CZĘŚĆ CZWARTA.

BUDOWNICTWO WODNE.

TREŚĆ.

Strona

Pomiary wodne. Napisał dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów 483
I. Metody bezpośrednie 483
II. Metody pośrednie 504

Kanały i przewody. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa 522

Zakłady o sile wodnej. Napisał dr. inż. Karol Pomianowski, profesor politechniki, Warszawa . . 527

Budowa jazów. Napisał dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz, profesor politechniki, Lwów 553
I. Uwagi ogólne 553
II. Obliczenie przepływu i spiętrzenia 555
III. Wykonanie jazów 568

Zbiorniki i przegrody dolin. Napisał dr. inż. Jan Łopuszański, profesor politechniki, Lwów . . 588
I. Prace przygotowawcze 588
II. Konstrukcja 597
III. Budowa 612

Regulacja rzek. Napisał inż. Mieczysław Rybczyński, profesor politechniki, Warszawa 617
I. Zasady ogólne 617
II. Podstawy hydrologiczne projektu regulacji 619

Strona

III. Trasa regulacyjna 622
IV. Roboty regulacyjne 624

Drogi wodne. Napisał dr. inż. Adam Rożański, profesor Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 633
I. Żegluga śródlądowa i spław drzewa 633
II. Kanalizacja rzek 645
III. Kanały żeglugi 647
IV. Śluzy komorowe i podnośnie mechaniczne statków 655
V. Porty rzeczne i kanałowe . . . 672

Budownictwo morskie. Napisał inż. Bohdan Nagórski, dyrektor eksploatacji w Radzie Portu, Gdańsk 676

Fundamenty. Napisał inż. dr. Otto Nadolski, profesor politechniki, Lwów 691

Meljoracje. Napisał inż. Czesław Skotnicki, profesor politechniki, Warszawa 727
I. Odwodnienia gruntów 727
II. Nawodnienie 734
III. Kultura torfowisk 736
IV. Wałowanie nizin 737
V. Stawy rybne 738

Meteorologja. Napisał prof. Kazimierz Szulc, dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa 742

Pomiary wodne.

Napisał

dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz

profesor politechniki, Lwów.

Pomiary wodne mają na celu oznaczenie objętości przepływającej wody rzek, strumyków, kanałów, odpływów źródeł, wody pompowanej ze studni itp. Należyte oznaczenie objętości wody, którą projektowane budowle mają przeprowadzać, jest rzeczą pierwszorzędnej doniosłości.

Metody pomiaru dzielimy na bezpośrednie i pośrednie; przy tych ostatnich oznacza się (oblicza) objętość wody na podstawie pomierzenia czynników będących w związku z objętością przepływu. Wybór metody zależy od ilości wody i od celu pomiaru; pewne cele wymagają pomiaru dokładniejszego, przy innych można stosować metody przybliżone.

Większe objętości podaje się w metrach sześciennych na sekundę (m^3/sek.), małe w litrach na sekundę (l/sek.), bardzo małe w litrach na minutę. Metody pomiaru podano tu według stopnia dokładności, rozpoczynając od najdokładniejszych i przechodząc do mniej dokładnych; na początku również przedstawimy metody odnoszące się do objętości małych, w dalszym ciągu zaś do objętości wielkich.

I. Metody bezpośrednie.

Pomiar objętości zapomocą podstawionego naczynia. Metoda stosowana do małych objętości, conajwyżej do kilku l/sek. Polega na tem, że wodę płynącą strumykiem, lub odpływającą ze źródła, lub studni, skierowujemy do prostokątnej kadzi, w której gromadzimy odpływ przez określony przeciąg czasu. Czas obserwujemy zapomocą zegarka sekundowego z urządzeniem do zatrzymywania (chronoskop; przez jedno pociśnięcie główki puszczamy go w ruch, przez drugie zatrzymujemy, trzecie pociśnięcie cofa wskazówkę na zero; odczytać można dziesiętne sekundy). Jeżeli zatem w czasie t sek. zebrała się w kadzi objętość Q litrów, natenczas przepływ wynosił

$$q = \frac{Q}{t}\ l/\text{sek.}$$

Pomiar objętości zapomocą przelewu. Jest to metoda dokładna, stosowana do objętości małych i średnich (od kilku do kilkuset litrów na sek., wyjątkowo i do kilku tysięcy litrów, tj. kilku m^3 na sek.). Pomiar przelewem opiera się na przelewie zupełnym przez cienką ściankę, struga ma być swobodna, nie zaś przyciśniona, wobec czego dopływ powietrza pod strugę musi być zapewniony (otwór w ścianie bocznej pod strugą). Mierzyć można albo zapomocą przelewu z kontrakcją wszechstronną (tj. trzystronną, od spodu i z boków), albo jednostronną (tj. od spodu). Pierwszy rodzaj przelewu nazywamy przelewem Poncelet'a, drugi przelewem Bazin'a (fig. 1 i 2); pierwszy nadaje się do mniejszych, drugi do większych objętości.

Do obliczenia objętości wody przy pomiarze przelewem stosowany jest najczęściej wzór: $Q = \frac{2}{3}\mu\, b\, h \sqrt{2gh}$, w którym oznacza Q objętość przepływu, b długość krawędzi przelewu, h grubość, czyli wysokość przelewu, tj. wysokość zwierciadła wody ponad krawędzią przelewu, mierzoną jednak w pewnym odstępie powyżej krawędzi przelewu (przynajmniej $2\,h$), g przyspieszenie ciężkości równe 9,81 m ($\sqrt{2g} = 4{,}43\ m$), μ spółczynnik prakty-

czny. Szereg badaczy oznaczył wartości tego spółczynnika doświadczalnie i podał wzory na μ, wzgl. na Q, poddając formułę zasadniczą pewnym modyfikacjom. W dalszym ciągu podajemy najważniejsze formuły na Q, wzgl. μ, lub też wartości μ, zaznaczając, że formuły 1—4 odnoszą się do przelewu o kontrakcji wszechstronnej (przelew Poncelet'a) i dopływu z szerokiego koryta,

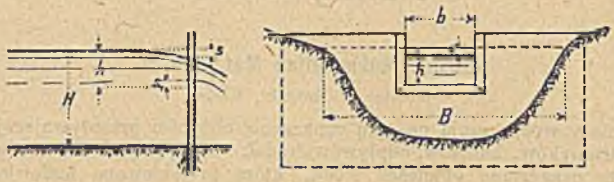


Fig. 1.

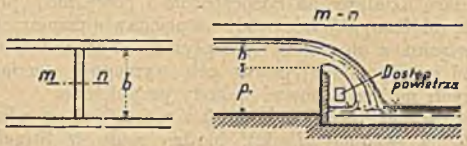


Fig. 2.

względnie zbiornika, formuły zaś 5 i 6 do przelewu bez kontrakcji bocznej (przelew Bazin'a), przyczem szerokość koryta dopływowego jest równa długości krawędzi przelewu.

1. Wzór Ponceleta i Lesbros.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h}$$

$b = 0{,}20$ m				$b = 0{,}60$ m			
h	$^2/_3 \mu$	h	$^2/_3 \mu$	h	$^2/_3 \mu$	h	$^2/_3 \mu$
0,01	0,424	0,10	0,395	0,01	0,424	0,10	0,406
2	417	14	393	2	421	15	400
3	412	16	393	3	418	20	395
4	407	20	390	4	416	30	391
5	404	22	385	5	414	40	391
6	401	25	380	6	412	50	391
7	398	30	371	7	410	60	390
8	397			8	409	1,00	389

2. Wzór Bodaszewskiego.

a) $M = m_1 + 2 m_2 + m_3$

$$m_1 = {}^2/_3 \left[b - s - \frac{s^2}{h} \right] \left[(h-s)^{3/2} - s^{3/2} \right] \sqrt{g}$$

$$2 m_2 = {}^1/_9 \left[s + \frac{s^2}{h} \right] \left[(h-s)^{3/2} - s^{1/2} \right] \sqrt{g}$$

$$m_3 = {}^1/_9 \left[b - s \right] \left[h^{3/2} - (h-s)^{3/2} \right] \sqrt{g}$$

$$s = \frac{2 h}{(\pi + 2)^2}$$

b) (skrócony)

$$M = {}^2/_3 \mu b h \sqrt{2 g h}$$

$$^2/_3 \mu = 0{,}41786 - 0{,}0284 \frac{h}{b}$$

(warunek $b > h$)

3. Wzór Braschmanna.

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$$

$${}^2/_3\, \mu = 0{,}3838 + 0{,}0386 \frac{b}{B} + \frac{0{,}00053}{h}$$

(dobry dla $h > 0{,}10\, m$, przy mniejszem błąd wynosi kilka %).

4. Wzór Fresego (dla dużych objętości)

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$$

$$0{,}6\, m \geq h \geq 0{,}1\, m$$

$$\mu = \mu_0\, \varepsilon, \quad \mu_0 = 0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h + 0{,}18} - \frac{0{,}075}{b + 1{,}2},$$

$$\varepsilon = 1 + \left[0{,}25 \left(\frac{b}{B}\right)^2 + \xi_1\right] \left(\frac{h}{h + w}\right)^2, \quad \xi_1 = 0{,}025 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{h + w}\right)^2 + 0{,}02}$$

w = wysokość ścianki spiętrzającej.

5. Wzór Bazina. (Przelew bez kontrakcji bocznej.)

$$Q = m\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$$

$$m = \mu \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{p + h}\right)^2\right]$$

p = wysokość ścianki spiętrzającej.

h	μ	h	μ	h	μ	h	μ
0,05	0,4481	0,14	0,4267	0,34	0,4162	0,54	0,4107
6	4427	18	4229	38	4150	58	0,4096
7	4391	20	4215	40	4144	0,60	0,4092
8	4363	24	4194	44	4134		
9	4340	28	4181	48	4122		
0,10	4322	0,30	0,4174	0,50	0,4118		

6. Wzór Rehbocka. (Przelew bez kontrakcji bocznej.)

$$Q = {}^2/_3\, b\, h \sqrt{2\, g\, h} \left(0{,}605 + \frac{1}{1050\, h - 3} + 0{,}08 \frac{h}{w}\right) =$$

$$= \left[1{,}787 + \frac{2{,}953}{1050\, h - 3} + 0{,}236 \frac{h}{w}\right] b\, h^{3/2}$$

Fig. 3 przedstawia urządzenie pomiarowe na pewnym potoku w Szwajcarji; mierzono tu przepływ stale zapomocą trzech przelewów (koryto podzielono na 3 części i wstawiono w każdą z nich przelew). Osobny wodoskaz samokreślny (limnigraf) kreślił stale linję stanu wody. Do odczytywania stanu wody na przelewie (właściwie tuż powyżej przelewu, oznaczenie „h") służyła podziałka przesuwalna A, zakończona u spodu kolcem; małe bardzo odpływy mierzyło się przez napełnienie zbiornika pod przelewem umieszczonego, a do oznaczenia w nim stanu wody służyła podziałka przesuwalna B. Zapomocą takiego urządzenia można oznaczyć odpływy źródeł lub małych potoków z długiego okresu, kilku miesięcy lub nawet kilku lat i uzyskać cenne podstawy do projektu wodociągów, wyzyskania sił wodnych, zakładania zbiorników itd.

Pomiar wielkich objętości. Wielkie objętości oznacza się zapomocą pomiaru powierzchni przepływu (profil poprzeczny) i chyżości wody (prostopadłych do tego profilu). W ogólności objętość przepływu Q w łożyskach rzek, potoków i kanałów przedstawia się formułą:

$$Q = F \cdot v_s,$$

w której F oznacza powierzchnię przepływu, tj. powierzchnię przekroju pionowego części łożyska wypełnionej wodą, a v_s średnią chyżość profilu. Jeżeli wstawimy F w m^2, v_s w m/sek., natenczas otrzymamy Q w m^3/sek.

Pomiar powierzchni odpływu nie przedstawia trudności, (opiszemy go poniżej), natomiast co do v_s zauważa się, że chyżości strug wody w różnych punktach profilu są różne, a średnią chyżość profilu można wprawdzie wyrachować, mając dane z góry Q, oraz F, $\left(v_s = \frac{Q}{F}\right)$, jednak mierzyć jej wprost nie można, gdyż położenie punktu profilu, w którym chyżość strugi równa się średniej chyżości, nie jest nam z góry znane. Wobec tego przy pomiarach objętości musimy obrać inną drogę; mierzymy chyżości w wielu punktach profilu i objętość odpływu oznaczamy jako sumę iloczynów elementów powierzchni i odpowiadających im chyżości:

$$Q = \Sigma f \cdot v.$$

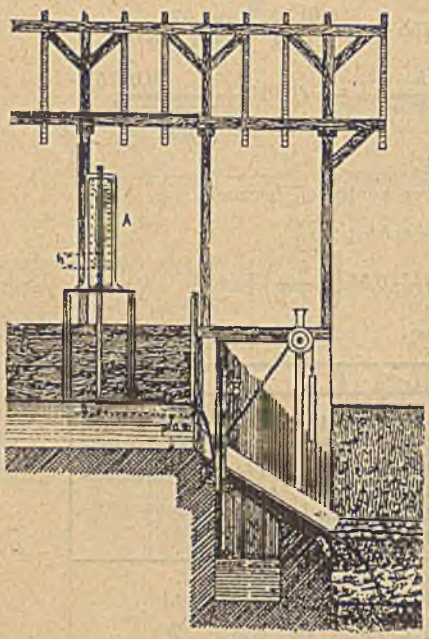


Fig. 3.

Pomiar powierzchni przepływu. Jest to zdjęcie profilu poprzecznego rzeki, potoku lub kanału. Przy małej szerokości przerzucamy przez koryto dyl lub deskę, stwarzając w ten sposób kładkę, na niej odpionowujemy początek zwierciadła profilu (po lewej stronie) i koniec zwierciadła (po prawej stronie) i oznaczamy podział na metry, wzgl. decymetry. Następnie zapomocą sondy, tj. pręta żelaznego lub rurki, ewentualnie drążka drewnianego, zaopatrzonych w trzewik u spodu, na których jest podział na m, dm i cm, wykonywamy tak gęsto, jak potrzeba, pomiar głębokości. Przy znaczniejszej szerokości, gdy przerzucenie kładki nawet z użyciem kobylic jest utrudnione, rozpina się wpoprzek rzeki linkę drucianą z podziałem metrowym, ustalając jej początek na lewym brzegu (ucho linki zakłada się na wbity pręt żelazny) i naprężając linkę zapomocą kołowrotu ustawionego na prawym brzegu. Przerzucenie linki z jednego brzegu na drugi odbywa się przy pomocy łodzi; linkę nawiniętą na bęben przewozimy z lewego brzegu na prawy, odwijając ją przytem równocześnie. Po naprężeniu linki wykonuje się pomiar głębokości również z łodzi, przejeżdżając od lewego brzegu ku prawemu i mierząc sondą głębokości co 1 m, a nawet, o ile głębokości znacznie się zmieniają, i gęściej. Pomiar głębokości z użyciem linki jest bardzo wygodny, można jej jednak używać conajwyżej do 200 m długości i to jeszcze, o ile

jest silna i nie ulega znaczniejszemu wydłużaniu przy naciąganiu kołowrotem. Błędy w długości powstają i przez to, że linka zwisa, dobrze jest zatem podeprzeć ją używanymi w tym celu trójnożnymi żelaznymi stojakami z poziomem ramieniem, na które się ją zakłada.

Wynik pomiaru powierzchni przepływu (długości i głębokości) przedstawia się na rysunku jako t. zw. profil poprzeczny łożyska w miejscu pomiaru. Jeżeli profil pomiarowy jest jeszcze szerszy, tak że użycie linki jest niemożliwe, to wytycza się go zapomocą znaków ustawionych na obydwu brzegach i punkty, w których się mierzy głębokości (z łodzi wtyczanej w profil), oznacza przez pomiar instrumentami mierniczymi.

Pomiar chyżości. Rozróżniamy pomiar hydrometryczny (pomiar objętości) zupełny i powierzchniowy; przy pierwszym chodzi o oznaczenie objętości dokładne i mierzymy tu chyżości w różnych punktach profilu, tak w pobliżu powierzchni wody, jak i pod powierzchnią, drugi jest pomiarem objętości przybliżonym i mierzymy przy nim chyżości tylko na powierzchni. Najpierw omówimy pomiar zupełny, później niezupełny.

Przyrządy do pomiaru chyżości. Używamy tu następujących przyrządów hydrometrycznych: 1. młynków hydrometrycznych, 2. pitotów (tj. rurek hydrometrycznych na zasadzie rurki Pitot'a) i 3. pływaków.

Młynek hydrometryczny, jest najczęściej używanym i najpraktyczniejszym przyrządem do pomiaru chyżości; sposób użycia przedstawia fig. 4.

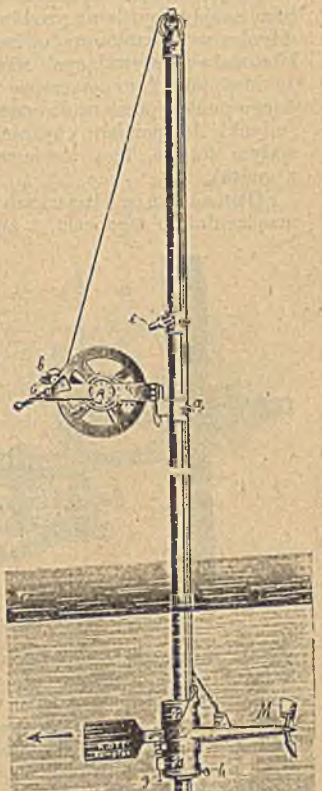


Fig. 4.

Na rurze żelaznej lub drążku, które wstawia się do wody z pomostu pływającego, ustalonego w danym punkcie zapomocą kotwic, lub też z kładki (na mniejszych potokach lub kanałach), osadzony jest właściwy młynek M, składający się ze skrzydełek o kształcie powierzchni krzywej, np. śrubowej, osadzonych na osi obracalnej w łożyskach. Oś młynka ustawia się przy pomiarze prostopadle do profilu pomiarowego naprzeciw prądu wody, a prąd obraca go z chyżością obrotową zależną od chyżości strug wody, na których działanie jest wystawiony. Im większa jest chyżość wody, tem większa jest ilość obrotów młynka na sekundę n, a związek między chyżością wody v w danym punkcie, a wartością n, określa się równaniem ogólnem:

$$v = \alpha + \beta n + \gamma n^2,$$

w którem α, β, γ oznaczają stałe równania zależne od konstrukcji, wielkości, urządzenia łożysk młynka itd., które trzeba zatem dla każdego młynka osobno doświadczalnie oznaczyć.

Młynek nadaje się zatem tak do mierzenia chyżości w pobliżu powierzchni (oś o tyle pod powierzchnią, aby skrzydełka były przez wodę przykryte),

jak i pod powierzchnią w dowolnej głębokości, a w tym celu może być spuszczony zapomocą linki nawijanej lub odwijanej zapomocą zwijadła *b* (fig. 4) do dowolnego punktu pod wodą (pochwa młynka porusza się wzdłuż rury na kółkach). Młynek nie powinien być obracalny naokoło rury, gdyż w takim razie ustawiałby się w razie istnienia prądu ukośnego w kierunku ukośnym do profilu, nie zaś jak dokładność pomiaru wymaga, prostopadle do profilu. W tym celu wzdłuż rury wykonuje się na całą jej wysokość szparę, w którą wchodzi odpowiednia nasada pochwy *g*. Ster, znajdujący się po przeciwnej stronie młynka, nie ma na celu obracania młynka w kierunku prądu, lecz zrównoważenie go, ewentualnie złagodzenie kierunków odpływających strug wody.

Małe młynki umieszcza się w sposób stały na końcu drążka i przesuwa z jednego punktu pomiaru do następnego wraz z drążkiem; bardzo duże i ciężkie (młynki do pomiaru chyżości przy wielkiej wodzie) umieszcza się nie na stałym trzenie, lecz zawiesza na łańcuchu lub kablu (pomiar zazwyczaj z mostu).

Oznaczenie ilości obrotów młynka na sekundę *n*. Dawniejsze urządzenie do tego celu, t. zw. liczydło kółkowe, przedstawia fig 5.

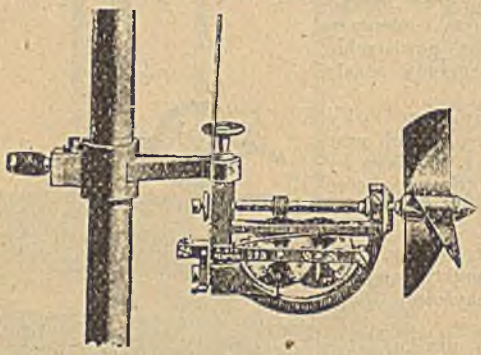


Fig. 5.

Na osi młynka znajduje się śruba bez końca (ślimak), zazębiająca się z kółkiem zębatem, które ma zazwyczaj 100 zębów; przy jednym obrocie młynka koło zębate przesunie się o 1 ząb, a całkowity obrót koła zębatego oznacza 100 obrotów młynka. Obok tego koła zębatego jest drugie, liczące setki obrotów. Gdy młynek wstawi się w miejsce (punkt), gdzie ma być mierzona chyżość, trzeba dokonać zahaczenia kółka zębatego ze śrubą (przez przyciągnięcie zapomocą sznurka lub druta dźwigni, w której jest osadzona jego oś, do osi młynka), a równocześnie puścić w ruch zegarek sekundowy. Po o koło 3 minutach kończy się pomiar w danym punkcie przez odsunięcie (odhaczenie) kółka zębatego od osi i zatrzymanie zegarka sekundowego. Czas obserwacji oznaczymy na zegarku sekundowym, ilość zaś obrotów na liczydle kółkowem przy pomocy osadzonych na ramie młynka wskazówek; można to zrobić jednak tylko nad wodą, to znaczy, że młynek po pomiarze w pewnym punkcie trzeba wyciągnąć nad wodę, celem dokonania odczytu. Jest to operacja niewygodna, zwłaszcza przy znaczniejszych głębokościach, podobnie niedogodne jest zahaczanie i odhaczanie młynka nawet przy ulepszeniu (wychwyt), jakie tu zastosował Amsler. Dlatego w praktyce mało używane są młynki z liczydłem kółkowem, natomiast prawie wyłącznie używa się młynków z sygnalizacją elektryczną obrotów. Profesor Harlacher zastosował tu wynalazek Amslera. Urządzenie (fig. 6) polega na tem, że młynek łączy się zapomocą dwu drutów izolowanych, złączonych w jeden kabel (który przy młynku osadzonym na rurze może służyć zarazem do podciągania młynka) z baterją elektryczną, połączoną z dzwonkiem; baterja ta znajduje się w czasie pomiaru na pomoście. Otóż młynek jest tu włączony w koło prądu i stanowi przerywacz prądu, a to w ten sposób, że jeden z drutów idących od baterji d_1 łączy się z przyciskiem p_1 izolowanym od oprawy młynka, drugi d_2 z przyciskiem p_2 będącym w łączności z oprawą

Normalnie zatem koło prądu jest przerwane, gdy jednak metalowy pręcik k, osadzony prostopadle na kółku zębatem zetknie się w czasie obrotu tegoż kółka ze sprężynką s izolowaną od oprawy młynka, a będącą w łączności z przyciskiem p_1, natenczas przez krótką chwilę koło prądu jest zamknięte i dzwonek baterji dzwoni. Kołeczek k może się zetknąć ze sprężynką s raz w ciągu całego obrotu kółka zębatego — zatem w odstępie czasu między dwoma dzwonieniami młynek wykonał tyle obrotów, ile kółko ma zębów (zazwyczaj 50 lub 100). Tak więc mając młynek zanurzony w danym punkcie, można oznaczyć ilość obrotów i czas, licząc dzwonienia i odczytując chronoskop na początku pierwszego i na początku ostatniego dzwonienia. Np. jeżeli było 9 dzwonień (8 okresów między dzwonieniami), czas między pierwszem a ostatniem dzwonieniem wynosił 3 minuty 1,2 sek., a kółko zębate ma 50 zębów, natenczas ilość obrotów na sekundę

$$n = \frac{N \text{ obr.}}{T \text{ sek.}} = \frac{8 \times 50}{181{,}2} = 2{,}2 \text{ obr./sek.}$$

Z powodu pulsującego ruchu wody czas obserwacji w jednym punkcie nie powinien być zbyt krótki; Harlacher doradza, aby wynosił 3—5 minut.

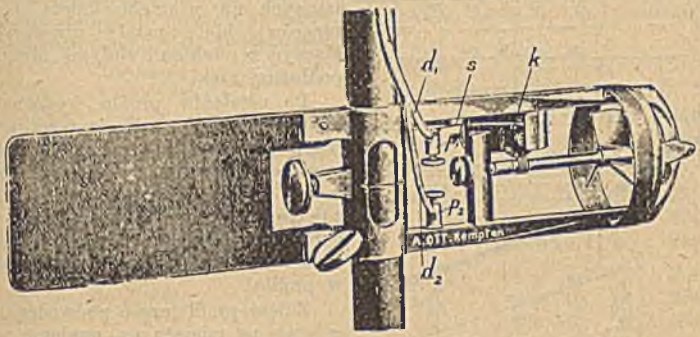


Fig. 6.

Mierząc chyżości przy niskim ustalonym stanie wody, obserwujemy zwykle około 3 minuty, czyniąc dla kontroli 3 obserwacje około jednominutowe (dwa chronoskopy w obu rękach); jeżeli jednak stan wody nie jest stały (przy wielkiej wodzie), lepiej obserwacje w jednym punkcie skrócić do jednej minuty.

Związek między chyżością v a ilością obrotów młynka na sekundę n, czyli wzór dla młynka, ma albo kształt powyżej podany (równanie 2. stopnia), albo kształt $v = \alpha + \beta n$, albo nawet w pewnych granicach $v = \beta n$. Stałe tego równania α, γ, β oznacza się zapomocą t. zw. tarowania młynka, które polega na tem, że w wodzie stojącej (specjalny kanał w zakładzie do tarowania młynków, lub każdy staw) odbywa się szereg jazd z młynkiem zanurzonym, z różnemi chyżościami $v_1, v_2, v_3, \ldots$ i obserwuje przytem odpowiednie $n_1, n_2, n_3, \ldots$, poczem na podstawie teorji najmniejszych kwadratów oblicza stałe.

Każdy młynek ma t. zw. certyfikat, w którym wykreślone są spostrzeżenia otrzymane przy tarowaniu i podany wzór dla młynka wraz ze szczegółowemi wartościami stałych. Młynek należy tak tarować, jak ma być używany (na stałym trzonie, łańcuchu, lub kablu). Krzywa związku v i n może mieć dla tego samego młynka w różnych granicach różny kształt i równanie.

Przeprowadzenie zupełnego pomiaru hydrometrycznego w całości. Chodzi tu o oznaczenie: a) przekroju odpływu, b) chyżości

wody w różnych punktach profilu, *c*) stanu wody, przy którym pomiar był wykonany i *d*) spadku lokalnego w miejscu pomiaru, który jest potrzebny tylko do ewentualnego ustawiania związków empirycznych i kontrolowania formuł tego rodzaju; o ile chodzi tylko o oznaczenie objętości i pośpiech przy pomiarze, czynność *d*) mogłaby odpaść.

Przez cały czas trwania pomiaru należy odczytywać w krótkich odstępach czasu (np. co $^1/_2$ godziny do 1 godziny) najbliższy wodoskaz stały, a w razie jeżeli on jest daleko, odczytywać prócz tego specjalnie ustawiony i zaniwelowany wodowskaz prowizoryczny.

Bardzo ważną rzeczą jest należyte obranie profilu pomiarowego; powinien on leżeć o ile możności w prostej, być regularnie wykształcony, zwarty, o wysokich brzegach (aby pomiary można było wykonywać i przy stanach wyższych); pod względem chyżości, spadku, materjału powinien mniej więcej odpowiadać przeciętnym warunkom danej przestrzeni. Obrany profil dobrze jest ustalić na obu brzegach zapomocą punktów stałych (np. używanych w Małopolsce żelaznych słupów wkręcanych, o długości około 2,5 *m*, zaopatrzonych na wierzchu kalotą, t. zw. reperów), które należy niwelacyjnie złączyć z punktami stałymi niwelacji podłużnej rzeki.

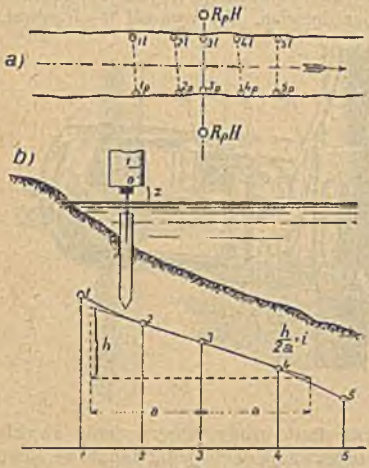


Fig. 7.

Po ustaleniu profilu hydrometrycznego następuje zdjęcie tegoż przez rozpięcie linki drucianej z podziałem metrowym, pomiar głębokości zapomocą sondy z łodzi co 1 *m*, oraz zdjęcie części nadwodnych profilu zapomocą instrumentu mierniczego (np. zapomocą tachymetru ustawionego w profilu).

Zdjęty profil (część podwodną) rysuje się na miejscu na papierze milimetrowym i w punktach charakterystycznych załomów dna przyjmuje pionowe pomiaru chyżości; miejsca tych pionowych oznacza się następnie w profilu pomiarowym przez zawieszenie kolorowych szmatek na lince. Przy pomiarze przy stanach zwykłych wystarcza zazwyczaj dla profilu o średniej szerokości (około 100 *m*) 6—10 pionowych pomiaru (fig. 8 i 9).

Równocześnie druga siła techniczna robi przygotowania do pomiaru spadku podłużnego lokalnego (czynność ewentualna *d*), zabijając po obu brzegach po 5 palików w odstępach (zależnie od szerokości rzeki i spadku) od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów (fig. 7 *a*) paliki, o grub. około 10 *cm*, dł. 1 *m* tak, aby ich głowy były kilka *cm* pod wodą. W paliki te wbija się żelazne ostrza z płaskiemi kwadratowemi głowami w ten sposób, aby głowy te wystawały kilka *cm* nad wodę (fig. 7 *b*); obustronne paliki 3, 3' powinny być w profilu, inne powyżej i poniżej profilu. Wierzchy głów żelaznych ostrzy niweluje się dokładnie (niwelacja podwójna z nawiązaniem do punktu stałego); stanowią one również właściwie wodoskazy, gdyż stan wody oznacza się na nich kilkakrotnie w czasie pomiaru chyżości, odmierzając podziałką milimetrową, o ile wystają ponad zwierciadło wody. Z tych spostrzeżeń bierze się średnią i otrzymuje lokalny profil podłużny zwierciadła wody, a z niego lokalny spadek *i*, jako tangens kąta nachylenia stycznej do linji profilu podłużnego zwierciadła w profilu pomiarowym do poziomu (fig. 7 *c*). (Dokładne sposoby zdjęcia spadku lokalnego podaje Schaffernak w „Wochen-

schrift für den öffentl. Baudienst", Wiedeń 1916, w art. „Die Ermittlung des Wasserspiegelgefälles offener Gerinne").

Następnie zapomocą pomostu pływającego (dwie łodzie w odstępie 1—2 *m*, z pokładem belek i dyli, zaopatrzone kotwicami) wykonywa się pomiar chyżości młynkiem. Pomost ustawia się przy pomocy kotwic dokładnie w danem miejscu, gdzie jest oznaczona pionowa pomiaru. Na rzekach o silnym prądzie i wyższych stanach utrzymanie pomostu zapomocą kotwic jest nieraz trudne i trzeba użyć parowca, który zarzuciwszy kotwicę, trzyma pomost na linie. W profilach bardzo ważnych, gdzie przez dłuższy czas perjodycznie robi się pomiary, można górą między dwoma masztami rozpiąć linę żelazną, a pomost może się wzdłuż niej poruszać zapomocą linki z bloczkiem (podobnie jak przy przewozach).

Po złożeniu młynka i połączeniu z baterją z dzwonkiem (zwykle używane stosy suche, choć bezpieczniej zabrać ze sobą również baterję mokrą), kontroluje się głębokość w pionowej, poczem wyciągając młynek tak, aby oś jego zrównała się ze zwierciadłem, odczytuje na zwijadle stan kółka. Następnie rozpoczyna się pomiar chyżości w pierwszym punkcie pionowej najbliżej powierzchni położonym, to znaczy przy młynku całkowicie zanurzonym, później zesuwa się młynek po rurze do punktów coraz to niżej położnych. W raptularzu notuje się następujące daty:

Pionowa	Głębokość w pionowej	Czas pomiaru	Pomiar w głębokości	Czas trwania obserwacji	Ilość obrotów
I	2,70	9h 30—9h 40	0,06 *m*	1 *m* 0,6 sek.	250
				1 *m* 0,2 „	250
				1 *m* 0,7 „	250
			0,36 *m*	0 *m* 58 „	250
				0 *m* 59 „	250
				0 *m* 59,2 „	250
			0,96 *m*	1 *m* 0,2 „	300
				0 *m* 59 „	300
			itd.	0 *m* 58 „	300

Obrachowanie objętości na podstawie wykonanych pomiarów. Po powrocie z pomiarów obrachowuje się chyżości i wykreśla na rysunku profil pomiarowy i pionowe krzywe chyżości. Istnieją 3 metody obrachowania objętości.

Metoda 1. polega na pomnożeniu pasków powierzchni przekroju poprzecznego przez odpowiednie średnie chyżości. Te średnie chyżości wyznacza się dla każdej pionowej krzywej chyżości, oznaczając jej powierzchnię f (przez splanimetrowanie, lub przekształcenie) i dzieląc ją przez głębokość t; $v_s = \frac{f}{t}$. Objętość przepływu wyniesie zatem:

$$Q = \Sigma F . v_s.$$

Jest to metoda, która służy zazwyczaj do sprawdzenia wyniku; dwie następne metody przewyższają ją pod względem dokładności.

Metoda 2., zwana metodą Harlachera, przyjmuje sekundową objętość przepływu jako bryłę ograniczoną powierzchnię przekroju, płaszczyzną zwierciadła wody, powierzchnię walcową opisaną na obwodzie zwilżonym przekroju o tworzących prostopadłych do przekroju, a wreszcie powierzchnią walcową o tworzących pionowych, opisaną na krzywej średnich chyżości. Trzeba więc narysować ponad profilem krzywą średnich chyżości; wprawdzie mamy średnie chyżości v_s tylko dla pionowych pomiaru, jednak przez połączenie punktów v_s w pionowych między sobą i z początkiem i końcem zwierciadła (chyżość przy brzegu = 0), otrzymuje się krzywą v_s, a z niej

można odczytać średnią chyżość w dowolnej pionowej między pionowemi pomiaru chyżości.

Obrachowanie objętości (fig. 8 i 9) polega na następującej zasadzie.

Oznaczając elementarną powierzchnię paska profilu dF, głębokość y, element szerokości profilu dx, otrzymuje się:

$$dQ = dF.v_s = ydx, \quad v_s = y\,v_s\,dx$$
$$Q = \int (y\,v_s)\,dx.$$

Jeżeli zatem wykreślimy krzywą sumy iloczynów głębokości i średnich chyżości (nietylko dla pionowych pomiaru chyżości, ale i dla punktów

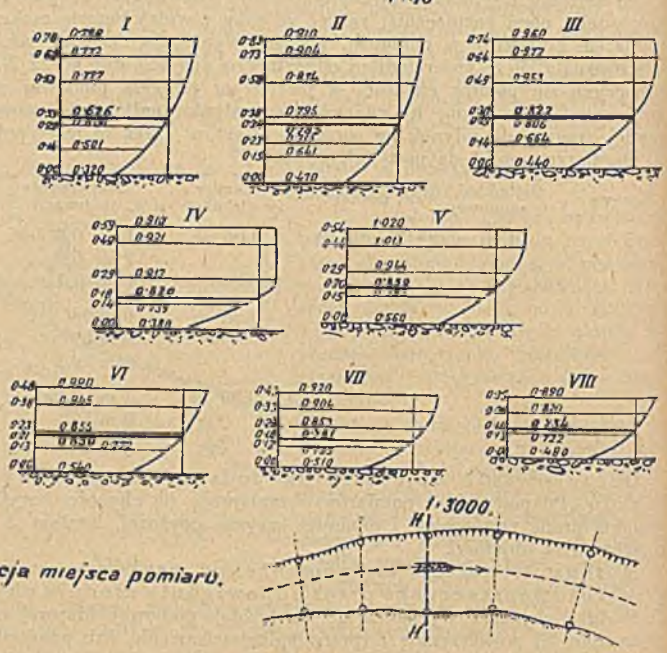


Fig. 8.

pośrednich, zazwyczaj co 1 m) i powierzchnię tej krzywej splanimetrujemy, to da ona nam objętość przepływu na sekundę.

Zamiast planimetrować, można przy równych odstępach poszczególnych rzędnych ($y.v_s$) tej krzywej użyć do oznaczenia jej powierzchni wzoru Simpsona; jeżeli odstęp ten wynosi 1 m, to objętość przepływu, czyli powierzchnia krzywej ($y\,v_s$), będzie sumą algebraiczną tych rzędnych.

Metoda 3., Cullmanna, określa objętość sekundową jako bryłę ograniczoną powierzchnią przekroju, płaszczyzną zwierciadła i powierzchnią nieregularną, opisaną na pomierzonych chyżościach wody, ustawionych w odpowiednich punktach prostopadle do przekroju pomiarowego. Objętość tej bryły, czyli sekundową objętość przepływu, otrzymamy zapomocą wykreślenia w profilu krzywych równej chyżości (warstwic chyżości) i zesumowanie iloczynów ze średnich powierzchni tych warstwic i ich odstępu. Warstwice chyżości

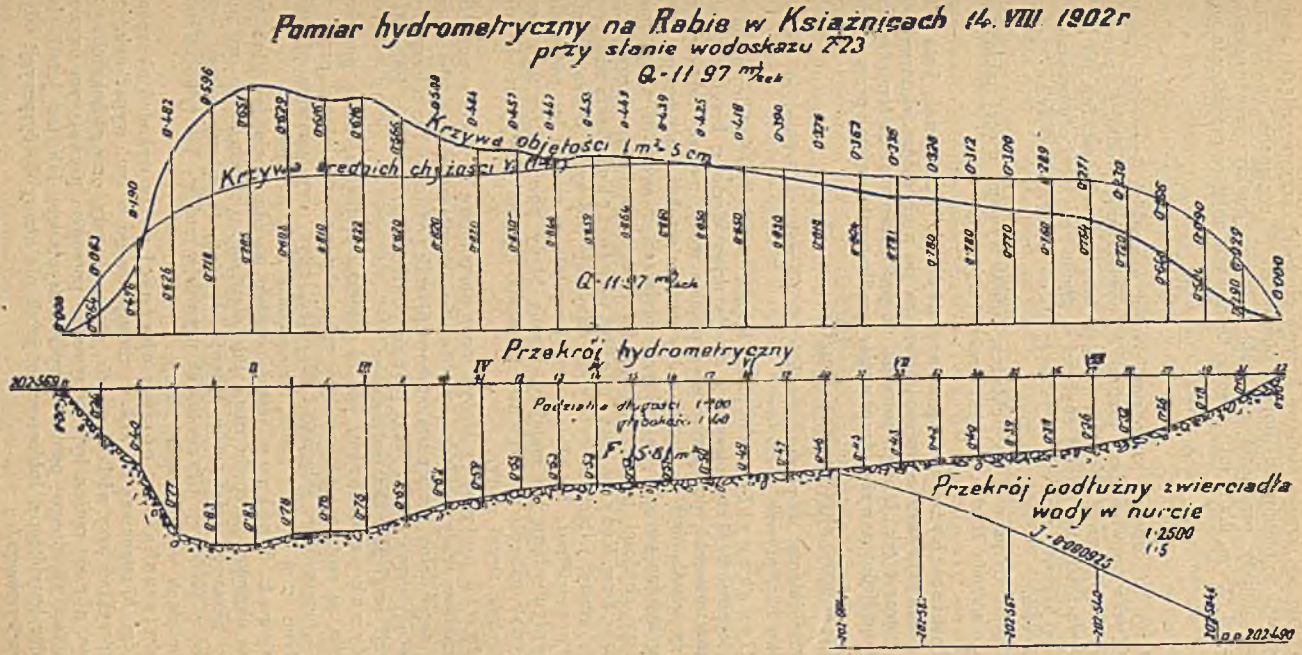

Pomiar hydrometryczny na Rabie w Książnicach 14. VIII 1902 r
przy stanie wodoskazu 223
Q-11 97 m³/sek
Krzywa objętości 1 m² 5 cm
Krzywa średnich chyżości
Q-11·97 m³/sek
Przekrój hydrometryczny
Podziałka długości 1:100
głębokości 1:60
F-5·8 m²
Przekrój podłużny zwierciadła wody w nurcie
1:2500
1:5
J-0·000975

Fig. 9.

otrzymuje się, krając pionowe krzywe chyżości (krzywe związku głębokości i chyżości w pionowych) linjami pionowemi w odstępach np. 10 *cm*, przenosząc punkty przecięcia na profil i łącząc punkty jednowartościowych chyżości (0,1 *m*, 0,2 *m* itd.) ze sobą. Ostatecznie objętość przedstawia formuła:

$$Q = [\Sigma F - \frac{1}{2}(F_1 + F_n)]\, e + \frac{1}{2} F_n e_1,$$

w której ΣF oznacza sumę powierzchni wszystkich krzywych równej chyżości (wraz z powierzchnią profilu), F_1 powierzchnię profilu, F_n powierzchnię najwyższej krzywej chyżości, e odstęp krzywych chyżości (np. 0,1 *m*), e_1 różnicę wartości największej chyżości w profilu i chyżości odpowiadającej najwyższej krzywej chyżości. Wystarczy tu do oznaczenia Q tylko 5 odczytów planimetru.

Metoda Cullmanna jest dokładna, jednak wymaga więcej nakładu pracy, dlatego metoda Harlachera jest częściej używana.

Pomiar chyżości zapomocą pływaków. Pływak jest to lekkie ciało, które puszczone na wodę porusza się z chyżością jej strugi. Obserwując czas t sek., jakiego potrzeba do przebieżenia drogi l między dwoma profilami (jeden powyżej, drugi poniżej profilu pomiarowego), przez podzielenie $\frac{l}{t}$ otrzymujemy chyżość danej strugi v.

Rozróżniamy *a*) pływak zwykły, *b*) pływak podwójny, *c*) pływak na sznurku i *d*) pływak drążkowy.

Pływak zwykły, jest to płaski krążek drewniany o średnicy około 10 *cm*, a wysokości 2—6 *cm* (otrzymuje się je przez cięcie z kręglaka), lub też kawałek deseczki; puszczając go z prądem wody, możemy oznaczyć w powyższy sposób chyżość strugi wody na powierzchni a puszczając ich cały szereg kolejno po sobie w różnych miejscach zwierciadła wody, możemy oznaczyć chyżości powierzchniowe dla całego profilu pomiarowego, czyli oznaczyć t. zw. krzywą chyżości na powierzchni. Jest to więc przyrząd bardzo prosty, jednak dobry wynik otrzymuje się tylko w czasie zupełnej ciszy w powietrzu; im pływak mniej wystaje z wody i im jest mniejszy, tem wpływ wiatru jest mniejszy. Pewne błędy powstają i z tego powodu, że pływak nabywa pewnego przyspieszenia, chyżość jego jest trochę większa niż chyżość strugi wody.

Pływak podwójny służyć może do pomiaru chyżości w punkcie pod zwierciadłem wody i składa się z dwu części połączonych ze sobą zapomocą nitki; część dolna (kula pusta) stanowi pływak podwodny i ta mierzy chyżość pod wodą; część górna, lekki pływak powierzchniowy, służy tylko do obserwacji drogi pływaka podwodnego.

Pływak na sznurku, jest to deseczka trójkątna, którą puszcza się za wodą na sznurku, a to w tym celu, aby po przebieżeniu przez niego drogi l napowrót go ściągnąć i odzyskać, gdyż przy pomiarze pływakami zwykłymi traci się je i trzeba rozporządzać dużą ich ilością.

Pływak drążkowy, jest to drążek u dołu obciążony (lub rurka szklana obciążona u spodu rtęcią lub ołowiem). Ustawia się go we wodzie prawie pionowo; jeżeli sięga prawie do dna, to mierzy odrazu średnią chyżość w pionowej. Użycie takich pływaków możliwe jest tylko na stałych głębokościach wzdłuż każdej strugi.

Powierzchniowy pomiar chyżości można wykonać *a*) zapomocą młynków, *b*) zapomocą pływaków. Stosuje się go w tych wypadkach, jeżeli, jak naprzykład przy wielkiej wodzie, chyżości wody, oraz głębokości są zbyt znaczne, aby się można było utrzymać z pomostem pływającym na wodzie i dokonać zupełnego pomiaru hydrometrycznego, lub też jeżeli chodzi o pomiar przybliżony, lub wreszcie, jeżeli nie mamy do dyspozycji młynka hydrometrycznego.

Pomiar powierzchniowy młynkiem hydrometrycznym wykonuje się zawsze z mostu, spuszczając młynek na kablu lub łańcuchu i zanurzając go w każdym punkcie tylko o tyle, aby skrzydełka jego były przykryte wodą. Przedtem naturalnie trzeba dokładnie zdjąć profil mostowy (szczególnie dokładnie przy filarach, wzgl. jarzmach mostowych); sondowanie głębokości odbywa się zazwyczaj także przez spuszczanie ciężaru na lince drucianej i obserwację, wzgl. pomiar zanurzonej długości linki. Pomiar powierzchniowy chyżości pływakami polega na wytyczeniu powyżej i poniżej profilu pomiarowego w równych odległościach (kilku do kilkunastu metrów) dwóch profilów, puszczaniu pływaków z brzegu lub z mostu w różnych punktach powyżej profilu górnego, obserwacji czasu, jakiego potrzebuje każdy pływak do przejścia drogi między obu profilami, zapomocą zegarka sekundowego, a wreszcie obserwacji miejsca (punktu) w profilu pomiarowym, przez które pływak przechodzi.

Oznaczenie objętości przepływu na podstawie powierzchniowego pomiaru chyżości. Istnieją tu dwie metody, obydwie przybliżone i naturalnie ustępujące pod względem dokładności wyniku zupełnemu pomiarowi hydrometrycznemu, jednak mają one wielkie znaczenie, o ile chodzi o pomiary odpływu przy wielkiej wodzie. Pomiary wielkiej wody są trudne, kosztowne i nieraz niebezpieczne, nadto trudno nieraz na czas przybyć do danego miejsca w celu uchwycenia maksymalnej objętości. Dlatego nie tylko u nas, ale i w innych krajach, na wielu rzekach wielkie wody nie zostały jeszcze pomierzone, a stosowanie metod uproszczonych, choć przybliżonych, okazuje się ze wszech miar wskazane.

a) Oznaczenie objętości przez pomiar profilu i chyżości powierzchniowej tylko w jednym punkcie, tj. w nurcie (maksymalnej chyżości na powierzchni $V_{p\,max.}$). Pomierzona chyżość będzie większa od średniej chyżości profilu v_s, zatem chcąc otrzymać objętość według formuły $Q = F.v_s$, trzeba tę pomierzoną maksymalną chyżość na powierzchni Vp max. zredukować na średnią chyżość v_s. W przybliżeniu można przyjąć stosunek $\frac{v_s}{V_{p\,max.}} = 0{,}65$, dokładniejsze wzory podamy w dalszym ciągu.

b) Oznaczenie objętości przez pomiar profilu i chyżości powierzchniowych w wielu punktach profilu (w wielu pionowych). Ponieważ każdej pionowej pomiaru chyżości odpowiada pewna część (pasek) powierzchni profilu poprzecznego, zatem objętość wyznaczymy z formuły:

$$Q = F_1 v_s'_1 + F_2 v_s'_2 + F_3 v_s'_3 + \ldots,$$

w której F_1, F_2, F_3 . . . są częściowemi powierzchniami profilu, zaś $v_s'_1$, $v_s'_2$, $v_s'^3$ . . . średniemi chyżościami w pionowych pomiaru chyżości.

Jednak pomierzone chyżości powierzchniowe v_{p1}, v_{p2}, v_{p3} . . . są większe od średnich chyżości w pionowych $v_s'_1$, $v_s'_2$, $v_s'_3$ . . ., muszą więc zostać odpowiednio zredukowane. W przybliżeniu można przyjąć stosunek

$$\frac{v_s'}{v_p} = \frac{6}{7} = \text{ok. } 0{,}85;$$

dokładniejsze wzory podamy poniżej.

Zamiast redukować każdą z pomierzonych chyżości powierzchniowych z osobna i oznaczać objętość z formuły $Q = F_1 v_s'_1 + F_2 v_s'_2 + \ldots$ można oznaczyć $\Sigma F.v_p$, to jest sumę iloczynów pasków powierzchni i chyżości

powierzchniowych i zredukować ją na $\Sigma F v_s' = Q$ przez pomnożenie przez spółczynnik redukcyjny

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p}$$

otrzymany z poprzednio wykonanych pomiarów zupełnych.

Wzory wyrażające związki między średnią chyżością profilu, a chyżością powierzchniową w nurcie, oraz między średniemi chyżościami w pionowych, a chyżościami na powierzchni:

1. Formuła Siedeka (1912), podaje związek między średniemi chyżościami w pionowych a chyżością powierzchniową, względnie stosunek:

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p} = \frac{v_p + 0{,}4}{1{,}2\, v_p} \sqrt[20]{\frac{T_s^2}{B}},$$ (T_s średnia głębokość, B szerokość zwierciadła). Formuła ważna dla chyżości powierzchniowych większych niż 2 m, dla mniejszych należy stosować wzór:

$$\frac{\Sigma F v_s'}{\Sigma F v_p} = \sqrt[20]{\frac{T_s^2}{B}}$$

Formuły te według autora można stosować do głębokości średnich nie mniejszych jak 0,8 m.

