525	535	610				
563	569	578	587	600	610	636	720			
657	663	672	681	694	704	730	751	850		
771	777	786	795	808	818	844	865	893	1030	
892	898	907	916	929	939	965	986	1014	1047	1195

$L = D + 100$

$l = \frac{D}{2} + \frac{d}{2} + 100\ mm$

$L = D + 100\ mm$

Uwaga! Przy ciśnieniu roboczem równem 2 albo więcej atmosferom, odgałęzienia, których średnica odnogi wynosi 400 *mm* lub więcej, muszą być wzmocnione bądź to w ściance, bądź to żebrami. Te wzmocnienia nie są uwzględnione w niniejszej tablicy wagi.

b) Rury kute. Obok rur żelaznych lanych, używają do budowy wodociągów także rur z żelaza kutego, t. zw. rur mannesmannowskich, walcowanych z jednego bloku, względnie rur spawanych. Rury takie nie dają się asfaltować równie trwale jak lane, dlatego aby je chronić przed rdzą i szkodliwymi wpływami zewnętrznymi (kwasami torfowymi itd. w gruncie), powleka się je jutą i takie dopiero asfaltuje. Przy montowaniu należy na miejscu budowy zwracać uwagę na staranne owinięcie (po zmontowaniu) kielichów jutą i posmołowanie ich. Korzyścia rur kutych jest wysoka wytrzymałość (normalnie do 50 atmosfer) i elastyczność ich materjału, w następstwie czego grubość ścianek, a tem samem i ciężar na 1 *m* b., jest znacznie mniejszy; zatem mniejszy koszt transportu. W terenach ruchomych tylko rury kute mogą dać pewność trwałości. Podobnie długość pojedynczych prostek jest co najmniej dwa razy większa, niż przy rurach lanych (dochodzi do 12 *m* i więcej), wymaga zatem znacznie mniej połączeń i przedstawia mniej punktów nieszczelności. Rury kute można na budowie wyginać do pokonania łuków. W tym celu należy je wypełnić ubitym suchym (wyżarzonym) piaskiem, ogrzać nad ogniskiem możliwie równomiernie w okolicy zamierzonego skręcenia i wolno zginać do potrzebnego promienia łuku.

Fig. 225.

Natomiast rurociągi wykonane z rur kutych objawiają często zużycie (szczeliny), powstające bez bliższego uzasadnienia.

Walcownie rur kutych wykonują także odpowiednie kształtki, analogiczne do kształtek lanych. Połączenia na kielichy i na kołnierze.

Poniższa tabelka podaje wymiary i wagi rur mannesmannowskich, a fig. 225 kształt ich kielichów.

Tablica wymiarów i wag

normalnych kielichowych stalowych rur mannesmannowskich (badane w walcowni na 50 atmosfer, do użycia w wodociągu do 25 atmosfer).

Średnica wewnętrzna rury d_w *mm*	30	40	50	60	70	75	80	90	100	125
Średnica zewnętrzna d_z *mm*	36	46	56	66	76,5	82	87	97,5	108	133
Grubość ścianki g *mm*	3	3	3	3	3,25	3,5	3,5	3,75	4	4
Zagłębienie rury w kielichu t *mm*	72	74	77	80	82	82	84	86	88	91
Szerokość szpary f *mm*	7	7	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
Waga 1 *m* b. łącznie z jutą i asfaltem *kg*	2,8	3,85	4,9	5,5	6,5	7,8	8,6	10,5	11,0	14

	d_w *mm*	150	175	200	225	250	275	300	325	350
j. w.	d_z *mm*	150	184,5	211	238	264	289,5	315,5	341	366
j. w.	g *mm*	4,5	5	5,5	6,5	7	7,25	7,75	8	8
j. w.	t *mm*	94	97	100	100	103	103	105		
j. w.	f *mm*	7,5	7,5	8	8	8,5	8,5	8,5		
j. w.	*kg*	19	25	30	40	47	54,4	64	68,9	74,2

Połączenia rur żelaznych lanych i kutych, o zakończeniach kielichowych, uskutecznia się na sznur konopny i ołów. Bosy koniec prostki okręca się 3—4 skrętami sznurą konopnego, impregnowanego olejem lnianym,

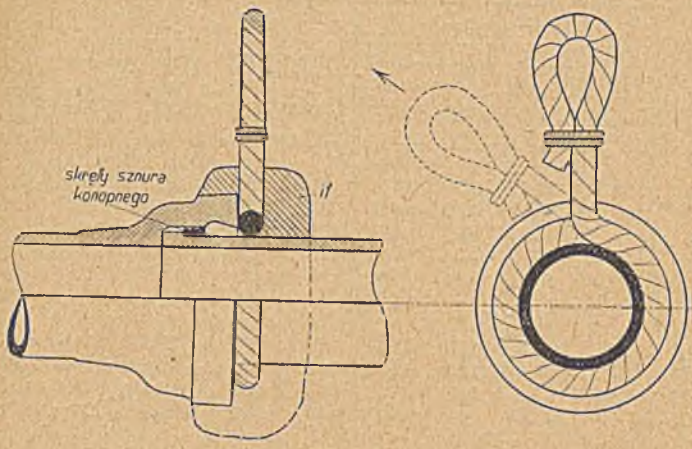


Fig. 226.

poczem po włożeniu końca prostki do kielicha następnej, odpowiedniem żelazkiem wgniata się te skręty sznura w kielich. Następnie musi być sporządzona forma na wlanie ołowiu miękkiego, podwójnie rafinowanego (bez zawartości antymonu, cynku, arsenu). W tym celu otacza się koniec kielicha grubym sznurem (o średnicy około 30—40 *mm*) jak na fig. 226, wypuszczając u góry oba końce sznura; następnie wylepia się z iłu zewnętrzną ścianę formy. Po wykonaniu tej formy, wyciąga się ostrożnie sznur, a przez powstałą szparę wlewa się roztopiony ołów, tak, aby od jednego razu wlać całą zawartość formy, gdyż inaczej powstają bańki i część później wlana nie łączy się ze stężałą częścią początkową. Następnie usuwa się formę iłową, a wystającą nazewnątrz kielicha część ołowiu musi się tępem dłutem ubić do wnętrza kielicha. Obcinać jej nie wolno. — W ostatnich czasach używają zamiast ołowiu wlewanego, t. zw. wełny ołowianej, korzystnej w użyciu zwłaszcza tam, gdzie wysoki stan wody gruntowej w rowie wodociągowym utrudnia sporządzenie formy i wlanie ołowiu do kielicha. Poniższa tabela podaje ilości materjałów, potrzebne do połączeń rur kielichowych, wykonanych według norm polskich i niemieckich.

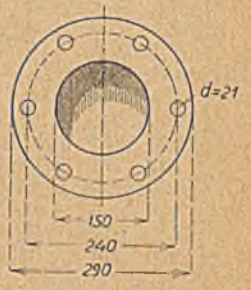


Fig. 227.

Rury kołnierzowe (flanszowe) uszczelnia się krążkami gumowymi, lub z tektury impregnowanej olejem, a łączy się przy pomocy śrub. Powierzchnie stykowe kołnierzy muszą być otoczone, ze względu na lepszą szczelność. Otwory na śruby w kołnierzach rozmieszcza się symetrycznie po obu stronach pionowej osi kołnierza (przykład fig. 227).

Rur kołnierzowych używa się zawsze tam, gdzie chodzi o łatwość rozmontowania rurociągów, zatem wewnątrz objektów (w zbiornikach, ujęciach, studniach, stacjach pomp itd.). Natomiast na przestrzeni, poza objektami, używa się wyłącznie rur kielichowych, pozwalających na drobne skręty

Tabela materjałów uszczelniających[1])

dla normalnych rur kielichowych (mufowych) ($p = 10$ atm.); 1 dm^3 ołowiu waży 11,4 kg; 1 dm^3 konopi 1,70 kg.