2. Formuły Fischera (1916) podają a) związek między średnią chyżością profilu v_s, a średnią chyżością powierzchniową v_{ps}, oraz b) związek między średnią chyżością profilu i maksymalną na powierzchni $v_{p\,max.}$ Formuły te brzmią:

$$a)\ v_s = \alpha\, v_{p\,s} + \beta\, v_p^2{}_s, \quad b)\ v_s = \alpha\, v_{p\,max.} + \beta\, v_p^2{}_{max.},$$ przyczem

$v_{ps} = \frac{\Sigma b\, v_p}{B}$ (suma iloczynów częściowych długości zwierciadła i chyżości na powierzchni, czyli powierzchnia krzywej chyżości powierzchniowych, podzielona przez szerokość zwierciadła), zaś α i β spółczynniki zmieniające się według szerokości profilu i jego stopnia szorstkości. Wartości α i β podaje następujące zestawienie:

Dla a)

Szorstkość profilu.

Szerokość profilu	1. Zarosły trawą		2. Gruby żwir lub kamienie		3. Żwirek		4. Piasek lub glina	
	α	β	α	β	α	β	α	β
do 3 m .	0,784	0,00121	0,832	0,00063	0,867	0,00042	0,9255	0,00036
3—10 m .	0,795	0,00111	0,862	0,00043	0,889	0,00029	0,945	0,00022
10—25 m			0,872	0,00038	0,908	0,00020		
25—50 m			0,889	0,00029	0,920	0,00011		
ponad 50 m					0,927	0,00006		

Dla *b*)

Szorstkość profilu.

Szerokość profilu	1. Zarosły trawą		2. Gruby żwir lub kamienie		3. Żwirek		4. Piasek lub glina	
	α	β	α	β	α	β	α	β
do 3 *m* .	0,463	0,00086	0,551	0,00064	0,654	0,00032	0,726	0,00023
3—10 *m* .	0,526	0,00067	0,570	0,00056	0,675	0,00024	0,737	0,00015
10—25 *m*			0,599	0,00044	0,686	0,00019		
25—50 *m*			0,618	0,00039	0,700	0,00015		
ponad 50 *m*					0,734	0,00006		

3. Formuły Matakiewicza (1918, wykaz literat. 4.)[1]) podają związek *a*) między chyżością średnią profilu i maksymalną na powierzchni i *b*) między chyżością średnią i chyżością powierzchniową w pionowej.

$$a)\ \frac{v_s}{v_{p\,max.}} = 0{,}59 + 0{,}02\,T_s + \frac{0{,}006}{J\,(^0/_{00})},$$

$$b)\ \frac{v_s'}{v_p} = 0{,}78 + 0{,}015\,T + \frac{0{,}02}{J^{0,7}_{(^0/_{00})}}.$$

W formułach tych zachodzi spadek zwierciadła wody w miejscu pomiaru J (który wstawiać należy w promillach), trzeba go zatem zaniwelować lub w braku instrumentu ocenić; T_s przedstawia średnią głębokość profilu, T głębokość w pionowej.

Przy starannem przeprowadzeniu pomiaru i obliczeniu według *a*) błąd nie przekracza 10%, według metody *b*) 5%.

Przykład *a*). Na rzece pomierzono w profilu *x*: spadek lokalny $J = 3{,}78\,^0/_{00}$, $T_s = 0{,}87\ m$, $v_{p\,max} = 3{,}02\ m$; jaka jest średnia chyżość profi ?

$$\text{Według } a)\ \frac{v_s}{v_{p\,max}} = 0{,}59 + 0{,}02 \,.\, 0{,}87 + \frac{0{,}006}{3{,}78} = 0{,}61, \quad \text{zatem}$$

$$v_s = 0{,}61 \,.\, 3{,}02 = 1{,}84\ m.$$

Przykład *b*). W profilu *y* wykonano pomiar profilu, spadku i powierzchniowy pomiar chyżości w 7 pionowych. Wyniki były następujące: T_I (głębokość w pionowej *I*) $= 4{,}13\ m$, spadek $J = 0{,}5\,^0/_{00}$, $v_{p\,I}$ (chyżość powierzchniowa w pionowej *I*) $= 2{,}76\ m$; jaka jest średnia chyżość w tej pionowej?

$$\text{Według } b)\ \frac{v_{s\,I}'}{v_p} = 0{,}78 + 0{,}15 \,.\, 4{,}13 + \frac{0{,}02}{J^{0,7}} = 0{,}874, \quad \text{zatem}$$

$$v_{s\,I} = 0{,}874 \,.\, 2{,}76 = 2{,}41\ m.$$

Dla ułatwienia obliczenia podaje się wartości wyrazu $\frac{0{,}02}{J^{0,7}_{^0/_{00}}}$ dla rozmaitych spadków.

Dla $J\,^0/_{00} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{0{,}02}{J^{0,7}_{^0/_{00}}} =$	0,10	0,061	0,046	0,038	0,032	0,028	0,026	0,024	0,022
$J\,^0/_{00} =$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	10,0		
$\frac{0{,}02}{J^{0,7}_{^0/_{00}}} =$	0,020	0,015	0,012	0,009	0,007	0,006	0,004		

[1]) Patrz także artykuły Matakiewicza i Ehrenbergera w Monatsschrift f. d. öff. Baudienst 1924, zeszyt 7.

Jak widać, poprawka z powodu spadku ma znaczniejszą wartość tylko przy spadkach mniejszych, poniżej 1‰; dla spadków większych niż 2‰ można ją pominąć.

Pomiar przy zmiennym stanie wody, obliczenie objętości. Jeżeli w czasie pomiaru chyżości stan wody zmienił się bardzo znacznie (np. o kilkadziesiąt *cm*), to pomiar taki należy zarzucić. Jeżeli stan wody był w czasie pomiaru bardzo mało zmienny (zmiany do kilku *cm*), to redukuje się powierzchnię profilu na średni stan pomiaru, chyżości zaś z powodu małych różnic nie redukuje. Jeżeli wreszcie stan wody doznał w czasie pomiaru znaczniejszych wahań (od kilku do kilkunastu *cm*), natenczas trzeba zredukować tak powierzchnię profilu, jak i średnie chyżości w pionowych (otrzymane z pomierzonych pionowych krzywych chyżości) na średni stan pomiaru. Ten średni stan oznaczymy w sposób następujący:

Jeżeli chyżości w pionowych I, II, III itd. mierzone były przy stanach h_1, h_2, h_3 itd., a częściowe objętości na razie w przybliżeniu oznaczone (przez pomnożenie profilów powierzchni i średnich chyżości w pionowych) są Q_1, Q_2, Q_3 itd., zaś szukany średni stan pomiaru oznaczymy H_s, natenczas, przyjmując objętości jako wagi, możemy napisać równanie:

$$Q_1 h_1 + Q_2 h_2 + Q_3 h_3 + \ldots = (\Sigma Q) H_s \text{ skąd}$$

$$H_s = \frac{\Sigma Q h}{\Sigma Q}.$$

Redukcja poszczególnych części powierzchni przekroju na średni stan pomiaru nastąpi na podstawie różnic poszczególnych stanów ze stanem średnim, redukcję zaś chyżości przeprowadzi się w stosunku głębokości, przy której mierzono chyżości w pionowej i głębokości wynikłej z redukcji stanów wody, stosując następujące równanie:

$$\frac{v_s}{v_s'} = \left(\frac{T}{T'}\right)^{\alpha}, \text{ przyczem } \alpha \text{ można przyjąć } 0{,}7.$$

Pitoty, czyli hydrometry na zasadzie rurki hydrometrycznej Pitot'a. Sama rurka Pitot'a (rurka szklana, na obu końcach otwarta, u spodu zwężona i poziomo zagięta, zwrócona dolnym otworem naprzeciw prądu wody fig. 10), nie jest hydrometrem, któryby mógł być w praktyce stosowany, a to z następujących powodów. Chyżość wody v, działająca na dolny otwór rurki, podnosi w niej stan wody o h, przyczem między v i h istnieje związek $v = \varphi \sqrt{2gh}$ (φ spółczynnik praktyczny, który oznacza się przez tarowanie). Jednak mierzenie h jest trudne z dwóch powodów: po pierwsze słupek o wysokości h jest niewielki (przy chyżości 1 *m* około 5 *cm*), nadto położony nisko przy zwierciedle wody trudny do zmierzenia podziałką, powtóre zaś z powodu pulsacji wielkość tego słupka jest zmienna i trzebaby uchwycić kilka maximów i kilka minimów, wziąć z nich średnią i na podstawie tej średniej obliczyć chyżość ze związku $v = \varphi \sqrt{2gh}$.

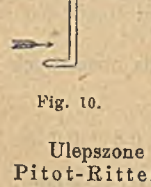


Fig. 10.

Ulepszone przyrządy stanowią np. hydrometry Pitot-Darcy i Pitot-Ritter. Pierwszej (fig. 11) składa się z dwu rurek pionowych, jednej, zwanej hydrauliczną i drugiej, zwanej statyczną. Rurkę hydrauliczną, zagiętą u spodu poziomo w t. zw. wylot hydrauliczny, ustawia się naprzeciw prądu, rurka statyczna, u spodu ucięta poziomo, ma wskazywać niepodniesiony stan wody. Zapomocą rurki kauczukowej z trąbką, wychodzącej ze wspólnej komory, do której uchodzą górne końce rurek, można wyssać powietrze, a przez to podnieść stan wody w obu rurkach do wysokości dogodnej do odczytu. Między rurkami umieszczona jest podziałka, na której odczytuje się stan wody w obu rurkach, wzgl. ich różnicę h.

Hydrometr Pitot-Ritter (fig. 11) posiada rurkę hydrauliczną wewnątrz rurki statycznej; rurka hydrauliczna ma wylot poziomy, ustawiany naprzeciw prądu, rurka zaś statyczna uchodzi u dołu do rurki poziomej, na obu końcach otwartej, łącząc się z nią zapomocą wąskiego otworku. Przyjęty kształt obu wylotów sprawia, że spółczynnik φ zbliża się do jednostki, a chyżość wody oblicza się z wzoru $v = \varphi \sqrt{2gh}$. Różnicę wysokości obu słupków, które podnosi się przez wyssanie powietrza w górę, mierzy się zapomocą manometru, zawieszonego na hydrometrze, a składającego się z 3 rurek (2 są równocześnie potrzebne, trzecia rezerwowa); rurki hydrometru połączone są z rurkami manometru zapomocą rurek kauczukowych.

Pomiar chyżości, wzgl. słupka h, wykonuje się w ten sposób, że cały hydrometr wraz z manometrem zanurza się we wodzie, zwracając wylot hydrauliczny naprzeciw prądu. Przez wyssanie powietrza wypełnia się hydrometr i manometr wodą, poczem zamyka się dostęp powietrza do manometru zapomocą odpowiedniego kurka. Następnie wyjmuje się manometr z wody i zawiesza go na hydrometrze, poczem wpuszcza do niego przez otwarcie chwilowe kurka taką ilość wody, aby ustawiła się w wysokości dogodnej do odczytu.

Szereg hydrometrów tego rodzaju opisuje szczegółowo prof. Rychter (wykaz literatury 1).

Całkowanie chyżości ma na celu oznaczenie zapomocą hydrometru wprost chyżości średniej; operację tę można wykonać tak zapomocą młynka, jak i hydrometru na zasadzie rurki Pitot'a.

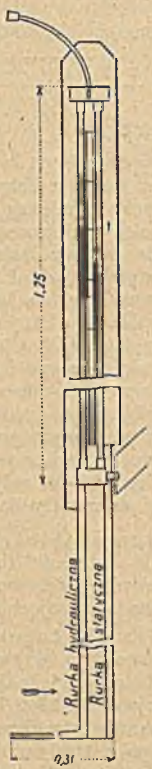


Fig. 11.

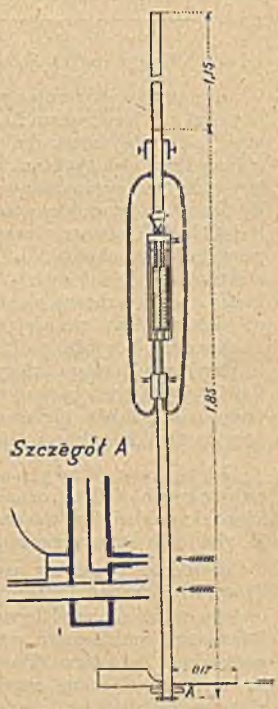


Fig. 12.

Całkowanie zapomocą młynka odbywa się w ten sposób, że młynek posuwamy po rurze ze szparą od najwyższego do najniższego położenia i z powrotem, z jednostajną chyżością; ilość obrotów całkowita N, podzieloną przez ilość sekund T, da nam ilość obrotów na sekundę n, odpowiadającą chyżości średniej, którą obliczy się z wzoru dla młynka.

Pitoty do całkowania chyżości mają konstrukcję odmienną od pitotów do pomiaru chyżości w jednym punkcie. W hydrometrze Franka woda płynąca uderza nie o otwór rurki (wylot hydrauliczny), lecz o szereg wylotów (dziurek w rurce hydraulicznej, lub nasadzonych na rurce hydraulicznej prostopadłych rurek, w odstępach pionowych około 10 *cm*, lub o szparę pionową w rurce hydraulicznej, którą uszczelnia się u góry zapomocą nasu-

wanego rękawa). Słupek h, wzniesiony ponad poziom hydrostatyczny, przedstawia średnią wartość z wysokości odpowiadającej poszczególnym chyżościom $h = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + \ldots}{n}$, a średnia chyżość obliczona na podstawie tego słupka

$$v_s' = \varphi \sqrt{2gh} = \varphi \sqrt{2g \frac{h_1 + h_2 + h_3 + \ldots}{n}}$$

nie jest wprawdzie właściwą średnią chyżością

$$v_s = \frac{v_{s1} + v_{s2} + v_{s3} + \ldots}{n} = \frac{\varphi(\sqrt{2gh_1} + \sqrt{2gh_2} + \sqrt{2gh_3} + \ldots)}{n};$$

w przybliżeniu można jednak przyjąć v_s' za v_s.

Liczenie poszczególnych obrotów młynka, liczydło elektryczne, chronograf. Jeżeli się chce liczyć poszczególne obroty młynka, musi on mieć konstrukcję trochę odmienną, nadto musi się go połączyć z liczydłem elektrycznem. Młynek taki ma na osi obrotu pierścień kontaktowy do połowy metalowy, do połowy izolowany; o pierścień ten opiera się blaszka włączona w przewód prądu, jednak izolowana od oprawy młynka. Zamknięcie i otwarcie prądu wysyłanego z baterji (bez dzwonka) następuje przy każdym obrocie. Liczydło elektryczne, składające się z cewki elektromagnesu i kotwicy, przyciąganej i odpychanej przy każdym obrocie, której haczyk zahacza o zęby koła zębatego i obraca je za każdym obrotem młynka o 1 ząb, podaje na tarczy ilość obrotów N.

Zamiast liczydła można włączyć w przewód prądu chronograf; jest to przyrząd Morsego, który na odwijanym pasku papieru daje wykres odpowiadający poszczególnym obrotom, prócz tego znaczy czas w sekundach, ewentualnie także głębokości zanurzenia młynka (przy całkowaniu), oraz przy tarowaniu także i długość drogi młynka.

Nowsze metody pomiaru objętości stosowane w kanałach roboczych. Celem oznaczenia dzielności turbiny zachodzi potrzeba szybkiego i dokładnego oznaczenia objętości wody przepływającej w kanale. W tym celu stosowane są często następujące metody:

a) Równoczesny pomiar chyżości zapomocą kilku młynków. Kilka młynków tego samego typu (o tym samym wzorze) umieszcza się na jednym trzonie w odstępach pionowych jednakowych, odpowiednio dobranych i przesuwa w kierunku poziomym (fig. 13). Trzon jest osadzony na wózku poruszanym po torze. Ilość obrotów każdego młynka oznaczają liczydła elektryczne, złączone przewodem z każdym młynkiem; chyżość ruchu poziomego (wózka) jest znana $= w$ (np. 0,02 *m*/sek.).

Jeżeli wzór dla młynka jest $v = \alpha + \beta n$, a objętość przepływu jest $Q = p v = b h v$, przyczem b i h oznaczają szerokość i wysokość paska powierzchni, odpowiadającego pojedynczemu młynkowi, natenczas:

$$Q = \beta n b h + \alpha b h, \text{ a ponieważ}$$

$$\frac{N}{t} = n, \text{ więc } \frac{N}{n} = t = \frac{b}{w} = \text{czas jazdy, więc } Nw = bn, \quad \text{zatem}$$

$$Q = \beta N w h + \alpha P.$$

Wartości β, w, h, α, P (powierzchnia przekroju kanału) są znane z góry, można zatem wszystkie wartości wstawić we wzór już przed wykonaniem pomiaru, a następnie wstawić tylko N jako sumę ilości obrotów $N_1 + N_2 + N_3 + \ldots$ podanych przez liczydła elektryczne. (Na fig. 13 przedstawiono pomiar w 6 warstwach zapomocą 3 młynków; po wykonaniu pomiaru w 3 warstwach trzeba trzon obniżyć o h).

Pomiar taki można wykonać i obliczyć w przeciągu 10—15 minut; założyć przytem trzeba, że kanał jest regularny i prostokątny.

Co do dokładności pomiarów młynkowych zauważa się, że jest ona dla praktyki zupełnie wystarczająca, zależy jednak od istnienia pewnych warunków, do których należą: obranie odpowiednio czułego młynka, odpowiednich warunków przepływu w kanale (wystarczająca głębokość i niezbyt mała chyżość), a wreszcie należyte uwzględnienie pulsacji, przez odpowiednio długi pomiar w danym punkcie.

b) Metoda tarczy (fig. 14) polega na tem, że kanał turbinowy, o przekroju prostokątnym i starannie wykonanych ścianach i dnie, zaopatruje się w tarczę złożoną z ramy żelaznej i opierzenia blachą (może być i płótno naoliwione). Tarcza

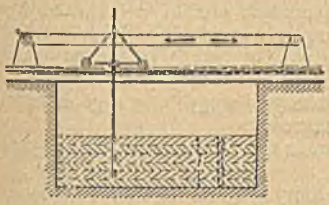


Fig. 13.

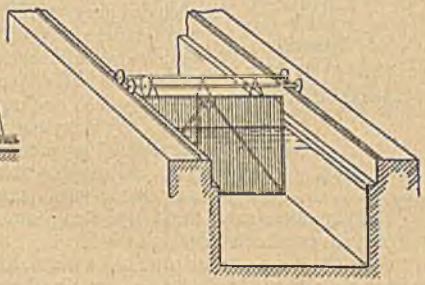


Fig. 14.

ta wisi sztywnie na wózku poruszającym się na szynach wzdłuż kanału. Można ją obrócić do położenia poziomego ponad wodę, lub spuścić w położenie pionowe, a wtedy musi dokładnie zamykać profil (szpara kilka *mm*).

Jeżeli po spuszczeniu tarcza przebiegnie drogę D (najmniej 10 *m*) w t sekundach, natenczas średnia chyżość wody w profilu równa się chyżości posuwania się tarczy, tj. $v = \frac{D}{t}$, gdyż tarcza posuwa się z chyżością równą średniej chyżości wody. Tor wózka musi być dokładnie poziomy, a szyny bardzo gładkie, wózek i tarcza lekkie, aby opór posuwania był jak najmniejszy. Metoda ta należy do najdokładniejszych metod pomiarowych, wymaga jednak stosunkowo kosztownego urządzenia. (W zakładach szwajcarskich kosztowało ono około 3000 fr.)

c) Metoda chemiczna polega na tem, że sól kuchenną lub chlorek magnowy, w formie rozczynu wodnego, wpuszcza się do kanału turbinowego, lub wprost do komory turbinowej, gdzie się rozczyn ten rozcieńcza i zostaje przez turbinę gruntownie wymieszany. Następnie w pewnym profilu poniżej turbiny pobiera się w różnych punktach tegoż próby wody i poddaje analizie ilościowej na zawartość chloru, wzgl. soli.

Jeżeli w rozczynie wpuszczonym do kanału powyżej turbiny było na 1 litr wody q_1 *kg* soli, zaś w rozczynie poniżej turbiny było na 1 litr wody q_2 *kg* soli, objętość zaś rozczynu wpuszczanego do kanału turbinowego wynosiła p litrów na sekundę, to objętość przepływu wynosi

$$Q = \frac{q_1}{q_2} . p \ l/\text{sek.},$$

przyczem pominięto ilość rozczynu wpuszczoną do kanału, która jest praktycznie biorąc nieznaczna. Właściwie trzeba wykonać 3 analizy, a mianowicie: rozczynu, który wpuszczamy do kanału, rozczynu w kanale poniżej turbiny i samej wody kanałowej, gdyż i ta może sól zawierać. Aparat, użyty w Szwajcarji, przedstawia fig. 15; w beczce *a* znajduje się rozczyn soli, wypuszczany zapomocą kurka *b*. Przelew *c* reguluje wysokość ciśnienia *h*,

skutkiem czego objętość wypływu jest stała. Jeżeli np. skoncentrowany rozczyn zawiera 300 *g* soli w litrze, do kanału zaś doprowadzamy stale 0,1 *l*/sek., to potrzebujemy 30 *g* soli na sekundę. Jeżeli teraz analiza wody poniżej turbiny wykaże 0,03 *g* soli w litrze, to objętość przepływu wynosi: $Q = \frac{300}{0,03} \cdot 0,1 = 1000$ *l*/sek., ściślej zaś 1000—0,1 *l*/sek. = 999,9 *l*/sek.

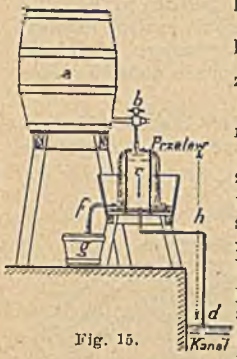


Fig. 15.

Analizuje się metodą Mohra, przyczem jako odczynników używa się azotanu srebra i chromianu potasu.

Wyniki tej metody mogą być bardzo dokładne, zwłaszcza przy turbinach o wysokim spadzie (dokładne wymieszanie rozczynu), przy turbinach o małym spadzie stosuje się specjalne środki ostrożności, jak wpuszczanie rozczynu w wielu punktach profilu, a tak samo i pobór wody do analizy równocześnie z wielu punktów profilu, aby otrzymać próbkę średnią (najnowszy aparat amerykański z pompą odśrodkową pobierającą wodę czystą, mieszającą rozczyn i wypychającą go do kanału przez szereg rur i otworów).

Metoda chemiczna może być stosowana z korzyścią również na płytkich i bystrych potokach górskich.

d) Metoda pomiaru przelewem, który urządzić trzeba w kanale roboczym i zaopatrzyć wodoskazem samokreślnym. Metodę tę opisaliśmy powyżej.

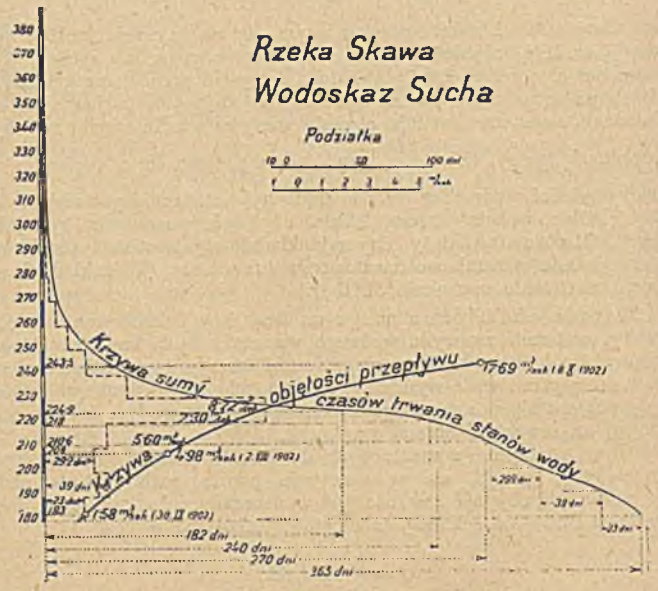


Fig. 16.

Przedstawienie związku objętości przepływu ze stanami wody. Związek ten przedstawiamy zapomocą krzywej objętości, podającej dla każdego stanu wody objętość przepływu. Krzywa objętości łączy wartości otrzymane z pomiarów hydrometrycznych i jest funkcją stanu wody.

$$Q = F(H).$$

Jako kształt funkcji przyjąć można równanie:

$$Q = a + b\,H + c\,H^2;$$

a, b, c, są stałemi, które wyrachuje się z wyników pomiarów; liczba pomiarów r musi być równa lub większa od 3; przy liczbie większej postępuje się według zasad rachunku wyrównania. Krzywa taka wyrachowana byłaby krzywą interpolacyjną; zwykle, jeżeli się ma dostateczną liczbę pomiarów, nie potrzeba rachować równania krzywej, lecz wystarczy połączyć punkty otrzymane z pomiaru.

Ponieważ przy wszystkich zadaniach z budownictwa wodnego, czy to chodzi np. o regulację rzek, czy o wyzyskanie sił wodnych, zakładamy pewną podstawową objętość (przy regulacji rzek woda normalna, przy wyzyskaniu sił wodnych woda robocza), którą określamy według ilości dni, w których mamy ją w ciągu roku do dyspozycji, mówiąc: woda trwająca wraz z wyższemi 9, 8, 7, 6, lub 5 miesięcy w roku, przeto krzywą objętości wykreślamy zazwyczaj równocześnie z linją czasów trwania i linją sumy czasów trwania stanów wody. Wykres taki przedstawia fig. 16, sporządzona na podstawie spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydrometrycznych przy wodoskazie w Suchej na rzece Skawie.

Z tabeli III. rocznika Biura hydrograficznego za r. 1902 (zestawienie czasów trwania stanów wody) otrzymano, ile dni trwał każdy stan w tym roku (np. stan 125, jest to stan obejmujący odczyty od 120 do 129, 135 odczyty od 130 do 139 itd.), jak w tablicy 1.

Tablica 1.

Stan	trwał dni
375	0,1
355	0,2
345	0,2
335	0,2
325	0,4
315	0,8
305	0,7
295	0,9
285	1,2
275	2,9
265	6,3
255	14,0
245	24,2
235	49,5
225	134,8
215	37,4
205	29,1
195	39,0
185	23,0
razem	365,0 dni

Na podstawie tych danych wykreślono na fig. 16 linję czasów trwania (linja kreskowana), a sumując czasy trwania, linję sumy czasów trwania, zwaną także krzywą częstości (linja pełna). Tę ostatnią wykreśla się w sposób następujący: Stan najniższy w r. 1902 (położony 5 *cm* poniżej stanu 185, a więc stan 180) trwał wraz z wyższymi 365 dni, tj. cały rok, przy tym więc stanie wykreślamy na linji poziomej 365 dni; stan 185 (tj. od 180 do 189) trwał wraz z wyższymi również 365 dni, sam zaś ten stan (tj. od 180 do 189) trwał 23 dni, przy stanie zatem 190 trzeba na rzędnej poziomej odciąć tylko 365 — 23 = 342 dni, stan 195 (tj. od 190 do 199) trwał 39 dni, zatem przy stanie 200 trzeba na rzędnej poziomej odciąć 342 — 39 = = 303 dni itd.

Na tym samym wykresie podano krzywą objętości, wykreśloną na podstawie trzech wykonanych pomiarów. Z wykresów tych można z łatwością otrzymać stan, który wraz z wyższymi trwa pewną określoną ilość dni w roku, oraz odpowiadającą mu objętość przepływu.

Na fig. 16 oznaczono np. wodę 9-, 8-, i 6-miesięczną, tj. stany trwające wraz z wyższymi 270, 240 i 182 dni w roku i objętości im odpowiadające, które wynoszą:

Stan trwający wraz z wyższymi		Objętość
270 dni	210,6 *cm*	5,6 m^3/sek.
240 „	219,0 „	7,3 „
182 „	224,9 „	8,7 „

Z powodu wahań w odpływie rzek, wynikłych skutkiem wahań ilości opadów w ciągu poszczególnych lat, oznaczenie objętości odpływu na pod-

stawie spostrzeżeń wodoskazowych z jednego roku nie jest wystarczające i trzeba się tu oprzeć na obserwacjach z dłuższych okresów lat (okres 5-, 10-letni, lub dłuższy). Jednak oznaczenie zasadniczych stanów wody na podstawie dłuższych okresów lat, możliwe jest tylko dla rzek nie zmieniających położenia łożyska, jakiemi są rzeki nizinne o trwałem, ustalonem położeniu dna, nie pogłębiające łożyska, ani nie osadzające materjału w większej mierze. Na rzekach górskich zmieniających łatwo dno, celem dojścia do wartości przeciętnych (wyeliminowania wpływu lat mokrych i suchych na oznaczenie naszych podstawowych wartości, tj. wody normalnej, wody roboczej) należy wprawdzie również uwzględnić szereg lat, jednak wykresy należy wykonywać dla każdego roku z osobna (nie dla przeciętnych wartości z dłuższego okresu), a krzywa objętości wykreślona na podstawie pomiarów z pewnego roku, jest zazwyczaj ważna tylko dla spostrzeżeń wodoskazowych z tego samego roku, dla innych daje często wyniki fałszywe.

Krzywe związku wodoskazów. Jeżeli na osiach x i y układu prostokątnego przyjmiemy podziałki dla dwu istniejących na rzekach wodoskazów, a następnie na podstawie równoczesnych odczytów na obu wodoskazach (przy stanach względnie ustalonych) otrzymamy punkty związku, to krzywa łącząca je będzie krzywą związku obu wodoskazów i można z niej na podstawie znanego odczytu jednego wodoskazu otrzymać przybliżony odczyt na drugim. Krzywe takie służą do kontroli spostrzeżeń wodoskazowych, zmieniają się jednak ze zmianą łożyska przy jednym lub drugim wodoskazie.

II. Metody pośrednie.

Oznaczenie objętości na podstawie zdjęcia profilu poprzecznego łożyska i spadku zwierciadła w profilu. Nie mierzymy tu chyżości bezpośrednio, lecz oznaczamy średnią chyżość przepływu w profilu na podstawie wzorów empirycznych. Wzory to wyrażają związek między średnią chyżością profilu v, spadkiem jednostkowym zwierciadła wody J, i promieniem hydraulicznym, czyli promieniem przekroju R, która to wartość jest ilorazem z powierzchni przekroju P i obwodu zwilżonego p, $\left(R = \frac{P}{p}\right)$. Dla przekrojów rzecznych wprowadza się zamiast promienia przekroju R średnią głębokość t, będącą ilorazem z powierzchni przekroju P i szerokości zwierciadła b, $\left(t = \frac{P}{b}\right)$, natomiast dla kanałów wprowadza się zawsze R.

Z powodu różnych warunków przepływu w kanałach i rzekach (w pierwszych przypływa woda prawie zupełnie czysta, w drugich ma się do czynienia z ruchem materjału rzecznego), będziemy stosowali inne wzory dla kanałów, a inne dla rzek, a jeżeli pewien wzór może być stosowany dla obu rodzajów łożysk, to w każdym razie zawierać on będzie w obu wypadkach spółczynniki różne. Wzory empiryczne potrzebne są do rozwiązywania dwojakiego rodzaju zadań: 1. oznaczenia objętości i 2. oznaczenia wymiarów i spadku łożyska rzeki lub kanału, który ma daną objętość przeprowadzać. W pierwszym wypadku oznaczamy z wzoru empirycznego średnią chyżość v, a mnożąc ją przez powierzchnię przekroju P, otrzymamy objętość $Q = P.v$, w drugim wypadku, mając dane Q, przyjmujemy zazwyczaj średnią chyżość przepływu v, obliczamy potrzebną powierzchnię przekroju $P = \frac{Q}{v}$, przyjmujemy jego kształt, oznaczamy promień przekroju $R = \frac{P}{p}$, wzgl. średnią głębokość $t = \frac{P}{b}$, poczem z wzoru empirycznego rachujemy spadek łożyska J.

Oznaczenie objętości, polegające na obliczeniu średniej chyżości z wzoru empirycznego, jest metodą przybliżoną, dającą wyniki w każdym razie mniej

pewne, niż nawet pomiar chyżości powierzchniowy. Trudność polega na tem, że dokładny pomiar spadku nie jest łatwy, nadto na rzekach trudno znaleść profil, w którym spadek lokalny przedstawia choć na krótkiej przestrzeni linję prostą, charakteryzującą ruch jednostajny, a właściwie ruch o stałej średniej chyżości. Metoda ta może być zatem stosowana tylko w takich wypadkach gdy pomiar bezpośredni nie jest możliwy, np. do oznaczenia odpływu wielkich wód, jeżeli znany jest stan najwyższej wielkiej wody w profilu pomiarowym i spadek wielkiej wody (oznaczony na podstawie znaków *w w*, odczytów wodoskazowych, zaniwelowanego poprzednio zwierciadła *w w* itp.), a z rozwiązaniem zadania nie możemy czekać.

Dawniejsze wzory empiryczne opierają się na formule Chézy-Brahmsa: $v = K\sqrt{RJ}$, w której v, R, J mają znaczenie poprzednie, K zaś jest spółczynnikiem zmiennym, zależnym od różnych czynników (również od R oraz J), na który różni autorzy podają osobne wyrażenia. W tych wyrażeniach zachodzą t. zw. spółczynniki szorstkości (oznaczone literami n, δ, β, γ itp.) charaktryzujące rodzaj łożyska, wzgl. materjał, którym łożysko jest wyłożone. Te spółczynniki szorstkości znajdujemy tak we wzorach stosowanych dla kanałów, jak i w dawniejszych wzorach dla rzek, autorzy natomiast nowszych wzorów dla rzek ustawiają je bez spółczynników szorstkości, wychodząc ze słusznej zasady, że szorstkość łożyska rzeki zależy od materjału dna (kamienie, żwir, piasek, namuł), rodzaj zaś materjału dna jest w ścisłym związku ze spadkiem, zatem może być zupełnie wystarczająco uwzględniony w funkcji spadku.

Co do wzorów dla rzek, to rozróżnić należy dwa kierunki. Istnieją wzory stosowane dla wszystkich rzek, oraz wzory ustawione specjalnie dla pewnych rzek, lub nawet dla pewnych ich przestrzeni. Pierwszy rodzaj stanowią formuły podane poniżej, drugi zaś ma zazwyczaj kształt $v = KJ^m t^n$, przyczem K, m, n oznaczono na podstawie szeregu pomiarów wykonanych, na danej przestrzeni rzeki, stosując zasady teorji najmniejszych kwadratów. Pierwszy rodzaj wzorów jest więcej rozpowszechniony, drugi może oddać dobre usługi przy zadaniach specjalnych, wymagających dostosowania się do charakteru danej przestrzeni rzeki.

W tablicy 2 podajemy najwięcej używane wzory dla rzek i kanałów.

Co do stosowania tych wzorów podajemy następujące wskazówki:

Wzór 1. Stosowany dla kanałów, a także siłą tradycji dla rzek, choć nowsze formuły są dla rzek stosowniejsze. Obliczenie wymaga przyjęcia spółczynnika szorstkości n, co dla kanałów nie przedstawia trudności, gdyż n podaje tabela według rodzaju łożyska, natomiast dla rzek połączone jest zawsze z pewną dowolnością. Zauważyć należy, że dla rzek powinno się n dobierać stosownie do spadku i to nie spadku przeciętnego, wyrównanego na długiej przestrzeni, lecz według spadku miejscowego, gdyż ten spadek jest w związku z materjałem dna rzeki. Matakiewicz określa wartości n dla rzek wzorem empirycznym:

$$n = 0{,}0235 + 0{,}0019\,J_{(‰)},$$

a wartości obliczone z tego wzoru podane są w powyższej tabeli po prawej stronie. Wartości te odpowiadają pomiarom, wykonanym na naszych rzekach przy stanach niskich i średnich; dla wielkiej wody należałoby je zwiększyć. Pozatem można się kierować wartościami, obliczonemi z pomiarów hydrometrycznych poprzednio już na danej rzece wykonanych. W ogólności oznaczenie n jest niepewne — na niektórych rzekach (Wezera, dolna Wisła) oznaczono z pomiarów przy stosunkowo małym spadku (około 0,3‰) anormalnie wysokie wartości n (0,028—0,029).

Wzory 2., 3. i 4. nadają się tylko do obliczania kanałów sztucznych, jakkolwiek we Francji używają powszechnie wzoru 4. także dla rzek.

Wzór 5. stosowany być może tak dla rzek, jak i kanałów.

Tablica 2*a*.

1. Wzór Ganguillet-Kuttera	Kanały			Rzeki	
		Rodzaj łożyska	n	dla I	n[1])
$v = K\sqrt{RI}$	1.	Kanały ze starannie heblowanego drzewa lub z gładką wyprawą cementową	0,010	0,00025..	0,024
				0,0005...	0,025
$K = \dfrac{23 + \dfrac{1}{n} + \dfrac{0,00155}{I}}{1 + \left(23 + \dfrac{0,00155}{I}\right)\dfrac{n}{\sqrt{R}}}$	2.	„ z desek nieheblowanych	0,012	0,001....	0,026
	3.	„ z ciosu, dobrego muru ceglanego, ze zwykłą wyprawą cementową	0,013	0,002....	0,028
				0,003....	0,030
	4.	„ z kamienia łamanego, kute w skale, z surowego betonu	0,017	0,004....	0,032
	5.	„ ziemne	0,025	0,005....	0,0335
		[1]) (Wartości średnie według autora).		0,006....	0,0350

Tablica 2*b*.

2. Wzór Darcy-Bazina		Rodzaj łożyska	β	γ
$\dfrac{IR}{V^2} = \dfrac{1}{K^2} = \beta\left(1 + \dfrac{\gamma}{R}\right)$	1.	Ściany bardzo gładkie (wyprawa cementowa, heblowane deski)	0,00015	0,03
	2.	„ gładkie (mur z kamienia obrobionego, ciosy, niewyprawiony beton, drzewo nieheblowane)	0,00019	0,07
	3.	Szorstkie ściany (mur z kamienia łamanego, nieobrobione dyle itd.)	0,00024	0,25
	4.	Kanały w ziemi, starannie utrzymane	0,00028	1,25

Tablica 2*c*.

3. Wzór Kuttera	Przekrój	Rodzaj łożyska	δ	Przekrój	Rodzaj łożyska	δ
$V = K\sqrt{RI}$	Półkołowy	1. Najgładsza wyprawa cementowa	0,12	Prostokątny	9. Stary mur, bez mchów i porostów, z dnem zamulonem	1,00
$K = \dfrac{100\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \delta}$	Prostokątny	2. Bardzo gładka wyprawa cementowa, bardzo starannie heblowane deski	0,15	Trapezowy	10. W gruncie skalistym, dno poniżej 1,50 *m* szerokości, nieco roślin wodnych	1,25
	„	3. Dobrze spojone, gładkie deski	0,20	„	11. Kanał regularny ziemny, starannie wykonany, bez roślin	1,50
	„	4. Zwykłe deski, mur z ciosów lub z gładkich cegieł	0,25	„	12. Ziemny, z dnem namulistem, lub skalistem, nieco roślin, dno szersze niż 2,0 *m*, potoki i rzeki	1,75
	„	5. Zwyczajny mur ceglany, ściany dylowe	0,35	„	13. Źle utrzymany mur suchy, lub kanał ziemny pokryty mchem i roślinami, z dnem do 1,4 *m* szerokości	2,00
	„	6. Zwykły mur z wystającymi kamieniami	0,45			
	„	7. Mur z kamienia łamanego, dno nieco namulone	0,55			
	„	8. Gorszy mur z kamienia łamanego, z dnem zamulonem	0,75			

Tablica 2*d*.

4. Nowszy wzór Bazina (1897)	Rodzaj łożyska	γ	Rodzaj łożyska	γ
$V = K\sqrt{RI}$	1. Drzewo heblowane, lub wyprawa cementowa	0,06	4. Kanał ziemny ze skarpami brukowanemi	0,85
$K = \dfrac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}}$	2. Drzewo nieheblowane, mur z ciosów	0,16	5. Kanał ziemny starannie utrzymany	1,30
	3. Mur z kamienia łamanego	0,46	6. Koryta rzeczne z rumowiskiem	1,75

Tablica 2*e*.

5. **Wzór Hermanka** (1905) $V = K\sqrt{t\,I}$	$B > 10\,t$ (B = szerokość koryta)	Koryta naturalne (rzeki)		Koryta sztuczne (kanały) $K = Ko + \frac{m}{6}(70 - Ko)$, gdzie $Ko = 34\sqrt[4]{t}$			
gdy $B < 10\,t$ $V = K'\sqrt{t.I}$ $K' = K\left(1 - 0{,}25\,\frac{t}{B}\right)$		dla $t > 6{,}0\,m$	$K = 50{,}2 + \frac{t}{2}$	Dla kanałów w ziemi	$m = 0$	Dla murów z ciosu, lub desek heblowanych . . .	$m = 4$
		dla $1{,}5 < t < 6{,}0\,m$	$K = 34\sqrt[4]{t}$	Dla muru z kamienia łamanego . . .	$m = 1$	Dla gładkich ciosów, lub wygładzonego cementu	$m = 5$
		dla $t < 1{,}5\,m$	$K = 30{,}7\sqrt{t}$	Dla muru z kamienia wygładzonego i desek	$m = 2$	Dla polerowanej wyprawy cementowej	$m = 6$
				Dla muru z cegieł, wyprawionego . .	$m = 3$		

Tablica 2*f*.

6. I. **Wzór Matakiewicza** (dla rzek) (1905) $V = 34\,I^m\,t^n$	przy $I =$ do $2\,^0/_{00}$	$m = 0{,}50$	przy $I = 3{,}5\,^0/_{00}$	$m = 0{,}52$	przy $t > 1\,m$	$n = 0{,}75$
	„ $I = 2{,}5\,^0/_{00}$	$m = 0{,}51$	„ $I = 4{,}5\,^0/_{00}$	$m = 0{,}53$	„ $t < 1\,m$	$n = 1 - t$

Tablica 2*g*.

7. II. **Wzór Matakiewicza** (dla rzek) (1910)

$$v = \frac{116\,I^{0{,}493 + 10\,I}}{2{,}2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0{,}15}{t^2}}}\,t$$

Tablica 2*h*.

8. **Wzór Lindboego** (dla rzek) (1910)

	$I < 0{,}0006$		$0{,}0006 < I < 0{,}005$		Granice stosowania wzoru
	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$	
$t < 1{,}12\,m$	$23{,}37\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}9}\,I^{0{,}42}$	$8{,}19\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}9}\,I^{0{,}42}$	$33{,}86\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}9}\,I^{0{,}47}$	$11{,}86\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)^{0{,}9}\,I^{0{,}47}$	1. $b \geqq 10\,m$
$1{,}12 < t < 3{,}65\,m$	$24{,}11\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}63}\,I^{0{,}42}$	$8{,}45\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}63}\,I^{0{,}42}$	$34{,}94\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}63}\,I^{0{,}47}$	$12{,}24\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}63}\,I^{0{,}47}$	2. $t \leqq 14\,m$ 3. $\frac{t}{b} \leqq 0{,}1$
$t > 3{,}65\,m$	$27{,}45\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}53}\,I^{0{,}42}$	$9{,}62\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}53}\,I^{0{,}42}$	$39{,}77\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}53}\,I^{0{,}47}$	$13{,}94\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right)t^{0{,}53}\,I^{0{,}47}$	4. $I \leqq 0{,}005$

Tablica 2*i*.

9. **Wzór Grögra** (dla rzek) (1914)

Granice: $S_{\min.} = 10\,m$, $I_{\max} = 0{,}005$, $t = \frac{B}{S}$.

Dla $0{,}2 < t < 2{,}0\,m$ $v = 23{,}781\,t^{0{,}776}\,I^{0{,}458}$

$t > 2{,}0\,m$ $v = 22{,}11\,t^{0{,}58}\,I^{0{,}43}$

Wzór 6. odnosi się tylko do rzek i zgadza się w granicach od $t = 1,5$ do 6 *m* i przy spadkach poniżej 2‰ z wzorem 5.; dla większych spadków zmienia się wykładnik spadku.

Wzór 7. odnosi się tylko do rzek; zamiast rachować chyżości z wzoru, można rachować je z tablicy cyfrowej, interpolując tak w kierunku spadku, jak i głębokości, lub też z tabeli wykreślnej (por. wykaz literatury Nr. 3).

Wzór 8. Ustawiony dla rzek, granice stosowania podane są w tabeli po prawej stronie.

Wzór 9. Ustawiony również dla rzek, o formie stosunkowo bardzo prostej, wymaga jeszcze bliższego zbadania i porównania z pomiarami.

O ile chodzi o rzeki, najodpowiedniej stosować wzory 5, 6, 7, i 8. Najnowsze formuły odnoszące się do różnych łożysk, a mianowicie tak dla rzek, jak i dla kanałów i rur, podano przy końcu tego działu.

Oznaczenie objętości odpływu na podstawie wielkości i znamion dorzecza, oraz warstwy opadów. Jest to metoda najmniej dokładna, jednak w braku spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydrometrycznych zmuszeni jesteśmy w pewnych wypadkach ją stosować. Pozatem opady informują nas o wahaniach odpływu w ciągu lat (lata mokre i suche) i o wartościach najmniejszych, średnich i największych odpływów nawet w takich wypadkach, gdy mamy do dyspozycji spostrzeżenie wodoskazowe i pomiary hydrometryczne, stanowiąc dla nich kontrolę. Jeżeli naprzykład na podstawie znajomości wielkości dorzecza i opadów, oraz wykonanych w pewnym roku spostrzeżeń wodoskazowych i pomiarów hydrometrycznych oznaczymy t. zw. spółczynnik odpływu φ, będący stosunkiem objętości, jaka odpłynęła łożyskiem w ciągu roku, do objętości opadu w dorzeczu z tego roku: $\varphi = \frac{Q}{h \cdot P}$ (*h* roczna warstwa opadu w metrach, *P* powierzchnia dorzecza, czyli zlewni w m^2, *Q* objętość odpływu w m^3 w ciągu roku, oznaczona na podstawie spostrzeżeń wodoskazowych i krzywej objętości), natenczas spółczynnik ten może nam posłużyć do redukcji opadu z innego roku na odpływ. Takie badania przeprowadza się przy projektach mających na celu zagospodarowanie, wzgl. zużytkowanie wód odpływających w ciągu roku (zbiorniki, siły wodne itd.), prócz tego zaś posługujemy się tą metodą w celu oznaczenia objętości odpływu wielkiej wody, o ile nie została ona bezpośrednio pomierzona (światło mostu, odstęp wałów itd.).

Rozkład opadów. Średnia roczna wysokość opadu jest dla różnych punktów ziemi bardzo różna. Średnia warstwa opadu dla całej ziemi wynosi według Murray'a 884 *mm*, na pustyniach spada poniżej 200 *mm*, w wysokich górach wzrasta znacznie (Karpaty 1400 *mm*, Alpy 1800 *mm*). Prof. Rychter (Pomiary wodne, rowy i kanały) podaje mapę ziem polskich z izohyetami, tj. linjami równego rocznego opadu. Dla Niemiec podają średnią roczną warstwę opadu na 660 *mm*, z czego na zimę (od 1. grudnia) przypada 18,1%, na wiosnę 22,4%, na lato 36%, a na jesień 23,5%.

Spółczynnik odpływu φ zależy od przepuszczalności dorzecza, parowania, wegetacji, spadków stoków, długości drogi, jaką strugi mają przebiec. Przy badaniach dla zbiorników otrzymano spółczynniki odpływu φ od 0,3. do 0,75.

Keller podaje dla środkowej Europy następujące formuły na roczną warstwę odpływu *A* w *mm*, jako część rocznej warstwy opadu *H*.

1. $A = 0,942\,H - 430\ mm$
2. $A = H - 350\ mm$,

z których pierwsza odnosi się do obszarów niższej położonych, a zatem o mniejszej warstwie opadów, jednak nie niższej jak 500 *mm*, druga do obszarów wyżej położonych.

Fischer-Reinau (Flußkunde der Thur und Glatt, monografja dwu dorzeczy o powierzchni 1724, wzgl. 415,7 km^2) stwierdza, że formuła ta daje i dla

mniejszych dorzeczy (jak np. obydwu objętych cytowaną monografją), niezłe wyniki. Dla pierwszego z tych dorzeczy otrzymał na podstawie spostrzeżeń w dłuższym okresie lat odpływ wynoszący 71,2% opadu (w poszczególnych latach 65,8—79,6%), dla drugiego 58,1% (45,5—68,2%). Różnicę w odpływie tłumaczy autor rozmaitą przepuszczalnością dorzecza, rozmaitą wielkością spadków stoków i drogi wody, licząc przytem chyżość spływu wody po stoku z formuły Ney'a $v = \sqrt{h\, tg\, \alpha}$, według której chyżości spływu dla średniego kąta pochylenia obu dorzeczy 7°45′ i 3°20′ byłyby w stosunku jak 1,53 : 1.

Średni kąt pochylenia dorzecza α oblicza się według Kreutera z formuły:

$$tg\, \alpha = \frac{\text{pionowy odstęp warstwic} \times \text{suma ich długości}}{\text{powierzchnia rzutu poziomego dorzecza}},$$

dorzecze zaś przedstawia się jako płaszczyznę zastępczą nachyloną pod kątem α, której średnie wzniesienie

$$h = \frac{\text{objętość dorzecza}}{\text{rzut poziomy dorzecza}},$$ a długość D i szerokość S mają wymiary

$$D = \frac{2\,h}{\sin \alpha}, \quad S = \frac{F\, tg\, \alpha}{2\,h}.$$

Tego rodzaju jednak formuły, jak formuła Kellera, mogą dać pewien pogląd, nie dają jednak wyników pewnych, dlatego dla każdego dorzecza powinno się oznaczać związek odpływu z opadem na podstawie badań bezpośrednich wykonanych w danem dorzeczu.

Związek odpływu z opadem jest nietylko zmienny w latach po sobie następujących, ale także zmienia się w poszczególnych miesiącach roku. Tak naprzykład podaje Friedrich (Kulturtechnischer Wasserbau) dla dorzecza, na którem zbudowano zbiornik we Friedrichswald (dorzecze o powierzchni 4,1 km^2, w tem 65% lasu, 35% łąk i młodego lasu, objętość opadu wynosiła w roku 1906. 7,2 miljonów m^3, czyli 1700 mm, rzeczywisty zaś odpływ 5 miljonów m^3, a więc $\varphi = 0{,}7$) następujący rozkład odpływu w ciągu roku:

styczeń	40%	(mrozy)	lipiec	65%	
luty	48%		sierpień	38%	(silne parowanie)
marzec	103%	(topnienie śniegów)	wrzesień	53%	
kwiecień	455%		październik	76%	
maj	62%		listopad	69%	
czerwiec	62%		grudzień	45%	(mrozy)

Najmniejsze, średnie i największe odpływy. Najmniejsze odpływy następują po długotrwałych posuchach, u nas najczęściej w drugiej połowie lata, lub w pierwszej połowie jesieni, lub też po długim okresie nieprzerwanych mrozów. Jeżeli jednak dorzecze pokryte jest w zimie śniegiem, to prawdopodobnie odpływ nie spada do najniższych wartości, gdyż skutkiem ciepła promieniującego w godzinach południowych, śnieg częściowo się topi, nawet przy temperaturze niższej od zera (patrz art. autora w Czasop. techn. z r. 1917, str. 59).

Najmniejsze odpływy naszych rzek, przeliczone na 1 km^2 dorzecza, różnią się od siebie znacznie, różnice zachodzą tak między rzekami o różnej wielkości dorzecza, jak i na tej samej rzece w miarę przyrostu dorzecza. Dla Wisły wynosi najmniejszy odpływ:

Powyżej Przemszy (dorzecze 1816 km^2)	pod Krakowem (dorzecze 8245 km^2)	poniżej Dunajca (dorzecze 19.917,8 km^2)
1,2 l/km^2	2,5 l/km^2	2,05 l/km^2

poniżej Sanu (dorzecze 50.585 km^2)	pod Montawską Szpicą (dorzecze 193.014 km^2)
1,34 l/km^2	1,223 l/km^2

Z innych rzek polskich stosunkowo obfitszy odpływ przy stanach najniższych mają: Dunajec pod Nowym Sączem 2,8 l/km^2, pod Zgłobicami około 2 l/km^2, Poprad pod Starym Sączem 1,92 l/km^2, Nida przy ujściu 2,05 l/km^2. Znacznie mniejsze odpływy mają Dniestr i karpackie dopływy Wisły i Dniestru prócz powyżej podanych. Najniższe odpływy Dniestru, Sanu i Wisłoki spadają do 1 l/km^2, Soły do 0,94 l/km^2, Skawy do 0,71 l/km^2, Raby do 1 l/km^2, Wisłoka do 0,9 l/km^2.

Odpływy przy zwykłym niskim stanie wynoszą na naszych rzekach około $1^1/_2$ krotną wartość bezwzględnego minimum. Dla Wisły wynosi zwykła mała woda: poniżej Przemszy 4,94, poniżej Skawy 4,44, pod Krakowem 3,67, poniżej Dunajca 3,16, poniżej Wisłoki 2,66, poniżej Sanu 2,40, poniżej Narwi 2,00 l/km^2; dla Warty poniżej Prosny 1,8 l/km^2, pod Poznaniem 1,1 l/km^2, poniżej Noteci 2,1 l/km^2.

Odpływy prawobrzeżnych dopływów Wisły wynoszą przy stanach trwających wraz z wyższymi 9, wzgl. 7 miesięcy w roku:

	woda 9-miesięczna	woda 7-miesięczna
na Sole poniżej Żywca	8 m^3/sek.	13,0 m^3/sek.
„ Rabie pod Stróżą	5 „	8,5 „
„ Dunajcu powyżej ujścia Popradu	17 „	30,0 „
„ Popradzie przy ujściu	13 „	20,0 „
„ Dunajcu poniżej Nowego Sącza	30 „	50,0 „
„ Sanie pod Postołowem	10 „	17,0 „

Średniroczny odpływ (ściślej odpływ przy stanie średnim rocznym) wynosi dla Wisły pod Krakowem około 105 m^3/sek., tj. 12,7 l/sek., Dniestru pod Haliczem (dorzecze 14.688,7 km^2) około 100 m^3/sek., tj. 6,8 l/km^2, Dunajca pod Nowym Sączem około 78 m^3/sek., tj. (przy dorzeczu 4307,4 km^2) około 18,5 l/km^2, Wisłoka pod Krosnem (dorzecze 688 km^2), 4,5 m^3/sek., tj. 6 l/km^2, Skawy pod Suchą (dorzecze 468,6 km^2) 8,7 m^3/sek., tj. 18,5 l/km^2, Sanu pod Jarosławiem (dorzecze 6996 km^2) około 80 m^3/sek., tj. 11,4 l/km^2, Stryja przy ujściu (dorzecze 2919,5 km^2) około 64 m^3/sek. czyli 22 l/km^2, Warty poniżej ujścia Prosny 4,4 l/km^2, pod Poznaniem 3.4 l/km^2, pod Landsbergiem (poniżej ujścia Noteci) 4,3 l/km^2, Noteci powyżej ujścia Głdy 3 l/km^2, poniżej Głdy 4,86 l/km^2, poniżej Drawy 5,8 l/km^2, Renu przy granicy holenderskiej (160.000 km^2) 2030 m^3/sek., czyli 12,7 l/km^2, Wezery poniżej ujścia Aller (38.300 km^2) 250 m^3/sek., czyli 6,5 l/km^2, Łaby poniżej ujścia Jetzel (144.055 km^2) 660 m^3/sek., czyli 4,6 l/km^2, Odry poniżej Warty (107.798 km^2) 520 m^3/sek., tj. 4,8 l/km^2, Wisły pod Montawską Szpicą (193.014 km^2) 936 m^3, tj. 4,85 l/km^2. Wogóle odpływ średni roczny rzek górskich (j. w. Skawa, Dunajec, Stryj) jest wyższy na km^2 dorzecza, niż rzek nizinnych.

Największe odpływy. Największe wielkie wody, przeliczone na 1 km^2 dorzecza, maleją w miarę wzrostu dorzecza; największą wartość osiągają na potokach górskich, najmniejszą w dolnych biegach rzek nizinnych. Tak np. odpływy górskich potoków w dorzeczu Odry, w obszarach właściwych źródeł, dochodzą do 5 m^3/km^2, na rzece Zacken skonstatowano przy dorzeczu 252 km^2 odpływ 700 m^3/sek., tj. 2,76 m^3/km^2, na Kwiszy (Queis) w miejscu o dorzeczu 550 km^2 odpływ 880 m^3/sek., czyli 1,6 m^3/sek., dla Skawy przy ujściu (dorzecze 1151 km^2) przyjmuje się 746 m^3/sek., tj. 0,65 m^3/sek., dla Soły przy ujściu (dorzecze 1388,4 km^2) 1130 m^3/sek., tj. 0,81 m^3/km^2, dla Wisły pod Krakowem (dorzecze 8245 km^2) od 1815 do 2250 m^3/sek., średnio zatem około 0,250 m^3/sek., pod Warszawą okr. 6000 m^3/sek., co wobec dorzecza 84000 km^2 daje 0,071 m^3/sek., pod Montawską Szpicą (dorzecze 193.014 km^2) 10.440 m^3/sek., tj. 0,054 m^3/sek., dla Odry, Łaby i Renu w pobliżu ujścia 3200, 3700, wzgl. 10.000 m^3/sek., tj. 0.030, 0,0266, wzgl. 0,055 m^3/sek.

Dla Małej Wisły powyżej ujścia Przemszy pomierzono największy odpływ na 588 m^3/sek. (0,28 m^3/km^2), dla Sanu przyjmuje się pod Przemyślem 1480 m^3/sek. (0,40 m^3/km^2), pod Radymnem 1840 m^3/sek. (0,30 m^3/km^2), pod Radomyślem (ujście) 3710 m^3/sek. (0,22 m^3/sek.).

Metody oznaczenia objętości odpływu na podstawie wielkości dorzecza i opadów są bardzo liczne, tu przedstawimy tylko metodę Iszkowskiego, która do pewnego stopnia odpowiada warunkom na ziemiach polskich i najwięcej jest u nas stosowana, oraz metody Min. Rob. Publ. i Min. Kolei w Warszawie.

Według Iszkowskiego oblicza się następujące odpływy:

1. Absolutnie najmniejszy odpływ . . . . . $Q_0 = 0{,}2\, \nu\, Q_m$
2. Średni najmniejszy . . . . . $Q_1 = 0{,}4\, \nu\, Q_m$
3. Średni normalny . . . . . $Q_2 = 0{,}7\, \nu\, Q_m$
4. Absolutnie najwyższy . . . . . $Q_4 = c_h\, m\, h\, F$ [1])
5. Teoretyczny średni odpływ normalnego roku . . . . . $Q_m = 0{,}03171\, c_m\, h\, F$.

We wzorach tych oznacza: F powierzchnię dorzecza w km^2, h średnią roczną warstwę opadu w metrach, ν spółczynnik zależny *a*) od rodzaju gleby i roślinności, *b*) od wielkości dorzecza i *c*) od rozkładu opadów w dorzeczu.

c_h jest spółczynnikiem podanym w tabeli według czterech kategoryj, a mianowicie:

Kategorja I. odnosi się do dorzeczy o normalnej roślinności i silnie przepuszczalnych, lub też o bujnej roślinności i terenie średnio przepuszczalnym (ziemia uprawna). Dla $F < 1000\ km^2$ należy przyjmować c_h według kategorji II., a tylko przy bardzo przepuszczalnych gruntach według kategorji I. Dla F od 1000 do 4000 km^2 należy zastosować kombinację kategorji I. i II. Dla $F > 4000\ km^2$ kategorja I.

Kategorja II, dla wszystkich dorzeczy pagórkowatych i górzystych o gruncie mieszanym z normalną wegetacją, lub też dla mniej przepuszczalnych z normalną wegetacją w terenie płaskim i falistym. Przy większych wzniesieniach nad poziom morza dla F do 150 km^2 zastosować należy kategorję III., dla F od 150 do 1000 km^2 kombinację kategorji II. i III., ponad 1000 km^2 kategorję II.

Tablica 3.

Tabela do oznaczenia spółczynnika m, jeżeli dane F w km^2.

F	m	F	m	F	m	F	m	F	m
1	10,000	200	6,87	1400	4,320	8.000	3,060	110.000	1,980
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9.000	3,038	120.000	1,920
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10.000	3,017	130.000	1,855
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20.000	2,909	140.000	1,790
40	8,23	400	6,22	2500	3.613	30.000	2,801	150.000	1,725
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40,000	2.693	160.000	1,650
60	7,75	600	5,60	3500	3,335	50.000	2 575	170.000	1,575
70	7,60	700	5.35	4000	3,250	60.000	2,470	180.000	1,500
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70.000	2,365	190.000	1,425
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80.000	2,260	200.000	1,350
100	7,40	1000	4,70	6000	3,103	90.000	2,155	225.000	1,175
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100.000	2,050	250.000	1.000

[1]) Q_4 byłaby zwykła W. W., której wielkości jako nieokreślonej ściśle Iszkowski nie oblicza.

Kategorja III. dla gruntów nieprzepuszczalnych z normalną wegetacją w stromszych pagórkach i górach aż do dorzecza 5000 km^2, od $F = 5000$ do 12.000 km^2 kombinacja kategorji II. i III., dla większych dorzeczy kategorja II. albo kombinacja I. i II. Przy stromych stokach dla F do 50 km^2 należy zastosować kategorję IV. od 50 do 300 km^2 kombinację III. i IV.

Kategorja IV, dla bardzo nieprzepuszczalnych gruntów, bez roślinności, lub z bardzo skąpą, w stromych pagórkach i górach, dla dorzeczy najwyżej do 300 km^2.

Spółczynnik c_m jest spółczynnikiem średniego rocznego odpływu, czyli t. zw. charakterystyką odpływu, wreszcie spółczynnik m jest funkcją wielkości dorzecza; wartość jego maleje z wielkością dorzecza; (przy $F = 1\,km$ $m = 10$, przy $F = 250.000\,km^2$ $m = 1$) i wyraża zmniejszanie się względnej objętości odpływu (na km^2 dorzecza) w miarę posuwania się w dół rzeki, czyli w miarę wzrostu dorzecza.

Wartości spółczynników podają tablice 3—5.

Tablica 4.

Tabela do oznaczenia spółczynników c_m i c_h.

L. p.	Topograficzne określenie terenu	c_m	c_h dla różnych własności dorzecza co do gleby i roślinności			
			I	II	III	IV
1.	Bagna i niziny	0,2	0,017	0,030	—	—
2.	Płaszczyzny i płaskowzgórza	0,25	0,025	0,040	—	—
3.	Płaszczyzny w połączeniu z pagórkami	0,30	0,030	0,055	—	—
4.	Pagórki o łagodnych stokach	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5.	Stromsze pagórki i przedgórza....	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6.	Wzgórza jak Ardeny, Eifel, Westerwald, Odenwald i wogóle wyskoki większych pasm gór	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7.	Wzgórza jak Harz, Las Turyngski. Las Frankoński, Góry kruszczowe, Las Czeski, Las Wiedeński itp.	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8.	Czarny Las, Wogezy, Beskidy, Sudety itp.	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9.	Najwyższe góry wedle stromości	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
10.		0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
11.		0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

Dla wartości pośrednich należy interpolować linijnie.

Według Ministerstwa Robót Publicznych należy obliczać odpływ małych potoków w celu oznaczenia przekroju przepustów drogowych ze wzoru:

$$Q = F \,.\, \alpha \,.\, \beta \; m^3/\text{sek.},$$

w którym F oznacza powierzchnię zlewni w km^2, zaś α i β spółczynniki które obierać należy według tabl. 6.

W Ministerstwie Kolei stosowane są normy co do największego odpływu, podane w tabl. 6 a (w $m^3/1\,km^2$/sek).

Tablica (FJ), (fT).

Funkcja spadku (FJ) = 34 J^m dla wszystkich łożysk.

1. Rzeki.
2. Kanały ziemne.
4. " " wyłożone bardzo szorstkim brukiem, stare żłoby górskich potoków.
5. " " dno żwirowe, skarpy: beton lub bruk,
" " betonowe uszkodzone, sztolnie niewymurowane
6. " " " " otwarte; Kanały gładko brukowane
7. " " o gładkiem dnie betonowem i gładkich murach bocznych.
11. Rury betonowe szorstkie; Sztolnie niezbyt gładko wyprawione.
12. " " " " średnio szorstkie
14. Sztolnie betonowe bardzo gładko wyprawione.
15. Najgładsze rury betonowe
17. Rury drewniane (klepkowe).
18. " " żelazne lane używane (szorstkość według Kutter'a - Lueger'a) ($m_1 = 0{,}25$)
20. " " " " nowe i czyste.
21. " " " kute, na obwodzie wielokrotnie łączone od a do b.
" " " " " " " jednolita blacha od c do d.
22. Najgładsze rurki ciągnione mosiężne lub miedziane.

Funkcja spadku (FJ).

Funkcja prędkości (fT) wyżłobienia (fE).

Głębokość w metrach (Wysokość h)

Uwaga: Na krzywej funkcji [illegible]ości ma być $(fl) = 1{,}04 t^{0{,}7}$.

Tablica 5.

Tablica do oznaczenia spółczynnika ν.

1. *a*)	$\nu = 1{,}0$	Średnia przepuszczalność pokładów i średni stan roślinności.
b)	1,5	Średnia roślinność i przepuszczalność, w okolicy licznych jezior i stawów.
c)	0,4—0,8	Pokłady mocno przepuszczalne i skąpa roślinność. Pokłady słabo przepuszczalne i bujna roślinność.
d)	1—1,5	Pokłady nieprzepuszczalne w terenie płaskim.
e)	0,8—0,5	Pokłady nieprzepuszczalne w okolicach pagórkowatych; spółczynnik maleje w miarę zmniejszania się roślinności.
f)	0,6—0,3	Jak *e*), tylko w górach poprzecinanych małymi strumykami.
2. *a*)	dla $F \leq 200\ km^2$ przy bujnej roślinności należy w powyższy sposób wyznaczone ν powiększyć o 25%.	
b)	„ $200 < F < 20.000\ km^2$ pozostaje ν bez zmiany.	
c)	„ $20.000 < F < 50.000\ km^2$ należy ν powiększyć o 0— 15%.	
	„ $50.000 < F < 100.000\ km^2$ „ ν „ o 10— 50%.	
	„ $100.000 < F < 200.000\ km^2$ „ ν „ o 50—100%.	
3.	W miarę jednostajniejszego rozkładu opadów ν rośnie; w klimacie morskim należy ν powiększyć o 50%.	

Tablica 6.

Długość dorzecza *km*	Wartość spółczynnika α — Teren zlewni: górzysty	pagórkowaty	płaski
1	7,0	5,6	3,5
3	5,8	4,6	2,9
5	4,8	3,8	2,4
7	4,0	3,2	2,0
10	3,0	2,4	1,5
15	2,0	1,6	1,0
20	1,4	1,1	0,7
25	1,0	0,8	0,5

Wartość spółczynnika β: Stopień zalesienia	β
0	1,0
1/4	0,9
1/2	0,8
3/4	0,7
1	0,6

Tablica 6*a*.

Długość zlewni w *km*	Teren zlewni: górzysty $i > 20‰$	falisty $i = 5‰$ do $20‰$	płaski $i < 5‰$
1	8,0	6,4	4,0
2	7,0	5,6	3,5
3	6,0	4,8	3,0
4	5,0	4,0	2,5
6	4,0	3,2	2,0
10	3,0	2,4	1,5
14	2,0	1,6	1,0
18	1,0	0,8	0,5

Uwagi

1. i oznacza pochyłość zlewni.
2. Dla krótkich dolin (długości do 3 *km*) ze stromemi zboczami ilość odpływu zwiększyć o 25%.
3. Dla gruntów łatwo przepuszczalnych o powierzchni niezadarnionej, oraz dla zarośli, ilość odpływu może być zmniejszona, lecz nie więcej niż o 25%.
4. Dla lasów, żwirowisk i pustkowi kamienistych lub piaszczystych ilość odpływu może być zmniejszona do 50%.
5. Dla wartości pośrednich należy interpolować linijnie.

Obliczenie przepływu w rurach. Związek między długością przewodu l, o średnicy d, którym przepływa objętość Q m^3/sek., z chyżością v m/sek. i stratami ciśnienia przy ruchu wody, a mianowicie stratą na początku rury (strata przy wejściu) h_0, stratą wzdłuż rury $h = il$ (gdzie i jest jednostkową stratą ciśnienia, czyli spadkiem ciśnienia na jednostkę) i stratą przy zmianie kierunku h_1, podaje szereg wzorów empirycznych, z których najważniejsze tu przedstawimy.

1. Strata ciśnienia przy wejściu do rury $h_0 = (1 + \xi_0)\frac{v^2}{2g}$, gdzie ξ_0 jest spółczynnikiem praktycznym równym dla wlotu niezaokrąglonego 0,505, dla wlotu zaś lejkowato się zwężającego malejącym do 0,08. Dla rur zatem bez przejściowego lejkowatego wlotu:

$$h_0 = (1 + 0{,}505)\frac{v^2}{2g} = 0{,}076\, v^2.$$

2. Strata ciśnienia przy zmianie kierunku rury wynosi według Grashofa:

$$h_1 = \xi_2 \frac{v^2}{2g} = 0{,}00416\, \varphi \left(1 - \frac{d}{2\rho}\right) \sqrt{\frac{d}{2\rho}}\, \frac{v^2}{2g},$$

w którem to równaniu oznacza φ kąt skrętu rurociągu w stopniach, a ρ promień skrętu. Jeżeli rurociąg ma w różnych punktach skręty, to straty ciśnienia się sumują.

3. Strata ciśnienia wzdłuż rury h. (Zestawienie i krytykę ustawionych wzorów podają Biegeleisen i Bukowski, wykaz literatury 21).

a) Wzór Darcy. $i = \frac{h}{l} = \left(\frac{0{,}001014}{d} + \frac{0{,}00002588}{d^2}\right) v^2$ (dla rur żelaznych nowych),

oraz $i = \frac{h}{l} = \left(\frac{0{,}002028}{d} + \frac{0{,}00005176}{d^2}\right) v^2$ (dla rur żelaznych starych. Wzorów tych można z korzyścią używać przedewszystkiem dla rur o średnicach większych.

b) Wzór Kuttera: $i = \frac{h}{l} = \left(\frac{\sqrt{d} + 2\delta}{50\sqrt{d}}\right)^2 \frac{v^2}{d} = \lambda \frac{v^2}{d}$, w którym δ oznacza spółczynnik praktyczny, przyjmowany według Luegera:

dla rur żelaznych nowych . . . . . $\delta = 0{,}15$
„ „ „ średnio używanych $\delta = 0{,}20$
„ „ „ starych . . . . . $\delta = 0{,}25$

Lueger ustawił tabele cyfrowe według tego wzoru (w podręczniku „Die Wasserversorgung der Städte"), w których dla danego d, Q, wzgl. v, można znaleść spadek jednostkowy i.

Nadolski (wyk. lit. 12.) obliczył według tego wzoru tabelkę (tablica 7), wzorowaną na tabeli Frühlinga dla kanałów, podającą dla rur używanych w praktyce, z założeniem stałego $i = 0{,}01 = 1\%$, oraz $\delta = 0{,}25$, odpowiednie d, F, λ, v i Q w l/sek. Oprócz λ podana jest tu także wartość λ_1 do wzoru

$$i = \frac{h}{l} = \lambda \frac{v^2}{d} = \lambda_1 \frac{Q^2}{d^5}, \text{ przyczem } \lambda_1 = 1{,}621\, \lambda.$$

Jeżeli chcemy obrachować objętość Q_1, przepływającą nie przy spadku $i = 0{,}01$, lecz przy dowolnym spadku i_1, natenczas $Q_1 = 10\, Q \sqrt{i_1}$, a odwrotnie, jeżeli chodzi o obrachowanie spadku przy przepływie objętości Q_1 z chyżością v_1, stosujemy wzór:

$$i_1 = \frac{v_1^2}{100\, v^2} = \frac{Q_1^2}{100\, Q_2}.$$

Tablica 7.

Tabela dla rur żelaznych używanych.

Średnica d mm	Powierzchnia F m².	Wedle Kuttera, dla $\delta = 0{,}25$			
		λ	λ_1	dla $i = 0{,}01$	
				v m/sek.	Q l/sek.
40	0,00126	0,00490	0,00794	0,286	0,360
50	196	419	679	0,345	0,678
60	283	370	600	0,403	1,138
70	385	334	541	0,458	1,852
80	503	307	497	0,511	2,568
90	636	284	461	0,563	3,580
100	0,00785	267	432	0,612	4,806
125	0,01227	232	376	0,731	8,971
150	1767	210	340	0,845	14,93
175	2405	192	312	0,952	22,90
200	3142	180	291	1,055	33,15
225	3976	169	274	1,154	45,88
250	4909	160	259	1,250	61,36
275	5940	152	247	1,339	79,51
300	7069	146	237	1,432	101,23
325	8296	141	229	1,518	125,93
350	0,09621	135	221	1,603	154,22
375	0,11045	132	214	1,685	186,05
400	12566	128	208	1,765	221,79
425	14186	125	202	1,845	261,73
450	15904	122	198	1,922	305,67
475	17720	119	193	1,997	353,90
500	19635	117	189	2,071	406,65
550	23758	112	182	2,215	526,22
600	28274	109	176	2,354	665,48
650	33183	105	170	2,488	825,72
700	38485	0,00102	165	2,618	1007,7
750	44179	0,00099	161	2,747	1213,4
800	50266	97	157	2,869	1441,9
900	63617	93	151	3,106	1976,1
1000	78540	90	146	3,333	2617,4
1100	0,95033	87	141	3,548	3361,8
1200	1,13097	85	138	3,761	4253,3
1500	1,76715	80	129	4,348	7684,3
2000	3,14159	0,00073	0,00119	5,224	16412,0

c) Wzór Flamant'a: $i = \frac{h}{l} = 0{,}00062 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}}$ (dla rur żelaznych kutych)

$i = \frac{h}{l} = 0{,}00074 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}}$ (dla nowych rur żel. lan.)

$i = \frac{h}{l} = 0{,}00092 \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}}$ (dla używan. rur żel. lan.)

d) Wzór Fanning'a: $i = \frac{h}{l} = 0{,}001312 \frac{v^2}{d}$ (dla rur nowych)

$i = \frac{h}{l} = 0{,}002443 \frac{v^2}{d}$ (dla rur starych).

e) Wzór Biegeleisena i Bukowskiego:

1. $i = \frac{h}{l} = 0{,}0007745 \frac{v^{1,8}}{d^{1,2}}$ (dla rur kutych).

Wstawiając $Q = \frac{d^2 \pi}{4} . v$

$$i = \frac{h}{l} = 0{,}001196 \frac{Q^{1,8}}{d^{4,8}}.$$

2. $i = \frac{h}{l} = 0{,}0012 \frac{v^{1,9}}{d^{1,1}} = 0{,}0019 \frac{Q^{1,9}}{d^{4,9}}$ (dla rur lanych nowych)

3. $i = \frac{h}{l} = 0{,}002567 \frac{v^{1,9}}{d^{1,1}} = 0{,}004061 \frac{Q^{1,9}}{d^{4,9}}$ (dla rur lanych używanych).

Wzory te mało są w praktyce używane, gdyż dają wyniki różniąc się znacznie od wyników innych formuł.

Autorzy podają w swej pracy (wykaz literat. 21) dla powyższych wzorów nomogramy.

Nowsze wzory dla rzek, kanałów i rur. Strickler (wykaz literatury Nr. 22) stosuje wzór:

$$v = k\, R^{2/3} I^{1/2},$$

a na k podaje następującą tabelkę (tablica Nr. 9).

Tablica 9.

Spółczynniki k Strickler'a.

Materjał	k	Materjał	k
1. Skała bardzo szorstka	15 ÷ 20	12. Dobrze przystosowane cegły . . .	80
2. Skała średnio szorstka	20 ÷ 28	13. Nitowane rury blaszane, na obwodzie wielokrotnie kryte .	65 ÷ 70
3. Kamienie o wielkości głowy	25 ÷ 30	14. Jak 13., jednak na obwodzie tylko jedna blacha	85 ÷ 100
4. Gruby żwir około 50/100/150	35	15. Nowe rury żeliwne .	90
5. Żwir średni około 20/40/60	40	16. Gładzony beton . .	
6. Drobny żwir około 10/20/30	45	17. Deski drewniane nieheblowane	
7. Drobny żwir z dużą ilością piasku . .	50	18. Rury drewniane z klepek	
8. Surowy mur z kamienia łamanego .		19. Gładki namuł . .	
9. Dobrze wykonany mur z kamienia łamanego	60	20. Rury z średnią inkrustacją	70
10. Niewyprawiony beton, wykonany jednak w dobrem deskowaniu		21. Gładka wyprawa cementowa	100
11. Kwadry przyciosane	80	22. Heblowane drzewo .	
		23. Rury gazowe, rury pocynkowane . . .	125 ÷ 135
		24. Ciągnione rury mosiężne i miedziane	150

Spółczynniki k dla rzek (poz. 1.—7.) nie mają wielkiej wartości, natomiast dla kanałów i rur (poz. 8.—24.) można je z korzyścią zastosować.

Forchheimer (wykaz literatury Nr. 23) używa dla kanałów i rur wzoru:

$$v = \lambda R^{0,7} I^{0,5},$$

a na λ podaje następującą tabelką (tablica Nr. 10):

Tablica 10.

Spółczynniki λ Forchheimer'a.

1.	Zupełnie gładka rura ciągniona, mosiężna lub miedziana dla $I = 0,0001$	$\lambda = 104,4$
2.	Gładkie koryto drewniane dla $I = 0,005$	„ 90,5
3.	Akwadukt-Sudbury z klinkierów	„ 87,8
4.	Akwadukt-Sudbury z wyprawą cementową	„ 93,3
5.	Akwadukt-Kroton z klinkierów	„ 75,4
6.	Tunel Sitter z betonu	„ 91,8
7.	Betonowe łożysko Wiedenki	„ 80,1
8.	Kanał betonowy Garching-Neukirchen (nowy)	„ 59,0
9.	„ „ „ „ $^3/_4$ roku później	„ 58,5
10.	Kanał betonowy Trostberg-Tacherting (nowy)	„ 60,3
11.	„ „ po 10 latach, beton nagryziony	„ 48,6
12.	Kanał betonowy Pegau, 0,78 powierzchni betonu, 0,22 żwiru i namułu	„ 60,2
13.	Kanał betonowy Pegau, 0,5 powierzchni betonu, 0,5 żwiru i namułu	„ 55,8
14.	Kanał betonowy Pegau, 0,48 powierzchni betonu, 0,52 żwiru i namułu	„ 50,0
15.	Kanał Aarau, 0,26 powierzchni betonu, 0,74 drobn. żwiru	„ 56,6

Dla nowego, czystego betonu przyjmuje zatem

$$v = 59 R^{0,7} I^{0,5}$$

a dla starego uszkodzonego betonu

$$v = 50 R^{0,7} I^{0,5}$$

16.	Kanał ziemny Uppenbornwerk (kanał górny)	$\lambda =$ 41,8
17.	„ „ Stettenhofen	„ 40,6
18.	„ „ Cavoura (przeważnie w grubym żwirze)	„ 39,2
19.	„ „ Uppenbornwerk (kanał dolny, zaniedbany)	„ 35,1
20.	„ „ Tacherting „ „ „	„ 30,0

Wartości spółczynników wyznaczono na podstawie spostrzeżeń wykonanych na nowych dużych kanałach, mają przeto dla praktyki doniosłe znaczenie.

Matakiewicz (wykaz literatury Nr. 8) ustawia ogólną formułę dla rzek i kanałów:

$$v = 35,4 \; I^m t^{0,7}$$

(przyczem dla kanałów zamiast średniej głębokości t należy wstawić promień przekroju R) i podaje wartości wykładnika m w następującej tabeli (tablica 11).

Wartości stałe wykładnika można stosować dla kanałów o mniejszych spadkach (do 1‰); przy większych należy oznaczyć m z rubryki drugiej (równanie ogólne).

Autor opracował bardzo dogodne tabele cyfrowe i wykreślne do tego wzoru, a mianowicie wartość v można przedstawić jako iloczyn funkcji spadku (FI) i funkcji głębokości (ft):

$$v = 35,4 \; I^m t^{0,7} = (FI) \times (ft) = 34 \; I^m \times 1,04 \; t^{0,7}.$$

Tablica 11.

Wartości wykładnika spadku m według Matakiewicza.

L. p.	Rodzaj łożyska	Wartość stała m	Równanie ogólne na m
1	Rzeki	—	$0{,}493 + 10\,I$
2	Kanały ziemne regularne i czyste	0,483	
3	Kanały ziemne zaniedbane .	0,505—0,515	
4	Kanały wyłożone bardzo szorstkim brukiem z kamienia łamanego, stare żłoby górskich potoków . .	—	$0{,}493 - 2\,I$
5	Kanały o dnie żwirowem i skarpach z betonu lub bruku Kanały betonowe uszkodzone . . . . . Sztolnie niewymurowane . .	0,460	
6	Kanały betonowe otwarte . Kanały betonowe gładko brukowane . . .	0,440	$0{,}442 - 9\,I$
7	Kanały o gładkiem dnie betonowem i gładkich murach bocznych	0,420	$0{,}422 - 14\,I$
8	Kanały betonowe lub gładko brukowane, pokryte namułem . . .	0,405	
9	Najgładsze koryta próbne Bazina, czysty cement, heblowane drzewo	—	$0{,}347 - 13\,I$
10	Koryta próbne Bazina ze zwykłych desek .	—	$0{,}385 - 13\,I$
11	Rury betonowe, szorstkie (z części składane) . . . . Sztolnie niezbyt gładko wyprawione	—	$0{,}412 - 8\,I$
12	Rury betonowe średnio szorstkie (z części składane), lecz starannie wykonane . . .	—	$0{,}410 - 9\,I$
13	Betonowe łożysko Wiedenki	—	$0{,}400 - 12\,I$
14	Sztolnie betonowe lub murowane, bardzo gładko wyprawione	—	$0{,}380 - 13\,I$
15	Najgładsze rury betonowe, wykonane jako jednolity ciąg, lub z części, z usunięciem (zeszlifowan.) wewnątrz zaprawy wystającej ze stosug	—	$0{,}355 - 13\,I$
16	Rury żelazne lane z silnym narostem osadu	—	$0{,}478 - 1{,}2\,I$
17	Rury drewniane (klepkowe) .	—	$0{,}418 - I^{1/4}$
18	Rury żelazne lane używane, szorstkość według Kutter'a-Luegera ($m_1 = 0{,}25$) .	—	$0{,}410 - I^{1/3}$
19	Rury żelazne lane używane, szorstkość według Flamanfa	—	$0{,}465 - I^{1/3}$
20	Rury żelazne lane, nowe i czyste	—	$0{,}370 - I^{1/3}$
21	Rury żelazne kute, szorstkość według Strickler'a:		
	I. na obwodzie wielokrotnie łączone		
	a) od	—	$0{,}446 - I^{1/3}$
	b) do	—	$0{,}434 - I^{1/3}$
	II. na obwodzie jednolita blacha:		
	c) od	—	$0{,}408 - I^{1/3}$
	d) do	—	$0{,}377 - I^{1/3}$
22	Najgładsze rurki ciągnione, miedziane lub mosiężne, szorstkość według Blasius'a	—	$0{,}365 - I^{1/3}$

Dołączona tablica wykreślna (fig. 17) podaje krzywe $(F\,I)$ dla różnych rodzajów łożysk, oraz krzywą $(f\,t)$, która jest zarazem krzywą $(f\,R)$ dla wszystkich łożysk wspólną. Z tablicy tej dla dowolnego I (podziałka pozioma) oznaczymy na podziałce pionowej $(F\,I)$, i dla dowolnego t (podziałka pozioma) oznaczymy $(f\,t)$ na podziałce pionowej, a przez pomnożenie obu wartości przez siebie otrzymamy chyżość $v = (F\,I).(f\,t)$.

Obydwie funkcje odczytuje się w dwu miejscach dziesiętnych.

Związek między normalną szerokością a średnią głębokością łożysk rzecznych, oraz hydrologiczna miara żeglowności. Pewne wskazówki co do oznaczenia związku między normalną szerokością B a średnią głębokością rzek t_s podał Siedek w r. 1905 w artykule „Studie über die Bestimmung der Normalprofile geschiebeführender Gewässer" (Ztschft. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver., Wiedeń 1905). Wzory te są stosunkowo zawiłe i nie zawsze dają wyniki przydatne dla praktyki, mogą jednak służyć dla orjentacji.

Matakiewicz (wykaz literatury Nr. 9) podaje na związek ten następujące wyrażenie:

$$q = \frac{B}{t_s} = 6{,}821\, F^{0,3}\, I^{0,1},$$

w którem oznacza F powierzchnię dorzecza w km^2, a I spadek jednostkowy (wyrównany) łożyska na jednostkę.

Mając daną objętość przepływu Q w m^3/sek., odpowiadającą pewnemu stanowi wody, np. normalnemu stanowi regulacji, można oznaczyć średnią głębokość profilu (normalnego) z równania:

$$t_s = \left(\frac{Q}{232\, F^{0,3}\, I^{0,6}}\right)^{\frac{4}{11}}.$$

Tę głębokość nazywa autor „hydrologiczną miarą żeglowności" i uważa jako wyrażenie, które może służyć do porównywania warunków żeglowności rzek.

Wzory te mogą być używane przy obrachowaniu normalnych szerokości rzek w celach regulacji.

LITERATURA.

1. Rychter J.: Pomiary wodne, rowy i kanały. Lwów 1894.
2. Matakiewicz M.: Próby ustawienia wzorów empirycznych na przepływ wody w korytach naturalnych (Czasop. techn., Lwów 1906 i Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. Wiedeń 1905).
3. Matakiewicz M.: Nowsze badania empiryczne nad związkiem elementów ruchu w łożyskach przyrodzonych (Czasop. techn., Lwów 1910, i Zeitschrift für Gewässerkunde. Drezno, t. X., z. 2., 1910).
4. Matakiewicz M.: Badania nad związkiem między chyżością średnią a powierzchniową w łożyskach rzecznych (Czasop. techn., Lwów 1918, i Monatsschrift für d. öffentl. Baudienst, Wiedeń 1924).
5. Matakiewicz M.: Drogi wodne w Polsce. Lwów 1917.
6. Matakiewicz M.: Regulacja Wisły. Warszawa 1920.
7. Matakiewicz M.: Światowe drogi wodne a regulacja Wisły. Lwów i Warszawa 1921.
8. Matakiewicz M.: Ogólna formuła na średnią chyżość przepływu w łożyskach rzecznych i kanałowych. Lwów 1925.
9. Matakiewicz M.: Hydrologiczna miara żeglowności. Lwów 1923.
10. Haponowicz N.: Wykreślna tablica hydrauliczna Lwów 1913, (Wiedeń 1913. Zeitschrift d. Ing.- u. Arch.-Ver.).
11. Kucharzewski F.: Hydraulika. Warszawa 1918.
12. Nadolski O.: Zakłady o sile wodnej. Lwów 1910.
13. Ingarden R.: Rzeki i kanały żeglowne w b. trzech zaborach. 1921.
14. Troskolański: Hydromechanika. Lwów 1925.
15. Flamant A.: Hydraulique. Paryż 1909. (III. wyd.).
16. Szwajcarski departament spraw wewnętrznych: Zeszyt 10. Communications du service des eaux (Mitteilungen für Wasserwirtschaft). Bern 1917 i dalsze publikacje.

17. Szwajcarskie Biuro hydrometryczne: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907.
18. Bubendey: Hydraulik, Handbuch d. Ing.-Wiss. I. tom, część III. 1911.
19. Forchheimer P.: Hydraulik. Lipsk 1914. (I. wyd., 1920 II. wyd.).
20. Weyrauch R.: Hydraulisches Rechnen (III. i V. wyd.). Stuttgart 1921.
21. Biegeleisen i Bukowski: Grundlagen zur Berechnung von Wasserrohrleitungen. Odbitka z „Gesundheitsingenieur", 1915.
22. Strickler: Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel . . . Zurych 1924.
23. Forchheimer: Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben . . . Berlin 1923.

Kanały i przewody.

Napisał
dr. inż. Karol Pomianowski,
profesor politechniki, Warszawa.

Kanały otwarte. Kanały kopane mają skarpy i dno pozostawione w stanie naturalnym lub odpowiednio ubezpieczone. Ubezpieczenie zmniejsza spółczynnik oporu, a zatem i straty spadu, pozwala zastosować większe prędkości, uszczelnia kanał i chroni przed stratą wody i zarastaniem.

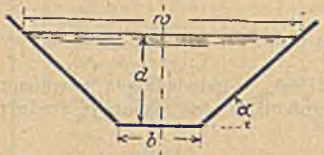


Fig. 18.

Nachylenie skarp zależy od gruntu, w którym kanał jest kopany. W piasku 1 : 2 lub mniej; w bardziej zwięzłych gruntach 1 : 1,5, wyjątkowo 1 : 1, w skale znacznie więcej, aż do 10 : 1. Przekrój hydraulicznie możliwie najkorzystniejszy, więc głęboki (6,0 *m* kanał Olten-Gösgen, wyżej 10 *m* kanał Chiappawa-Queenstown. Tablica 1. podaje wymiary kanału dla maks. promienia hydr. i różnych nachyleń skarp (fig. 18).

Ubezpieczenie skarpy brukiem z cegły, kamienia łamanego na podbitce żwirowej lub z betonu. Grubość bruku 0,2—0,3 *m*, podłoża koło 0,15 *m*. Najcz. ubezpieczenie z płyt betonowych 0,1—0,2 *m* grubych, bitych na miejscu, między listwami drewnianemi, tak, aby wymiary nie przekraczały 2 × 2 *m*. Jeśli gotowe płyty układane, wymiar 1 × 1 *m*, we fugach papa asfaltowa.

Prędkości w kanałach nieubezpieczonych zależnie od gruntu: 0,4—1,0 *m*/sek., wyjątkowo w skale betonowanej do 4,0 *m*/sek. W kanałach, które służą jako robocze dla zakładu o sile wodnej, a równocześnie jako kanał żeglugi, prędkość nie większa jak 1,2 *m*/sek. Spady zależne od przekroju i objętości wody; przy małych kanałach od 0,4 do 1,0‰, przy dużych, od 0,1 do 0,5‰. Nie schodzi się ze spadem dna poniżej 0,8‰.

Kanały strzelane w skale muszą być ze względu na opory ruchu, a także i straty w przeciekaniu, zawsze ubezpieczone betonem 1 : 3 : 6, warstwą o grubości 0,1—0,2 *m*.

Nasypów należy unikać, mogą jednak i duże kanały leżeć w długich i wysokich nasypach (Olten-Gösgen), przy starannem ubiciu obustronnych grobli i założeniu wkładki iłowej, o gr. 0,4—0,6 *m* i przykrytej warstwą żwiru lub piasku o gr. 0,5 *m* dla ochrony iłu od wypłukania przez wodę. Iłowanie przechodzi pod dnem i obu skarpami aż do wysokości 0,5 *m* nad poziom normalny wody. Uszczelnienie betonowe mniej pewne.

Kanały o przekroju zamkniętym. Rozróżniamy zasadniczo dwa typy przekroju: kołowy i zbliżony do tunelowego, rzadziej przekroje spłaszczone, które mają gorszy promień hydrauliczny (fig. 19).

Tablica 1.

Nachylenie skarpy	α	d	b	p	r	w
1 : 3	18° 26′	$0{,}548\sqrt{a}$	$0{,}178\sqrt{a}$	$3{,}647\sqrt{a}$	$0{,}274\sqrt{a}$	$3{,}465\sqrt{a}$
1 : 2	26° 34′	$0{,}636\sqrt{a}$	$0{,}300\sqrt{a}$	$3{,}149\sqrt{a}$	$0{,}318\sqrt{a}$	$2{,}844\sqrt{a}$
4 : 7	29° 45′	$0{,}662\sqrt{a}$	$0{,}352\sqrt{a}$	$3{,}021\sqrt{a}$	$0{,}331\sqrt{a}$	$2{,}669\sqrt{a}$
2 : 3	33° 41′	$0{,}689\sqrt{a}$	$0{,}417\sqrt{a}$	$2{,}902\sqrt{a}$	$0{,}345\sqrt{a}$	$2{,}484\sqrt{a}$
4 : 5	38° 40′	$0{,}716\sqrt{a}$	$0{,}502\sqrt{a}$	$2{,}794\sqrt{a}$	$0{,}358\sqrt{a}$	$2{,}291\sqrt{a}$
1 : 1	45° 00′	$0{,}740\sqrt{a}$	$0{,}613\sqrt{a}$	$2{,}704\sqrt{a}$	$0{,}370\sqrt{a}$	$2{,}093\sqrt{a}$
4 : 3	53° 8′	$0{,}748\sqrt{a}$	$0{,}679\sqrt{a}$	$2{,}674\sqrt{a}$	$0{,}374\sqrt{a}$	$1{,}996\sqrt{a}$
3 : 2	56° 19′	$0{,}759\sqrt{a}$	$0{,}812\sqrt{a}$	$2{,}636\sqrt{a}$	$0{,}379\sqrt{a}$	$1{,}823\sqrt{a}$
7 : 4	60° 15′	$0{,}760\sqrt{a}$	$0{,}882\sqrt{a}$	$2{,}632\sqrt{a}$	$0{,}380\sqrt{a}$	$1{,}750\sqrt{a}$
2 : 1	63° 26′	$0{,}759\sqrt{a}$	$0{,}938\sqrt{a}$	$2{,}635\sqrt{a}$	$0{,}379\sqrt{a}$	$1{,}697\sqrt{a}$
pionowe	90° 00′	$0{,}707\sqrt{a}$	$1{,}414\sqrt{a}$	$2{,}828\sqrt{a}$	$0{,}354\sqrt{a}$	$1{,}414\sqrt{a}$

Przekrój kołowy jest najoszczędniejszy pod względem ilości materjału, lecz rura wymaga podparcia lub odpowiedniego łożyska i jest trudna do wykonania. Najczęściej w kanałach żelbetowych, przyczem rura kanału spoczywa w łożysku z chudego betonu lub muru (fig. 20). Zw. uż. tam,

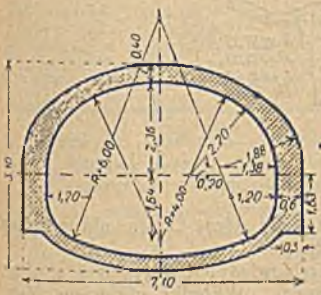


Fig. 19.

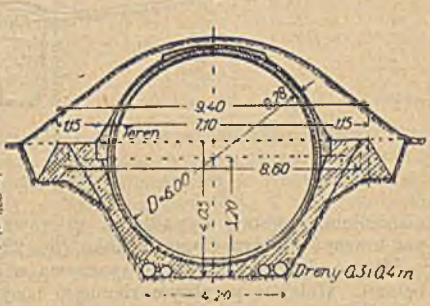


Fig. 20.

gdzie kanał jest wypełniony wodą stojącą pod ciśnieniem. Średnica rury dochodzi do 6,0 *m*, ciśnienia do około 20 *m* (Houille Blanche 1921 r.).

Przekrój o kształcie tunelowym jest łatwiejszy do wykonania. Jego promień hydrauliczny prawie równy promieniowi przekroju kołowego; ilość potrzebnego materjału znacznie większa. Wogóle nieekonomiczny i statycznie trudniejszy do obliczenia.

Kanały murowane i betonowe w swej konstrukcji nie różnią się od kanałów głównych sieci miejskiej.

Kanały żelbetowe buduje się albo o przekroju prostokątnym (bez ciśnienia wewnętrznego), albo jako przekrój kołowy (pod ciśnieniem). Pierwszy typ ma zaletę, iż jako przekrój sztywny może się na dłuższej rozpiętości sam dźwigać, wobec czego podparty na słupach żelbetowych może przechodzić przez małe zagłębienia terenowe bez robót ziemnych (fig. 21). Przekrój kołowy używany z reguły tam, gdzie leży pod linją spadu ciśnienia.

Rury żelazne najczęściej kute, dla mniejszych średnic ciągnione lub spajane, łączone na kołnierze, dla większych nitowane. Spoczywają w parametrowych odstępach na klocach murowanych. W odległościach odpowiednich rura utwierdzona na stałym klocu murowanym, przy nim dylatacja. Dylatacji można uniknąć, osłaniając rurę ziemnym nasypem, lub płaszczem żelbetowym, lub też kładąc ją w falistym terenie tak, iż oś jej nie leży w linji prostej. Głęboki ściek może rurociąg przekroczyć jednym łukiem, przyczem konstrukcja żelazna niesie sama siebie. Jeśli ciąg pod większem

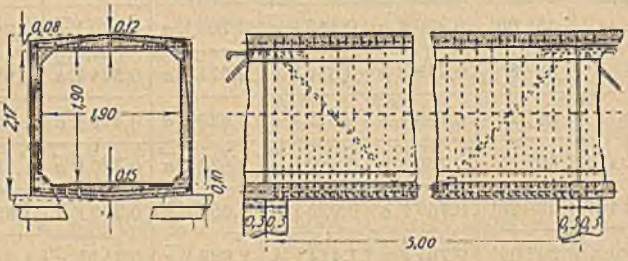


Fig. 21.

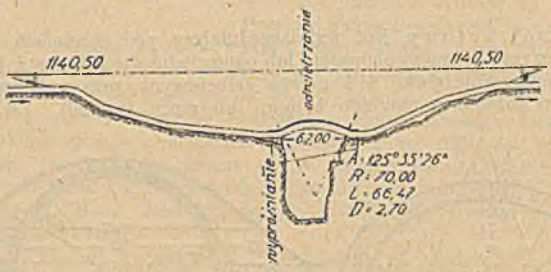


Fig. 22.

ciśnieniem, powstaje wypadkowa skierowana ku górze, która nie powinna przekroczyć ciężaru ciągu na łuku (fig. 22).

Rurociąg żelbetowy spoczywa w odpowiedniem łożysku z chudego betonu. Mniejsze przykryte ziemnym nasypem. Wkładki obliczone na ciśnienie wewnętrzne wzorem: $H.D = 2f\sigma$, gdzie H wysokość ciśnienia w m, tj. w tonnach, D średnica rury w m, σ naprężenie w t/m^2, f przekrój wkładek na 1 m b. Wkładki podłużne mają połowę tego przekroju.

Rurom wolno leżącym żelbetowym o wielkiej średnicy daje się co pewien odstęp po stronie zewnętrznej żelbetowe eliptyczne żebra ze względu na duży moment zgięcia, wywołany w ściankach własnym ciężarem pustej rury (fig. 23).

Rurociągi drewniane składają się z klepek, ściąganych żelaznemi obręczami, przyciętych z czterech stron dokładnie maszyną do kształtu rury. W czoła klepek wbite listewki stalowe, uszczelniające połączenie podłużne. Wzdłuż długiej krawędzi klepek niema żadnego uszczelnienia.

BIBLIOTEKA
BIURA PROJEKTOWANIA

Klepki są 2 do 4 *m* dłuż., 15 do 20 *cm* szer., 3 do 6 *cm* gr. Obręcze w odstępach conajmniej 30 *cm*, zresztą zależnie od potrzeby, i w wymiarach odpowiadających wielkości wewnętrznego ciśnienia. Obręcze z żelaza okrągłego, z reguły $d = 10—20$ *mm*, zakończone trzewikiem, przez który

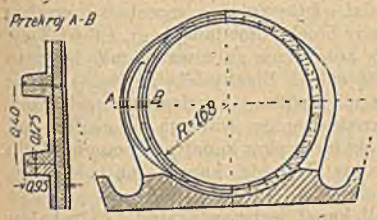


Fig. 23.