Wewnętrzna średnica rury d mm	Normy polskie				Normy niemieckie				Wewnętrzna średnica rury d mm
	Szerokość pierścienia mm		Waga szczeliwa na 1 kielich		Szerokość pierścienia mm		Waga szczeliwa na 1 kielich		
	ołowiu mm	konopi mm	ołowiu kg	sznura kg	ołowiu mm	konopi mm	ołowiu kg	konopi kg	
40	26	23,5	0,50	0,05	35	27	0,51	0,05	40
50	26	23,5	0,60	0,063	35	30	0,69	0,07	50
60	—	—	—	—	40	32	0,73	0,07	60
70	—	—	—	—	40	28	0,94	0,09	70
80	26,5	23	0,90	0,094	40	30	1,05	0,10	80
90	—	—	—	—	40	32	1,15	0,12	90
100	27	26,5	1,00	0,104	40	34	1,35	0,14	100
125	27,5	26,5	1,20	0,130	45	34	1,70	0,17	125
150	28	27	1,40	1,166	45	34	2,14	0,21	150
175	—	—	—	—	45	36	2,46	0,25	175
200	29	28	1,90	0,220	45	38	2,97	0,30	200
225	—	—	—	—	50	33	3,67	0,37	225
250	30	28	2,60	0,300	50	34	4,30	0,43	250
275	—	—	—	—	50	31	4,69	0,47	275
300	31	28,5	3,30	0,368	50	35	5,09	0,51	300
325	—	—	—	—	50	35	5,16	0,52	325
350	32	28,5	3,90	0,423	50	36	5,53	0,55	350
375	—	—	—	—	50	36	6,64	0,66	375
400	33	30	5,10	0,540	50	38	7,46	0,75	400
425	—	—	—	—	50	38	7,89	0,79	425
450	—	—	—	—	50	39	8,33	0,83	450
475	—	—	—	—	50	39	8,77	0,88	475
500	35	30	7,70	0,720	55	36	10,13	1,01	500
550	—	—	—	—	55	37	11,70	1,17	550
600	37	31,5	8,30	0,950	55	39	13,33	1,33	600
650	—	—	—	—	55	40	14,40	1,44	650
700	39	32	11,30	1,110	55	41	15,50	1,55	700
750	—	—	—	—	60	37	17,40	1,74	750
800	41	33,5	14,80	1,450	60	38	20,20	2,02	800
900	43	34	18,90	2,00	60	41	24,70	2,47	900
1000	45	35	27,80	2,640	65	39	29,20	2,92	1000
1100	—	—	—	—	65	41	34,0	3,40	1100
1200	49	37	34	3,050	65	43	39,0	3,90	1200

w każdym kielichu i przedstawiających większą pewność co do trwałości uszczelnienia.

[1]) Według inż. Jerzego Buzka: Rury żeliwne. Gaz i woda 1927.

Tabela materjałów uszczelniających i łączników (śrub) dla normalnych rur kołnierzowych ($p = 10$ atm.).

Średnica wewn. rury *d mm*	Krążek gumowy: Średnica *mm* zewn.	wewn.	grubość *mm*	waga *kg*	Ilość i wymiary śrub: Normy polskie: ilość	średnica *d* w cal. ang.	*mm*	Normy niemieckie: ilość	średnica *d* w cal. ang.	*mm*	długość *mm*	Średnica wewn. rury *d mm*
40	97	43	2,5	0,03	4	5/8	15,9	4	1/2	12,7	70	40
50	109	53	2,5	0,03	4	5/8	15,9	4	5/8	15,87	75	50
60	119	63	2,5	0,04	—	—	—	4	5/8	15,87	75	60
70	129	74	2,5	0,04	—	—	—	4	5/8	15,87	75	70
80	144	85	2,5	0,05	4	5/8	15,9	4	5/8	15,87	75	80
90	154	95	2,5	0,05	—	—	—	4	5/8	15,87	75	90
100	161	105	3	0,07	8	5/8	15,9	4	3/4	19	85	100
125	191	130	3	0,08	8	5/8	15,9	4	3/4	19	85	125
150	221	155	3	0,10	8	3/4	19	6	3/4	19	85	150
175	251	180	3,5	0,14	—	—	—	6	3/4	19	85	175
200	281	205	3,5	0,16	12	3/4	19	6	3/4	19	85	200
225	301	230	3,5	0,17	—	—	—	6	3/4	19	85	225
250	331	255	3,5	0,19	12	3/4	19	8	3/4	19	100	250
275	356	280	3,5	0,21	—	—	—	8	3/4	19	100	275
300	381	305	3,5	0,23	12	3/4	19	8	3/4	19	100	300
325	412	330	4	0,32	—	—	—	10	7/8	22	105	325
350	442	355	4	0,34	16	3/4	19	10	7/8	22	105	350
375	472	380	4	0,37	—	—	—	10	7/8	22	105	375
400	497	405	4	0,39	16	7/8	22,2	10	7/8	22	105	400
425	522	430	4	0,41	—	—	—	12	7/8	22	105	425
450	547	455	4	0,43	—	—	—	12	7/8	22	105	450
475	577	480	4	0,52	—	—	—	12	7/8	22	105	475
500	602	505	4	0,55	20	7/8	22,2	12	1	25,4	105	500
550	649	555	4	0,61	—	—	—	14	1	25,4	120	550
600	699	605	4	0,65	20	1	25,4	16	1	25,4	120	600
650	749	655	4	0,70	—	—	—	18	1	25,4	120	650
700	804	705	4	0,75	24	1	25,4	18	1	25,4	120	700
750	854	755	4	0,83	—	—	—	20	1	25,4	120	750
800					24	1 1/8	28,6	—				800

Waga jednej śruby o długości *l mm*.

Średnica śruby cale ang.	1/2	5/8	3/4	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4
Normalna długość (*l*) *mm*	70	75	80	100	105	120	125	130
Waga 1 śruby *kg*	0,15	0,25	0,45	0,51	0,73	1,06	1,28	1,65

Powyższa tabela podaje daty co do ilości materjału uszczelniającego, śrub i ich wymiarów (oraz wagi) dla połączeń rur kołnierzowych.

Wykonanie rurociągów. Ze względu na ochronę rurociągów przed zamarzaniem w nich wody w zimie, muszą być rurociągi przykryte ziemią w naszych warunkach klimatycznych 1,50 *m* (na południu), 2 *m* (na północy), średnio około 1,70 *m*, licząc od górnej krawędzi rury. Stąd głębokość wykopu pod rurociągi mierzyć musi $1{,}70 + d$. Zasadniczo w profilu podłużnym rurociągów nie zachodzi konieczność utrzymania jednostajnych spadków (coby powiększało często głębokość wykopów), natomiast należy w miarę możności unikać odwrotnych załomów. O ile są konieczne, należy w załomach grzbietowych, gdzie musi się gromadzić powietrze, umieszczać samoczynne wentyle odwietrzające, lub lepiej hydranty; w załomach w punktach najniższych, w których gromadzą się namuły, piasek itd., przewidzieć upusty, w celu umożliwienia płukania rurociągu.

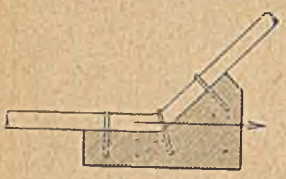


Fig. 228.

W punktach załomów o większym kącie (w kierunku poziomym i pionowym) należy rurociąg silnie podeprzeć (zakotwić) przeciw działaniu płynącej wody, które w takich miejscach (zwłaszcza przy udarach wody) może łatwo rurociąg rozerwać (fig. 228).

Rurociągi staramy się układać zawsze możliwie w bankiecie jezdni i to tak w drogach jak i w ulicach miejskich, w odległości około 1—1,50 *m* od zewnętrznej krawędzi drogi, względnie około 1 *m* od krawężnika (fig. 229). W tych miejscach rurociąg najmniej zawadza w korpusie drogi (pozostaje miejsce na kanał w osi jezdni, i na rurociąg gazowy pod drugim bankietem, na kable elektryczne pod chodnikami), zarazem jest ochroniony przed

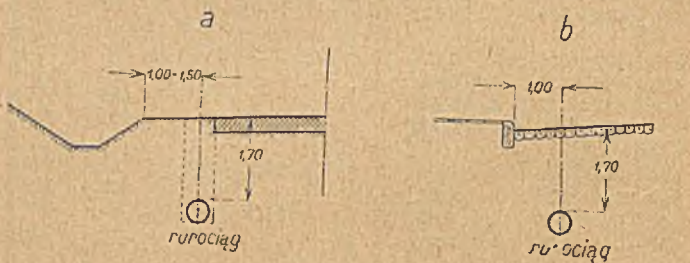


Fig. 229.

wstrząsami ciężkich wozów. Wkońcu tu najmniej przeszkadza się ruchowi w czasie budowy i napraw. W ulicach asfaltowanych, o pokładzie betonowym itd., można zakładać rurociągi poza krawężnikami, w pasach przeznaczonych pod zieleńce, względnie deptaki.

Przed przystąpieniem do wykonania wykopu należy przygotować plan szczegółowy kierunków i ułożenia kształtek, zasuw, hydrantów, odgałęzień itd. Następnie należy według tego planu wytyczyć oś rurociągu na gruncie, umieszczając paliki o 1 *m* od osi (aby je uchronić przed usunięciem w czasie wykonywania wykopu). Ze względu na użycie najmniejszej ilości kształtek i obcinania prostek musi być szczegółowo opracowany każdy węzeł. Przy zmianach kierunków należy z góry przewidzieć, jaki będzie zastosowany krzywak i do wyrabianych kształtek dostosować trasę rurociągu. Ponieważ krzywaki mamy dla skrętów $11\frac{1}{4}°$, 15°, $22\frac{1}{2}°$, 30 i 45°, należy na

skrętach zgóry przewidzieć jeden z tych normalnych kątów, jak na fig. 230 w punkcie A. Wytyczenie najlepiej przy pomocy przyprostokątni:

dla	$11^1/_2{}^\circ$	15°	$22^1/_2{}^\circ$	30°	45°
	1 : 5,02;	1 : 3,73;	1 : 2,41;	1 : 1,73;	1 : 1.

Przykład odgałęzienia podaje fig. 231 wraz z umieszczeniem zasuwy, hydrantu i potrzebnych w tym węźle kształtek (1 sztuka AA, $2 - F$, $1 - J_{30^\circ}$).

Wykopy pod rurociągi wykonuje się o ścianach możliwie pionowych, lub lekko pochyłych. Najmniejsza szerokość u dna 0,60 m pozwala jeszcze na montowanie rurociągów do $d = 250$ m. Dla większych średnic, szerokość wykopu u dołu $b = d + 0{,}30$ m. Dno wykopu powinno być wszędzie równe, aby rury na całej długości były podparte na gruncie. Pod kołnierze muszą

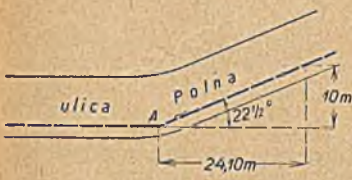


Fig. 230.

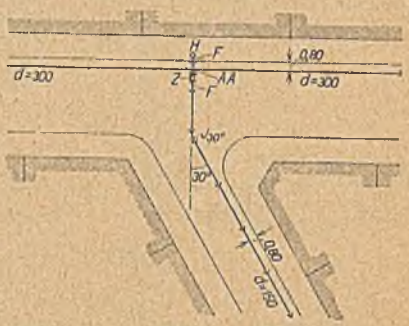


Fig. 231.

być wyrobione odpowiednie zagłębienia. Materjał wydobyty z wykopu należy (osobno darń, względnie nawierzchnię, a osobno zwykłą ziemię) umieścić wzdłuż rowu, w odstępie 0,50 m od jego krawędzi. Wykop w razie potrzeby oszalować; pod zwierciadłem wody gruntowej zachodzi czasem konieczność bicia ścian szczelnych, najkorzystniej z blachy falistej, gdyż dają się wyciągać i użyć kilka razy. Rury spuszczać ostrożnie, aby nie wywołać pęknięć. Kielichy powinne na spadkach być zawsze zwrócone do góry (łatwiejsze wlewanie ołowiu); na przejściach w inny kierunek spadku, konieczne kielichy podwójne (fig. 232).

Po zmontowaniu rurociągu, należy przed przystąpieniem do zasypywania, przeprowadzić próbę ciśnienia. Normalnie próbę powinno się przeprowadzać na podwójne ciśnienie robocze, jakie będzie później w danej partji.

Próbę wykonuje się zwykle na przestrzeni zamkniętej dwoma zasuwami; na przestrzeni bez zasuw, zazwyczaj na długości 200—400 m, zatyka się oba końce rurociągu przykrywkami, które się odpowiednio rozpiera (fig. 233). Po wypełnieniu rurociągu wodą (najlepiej z najniższego punktu rurociągu, aby powietrze górnym końcem mogło odpłynąć), wywołuje się pompą ciśnienie odpowiednie, które powinno trwać co najmniej 15—20 minut, przyczem manometr może w pierwszej chwili (po ustaniu pompowania) spaść najwyżej o 1 atm. a następnie trzymać się stale w równowadze. W czasie próby ciśnienia należy obejrzeć i obłsuchać (czy powietrze nie syczy) wszystkie kielichy, pobijając je młotkiem drewnianym.

Fig. 232.

Przy rurach kutych jutowanych, których koniec bosy (bez kielicha) na długości około 30 cm nie jest jutą pokryty, należy po zmontowaniu kielicha i po próbie ciśnienia, owiec połączenie rur jutą, umoczoną w rozgrzanym asfalcie; pas tej juty musi być tak szeroki, aby przykrywał przynajmniej na 20 cm jutę na kielichu i na końcu bosym.

Po dobrym wyniku próby ciśnienia można wykop zasypać, podbijając dobrze rury i kielichy, i używając na nasyp materjału bez kamieni, przynajmniej dopóki rura na 20 *cm* nie będzie przysypana. Materjał należy ubijać żelaznymi ubijaczkami. Nawierzchnie powinno się układać (jeżeli to możliwe) po osiądnięciu się nasypu, w przeciwnym razie należy przy układaniu nawierzchu pamiętać, że nastąpi jej osiądnięcie (dać wyżej), a ewentualne osiądnięcia zaraz naprawić.

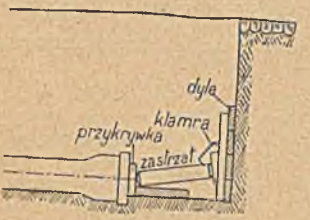


Fig. 233.

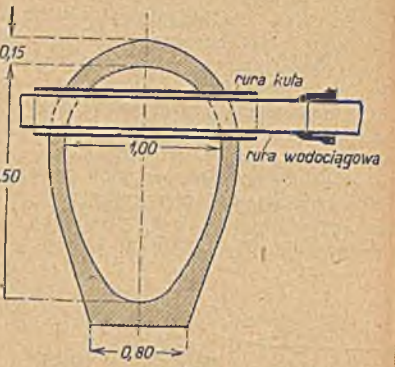


Fig. 234.

Urządzenia w sieci. W sieci wodociągowej natrafia się często na skrzyżowania z kanałami, z torami kolei, potokami i rzekami.

Normalnie przy skrzyżowaniach z kanałami, rurociągi staramy się przeprowadzić ponad grzbietem kanału. Tam, gdzie musi rurociąg przejść przez kanał (fig. 234), tam należy rurociąg włożyć w rurę kutą jutowaną, dla ochrony przed gazami itd. W obrębie tej osłony unikać połączeń na rurociągu. Krzyżowania z torami kolei należy zabezpieczyć przed uszkodzeniem

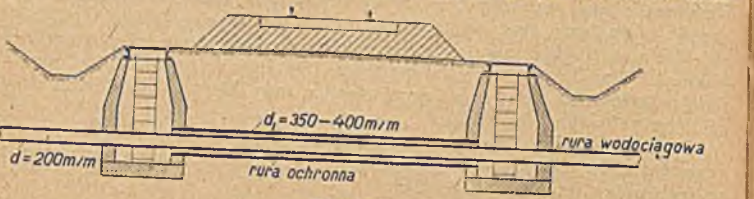


Fig. 235.

toru, na wypadek pęknięcia rurociągu pod torem. W tym celu wkłada się rurociąg w ochronną rurę kutą (lub kanał), kończącą się po obu stronach toru w szybach, którymi wypływa woda, o ileby rurociąg pękł pod torami (fig. 235).

Przy skrzyżowaniach z rzekami przeprowadza się rurociągi w odpowiednich ochronionych i izolowanych (przed zamarzaniem wody) skrzynkach przez mosty, albo też w formie syfonów — pod korytem rzek. Pożądany w takiej partji rurociąg podwójny, ze względu na trudność naprawy uszkodzeń. Syfony wymagają zazwyczaj założenia dwóch ścianek szczelnych, w odstępie około 1 *m*, zwłaszcza w potokach o żwirowem, ruchomem dnie. Dno pomiędzy ściankami szczelnemi najlepiej wybrukować.

W miejscach, gdzie rurociąg przechodzi z gruntu w ściany murowane, zachodzi konieczność założenia wstawek dylatacyjnych, w celu ochrony przed pęknięciem rurociągu z powodu odmiennego osiadania się rurociągu w gruncie i na podporze w murze. Zazwyczaj są to wstawki z blachy miedzianej, zatem miękkiej i poddającej się pod działaniem sił zewnętrznych (osiadania), fig. 236.