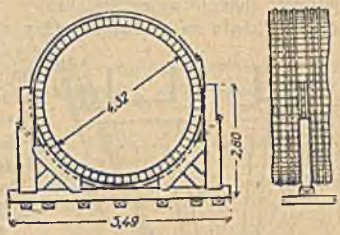


Fig. 24.

przechodzi nagwintowany wolny koniec obręcza. Przykręcając naśrubek, zacieśnia się obręcz na rurze. Rura wewnątrz i zewnątrz terem (gudronem), dobrze kilkakrotnie przeciągnięta, spoczywa wolno na klockach murowanych, postawionych w pewnych odstępach tak, iż pod rurą jest zawsze przestrzeń wolna. Taki rurociąg, przy odpowiedniej konserwacji żelaznych obręczy trwać może bardzo długo. Średnica rurociągów drewnianych dojść może do 4 *m*. Przy tak wielkich średnicach trzeba je budować w zewnętrznych ramach drewnianych, kwadratowych lub 8-kątnych, gdyż ciężar pustego rurociągu zgniecie, wzgl. złamie boczne ścianki (fig. 24). Rozmiary niektórych rurociągów drewnianych w Stanach Zjednoczonych podaje tablica 2.

Tablica 2.

Nazwa	Średnica	długość	Objętość m^3/sek.	Grubość klepek	Średnica obręczy	Odstęp między obręczami	Ciśnienie największe
Astoria City.....	0,457 *m*	11,9 *km*	0,181 m^3	3,5 *cm*	11 *mm*	6—30 *cm*	53,25 *m*
Denver. Col.....	0,762 *m*	26,4 *km*	0,368 m^3	4,1 *cm*	38 *mm*	5,5—30 *cm*	56,40 *m*
Deep-Canyon ...	1,321 *m*	0,32 *km*	3,40 m^3	5—6,5 *cm*	—	5,5—30 *cm*	93,53 *m*
Tumwater Wash.	2,591 *m*	3,38 *km*	19,10 m^3	—	—	—	51,73 *m*
Madison Canyon	3,048 *m*	2,20 *km*	20,99 m^3	—	22 *mm*	—	7,61 *m*

Kanały o przekroju zamkniętym są w naszym klimacie zawsze przykryte warstwą ziemi o grub. około 1,0 *m*, celem ochrony przed zamarzaniem.

W stosunku do kanałów otwartych, kanały kryte mają następujące zalety: 1. bezpieczeństwo przeciw uszkodzeniu, zasypaniu i zamarzaniu kanału, 2. prędkość dopuszczalna duża, przy stosunkowo małych stratach spadu, 3. możność prowadzenia wody pod ciśnieniem. Granice prędkości 1,8—2,5 *m*/sek., wyjątkowo powyżej 3,0—4,0 *m*/sek. Prędkości te beton dobrze wykonany jeszcze znosi.

Wobec dużych prędkości wymiary kanału wypadają niewielkie, tak, iż kanał kryty da się zastosować nawet do obj. 90 m^3/sek. Pas zajętego gruntu jest wąski, kanał nie psuje istniejących dróg komunikacyjnych, koszt utrzymania kanału jest niewielki. Dlatego przy dużych kosztach zakładowych kanał kryty może się okazać w rocznych kosztach ruchu tańszy od otwartego, w każdym razie zaleca się większą pewnością ruchu. Na stromych stokach możliwe jest założenie tylko kanału zamkniętego.

W długich kanałach roboczych dla zakładu wodnego wymiary i prędkości trzeba ustalić z warunku min. kosztów. W tym celu dla przyjętych różnych prędkości trzeba obliczyć wymiary kanału i roczne koszty ruchu zakładu, a następnie dla tych samych prędkości roczną wielkość pracy,

w końcu koszt jednostkowy pracy dla różnych prędkości. Przyjąć należy prędkość, która odpowiada minimum kosztu dla jednostki pracy.

Akwadukty i syfony. Akwadukt murowany składa się z wiaduktu sklepionego, na którym spoczywa jako odrębna konstrukcja przewód kanałowy, obecnie najcz. żelbetowy. Jeśli chodzi o ochronę przed zamarzaniem, ściany kanału są podwójne. Gdy chodzi o bezwzględną szczelność, wykłada się ściany blachą ołowianą, o gr. 1,6—3,2 *mm*, spajaną autogenem na szwach, tak, iż tworzy jednolitą całość. Blachy leżą pomiędzy dwoma warstwami asfaltu, z wierzchu ochronione przed uszkodzeniem warstwą np. cegieł. Jeśli akwadukt łączy się z kanałem ziemnym, blacha wchodzi w iłowanie kanału na obu przyczołkach.

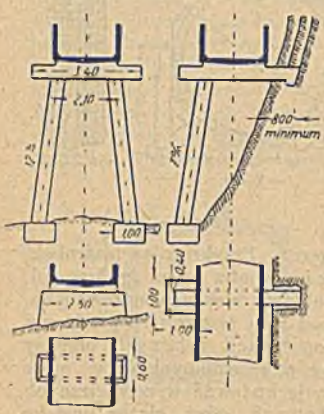


Fig. 25.

Jeśli kanał jest prostokątny żelbetowy, można tę samą konstrukcję zatrzymać na akwaduktu, wzmacniając odpowiednio ściany pionowe, i podpierając jarzmami. Jarzma mają przeguby na obu końcach (fig. 25).

Akwadukt żelazny składa się z koryta z blachy, wyłożonej po bokach i w dnie deskami, zawieszonego wolno w węzłach kratownicy mostowej. Połączenie koryta ze stałym przyczółkiem wykonywa się zapomocą blachy odgiętej, jednym końcem przytwierdzonej do przyczółka, drugim do koryta.

Akwadukt drewniany jest, podobnie jak żelbetowy, korytem, opartem w odpowiednich odstępach na jarzmach drewnianych.

Syfony krótkie i płytkie wykonywa się z betonu ewent. uzbrojonego. Przekrój przewodów najcz. prostokątny, rzadziej kołowy. W głowie górnej

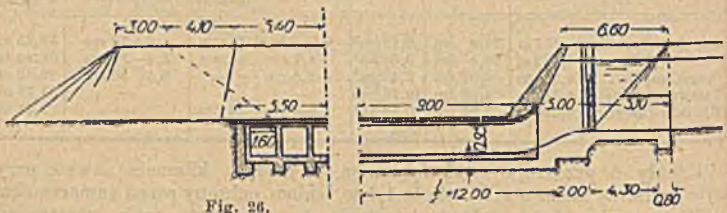


Fig. 26.

niekiedy osadnik, zawsze spust, o ile możności także przelew. W obu głowach wnęki na ścianę zakładaną lub oparcia dla iglic. Poszczególne przewody oddziela się ostro zakończonemi filarkami, tak, aby była możliwość naprawy jednego przewodu bez zamykania innych (fig. 26).

Długie syfony płytkie najcz. wykonywa się z żelbetu, głębokie z żelaza. W miarę wzrostu ciśnienia w syfonie, przekrój rury się zmniejsza. Jeśli z góry dana strata ciśnienia na całym syfonie, obliczenie średnic przeprowadza się wzorami następującemi:

$$D = \left\{ \lambda \frac{0{,}00335\, Q^2/h}{h - y} \right\}^{4/22}, \quad \lambda = \left\{ \frac{0{,}0778\, Q^{19/22}}{h_f} \int (h-y)^{19/27}\, ds \right\}^{27/19}.$$

gdzie: h_f dopuszczalna strata ciśnienia w *m*, Q objętość przepływu w m^3/sek., h największa wysokość ciśnienia, y rzędne punktu ciągu ponad punktem najniższym, s rozwinięta długość rurociągu. Wyraz pod całką przedstawia powierzchnię, dla której odcięte równe są s, rzędne odpowiadają $(h-y)^{19/27}$.

Np. syfon wodociągu Los Angeles: długość cała $s = 2200\ m$; $h = 259\ m$; $Q = 12{,}18\ m^3$/sek.; $h_f = 7{,}93\ m$. Dla $s = 0$ i $s = 2200\ m$, $(h - y) = 15\ m$; dla $s = 500$ i $s = 1700\ m$, $(h - y) = 259\ m$, stąd: $(h - y)^{13/27} = 6{,}72$ i $(h - y_2)^{13/27} = 49{,}916$, wyraz pod całką równy 88,219, $\lambda = 94{,}295$, średnica:

$$D_{s=0} = 3{,}077\ m \quad v = 1{,}64\ m/\text{sek.},$$

$$D_{s=500} = 1{,}970\ m \quad v = 4{,}00\ m/\text{sek.}$$

Jeśli strata ciśnienia nieznana, oblicza się średnice z warunku min. kosztu, jak dla rurociągów pod ciśnieniem w zakładach o sile wodnej (fig. 27).

Sztolnie (tunele) dla wody roboczej. Wykonanie, jak tuneli kolejowych; obudowa zawsze szczelna, najcz. betonowa lub żelbetowa, szczelnie przystająca do wyłamanej skały; zamurowanie wolnych przestrzeni luźnym kamieniem, niedopuszczalne. Często pozostawia się odrazu otwory w obudowie, przez które po stwardnieniu betonu wciska się pod ciśnieniem płynną zaprawę cementową, która wchodzi poza obudowę, i wypełnia wszelkie szczeliny pomiędzy obudową a skałą, oraz w skale samej. Ostrożność ta wskazana zwłaszcza tam, gdzie sztolnia ma pracować pod ciśnieniem. Zdarzały się bowiem wypadki, iż woda przez pękniętą obudowę wchodziła w skałę, powodując i stratę wody i powstawanie niebezpiecznych usuwisk w górze (por. też dział „Tunele").

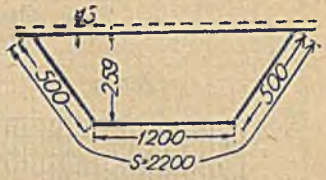


Fig. 27.

Zakłady o sile wodnej.

Napisał
dr. inż. Karol Pomianowski,
profesor politechniki, Warszawa.

Wstęp. Siła wodna była pierwszą siłą naturalną wyzyskaną przez człowieka. Z postępem techniki, pierwotne drewniane koła zastąpiono lepiej działającemi turbinami żelaznemi. Wielkość turbin doszła obecnie do granic następujących: W zakładzie Chiappawa-Queenstown 6 jednostek po 52.500 HP, pracujących na spadzie 93 *m*, na Niagarze nowe jednostki Allis-Chalmers po 70.000 HP każda. Na Mississipi, w Keokuk, 30 jednostek po 10.000 HP, pracujących na spadzie 10,0 *m* do 6,0 *m*. Najwyższy spad wyzyskany w Valais, na jeziorze Fully, w jednym stopniu, 1650 *m*.

Istnieją zakłady o sile kilkuset tysięcy koni parowych, bardzo wielka liczba po kilkadziesiąt tysięcy, przeważnie po kilka do kilkunastu tysięcy HP. Tak wielkie siły wymagają dalekich przeniesień celem rozszerzenia pola zbytu. Dlatego też wielkie zakłady wodne są zawsze budowane jako zakłady wodnoelektryczne, z przeniesieniem energii prądem zmiennym, o napięciu 100.000—150.000 V, wyjątkowo 220.000 V. Odległość przeniesienia dochodzi do 300 *km*. We wszystkich krajach pojawia się obecnie dążność do połączenia wszystkich zakładów na jedną wspólną sieć.

Zbyt siły. Odbiorcami energji są:

1. Wielki przemysł elektrochemiczny i zakłady dla produkcji masy drzewnej, z liczbą godzin pracy (liczonych dla maks. obciążenia): . . 8000 godzin w roku.
2. Wielki przemysł automatycznych młynów, około . . . . . 6000 „ „ „

3. Wielki przemysł metalowy i włókienniczy	2000—4000	godzin w roku
4. Średnie zakłady mechaniczne	1500—2000	„ „ „
5. Drobny przemysł domowy, około . . .	300—800	„ „ „
6. Oświetlenie zużywa rocznie około . . .	1000	„ „ „
7. Gospodarstwo rolne: orka około	100—200	„ „ „
8. Gospodarstwo rolne: młocka, sieczkarnie, pompy	70—100	„ „ „
9. Trakcja kolei normalnotorowych	800	„ „ „

Zakłady elektryczne w Essen pracują roczną liczbą 4000 godzin.

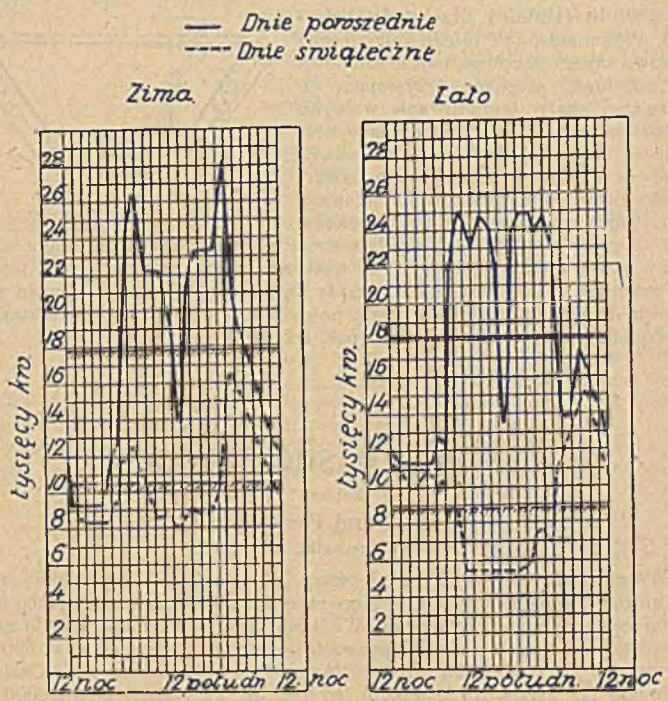


Fig. 28.

Wodno-elektryczny zakład w dorzeczu Murg ma wedle projektu pracować z roczną liczbą godzin 2200 godzin.

W miastach liczba godzin pełnego ruchu zależy od wielkości i jakości przemysłu:

Heidelberg 1528,0 godz., Mannheim 2650,7 godz., Kraków 2110 godz.
Karlsruhe 2637,6 „ Strassburg 2769,5 „ Lwów 1430 „
Połączone Westfalskie elektrownie w Dortmund . . . . . 2915,0 „

Na głowę mieszkańca wypada rocznie około 4 kwg. na cele oświetlenia. W przemysłowych Niemczech ogólne zużycie siły wynosiło przed wojną 172 kwg. na głowę i rok.

Całodobowy rozkład obciążenia dla zakładów Bernische Kraftwerke przedstawia fig. 28. Roczny rozkład na poszczególne miesiące zależy od tego, jaka część ogólnego zużycia tworzy światło. W świątecznych dniach konsumcja znacznie spada. Por. fig. 29 (średnie i maks. tygodniowe).

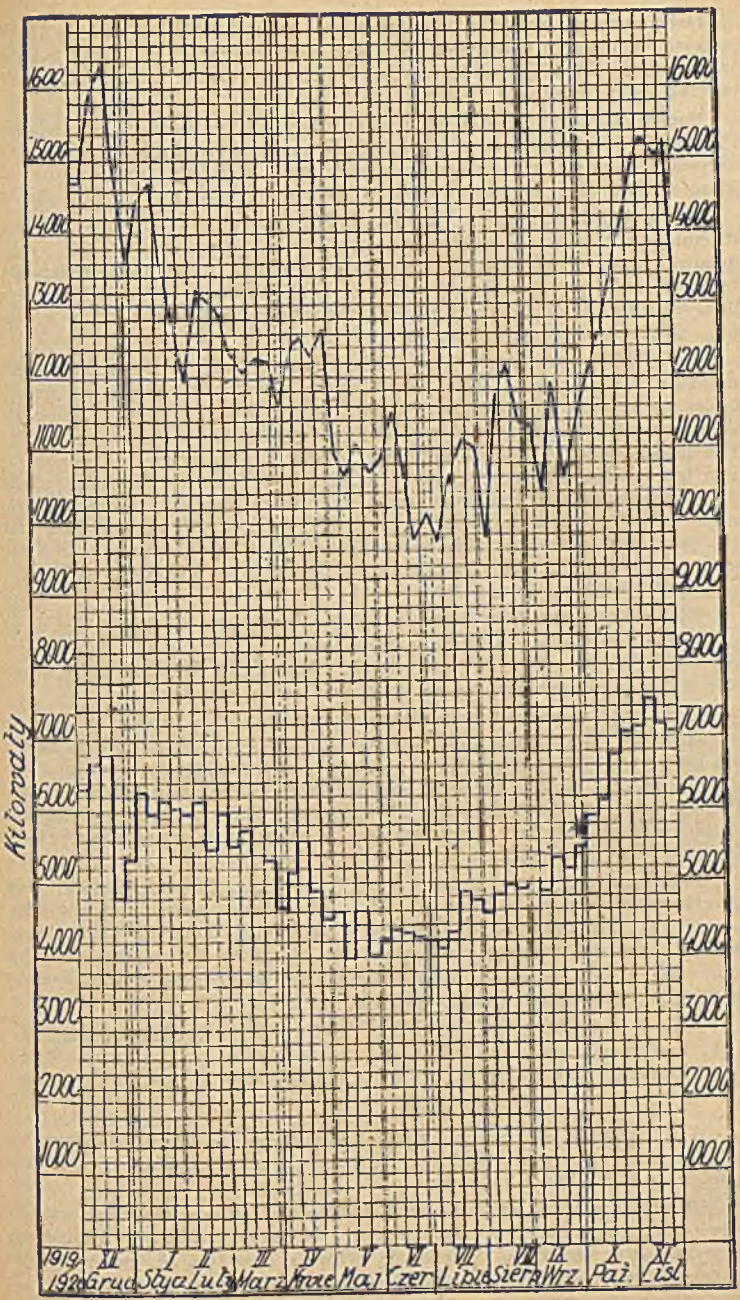

Kilogramy
16000
15000
14000
13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
1919/1920
XII Grud
I Styczeń
II Luty
III Marz
IV Kwie
V Maj
VI Czer
VII Lipiec
VIII Sierp
IX Wrz.
X Paź
XI List

Fig. 29.

Dzienne maks. przypada około godziny 6. wieczorem i jest okrągło 3 razy większe od średniego obciążenia rocznego. Średnie obciążenie dzienne w zimie jest od 13% do 20% większe od przeciętnego rocznego, średnie w lecie o tyleż samo mniejsze.

Ponieważ nasze rzeki prowadzą mniej wody w porze letniej niż w jesiennej i zimowej, roczne zmiany w produkcji siły wodnej odpowiadają w ogólnych zarysach rocznym zmianom w zapotrzebowaniu siły. Przeciwnie jest z rzekami zasilanemi z lodowców, które w lecie mają najwięcej wody i siły.

Dla pokrycia zmian w obciążeniu dziennem są potrzebne zbiorniki dziennego wyrównania, których pojemność musi wynosić 15%—30% całodobowej pracy. Jeśli zbiornik ma jeszcze ujmować niedzielny i świąteczny nadmiar wody, pojemność jego musi wynosić najmniej 50% całodobowego dopływu. Dla wyrównania rocznego trzeba pojemności zbiorników równej 5%—15% sumy rocznego dopływu.

Ponieważ w zakładach o wysokim spadzie ilość wody roboczej jest mniejsza niż w zakładach o niskim spadzie, zakłady o wysokim spadzie lepiej się nadają do tworzenia zapasu wody, a tem samem i pracy, niż zakłady o niskim spadzie. Zakłady obu typów powinny pracować na wspólną sieć przeniesienia, przyczem zbiorniki zakładów o wysokim spadzie powinny być tak wielkie, aby mogły pokryć szczyty obciążenia ogólnego, podczas gdy zakłady niedające się regulować, na niskich spadach, pokrywają stałą część zapotrzebowania. W razie braku siły, w pewnych porach roku, brak ten pokrywają zapasowe zakłady cieplikowe, które jednak powinny pracować stałem obciążeniem przez 24 lub 20 godzin na dobę, a zatem w najkorzystniejszych dla siebie warunkach.

Ponieważ zupełne wyrównanie obciążeń rocznych i dziennych nie da się praktycznie osiągnąć, pozostaje zawsze pewien nadmiar pracy, który się już nie mieści w normalnym zbycie energii. Stanowi to poważną stratę ekonomiczną, której zapobiega się następującemi kilku sposobami:

1. Stosując taryfę znacznie niższą w porze nocnej niż dziennej, przez co uzyskuje się rozszerzenie koła konsumentów nocnych. W Szwajcarji stosuje się prąd do nagrzewania kotłów parowych przy wysokiem ciśnieniu. Para z tych kotłów, dobrze izolowanych, w dzień służy na cele przemysłowe i ogrzewania (por. Schweiz. Bztg. z 1918 i nast.). W użyciu jest też elektryczny wypiek chleba, wreszcie nagrzewa się w nocy radjatorami elektrycznemi kaflowe piece domowe.

2. Zbędną siłę nocną zużywa się na przetłaczanie pewnej ilości wody do zbiorników wysoko położonych. W dzień woda ta porusza osobne turbiny, sprzężone z generatorem, który służył w nocy jako motor do pomp odśrodkowych. Na ogół odzyskuje się tylko 50% siły zużytej w motorze. W Viverone koło Novarry tłoczą wodę rurociągiem 2100 i 1450 *mm*, średnicy uzyskując następujące skutki użyteczne:

1. Motor elektr.	0,93	4. Rurociąg w drodze powrot.	0,94
2. Pompa odśrodk.	0,78	5. Turbina	0,94
3. Rurociąg przy tłoczeniu .	0,97	6. Generator	0,94

Ogólny skutek . . . . . 0,535.

W zakładach, pracujących wodą zbiornikową, w dniach nadmiaru siły przetłacza się wodę do zbiornika. W tym celu muszą zakłady być ze sobą połączone t. zw. szyną zbiorczą.

Obliczenie wielkości zakładu. Dwa elementy składają się na wielkość siły: spad, oraz i sekundowy dopływ wody. Siłę, uzyskaną na wale turbinowym, a wyrażoną w koniach, oblicza się wzorem $S = 10\,Q.h$, gdzie „Q“ jest objętością wody w m^3/sek., zaś „h“ spadem użytecznym w metrach, „S“ siła w koniach parowych, przy nałożeniu sprawności turbiny 0,75. Dla spraw-

ności 0,8 wzór na siłę będzie $S = 10,65\ Q\,h$. Pracę wyrażamy w koniogodzinach, jeśli chodzi o pracę uzyskaną na wale turbinowym. W zakładach wodnoelektrycznych ustala się zwykle wielkość pracy w kilowatgodzinach, liczonych na tablicy rozdzielczej, a zatem z uwzględnieniem strat na generatorach i transformatorach. Siła konia parowego jest teoretycznie równa 0,736 kilowata, tak, że 1 KW równy 1,36 HP. Przy uwzględnieniu strat w generatorze i transformatorach, 1 KW jest równy 1,5 HP. i podobnie 1 kwg równa 1,5 koniogodzin.

Praca, zawarta w objętości wody „Q" m^3 nagromadzonej na wysokości „h" metrów, wyraża się w kilowatgodzinach, po uwzględnieniu wszystkich strat wzorem: $P = \frac{2.Q.h}{1000}$. Np. zbiornik o pojemności 2,0 mil. m^3, na wysokość 15 m, przedstawia zapas pracy równy: $2 \times 2.000 \times 15 = 60.000$ kwg.

Spad dla zakładu wodnego uzyskuje się 1. na naturalnych wodospadach, 2. przez przecięcie dłuższego zakola rzeki krótkim kanałem, 3. prowadząc dłuższy kanał roboczy, spadem zwierciadła wody mniejszym, niż spad rzeki, 4. przechodząc przez dział wód w dorzecze inne, niżej położone, 5. piętrząc wodę wysoką zaporą i tworząc zbiornik w zalanej dolinie, 6. piętrząc rzekę jazem, w jej brzegach naturalnych, możliwie wysoko, wreszcie 7. przez kombinację wymienionych sposobów.

Zakład liczy się na wodę półroczną, tj. na taką objętość wody roboczej, której się można spodziewać przez 182 dni w ciągu roku przeciętnego. Przez dalszych 183 dni objętość wody będzie mniejsza, aż do pewnego absolutnego minimum. Jako minimum praktyczne uważa się tę objętość wody, której możemy się spodziewać przez 355 dni w roku. Przez dalszych 10 dni w roku przeciętnym, objętość jest wprawdzie jeszcze mniejsza, lecz część tych dni przypada na niedziele i święta, część na letni okres mniejszego zapotrzebowania siły, pozostaje zatem w rzeczywistości tylko parę dni, w ciągu których zwykle można konsumcję ograniczyć bez istotnej szkody dla odbiorców siły.

Przy ujęciu wody całorocznej koszt zakładu i produkcji siły byłby niepomiernie wysoki. Przy ujęciu wody krócej trwającej, lecz znacznie większej, i uzupełnieniu braku pracą rezerwy, wyzyskuje się lepiej siłę rzeki i zniża koszt produkcji jednostki pracy. Projekt na rzece Murg wykazuje, iż przy ujęciu całorocznej wody wyzyska się tylko 9,4% całej pracy rzeki. Przez ujęcie wody kilkumiesięcznej i zabudowanie dorzecza zbiornikami, można ten procent podnieść aż do 82,5%. Tablica 1. podaje koszta zakładowe i koszta produkcji siły dla Uniża na Dniestrze, przy założeniu różnych ilości wody roboczej.

Tablica 1.

Objętość wody roboczej m^3/sek.	Czas pełnej pracy miesięcy w roku	Instalowanych HP	Praca roczna mil. kwg.		Koszt zakładowy mil. zł	Koszta roczne mil. zł		Przeciętny koszt 1 kwg gr
			wody	rezerwy		zakładu wodnego	rezerwy	
29 m^3/sek.	12 mies.	5,300	34,1	—	14,70	1,408	—	4,130
70 „	10 „	13,100	82,9	1,6	15,77	1,510	0,128	1,935
87 „	11 „	16,300	100,3	4,7	17,82	1,695	0,329	1,932
120 „	8 „	22,500	130,1	14,9	19,28	1,836	0,894	1,882
150 „	6 „	30,650	164,6	33,0	22,45	2,131	1,800	2,000

Zestawienie to robione było pod założeniem, że rezerwa uzupełnia siłę wodną do stałej wielkości, przez cały rok. Przy tem założeniu najko-

rzystniejsza wielkość odpowiada wodzie roboczej 7-miesięcznej. Ponieważ praca rezerwy trwa znacznie krócej, najkorzystniejsze będzie w rzeczywistości ujęcie wody 6-miesięcznej.

Celem wyznaczenia ilości wody roboczej, siły i pracy rocznej, wykreśla się krzywą czasów trwania stanów wody na podstawie obserwacji wodoskazowych. Krzywa ta powstaje przez uporządkowanie wszystkich stanów podług ich wielkości i naniesienie od lewej ku prawej, od najwyższych stanów począwszy. Obliczając dla każdego stanu odpowiadającą mu objętość, otrzymamy krzywę czasu trwania objętości. Krzywe te obliczamy i kreślimy dla 1. roku suchego, 2. roku mokrego, 3. roku przeciętnego, z okresu najmniej 10. letniego, w którym się mieści przynajmniej jeden rok suchy, jeden mokry.

Na podstawie wykresu krzywej z roku przeciętnego (obliczonego), wyznaczamy objętość wody roboczej, jako objętość 182-dniową, potrącając od niej tę objętość, która musi stale pozostać w odciętem korycie, na inne cele użytkowe.

Na tym samym wykresie podaje się spady użyteczne, które się oblicza z różnicy poziomów między górną wodą na ujęciu, i dolną przy różnych stanach rzeki, po potrąceniu strat na doprowadzeniu kanałem, tj. 1. na kratach, 2. straty u wlotu, na wywołanie prędkości, 3. spadu na kanale doprowadzającym, 4. w kanale odpływowym z pod turbin. Przy wysokich stanach wody są oczywiście spady użyteczne mniejsze niż przy niskich.

Na podstawie znanych spadów i odpowiednich objętości wody roboczej, obliczamy poszczególne punkta krzywej wielkości siły. Krzywa ta składa się z dwu gałęzi, zbiegających się w jednym najwyższym punkcie. Punkt ten leży na rzędnej, która odpowiada w wykresie czasów trwania, przyjętej objętości wody roboczej.

Ponieważ zakład powinien pracować stałą siłą przez 182 dni w roku, wielkość instalowanej siły ustala się, kładąc prostą poziomą poniżej punktu najwyższego, tak, aby odcinek prostej między dwu ramionami krzywej zawierał 182 dni. Gdyby zakład miał pracować stałą siłą przez pełny rok, musiałaby rezerwa uzupełniać braki siły podczas zbyt niskich i zbyt wysokich stanów. Tak obliczona praca rezerwy wynosi od 10% do 20% całej pracy rocznej zakładu wraz z rezerwą.

Jeśli zakład ma otrzymać turbinę zapasową, można w czasie wysokich stanów powiększyć pobór wodz ponad normalną ilość, puszczając w ruch i tę turbinę. W takim wypadku wykres trzeba odpowiednio poprawić i zmniejszyć przewidzianą pracę rezerwy podczas stanów wysokich. Po ustaleniu jednostek turbinowych, należy wogóle wykres jeszcze raz przerachować, wprowadzając rzeczywiste spółczynniki dzielności przy zmiennych spadach na turbinie.

Powierzchnia zawarta pomiędzy osiami spółrzędnych, a krzywą siły przedstawia ogólną sumę pracy rocznej, wyrażoną w koniogodzinach na wale turbinowym, lub kilowatgodzinach na tablicy rozdzielczej. Naprzykład:

Zakład na Dunajcu:

	Rok: suchy 1904	przecięcie z 15 lat	mokry 1909
Praca wody w kilowatgodz.	38,00 mil.	40,80 mil.	44,13 mil.
„ rezerwy „	9,36 „	6,56 „	3,23 „
Ogółem:	47,36 mil.	47,36 mil.	47,36 mil.

Zestawienie wszystkich wartości dla wykresu poprzedniego dla Popradu zawiera tablica 2.

W razie braku dat wodowskazowych i pomiarów, w zbliżonych hydrograficznie dorzeczach, dla wyznaczenia ilości wody roboczej i pracy można użyć zestawień poniżej podanych, wziętych z opracowanych już projektów.

Tablica 2.

Wodowskaz Piwniczna	m^3/sek. wody		Piętrzenie	Prędkość V m	Strata na prędkości i kratach $\alpha\frac{V^2}{2g}+0,1$ m	Spad jednostkowy i ‰	Spad bezwzgl. $l \cdot i$	Kanał odpływowy 1 ‰ × 60 m	Strata ogólna h	Poziom		Spad H m	Siła HP	Dni w roku		
	Rzeka	Zakład								górny	dolny			1903 mokrym	1904 suchym	1903 do 1908 przeciętnym
180	7	6	377,30	0,592	0,120	0,060	0,017	0,060	0,197	377,103	366,950	10,153	634	365	365	365
182	8	7	377,30	0,690	0,127	0,082	0,023	0,060	0,210	377,090	367,030	10,060	732	365	365	363,8
187	10	9	377,30	0,887	0,145	0,136	0,038	0,060	0,243	377,057	367,070	9,987	935	363	358	356
191,5	12	11	377,30	1,085	0,166	0,203	0,057	0,060	0,283	377,017	367,110	9,907	1131	334	312	323
197,5	15	14	377,30	1,380	0,208	0,327	0,092	0,060	0,360	376,940	367,150	9,790	1425	275	250	272
207,5	20	19	377,30	1,875	0,299	0,605	0,169	0,060	0,528	376,772	367,220	9,552	1861	202	158	152
213	23	20,3	377,30	1,990	0,322	0,682	0,111	0,060	0,573	376,727	367,260	9,467	2000	170	125	120
216	25	20,5	377,30	2,020	0,330	0,701	0,196	0,060	0,586	376,714	367,290	9,424	2020	157	118	108
223,5	30	20,7	377,30	2,040	0,334	0,720	0,202	0,060	0,596	376,704	367,340	9,364	2050	118	110	72
244	50	21,0	377,30	2,070	0,341	0,740	0,207	0,060	0,608	376,692	367,490	9,202	2050	58	7	32
278	100	21,5	377,30	2,120	0,353	0,778	0,218	0,060	0,631	376,669	367,680	8,989	2050	14	3	7,5
298	150	21,8	377,30	2,150	0,360	0,798	0,224	0,060	0,644	376,656	367,820	8,836	2020	9	0,5	3,5
319	200	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	367,950	8,697	1990	4,5	—	2,0
340	250	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,090	8,557	1960	3,8	—	1,2
360	300	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,230	8,417	1925	2,9	—	1,0
385	360	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	368,460	8,207	1880	1,7	—	0,4
396	386	22,0	377,30	2,170	0,366	0,811	0,227	0,060	0,653	376,641	367,480	8,167	1870	1,5	—	—

Tablica 3. przedstawia cyfrę spływu z *km* w *L*/sek., dla czasu trwania od 5 do 12 miesięcy.

Tablica 3.

Dni w roku	151	182	212	243	273	304	334	365	Uwaga
Rok suchy	10,91	10,08	9,24	8,34	7,50	6,55	5,05	2,30	Dunajec pod Rożnowem: 4861 km^2
„ przeciętny	14,71	12,70	11,15	9,88	8,63	7,43	6,07	2.30	
„ mokry ...	20,18	18,90	16,25	12,30	10,39	9,30	8,19	4,48	
Rok suchy	17,20	12,70	9,30	6,50	4,06	2,35	1,59	0,97	San pod Myczkowcami: 1258,5 km^2
„ przeciętny	25,40	18,30	14,85	11,72	9,10	6,37	3,98	1,20	
„ mokry ...	—	24,10	19,60	14,91	11 89	9,25	6,09	3,18	
Rok suchy	7,33	5,22	4,23	3,46	2,93	2,60	2,24	2,23	Wisła pod Popędrynką: 10.637 km^2
„ przeciętny	—	10,14	8,27	7,16	6,23	5,52	4,70	2,93	
„ mokry ...	—	—	—	—	8,16	7,25	6,48	3,95	
Rok suchy	10,70	9,78	8,94	8,01	7,30	6,51	5,88	3,16	Poprad pod Piwniczną: 1909 km^2
„ przeciętny	10,50	9,83	9,20	8,52	7,82	6,89	5,93	3,16	
„ mokry ...	13,80	11,28	10,18	9,04	8,00	7,04	6,30	4,20	
Rok suchy (1904).....	12,86	10,19	8,72	6,89	5,28	4,04	3,44	2,29	Sola pod Czernichowem: 1089 km^2
Rok przeciętny (1901—1911)..	16,71	14,23	12,03	10,28	8,73	7,34	5,05	2,31	
Rok mokry (1903).....	23,43	19,52	15,61	13,94	11,47	10,10	8,08	4,58	
Rok suchy	14,10	12,05	10,78	10,12	9,46	8,33	6,24	3,81	Opór pod Synowódzkiem: 840 km^2
„ przeciętny	15,30	13,55	12.00	10,72	9,46	8,21	6,90	4,40	
Rok suchy	6,41	5,70	5,05	4,52	3,98	3,12	2,14	1,44	Dniestr pod Woziłowem: 21.500 km^2
„ przeciętny	9,22	7,90	6,71	5,76	4,92	4,12	3,32	1,54	
„ mokry ...	10,68	9,49	8,44	7,52	6,41	5,34	4,54	3,45	
Rok 1920	2,435	2,150	1,982	1,829	1,701	1,572	1,476	1,265	Bzura pod Chodakowem: 7120 km^2
„ 1921	3,435	1,431	1,292	1,143	0,998	0,916	0,768	0,589	

Dunajec pod Rożnowem ma wody dobrze wyrównane, z powodu rozmiaru dorzecza, oraz objęcia odpływu z północnych i południowych stoków Tatr. Podobne stosunki są na Popradzie. San i Stryj są wybitnie rzekami górskiemi z wielką zmiennością stanów, przeważna część wód opadowych ich dorzecza spływa podczas wyższych stanów. Opór ma dorzecze lepiej zalesione i wobec tego stany bardziej wyrównane. Dniestr i Wisła z powodu ogromu dorzecza, częściowo górskiego, częściowo nizinnego, ma wody dobrze wyrównane. Bzura jest typową rzeką nizinną, i to z okręgu najniższych opadów rocznych w Polsce, wynoszących około 545 *mm*.

Procenty miesięcznych odpływów dla sum miesięcznych opadów dla różnych dorzeczy podaje na podstawie roczników hydrograficznych tablica 4.

Zasady budowlane. 1. Spady niskie. Do spadów niskich zaliczają się spady dochodzące do 20 *m*, tj. do granicy, przy której niema komory przejściowej i rur pod ciśnieniem, lecz wylot kanału jest zamknięty wprost komorą turbinową.

Spady tego typu uzyskuje się, przecinając małe zakola, krótkim kanałem roboczym, spiętrzając rzekę w samem jej korycie, lub wreszcie stosując oba środki równocześnie.

Siła rzek, mających ułamki promille spadu, da się wyzyskać tylko piętrzeniem w samem korycie. Piętrzenie to powinno być tak wysokie, jak tylko na to brzegi pozwalają, nawet przy zastosowaniu miejscowych owałowań.

(Dordogne w La Tuillière, Ren w Eglisau, Laufenburgu, Augst-Wyhlen, Missisipi w Keokuk itd.). Niekiedy łączy się wyzyskanie siły z kanalizacją dla celu żeglugi (Rodan, Men, Nekar itd.). Jeśli brzegi są niskie, a spad dochodzi 1‰, lub jest nieco większy, będzie taniej i racjonalniej dla samej siły, lub siły i żeglugi budować kanał lateralny. (Ren między Bazyleą a Strassburgiem, Rodan w dolnym biegu, dla obu celów; Stryj, w dół od Tyszownicy wyłącznie dla siły itd.). Jeśli na rzece istnieje szypot, (rapide, Stromschnelle), jaz stawia się zawsze poniżej szypotu, który w ten sposób będzie przykryty piętrzeniem (Laufenburg).

W sytuacji rozmieszczenie budowli jak następuje: 1. Zakład budujemy w osi jazu (Laufenburg, Dordogne, La Tuillière), wówczas ukośnie przed zakładem w rzece stanie krata rzadka, albo 2. zakład prostopadły do osi jazu, a w rzekach granicznych niekiedy symetrycznie dwa zakłady, po obu brzegach (Augst-Wyhlen). Wreszcie 3. zakład w środku rzeki, pomiędzy dwiema symetrycznemi częściami jazu, lub między jazem a kanałem żeglugi (fig. 30—33).

Ujęcie wody do kanału roboczego, lub gdy kanału niema, wprost do komory turbin, jest z reguły założone prostopadle do osi jazu, a równolegle

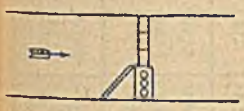


Fig. 30.

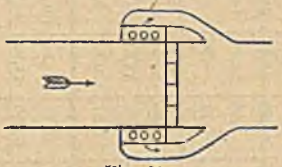


Fig. 31.

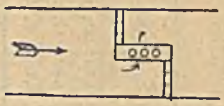


Fig. 32.

Fig. 33.

do biegu rzeki. W przedłużeniu linii ujęcia, w jazie, buduje się głęboką śluzę płuczącą. Na ujeciu mamy śluzę wpustową z progiem możliwie wysoko wzniesionym nad próg śluzy płuczącej w jazie (najmniej 1,0 *m*). Ujęcie jest podzielone na otwory, dające się łatwo zamykać, więc 1,5 do 5,0 *m* światła. Otwory rozdzielone filarami murowanemi, żelbetowemi, lub kozłami żelaznemi. We filarach wnęki na zasuwy, w kozłach odpowiednie kształtówki. Od strony wody i od góry, filary połączone są fartuchem z bali drewnianych, a najczęściej płytą żelaznobetonową, która się nurza na 0,2 do 0,6 *m* pod poziom normalnego piętrzenia w tym celu, aby zatrzymać płynące po powierzchni wody śmiecie i krę. Płaszczyzna fartucha leży w przedłużeniu lica przyczółka śluzy płuczącej. Jeśli na śluzie jest otwór dla przepuszczenia stałej ilości wody w odcięte koryto, śmiecie spływa wzdłuż fartucha i przyczółka, przez otwór, w dół rzeki (fig. 34).

Fartuch zwęża przekrój wody na ujęciu. Jeśli piętrzona wielka woda sięga wyżej niż piętrzenie normalne, fartuch będzie tak wysoki, aby chronił śluzę od wdarcia się wielkiej wody, i tak silny, aby napór wody wytrzymał. Przy zapuszczonej zasuwie musi nastąpić szczelne przytknięcie zasuwy do dolnej krawędzi fartucha.

Za zasuwami leży chodnik dla obsługi zasuw, za nim krata rzadka, w odstępach prętów 0,2—0,3 *m*. Pręty z dwuteowników, lub jako rurki puste, około 50 *mm* średnicy, nachylone do pionu 4 : 1 i oparte o kozły żelazne.

Tablica 4.

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok	Pow. zlewni km^2	Okres	Stacja
mm opadu . .	37,00	40,00	8,00	52,00	70,50	73,00	71,00	66,50	99,00	89,50	43,50	59,50	714,00	2204,90	1904 do 1905	1. Wisłoka pod Skurową 206 *m* n. p. m.
mm odpływu .	17,00	31,00	59,00	28,00	14,00	10,00	8,50	2,50	10,50	14,50	19,50	17,50	230,00			
Stosunek . . .	0,46	0,78	7,37	0,54	0,20	0,14	0,12	0,03	0,11	0,15	0,45	0,30	0,32			
mm opadu . .	40,80	32,50	41,00	38,80	57,50	102,80	97,00	73,20	95,50	48,50	49,50	60,50	735,50	4090,30	1904 do 1907	2. Wisłoka pod Gawłuszowicami 155 *m* n. p. m.
mm odpływu .	22,20	22,10	64,20	48,30	12,20	22,60	19,90	5,10	16,30	8,30	10,00	14,00	265,10			
Stosunek . . .	0,54	0,68	1,56	1,25	0,21	0,22	0,21	0,07	0,17	0,17	0,20	0,23	0,36			
mm opadu . .	48,70	46,70	64,70	70,70	67,30	124,30	146,00	103,30	81,30	18,30	38,00	64,00	918,70	6995,90	1905 1907 1908	3. San Jarosław 177 *m* n. p. m.
mm odpływu .	37,70	23,20	80,40	84,90	47,70	46,30	56,10	35,40	27,80	10,60	14,00	25,60	494,00			
Stosunek . . .	0,77	0,49	1,24	1,20	0,72	0,37	0,39	0,34	0,34	0,57	0,37	0,40	0,54			
mm opadu . .	108,50	83,50	139,50	86,30	130,50	181,00	238,90	157,20	137,40	30,50	83,80	104,30	1548,10	54,45	1906 do 1908	4. Wisła Szturc
mm odpływu .	51,50	23,40	97,50	268,80	207,60	119,60	183,70	55,40	82,40	33,50	19,90	45,00	1168,70			
Stosunek . . .	0,47	0,28	0,70	3,10	1,59	0,66	0,77	0,35	0,60	1,10	0,24	0,43	0,77			
mm opadu . .	98,30	74,50	133,30	80,00	121,60	178,60	294,60	147,70	172,50	28,10	80,20	95,00	1472,30	108,70	1906 do 1908	5. Wisła Obłaziec
mm odpływu .	46,40	29,50	76,00	195,30	149,30	102,80	154,00	65,80	87,30	32,70	24,80	41,30	1008,50			
Stosunek . . .	0,47	0,40	0,57	0,24	1,23	0,58	0,52	0,45	0,51	1,16	0,31	0,44	0,74			
mm opadu . .	50,10	62,50	42,50	70,80	131,40	98,40	143,80	97,60	93,40	42,50	62,30	52,90	948,00	6714,00	1908 do 1912	6. Wisła Smolice 217 *m* n. p. m.
mm odpływu .	32,20	45,90	51,00	55,40	71,00	32,80	51,90	33,80	36,50	25,90	32,50	35,30	510,00			
Stosunek . . .	0,64	0,74	1,20	0,77	0,54	0,33	0,36	0,35	0,39	0,61	0,52	0,67	0,54			
mm opadu . .	46,70	51,00	47,30	61,70	117,70	100,00	137,50	104,30	89,50	37,80	59,70	53,00	912,10	7919,70	1905 do 1911 bez 1907 r.	7. Wisła pod Krakowem 199 *m* n. p. m.
mm odpływu .	33,70	39,50	56,00	45,00	51,50	36,80	47,70	33,50	33,50	23,10	23,00	28,10	447,10			
Stosunek . . .	0,72	0,78	1,16	0,74	0,44	0,35	0,35	0,32	0,37	0,61	0,39	0,53	0,49			
mm opadu . .	48,00	39,80	69,00	55,80	94,00	118,80	157,50	113,30	79,20	29,50	43,20	53,00	901,00	9110,50	1905 do 1908	8. Wisła pod Sierostanicami 181 *m* n. p. m.
mm odpływu .	36,70	34,60	59,30	49,60	38,80	41,10	48,60	30,80	33,00	20,70	16,70	24,30	439,10			
Stosunek . . .	0,72	0,87	0,85	0,89	0,41	0,35	0,32	0,27	0,42	0,70	0,39	0,46	0,49			
mm opadu . .	15,50	22,10	13,50	28,00	70,40	66,70	48,50	111,00	108,80	78,80	33,90	27,60	625,00	24600,80	1904	9. Dniestr Zaleszczyki 301 *m* n. p. m.
mm odpływu .	10,90	17,30	11,30	12,70	13,20	8,30	8,80	8,70	35,60	23,70	18,50	11,70	181,00			
Stosunek . . .	0,95	0,78	0,84	0,45	0,19	0,12	0,18	0,08	0,33	0,30	0,55	0,42	0,29			
mm opadu . .	317,00	16,00	63,70	41,60	99,90	171,80	119,40	101,50	94,20	18,90	69,50	77,30	906,00	24600,80	1906	10. Dniestr Zaleszczyki 301 *m* n. p. m.
mm odpływu .	226,00	14,00	65,20	29,80	26,00	84,50	37,60	19,50	25,70	14,50	17,00	22,00	378,00			
Stosunek . . .	0,71	0,88	1,02	0,72	0,26	0,49	0,15	0,79	0,27	0,77	0,24	0,28	0,24			
mm opadu . .	35,70	32,10	37,70	56,50	78,70	116,40	118,10	84,60	65,00	62,20	45,30	35,60	771,00	24600,80	1896—1910	11. Dniestr Zaleszczyki 301 *m* n. p. m.
mm odpływu .	18,00	18,00	35,20	40,50	31,90	23,90	31,00	18,30	15,20	17,70	14,40	16,60	286,00			
Stosunek . . .	0,50	0,56	0,43	0,72	0,41	24,80	0,26	0,22	0,23	0,28	0,32	0,47	0,37			

Uwaga: Dla stacji 1 do 8 oraz 11, zależność sumy rocznego odpływu od sumy opadu przedstawia się wzorem:

$$H_{\text{odpł.}} = 1{,}146_{\text{opad.}} - 589\ mm.$$

Np.: dla opadu 1000 *mm*, odpływ równy 557 *mm*.

Przy wielkich głębokościach niezbędne czyszczenie mechaniczne kraty zapomocą maszyn, poruszanych elektrycznie, a działających rodzajem grabi żelaznych. Maszyna posuwa się po torze wzdłuż kraty. Na kratach prędkość między szczeblami około 0,6 *m*/sek. Podpierająca konstrukcja obliczona na parcie wody na wypadek zatkaniu się kraty zupełnego lub częściowego.

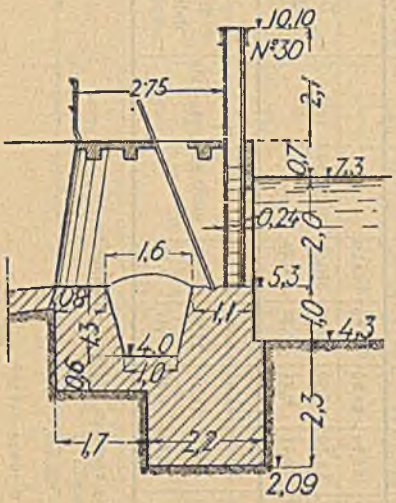


Fig. 34.

Za kratą niekiedy osadnik. Dla dobrego osadzania, prędkość około 0,2 *m*/sek. Osadnik tem dłuższy, im większa głębokość wody. Punkty najniższe na początku osadnika, zgodnie z doświadczeniami na osadnikach cieczy kanałowej, lub przeciwnie na końcu osadnika. W pierwszym wypadku daje się czasem głębokie koryto zaraz za zasuwami, za niem próg, na którym spoczywają kraty, a w progu otwory dla spłukiwania osadów z poza progu. Spad osadnika skierowany ku korytu. Płukanie koryta kanałem obiegającym przyczółek, i uchodzącym w dolny poziom wody. Jeśli za śluzą wpustową kanał odrazu skręca w linję równoległą do biegu rzeki, osadnik idzie równolegle do koryta rzeki, jego ściana działowa pomiędzy kanałem a rzeką obcięta jest do poziomu normalnego piętrzenia, aby nadmiar wody się mógł przelewać do rzeki (fig. 35).

Jeśli najniższy punkt osadnika na jego końcu, dajemy tam nowy próg, na nim często nową śluzę, regulującą dopływ; próg zatoczony półkołem dotyka śluzy, która płucze osadnik (fig. 36).

Kanał roboczy zwykle krótki, lecz liczony na wielkie ilości wody. Prędkość tem większa, im większy kanał; średnia prędkość około 1,0 *m*/sek.,

Fig. 35.

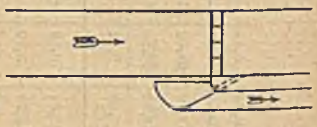


Fig. 36.

granice od 0,6 *m*/sek. do 1,5 *m*/sek. Głębokości znaczne, do 6,0 *m*. Przekrój możliwie najkorzystniejszy hydraulicznie. Kanał zawsze otwarty, ziemny, skarpy i dno najczęściej umocnione. Duże i długie nawet kanały (Olten-Gösgen 350 m^3/sek), mogą leżeć na dłuższej przestrzeni w nasypie. Wówczas dno uszczelnione wkładką iłową. Korona grobel wzniesiona conajmniej na 1,0 *m* nad poziom wody, szerokość korony 2—4 *m*. Obliczenie najkorzystniejszych prędkości por. dział „Kanały i przewody“ str. 525.

Kanał jest zamknięty zakładem, który się składa z komory turbinowej i budynku generatorów, oraz transformatorów. Komór turbinowych tyle, ile jednostek maszynowych. U wlotu do komór, krata gęsta, o wolnym odstępie szczebli około 22 *mm*, szczeblach z płaskowników, niekiedy zaokrąglonego u wlotu, o wymiarach około 60 × 5 *mm*. Szczeble łączone dla sztywności rurkami, pomiędzy niemi pierścienie ustalające odstęp wolny. Za kratą zasuwy. Jeśli otwór komory turbinowej ma rozpiętość zbyt wielką, dzielimy go

zapomocą filarków na mniejsze otwory (fig. 38). W dużych zakładach krata wysunięta przed filary, tak, iż woda przechodzi całą kratą do dowolnej komory turbinowej.

Obok komór turbinowych dodany nadliczbowy otwór, zamknięty zwykłą zasuwą, klapą automatyczną, lub lewarem. Działa on jako przelew i spust. Przed komorami turbinowemi próg, na którym opierają się kraty. Próg i kraty zbiegają ukośnie ku przelewowi.

Kształt komór odpowiada systemowi turbin, który może być dwojaki: 1. turbina o osi poziomej, często złożona z kilku kół na wspólnym wale (fig. 40); 2. jedna turbina, o pionowej osi ze spiralnym wlotem (fig. 38 i 39). Te ostatnie zajmują mniej miejsca, dają budynek węższy, a spółczynnik ogólnej sprawności dla nich jest około 2% korzystniejszy niż dla turbin o osi poziomej. W najnowszych konstrukcjach tych pojedynczych turbin,

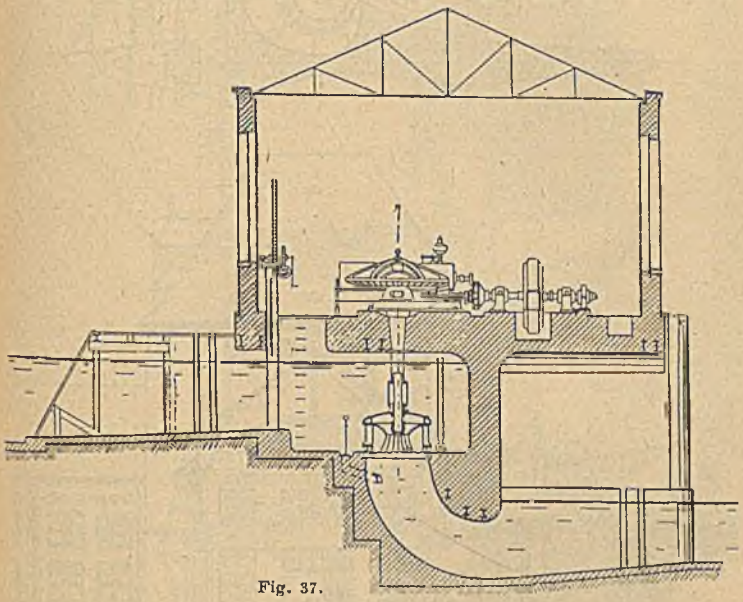


Fig. 37.

osiągnięto, nawet przy małych spadach, dostateczne liczby obrotów, umożliwiające osadzenie generatora wprost na wale turbiny.

Budynek: Przy turbinach poziomych: komory turbinowe przed budynkiem (fig 40). Wał turbiny przebija długą ścianę budynku, na wale bezpośrednio osadzamy generator za pomocą sprzęgła elastycznego. Przy turbinach pionowych: komora turbinowa pod budynkiem, na wale również wprost osadzony generator (fig. 39 i 41) lub, gdy liczba obrotów za mała, przeniesienie kołami stożkowemi na wał generatora (fig. 42). Dla wzbudzenia generatorów, w dużych zakładach osobne małe turbiny i generatory, w mniejszych najczęściej dynamo, nasadzona na przedłużony wał generatora.

Liczba jednostek tak dobrana, aby przy najmniejszem spodziewanem obciążeniu lub najmniejszej ilości wody roboczej, jedna jednostka pracowała, jeszcze z korzystnem obciążeniem. Przy bardzo dużej mocy zakładu, podział warunkowany jest granicą wielkości jednostek. Jednostki duże są tańsze od małych, tak w kosztach zakładowych, jak i w ruchu. Wszystkie jednostki przyjmuje się tego samego typu i tej samej wielkości, dla łatwiejszej konserwacji i mniejszych kosztów ich budowy. Jeśli zakład zaopatruje pewną

sieć przeniesienia, nie mając rezerwy, dodaje się dalszą jednostkę, jako zapasową; jeśli istnieje w sieci rezerwa (cieplikowa, czy wodna innego zakładu), może zapasowa jednostka odpaść.

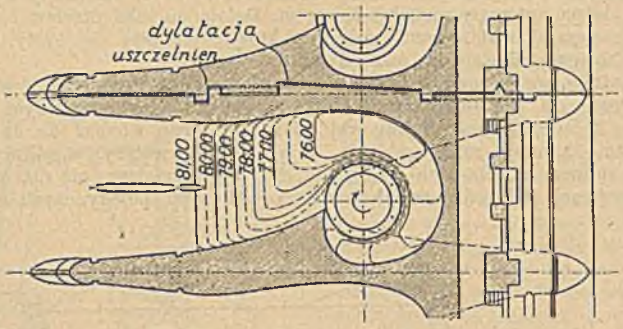


Fig. 38.

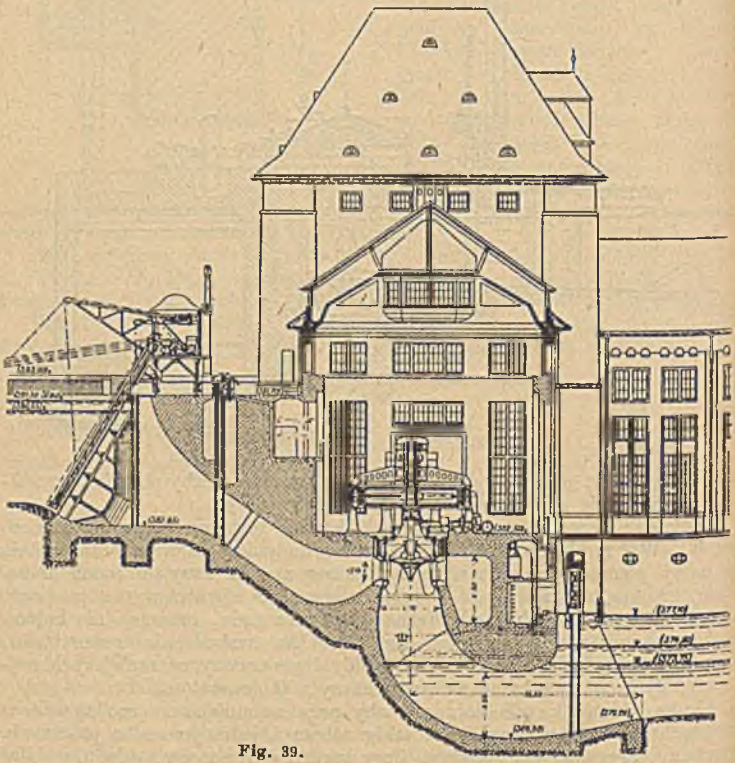


Fig. 39.

W hali maszyn żóraw przesuwany wzdłuż długiej ściany budynku, obliczony na ciężar najcięższej części generatora, względnie turbiny.

Budynek wewnątrz 6—12, wyjątkowo 18 *m* w świetle, traktowany jako hala otwarta, pod dachem żelaznym lub żelbetowym. Przy jednej długiej

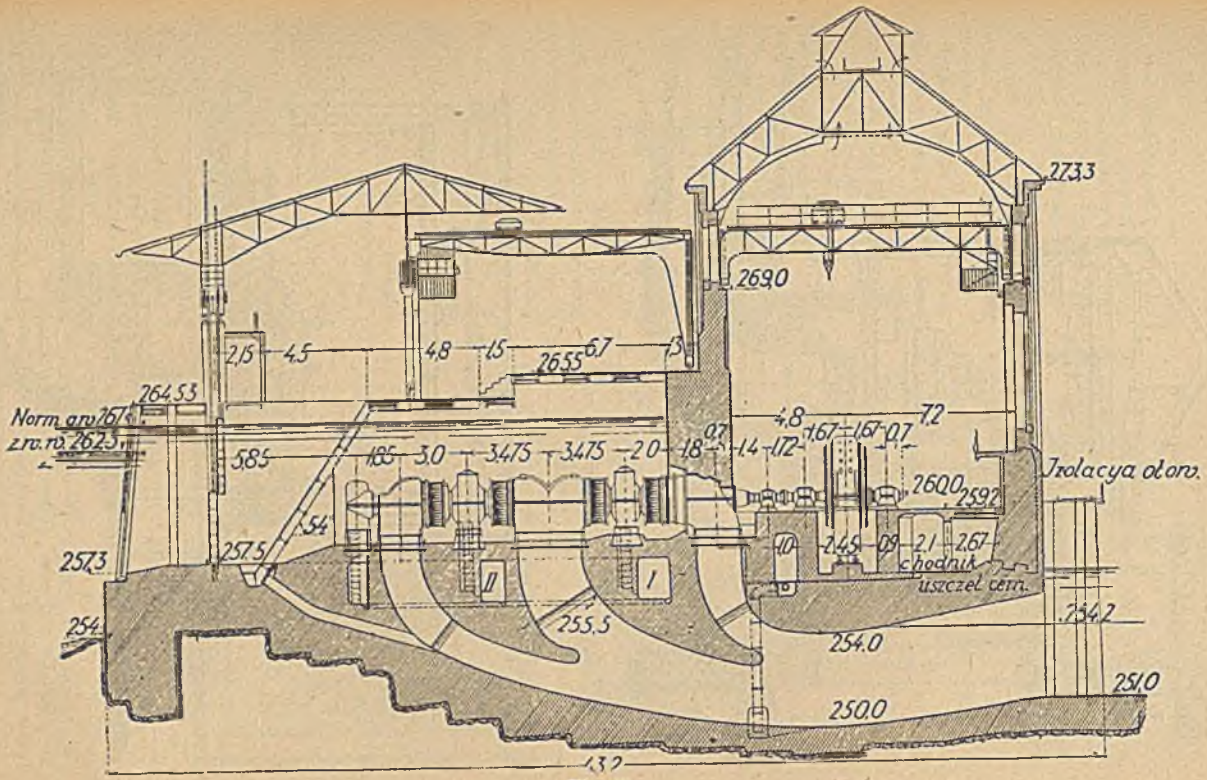

273.3
269.0
2.15
4.5
4.8
1.5
265.5
6.7
3
264.53
Norm. gw. 267.
zw. no. 262.5
5.85
1.85
3.0
3.475
3.475
2.0
1.8
0.7
1.4
1.72
4.8
1.67
1.67
0.7
7.2
Izolacya ołow.
260.0
259.2
1.0
2.45
0.9
2.1
2.67
chodnik
uszczel. cem.
257.3
257.5
1.54
II
I
255.5
254.2
254.0
254
251.0
250.0
132

Fig. 40.

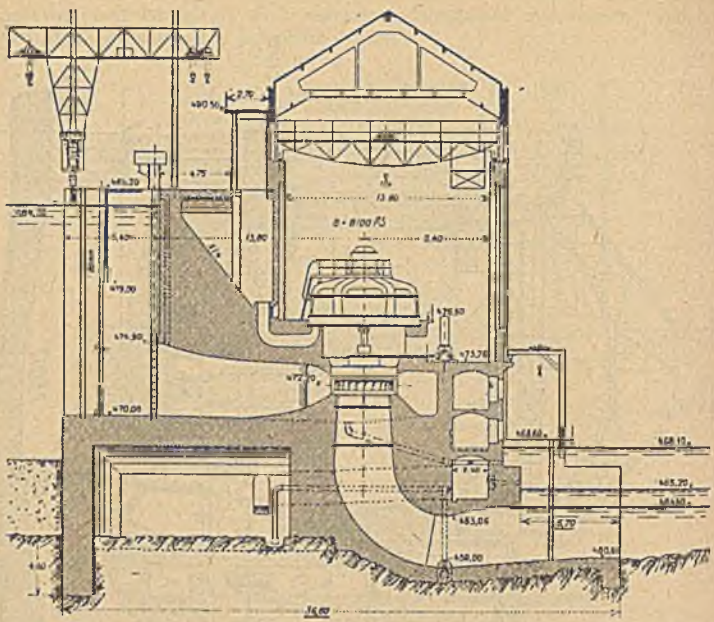


Fig. 41.

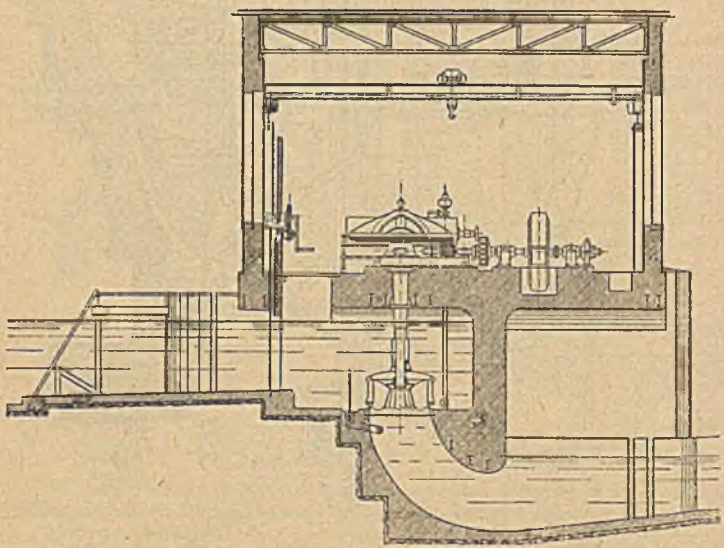


Fig. 42.

ścianie stoją generatory, po przeciwległej tablica rozdzielcza, lub tablica w osobnej ubikacji za ścianą czołową.

Transformatory ustawia się, o ile miejsce wystarcza, w rozszerzonym budynku, poza tablicą rozdzielczą. Jeśli tam niema miejsca, umieszcza się je w przedłużeniu budynku maszynowego, przyczem budynek transformatorowy może być piętrowy. Mały warsztat mechaniczny i mieszkanie elektromechaników, oraz kancelarję umieszcza się również w piętrowem przedłużeniu budynku maszynowego.

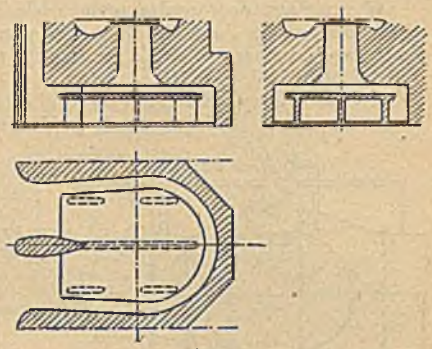


Fig. 43.

Odpływ wody z pod turbin następuje rurami ssącemi, żelaznemi, stożkowo się rozszerzającemi, do kanału odpływowego. Najczęściej zamiast rur żelaznych kanał betonowy, odpowiednio zakrzywiony, i uchodzący pod poziom najniższego stanu wody na odpływie. Kanał stopniowo się rozszerza, prędkość wody w nim maleje. Zły kształt kanału obniża znacznie pracę turbin z powodu powstania wirów. Ściany stożka nie mogą się odchylać od pionu więcej jak o 8° tam, gdzie kanał ssący działa pod ciśnieniem mniejszem od atmosferycznego, a więcej niż 12° tam, gdzie ciśnienie wewnętrzne jest równe lub większe od atmosferycznego.

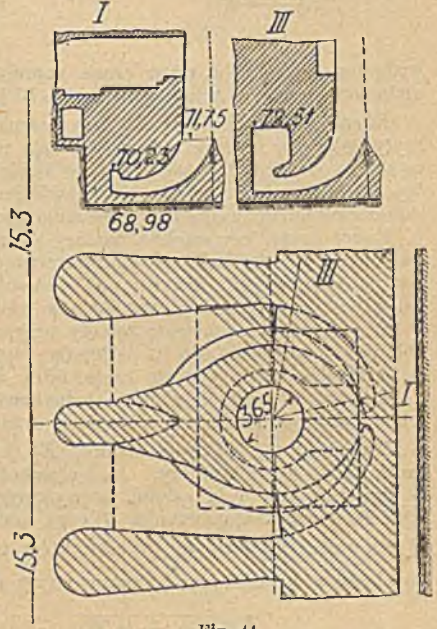


Fig. 44.

Rury ssące uchodzą w kanały biegnące pod budynkiem. Kanały są rozdzielone filarami, na których spoczywa posadzka budynku wraz z generatorami, względnie i turbinami. Na końcach filarów wnęki zapasowe na ścianę zakładową. Jeśli zakład nie stoi wprost nad rzeką, kanały uchodzą we wspólny kanał odpływowy. W przeciwieństwie do kanału roboczego, spad na kanale odpływowym jest duży, około 1‰, a prędkości są odpowiednio większe, zaś głębokość zastosowana do głębokości rzeki, do której kanał uchodzi. Kanał odpływowy powinien być możliwie krótki.

Jeśli zakład stoi wprost na piętrzeniu jazu lub zapory, to posiada zatrzymaną śluzę wpustową, z fartuchem, kratą rzadką, lecz bez osadnika, za nią zasuwy i kratę gęstą. Jeśli zakład jest budowany na piętrzeniu zbiornika, wystarczy jedna tylko krata i zasuwy (fig. 41).

W Ameryce zaczęto stosować odmienny system kanałów odpływowych, zwany „hydraucone", zwłaszcza przy dużych jednostkach (Niagara: 35.000

i 70.000 HP). Urządzenie to zapewnia odpływ wody bez uderzeń i wirów, prędkość (Niagara) maleje stopniowo z 9 *m*/sek. na 1,5 *m*/sek. Por. fig. 43: system White, turbina Allis-Chalmers, oraz fig. 44: system Moody, turbina Morris.

W rurociągu doprowadzającym wodę do tak dużych jednostek zastosowano zamknięcia Johnsona (fig. 45), poruszane hydraulicznie, ciśnieniem samej wody roboczej. Kształt zamknięcia taki, iż opór w ruchu wody można zupełnie pominąć.

2. Spady wysokie. Ujęcie różni się od poprzedniego tylko osadnikiem. Ponieważ nawet drobny namuł, zawieszony w wodzie, na dużym spadzie niszczy łopatki turbiny, osadniki są często bardzo skomplikowane dla strącenia możliwie całości mułu. Zasada ich budowy polega na tem, aby jednym przelewem lub szeregiem przelewów, wprowadzać do kanału roboczego tylko górną, zupełnie oczyszczoną, warstwę wody. Pozostawia się równocześnie możność wprowadzenia wody wprost z rzeki w zimie, gdy woda jest czysta, albo też w czasie naprawy lub czyszczenia osadnika. Specjalne urządzenia w Ackersand (Houille Blanche 1921, metoda Dufour; fig. 46).

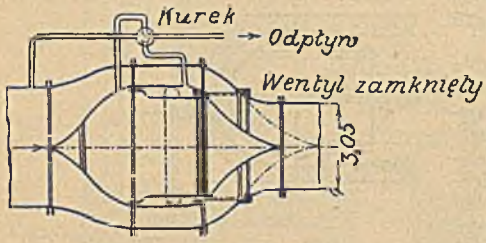


Fig. 45.

Kanał roboczy, liczony na małe stosunkowo objętości, jest niemal zawsze kryty, wkopany w stok, a bardzo często wykonany jako sztolnia, o ile przez to skraca się długość trasy. Pozatem sztolnia wszędzie tam, gdzie kanał znajduje się zawsze lub czasowo pod ciśnieniem, np. przy ujęciu wód z jezior sztucznych lub zbiorników. (Ujęcie odpowiednio głęboko pod poziomem wody.)

Kanał kryty, czy sztolnia, kończy się zawsze komorą przejściową, której zadaniem jest znieść uderzenia przy zmianach w obciążeniu turbin, oraz która jest punktem wyjścia dla rur pod ciśnieniem. W komorze osadnik, spust, krata gęsta, oraz zasuwy, zamykające wlot do rur.

W obliczeniu wymiarów komory przypuszcza się dwa wypadki: 1. przy obciążeniu turbin do 100% następuje raptowne zatrzymanie całego ruchu, 2. obciążenie turbin wzrasta raptownie o 50%. Wzory poniższe stosują się do komory w postaci walca o jednakowej średnicy, wypełnionej sztolni, i bez uwzględnienia oporów tarcia w sztolni.

Nazywając: L długość sztolni, F_1 jej pole przekroju, F_2 pole przekroju poziomego komory, H_0 wysokość normalnego poziomu wody w komorze nad osią sztolni, h wysokość zmienną nad tym poziomem, wywołaną wskutek uderzenia, T czas zamknięcia turbin, Q_0 objętość przepływu przez sztolnię, t_{max} czas, który upływa od początku zamknięcia do chwili powstania max h, mamy wzory następujące:

I. dla $T < \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$

$$h_{max} = \frac{Q_0}{\sqrt{F_1 F_2}} \sqrt{\frac{L}{g}}$$

$$t_{max} = \frac{1}{2}\left(\pi \sqrt{\frac{F_1 F_2 + H_0 F_1}{g F_1}} + T\right)$$

II. dla $T > \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$

$$h_{max} = 2 \frac{Q_0 L}{g T F_1}$$

$$t_{max} = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$$

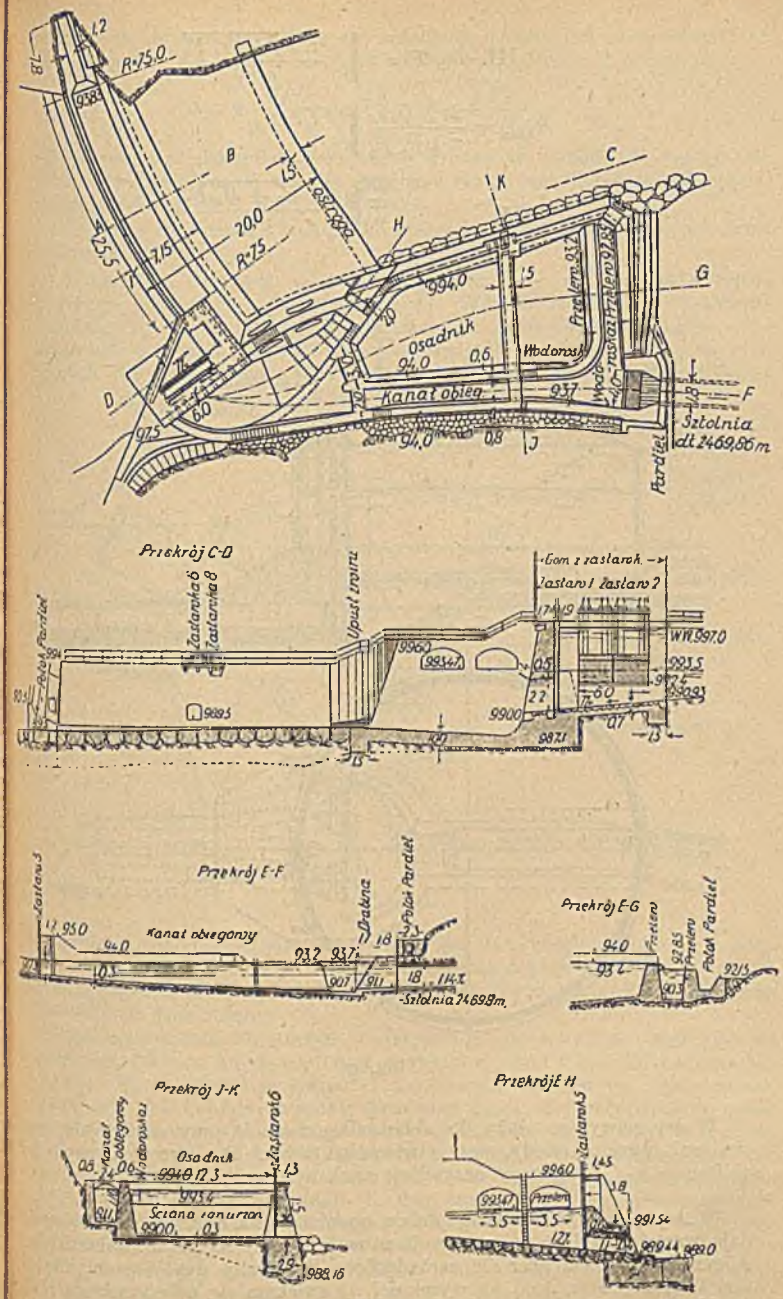

Osadnik
Kanał obieg.
Wlodonski
Sztolnia
Przekrój C-D
Upust trzony
Przekrój E-F
Kanał obiegowy
Sztolnia 24698m.
Przekrój E-G
Przekrój J-K
Osadnik
Ściana konurbacja
Przekrój H

Fig. 46.

$$\text{III. dla } T = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$$

$$h_{max} = \frac{2}{\pi} \frac{Q_0}{\sqrt{F_1 F_2}} \sqrt{\frac{L}{g}}$$

$$t_{max} = \pi \sqrt{\frac{L F_2 + H_0 F_1}{g F_1}}$$

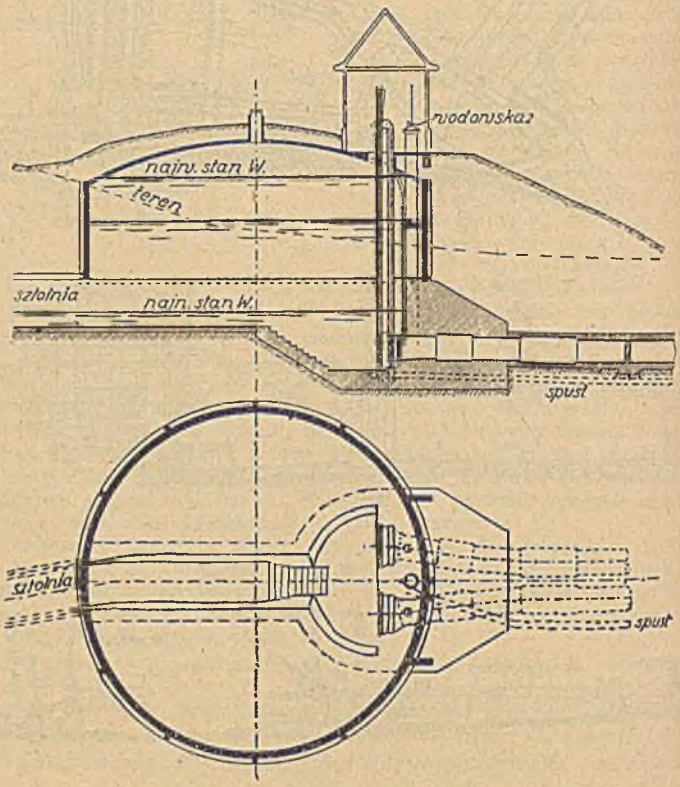


Fig. 47.

Wzory powyższe służą do obliczenia uderzenia przy zamknięciu, oraz obniżenia poziomu wody, przy otwieraniu turbin. Dla drugiego wypadku obliczone h_{max} otrzymuje oczywiście znak ujemny.

Wzory powyższe nie uwzględniają oporów tarcia, tak, iż przy uderzeniu dają wartości za duże, przy depresji za małe. Wzory ścisłe por. Robert Dubs: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers, Stollen und Wasserschloss. Jeśli na wysokości h_2 zwiększa się pole przekroju z F_1 na F_3 itd., oblicza się etapami, znajdując czas, w którym poziom wody

wzniesie się do h_2 i liczy dalsze wzniesienie, wstawiając nową wartość na przekrój poziomy komory i związek między wzniesieniem h a czasem t:

$$h = 2\frac{Q_0 L}{g T F_1} \sin^2\left(\sqrt{\frac{g F_1}{L F_2 + H_0 F_1}} \cdot \frac{t}{2}\right)$$

Jeśli komora jest nieregularna, obliczamy komorę na zasadzie, iż energja zawarta w wodzie płynącej sztolnią musi być równa energji potrzebnej do podniesienia pewnej ilości wody w komorze.

Stożkowe rozszerzenie komory ku górze wymaga wstawienia we wzór zależności $F_2 = f(h)$.

Komora jest wsunięta w stok tak głęboko, aby możliwie cała tkwiła w gruncie naturalnym (skale), por. fig. 47. Wlot do rurociągów rozszerzony i zaokrąglony dla zmniejszenia strat ciśnienia. Zamknięcie rurociągów: albo zasuwami, wewnątrz komory, albo zasuwami typu wodociągowego, na rurociągach już poza komorą, lub zamknięciem Johnsona. Za niemi niekiedy

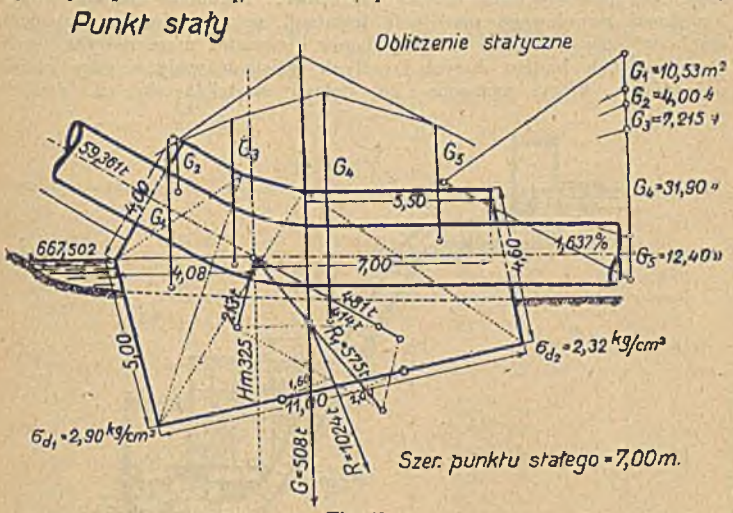


Fig. 48.

zamknięcia motylkowe, jako zapasowe. Poza zamknięciami dana rura wentelacyjna w tym celu, aby w razie zamknięcia dopływu wody, przy otwartych turbinach, nie powstała w górnej części rurociągu próżnia, na którą rurociąg nie jest liczony.

Rurociąg składa się z części, o długości 4—6—8—10 m, łączonych na kołnierze. Obecnie najczęściej rury spawane z blach i łączone na nitowane rękawy. Rurociąg wolno podparty, na klocach betonowych, lub murowanych, tak, aby kołnierze wpadały pomiędzy kloce. Z reguły odkryty, nawet w ostrym klimacie. Oś rurociągu w prostych, pomiędzy punktami stałymi. Punkty stałe w odstępach powyżej 100 m, a zawsze na zmianach kierunku osi, przyjmują: 1. wypadkową parcia z sąsiednich dwu części rurociągu, 2. składową osiową ciężaru rurociągu, 3. opór tarcia rurociągu, spoczywającego na klocach, przy zmianie temperatury. Na punktach stałych rurociąg zakotwiony, poniżej punktu, na rurociągu dylatacja (por. fig. 48).

Spad rurociągu możliwie jednostajny; należy unikać zbyt małych spadów w górnym końcu rurociągu, jeśli następują potem spady znacznie stromsze. Przy większych zmianach w obciążeniu turbin zdarza się, że słup wody,

w słabo nachylonej części rurociągu, urywa się, i powoduje następnie silne uderzenia, szkodliwe tak dla ciągu jak i dla turbin.

Liczba rurociągów zależy od wielkości zakładu. Przy jednej rurze nie ma żadnej rezerwy. Jeśli są dwie, łączy się je ze sobą kolanem przy budynku turbinowym (fig. 49). W dużych zakładach jeden rurociąg obsługuje 2—3 turbin; przy jednostkach bardzo wielkich każda turbina ma osobny własny rurociąg. W tym wypadku uzyskuje się największą pewność instalacji, lecz powstają duże koszta zakładowe. Natomiast istnieje wówczas i możność stopniowego rozwijania instalacji, w miarę wzrostu zapotrzebowania siły przez dodanie nowych ciągów i jednostek maszynowych (fig. 50). Przy spadach bardzo dużych i małych ilościach wody, u góry rurociąg pojedyńczy, który następnie ku dołowi rozdziela się na dwa, lub

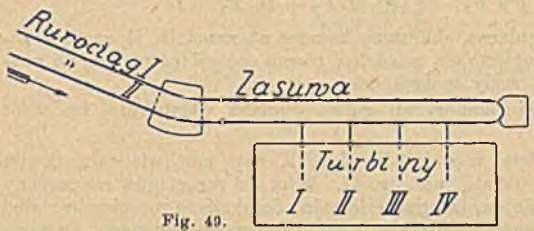


Fig. 49.

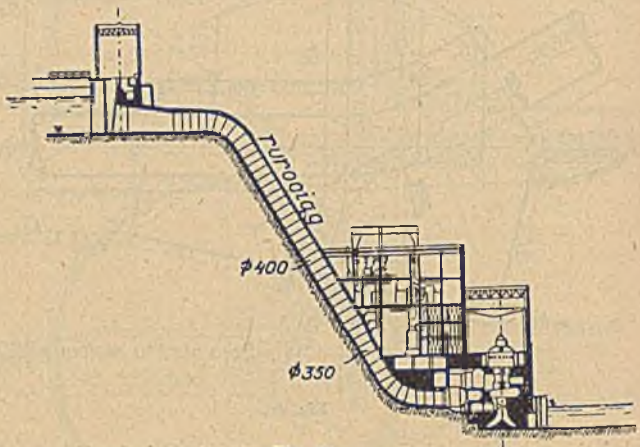


Fig. 50.

nawet stopniowo na cztery ciągi, węższe ze względu na bezpieczeństwo ruchu, o mniejszej grubości ścianki, przy mniejszej średnicy.

Długi rurociąg ma u góry większą średnicę; ku dołowi średnica się zmniejsza, odpowiednio do min. kosztów całości. Gdy długość niewielka, średnica jest jednolita. Średnica najkorzystniejsza ta, dla której wartość rocznie straconej siły równa 0,4 rocznych kosztów oprocentowania i amortyzacji rurociągu. Nazywając: D średnicą rurociągu, w m b., t grubość ścianki w m b., n dodatek na nitowanie i nakładki (ok. 10%), w ciężar gatunkowy materjału (7800 kg) w kg/m^3, a koszt 1 kg, b roczną wartość 1 HP straconej siły, r koszt roczny utrzymania, oprocentowania i amortyzacji kapitału, E dzielność turbin i generatorów razem wziętą, Q objętość wody w m/sek., z liczbę godzin w ciągu doby odpowiadających przepływowi Q, mamy średnicę najkorzystniejszą:

$$D = 0{,}062006 \left\{ \frac{E \,.\, b\,(Q_1^{11/6} Z_0 + Q_2^{11/6} Z_2 + \,.\,.\,.\,)}{a \,.\, r \,.\, t \,.\, (n+1)} \right\}^{6/23}$$

Np. dla: $n = 0{,}10$; $a = 0{,}60$; $b = 125$; $r = 0{,}10$; $E = 0{,}75$; $Q_1 = 15\ m^3$ dla $Z_1 = 4\ g$; $Q_2 = 10\ m/sek.$, dla $Z_2 = 4\ g$; $Q_3 = 8{,}5\ m_3$ dla $Z_3 = 6\ g$; $Q_4 = 6{,}5\ m^3$ dla $Z_4 = 6\ g$; $Q_5 = 2{,}5\ m^3$ dla $Z_5 = 4\ g$. Przyjmując $t = 6.5\ mm$ otrzymamy:

$$D = 0{,}062 \left\{ \frac{0{,}75\ .\ 125\ .\ 12{,}349\ .\ 054}{0{,}6\ .\ 0{,}1\ .\ 0{,}0065\ .\ 1{,}1} \right\}^{9/23} = 2{,}7078\ m.$$

Dla innych grubości średnice zmieniają się w stosunku do $\left(\frac{1}{t}\right)^{9/23}$. Ponieważ każdej grubości ścianki odpowiada pewne ciśnienie dopuszczalne, w danych warunkach, dla każdego punktu rurociągu, i odpowiedniego ciśnienia, obliczona średnica jest najkorzystniejsza. Gdyby rurociąg leżał w jednolitym spadzie, możnaby zamiast zmiennych średnic obliczyć jednostajną, która da tę samą stratę ciśnienia, lecz przy której ciężar będzie większy od rurociągu o zmiennych średnicach. Tablica 5 podaje dla grubości ścianki od 6,5 *mm* do 32 *mm*: stosunek $\left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{9/23}$, oraz stosunek średnicy jednolitej do zmiennej. Obliczenie wzorem:

$$\frac{D\ \text{jedn.}}{D\ \text{zmien.}} = \left\{ \frac{46\ (t_2^{27/23} - t_1^{27/23})}{27\ (t_2^{\,2} - t_1^{\,2})} \right\}^{9/19} t^{\ 9/23}$$

Tablica 5.

Grubość ścianki rurociągu w „t" *mm*	Stosunek $\left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{4/23}$ dla $t_1 = 6{,}5\ mm$	Stosunek $\frac{D\ \text{jedn.}}{D\ \text{zm.}}$ dla $t_1 = 6{,}5\ mm$	Przykład: Średnica obliczona zmienna	Przykład: Ciśnienie dopuszczalna słupa wody w *m*, dla $T = 900\ kg/cm^2$
6,5	1,000	1,000	2,708 *m*	43,3 *m*
7,0	0,986	0,994	2,670 *m*	47,3 *m*
7,5	0,974	0,988	2,635 *m*	51,2 *m*
8,0	0,964	0,982	2,609 *m*	55,3 *m*
9,0	0,944	0,970	2,555 *m*	63,6 *m*
10,0	0,927	0,961	2,510 *m*	71,9 *m*
12,0	0,898	0,942	2,431 *m*	89,1 *m*
14,0	0,872	0,925	2,359 *m*	106,9 *m*
16,0	0,854	0,910	2,311 *m*	124,6 *m*
18,0	0,837	0,896	2,266 *m*	142,9 *m*
20,0	0,822	0,883	2,224 *m*	161,8 *m*
22,0	0,808	0,871	2,187 *m*	181,0 *m*
24,0	0,796	0,861	2,154 *m*	201,0 *m*
26,0	0,785	0,852	2,123 *m*	220,0 *m*
28,0	0,775	0,843	2,098 *m*	240,5 *m*
30,0	0,766	0,834	2,072 *m*	260,5 *m*
32,0	0,757	0,826	2,048 *m*	281,5 *m*

Przykład: Dla danych poprzednich, średnica najkorzystniejsza wynosi 2,708 *m*. Rurociąg tej średnicy wytrzyma wewnętrzne ciśnienie słupa wody 43,3 *m*. Przy grubości ścianki 32 *mm*, średnica zmniejsza się do 2,708 . 0,757 = 2,048 *m*, przyczem wytrzymałość rurociągu wzrasta do 281,5 *m* słupa wody. Gdyby spad rurociągu był jednostajny i ciśnienia wzrastały jednostajnie od 43,3 *m* do 281,5 *m*, możnaby stosować zamiast rurociągu o średnicy u góry 2,708 *m*, u dołu 2,048 *m*, rurociąg o średnicy: 0,826 . 2,708 *m* = *2,236 m* na całej długości, przyczem strata spadu na ciągu o jednej tylko średnicy *2,236 m*, będzie równa stracie spadu na całym ciągu o średnicach zmiennych.

Przy zmianie średnicy, grubość ścianek wymaga poprawy, i musi być teoretycznie zmniejszona u góry do 5,36 *mm* (zamiast 6,5 *mm*), natomiast u dołu zwiększona do 34,9 *mm* (zamiast 32,0). Ogółem rurociąg o stałej średnicy w danych warunkach będzie około 4,0% cięższy od rurociągu o zmiennej średnicy. Średnia prędkość w tak obliczonym rurociągu o stałej średnicy wypada: 2,13 *m*/sek., najwyższa dla zmiennej średnicy: 3,83 *m*/sek.

W praktyce, długi rurociąg o zmiennych średnicach należy podzielić na kilka odcinków, obliczając dla nich średnice stałe.

Przed wlotami do turbin, odgałęzienia rurociągu zamyka się zasuwą ręczną, w Ameryce zamknięciem Johnsona. Łopatki turbin zamykane są automatem, który tak reguluje dopływ wody, aby liczba obrotów turbiny, przy 100% odciążeniu nie przekroczyła 10% normalnej, a przy raptownem obciążeniu o 50% nie spadła poniżej 4%. Jest to niezbędne ze względu na utrzymanie stałego napięcia na generatorach. Wskutek dokładnej regulacji dopływu wody powstają w rurociągu uderzenia, które wymagają odpowiedniego wzmocnienia ścianek, lub zastosowania pewnych środków zapobiegawczych.

Jeśli spad na zakładzie jest nieduży, 20—30 *m*, można przed samym wlotem do turbin wstawić w rurociąg wieżę ciśnień, działającą podobnie jak komora przejściowa. Amerykanie często dają wieżę stożkową, lub zakończoną zbiornikiem (Surgtank). Gdy rurociąg długi, można postawić wieżę lub zbiornik w punkcie, gdzie wysokość na to pozwala, i w ten sposób odciążyć dolną część rurociągu. (Por. zakład na Drac Romanche koło Grenobli.)

Przy dużych spadach automat zamyka turbinę wolno, równocześnie włączając opór wodny w obwód prądu generatora. Czas zamykania jest tak obliczony, aby ciśnienie na końcu rurociągu nie przekroczyło pewnej ustalonej granicy. Równocześnie z przymykaniem dopływu, opór wodny wyłącza się stopniowo. Inny mechaniczny system da się zastosować tylko przy turbinach Peltona, a polega na tem, iż prąd wody z dyszy, przez czas zamykania turbiny, skierowuje się na płytę stalową (fig. 51).

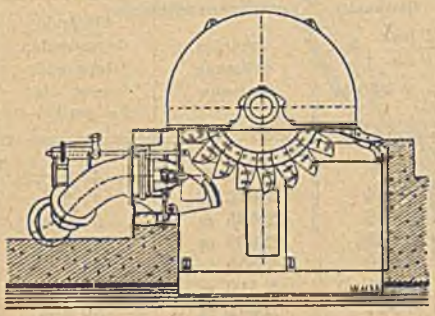


Fig. 51.

Wzory Allievi'ego dla obliczenia wielkości uderzenia w rurociągu podane są poniżej: Średnica rurociągu D, prędkość normalna c_0, ciśnienie normalne na końcu rurociągu y_0, długość rurociągu L, ciśnienie zmienne ponad normalne y. Prędkość przenoszenia się reakcji, w ciągu żelaznym: a 1000 *m*/sek. Czas zamykania rurociągu T. Czas, po którym objawia się max. uderzenia: t_{max}.

Pierwsza faza uderzenia: $$y^2 - 2y\left(H + \frac{a^2\psi^2(t)}{g}\right) + H^2 = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1$$

przyczem: $$H = y_0 + \frac{a\,c_0}{g}; \quad t = \frac{2L}{a}; \quad \psi(t) = \left(1 - \frac{t}{T}\right)\psi(0);$$

$$\psi_0 = \frac{c_0}{u_0}; \quad u_0 = \sqrt{2\,g\,y_0}$$

Następne fazy: $$Z^2 - Z(2 + n^2) + 1 = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2$$

przyczem: $$\frac{y}{y_0} = Z; \quad \frac{L\,c_0}{g\,T\,y_0} = n.$$

Zastosowalność tych wzorów przy uderzeniu, w następujących granicach:

I. dla $a c_0 < 2 g y_0$ lub $\frac{\Sigma (a c_0)}{n} < 2 g y_0$ będzie $t = \frac{2 L}{a}$, odpowiedni wzór 1.

II. dla $2 g y_0 < a c_0 < 3 g y_0$, wzór 1. lub 2.

III. dla $a c_0 > 3 g y_0$, odpowiedni wzór 2.

Z wzoru 2. obliczyć można czas zamknięcia taki, aby stosunek ciśnień $\frac{y}{y_0} = Z$ nie przekroczył żądanej granicy.

Wrazie otwarcia turbin, równanie 1. otrzymuje kształt:

$$a \psi (t) = (y_0 - y) \sqrt{\frac{g}{2 y}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 1\,a$$

$$\psi (t) = \frac{c_1}{\sqrt{2 g y_0}} \cdot \frac{t}{T}$$

Równanie 2. pozostaje niezmienione, lecz będzie w niem miarodajny ujemny pierwiastek. Największa obniżka ciśnienia objawi się po czasie $t = \frac{2 L}{a}$. Nazywając c_1 prędkość w rurociągu, odpowiadającą otwartej turbinie, a s stosunek $s = \frac{y \text{ min.}}{y_0}$, otrzymamy po ustawieniu:

$$\frac{2 L c_1}{g T} = \frac{y_0 (1 - s)}{\sqrt{s}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 1\,b$$

stąd, dla założonego stosunku s możemy obliczyć potrzebny czas otwarcia:

$$T = \frac{L c_1}{g y_0} \cdot \frac{2 \sqrt{s}}{(1 - s)}$$

Np. $L = 5000\ m$, $y_0 = 50\ m$, $a = 1000\ m$/sek., $c_1 = 1{,}565\ m$/sek., $\frac{2 L}{a} = 10$ sek. Założywszy, że ciśnienie nie może spaść poniżej 50%, czyli że $\frac{y \text{ min.}}{y_0} = s = 0{,}50$, otrzymamy potrzebny czas zamknięcia:

$$T = \frac{5000 \,.\, 1{,}565}{9{,}81 \,.\, 50} \sqrt{\frac{4 \,.\, 0{,}5}{(1 - 0{,}5)^2}} = 45''$$

Dla $t < \frac{2 L}{a}$, obliczamy ciśnienie wzorem 1 a); dla $t > \frac{2 L}{a}$ tj. $t > 10$ sek. wzorem 2. Gdyby czas otwarcia T był mniejszy lub równy $\frac{2 L}{a} = 10''$, otrzymalibyśmy:

$$\psi (T) = \frac{c_1}{u_0} = \frac{1{,}565}{\sqrt{2 g y_0}} = 0{,}05$$

$$\psi (t) = 0{,}05 \frac{t}{T} = 0{,}05$$

$$50 = (50 - y) \sqrt{\frac{9{,}81}{2 y}} \text{ stąd } y = 4{,}13\ m.$$

Ciśnienie spadłoby z 50 m na 4,13 m.

Prędkości w rurociągach, jakie wypadają z obliczenia min. kosztu są na ogół znaczne i dochodzą do 4 *m*/sek., wyjątkowo nawet wyżej, przy max obciążeniu. Średnica rurociągów dochodzi do 6,0 *m*.

Przy małych ciśnieniach do 20 *m*, a wyjątkowo do 40 *m*, w użyciu żelazobeton i drzewo, w kształcie rurociągów z klepek. Przy ciśnieniach większych zawsze żelazo, lub stal. Małe średnice z rur ciągnionych lub spawanych, duże z rur nitowanych.

Turbiny. Dla spadów do 150 *m*, turbiny Francisa, do 20 *m* zawsze, a w dużych jednostkach do 100 *m*, o osi pionowej, przy wysokich spadach najczęściej o osi poziomej. Przy małych i zmiennych spadach, turbiny Kaplana; powyżej 150 *m* spadu i małych objętościach z reguły Peltony (fig. 51), których spółczynniki dzielności są znacznie korzystniejsze. Turbiny wedle możności należy złączyć bezpośrednio z generatorem, co wymaga wielkiej liczby obrotów turbiny. Jeśli się tego celu nie da uzyskać turbiną pojedynczą, nasadza się na wspólny wał poziomy kilka kół o mniejszej średnicy.

Budynek zakładów o wysokim spadzie zupełnie podobny do budynku przy niskich spadach. Rura ssąca z reguły żelazna, nie betonowa, kanał odpływowy nie w poprzek budynku, lecz pod turbinami, wzdłuż budynku. Na końcu kanału często przelew Poncelet'a lub kanał urządzony dla pomiaru przeponą, celem kontroli spółczynnika dzielności turbin.

Koszta i rentowność. Koszt zakładu wodnego, licząc na jednostkę konia, wypada na 500—1200 fr. w złocie (przed wojną). Wyjątkowo korzystnie położone siły w Norwegji kosztują do 100 i mniej fr. Natomiast zakład na Rodanie w Jons kosztował 2500 fr./HP., Murgwerk 1900 mk./HP. Rentowność zakładu wodnego zawisła nie od taniej instalacji siły, lecz od zapewnionego zbytu energji.

Roczne koszta ruchu zakładu składają się z następujących pozycji:

1. Oprocentowanie kapitału.
2. Amortyzacja, około 1% całości.
3. Fundusz odnowy:
   - *a*) Budowle wodne 0,4%
   - *b*) Rurociągi pod ciśnieniem 1,0%
   - *c*) Budynki 1,0%
   - *d*) Urządzenie mechaniczne (turbiny, generatory) 5,0%
   - *e*) Grunta 0,0%
   - *f*) Różne wydatki 0,3%
4. Koszt utrzymania:
   - *a*) Budowle wodne 0,3%
   - *b*) Rurociągi 1,0%
   - *c*) Budynki 1,0%
   - *d*) Urządzenie mechaniczne 3,0%
   - *e*) Grunta 0,0%
   - *f*) Różne wydatki 0,3%
5. Służba i administracja.
6. Ubezpieczenia.
7. Podatki.
8. Nieprzewidziane i dla zaokrąglenia około 5,0% sumy kosztów poprzednich.