Zasuwy normalne muszą być tak urządzone, aby przekrój rurociągu zamykały wolno (a nie nagle), aby nie wywoływać udarów, któreby wywrzeć musiało nagłe przyjęcie siły żywej płynącej wody. Zasuwy wykonują huty z kielichami (fig. 237 *b*), względnie z kołnierzami (fig. 237 *a*). Długość konstrukcyjna normalnej zasuwy kielichowej wynosi: $L = 0{,}7\,d + 100\ mm$; zasuwy kołnierzowej: $L = d + 200\ mm$.

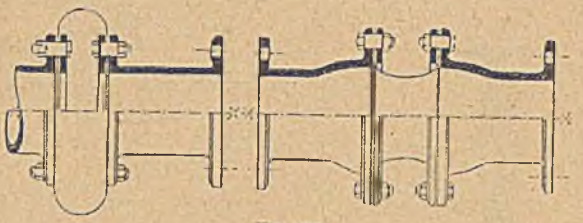


Fig. 236.

W korpusie ulicy, przedłużony trzonek zasuwy musi być ochroniony odpowiednią pochwą żeliwną i przykryty nakrywą uliczną (fig. 238).

Zasuwy normalne budują huty na ciśnienie robocze 10 atm. (próbne 20 atm.). Na żądanie — na ciśnienia wyższe, aż do ciśnienia próbnego 35 atm.

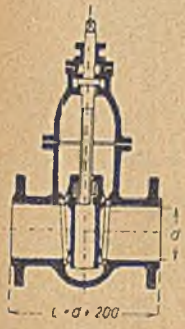


Fig. 237.

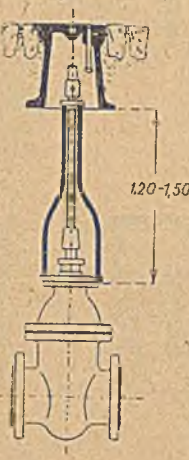


Fig. 238.

Fig. 239.

W zbiornikach, studniach itp. urządzeniach, gdzie ciśnienie robocze nie przekracza 2 atm. (próbne 4 atm.), korzystniej jest używać t. zw. zasuw płaskich, kołnierzowych (fig. 239) o mniejszej długości konstrukcyjnej i mniejszej wadze, zatem tańszych.

Długość konstrukcyjna takich zasuw płaskich wynosi:

Średnica *d mm*	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250
Długość konstr. *L mm*	200	200	200	200	200	200	210	220	230	240	250
Średnica *d mm*	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	
Długość konstr. *L mm*	260	270	280	280	290	300	310	310	320	330	

W komorach zasuw w zbiornikach, chodzi o to, aby mieć znak co do stopnia otwarcia, względnie zamknięcia zasuwy. W tym celu ustawia się w pomoście stojaki (fig. 240), w których pomieszczone są przedłużone trzpi

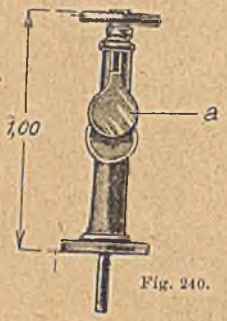


Fig. 240.

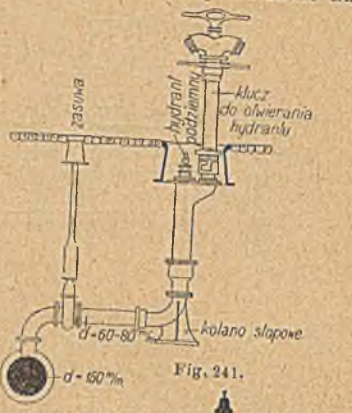


Fig. 241.

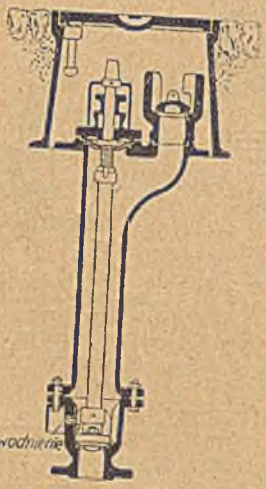


Fig. 242.

Fig. 243.

Fig. 244.

zasuwy. Stan ruchomej tarczy *a*, wskazuje na dolnej tarczy stałej stopień otwarcia zasuwy.

Hydranty powinny być zmontowane równocześnie z siecią. Odstępy około 100 *m*, nie więcej niż 120 *m*. Dobrze jest, zwłaszcza przy dużych odstępach, dawać w ich połowie odgałęzienia, narazie zamknięte przykrywką, umożliwiające z przyszłości wmontowanie dodatkowych hydrantów. Schemat

połączenia hydrantu z rurociągiem — wskazuje fig. 241, według której zmontowany hydrant może dobrze odwietrzać rurociąg (w punktach grzbietowych w profilu podłużnym). Powszechnie używa się hydrantów podziemnych (fig. 242), gdyż nie przeszkadzają w ulicznym ruchu. Do uruchomienia ich używa się klucza (nasady), wskazanej na fig. 241. Ze względu na trudność odszukania (mimo odpowiednich tabliczek orjentacyjnych), zwłaszcza w zimie, odpowiedniejsze jest użycie hydrantów nadziemnych (fig. 243).

Studnie wentylowe ustawia się w obszarach miejscowości (wiejskich), które nie mogą korzystać z instalacyj domowych, w odstępach około 200—300 *m*, na skrzyżowaniach ulic itp. Konieczne ciśnienie około 1 atmosfery = 10 *m* słupa wody. Przekrój takiej studni podaje fig. 244. Pamiętać należy o umieszczeniu pod wylotem studni odpowiedniego szybiku betonowego, przykrytego kratą, zaopatrzonego w odpływową rurę do kanału, zabezpieczona przed zamarzaniem. Ponieważ do studni przynoszą naczynia (wiaderka) z rozmaitych domów, w których może być infekcja, należy wylot studni tak urządzić, aby przy zawieszeniu wiaderka na wylocie, nawet przy wiaderku pełnem wody, koniec rury wylotowej nie mógł dotykać zwierciadła wody w wiaderku. W tym kierunku zabezpiecza żeberko *a*, podpierające rurę wylotową, które nie pozwala na zanurzenie jej w pełnem naczyniu.

Fig. 245.

Fig. 246.

Wentyle stopowe (fig. 245) umieszcza się na rurach ssawnych (w studniach), a kosze wlotowe (fig. 246) na początkach rur ciągów grawitacyjnych. Orjentacyjne wymiary tych wentyli podaje poniższa tabelka

Średnica *d* w *mm*	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300
Długość kosza (fig. 120) *mm*	160	175	185	200	215	230	245	280	310	340	370	410	445	480	510
Długość went. stopowego (fig. 119) *mm*	170	190	210	235	250	265	280	325	370	400	440	470	510	540	580

Fig. 247.

Klapy zwrotne (fig. 247) umieszcza się na rurociągu tam, gdzie chodzi o zabezpieczenie, aby woda przepływać mogła tylko w jednym (pożądanym) kierunku, wskazanym strzałką. Używa się często w armaturze komory zasuw w zbiornikach, zwłaszcza końcowych. Fig. 248 podaje przekrój klapy zwrotnej dla rur o większych średnicach (ponad 300 *mm*). Długości klap zwrotnych (fig. 247) podaje tabelka:

Fig. 248.

Średnica *mm*	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300
L mm	180	200	220	240	260	280	300	350	400	450	500	550	600	650	700

Wentyle odwietrzające umieszcza się na najwyższych punktach rurociągów (na załomach w profilu podłużnym) w celu odprowadzenia gromadzącego się tam z wody powietrza, które utrudnia przepływ wody. Wentyle mogą być do uruchomienia ręcznego, tych jednak mało się używa, zastępując je normalnemi hydrantami. Drugi typ stanowią wentyle samoczynne (fig. 249). Polegają one na tem, że znajdująca się w kopulastej osłonie kulka *a*, pod ciśnieniem wody utrzymuje się u góry, zamykając odpływ wody. Kiedy gromadzące się w tej kopule powietrze wypełni całą przestrzeń, kulka *a* spadnie w dół i otworzy wypływ powietrza przez wentylki *c*, poczem na miejsce powietrza wpływa przez otworki *b* woda, która znowu podnosi kulkę i zamyka wentylki powietrzne. Wentyle takie umieszcza się zwykle w odpowiednich szybikach. Dziś i te zastępuje się powszechnie hydrantami.[1])

Fig. 249.

Gaz w gospodarce miejskiej.

Napisał

inż. Józef Konopka,

dyrektor Związku Gazowni i Zakładów Wodociągowych w Państwie Polskiem, Warszawa.

A. Budowa gazowni.

1. Rozplanowanie.

Wielkość gazowni zależy od oddania gazu, względnie ilości jego wyrobu, który jest zwykle o 8—15% wyższy od oddania, a to z powodu doliczenia własnego zużycia i straty gazu.

Do obliczenia wielkości terenu pod gazownię (sam zakład) należy przyjąć, zależnie od wielkości zakładu, na każde 1000 m^3 rocznej produkcji 2—10 m^2. Uwzględnić należy przytem tereny zapasowe.

Rozplanowanie budynków i urządzeń gazowni w pierwszym rzędzie zależy od połączenia z torem kolejowym, obok którego urządza się składy węgla i koksu oraz umieszcza piecownię względnie piece i ewentualnie kotłownię. Aparatownię, oraz inne budynki, jak warsztaty i magazyn rozmieszcza się według kształtu terenu; budynek administracyjny, w którym mieszkać powinien kierownik gazowni lub gazmistrz, oraz wagę pomostową, stawia się w pobliżu wjazdu do zakładu. Zbiorniki umieszcza się w rogach terenu. Teren gazowni należy ogrodzić parkanem, a ulice dojazdowe i podwórze wybrukować. Schemat większej gazowni przedstawia fig. 250.

Teren nisko położony w danem mieście wskazany, ze względu na wyrównanie strat ciśnienia w gazociągach, nie jest jednak nieodzowny.

Trzeba zwracać uwagę na stan podgleba i wodę zaskórną. Zły grunt pochłania wielkie sumy przy budowie fundamentów, a przesączanie się wody do wnętrza pieca lub kanału spalinowego powoduje wielkie stałe straty.

Przy budowie gazowni obowiązują osobne przepisy.

2. Koszty budowy gazowni:

a) Inwestycyjne — budowa zakładu i sieci gazociągów z połączeniami domowemi, oraz *b*) zwrotne, tj. zakupno gazomierzy, za które odbiorcy

[1]) Dział: „Zbiorniki“ z powodów od redakcji niezależnych umieszczony będzie w zeszytach dalszych.

opłacają czynsz, pozatem ewentualnie koszta urządzeń domowych, spłacalnych jużto ratami, jużto dodatkiem do ceny gazu.

Przybliżone koszty wynoszą:

a) Budowy gazowni wraz z budynkami, oparkanieniem i częściowem zabrukowaniem podwórza, lecz bez kosztów zakupu terenu:

miejszych gazowni 500 000.— do 1,000 000.— zł
średnich „ 1,000 000.— do 3,000 000.— zł.

b) Budowy gazociągu wraz z dopływami domowemi: 35—45 zł na każdy *m* b.

c) Gazomierzy: 100—300 zł, średnio 150 zł za sztukę.

d) Urządzeń domowych: 200—1500 zł za każde, zależnie do urządzenia.

3. Rentowność gazowni polega na tem, że koszt zakupu węgla pokrywa się sprzedażą produktów ubocznych, dochód za gaz obciążony jest

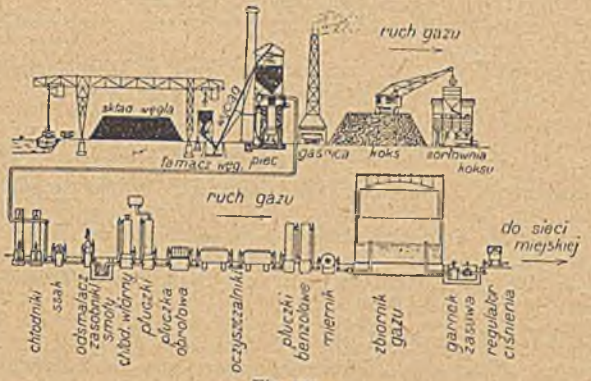


Fig. 250.

administracją, kosztami wyrobu i oddania gazu oraz amortyzacją; czyste zyski w Polsce wahają się od 10—25%.

4. Prowadzenie gazowni.

Gazownia jako przedsiębiorstwo użyteczności publicznej powinna być jednostką samodzielną, prowadzoną na zasadach kupieckich.

Ze względu na wielką odpowiedzialność i konieczność znajomości rzeczy, kierownictwo gazowni spoczywać musi w rękach inżynierów lub techników-fachowców. Do obowiązków ich należy poza prowadzeniem ruchu i administracji propaganda rozpowszechniania gazu.

Nadzór nad urządzeniami, obsługiwanemi przez robotników wykwalifikowanych, mają gazmistrze.

Personal pomocniczy może być niekwalifikowany.

B. Zapotrzebowanie gazu.

Dla obliczenia zapotrzebowania gazu dla jakiejś miejscowości należy przyjąć następujące wytyczne:

1. Ustalenie oddania gazu: przez porównanie z miejscowościami podobnej wielkości, które już posiadają gazownie. U nas przyjmuje się dla miast średniej wielkości zużycie gazu na jednego mieszkańca od 15 do 50 m^3 rocznie.

2. Największe dobowe oddanie gazu: równa się ono około 260 części oddania rocznego. Należy przytem uwzględnić uprzemysłowienie miasta

itp. Największe godzinne oddanie równa się w przybliżeniu 14—18% oddania dobowego.

Rocznie jeden wypust gazu w instalacji domowej zużywa 50—110 m^3 średnio 80 m^3 gazu. Gdy miasto ma być oświetlone gazem, liczy się na jeden palnik uliczny średnio od 240 do 500 m^3 gazu rocznie.

3. Strata gazu: jest to różnica między wyrobem a oddaniem gazu, tj. pomiędzy liczbą odczytaną na mierniku (zegarze) stacyjnym a sumą odczytów u odbiorców, własnem zużyciem gazu, oraz zużyciem przy oświetleniu ulicznem. Nie powinna ona wynosić praktycznie więcej niż 5—8% wyrobu rocznego.

Strata gazu powstaje:

a) przez ulatnianie się gazu, skroplenie pary i węglowodorów w gazie, nieszczelność gazociągów i urządzeń, uchodzenie ze zbiorników, ulatnianie się przy robotach i wypadkach nieprzewidzianych, oraz przez różnicę wywołaną zmianą temperatury, t. zw. strata rzeczywista;

b) przez mylne i niedokładne odczyty mierników, przez wadliwe działanie tychże, wreszcie;

c) przez niedokładne obliczenie zużycia gazu w oświetleniu ulicznem (*b* i *c* straty pozorne).

C. Budowa gazociągów.

Gaz rozprowadza się rurami pod normalnem lub zwiększonem ciśnieniem.

Normalne ciśnienie wynosi od 50 do 150 *mm* słupa wody (sł. w.). Wyższe ciśnienie uzyskuje się przy pomocy sprężarek w normalnych rurociągach od 1350 do 1400 *mm* sł. w. (t. zw. gaz sprężony[1]), a w dalekotłoczniach do 20 atm. (gazy ziemne i wyżej).

1. Obliczenie normalnego gazociągu.[2])

Gazociągi oblicza się podobnie jak przewody płynów. Strata ciśnienia gazu przyjmuje się + lub — 0,7 na każdy metr wzniosu względnie spadku przewodu. Różnice te powstają wskutek różnicy ciężaru właściwego gazu w stosunku do powietrza.

Stratę ciśnienia w przewodach oblicza się na podstawie wzoru Pole'go:

$$h = 4 \cdot \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot 8 \cdot \frac{w^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots (1)^3)$$

gdzie h oznacza stratę ciśnienia, λ stały spółczynnik oporu tarcia, l długość przewodu, d średnicę przewodu, γ gęstość gazu, w chyżość gazu, g przyspieszenie ziemskie $= 9{,}81\ m/s^{-2}$.

$$\lambda = 8 \cdot 0{,}003 = 0{,}024 \text{ (Pole) } \gamma = 1{,}293 \quad \ldots\ldots\ldots (2)$$

Ilość przepływu gazu oblicza się wzorem Pole-d'Aubuisson:

$$Q = K \sqrt{\frac{d^5 \cdot h}{s \cdot l}} \quad \ldots\ldots\ldots (3)$$

[1]) Gaz sprężony przy systemie Selasa ma 250 *mm* sł. w.

[2]) Obliczenie gazociągów wysokoprężnych na str. 1760.