Dzieląc sumę wyprodukowanej pracy na zakładzie przez koszt roczny ruchu, otrzymamy koszt produkcji 1 kwg. na zakładzie. Przy obliczeniu kosztu 1 kwg. na miejscu zbytu, trzeba dodać jeszcze koszt roczny linji przeniesienia i transformatorów głównych, oraz koszt dodatkowej pracy zakładów rezerwowych. Jako podstawę obliczenia kosztu własnego trzeba przyjąć 0,9—0,8 sumy produkowanej energji na zakładzie, ze względu na straty w przeniesieniu i na transformacjach. Ta praca nie da się jednak zbyć w całości, a w każdym razie nie podług jednolitej taryfy.

Budowa jazów.

Napisał
Dr. inż. Maksymiljan Matakiewicz,
profesor politechniki, Lwów.

I. Uwagi ogólne.

Jazem nazywamy budowlę służącą do piętrzenia wody w celach wyzyskania siły wodnej, żeglugi (kanalizacja rzek), meljoracyjnych (nawodnienia), zaopatrzenia we wodę (wodociągi) itp. Pod względem konstrukcji i przeznaczenia zbliżone są jazy do przegród dolin, różnią się zaś od nich tem, że podczas gdy przez koronę przegrody woda zwykle się nie przelewa, przez koronę jazu odpływa nadmiar wody płynącej przy stanach średnich i wyższych. Powtóre przegrody dolin wytwarzają zazwyczaj wielkie zbiorniki wody służącej jako zapas, jazy zaś wytwarzają zbiorniki o małych rozmiarach i nie mają na celu gromadzenia wody. Skutkiem wykonania jazu uzyskujemy podniesienie zwierciadła małej i średniej wody, oraz ułatwienie odprowadzenia wody kanałem odgałęziającym się powyżej jazu; wielkość spiętrzenia, czyli podniesienia stanu wody, powinna być przynajmniej taka, aby wytworzone głębokie miejsce powyżej jazu stanowiło dobry osadnik dla materjału ruchomego doprowadzonego przez rzekę, aby zatem do kanału dostawała się o ile możności woda czysta, bez materjału grubszego. Aby zbiornik powstały powyżej jazu nie został zasypany materjałem rzecznym, musi się w jazie urządzić otwory zamykane stawidłami, czyli tz. upusty płuczące; przez otwarcie ich wytwarza się silny prąd wody spiętrzonej, tj. górnej ku dolnej, który unosi materjał rzeczny złożony powyżej jazu. Te upusty, które muszą mieć próg nisko założony, służą zazwyczaj także do odprowadzenia nadmiaru wody w czasie wyższych stanów i nazywają się wtedy upustami dla wielkiej wody.

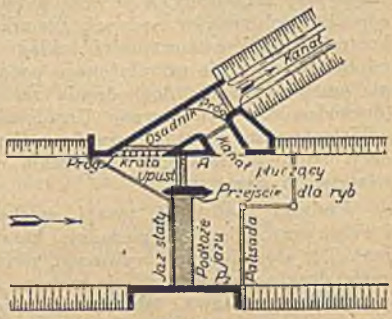


Fig. 52.

Fig. 52 przedstawia schemat sytuacji jazu, który ograniczony jest obustronnymi przyczółkami (P_1 przyczółek lewy, P_2 prawy) i ewentualnie podzielony filarami na części, posiada upust i przejście dla ryb; fundament jazu otoczony jest ścianą szczelną (palisadą).

Miejsce, gdzie jaz się ma wykonać, powinno być tak dobrane, aby zapewniało stałość budowli, oraz nieszkodliwe odprowadzenie wielkiej wody, jak niemniej, aby spiętrzenie wywołane jazem nie szkodziło sąsiednim gruntom, tak skutkiem możliwości zalewu, jak i zawilgocenia. Przy wyborze miejsca zbadać również należy warunki ekonomicznego wykonania budowy.

W zasadzie buduje się jazy w miejscach zwężonych łożyska, o wysokich brzegach, przebiegających w kierunku prostym. Dno i brzegi powinny się składać z materjału zwięzłego i wytrzymałego, aby fundacja jazu nie napotykała na trudności. Profil zwarty korzystny jest z tego powodu, ponieważ jaz wypada krótszy, a zatem tańszy. Z drugiej strony jednak, im jaz jest krótszy, tem spiętrzenie wielkiej wody większe, należy zatem zapomocą obliczenia stwierdzić, czy wytworzone spiętrzenie jest dopuszczalne z uwagi na sąsiednie grunta i budowle. Przytem chodzi tu nietylko o możliwość wylewu, ale i zawilgocenia; zazwyczaj przyjmuje się, że stan wody spiętrzonej

powinien leżeć poniżej powierzchni gruntów i to przynajmniej 1 *m* poniżej gruntów ornych, a przynajmniej 0,5 *m* poniżej łąk. Jeżeli obliczenie wykaże, że spiętrzenie wielkiej wody w danym profilu jest zbyt znaczne, trzeba wybrać inny, szerszy profil, lub o wyższych brzegach. Z uwagi, że spiętrzenie wywołane przez jaz przenosi się w górę jazu wytwarzając tak zwaną krzywą spiętrzenia (fig. 53), przeto wymagane warunki co do dopuszczalnego spiętrzenia, względnie wysokości brzegów, odnoszą się do całej partji powyżej jazu, aż po granicę krzywej spiętrzenia.

Fig. 53.

Z powyższego wynika, że projektując jaz, trzeba nietylko obliczyć wysokość spiętrzenia na jazie, ale także oznaczyć dalekość spiętrzenia, oraz wysokości spiętrzonego zwierciadła powyżej jazu, czyli oznaczyć krzywą spiętrzenia.

Postanowienia prawa wodnego (ustawy wodnej). Wykonanie urządzeń spiętrzających na rzekach publicznych wymaga zezwolenia władzy administracyjnej, na wodach prywatnych tylko w takim razie, o ile oddziaływanie budowli rozciąga się na cudze grunta, budowle, lub zakłady. Najwyższy stan wody, a w razie potrzeby i najniższy, mają być zapomocą odpowiednich znaków wodnych zamarkowane (znak [pal] wodny, znak [pal] kontrolny). O dopuszczalności zakładu wodnego orzeka władza administracyjna na podstawie przedłożonego podania z projektem i opisem urządzenia, po przeprowadzeniu dochodzenia na miejscu z udziałem interesowanych (dochodzenie wodno-prawne). Urządzenie ma być wykonane ściśle według udzielonego przez władzę zezwolenia (konsensu), co stwierdzi się przy kolaudacji budowy. Szczegóły urządzenia opisane mają być w księdze wodnej właściwego starostwa.

Podział jazów. Z uwagi na konstrukcję dzielimy jazy na stałe i ruchome; pierwsze posiadają konstrukcję stałą, która bez względu na materjał, z jakiego jest wykonana, pozostaje stale w łożysku i stale spiętrza wodę, drugie mają konstrukcję ruchomą, którą się w czasie wielkiej wody i pochodu lodów usuwa, tak, że nie spiętrza ona wtedy wody. Jazy stałe stosowne są zatem na potokach i rzekach górskich, o wysokich brzegach, jazy ruchome zaś na rzekach o niższych brzegach, przy których spiętrzenie wielkiej wody nie może być znaczne. Jednak wyjątkowo tylko wykonuje się jazy w całości stałe, zawsze bowiem zachodzi potrzeba wykonania w jazach

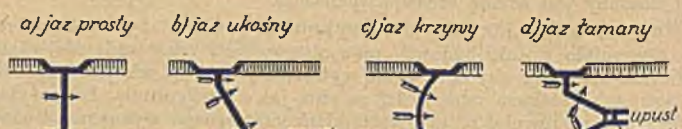


Fig. 54.

stałych upustów płuczących, ewentualnie także i upustów dla wielkiej wody, zamykanych konstrukcją ruchomą.

Dalej dzielimy jazy z uwagi na założenie w sytuacji na jazy proste czyli prostopadłe do osi łożyska, jazy ukośne, krzywe i łamane (fig. 54).

Pierwszy typ jest najczęściej stosowany, drugi, trzeci i czwarty odznaczają się tem, że mają większą długość, wytwarzają zatem przy danej objętości przepływu mniejsze spiętrzenie wielkiej wody, gdyż im większa długość jazu, tem spiętrzenie jest mniejsze. Założenie jazu według *b*) jest korzystne i z tego powodu, że w razie płukania przestrzeni powyżej jazu z naniosów, przez otwarcie upustu płuczącego, wytwarza się wzdłuż jazu ukośny prąd, współdziałający przy płukaniu. Jaz krzywy zbudowany według *c*) jest korzystny z uwagi na utrzymanie brzegów; woda, przelewając się zawsze prostopadle do krawędzi przelewu nie napiera na brzegi.

Wreszcie dzielimy jazy według materjału na *a*) drewniane, *b*) kamienne (z kamienia, betonu i betonu uzbrojonego) i *c*) żelazne.

II. Obliczenie objętości przepływu, oraz wysokości i dalekości spiętrzenia.

Z uwagi na przepływ wody rozróżniamy *a*) jazy przelewowe i *b*) jazy zatopione. Pierwsze mają koronę położoną w czasie zwykłych stanów ponad dolnem zwierciadłem wody, u drugich korona znajduje się poniżej zwierciadła małej wody. Niskie jazy, których korona nie występuje nigdy ponad stan małej wody, nazywają się progami. Ponieważ stany wody są na rzekach zmienne, zatem jaz, który w czasie niskich stanów jest jazem przelewowym, może być w czasie stanów średnich lub wysokich jazem zatopionym. Na jazie przelewowym mamy przelew zupełny, na jazie zatopionym przelew niezupełny, czyli zatopiony. Dla tych przelewów (jazów) stosujemy następujące formuły (fig. 55 i 56):

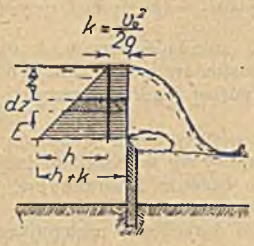


Fig. 55.

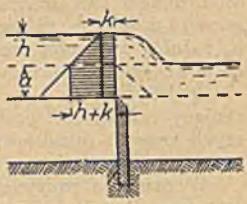


Fig. 56.

$$Q = \frac{2}{3}\mu\, b\sqrt{2g}\left\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right\}, \text{ dla jazu przelewowego,}$$

$$Q = \frac{2}{3}\mu\, b\sqrt{2g}\left\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right\} + \mu_1\, b\, a\sqrt{2g\,(h+k)}, \text{ dla jazu}$$

zatopionego.

W formułach tych oznacza: Q objętość przepływu w m^3/sek., μ, μ_1 spółczynniki praktyczne, b długość jazu (mierzoną w profilu poprzecznym rzeki), g przyspieszenie ciężkości $= 9{,}81\ m$, $(\sqrt{2g} = 4{,}43)$, h wysokość, czyli grubość przelewu, tj. przy jazie przelewowym różnicę poziomów górnej wody i krawędzi przelewu, przy jazie zatopionym różnicę poziomów wody górnej i dolnej, k wysokość ciśnienia odpowiadającą chyżości wody powyżej jazu, czyli:

$$k = \frac{v_0^2}{2g}, \text{ przyczem } v_0 = \frac{Q}{F_0 + B.h},$$

a F_0 oznacza cały profil przepływu wody powyżej jazu, zaś $B.h$ przyrost powierzchni profilu z powodu spiętrzenia (B szerokość zwierciadła profilu niespiętrzonego powyżej jazu), wreszcie a wzniesienie dolnej wody ponad krawędź przelewu. W razie, jeżeli chyżość wody powyżej jazu v_0 jest bardzo mała, można przyjąć $k = 0$, a wzory upraszczają się w sposób następujący:

a) dla jazu przelewowego: $Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h}$

b) dla jazu zatopionego: $Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h} + \mu_1 b a \sqrt{2 g h}$

Wzory te wyrażają związek między objętością wody i wysokością przelewu; znając jednę z tych ilości, oraz wymiary i kształt jazu (wymiary b, a, kształt z uwagi na przyjęcie μ i μ_1), można obrachować drugą.

Dla otworów (upustów) w jazach stosujemy następujące formuły:

a) dla otworu całkowicie przykrytego górną wodą, przyczem woda dolna leży poniżej otworu:

$Q = \mu F \sqrt{2 g (H + k)}$, gdzie F oznacza powierzchnię otworu, zaś H wysokość wody górnej (spiętrzonej) ponad środkiem otworu; k ma znaczenie poprzednie;

b) dla otworu całkowicie przez górną wodę przykrytego, przyczem dolna woda leży poniżej dolnej krawędzi otworu:

$$Q = b \sqrt{2 g} \left\{ \frac{2}{3} \mu \left[(h + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2} \right] + \mu_1 (h_1 - h_2) \sqrt{h + k} \right\}.$$

W równaniu tem oznacza b szerokość otworu, h różnicę poziomów wody górnej i dolnej, h_1 różnicę poziomów wody górnej i dolnej krawędzi otworu, h_2 różnicę poziomów wody górnej i górnej krawędzi otworu; inne wartości mają znaczenie poprzednie.

Spółczynniki μ i μ_1 nie zostały dotąd w sposób dla praktyki wystarczający oznaczone i posługujemy się wartościami dość niepewnemi. W nowszych czasach przedsięwzięto badania laboratoryjne, większą wartość mają jednak spostrzeżenia na objektach rzeczywistych.

W praktyce przyjmowano dotychczas następujące spółczynniki, których zastosowanie zaleca Tolkmitt:

a) Dla jazów przelewowych o dobrze zaokrąglonej koronie i o bocznem zwężeniu, złagodzonem ukośnemi skrzydłami . . . . . $\mu = 0{,}83$

b) Dla jazów przelewowych o koronie poziomej z ostremi krawędziami . . . . . $\mu = 0{,}675$

c) Dla jazów przelewowych o koronie bardzo szerokiej z ostremi krawędziami . . . . . $\mu = 0{,}54$

d) Dla jazów przelewowych o koronie bardzo szerokiej, zaokrąglonej . . . . . $\mu = 0{,}60$

e) Dla jazów zatopionych o koronie dobrze zaokrąglonej $\mu = 0{,}83$, $\mu_1 = 0{,}67$

f) Dla jazów zatopionych o koronie poziomej i ostrych krawędziach . . . . . $\mu = 0{,}83$, $\mu_1 = 0{,}62$

g) Dla jazów zatopionych stanowiących podstawę zastawek, gdy jednak słupy (odrzwia) nie dają się usuwać . . . . $\mu = \mu_1 = 0{,}60 - 0{,}65$

h) Jaz zatopiony jest progiem upustu i jest założony równo z dnem rzeki, ściany gładkie krawędzie zaokrąglone . . . . . $\mu = \mu_1 = 0{,}75 - 0{,}85$, jeżeli jednak krawędzie są ostre, a otwór w jazie sięga wprawdzie do dna, ale jest stosunkowo wąski . . . . . $\mu = \mu_1 = 0{,}63 - 0{,}68$

Nowsi autorzy kwestjonują powyższe wartości, i tak Heyne, oraz Tolman przyjmują dla jazu o ostrej krawędzi i strudze przelewowej swobodnej (dostęp powietrza pod strugę jest zapewniony):

$\mu = 0{,}63$, a przy koronie zaokrąglonej $\mu = 0{,}63 \times 1{,}19 = 0{,}75$, czyli

$$\frac{2}{3} \mu = 0{,}50, \text{ zaś } \mu_1 = 0{,}63.$$

Siedek na podstawie doświadczeń na jazie zasuwowym 50 *m* długości wykonanym na kanale Dunaju we Wiedniu (ostra krawędź), przyjmuje $\mu = 0{,}68$, $\frac{2}{3}\mu = 0{,}45$, a $\mu_2 = 0{,}64$. Zgadza się to w przybliżeniu z przyjęciem Eitelweina, że $\mu = \mu_1 = 0{,}633$. Podobny wynik dały doświadczenia Rühmelina w Trostberg w Bawarji, z których wynikło, że $\mu = \mu_1 = 0{,}625$.

Przykład. (Fig. 57). W danym profilu rzeki ma być wykonany jaz stały z upustem dla wielkiej wody, który będzie zarazem upustem płuczącym. Spiętrzenie małej wody wynosi 3,5 *m*, wielkiej wody conajwyżej 2 *m*, zatem wielka woda nie może się wznieść ponad rzędną 181,20.

Spadek W. W. wynosi $J = 0{,}001$
Szerokość zwierciadła W. W. . . . . $B = 183\ m$
Powierzchnia przekroju W. W . . . . . $P = 1024\ m^2$
Średnia głębokość profilu W. W. . . . . $T_m = 5{,}6\ m$
Średnia chyżość w profilu W. W. (oznacza z formuły empirycznej) $v_m = 3{,}75\ m$

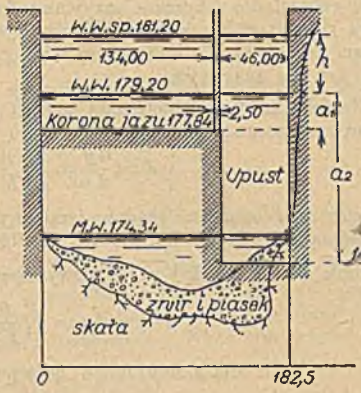


Fig. 57.

Objętość W. W. $= P.\, v_m =$ . . . . . $Q = 3840\ m^3$/sek.

Korona jazu stałego na rzędnej 177,84, korona upustu na rzędnej 173,20.

Objętość przepływu W. W. obliczy się z formuły:

$$Q = \frac{2}{3}\mu\, b \sqrt{2g}\left\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right\} + \mu_1\, b\, a \sqrt{2g(h+k)}$$

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g}\frac{1}{(P+Bh)^2} = \frac{3840^2}{2\,.\,9{,}81}\cdot\frac{1}{(1024+183\,.\,2)^2} = 0{,}40\ m$$

Na 1 *m* b. jazu stałego przepłynie $q_1 = \sqrt{2g}\left[\frac{2}{3}\,0{,}75\left\{(2+0{,}4)^{3/2} - 0{,}4^{3/2}\right\} + 0{,}63\,.\,1{,}33\sqrt{2{,}4}\right]$

Na 1 *m* b. upustu przepłynie $q_2 = \sqrt{2g}\left[\frac{2}{3}\,0{,}75\left\{(2+0{,}4)^{3/2} - 0{,}4^{3/2}\right\} + 0{,}90\,.\,6\sqrt{2{,}4}\right]$

$q_1 = 13{,}4\ m^3$/sek., $q_2 = 44{,}7\ m^3$/sek.

Przyjmując długość jazu stałego 134 *m*, otrzymuje się $Q_1 = 1795{,}6\ m^3$/sek.
Przyjmując długość upustu 46 *m*, otrzymuje się $Q_2 = 2056{,}2\ m^3$/sek.

Razem 180 *m* . . . . . $Q = 3851{,}8\ m^3$/sek.,

a więc w przybliżeniu zgodne.

Przepływ przez jaz ukośny i krzywy. Bazin przyjmuje dla jazu ukośnego spółczynnik μ_{ie} mniejszy od μ. Jeżeli kierunek jazu tworzy z osią rzeki kąt $\varepsilon = 45^0$, to $\mu_{ie} = 0{,}942\ \mu$, przy kącie zaś $\varepsilon = 25^0$, $\mu_{ie} = 0{,}911\ \mu$.

Aichel podaje wzór $250\frac{h}{p} = \rho(1-\psi)$, gdzie $\frac{h}{p}$ oznacza stosunek wysokości przelewu do wysokości jazu, ψ jest stosunkiem $\frac{\mu_{ie}}{\mu}$, wreszcie na ρ podaje następujące zestawienie w zależności od ε.

$\varepsilon^0 =$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
$\rho =$	362	475	595	700	840	1025	1250	1510	1795	2275	2980	4125	6579

Jazy łamane i krzywe można liczyć jak jazy proste, przyjmując jako długość jazu prostego długość wyprostowaną jazu łamanego lub krzywego, a spół-

czynnik μ należy przyjąć stosownie do nachylenia boków jazu łamanego, wzgl. stycznych jazu krzywego.

Krzywa spiętrzenia i dalekość spiętrzenia. Jak wynika z poprzedniego (fig. 53), powstaje powyżej jazu spiętrzenie, a przekrój pionowy w osi rzeki przez zwierciadło spiętrzone nazywamy krzywą spiętrzenia. Teoretycznie rozciąga się ona w nieskończoność, praktycznie zakreślamy jej granicę, przyjmując, że spiętrzenie kończy się tam, gdzie wielkość jego, praktycznie biorąc, jest bez znaczenia.

Kształt krzywej spiętrzenia można oznaczyć z ogólnego równania dla ruchu zmiennego:

$$i = \frac{dy}{dx} = \frac{v^2}{k^2}\frac{p}{F} = \frac{Q^2}{k^2}\frac{p}{F^3},$$

w którem i oznacza spadek (zmienny) styczny do krzywej spiętrzenia, v średnią chyżość profilu, p obwód zwilżony, F powierzchnię profilu, k spółczynnik wzoru $v = k\sqrt{ri}$. Z powyższego:

$$dy = \frac{Q^2}{k^2}\frac{p}{F^3}dx,$$

czyli dla skończonego odstępu $\triangle x$, $\triangle y = \frac{Q^2}{k^2}\frac{p}{F^3}\triangle x$.

Przyjmując na $\triangle x$ skończone odstępy, oraz wartości p i F (średnie dla tych odstępów), wreszcie k odpowiadające danej rzece, rachujemy $\triangle y$. Zadanie trzeba rozwiązać przez próby, przyjmując najpierw pewne $\triangle y$, aby na podstawie tej wartości oznaczyć p, oraz F (średnie dla danego odstępu $\triangle x$); rachunek powtarza się tak długo, aż obliczone $\triangle y$ zgodzi się z przyjętem. Jest to metoda ogólna i dokładna, ale stosunkowo uciążliwa.

Rühlmann podaje następujące równanie:

$$\frac{il}{e} = \frac{1}{3}\log\frac{Z}{z} + \frac{2}{3}\frac{Z-z}{e} + \frac{1}{9}\frac{Z^2-z^2}{e^2} - \frac{1}{27}\frac{Z^3-z^3}{e^3} + \frac{1}{108}\frac{Z^4-z^4}{e^4} - \ldots,$$

w którem i oznacza spadek przeciętny zwierciadła niespiętrzonego, Z i z spiętrzenie wody w dwóch punktach odległych o l, e głębokość łożyska, którego przekrój poprzeczny przyjmuje się jako prostokąt.

Jest to szereg nieskończony, o wyrazach szybko malejących. Jeżeli Z oznacza spiętrzenie na jazie, to l oznacza odległość punktu, w którym spiętrzenie wynosi z, od jazu. Jeżeli z przyjmiemy równe zeru, natenczas l oznaczać będzie dalekość spiętrzenia. Równanie powyższe daje się przedstawić w prostej formie:

$$\frac{il}{e} = f\left(\frac{Z}{e}\right) - f\left(\frac{z}{e}\right);$$ wartości funkcji najpraktyczniej obliczyć z tabel Rühlmanna, podających dla dowolnego $\frac{z}{e}$ wartość $f\left(\frac{z}{e}\right)$ (tabl. 1). Jako podstawę do obliczenia tych tabel przyjęto, że spiętrzenie wynoszące 0,0098 m pomija się jako mało znaczące, czyli w miejscu gdzie spiętrzenie wynosi okrągło 1 cm, przyjmuje się początek krzywej spiętrzenia.

Równanie powyższe podaje związek między l, Z, oraz z; znając dwie z tych ilości można oznaczyć trzecią. Oznaczając dla szeregu punktów z, można oznaczyć krzywą spiętrzenia.

Przykład. Jaz spiętrza wodę o 0,135 m, głębokość średnia profilu niespiętrzonego wynosi 1 m, spadek przeciętny zwierciadła naturalnego $i = 0{,}00033$. W jakiej odległości od jazu spiętrzenie wyniesie tylko 0,01 m? Według powyższego:

$\frac{il}{t} = f\left(\frac{Z}{e}\right) - f\left(\frac{z}{e}\right)$, $Z = 0{,}135\ m$, $z = 0{,}01\ m$; ponieważ $e = 1\ m$, zatem $\frac{Z}{e} = 0{,}135\ m$, $\frac{z}{e} = 0{,}01\ m$. Z tabeli Rühlmanna otrzymuje się:

$$\left.\begin{array}{l} f\left(\frac{Z}{e}\right) = 0{,}9595 \\ f\left(\frac{z}{e}\right) = 0{,}0067 \end{array}\right\} \text{różnica} = 0{,}9528 = \frac{0{,}00033 \,.\, l}{1};\quad l = 2858{,}45\ m.$$

Podobne równanie dla krzywej spiętrzenia z założeniem profilu parabolicznego łożyska o największej głębokości a podaje Tolkmitt, przedstawiając je w formie

$$l_{(h,z)} = \frac{a}{i}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right],$$

przyczem h i z oznaczają spiętrzenia w dwóch dowolnych punktach. Wartość funkcji podana jest w tabelach.

Haponowicz (wykaz literatury 1.) podaje bardzo dobre wzory i tabele do oznaczenia krzywej spiętrzenia; szczególnie wygodny jest wzór przybliżony, zapomocą którego przeprowadza się obliczenie w sposób prosty, bez użycia tablic, wyłącznie przy pomocy logarytmów. Wzór ten brzmi:

$$\frac{il}{T} = \frac{H}{T} = f(z_2) - f(z_1),$$

$$\text{przyczem } z_2 = \frac{y_2}{T},\ z_1 = \frac{y_1}{T},\ f(z) = \log(10^z - 1),\ T = \frac{t}{\gamma}$$

W równaniach tych oznacza i spadek jednostkowy zwierciadła niespiętrzonego, y_2, y_1 spiętrzenia w dwu przekrojach ($y_2 > y_1$), l odległość obu przekrojów, t średnią głębokość wody niespiętrzonej, H spad bezwzględny zwierciadła niespiętrzonego na długości l, $\frac{1}{\gamma}$ jest spółczynnikiem zależnym od z, a mianowicie, gdy

$$\left.\begin{array}{ll} z < 0{,}5 & T = 0{,}8\ t \\ 0{,}5 < z < 1 & T = 0{,}9\ t \\ z > 1 & T = t \end{array}\right\},\ \text{średnio } \frac{1}{\gamma} = 0{,}9$$

Przykład. $i = 0{,}0005$, $l = 1500\ m$, $t = 1{,}50\ m$, $y_2 = 2{,}40\ m$.

Obliczamy $T = 0{,}9\ t = 0{,}9 \,.\, 1{,}50 = 1{,}35\ m$, $z_2 = \frac{y_2}{T} = \frac{2{,}4}{1{,}35} = 1{,}778$, $H = i\,l = 0{,}75\ m$,

$$\frac{H}{T} = \frac{0{,}75}{1{,}35} = 0{,}556$$

$$f(z_2) = \log(10^{1{,}778} - 1) = \log(59{,}58 - 1) = 1{,}771$$

$$f(z_1) = f(z_2) - \frac{H}{T} = 1{,}771 - 0{,}556 = 1{,}215$$

Ponieważ $f(z_1) = \log(10^{z_1} - 1) = 1{,}215$, $10^{z_1} - 1 = \text{Num}\,(1{,}215) = 16{,}41$, $z_1 = \log(16{,}41 + 1) = 1{,}241$, $y_1 = z_1\,T = 1{,}241 \,.\, 1{,}35 = 1{,}675\ m$.

Jeżeli rzędna zwierciadła spiętrzonego w przekroju y_2 wynosiła h_2 (nad poziom morza), to rzędna w przekroju y_1 wyniesie $h_1 = h_2 - y_2 + H + y_1 = h_2 - 2{,}400 + 0{,}750 + 1{,}675 = h_2 + 0{,}025\ m$. Wartość $0{,}025\ m$ przedstawia bezwzględny spad zwierciadła spiętrzonego między badanymi przekrojami.

Również w sposób bardzo prosty, jednak z zastosowaniem tabeli cyfrowej (tabl. 2) oblicza się spiętrzenie metodą dokładną.

Obliczenie poprzedza oznaczenie znamienia przekroju φ przez ocenienie charakteru profilów; φ wynosi dla przekroju prostokątnego 1, dla paraboli 9. stopnia 0,9, paraboli 2. stopnia $^2/_3$, dla trójkąta $^1/_2$, średnia wartość 0,7. Równanie zasadnicze brzmi: $\frac{i\,l}{t} = \frac{H}{t} = F(z_2) - F(z_1)$; wartość funkcji obliczy się z tablicy.

Tabli-

Tabela Rühlmanna

$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$
0,010	0,0067	0,150	1,0051	0,290	1,3243	0,430	1,5583
0,015	0,1452	0,155	1,0195	0,295	1,3336	0,435	1,5659
0,020	0,2444	0,160	1,0335	0,300	1,3428	0,440	1,5734
0,025	0,3222	0,165	1,0473	0,305	1,3519	0,445	1,5809
0,030	0,3863	0,170	1,0608	0,310	1,3610	0,450	1,5884
0,035	0,4411	0,175	1,0740	0,315	1,3700	0,455	1,5958
0,040	0,4889	0,180	1,0869	0,320	1,3789	0,460	1,6032
0,045	0,5316	0,185	1,0995	0,325	1,3877	0,465	1,6106
0,050	0,5701	0,190	1,1119	0,330	1,3964	0,470	1,6179
0,055	0,6053	0,195	1,1241	0,335	1,4050	0,475	1,6252
0,060	0,6376	0,200	1,1361	0,340	1,4136	0,480	1,6324
0,065	0,6677	0,205	1,1479	0,345	1,4221	0,485	1,6396
0,070	0,6958	0,210	1,1595	0,350	1,4306	0,490	1,6468
0,075	0,7222	0,215	1,1709	0,355	1,4390	0,495	1,6540
0,080	0.7482	0,220	1,1821	0,360	1,4473	0,500	1,6611
0,085	0,7708	0,225	1,1931	0,365	1,4556	0,505	1,6682
0,090	0,7933	0,230	1,2040	0,370	1,4638	0,510	1,6753
0,095	0,8148	0,235	1,2148	0,375	1,4720	0,515	1,6823
0,100	0,8353	0,240	1,2245	0,380	1,4801	0,520	1,6893
0,105	0,8550	0,245	1,2358	0,385	1,4882	0,525	1,6963
0,110	0,8739	0,250	1,2461	0,390	1,4962	0,530	1,7032
0,115	0,8922	0,255	1,2563	0,395	1,5041	0,535	1,7101
0,120	0,9098	0,260	1,2664	0,400	1,5119	0,540	1,7170
0,125	0,9269	0,265	1,2763	0,405	1,5197	0,545	1,7239
0,130	0,9434	0,270	1,2861	0,410	1,5275	0,550	1,7308
0,135	0,9595	0,275	1,2958	0,415	1,5353	0,555	1,7376
0,140	0,9751	0,280	1,3054	0,420	1,5430	0,560	1,7444
0,145	0,9903	0,285	1,3149	0,425	1,5507	0,565	1,7512

ca 1.

do obliczenia spiętrzeń.

$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$	$\frac{z}{e}$	$f\left(\frac{z}{e}\right)$
0,570	1,7589	0,710	1,9392	0,850	2,1095	0,990	2,2725
0,575	1,7647	0,715	1,9455	0,855	2,1154	0,995	2,2782
0,580	1,7714	0,720	1,9517	0,860	2,1213	1,000	2,2839
0,585	1,7781	0,725	1,9579	0,865	2,1272		
0,590	1,7848	0,730	1,9641	0,870	2,1331	1,100	2,9371
0,595	1,7914	0,735	1,9703	0,875	2,1390	1,200	2,5683
0,600	1,7980	0,740	1,9765	0,880	2,1449	1,300	2,6179
0,605	1,8046	0,745	1,9827	0,885	2,1508	1,400	2,7264
0,610	1,8112	0,750	1,9888	0,890	2,1567	1,500	2,8337
0,615	1,8178	0,755	1,9949	0,895	2,1625	1,600	2,9401
0,620	1,8243	0,760	2,0010	0,900	2,1683	1,700	3.0458
0,625	1,8308	0,765	2,0071	0,905	2,1742	1,800	3,1508
0,630	1,8373	0,770	2,0132	0,910	2,1800	1,900	3,2553
0,635	1,8438	0,775	2,0193	0,915	2,1858	2,000	3,3594
0,640	1,8503	0,780	2,0254	0,920	2,1916	2,100	3,4631
0,645	1,8567	0,785	2,0315	0,925	2,1974	2,200	3,5564
0,650	1,8631	0,790	2,0375	0,930	2,2032	2,300	3,6694
0,655	1,8695	0,795	3,0435	0,935	2,2090	2,400	3,7720
0,660	1,8759	0,800	2,0495	0,940	2,2148	2,500	3,8745
0,665	1,8823	0,805	2,0555	0,945	2,2206	2,600	3,9768
0,670	1,8887	0,810	2,0615	0,950	2,2264	2,700	4,0789
0,675	1,8951	0,815	2,0675	0,955	2,2322	2,800	4,1808
0,680	1,9014	0,820	2,0735	0,960	2,2380	2,900	4,2826
0,685	1,9077	0,825	2,0795	0,965	2,2438	3,000	4,3843
0,690	1,9140	0,830	2,0855	0,970	2,2496	3,500	4,4891
0,695	1,9203	0,835	2,0915	0,975	2,2554	4,000	5,3958
0,700	1,9266	0,840	2,0975	0,980	2,2611	4,500	5,8993
0,705	1,9329	0,845	2,1035	0,985	2,2668	5,000	6,4120

Tabli-
Tablica Haponowicza
Funk-

z	$\varphi = 0{,}9$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,3	0,0
0,005	1,416	1,478	1,547	1,623	1,707	1,903	2,305
010	1,208	1,260	1,319	1,334	1,455	1,621	1,961
015	1,087	1,134	1,186	1,244	1,308	1,457	1,761
020	1,002	1,045	1,093	1,146	1,205	1,341	1,619
025	0,936	0,975	1,020	1,070	1,125	1,252	1,510
030	0,882	0,920	0,962	1,009	1,060	1,180	1,422
035	0,837	0,873	0,913	0,957	1,005	1,117	1,347
040	0,799	0,833	0,870	0,912	0,958	1,065	1,283
045	0,765	0,797	0,833	0,874	0,919	1,019	1,226
0,050	0,735	0,766	0,800	0,838	0,880	0,978	1,176
0,06	0,683	0,711	0,743	0,778	0,817	0,907	1,090
07	640	668	696	728	764	848	1,018
08	603	627	655	686	720	798	0,956
09	571	594	620	649	680	753	902
0,10	542	564	588	615	646	714	854
0,11	0,517	537	560	586	614	679	811
12	493	513	535	559	586	648	772
13	473	491	512	535	561	619	737
14	454	471	491	513	537	593	705
0,15	436	453	472	493	516	568	675
0,16	420	436	454	474	496	546	648
17	405	420	437	456	477	525	622
18	391	406	422	440	460	506	598
19	378	392	407	425	444	488	576
0,20	365	378	393	410	429	470	555
0,21	354	367	381	397	414	455	535
22	343	355	369	384	401	440	516
23	332	344	357	372	388	425	499
24	322	333	346	360	376	412	482
0,25	313	324	336	350	365	399	466
0,26	0,304	0,315	0,327	0,340	0,354	0,387	0,451
27	296	306	317	330	344	375	437
28	288	298	309	321	334	364	423
29	280	289	300	311	324	353	410
30	273	282	292	303	316	343	398
31	266	274	284	295	307	334	386
32	260	268	277	287	299	324	375
33	253	261	270	280	291	315	364
34	247	254	263	273	284	307	[illegible]
35	241	249	257	266	276	299	[illegible]
36	235	243	251	260	269	291	334
37	230	237	245	254	263	283	324
38	225	232	239	247	256	276	315
39	220	226	233	241	250	269	307
40	215	221	228	236	244	262	298

ca 2.
do spiętrzeń.
cja $F'(z)$.

z	$\varphi = 0{,}9$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,3	0,0
0,41	0,210	0,216	0,223	0,230	0,238	0,256	0,290
42	206	212	218	225	233	250	283
43	201	207	213	220	227	244	275
44	197	202	208	215	222	238	268
45	193	198	204	210	217	232	261
46	189	194	199	205	212	226	254
47	185	190	195	201	207	221	248
48	181	186	191	197	203	216	242
49	178	182	187	192	198	211	235
50	174	178	183	188	194	206	229
55	158	162	166	170	175	184	202
60	144	147	150	154	158	165	179
65	132	134	137	140	143	149	159
70	122	124	126	128	130	132	142
75	112	113	115	117	119	122	126
0,80	0,104	0,105	0,106	0,107	0,109	0,111	0,113
85	096	097	098	099	100	101	101
90	090	090	091	091	092	092	090
95	084	084	084	084	084	084	081
1,00	078	078	078	078	078	077	073
1,1	069	069	068	068	067	064	059
1,2	061	060	059	059	058	055	048
1,3	054	053	052	051	050	046	039
1,4	048	047	046	045	044	040	031
1,5	043	042	041	040	038	034	026
1,6	039	038	036	035	033	029	021
1,7	035	034	033	032	030	025	017
1,8	032	031	029	028	026	022	014
1,9	029	028	026	025	023	019	011
2,0	027	026	024	023	021	017	009
2,2	023	022	020	019	017	013	006
2,4	019	018	017	016	014	010	004
2,6	017	016	014	013	011	008	003
2,8	014	013	012	011	009	006	002
3,0	013	012	010	009	008	005	001
3,5	009	008	007	006	005	003	001
4,0	007	006	005	004	003	002	000
4,5	005	005	004	003	002	001	000
5,0	004	004	003	003	002	001	000
6,0	003	003	002	002	001	000	000

Przykład. Dane z poprzedniego przykładu, φ przyjmijmy 0,7.

Obliczamy $z_2 = \frac{y_2}{t} = \frac{2,400}{1,60} = 1,60$, $F(z_2) = F(1,60) = 3,564$, $\frac{H}{t} = \frac{0,76}{1,50} = 0,500$,

$$F(z_1) = F(z_2) - \frac{H}{t} = 3,064.$$

Tej wartości odpowiada wartość z tablicy otrzymana przez interpolację: $z_1 = 1,129$, zatem $y_1 = z_1 t = 1,129 \cdot 1,50 = 1,694$ m.

Podobne formuły i tablice cyfrowe ustawiono również dla krzywych zniżeń, czyli depresji, jakie powstają, gdy zamiast budowli spiętrzającej mamy nagłe obniżenie (próg) w dnie łożyska.

Parabola drugiego stopnia jako krzywa spiętrzenia. Przyjęcie takiego kształtu jest zupełnie dowolne, również dowolne jest przyjęcie, że długość tej paraboli (dalekość spiętrzenia) równa się podwójnemu spiętrzeniu podzielonemu przez spadek, czyli $l = \frac{2h}{i}$. Służyć może ono tylko do ogółowej orjentacji, daje zaś zazwyczaj zbyt duże l. Równaniem takiej paraboli, której wierzchołek leży w zwierciedle spiętrzonem przy jazie, jest $x^2 = \frac{4hy}{i^2}$, (x odcięte, y rzędne), nie może jednak służyć ono do oznaczenia położenia spiętrzonego zwierciadła wody w poważnych wypadkach praktycznych, gdyż daje wyniki niedokładne.

Dostosowanie krzywej spiętrzenia do rzeczywistych spadków. Obliczając krzywą spiętrzenia dla większych spiętrzeń i znacznych dalekości spiętrzenia, które dochodzić mogą do kilku, kilkunastu kilometrów, lub nawet wyżej, trzeba z uwagi na zmienność spadku podzielić całą przestrzeń na partje, dla których można przyjąć jednostajny wyrównany spadek. W równanie $\frac{il}{e} = \ldots$ wstawiać się będzie zatem kolejno spadki wyrównane tych poszczególnych partji i dla każdej z nich osobno liczyć krzywą spiętrzenia. (Szereg przykładów z zastosowaniem różnych metod podaje Tolman w Wochenschrift f. d. öff. Baudienst, Wiedeń 1905.)

Przepusty spławne. Celem przepuszczania tratew przy spiętrzonej wodzie, wykonywa się w jazach otwory od kilku do kilkunastu metrów szerokie (zależnie od szerokości tratw), o progu założonym 0,5 do 1,5 m pod stanem normalnego spiętrzenia, zamykane zastawkami, przez które po otwarciu zastawki (podnoszonej w górę lub spuszczanej w dół, lub też klapy obracalnej) wypływa woda i unosi tratwę w dół (fig. 58).

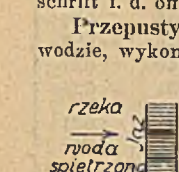


Fig. 58.

Poniżej przepustu musi więc być urządzona t. zw. droga dla tratew, posiadająca dwie ściany boczne (bulwar, czyli mur brzegowy i przedłużenie filaru), oraz dno ukośne, w stosunkowo znacznym spadzie, po którem spływa wypuszczona z górnego poziomu woda. To dno przy mniejszych zakładach wodnych i mniejszych rzekach, o podrzędniejszem znaczeniu spławu, zakłada się w spadku znaczniejszym (kilka %), na wielkich rzekach skanalizowanych w spadku mniejszym, a to celem uzyskania większej głębokości na równi pochyłej. W tym samym celu wykonują przy większych urządzeniach dno w spadku zmiennym, zmniejszając go od góry ku dołowi, zaopatrują je zębami (występami), celem wytworzenia większej szorstkości i tłumienia zbyt wielkich chyżości.

Przy wlocie wody do przepustu spławnego (fig. 59) powstaje skok (obniżenie) w zwierciadle wody; celem zredukowania go dobrze jest zaokrąglić ściany ograniczające dużym promieniem, jak również zaokrąglić próg.

Obliczenie przepustu spławnego ma wykazać: 1. jaka objętność wody wchodzi do przepustu ($Q_1 + Q_2$), 2. jak wielkie powstanie tu zniżenie (x), wreszcie, 3. jaka powstanie najmniejsza głębokość na równi pochyłej.

Tolman podaje następujące wzory:

$$\begin{cases} Q = Q_1 + Q_2 = \frac{\mu}{3} b \sqrt{x}(3e - x) \\ x = \dfrac{3e\left(1 - \frac{\mu}{m}\right)}{3 - \frac{\mu}{m}} \end{cases}$$

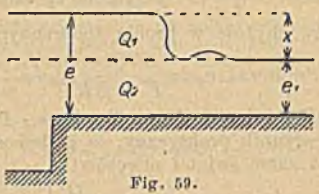


Fig. 59.

w których b oznacza szerokość przepustu, μ i m są spółczynnikami praktycznymi, z których pierwszy można przyjąć w przybliżeniu równy 0,6, drugi 1,0; e oznacza głębokość wody na progu przyjętą w projekcie. Z obu równań oznaczy się obie niewiadome Q, oraz x.

Zwykle rezygnujemy z dokładnego oznaczenia kształtu zwierciadła na równi pochyłej (ruch zmienny) i zadowalniamy się oznaczeniem głębokości wody. Mając objętość wody Q i przyjęty spadek równi pochyłej i, oznaczamy głębokość y jak dla kanału prostokątnego z formuły $y = \sqrt[3]{\frac{Q^2 p}{b^3 k^2 i}}$, w której p oznacza obwód zwilżony (na razie przyjąć na próbę, a po obrachowaniu y poprawić i ponownie rachunek przeprowadzić), k jest spółczynnikiem wzoru $v = k\sqrt{r\,i}$, który oznaczyć trzeba według jednej ze znanych formuł empirycznych. Głębokość y nie powinna spadać poniżej 40 *cm*.

U spodu równi pochyłej, gdzie ona schodzi się z dnem rzeki, powstaje uderzenie wody spływającej z wielką chyżością o spokojną wodę dolną; powstaje tu t. zw. odskok wodny (próg wodny), a miejsce to jest dla tratew niebezpieczne, gdyż mogą się tu zaryć w dno. Dlatego urządzają tu nieraz ruchome tratwy, na górnym swym końcu przegubowo utwierdzone, stanowiące ruchome podłoże.

Przepływ przez jaz boczny. Jeżeli w ścianie bocznej ograniczającej profil przepływu wody wykonamy wcięcie (otwór, którego dolną krawędź stanowi przelew, a górna jest położona ponad zwierciadłem wody), to powstaje przelew boczny. W przeciwieństwie do dotychczasowych zapatrywań wykazuje Engels, że przelew będzie miał najmniejszą grubość na górnym, a największą na dolnym końcu. Z wyników doświadczeń ustawia formułę: $Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\sqrt{l^{2,5}h^5}\ m^3/\text{sek.}$, w której Q oznacza objętość przepływającą przez przelew boczny, l długość krawędzi przelewu, h wzniesienie zwierciadła wody w kanale ponad krawędź przelewu w jego dolnym końcu.

Dla zaokrąglonej krawędzi przelewu można przyjąć $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$, dla ostrej 0,49. Krawędź przelewu przyjęto tu równolegle do dna kanału.

Obliczenie spiętrzenia wywołanego przez most lub jaz ruchomy o nisko założonym progu. Istnieje do tego celu cały szereg formuł, podamy tylko najważniejsze.

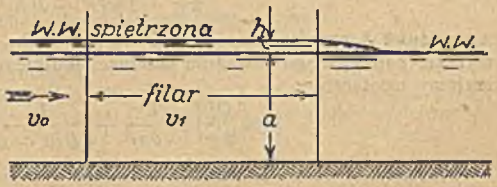


Fig. 60.

Według zasady Bernouillego spiętrzenie wody wywołane zwężeniem profilu przepływu przy moście (fig. 60):

$h = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g}$, przyczem v_1 oznacza zwiększoną chyżość w obrębie mostu, v_0 chyżość w profilu spiętrzonym powyżej mostu, g przyspieszenie ciężkości.

Ponieważ $v_0 = \frac{Q}{F + Bh}$, $v_1 = \frac{Q}{\mu B (a + h)}$, (gdzie Q oznacza objętość w. w., F powierzchnię profilu w. w., B szerokość zwierciadła tego profilu, μ spółczynnik praktyczny, a głębokość wody niespiętrzonej w obrębie mostu, b sumę świateł otworów):

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left\{\frac{1}{[\mu b (a + h)]^2} - \frac{1}{(F + Bh)^2}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

Spółczynnik μ przyjmuje się zależnie od kształtu filarów i to dla filarów smukłych (ostro zakończonych, eliptycznych, lub o głowicy półkolistej)

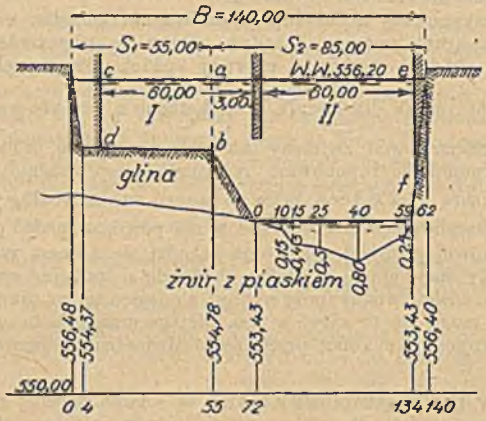


Fig. 61.

0,95, która to wartość może wzróść do 0,97. Dla filarów prostokątnych przyjmuje się $\mu = 0{,}80$, dla mostów sklepionych i przepustów o sklepieniach wchodzących w wodę $\mu = 0{,}70$.

Zamiast powyższej formuły można użyć formuły na przelew zupełny (jakkolwiek niema tu w dnie stopnia), przyczem przyjmuje się $\mu = \mu_1$.

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + a (h + k)^{1/2}\right\},$$

przyczem

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g(F + Bh)^2},$$

a ponieważ h przedstawia wartość bardzo małą, możemy je w pierwszym wyrazie poprzedniego równaniu pominąć, skutkiem czego z formuły tej otrzymujemy ostatecznie:

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{(\mu ba)^2} + \frac{1}{\left\{B(a + h)^2\right\}}\right] \quad \ldots\ldots\ldots (2)$$

Przykład. W danym profilu (fig. 61) ma być wykonany most o dużych otworach, spiętrzenie nie może przekraczać 20 *cm*. Objętość wielkiej wody obliczymy osobno w części I, a osobno w części II, oddzielonych linją $a - b$.

Część I. Powierzchnia $P_1 = 65\ m^2$, szerokość zwierciadła $S_1 = 55\ m$, średnia głębokość $\frac{P_1}{S_1} = t_1 = 1{,}18\ m$, średnia chyżość[1]) $v_1 = 1{,}20\ m$, objętość $Q_1 = 81{,}9\ m^3$/sek.

Część II. $P_2 = 233{,}7$, $S_2 = 85\ m$, $\frac{P_2}{S_2} = t_2 = 2{,}75\ m$, $v_2 = 2{,}46\ m$[1]), $Q_2 = 574{,}9\ m^3$/sek.

1) Postawmy najpierw pytanie, jak wielkie byłoby spiętrzenie h. gdybyśmy wykonali tylko jedno przęsło o świetle 80 m i postawili przyczółek lawy w linji $a-b$, prawy w linji $e-f$. Licząc według ostatniej formuły (2) i wstawiając wartości: $Q = 650{,}8\ m^3$/sek., $B = 140\ m$, $a = 2{,}46\ m$, $g = 9{,}81\ m$, $b = 80\ m$, $\mu = 0{,}95$, oraz przyjmując na pierwszą próbę $h = 0{,}40\ m$, otrzymuje się $h = 0{,}472\ m$.

Wyrachowane spiętrzenie różni się mało od przyjętego i wypada zbyt duże. Średnia chyżość w obrębie mostu wynosiłaby $v'_2 = \frac{Q}{b(a+b)} = 2{,}80\ m$, byłaby zatem od chyżości $v_2 = 2{,}46\ m$ o $0{,}34\ m$ tj. o 16% większa.

2) Dajemy 2 przęsła po 60 m, oddzielone filarem 3 m grubym, przyczółki w linjach $c-d$, oraz $e=f$; w tym wypadku mamy:

$$h = \frac{650{,}8^2}{2.9{,}81}\left\{\frac{1}{(0{,}95.120.1{,}98)^2} - \frac{1}{\left\{140\,(1{,}98+0{,}20)\right\}^2}\right\} = 0{,}183\ m;$$

spiętrzenie zatem nie przekracza przyjętej granicy.

Jazy ruchome o progach nisko założonych i dużych otworach wywołują w czasie wielkiej wody tylko nieznaczne spiętrzenie, które obliczać należy według powyższych zasad. Jaz taki po usunięciu części ruchomej nie wznosi się zwykle ponad dno, a pewne spiętrzenie wywołują tylko przyczółki i filary. Często jednak wykonujemy jazy np. przy kanalizacjach rzek w ten sposób, aby nie wytwarzały żadnego spiętrzenia. Jaka w takim razie ma być powierzchnia otworów jazowych?

Jeżeli przed wykonaniem jazu była powierzchnia profilu w. w. F, wolna powierzchnia otworów jazowych jest $F_1 = f_1 + f_2 + \ldots$

W razie zaś, jeżeli niema być żadnego spiętrzenia:

$$F_1 = \frac{F}{\mu},$$

gdzie $\mu < 1$, a praktycznie możemy je przyjąć równe 0,9 — 0,97, podobnie jak przy mostach. Takie żądania co do światła jazu wymagają jednak zazwyczaj rozszerzenia profilu przez bagrowanie dna i skopanie brzegów.

Zasada Rehbocka obrachowania spiętrzenia przy moście. Powyższe formuły na wysokość spiętrzenia, powszechnie w praktyce stosowane, uważa Rehbock jako nieoparte na podstawach naukowych i na obserwacjach. Na podstawie licznych doświadczeń w laboratorjum wodnem w Karlsruhe wyraża zapatrywanie, że rzeczywiste spiętrzenie przy moście jest znacznie mniejsze, niż spiętrzenie, które się otrzymuje z dotychczasowych formuł, dających zresztą bardzo różne wyniki. Dla mostów o filarach smukłych podaje na spiętrzenie prostą formułę:

$$z = \alpha\, k_0,$$

w której $\alpha = \frac{f}{F}$, tj. stosunkowi części zabudowanej profilu (przez filary i przyczółki) do całego profilu, zaś $k_0 = \frac{u^2}{2g}$, tj. wysokości ciśnienia odpowiadającej średniej chyżości profilu niespiętrzonego powyżej mostu.

Jeżeli filary mają głowice tępe, to spiętrzenie będzie większe, aż do $2{,}1\,\alpha k_0$ dla filarów prostokątnych.

Przykład. Całkowita szerokość rzeki $B = 320\ m$, głębokość $t = 5\ m$, objętość wielkiej wody $Q = 4000\ m^3$/sek., suma świateł między filarami 300 m; jak wielkie spiętrzenie wypada według formuły Rehbocka?

$$z = k_0 \frac{f}{F} = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{f}{F}; \quad v = \frac{4000}{1600} = 2{,}5\ m/\text{sek.}, \quad \frac{v^2}{2g} = 0{,}319\ m,$$

[1]) Obliczona według formuły empirycznej.

powierzchnia przekroju zabudowanego $f = 20 \times 5 = 100\ m^2$, powierzchnia całego przekroju $F = 320 \times 5 = 1600\ m^2$

$$z = \frac{0{,}319 . 100}{1600} = 0{,}020\ m$$

Licząc według formuł poprzednio przedstawionych otrzymuje się spiętrzenie $h = 0{,}07\ m$, a zatem $3^1/_2$ razy większe.

Rehbock stwierdza, że to, co według dawnych formuł uważa się jako spiętrzenie, jest sumą właściwego spiętrzenia i obniżenie zwierciadła, jakie powstaje w obrębie mostu skutkiem zwężenia profilu. Jakie konsekwencje wynikną z nowej metody, o ile utrzyma się w praktyce? Spiętrzenie i światło mostu rachuje się z dwu powodów: 1. podniesienie zwierciadła wody zwiększa możliwość wylewu w. w. powyżej mostu i 2. duże spiętrzenie w związku z dużem zwężeniem profilu może się stać z uwagi na powiększenie chyżości niebezpiecznem dla fundamentów. Choć nowa metoda z uwagi na 1. ma daleko idące konsekwencje, z uwagi na 2. wpływ jej jest mniejszy.

III. Wykonanie jazów.

Przyczółki i filary. Wykonywa się je zwykle z muru kamiennego, betonu lub betonu uzbrojonego; nawet przy jazach drewnianych przyczółki i filary najodpowiedniej wykonać murowane.

Fundament jazu i podłoże. Jaz powinien być fundowany na gruncie wytrzymałym i o ile możności nieprzepuszczalnym, lub mało przepuszczalnym. Nie trzeba jednak sądzić, że jaz może być fundowany tylko na zbitej skale, lub na ile; w praktyce wykonano wiele jazów na starych, zwięzłych pokładach żwirów i piasków, o ile przepuszczalność ich nie była zbyt wielka. Przed zadecydowaniem budowy w danem miejscu trzeba grunt zbadać zapomocą wkopów, sond, wierceń i pompowania próbnego. Najzwyklejsza metoda fundacji zapomocą otoczenia grodzą, wykopu w obrębie grodzy i wypompowania wody. Mniejsze jazy staramy się wykonać w całości w obrębie jednego sezonu budowlanego, budowę większych dzielimy na części i rozkładamy na kilka sezonów. W trudniejszych warunkach (większa głębokość, silny napływ wody) stosujemy i inne metody fundowania, np. skrzynie, studnie, metodę pneumatyczną. Ważne ułatwienie przy fundacji stanowią dwa wynalazki nowszej doby: ściany szczelne żelazne i obniżenie zwierciadła wody gruntowej zapomocą pompowania. Na pokładach młodych, naniesionych, fundować nie można; na gruncie mało wytrzymałym można zbudować jaz na ruszcie palowym.

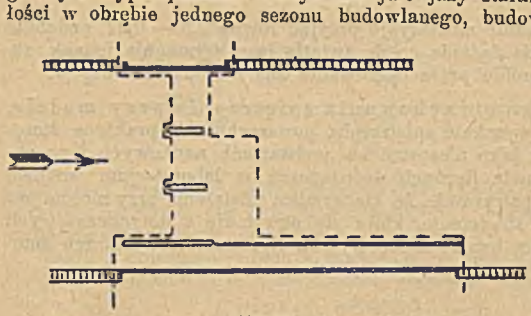


Fig. 62.

Z jazem łączy się podłoże, ubezpieczające dno poniżej jazu; wytrzymuje ono uderzenie wody spadającej, oraz znaczne chyżości jakie tu powstają. Fundament powinien być szczelny, aby woda górna skutkiem ciśnienia istniejącego nie mogła podziemnemi żyłami przedostawać się do wody dolnej. W materjałach przepuszczalnych trudno tu osiągnąć szczelność zupełną, jednak, gdyby pod fundamentem wytworzyły się silniejsze strugi, mogłoby nastąpić wypłukanie miałkich uszczelniających cząstek i wzruszenie pokładu. Fundament jazu wraz z podłożem powinny być otoczone tak od strony górnej, jak i dolnej, ścianą szczelną, która ma objąć wszystkie części,

w których panuje spiętrzenie i na każdym końcu wchodzić głęboko w ląd. Na figurze 62 oznaczono ścianę szczelną jazu linją kreskowaną; obejmuje ona prócz jazu i podłoża także i przepust dla tratw.

Najpewniejsze wykonanie będzie takie, że jaz spocznie na gruncie nieprzepuszczalnym. Jeżeli to jest niemożliwe, lub zbyt kosztowne, to zapuszcza się przynajmniej żebro, lub ściany szczelne, aż do gruntu nieprzepuszczalnego. I to jest jednak w wielu wypadkach niemożliwe, więc kontentujemy się, zwłaszcza przy mniejszych spiętrzeniach (poniżej 5 *m*) tem, że zabijamy ściany szczelne stosunkowo głęboko.

Chyżość przepływu wody w gruncie $v = ki$, tj. stoi w prostym stosunku do spadku zwierciadła wody gruntowej, względnie, o ile chodzi o jaz, do spadku ciśnienia między wodą górną i dolną. W interesie zabezpieczenia fundamentu jest zatem takie wykonanie fundamentu i podłoża najodpowiedniejsze, aby ten spadek ciśnienia był jak najmniejszy. Wszelkie środki, służące do przedłużenia drogi wodzie przesiąkającej pod jazem, działają tu korzystnie, a więc żebra pionowe u spodu fundamentu, podłoże szczelne poniżej jazu, ewentualnie także podłoże szczelne powyżej jazu, ściany szczelne, są tymi środkami, które umożliwiają fundację na gruncie więcej przepuszczalnym (fig. 63).

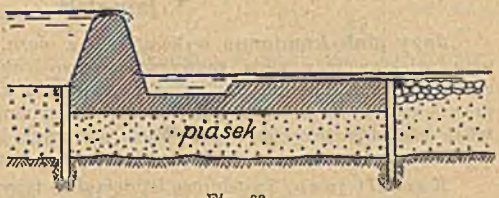


Fig. 63.

Podłoże składa się z podłoża poniżej jazu i ewentualnie podłoża powyżej jazu. Pierwsze zaś dzieli się zazwyczaj na podłoże bliższe i dalsze, to drugie wykonywane zazwyczaj jako narzut kamienny poza ścianą szczelną. Podłoże powyżej jazu jest zazwyczaj krótkie i ma za zadanie uszczelnienie miejsca po stronie górnej jazu, gdzie między jazem a gruntem mogłaby woda przeciekać. Zadanie podłoża poniżej jazu określiliśmy powyżej. Długość podłoża poniżej jazu zależy od gruntu; przy materjale dna rzeki zbitym, którego woda nie ruszy nawet przy dużej chyżości, wystarczy długość podłoża równa 3—4 krotnej wysokości jazu, przy gruncie niewytrzymałym nieraz i 8 krotna wysokość nie jest za duża. Wogóle dno poniżej jazu ma być tak daleko ubezpieczone, jak daleko istnieje zwiększona chyżość, aby nie tworzyły się wyboje zagrażające stałości jazu. Uderzenie kaskady wody spadającej przez koronę jazu skutecznie przytłumia t. zw. poduszka wodna, tj. zagłębienie w podłożu wypełnione wodą. Uderzenie wody spadającej nie wywołuje jednak zbyt wielkiego ciśnienia na podłoże; niebezpieczniejsze są kamienie, spadające z korony jazów na górskich potokach, które według spostrzeżeń poczynionych w Szwajcarji mogą rozbić i najsilniejszą ławę betonową. W takich wypadkach podłoże drewniane, wykonane jako podłoga z silnych dyli dębowych, jako sprężyste, może być bardzo stosowne.

Rehbock podaje na długość podłoża poniżej jazu następujące wzory:

a) dla jazów przelewowych: $b = 1{,}5\ p + 6\ h_0$ max do $b = 2\ p + 8\ h_0$ max,
b) „ upustów: . . . . . $b = 4\ p + 2\ Z$ max „ $b = 8\ p + 4\ Z$ max,

w których p oznacza wysokość jazu ponad dno, h_0 max największą wysokość przelewu, Z max największe spiętrzenie.

Inż. Schmidt (Zeitschrift für Bauwesen 1920, str. 555) żąda, aby podłoże nie było gładkie, lecz szorstkie, proponuje wykonanie go z pryzmatów betonowych, wystających ponad poziom ławy betonowej. Podobnie inż. Zschokke zaleca podłoże z nieregularnie wmurowanymi dużymi kamieniami, które

wystają 40—60 *cm* (fig. 64); następuje tu doskonałe tłumienie chyżości. Również dobrze działają poduszki wodne, podział spadku na szereg kaskad

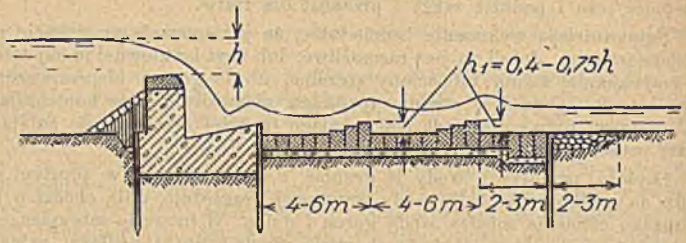


Fig. 64.

(podłoże w stopniach), wznoszenie się podłoża w stronę dolną i rozszerzenie profilu poprzecznego rzeki poniżej jazu.

1. Jazy stałe.

Jazy stałe kamienne wykonuje się z ciosu, kamienia łamanego i betonu; większe jazy mają zazwyczaj koronę i obie ściany, a przynajmniej dolną, pokryte ciosami, środek stanowi mur z kamienia łamanego na zaprawie cementowej, lub beton. Zamiast ciosów można jako okładziny używać także kamienia przyciosanego. Wiele nowszych jazów o wysokości 2—4 *m* wykonano z samego betonu bez okładziny kamiennej.

Kształt jazu. Zasadniczo istnieją dwa typy, dawniejszy, odznaczający się tem, że sprowadza wodę po łagodnie nachylonej skarpie dolnej (fig. 65) i nowszy o stromej skarpie przedniej (dolnej) (fig. 66). Pierwszy ma wprawdzie kształt korzystny pod względem statycznym, oraz z uwagi na przepływ,

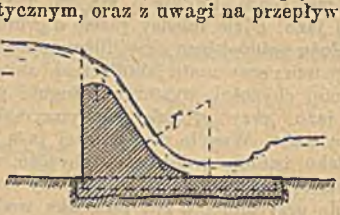


Fig. 65.

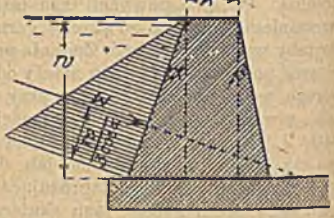


Fig. 66.

jednak powstają tu u stopy jazu bardzo duże chyżości poziome, niebezpieczne dla podłoża, które skutkiem tego musi być bardzo długie, silne i kosztowne. Natomiast drugi typ jest pod względem statycznym mniej korzystny, ale wytwarzając stromą, u spodu prawie pionową kaskadę wody, przyczynia się do stłumienia siły żywej wody zaraz u stopy jazu. Z tego powodu typ pierwszy może być tylko stosowany na wytrzymałej skale, typ zaś drugi nawet na gruncie mało wytrzymałym.

Obliczenie przekroju poprzecznego. Przy tem obliczeniu należy uwzględnić ciśnienie wody na jaz, oraz ciężar własny muru; zresztą obliczenie przeprowadza się tak, jak każdego muru oporowego, kreśląc linję ciśnienia, która nie powinna wyjść z rdzenia (jądra) przekroju, to znaczy, że nie należy dopuścić naprężeń rozciągających. Ciśnienie wody *W*, działające prostopadle do ściany górnej (fig. 15), należy oznaczyć dla takiego stanu, przy którym parcie wody jednostronne będzie największe. Największa różnica stanów wody górnej i dolnej będzie przy stanie najniższym, przyczem po stronie

dolnej nie należy przyjmować wody (cała mała woda do kanału). Obliczenie należy najpierw przeprowadzić dla stanu wody równo z koroną jazu; gdyby się okazało, że wielka woda (z uwzględnieniem stanu wody dolnej) wywiera większe ciśnienie jednostronne, należy dla określonego już przekroju rachunek powtórzyć i ewentualnie przekrój poprawić.

Przyjmując nachylenie skarpy górnej jazu pod kątem α, którego $tang = \frac{1}{n}$, nachylenie skarpy dolnej pod kątem β, którego $tang = \frac{1}{m}$, stan wody równo z koroną, i zakładając, że wypadkowa z ciśnienia wody i ciężaru muru ma przechodzić przez punkt jędrny po stronie dolnej, otrzymuje Matakiewicz na szerokość korony wzór (fig. 66): [1])

$$k = \left\{ -\left(\frac{3}{2m} + \frac{1}{\gamma_1 n}\right) + \sqrt{\left(\frac{3}{2m} + \frac{1}{\gamma_1 n}\right)^2 + \frac{n^2-1}{\gamma_1 n^2} - \frac{1}{m^2} - \frac{\gamma_1 + 2}{\gamma_1 m n}} \right\} w,$$

w którym k oznacza szerokość korony, γ_1 ciężar właściwy muru, w wysokość jazu. Np. przyjmując: $\frac{1}{n} = tg\,\alpha = \frac{1}{3}$, $\frac{1}{m} = tg\,\beta = \frac{1}{6}$, ciężar właściwy muru 2 t/m^3, wysokość jazu $w = 5\,m$ otrzymuje się szerokość korony: $k = 1{,}375\,m$, na podstawie której i powyższych danych wykreślić można żądany przekrój jazu.

Jeżeli skarpa dolna przekroju jest pionowa, czyli $tg\,\beta = 0$, wtenczas wzór powyższy upraszcza się następująco:

$$k = \left(-\frac{1}{\gamma_1 n} + \sqrt{\left(\frac{1}{\gamma_1 n}\right)^2 + \frac{n^2-1}{\gamma_1 n^2}} \right) w.$$

Jazy żelbetowe (żelazno-betonowe) są bardzo praktyczne, w Ameryce bardzo rozpowszechnione, w Europie dotychczas mniej. Zasada ich jest następująca (fig. 67):

Jaz składa się z filarów pionowych żelbetowych (od kilkunastu do 30 cm grubości), na których po stronie górnej wody i na koronie opiera się szczelna płyta betonowa, uzbrojona wkładkami poziomemi i pionowemi, stanowiąca ścianę spiętrzającą (grubość jej zazwyczaj od kilkunastu do 20 cm). Ciśnienie wody, prostopadłe do ściany, działa tu nader korzystnie, gdyż przyciska jaz do fundamentu.

Fig. 67.

Wypadkowa R ciśnienia wody W i ciężaru jazu G nie powinna wychodzić z jądra przekroju poziomego filarów i ma kierunek tem korzystniejszy, im nachylenie ściany do poziomu jest mniejsze; nachylenie to wynosi zwykle 40—45°.

Tego rodzaju jazy mogą być przykryte płytą również od strony dolnej, muszą być tu jednak otwory, aby woda dolna mogła wejść do wnętrza jazu, gdyż inaczej powstałby silny wypór. Wielkie wolne przestrzenie, jakie wewnątrz jazu powstają, wyzyskano w Ameryce do urządzenia przejść (kładek) wzdłuż jazu, umieszczenia turbin, a nawet całych zakładów silnicowych.

[1]) „Budowa jazów".

Zamiast płyty spiętrzającej mogą być zastosowane sklepienia wielokrotne również ukośne. (Przykład takiego jazu podaje Bonnet w „Cours des barrages", gdzie także podano szczegółowo przykład obliczenia jazu żelbetowego.)

Jazy stałe drewniane. Stosowane mogą być do małych spiętrzeń w okolicach obfitujących w drzewo. Jaz taki (fig. 68) składa się ze ściany spiętrzającej, wytworzonej przez ścianę szczelną, bitą między palami kierującymi, na których u spodu osadzono kleszcze, u góry kaptur, lub też ze ściany zakładanej we wpustach słupów (brusy między słupami osadzonymi na kapturze ściany szczelnej). W tym drugim wypadku musi być ściana od strony dolnej wody podparta zastrzałami, a połączenie wykonane na czopy i umocnione ściągnami żelaznemi. Prócz ściany spiętrzającej wykonywa się podłoże, składające się z podłogi drewnianej osadzonej na kapturach, wzgl. kleszczach pali bitych. W dolnym końcu jazu powinna być druga ściana szczelna. W obrębie przyczółków powinna być ściana szczelna podniesiona ponad wielką wodę, jak to wskazuje fig. 69, celem zapobiegnięcia przeciekania wody poza przyczółkami.

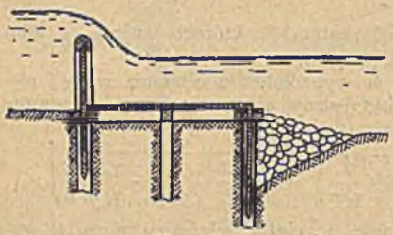


Fig. 68.

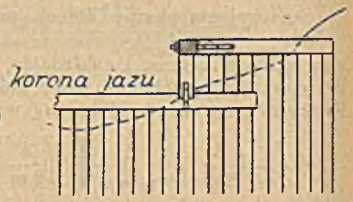


Fig. 69.

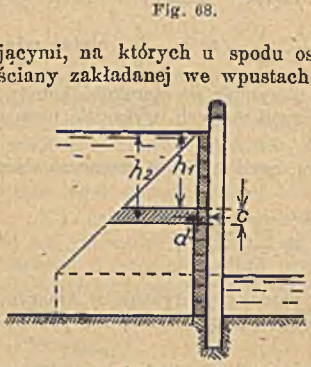


Fig. 70.

Obliczenie ścianki zakładanej (fig. 70). Jeżeli odstęp słupów jest b, ciężar 1 m^3 wody γ, natenczas ciśnienie wody na 1 m b. dyla jest: $p = \gamma \frac{h_2^2 - h_1^2}{2}$, moment zgięcia $M = \frac{1}{8} p\, b^2 = \frac{1}{8} \frac{h_2^2 - h_1^2}{2} b^2$, a grubość dyla d obliczymy z równania: $c\, d^2 = \frac{6\, M}{\sigma}$, $d = \sqrt{\frac{6\, M}{\sigma\, c}}$, gdzie σ jest naprężeniem dopuszczalnem na zginanie dla drzewa (pod wodą około 70 kg/cm^2).

2. Jazy ruchome.

Jaz belkowy służy do chwilowego zamknięcia kanałów, upustów itp. celem odcięcia dopływu wody, np. w czasie napraw, czyszczenia itp. W przyczółkach, wzgl. filarach, muszą być już z góry przygotowane wpusty, w które wkłada się belki stanowiące zamknięcie, jedne nad drugą. Poza belkami można w razie potrzeby nasypać i ubić glinę celem uszczelnienia, przez co powstaje rodzaj grodzy. Każda belka musi mieć na obu końcach albo sworzeń, albo klamrę, za którą chwyta się ją oseką przy wyciąganiu. Urządzenie to wskazuje fig. 71. Przy wielkich jazach i dużych spiętrzeniach wykonują takie zamknięcia z belek żelaznych.

Jazy drewniane zastawkowe, czyli tzw. śluzy drewniane, u nas przy małych zakładach wodnych bardzo rozpowszechnione, składają się ze spodu

stałego i części górnej ruchomej (fig. 72). Część stała składa się ze ścianki szczelnej S, na której, jak również na kapturach pali kierujących, osadzony jest silny kaptur K, na nim zaś słupy w odstępach 1 — 2 m, zakończone u góry kapturem. We wpustach słupów poruszają się zastawki, zaopatrzone w jeden lub dwa trzonki do wyciągania, lub w dwa łańcuchy. Słupy opierają się ciśnieniu przeniesionemu przez zastawki zapomocą jednego lub dwu zastrzałów. Poniżej i powyżej zastawek urządzone są podłogi szczelne z brusów osadzonych na kapturach pali bitych w grunt, które to kaptury połączone są ewentualnie belkami poprzecznemi.

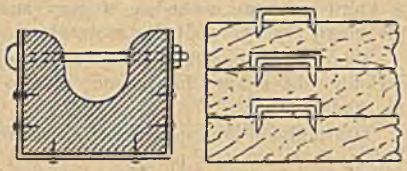


Fig. 71.

Podłoga powyżej zastawek nazywa się ponurem, podłoga poniżej zastawek poszurem. Prócz głównej ściany szczelnej S są jeszcze dwie inne, jedna na początku ponuru, druga na końcu poszuru. Do komunikacji wzdłuż jazu służy kładka drewniania oparta na palach, umieszczona po stronie dolnej lub górnej zastawek.

Na fig. 72 widzimy prymitywny wyciąg zapomocą drąga wkładanego w otwory drabinki, działającego jako dźwignia dwuramienna.

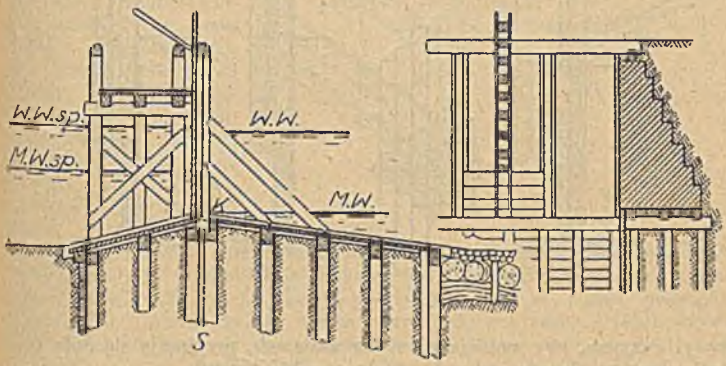


Fig. 72.

Jak wysoka może być zastawka o szerokości $b = 1\ m$, aby ją mógł jeden robotnik podnieść, a zatem jaz otworzyć dla przepływu wody? Jeżeli woda spiętrzona jest do wierzchu zasuwy o wysokości h, a dolnej wody niema, natenczas ciśnienie wody na zasuwę $P = \frac{b\,h^2}{2}$, a spółczynnik tarcia drzewa o drzewo przyjmiemy 0,5, natenczas opór przy podnoszeniu wynikły skutkiem tarcia i powiększony o ciężar zastawki (przyjmijmy 100 kg) wynosi:

$$Q = \frac{0{,}5\,.\,1\,.\,h^2}{2} + 0{,}100 \text{ ton.}$$

Robotnik pracuje przy drągu ciężarem ciała (przyjmujmy 60 kg), Q nie może przewyższać więc około 600 kg, gdyż drąg jako dźwignia mnoży około 10 krotnie, zatem: $0{,}600 = \frac{0{,}5\,.\,1\,.\,h^2}{2} + 0{,}100$, skąd wynika $h = \sqrt{2} = 1{,}41\ m$

O ileby chodziło o otwieranie w czasie wielkiej wody całego profilu przepływu, można wykonać jaz zastawkowy o słupach czyli odrzwiach ruchomych wyciąganych z mostu w górę i kładzionych na pomost. W takim razie słupy muszą mieć u spodu czopy, a kaptur ściany szczelnej gniazda, w które te czopy wchodzą, u góry zaś muszą być słupy oparte o most, nie mogą zaś być podparte zastrzałami.

Filary i przyczółki jazów drewnianych powinny być bezwarunkowo wykonywane z muru lub betonu; drzewo z powodu krótkiego czasu trwania nie nadaje się tu.

Dla małych śluz spiętrzających, jakich bardzo wiele nieracjonalnie wykonanych jest u nas, praktyczną byłaby konstrukcja taka, w której drzewo znajduje się pod stanem małej wody, a ponad tym stanem tylko beton (przyczółki, zamiast zaś słupów filarki betonowe, lub żelbetowe); zastawki mogą być drewniane. (Por. Matakiewicz „Budowa jazów", tablica 3, gdzie jednak z uwagi na mniejsze koszta betonu część stałą wykonano jako ławę betonową na ruszcie palowym.)

Zastawki, zasuwy lub stawidła. Przy jazach drewnianych wykonuje się je z dyli o najmniejszej grubości 5 *cm*, obliczając je na napór

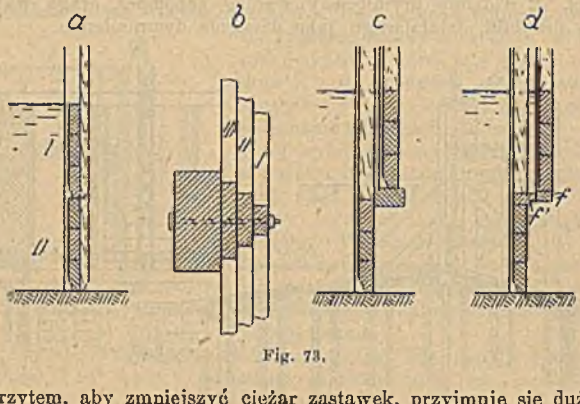


Fig. 73.

wody. Przytem, aby zmniejszyć ciężar zastawek, przyjmuje się duże naprężenie dopuszczalne na zginanie, aż do $\sigma = 110\ kg/cm^2$.

Dyle starannie obrobione łączy się szczelnie na żłobek i duszę, całą tablicę wzmacnia listwami drewnianemi lub żelaznemi przybitemi do brusów gwoździami; listwy te mogą służyć w dalszym ciągu jako trzonki wyciągowe (drabinki z otworami do włożenia końca drąga, trzonki zazębione, o które się opiera kółko zębate wyciągu itp.). Zastawki małe o szerokości do 1 *m* mogą mieć jeden trzonek wyciągowy, większe powinny mieć dwa, gdyż inaczej mogą się przy wyciąganiu łatwo zaklinować. Spód zastawki powinien się tylko opierać na progu (kapturze ściany szczelnej itp.); urządzenie wgłębionego wpustu nie jest właściwe, gdyż wgłębienie się zamula, a zasuwa nie przymyka szczelnie.

Słupy jazu drewnianego powinny być tak wysokie, aby zastawki można było podnosić ponad stan najwyższej wielkiej wody (spód zastawek przynajmniej 0,5 *m* ponad wielką wodę spiętrzoną); również konstrukcja kładki powinna być odpowiednio wzniesiona ponad w. w.

Przy znaczniejszych spiętrzeniach, a zatem dużych wysokościach zastawek, można je dzielić w kierunku pionowym na części wyciągane zapomocą osobnych trzonków, wzgl. łańcuchów i wyciągów. Fig. 73 podaje schematy takiego urządzenia.

Na fig. *a* mamy dwie zastawki ponad sobą, które wobec tego musi się kolejno wyciągać, najpierw górną, potem dolną, na fig. *b* (przekrój poziomy) trzy zastawki w różnych płaszczyznach, ślizgające się po siebie, na fig. *c* zastawki w różnych płaszczyznach i odsunięte od siebie, wobec czego musi się dać stały próg przedziałowy celem uzyskania szczelności; próg taki zamyka część wolnego przekroju przepływu. Praktyczniejsze jest urządzenie, jak na fig. *d*: do zastawek przymocowane są dwie beleczki *f* i *f'* skośnie ścięte, poruszające się wraz z zastawkami między słupami lub filarami (a nie wchodzące we wpusty) i przymykające szczelnie.

Poszczególne zastawki wynikające z podziału pionowego mogą mieć równą wysokość, lub też podział uskutecznia się na zasadzie równego oporu przy wyciąganiu. W takim razie zastawki górne będą wyższe, dolne niższe, co pociąga za sobą większą wysokość słupów, w których się zastawki poruszają. Zato do wyciągania poszczególnych zastawek potrzebna jest ta sama siła.

Wyciągi do stawideł. Stawidła wiszące na łańcuchach podnosi się, nawijając je na wał, którego obrót uskutecznia się zapomocą korby, pręta żelaznego przetkniętego przez otwór wału, koła ręcznego, lub koła ręcznego sprychowego. Celem zapobieżenia ruchowi wstecznemu, osadza się na osi wału kółko zębate, w którego zęby wchodzi palec powstrzymujący ruch wsteczny (fig. 74). Ramię korby wynosi około 40 *cm*, rączka dla jednego robotnika ma mieć długość 250—350 *mm*; siłę robotnika przy korbie można przyjąć na 15—20 *kg*. Oś korby ma leżeć 1—1,1 *m* ponad podstawą, wyjątkowo do 1,5 *m*; chyżość obrotu wynosi 0,5—1 *m*/sek.; jeżeli używa się dwu korb, to powinny być przestawione o 120°.

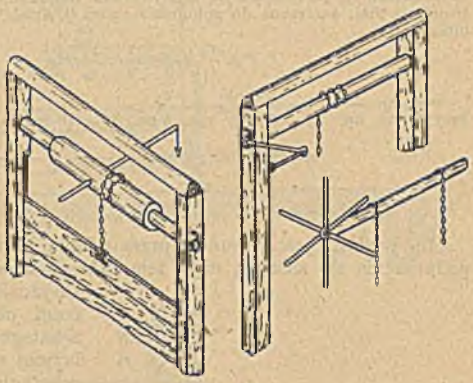


Fig. 74.

Jeżeli promień wału jest *r*, ramię korby *a*, natenczas siła *P* potrzebna do pokonania oporu *Q* będzie:

$$P = \frac{r}{a}\frac{Q}{n};$$

dla łańcuchów wynosi *n* około 0,95, dla lin około 0,90.

Przy większych stawidłach i ciśnieniach, celem uzyskania większego stosunku przeniesienia, włączamy pary kół zębatych, ślimak (śrubę bez końca) itd.; wyciągi z jedną parą kół zębatych nazwiemy o pojedynczem przeniesieniu, z dwiema parami o podwójnem przeniesieniu itd. Pamiętać należy, że stosunek siły do oporu równa się odwrotności stosunku ramienia siły do ramienia oporu, skutkiem jednak oporów tarcia trzeba wynik pomnożyć przez spółczynnik zwiększający, który dla każdej pary kół zębatych wynosi $\frac{1}{0,75} = 1,33$.

Mnożenie siły, jakie uzyskujemy zapomocą ślimaka, oznaczyć można z wzoru przybliżonego:

$$P = \frac{1}{n} K + f K,$$

w którym P oznacza siłę działającą na obwodzie śruby, K opór działający na obwodzie koła zębatego poruszanego przez śrubę, $\frac{1}{n}$ wzniesienie gwintu śruby, f spółczynnik tarcia (około 1 : 10). Przyjmując $f = \frac{1}{n} = \frac{1}{10}$, otrzymuje się:

$$P = \frac{2}{10} K = \frac{1}{5} K,$$ a z uwzględnieniem oporów tarcia na osi śruby $P = \frac{1}{4} K$, zatem mnożenie 4 krotne.

Przykład (fig. 75). Wyciąg złożony z korby, pary kół zębatych, ślimaka, i jeszcze dwu kół zębatych, z których ostatnie zazębia się z trzonkiem zazębionym zasuwy. (Jeżeli zasuwa ma dwa trzonki, natenczas na wspólnej osi osadzone będą dwa kółka zębate o promieniu r_3, zazębiające się z obydwoma trzonkami; kółko K służy do przyciskania trzonka.) Siła, potrzebna do pokonania oporu Q, działającego na trzonku, będzie w przybliżeniu:

$$P = \frac{r_2}{r_1} \cdot \frac{r_3}{\frac{d}{2}} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{r_5}{r_4} \cdot \frac{1}{0{,}75} \cdot \frac{1}{0{,}75} Q.$$

Przyjmując np. $r_1 = 40\ cm$, $r_2 = 5\ cm$, $r_3 = 30\ cm$, $d = 10\ cm$, $r_4 = 40\ cm$, $r_5 = 10\ cm$ otrzymuje się; $P = \frac{1}{8 \,.\, 6 \,.\, 4 \,.\, 4 \,.\, 0{,}75 \times 0{,}75} Q$, czyli

$$P = \frac{1}{438} Q.$$

Im większy jest stosunek przeniesienia, tem mniejsza pionowa chyżość podnoszenia się zasuwy, czyli tem dłuższy czas potrzebny do otwarcia jazu. Chyżość podnoszenia równa się chyżości obwodowej ostatniego kółka zębatego, a zatem mnożenie siły, działającej na korbie, zapomocą par kół zębatych itp. w tym samym stosunku zmniejsza chyżość podnoszenia. Na rzekach o szybkim wzroście stanów wody w czasie wezbrania, gdzie czas otwierania jazu nie może być zbyt długi, trzeba użyć niezbyt wielkiego stosunku przeniesienia, a natomiast większej liczby robotników przy korbach, lub zamiast siły ludzkiej silników elektrycznych, wodnych itd., przyczem jednak jako rezerwa powinny być dodane również korby do ruchu ręcznego.

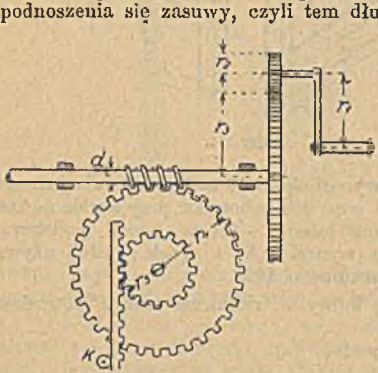


Fig. 75.

Opory ruchu. Przy zwykłych zasuwach mamy do czynienia z tarciem posuwistem, powierzchnie tarcia z powodu zanurzenia we wodzie stają się szorstkie; opór tarcia w chwili ruszenia jest około 1,5 razy większy, niż w czasie ruchu. Przy podnoszeniu zasuw trzeba pokonać opór, który składa się z ciężaru zasuwy i tarcia:

$$Q = C + f P$$

tarcie zaś równa się spółczynnikowi tarcia, pomnożonemu przez ciśnienie wody na zasuwę. Spółczynnik tarcia f wynosi:

przy posuwaniu się drzewa po kamieniu 0,5
" " " " " drzewie 0,4
" " " " " żelezie 0,35
" " " żelaza " " . . . . . 0.30; otrzymane tarcie w chwili ruszenia będzie jeszcze 1,5 razy większe.

Jazy ruchome żelazne. Podział i charakterystyka: 1. Zasuwowe, przyczem zasuwy poruszają się *a*) między słupami (odrzwiami) stałymi, lub ruchomymi, które podnosi się w stronę górnej, lub w stronę dolnej wody, *b*) między filarami murowanymi, żelbetowymi, żelaznymi, lub żelaznymi z obetonowaniem. W dziale *b*) o ile chodzi o wielkie otwory i duże spiętrzenia wyszczególnić należy system Stoney'a, odznaczający się specjalnem uszczelnieniem zasuw. 2. Jazy kozłowe, rozpadające się na dwie grupy: *a*) jazy iglicowe, *b*) zasuwowe na kozłach ruchomych. 3. Klapowe. 4. Walcowe. 5. Odcinkowe (segmentowe).

Przy wyborze systemu jazu należy rozważyć przedewszystkiem cel jazu, charakter rzeki i miejscowe stosunki. W szczególności baczną uwagę zwrócić należy 1. na szybkość podnoszenia się stanu wody (im gwałtowniejsze wezbranie, tem więcej pożądana konstrukcja, którą można szybko usunąć z profilu), 2. na szczelność jazu, np. przy wyzyskaniu sił wodnych wymagana większa szczelność, niż przy kanalizacji większych rzek), 3. na wysokość spiętrzenia (pewne konstrukcje nie nadają się do dużych spiętrzeń), a wreszcie 4. na koszta konstrukcji.

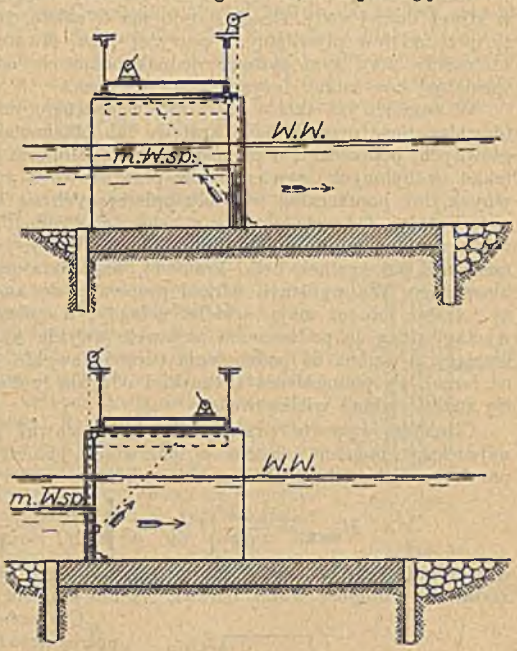


Fig. 76.

Typ 1. (jazy zasuwowe), ma najszersze zastosowanie, może być używany do dużych spiętrzeń, zapewnia wielką szczelność; dodatkowym elementem, należącym do konstrukcji jazu jest most, służący do uruchomienia jazu, skutkiem czego podwyższają się koszta. Typ 2. *a*) (jazy iglicowe), stosowne są tam, gdzie nie chodzi o wielką szczelność, ani o duże spiętrzenia. Maksymalne spiętrzenie może tu wynosić 2,5—3 *m*, a konstrukcję tę chętnie stosują przy kanalizacji rzek, gdyż jest ekonomiczna (mała ilość materjału z powodu gęstego rozmieszczenia podpór, tj. kozłów). Jeżeli przy kanalizacji potrzebne jest większe spiętrzenie, niż da się uzyskać zapomocą jazu iglicowego, stosuje się jazy zastawkowe na kozłach ruchomych; są one droższe, gdyż wymagają więcej materjału, jednak mogą być stosowane do spiętrzeń 3, 4, a nawet 5 *m*, i są szczelne.

Jazy klapowe stosuje się tak przy kanalizacjach rzek, jak i przy zakładach o sile wodnej, bądźto jako podwyższenie (nadstawka) części stałej, bądźteż jako samodzielne jazy ruchome. Nadają się do małych i do dużych spiętrzeń (przeważnie jako zamknięcia przelewów), jednak na rzekach o silnem rumowisku i silnych pochodach lodów stosować je należy nader ostrożnie.

Jazy walcowe, stosowane są tak przy zakładach o sile wodnej, jak i przy kanalizacjach rzek. Dozwalają na zamknięcie wielkich otworów i szybkie usuwanie spiętrzenia. Z powodu wielkiej odległości podpór koszta ich są większe. Spiętrzenie 2—5 *m*, a nawet i wyżej.

Jazy odcinkowe stanowią nowszy typ, stosowany przy wyzyskaniu sił wodnych, kanalizacjach rzek, zamknięciach kanałów żeglugi (bramy ochronne) itp. Wymagają stosunkowo dużej ilości materjału. Spiętrzenie 1—5 *m* i wyżej.

Z powyższych systemów przedstawimy najczęściej spotykane typy.

Jazy zasuwowe z odrzwiami ruchomymi. Na fig. 76 podane są schematycznie dwa sposoby urządzenia; według 1. podnosi się odrzwia w stronę górnej wody (urządzenie częściej spotykane), według drugiego w stronę dolnej wody. Drugi sposób ma tę zaletę, że w razie nagromadzenia się przedmiotów pływających powyżej jazu, otwarcie jazu nie przedstawia trudności; przy tym systemie jednak podparcie odrzwi u spodu wymaga specjalnej konstrukcji łożyska z wychwytem.

W zasadzie jaz składa się z mostu opartego na przyczółkach i filarach (dowolna ilość przęseł, belki kratowe lub blachownice), a zatem z dwu belek głównych, poprzecznic i pomostu, odrzwi (słupów) pionowych, lub co lepiej lekko nachylonych, zawieszonych przegubowo u góry, u spodu belek głównych, lub poprzecznic, a u dołu opierających się o łożysko zakotwione do części stałej. Odrzwia złożone z belek żelaznych T, I, lub blachownic, rozmieszczone są w odstępach 1 do 2 *m*; najlepiej, jeżeli zawieszenie odrzwi następuje we węzłach belki kratowej, względnie na poprzecznicach mostu blaszanego. We wpustach odrzwi posuwają się zastawki, które zazwyczaj są żelazne, lub też mają szkielet żelazny, a opierzenie drewniane. Osobne wyciągi służą do podnoszenia zastawek (zwykle każda zastawka ma swój wyciąg), a osobne do podnoszenia odrzwi (zwykle jeden wyciąg ruchomy na torze). Po podniesieniu zastawki i odrzwia (położenie kreskowane) muszą się znaleść ponad wielką wodą.

Ciśnienie wywarte przez wodę na zastawki przenosi się na odrzwia; największy moment zgięcia w odrzwiach pionowych, dla jednostronnego parcia wody spiętrzonej aż po wierzch zastawek wynosi:

$$M_{\max} = \frac{\gamma b h^3}{6 l}\left\{l - h + \sqrt{\frac{h^3}{3 l}} - \frac{1}{\sqrt{l}}\left(\frac{h}{3}\right)^{\frac{3}{2}}\right\};$$

w równaniu tem oznacza γ ciężar 1 m^3 wody, b odstęp odrzwi, h wysokość zastawek, l długość wolną odrzwi. Na ten moment oblicza się odrzwie.

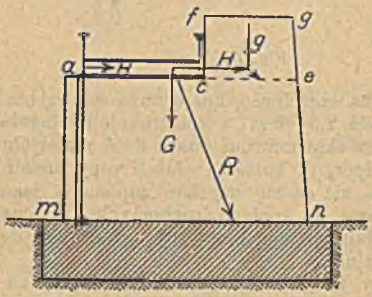


Fig. 77.

Ciśnienie wody, przeniesione za pośrednictwem zastawek na dolny koniec odrzwi, przenosi się przez łożysko na część stałą, a przez górny koniec odrzwi na most, starając się go przesunąć w kierunku poziomym (fig. 77). To parcie poziome dla przyjęcia jak wyżej wynosi: $P = \frac{\gamma b h^3}{6 l}$ (dla jednego pola między odrzwiami), a zwiększa je jeszcze parcie wiatru na most, dając sumaryczną siłę poziomą H. Celem zapobieżenia przesunięciu mostu, albo nadmurowuje się przyczółki i filary, stwarzając blok oporowy (jak na fig. 77), albo też zakotwia się most w głąb przyczółków i filarów. Wypadkowa z siły poziomej i ciężaru nadmurowania $c - f - g - e$ oraz z ciężaru całego przyczółka, względnie filaru, nie mogą wyjść z jądra

przekrojów $c - e$, względnie $m - n$. Przy obliczeniu tężników mostu, trzeba uwzględnić również parcie poziome wody przeniesione przez odrzwia.

Przy konstrukcjach mniejszych, zastawki w czasie otwierania jazu wyciąga się zazwyczaj całkiem z odrzwi, przy większych, wygodniej jest podnieść je w górę i obrócić pod most razem z odrzwiami; w tym drugim wypadku każdy słup odrzwiowy musi być dwudzielny, a szparę między obydwiema częściami zatyka się cienką drewnianą beleczką trójkątną, lub też rurką żelazną.

Zasuwy na wałkach (kółkach, rolkach). Opór przy podnoszeniu wielkich zasuw, byłby z powodu znacznego parcia wody bardzo znaczny, wobec czego często zamienia się parcie posuwiste na potoczyste przez zastosowanie kółek, względnie wałków, umieszczonych po obu stronach zasuwy, opierających się we wpustach odrzwi względnie filarów. Możliwe są tu dwa sposoby wykonania, przedstawione na figurach 78 i 79. Pierwszy z nich przedstawia zasuwę opartą obustronnie na szeregu kółek A pod sobą umieszczonych, przymocowanych do zasuwy; kółka te ku dołowi zmniejszają swój odstęp, aby ciśnienia wody wypadające na nie były jednakowe. Kółka G, o znaczeniu drugorzędnem, mają na celu kierowanie boczne; beleczka pionowa F_1, przytwierdzona do sprężystych strzemionek C, służy do uszczelnienia, gdyż woda wciska ją między opierzenie zasuwy a wmurowaną belkę F. Na drugiej figurze mamy zasuwę poruszającą się również po obustronnie umieszczonych wałkach, jednak nieprzymocowanych do zasuwy, lecz włożonych luźnie między zasuwę i płaszczyznę oporową i połączonych ze sobą zapomocą obustronnych przykładek, w których tkwią osie obrotu wałków. Przy takiem urządzeniu wózek wałków odbywa przy podnoszeniu tylko połowę drogi zasuwy, a opory tarcia są znacznie mniejsze, gdyż w tym wypadku tarcie czopowe nie zależy od ciśnienia wody.

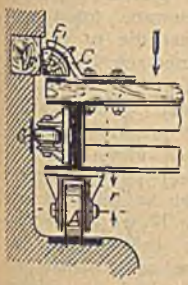


Fig. 78.

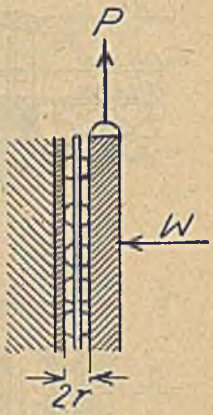


Fig. 79.

W wypadku 1. (fig. 78) siłę P potrzebną do podniesienia zasuwy otrzymamy z równania:

$$P = \frac{W}{r}(f + \mu a) + G,$$

w wypadku 2. (fig. 79) z równania:

$$P = \frac{f W}{2 r} + G,$$

W oznacza tu ciśnienie wody na zasuwę, r promień kółek, f spółczynnik tarcia potoczystego (dla nowych urządzeń 0,055, dla starych kilkakrotnie większy), $\mu = 0{,}10$ (dla łożysk bronzowych i stalowych czopów), G ciężar zasuwy.

Jazy zasuwowe między filarami, system Stoney'a. Jazy te bardzo chętnie stosowane przy wyzyskaniu sił wodnych, składają się z wielkich zasuw (od kilku do 30 m długości, do kilkunastu m wysokości), poruszających się we wpustach filarów murowanych na wózkach wałków opisanych powyżej; filary mają 3—4 m grubości, nisze, w które wchodzą zasuwy, mają około 0,5 m głębokości. Zasuwy (przy nowszych urządzeniach dzielone w kierunku pionowym, przy dawniejszych jednolite) składają się z blachy opierzającej i z poziomych żeber (rygli), obliczonych na poziome

parcie wody; rygle te mają zazwyczaj przekrój jednakowy, natomiast odstęp ich staje się ku dołowi coraz mniejszy. Istnieją dwa systemy urządzenia żeber; pierwszy (dawniejszy) o dużej ilości żeber, drugi ograniczający żebra do małej ilości, np. do dwu. Przy projektowaniu decydować powinien wzgląd na minimum materjału i kosztów.

Figura 80 przedstawia jaz taki wykonany na Renie pod Eglisau; na podstawie doświadczeń poczynionych w ciągu budowy, oraz na innych tego rodzaju jazach, przedłużono jeszcze znacznie podłoże i zakończono je ostrogą sięgającą głęboko w grunt.