[3]) Nowszy wzór podaje prof. Biegeleisen w dziele „Zasady obliczenia gazociągów". Monachjum 1918. Wyd. Oldenbourga.

$$\frac{h}{l} = 76830 \frac{Q^{1{,}69}}{d^{4{,}69}} \quad \ldots\ldots\ldots (6)$$

lub inż. Paul Brinkhaus „Das städtische Gasrohrnetz", Monachjum-Berlin, 1915:

$$h = l \cdot \left(79200 \cdot \frac{Q^2}{d^5}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (7)$$

gdzie przyjmuje się: $K = \sqrt{\frac{1}{1{,}978}} = 0{,}711$ . . . . . (4)

zaś s jest ciężarem właściwym gazu świetlnego, wynoszącym od 0,350 do 0,500; średnio przyjmuje się 0,4,

lub wzorem Monnier'a: $K = \sqrt{1/2} = 0{,}707$ . . . . . (5)

Do praktycznego obliczenia ilości przepływu gazu należy we wzór (3.) wstawić: d w cm, l w metrach, Q w m^3/g (przy 0° C i 706 mm), $s = 0{,}4$ (powietrze 1) oraz $K = 0{,}707$, to otrzymuje się trzy tablice, z których pierwsza poniżej:

Wydajność przewodu
na godzinę w m^3 przy stracie ciśnienia $h = 5$ mm i $s = 0{,}4$.[1])

Długość gazociągu w m b.	Średnia rury (przewodu) mm													
	40	50	100	125	150	200	250	300	350	400	500	600	800	1000
25	16	28	159	278	439	902	1575	2485	3653	5101	8911	14056	28855	50408
50	11	20	113	197	311	638	1116	1757	2583	3607	6301	9939	20404	35644
75	9	16	92	161	254	521	909	1435	2109	2945	5145	8115	16659	29103
100	8	14	80	139	220	451	788	1242	1826	2550	4455	7028	14428	25204
125	7	13	71	125	196	403	704	1111	1634	2281	3985	6286	12904	22543
150	7	12	65	114	179	368	643	1014	1491	2082	3638	5739	11870	20579
175	6	11	61	107	168	346	590	953	1401	1956	3417	5390	11065	19330
200	6	10	56	98	155	319	557	879	1291	1803	3150	4970	10201	17822
225	5	9	53	93	146	301	525	828	1218	1700	2970	4685	9018	16803
250	5	9	50	88	139	285	498	786	1154	1613	2818	4445	9125	15940
275	5	8	48	84	132	272	475	749	1101	1538	2687	4238	8700	15198
300	5	8	46	80	127	260	455	717	1055	1473	2572	4058	8397	14551
350	4	8	43	74	117	241	421	664	976	1363	2382	3757	7712	13472
400	4	7	40	70	110	225	394	621	913	1275	2228	3514	7214	12602
450	4	7	38	66	104	213	371	586	861	1202	2100	3313	6801	11881
500	4	6	36	62	98	202	352	556	817	1141	1993	3143	6452	11272
600	3	6	33	57	90	184	322	507	746	1041	1819	2869	5890	10289
700	3	5	30	53	83	170	298	470	690	964	1684	2656	5453	9526
800	3	5	28	49	78	159	278	439	646	902	1575	2485	5101	8911
900	3	5	27	46	73	150	263	414	609	850	1485	2343	4809	8401
1000	3	4	25	44	69	143	249	393	578	807	1409	2223	4562	7970
1250	2	4	23	39	62	128	223	351	517	721	1260	1988	4081	7129
1500	2	4	21	36	57	116	203	321	472	659	1150	1815	3725	6508
1750	2	3	19	33	53	108	188	297	437	610	1065	1680	3449	6025
2000	2	3	18	31	49	101	176	278	408	570	996	1572	3226	5636
2250	2	3	17	29	46	95	166	262	385	538	939	1482	3042	5313
2500	2	3	16	28	44	90	158	248	365	510	891	1406	2886	5014
2750	2	3	15	27	42	86	150	237	348	486	850	1340	2751	4806
3000	1	3	15	25	40	82	144	227	333	466	813	1283	2634	4602

O ile we wzór (3) wstawi się $l = 1000$ m, to stratę ciśnienia znajdzie się wedle podanych graficznych trzech tablic Monnier'a. II. Fig. 251.

Wpływ na ilość przepływu mają pozatem ilości odgałęzień, oraz różnice wysokości (spady gazociągów), co oblicza się z pomocą wzorów i tablic podanych w „Kalender für Gas und Wasserfach" z r. 1929, str. 400.

[1]) Wydajność przewodów przy większych stratach ciśnienia oblicza się na podstawie tablic, które podaje „Kalender für das Gas- und Wasserfach". München 1929. Wyd. Oldenbourg, str. 396 i 397.

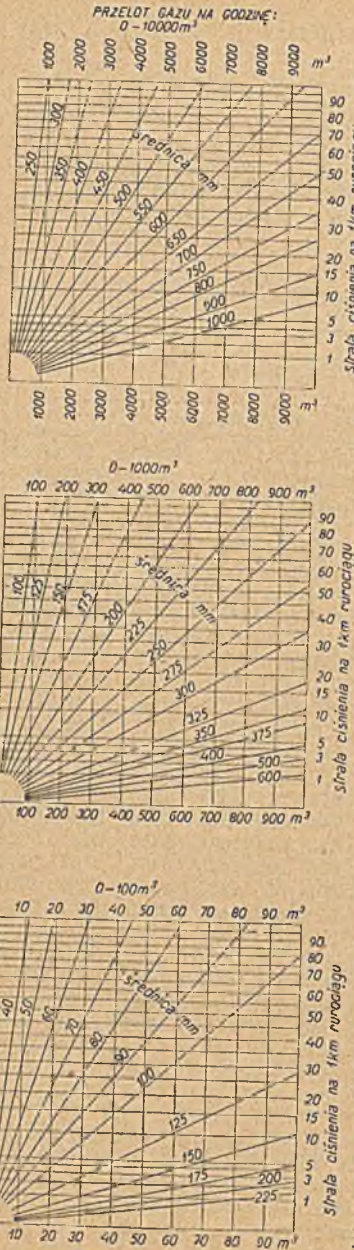


Fig. 251.
Średnica rur według Monnier'a.

2. Projektowanie sieci gazociągów.

Gazociągiem trzeba objąć wszystkie części miasta, w których liczyć można na odpowiedni zbyt gazu. Magistralę (główny gazociąg) należy prowadzić do środka największego zapotrzebowania. Średnicę przewodów powinno się zastosowywać do możliwości zwiększenia oddania w dwójnasób.

Normalne gazociągi układa się z rur: 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000 i 12000 *mm*.

Pośrednich średnic używać nie należy. Jedynie w wyjątkowych wypadkach, gdy na zwiększenie oddania liczyć nie można, wolno zastosować przekrój 80 *mm*. Mniejszych średnic wolno używać tylko do dopływów domowych i latarń.

Unikać należy odgałęzień ślepych. Każde miejsce poważniejszego zapotrzebowania powinno mieć połączenie z magistralą z dwóch stron.

3. Materjały.

Gazociągi układa się z rur żeliwnych lub stalowych (żelaznych) kielichowych, lub też z rur stalowych gładkich (bez kielichów). Dla rur kielichowych obowiązują normy polskie (z kielichem płytkim lub głębokim), wydane przez Polski Komitet Normalizacyjny,[1]) por. dział „Wodociągi", str. od 1696 do 1711.

Są również w użyciu rury normalne niemieckie i t. zw. V. Zjazdu.

Do gazu wolno używać rur żeliwnych tylko lanych stojąco lub wirowo (system De Lavaud). Rury stalowe[2]) (bez szwu, t. zw. manesmannowskie lub spawane) używane są do przewodów gazowych tylko jutowane i asfaltowane z zewnątrz i wewnątrz. Rury te jako posiadające duże długości (do 16 *m*) są bardzo praktyczne. Rur stalowych gwintowanych w ziemi zasadniczo się nie układa, tylko mniej ważne odgałęzienia i dopływy do latarń

[1]) Używanie do gazu rur żeliwnych wodociągowych z kielichem płytkim jest niepraktyczne z powodu kształtu kielicha, który jest za płytki i obrączki na końcach rur, która utrudnia rozbieranie gazociągu.

[2]) Tablice PN. rur stalowych dotąd nie wydano, kielichy odpowiadają kielichom rur żeliwnych.

ulicznych wolno wykonywać z rur gwintowanych, lecz muszą one być bardzo starannie izolowane (jutą i asfaltowane).

Rury kielichowe uszczelnia się sznurem smołowanym i zalewa ołowiem lub uszczelnia wełną ołowianą dobrze ubitą.[1]) Rury stalowe gładkie i kielichowe można łączyć również przez spawanie na styk. Gazociągi spawane dają zupełną pewność szczelności. Ostatnio używa się przy gazociągach stalowych kielichowych okryw obejmujących głowy (kielichy), spawanych z rurą (fig. 252).

Do odgałęzień używa się kształtek również unormowanych przez P. K. N. żeliwnych lub stalowych jutowanych i asfaltowanych (por. dział „Wodociągi").

4. Układanie gazociągów.

Gazociągi należy układać tak głęboko, aby nie dopuścić do zamarzania tychże (woda skondensowana itp.), a więc nakrycie rur winno wynosić

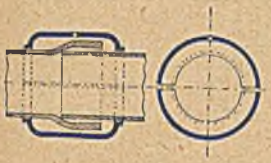


Fig. 252.

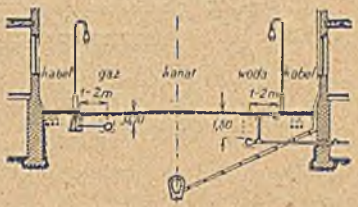


Fig. 253.

Fig. 254.

Fig. 255.

Fig. 256.

0,80—1,60 *m*. W gruncie stałym (rodzimym) układać je można wprost na ziemi, podbijając dobrze ziemią, tak, aby leżały na całej swej długości.

W gruncie nasypowym, skale i gruncie niestałym należy rury obsypywać ziemią obcą dowiezioną. W tych wypadkach lepiej używać rur stalowych.

Przy przejściach gazociągów przez kanały, mury itp. używa się rury ochronnej (płaszczowej); to samo odnosi się do przejść przez mosty, przepusty itp., gdzie prócz tego rury muszą być odpowiednio izolowane przed zamarznięciem. Należy unikać bliskości wodociągów, przewodów elektrycznych, telefonicznych itp. W pobliżu drzew prowadzi się przewody głębiej jak zwykle, starać się jednak trzeba, aby linja drzew była odpowiednio chroniona. Rozmieszczenie przewodów w ulicy przedstawia fig. 253.

Gazociągi układa się ze spadkiem od 4 do 8 *mm* na 1 *m* b. (fig. 254), możliwie równolegle ze spadkiem ulic; mniejsze spadki niż 2 *mm* są niepożądane. W załamaniach tych włącza się zbiorniki (garnki, syfony), połączone rurą żelazną z powierzchnią ulicy, przez którą wypompowuje się zebrany kondensat (fig. 255 i 256).

[1]) Rury żeliwne w ostatnich czasach łączą również bez kielichów, na styk, spawając je bronzem.

Celem umożliwienia zamknięcia części gazociągu wstawia się w sieć gazową zasuwy. Nad zasuwami i zbiornikami umieszcza się nakrywy. Większe zbiorniki i zasuwy umieszcza się w studzienkach murowanych. Miejsca zasuw i zbiorników znaczy się na murach domów lub na osobnych słupach.

Gazociągi należy układać tak, aby był do nich łatwy dostęp, a więc najlepiej pod chodnikami fig. (257), o ile na to pozwoli szerokość tychże i średnica

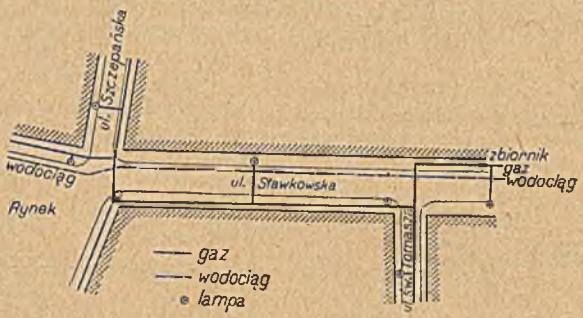


Fig. 257.

gazociągu. Gazociąg powinien być oddalony zawsze od muru (fundamentów) domów o 1,5 *m* conajmniej. W bardzo szerokich ulicach pożądane jest układanie gazociągów po obu stronach ulicy.

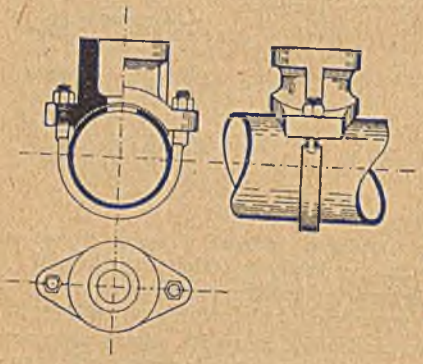


Fig. 258.

5. Rozgałęzienia.

Rozgałęzienia i dopływy do domów trzeba o ile możności przewidzieć przy układaniu gazociągów przez wstawianie odpowiednich kształtek.

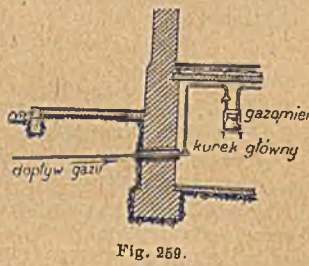


Fig. 259.

W razie konieczności wstawienia kształtki w gazociągu będącym w ruchu należy wyciąć kawałek przewodu. Przecięcia przewodów dokonywać można tylko zamknąwszy dopływ gazu, co uskutecznia się przez wywiercenie w rurze otworów w odpowiednich odstępach, przez które wstawia się gumowe pęcherze (balony), zamykające po nadęciu dopływ gazu.

Odgałęzienie przewodu można uzyskać również przez nawiercenie rury i wstawienie nawiertarki z kielichem lub z gwintem (fig. 258).

6. Dopływy do domów wykonuje się jak każde odgałęzienie. Przy przejściu przez mur należy uważać, aby przewód przechodził luźno, o ile możności w rurze płaszczowej również luźnej (fig. 259).

7. Próby szczelności.

Po ukończeniu gazociągu lub jego części musi nastąpić próba szczelności. Przewody napompowuje się powietrzem do ciśnienia $^1/_2$—1 atm. i zapomocą manometru bada się szczelność przy zamkniętych końcach przewodu. Dopiero wypróbowane części gazociągu wolno zasypywać ziemią.

8. Rewizja i utrzymanie sieci gazociągów.

a) Każda sieć gazowa musi być stale kontrolowana. W celu kontroli należy przeprowadzać t. zw. rewizję sieci rur. Postępuje się przy tem w ten sposób, że nad gazociągiem wbija się w ziemię rurki żelazne $^3/_8$" do 1" tak, aby sięgały około 50—75 *cm* w głąb. Jeżeli gaz wydobywa się z przewodu, to dowodzi nieszczelność rur w pobliżu. Niewielkie nieszczelności bada się chlorkiem palladowym.

Do wykrywania nieszczelności używa się także specjalnych aparatów, np. Cajo, Expreß, Rapid. (Gaz i Woda 1927, str. 86).

Nieszczelności gazociągów pod żadnym pozorem nie wolno próbować zapomocą ognia. Nieszczelny gazociąg po odkopaniu smaruje się mydlinami. W miejscach, gdzie gaz uchodzi, tworzą się bańki.

Wszelkie roboty uliczne przy gazociągach muszą być odpowiednio zabezpieczone, a więc wykopy głębsze, szczególniej w słabym gruncie, rozpierane i chronione deskami, a dostęp do nich zabezpieczony barjerkami, w nocy oświetlony latarkami czerwonemi.

Zamarznięte gazociągi odmraża się przez wlanie do środka spirytusu.

Gazociągi zanieczyszczone naftaliną, do czego w zasadzie dopuścić nie wolno, oczyszcza się przez wlewanie do przewodów płynnego ksylolu, albo szczotkami drucianemi.

9. Gaz sprężony.

Z rozwojem zużycia gazu oraz rozbudowy miast często zachodzi potrzeba dostarczenia większych ilości gazu, niż to uwzględniono przy projektowaniu gazociągu. Ażeby uniknąć budowy nowego gazociągu, o ile gazociąg jest dobrze zachowany i szczelny, wystarczy powiększyć ciśnienie gazu w całym

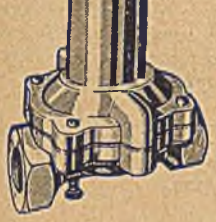


Fig. 260.

Fig. 261.

systemie rur zapomocą sprężarek umieszczonych w gazowni lub na oddzielnych stacjach. Najpraktyczniejszem okazało się ciśnienie 300 *mm* sł. wody. W tym wypadku trzeba zredukować ciśnienie przed miejscami spotrzebowania, na ciśnienie normalne, tj. na 40—50 *mm* sł. wody. Uskutecznia się to zapomocą małych miarkowników (regulatorów) domowych, których zadaniem oprócz wspomnianej redukcji ciśnienia, jest także zamknięcie dopływu gazu, o ile ciśnienie spadnie poniżej pewnej normy, lub dopływ gazu zupełnie zostanie przerwany (fig. 260).

O ile gazociąg nie wytrzymuje na całej swej długości zwiększonego ciśnienia, lub ciśnienia 300 *mm* sł. wody jest za małe, to sieć rur buduje

się w ten sposób, że główny gazociąg stanowi pierścień (gazociąg obiegowy), otaczający daną miejscowość. W pierścieniu tym płynie gaz pod zwiększonem ciśnieniem (500—1400 *mm* sł. wody), a z nim połączona jest sieć rur zapomocą przewodów, zaopatrzonych w miarkowniki okręgowe, zestopniowujące wyższe ciśnienie na 300 *mm* względnie niższe, normalne. — Miarkowniki te (fig. 261) ustawiane są w osobnych stacjach nadziemnych i podziemnych (fig. 262).

Do sprężania gazu służą sprężarki, których potrzeba conajmniej dwie, aby zabezpieczyć ciągłość i jednostajność ciśnienia w dostawie gazu.

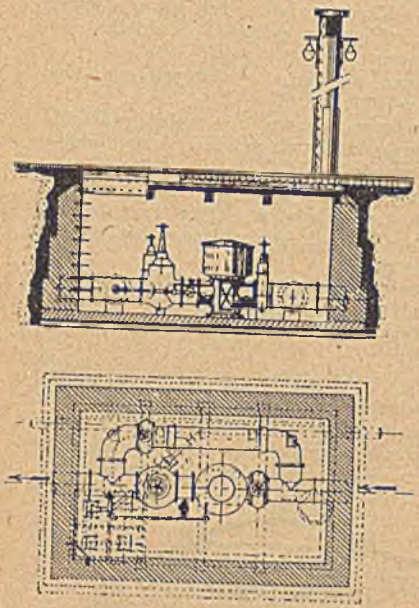


Fig. 262.

Nowe gazociągi na gaz sprężony wykonywuje się wyłącznie z rur stalowych ciągnionych i spawanych na złączach (głowach).

10. Gazociągi wysokoprężne i dalekotłocznie.

Do zaopatrywania w gaz większych okręgów powstają w ostatnich czasach t. zw. centrale gazowe (gazownie okręgowe), z których gaz prowadzi się w gazociągach wysokoprężnych. Prowadzenie gazu w takich gazociągach nie wykazuje obecnie żadnych trudności (Gazociągi Państwowe w Małopolsce dla gazu ziemnego mają długość przeszło 250 *km*).

Za gazociąg wysokoprężny uważa się taki gazociąg, w którym gaz posiada ciśnienie ponad 1400 *mm* słupa wody.

Gaz spręża się szeregiem sprężarek (sprężanie wielokrotne) do pożądanego ciśnienia (nawet do 10 000 *mm* sł. w.) zależnie od celu gazociągu, jego długości, a następnie zestopniowuje się ciśnienie dowolnie miarkownikami okręgowymi jak wyżej.

Obliczenie.[1])

Z praktyki okazało się, że wzór Polego (1), str. 1754, daje przy obliczaniu dalekociągów wysokoprężnych za duże przekroje przewodu, gdyż opór tarcia (λ) zmniejsza się przy zwiększeniu chyżości gazu.

Wedle Brinkhausa oblicza się:

$$d = 3{,}444\ Q^{0{,}4}\sqrt[5]{K} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

gdzie

$$K = \frac{l}{h + 1{,}8823\,.\,l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

a

$$Q = C\sqrt{\frac{1}{K}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

[1]) Najnowsze obliczenie gazociągów wysokoprężnych: Dipl. Ing. H. Müller „Gas- und Wasserfach", 1920, str. 285 i 456.

Wartości C podaje tablica:

Średnica rury	100	150	200	250	300
C	14,362	39,557	81,246	141,930	223,880

Każdy gazociąg dalekobieżny oblicza się również z punktu widzenia gospodarczego, a więc bierze się pod uwagę wielokrotne sprężanie, które jest odwrotnie proporcjonalne do przekroju rur, oraz koszta eksploatacji, które znów zwiększają się przy częstszem sprężaniu.

Przy wielokrotnem sprężaniu ilość przepływu według Bayerleina:

$$\frac{c_p^2 - c_k^2}{l} = Q^{1,875} \cdot \frac{0,412}{(100\,d)^5} \quad \ldots\ldots\ldots (11)$$

gdzie oznacza:

c_p i c_k = ciśnienie gazu na początku i końcu gazociągu w atm, d = średnica rur w mm, l = długość gazociągu w km, Q = ilość przetłoczonego gazu w m^3/g, przy 15° C i 760 mm.

Koszta sprężania oblicza Bayerlein[1]) empirycznie:

$$Z = 51,39 \,.\, s \,.\, Z_l \,.\, n \,.\, Q\left(p \,.\, \frac{n^{0,259}}{s} - 1\right) \text{ zł.} \quad \ldots\ldots (12)$$

gdzie: Z = roczne koszta sprężania, Z_l = cena prądu zużytego do sprężania w KW/g, s = stopień sprawności = 1,36, n = wielokrotność sprężania, p = ciśnienie sprężania w atm.

Dalsze koszta eksploatacji stanowią: oprocentowanie kapitału zakładowego, amortyzacja tegoż i utrzymanie gazociągu.

Budowa zasadniczo nie różni się od budowy gazociągów normalnych, należy jednak uwzględnić to, że przy wysokiem ciśnieniu szczelność musi być większa, a co za tem idzie większa wytrzymałość materjałów oraz uszczelnień. Gazociągi wysokoprężne buduje się zawsze z rur stalowych, spawanych czołowo, rzadziej skręcanych na złączki. W celu uniknięcia w gazociągu naprężeń powstających przy zmianach temperatury wstawia się w tenże w odpowiednich odległościach t. zw. złączki wyrównawcze. Żeliwnych rur używa się tylko do 3 atm. i to wyłącznie poza obrębem okręgów górniczych.

W miejscach niebezpiecznych styki i połączenia ochrania się rurami płaszczowemi. Izolacja musi być bardzo dokładna szczególniej w terenach bagnistych.

Gazociągi wysokoprężne układa się w odległości conajmniej 5 m od budynków w osiedlach, od budynków sporadycznych i oddalonych o 15 m.

Nakrycie gazociągu winno wynosić conajmniej 1 m. Wszelkie ważniejsze odgałęzienia powinny być fundamentowane, zasuwy, zawory i miarkowniki ustawia się w osobnych budynkach ogniotrwałych.

Każdy gazociąg wysokoprężny musi być często badany pod względem ciśnienia oraz szczelności.

Próba ciśnienia powinna być wykonana o 1 atm. wyżej niż przewidziane ciśnienie robocze, najmniej jednak na 2 atm.

LITERATURA.

Doliński: „Gaz świetlny." Kraków 1923.
Dziurzyński: „Stan gazownictwa w Polsce." Warszawa 1927.
Konopka: „Gazownictwo Polskie w świetle liczb i wykresów." Wyd. I. i II. Warszawa 1927, 1929.

[1]) Gas- und Wasserfach, rocznik 1928, str. 904.

Roczniki: „Przegląd Gazowniczy i Wodociągowy“ i „Gaz i Woda“. 1920—1929.
Świerczewski: „O potrzebie rozwoju gazownictwa w naszych miastach i miasteczkach.“ Warszawa 1918.
Roczniki: „Journal des Usines à Gaz.“ Paris. 1913—1929.
Roczniki: „Gas and Water.“ Londyn. 1906—1929.
„The Gas Engineers Compendium.“ London 1928.
Biegeleisen: „Grundlagen zur Berechnung der Gasrohrleitungen.“ München 1918.
Brinkhaus: „Das Städt. Gasrohrnetz.“ München 1915.
Kuckuk: „Der Gasrohrleger und Gaseinrichter.“ München 1925.
Kallenberg: „Der praktische Gas- und Wasser-Installateur.“ Stuttgart 1914.
Roczniki: „Gas- u. Wasserfach.“ 1913—1929.
Schaar und Thiem: „Kalender für das Gas- und Wasserfach.“ München und Berlin 1929.

Elektryczność w gospodarce miejskiej

por. dział: „Elektrotechnika“ w części dziewiątej.