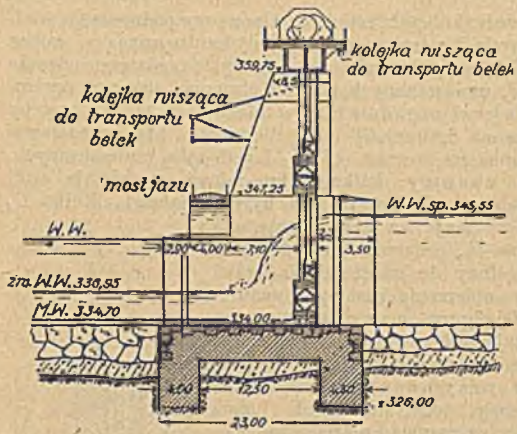


Fig. 80.

Nowsze konstrukcje mają u góry klapę dla częściowego przepuszczenia wody i lodu, lub też składają się ze zasuw ponad sobą umieszczonych. Przy jazach tej konstrukcji jako bardzo praktyczne okazało się uszczelnienie systemu Stoney'a, stosowane też tu powszechnie w różnych odmianach. Uszczelnienie to (por. fig. 81, na której przedstawiony jest przekrój poziomy przez niszę filaru, w której porusza się zasuwa na wózku z wałków *W*, włożonym między dwa łożyska) polega w zasadzie na wstawieniu między dwa kątowniki żelazne K_1 i K_2 pionowej rurki stalowej *s*, którą ciśnienie wody wpycha w trójkątne zagłębienie między nimi. Na figurze widoczne jest jedno z żeber *Ż*, połączone przegubowo z łożyskiem *B*. Blacha *Z* stanowi zabezpieczenie wózka wałków przed uderzeniem przedmiotów płynących i zasypaniem przez piasek.

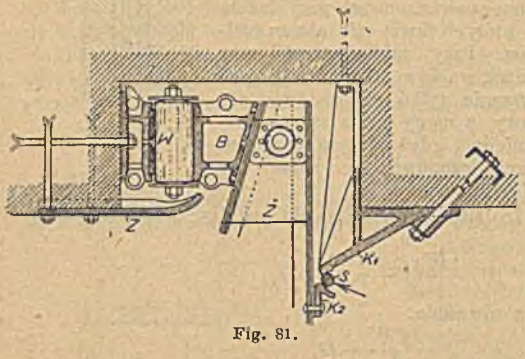


Fig. 81.

Jazy kozłowe. *a*) Jazy iglicowe. Są one stosowane powszechnie przy kanalizacjach rzek do mniejszych spiętrzeń (poniżej 3 *m*). Konstrukcja polega na zastosowaniu podpor żelaznych w małych odstępach rozstawionych (normalnie 1,25 *m*), tz. kozłów Poirée'go (fig. 82). Kozły takie wykonywane zazwyczaj z żelaza kutego, o połączeniach spajanych, przy większych konstrukcjach także z żelaza walcowanego (połączenia nitowane), składają się z dwóch głównych części konstrukcyjnych, tj. słupa *a* (prawie pionowy, nachylenie 40 : 1) i zastrzału *b*, z któremi łączą się beleczka górna *c*, dźwigająca pomost, oś obrotu kozła *d*, około której można obrócić kozieł (poprzecznie do kierunku rzeki) do położenia poziomego, a wtedy jest zasłonięty

przez próg, słupa tylnego, a wreszcie dwu poprzeczek, służących do usztywnienia całej kraty stanowiącej kozieł. Oś obrotu *d* osadzona jest obrotowo w łożyskach, z których górne narażone jest skutkiem ciśnienia wody na wyrwanie i musi być silnie zakotwione do części stałej jazu, dolne zaś przyjmuje tylko siły cisnące. Łożyska te wykonano w różny sposób; jeden z typów łożysk przedstawia fig. 83.

Łożysko górne z kotwą posiada u góry widełki, między które wprowadza się górny czop osi, a po wpadnięciu w dół wsuwa w otwór łożyskowy; łożysko dolne posiada otwór dla czopa ku górze wygięty i rozszerzony, dozwalający na początkowe ukośne położenie osi przy wkładaniu kozła.

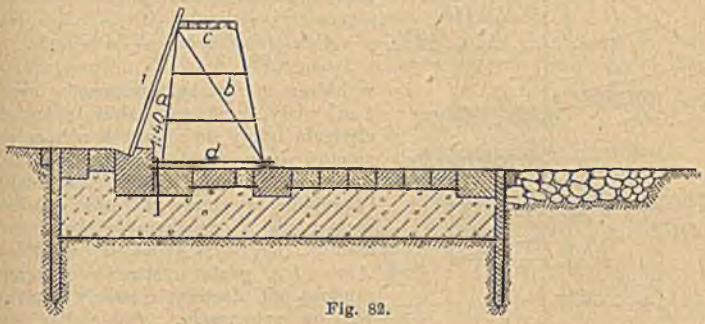


Fig. 82.

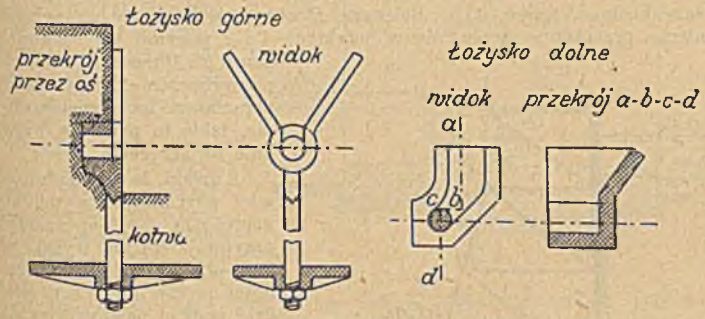


Fig. 83.

Ścianę spiętrzającą stanowią iglice, tj. cienkie beleczki *i*, stromo obok siebie szczelnie ustawione, opierające się u spodu o wyskok w progu części stałej, u góry o beleczki poziome *l* (fig. 84), łączące kozły między sobą i na czopach kozłów osadzone. Iglice te mają szerokość (w kierunku długości jazu) około 10 *cm* i grubość (w kierunku poprzecznym, tj. w kierunku ciśnienia wody spiętrzonej) od kilku do 15 *cm*. Pomost służbowy stanowią płyty żelazne, obracalne około górnej beleczki jednego kozła i zaczepiające wystającymi końcami o beleczkę górną kozła sąsiedniego. Jaz ruchomy usuwa się z profilu, wyciągając pojedynczo iglice ręcznie (z tego powodu nie mogą być zbyt ciężkie, długość największa 4,30 *m*), a następnie kładąc kozły zapomocą osobnej windy i łańcucha na dno. Próg zasłaniający kozły (które przy złożeniu częściowo kładą się na siebie) ma wyskość około 40—50 *cm*.

Pomost służbowy jazów iglicowych wznosi się zazwyczaj 40—50 *cm* ponad normalną spiętrzoną wodę, nie zaś ponad wielką wodę, filary również nie są wyższe.

Obliczenie jazów iglicowych. Iglicę oblicza się według największego momentu zgięcia, który oznaczyć należy w sposób podany przy odrzwiach ruchomych jazów zasuwowych. Aby ją uczynić lżejszą, pełny wymiar daje się tylko w okolicy największego momentu, ku górze zaś i ku dołowi się ją ścina. Beleczkę poziomą l oblicza się na zgięcie, uwzględniając podparcie na kozłach i ciśnienie wody odpowiadające odstępowi kozłów. Za pośrednictwem tej beleczki przenosi się ciśnienie wody (A) na górny węzeł kozła w punkcie l (fig. 84), druga część ciśnienia przenosi się za pośrednictwem iglic wprost na część stałą. Ciśnienie górne jest:

$$A = \frac{\gamma b h}{2 \cos^2 \alpha} \left\{ h \left(\frac{h}{3} + a \right) + a^2 \right\},$$

w którem to równaniu oznacza γ ciężar 1 m^3 wody, b odstęp kozłów, α kąt nachylenia iglicy do pionu, h różnicę poziomów wody górnej i dolnej, a głębokość wody dolnej ponad grzbiet części stałej. Ciągnienie w słupie R, oraz ciśnienie w zastrzale S oznaczymy z równań momentów (fig. 84): $An = Ss$, względnie $Am = Rr$, gdzie n, s, m i r oznaczają ramiona sił. Zastrzał S należy obrachować na wyboczenie.

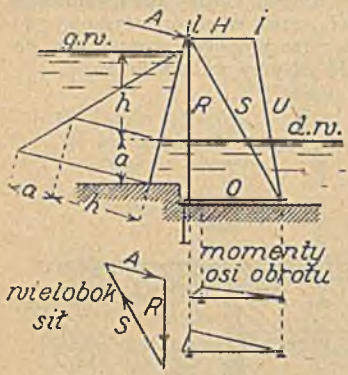


Fig. 84.

Oprócz tego trzeba kozieł obrachować na ciężar spoczywający na pomoście (obsługa, iglice, itd.). Beleczkę H obrachować należy na zginanie ciśnienie przenisione przez nią w punktach l i I przenosi się na kozieł; słupy R i M trzeba obrachować na wyboczenie. Oś O należy obrachować na momenty zgięcia, jakie tu powstają, względnie na skręcenie.

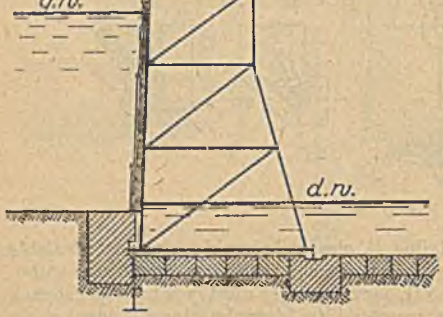


Fig. 85.

Z uwagi, że kozieł nie może mieć zbyt małych wymiarów, naprężenia dopuszczalne przyjmuje się nie wyżej, jak 300—400 kg/cm^2; zresztą grubości prętów nie mogą schodzić poniżej pewnych wymiarów ustalonych w praktyce, zwłaszcza, że kozły podlegają uderzeniom przy składaniu, tudzież przez przedmioty płynące.

b) Jazy z zastawkami na kozłach (fig. 85). Kozły żelazne w odstępach normalnie 1,25 m, stanowią oparcie dla szeregu zastawek ponad sobą ustawionych (dwie do pięciu). Na wierzchu kozłów opiera się pomost żelazny, zbudowany podobnie jak u jazów iglicowych, a na nim znajdują się jeden lub dwa tory kolejki. W tym ostatnim wypadku tor po stronie górnej wody położony służy do ruchu żórawia, zapomocą którego podnosi się zastawki, tor drugi dla wózków, na które ładuje się zastawki i odwozi do magazynu na brzegu. Jak widać z rysunku, w przeciwieństwie do jazów iglicowych przenosi się tu całe ciśnienie wody na kozły, skutkiem czego wypadają one stosunkowo znacznie silniejsze.

Jazy kozłowe o znacznym odstępie kozłów. Tak jazy iglicowe, jak i z zasuwami na kozłach, wykonywano także o dużym odstępie kozłów (2 do 6 *m*, a nawet powyżej); taka konstrukcja ma tę zaletę, że kozły przy składaniu się nie nakrywają.

Jazy walcowe. Konstrukcja ich polega na zastosowaniu walca blaszanego, spoczywającego na części stałej, a przy otwieraniu toczącego się po dwu przyczółkach, stanowiących równię pochyłą o dowolnem pochyleniu (fig. 86).

Na obu końcach walca znajdują się pierścienie gładkie, a obok nich pierścienie zazębione; pierścienie gładkie toczą się po torze gładkim, a zęby pierścieni zazębionych wchodzą w wycięcia szyn zazębionych, ułożonych na przyczółkach, zabezpieczając walec przeciw ślizganiu.

Dawniejsze urządzenia miały wyciągi obustronne, co okazało się jednak niepraktycznem. Nowsze konstrukcje mają wyciąg jednostronny i ciągną walec w górę zapomocą łańcucha Galla, przymocowanego do walca u spodu; na drugim końcu walca jest także łańcuch Galla, ale ten służy tylko do zabezpieczenia walca. Skutkiem urządzenia wyciągu jednostronnego powstają w walcu naprężenia skręcające. Przy konstrukcjach najnowszych ściana spiętrzająca wykonana jest oddzielnie od walca toczącego się, jako tz. tarcza, z walcem tym jednak sztywnie połączona.

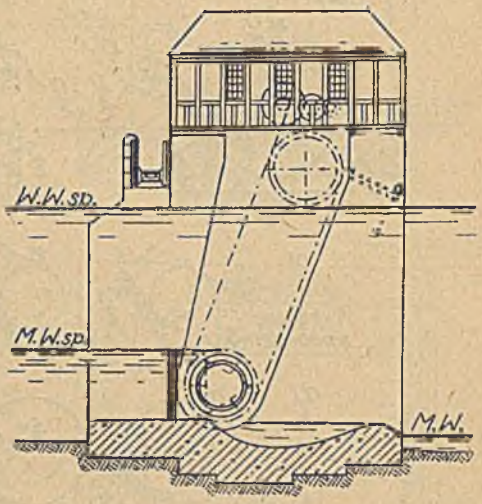


Fig. 86.

Obliczenie jazu walcowego. Walec należy obliczyć *a*) na zginanie, wynikające z działania ciężaru własnego i ciśnienia spiętrzonej wody; największy moment zgięcia powstaje, gdy walec jest w położeniu dolnem, jednak już nieco podniesiony z progu. Ciśnienie wody na walec działa w kierunku ukośnym ku górze, a składowe pozioma i pionowa tego ciśnienia przechodzące przez środek walca (z założeniem, że stan górnej wody sięga do wierzchu walca, dolnej wody zaś niema), wynoszą:

$$F = 2\gamma r^2, \quad V = \frac{\pi}{2}\gamma r^2,$$

gdzie r oznacza zewnętrzny promień walca, γ ciężar 1 m^3 wody.

Na figurze 87 *a* przedstawiono układ sił dla popędu obustronnego i plan sił dla jednego końca walca, z którego można oznaczyć ciągnienie w linie lub łańcuchu $\frac{S}{2}$ i reakcję toru $\frac{R}{2}$, znając parcie wody $\frac{W}{2}$ i kierunek ciągnienia $\frac{S}{2}$ (styczny do walca). Przy popędzie jednostronnym trzeba sobie pomyśleć siłę $\frac{S}{2}$ z prawej strony przeniesioną na stronę lewą (fig. 87 *b*). Można

to zrobić, zaczepiając w punkcie A dwie siły $\frac{S}{2}$ wprost przeciwne. Powstanie tu zatem prócz ciągnienia w linie lub łańcuchu S $\left(\text{po lewej stronie } \frac{S}{2}+\frac{S}{2}=S\right)$ para sił $\frac{S}{2}.l$, starająca się obrócić walec w położenie kreskowane. Wyobraźmy sobie teraz obydwie siły $\frac{S}{2}$, tworzące parę sił, przesunięte do punktów m (fig. 87 c), co możliwe jest tylko przez przyłożenie w tych punktach dwu sił równych i wprost przeciwnych. Na każdym więc końcu walca powstanie prócz siły $\frac{S}{2}$, moment skręcający $\frac{S}{2}$ e. Figura 87 d przedstawia układ sił dla

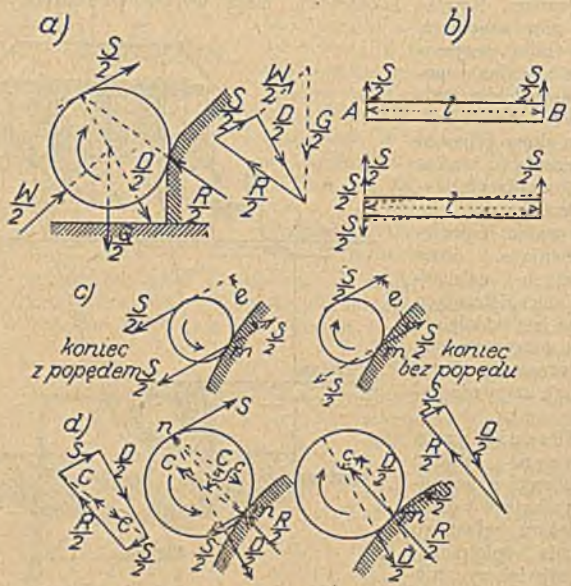


Fig. 87.

obu końców walca; pary Cc $\left(\text{względnie } \frac{D}{2}c, \text{ gdyż } \frac{D}{2}=C\right)$ równoważą się z momentem M. Przy obliczeniu trzeba dla różnych położeń walca wyznaczyć ciśnienie na tor, ciśnienie na zęby, oraz momenty skręcające.

Walec należy tak wykonać, aby wypór wody nie mógł go podnieść, co można uzyskać np. przez umieszczenie wewnątrz walca rury wypełniającej się od czoła wodą.

J a z y o d c i n k o w e (segmentowe). Zasadę konstrukcji przedstawia fig. 88. Parcie wody działające na wypukłą powierzchnię ściany spiętrzającej przenosi się w kierunku promienia krzywizny tej ściany na oś obrotu, zapomocą ramy usztywniającej cały system. Oś obrotu stanowić może belka przechodząca między przyczółkami i w nich osadzona; częściej stanowią oś obustronne krótkie wały osadzone w łożyskach, niepołączone ze sobą, na które przenosi się parcie wody zapomocą silnych podpór skrajnych. Kon-

strukcja składa się z następujących części: *a*) blacha opierzająca, *b*) żebra, przenoszące ciśnienie na belki usztywniające, *c*) belki główne położone w kierunku promienia krzywizny (zwykle dwie, w płaszczyznach *a b*, *a' b'*), *d*) podpory końcowe, przenoszące ciśnienie z belek głównych na oś, wreszcie *e*) oś obrotu obracalna w łożyskach osadzonych w przyczółkach. Dźwigary główne i podpory końcowe widoczne są z fig. 89. Dźwigary główne wraz z podporami końcowymi tworzą ramę przenoszącą ciśnienie na oś obrotu i łożyska i muszą być liczone jako rama; blachy liczy się jako podparte z czterech stron, łożyska muszą być z uwagi na składową pionową ciśnienia wody dobrze zakotwione w głąb muru.

Jazy klapowe. Są to tablice wykonane z drzewa lub żelaza, lub wreszcie o szkielecie żelaznym pokrytym drzewem (pokrycie dylami lepsze niż blachą, gdyż klapa jest sztywniejsza). Klapy takie ustawia się obok siebie na części stałej jazu, pozostawiając odstępy kilkocentymetrowe, które zamyka się od strony górnej wody trójkątną iglicą drewnianą. Jazy te mogą mieć 1. klapy o osi obrotu poziomej, stosowane najczęściej, i 2. klapy o osi obrotu pionowej. Oś pozioma może być albo u góry klapy (osadzona we filarach, klapa zajmuje całą przestrzeń między filarami), albo u dołu klapy (oś obrotu osadzona na części stałej jazu, a klapa musi mieć jednę lub dwie podpórki), albo wreszcie oś obrotu może być w $^1/_3$ do $^1/_2$ wysokości klapy (osadzona w łożyskach we filarach, lub na osobnych podporach. Drugi rodzaj podziału polega na charakterystyce sposobu uruchomienia klapy; pod tym względem rozróżniamy: *a*) klapy samoczynne, tz. kładące się i podnoszące samoczynnie, *b*) klapy kładące się samoczynnie, a stawiane ręcznie i *c*) klapy kładzione i stawiane ręcznie. W zasadzie klapą samoczynną jest klapa o osi poziomej, znajdującej się w $^1/_3$ wysokości, gdyż wtedy wypadkowa ciśnienia wody, przy stanie wody sięgającym do wierzchu klapy przechodzi przez oś, przy obniżeniu się stanu wody klapa jest zamknięta, przy podwyższeniu klapa się otwiera. Samoczynność klap uzyskuje się także przez zastosowanie przeciwwagi.

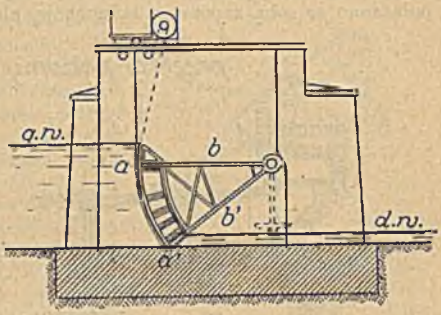


Fig. 88.

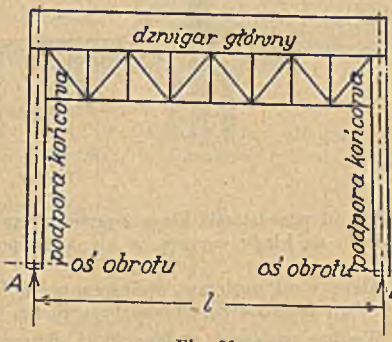


Fig. 89.

Nie zawsze jednak samoczynność jest pożądana; klapy samoczynne, otwierające się zbyt łatwo, mogą wypuścić falę wody i obniżyć spiętrzenie w czasie kiedy to jest najmniej pożądane, dlatego większe klapy zastosowane np. przy kanalizacjach rzek (klapa Chanoine'a), mają oś obrotu nie w $^1/_3$, lecz wyżej (między $^1/_3$ a $^1/_2$ wysokości klapy). Konstrukcja klapy ma być taka, aby jej nie zniszczyły lody i rumowisko rzeczne. Zapatrywanie, iż na naszych rzekach górskich zastosowanie klap z powodu silnego

ruchu materjału rzecznego i lodów nie jest możliwe, niema uzasadnienia; w Szwajcarji w podobnych warunkach wykonane klapy utrzymują się dobrze.

Małe klapy, przedstawione na fig. 90, stosowane są często w Badeńskiem i Würtembergji jako podwyższenie części stałej jazu (o 20—60 *cm*). Są to tablice drewniane zakładane końcami o siebie; każda prócz tego zaopatrzona podpórką, opartą o próg. Na przyczółku *A* klapa skrajna jest przytrzymana zapomocą trzpienia śrubowego obracalnego w mutrze, którego kółka przytrzymują haki *h* (szczegóły *a* i *c*) na przyczółku *B*; klapa skrajna opiera się o mur. Przez obrót trzpienia *W* wyhacza się haki *h*, a wszystkie klapy przewracają się, poczem się je ściąga na brzeg. Wszystkie klapy są połączone ze sobą zapomocą łańcuchów, aby nie spłynęły.

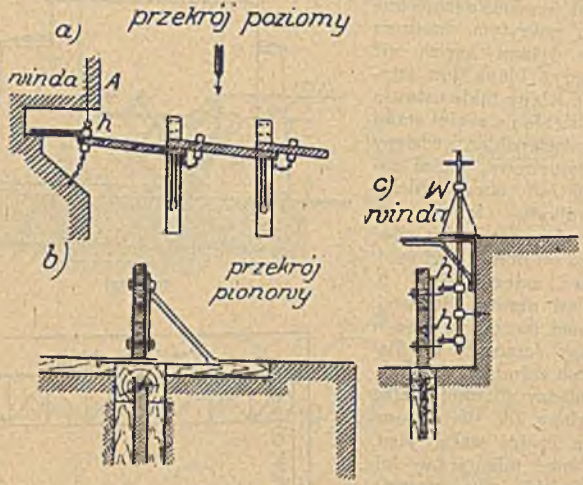


Fig. 90.

Fig. 91 przedstawia klapę z przeciwwagą; gdy stan wody się podwyższa, ciśnienie na klapę wzrasta, a klapa się pochyla, regulując tem samem stan wody.

Klapę o osi poziomej, umieszczonej w $^1/_3$ wysokości, lub powyżej (między $^1/_3$ a $^1/_2$), przedstawia schematycznie fig. 92.

Według oznaczeń podanych na figurze wynosi:

1. Wypadkowe ciśnienie wody na klapę: $W = \frac{\gamma b}{2 \cos \alpha} \left| (a+h)^2 - a^2 - s^2 \right|$

2. Moment obrotu siły W ze względu na punkt A:

$$M = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} \left\{ (a+h)^3 - a^3 - s^2 [3(a+h) - 2s] \right\}$$

3. Mimośród $e = d - \frac{M}{W}$

4. Oddziaływanie $A = \frac{We}{d}$

5. Na oś przenosi się siła: $S = \frac{M}{d}$

6. Chcąc przymusowo otworzyć klapę, trzeba pokonać moment: $We = Ad$.

7. Obydwa ramiona narażone są na zgięcie; największy moment zgięcia jest przy osi i wynosi: $M' = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} \left[(g' \cos \alpha + s)^3 - s^2 (3 g' \cos \alpha + s) \right]$

8. Do tego momentu przy większej chyżości przepływu powyżej jazu dodać należy jeszcze moment uderzenia wody wynoszący:

$M' = k \gamma s b g'^2 \cos^2 \alpha$; spółczynnik k można przyjąć równy 0,75.

W równaniach tych oznacza γ ciężar 1 m^3 wody, b długość klapy; inne oznaczenia podane są na rysunku.

Przejścia dla ryb. Są to urządzenia służące do umożliwienia rybom przejścia z dolnej do górnej wody i odwrotnie, przez stopnie sztuczne, jakie tworzą jazy i naturalne jakie tworzą wodospady. Ryby, jak łososie, pstrągi i węgorze, czynią wędrówki celem składania ikry, inne znowu celem wyszukania sobie pokarmu. Ustawy wodne wielu krajów nakładają na właścicieli zakładów wodnych obowiązek urządzenia w jazach przejść dla ryb.

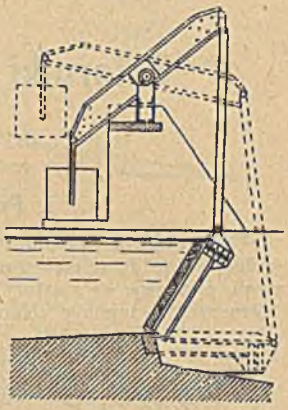


Fig. 91.

Przejścia dla ryb są to kanały w jazach stałych lub osobne rynny w jazach ruchomych, przechodzące pochyło od górnej do dolnej wody. Aby nie powstały tu zbyt wielkie chyżości, daje się rynnom odpowiednią długość, a nadto wykonuje w nich przegrody rozmaitego kształtu. W ogólności dzieli się przejścia na przepławki, o przegrodach nie sięgających przez całą szerokość rynny i o spadkach stosunkowo mniejszych (1 : 10 — 1 : 12) i schodki, o przegrodach sięgających przez całą szerokość rynny i spadkach większych, 1 : 7 — 1 : 10. Chyżość wody dla pstrągów i łososi nie powinna przekraczać 2—3 m/sek., a szerokość rynien wynosi od 0,60 m do 3 m; obecnie jest tendencja stosowania raczej szerokości mniejszych (0,6—1,5 m). Nowsi konstruktorzy wysilają się na wymyślenie skutecznego tłumienia chyżości zapomocą różnej konstrukcji ścianek przedziałowych, pragną przytem zmniejszyć długość przejść przez zastosowanie znacznych spadków (1 : 3 do 1 : 1). Denil (Les échelles à poissons, Annales des travaux publics de Belgique 1909) poddaje szczegółowej krytyce te nowsze systemy na podstawie badań doświadczalnych i przedstawia swój system.

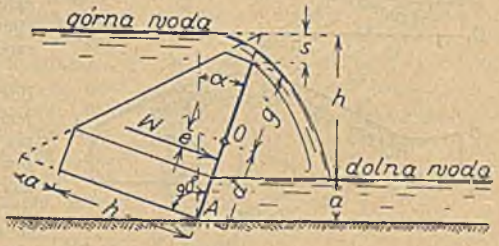


Fig. 92.

Problem ten w praktyce nie jest jeszcze rozwiązany zadowalniająco: w Szwajcarji np., gdzie dużo jazów wykonano, zaufanie do przejść dla ryb nie jest wielkie. W wielu wypadkach właściciel zakładu wodnego prócz wykonania przejścia, musi przeprowadzić sztuczne zarybianie, lub też płacić odszkodowanie właścicielom rybołostwa skutkiem ubytku w dochodach (Die Fischwege an Wehren und Wasserwerken in der Schweiz. Zürich 1917).

LITERATURA.

N. Haponowicz: Teorja krzywych spiętrzenia. (Czasop. techn. lwowskie 1917.)
M. Matakiewicz: Budowa jazów. Lwów 1920.
M. Matakiewicz: Nowa metoda obrachowania spiętrzenia przy mości (Czasop. techn. 1922).
O. Nadolski: Zakłady o sile wodnej. Lwów 1910.
F. Bonnet: Cours des barrages. Paryż 1920. (II. wyd.)
F. De Mas: Rivières canalisées. Paryż 1903.
H. Engels: Handbuch des Wasserbaues. (II. wydanie. Lipsk 1921.)
T. Rehbock: Stauwerke. Lipsk 1912. (Handb. d. Ing.-Wissensch.

Zbiorniki i przegrody dolin.

Napisał
dr. inż. Jan Łopuszański,
profesor politechniki, Lwów.

I. Prace przygotowawcze.

Uwagi ogólne, zadania i podział zbiorników. Dzisiejsze gospodarstwo wodne, dążąc do wszechstronnego opanowania odpływu wód powierzchniowych, posługuje się z natury rzeczy w coraz to szerszej mierze zbiornikami. Równocześnie zajmują zbiorniki i w nowoczesnej technice ujęcia wód powierzchniowych wybitne miejsce, dzięki swym zdolnościom wyrównawczym (fig. 93), tak co do ilości jak i czasu, wypierając w okolicach podgórskich i górskich stare, rozpowszechnione ujęcia jazowe. Dzięki tym wysokim zaletom zajęły zbiorniki, zwłaszcza sztuczne, w dzisiejszem gospodarstwie wodnem pierwszorzędne stanowisko.

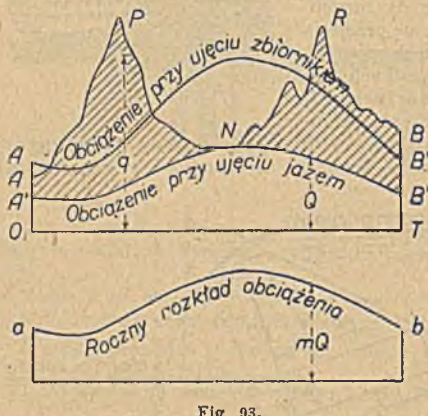


Fig. 93.

W przyrodzie spotykamy liczne zbiorniki naturalne, jak jeziora, stawy, bagna, oraz tereny zalewowe, które powstały przez całkowite lub częściowe zamknięcie dolin z przyczyn przyrodzonych, jak np. podniesienia dna wskutek zmian tektonicznych, usuwiska stoków, lub też stożków napływowych usypanych w dolinie głównej przy ujściu ścieków bocznych.

W podobny sposób powstają i zbiorniki sztuczne, z tą różnicą, że dolinę zamyka budowla sztuczna, wzniesiona specjalnie w tym celu, t. zw. przegroda.

Zbiorniki sztuczne wznosi się albo odosobnione, albo też w celu wydatnego opanowania odpływu z danego dorzecza rozmieszcza się je linjowo wzdłuż ścieku gł., lub powierzchniowo, zakładając zbiorniki na poszczególnych dopływach bocznych i na ścieku głównym (fig. 94).

Tak naturalne, jak i sztuczne zbiorniki, gromadząc a następnie oddając stopniowo napływające wody z przynależnych im dorzeczy, wyrównują i ujednostajniają odpływ, wywołując w nim trwałe zmiany objętościowe i czasowe.

Działanie zbiorników sztucznych sięga jednak głębiej w *regime* rzek, aniżeli naturalnych, choć obie kategorje podlegają tym samym zasadniczym prawom hydrologicznym.

Warunki topograficzne. Wielkość zbiornika zależy od wysokości przegrody i od ukształtowania poziomego i pionowego doliny. Im

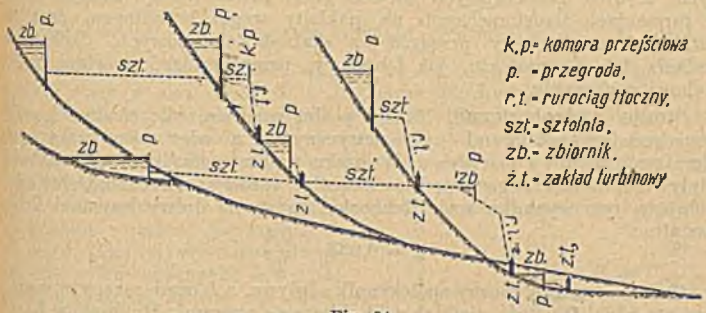


Fig. 94.

dolina szersza, a stoki łagodniejsze, tem pojemność zbiornika, przy tej samej reszcie wysokości piętrzenia, jest większa; pod względem pionowym pożądany z tych samych względów możliwie mały podłużny spad doliny. Wydajność topograficzną doliny zbiornika mierzymy stosunkiem pojemności tejże doliny do objętości pryzmatu, o podstawie równej powierzchni zalewu przy najwyższem użytkowem napełnieniu, a wysokości równej największej głębokości zbiornika u przegrody. Kształt doliny ujmujemy w obliczeniach wstępnych zazwyczaj geometrycznie, przyjmując spad dna wedle linji: wypukłej, prostej lub wklęsłej, a profil poprzeczny jako: zwarty kształtu V, trójkątny, lub rozwarty kształtu U. Wydajność doliny przy tych założeniach waha w granicach od 0,15 do 0,50, średnio około 0,35, a w szczególności wynosi dla zbiorników: Strubklamm 0,20, Marklissa 0,30, Sauer 0,42, Barberine 0,45, Wäggi 0,50, Porąbka na Sole 0,39. Naturalnem miejscem budowy zbiorników są doliny o możliwie szerokiem dnie i łagodnych stokach, które raptownie zwierając się w dolnej partji tworzą t. zw. gardło, miejsce odpowiednie do umieszczenia budowli piętrzącej, przegrody (fig. 95).

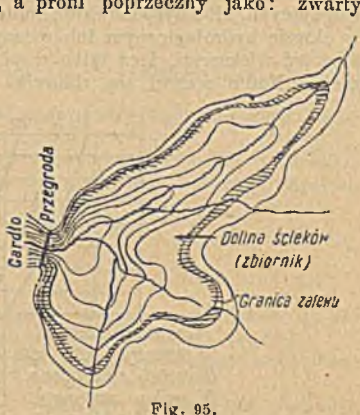


Fig. 95.

Warunki geologiczne. Dolina zbiornika musi być szczelna i nieprzepuszczalna, nawet pod ciśnieniem kilku atmosfer. Przy wyborze miejsca unikać zatem należy pokładów skalnych, które wskutek zmian tektonicznych, dźwignięć, zapadnięć lub sfałdowań, są spękane lub szczelinowate, a nadto także i żwirowych, zwłaszcza znacznych pod względem miąższości. Wyściółka jednak doliny warstwą nieprzepuszczalną, o grubości pokładu około 1,5 *m*, zapewnia w przeważnej części wypadków dostateczną szczelność; dolin zatem o dnie i stokach pokrytych rodzimym iłem lub gliną można użyć na umieszczenie zbiorników. Skała, na której ma stanąć przegroda, musi być nietylko zdrowa, dostatecznie trwała i nieprzepuszczalna, ale także zwarta i bez uskoków. U skał

warstwowych, uwarstwowienie powinno być poziome lub tylko lekko do poziomu nachylone. Nie można budować przegrody, gdy istnieje choćby tylko najmniejsze prawdopodobieństwo usuwiska (skały z wtrąconemi warstwami, choćby bardzo cieńkiemi iłu, marglu lub przegrodzone warstwami iłołupków), ani też na skałach choćby w najmniejszym stopniu rozpuszczalnych, a więc zawierających sól lub gips; nadto należy zwrócić uwagę w formacjach trzeciorzędnych na pokłady węgla brunatnego, oraz niebezpieczeństwo budowy przegród na skałach dolomitowych. Szczegółowe badania, tak dla projektu, jak i budowy, przeprowadzać powinni zawsze fachowi geologowie.

Studja hydrologiczne. Należy posługiwać się o ile możności zawsze bezpośrednimi pomiarami hydrometrycznymi, a więc: wodowskazowymi (limnigraficznymi) i przepływu; w braku tychże pośrednimi, a mianowicie odpływu obrachowanego na podstawie opadów w danym dorzeczu. Dobre usługi oddaje w tym wypadku wzór Rehbocka, oparty na doświadczeniach Kellera kształtu:

$$\alpha = 0{,}933 - \frac{0{,}4}{h}$$

w którym α oznacza roczny spółczynnik odpływu, a h opad roczny w metrach (por. str. 536). Objętość wielkich wód oblicza się wzorami: Hofmanna, Lauterburga, Herbsta lub Kresnika. Dla uzyskania podstaw hydrologicznych należy dla zbiorników użytkowych przeprowadzić studja obejmujące conajmniej okres 10-letni ze szczególnem uwzględnieniem lat wyjątkowo suchych i kolejnego ich następstwa; dla zbiorników powodziowych zbadać fale powodziowe z okresu mniejwięcej 25-letniego, zwracając uwagę na najwyższe, oraz długotrwałe; te ostatnie są bowiem często również trudne do opanowania.

Pojemność zbiorników. Zdolność wyrównawcza, t. j. możność gromadzenia wód podczas wysokich stanów, a stopniowego oddawania tychże podczas niskich, pozwala użytkować zbiorniki do różnorodnych celów, wymagających, albo dysponowania mniej lub więcej stałemi objętościami wody w okresie hydrologicznym lub rocznym (wodociągi, zakłady o sile wodnej), albo też większemi, lecz tylko w pewnych okresach roku (żegluga, meljoracje). Nadto wznosi się zbiorniki w celu ochrony gruntów w dolinach

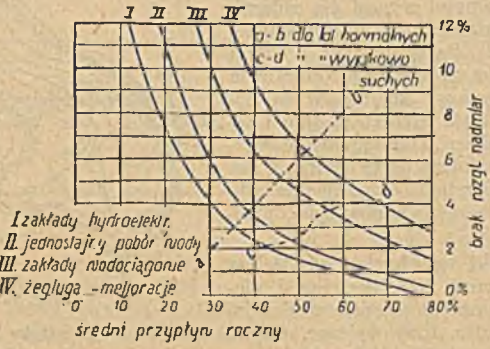


Fig. 96.

rzecznych przed zalewem. Zbiorniki pierwszej kategorji nazywamy użytkowymi lub wyrównawczymi, drugiej powodziowymi.

1. **Zbiorniki użytkowe.** Ponieważ jednostkowe koszta budowy zbiorników maleją w miarę wzrostu pojemności, a podwyższenie przegrody jest trudne i kosztowne, o ile w pierwotnym projekcie i budowie nie było

górv przewidziane, przeto należy budować zbiorniki użytkowe o możliwie największej pojemności, oznaczając ją w % średniej objętości rocznego odpływu z dorzecza, albo też spółczynnikiem procentowym

$$\eta = 100\,\frac{i}{a},$$

w którym $i = \frac{V}{A}$, gdy V oznacza objętość zbiornika w m^3, A dorzecze w m^2, zaś a roczną objętość odpływu z dorzecza, wyrażona grubością warstwy wody w m (Wäggi 100, Barberine 84, Loentsch 37). Normalna pojemność zb. leży w granicach od 30% do 50% rocznego odpływu, zaś nie od sposobu użytkowania zbiornika (fig. 96), dochodząc wyjątkowo do 75%. Budowa większych zbiorników jest bezcelowa i nieekonomiczna.

Projektując zbiornik, należy w każdym wypadku sprawdzić, czy pojemność narzucona warunkami przyrodzonymi (wielkość dorzecza i opadów, dopuszczalna wysokość piętrzenia, pojemność doliny i tp.) wystarcza dla potrzeb nie tylko obecnych, ale i najbliższej przyszłości, a więc dla okresu

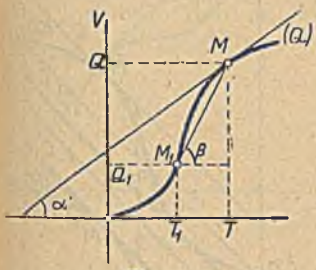


Fig. 97.

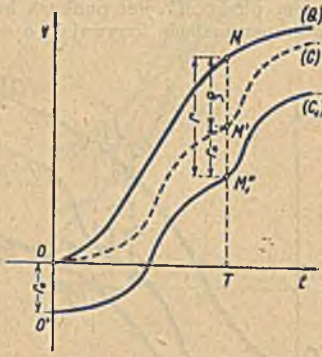


Fig. 98.

od 25 do 90 lat, tj. normalnego okresu amortyzacyjnego instalacji zbiornikowej.

Oznaczenie pojemności użytkowej najwygodniej przeprowadzić wykreślnie przy pomocy krzywych sumowych, wyznaczonych dla dopływu i odpływu sekundowego we funkcji czasu:

$$Q = \int_0^T q\,dt \quad \text{i} \quad C = \int_0^T c\,dt$$

z których oznaczają: q i c dopływ i odpływ sekundowy w czasie T, zaś Q i C całkowitą objętość dopływu wzgl. odpływu w okresie czasu t.

Krzywe sumowe (fig. 97) posiadają zaś następujące charakterystyczne własności:

1. styczna trygonometryczna kąta α zawartego między osią odciętych a styczną w dowolnym punkcie krzywej sumowej, jest równą objętości przepływu sekundowego:

$$tg\,\alpha = \frac{dQ}{dt} = q \quad \text{i} \quad tg\,\alpha = \frac{dC}{dt} = c;$$

2. styczna trygonometryczna kąta β zawartego między osią odciętych a sieczną $\overline{MM'}$ krzywej sumowej jest równa średniej objętości przepływu sekundowego w okresie czasu $T - T_1 = t$:

$$tg\,\beta = \frac{Q - Q_1}{t} = q_r \quad \text{i} \quad tg\,\beta = \frac{C - C_1}{t} = c_r$$

Między krzywemi sumowemi dopływu zbiornika Q, a odpływu C, odniesionemi do tegosamego układu rzędnych, można ustalić następujące związki: różnica rzędnych $\overline{MM'}$ dla czasu T krzywych Q i C (fig. 98) daje objętość p zgromadzoną w zbiorniku w okresie t; o ile jednak zbiornik już na początku rozważanego okresu posiada pewien zapas początkowy r_0, to całkowity zapas wynosi:

$$r = r_0 + p$$

Oznaczając zaś przez R pojemność maksymalną zbiornika, narzuconą warunkami miejscowymi (np. dopuszczalna wysokość piętrzenia), ustalamy związek:

$$0 \leq r \leq R$$

nanosząc zaś (fig. 99) od punktu M na rzędnej odcinek $\overline{MM''}$ w kierunku ujemnym spostrzegamy, że

$$0 \leq \overline{MM'} \leq \overline{MM''}$$

przyczem punkt M'' jest punktem krzywej Q', powstałej przez równoległe, pionowe przesunięcie krzywej Q o odcinek $OO'' = R$. Gdy zaś wszystkie

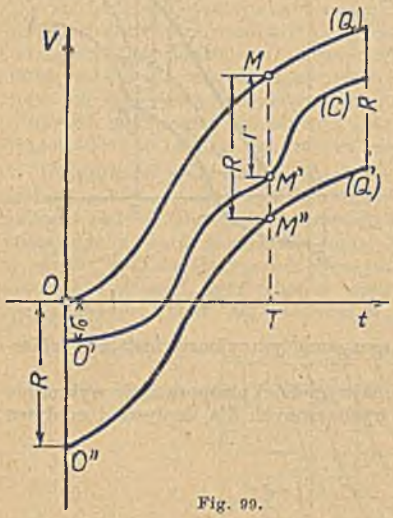


Fig. 99.

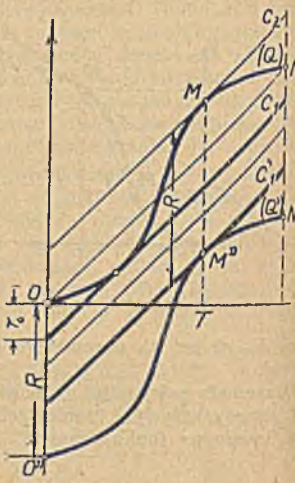


Fig. 100.

punkty M' krzywej C znajdują się na prostych między punktami M i M'' to i krzywa odpływu C musi leżeć w obrębie pola, zamkniętego krzywemi Q i Q', mogąc mieć z niemi, albo poszczególne punkta styczne, albo nawet wszystkie wspólne w wypadku granicznym. Odwrotnie każdej krzywej C, wykreślonej a priori w polu tych krzywych, odpowiada pewien właściwy, jednowartościowy sposób użytkowania wód zbiornika, przy którym w czasie T posiada zbiornik zapas wody $\overline{MM'} = r$, w wypadku zaś szczególnym dla $T = 0$, zapas $\overline{OO'} = r_0$.

Zazwyczaj stawia się żądanie, aby odpływ był albo w całości wyrównany, albo też, o ile to nie da się przeprowadzić ze względu na narzuconą z góry pojemność zbiornika, wyrównanie było częściowe, przy możliwie najwydatniejszem obniżeniu wysokich, a podniesieniu niskich stanów wód.

W pierwszym wypadku krzywa odpływu C staje się prostą, a rozwiązanie zadania polega na wykreśleniu takiej prostej w polu $Q—Q'$, któraby, nie prze-

dnając żadnej z obu krzywych, była co najwyżej do jednej z nich styczną, przyczem z pośród wielu o różnych kierunkach, najodpowiedniejszemi będą równoległe do cięciwy $\overline{ON}$ (fig. 100), o odpływie sekundowym, równym średniemu odpływowi rocznemu q_r. W tym pęku prostych, znowu prosta C_1, styczna do Q daje stały a najwyższy odpływ sekundowy przy najmniejszej pojemności zbiornika. Pierwsze to rozwiązanie, najekonomiczniejsze ze względu na koszta budowy przegrody, jest realne jednak tylko w dwu wypadkach a to: 1° gdy $R > r$, t. zn. objętość niezbędna do pełnego wyrównania jest mniejszą od pojemności max. R, dającej się uzyskać w danych warunkach lokalnych, i 2° gdy $R = r$; natomiast gdy $R < r$ zadanie jest nierealne wskutek niemożliwości budowy zbiornika o wskazanej pojemności; w tym wypadku nie pozostaje też nic innego, jak poprzestać na wyrównaniu

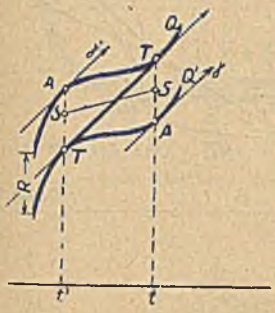


Fig. 101.

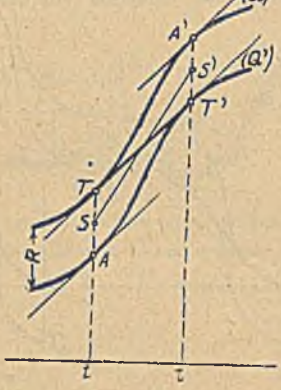


Fig. 102.

częściowem. Krzywą odpływu C, która przy danej pojemności zb. R najlepiej spełni swe zadanie, oznacza trasa nitki, napiętej w polu krzywych $Q - Q'$ o wzajemnym odstępie R, (fig. 101 i 102) łącząca punkt początkowy z końcowym krzywej Q. Krzywa ta daje odpływ C najlepiej wyrównany w wziętym pod uwagę okresie czasu t (fig. 103).

Konstrukcji tej nie należy jednak stosować bezwzględnie w każdym wypadku. Często i inna krzywa, byle o stale rosnących rzędnych, a styczna w tych samych punktach do Q i Q' co „nitkowa", dając ilościowo te same objętości odpływu, zapewnia w niektórych wypadkach lepsze dostosowanie się do faktycznych potrzeb zużycia wody.

Oznaczając pojemność zbiornika, uwzględnia się w szczególnych wypadkach (zakład turbinowy lub wodociąg) obok pojemności użytkowej, także t. zw. żelazną (fig. 104), która wypełniając najniższą część zbiornika, mniej więcej w 40 do 50% wys. norm. piętrzenia, ma przedewszystkiem za zadanie utrzymanie zapasu użytkowego w pewnej stałej wysokości nad dnem doliny. W ten sposób ustalamy nie tylko dolną granicę spadu użytecznego, ale także i tegoż amplitudę wahań, która z rozmaitych względów (np. sprawności turbin) nie powinna być znaczna i przekraczać 60% najw. spadu użytecznego; zapas strefy użytkowej wynosi w tym wypadku około 70—80% pełnej pojemności zbiornika, w zależności od ukształtowania doliny. W dolnej strefie zbiornika mogą mieścić się bez szkody dla *regime* zbiornika rumowiska, których dostawa, będąc w wielu wypadkach bardzo obfitą i szybką, powinna być uwzględniona, przy oznaczeniu pojemności użytkowej.

Pewną orjentację co do odporności zbiornika na zaniesienie rumowiskiem daje wzór Singera kształtu:

$$T = \frac{1}{d} \cdot \frac{V}{\Sigma Q}$$

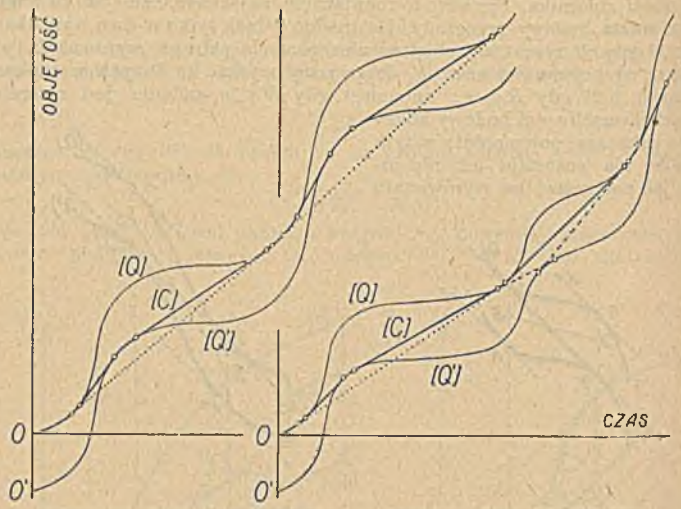


Fig. 103.

w którym oznacza: T czas zamulenia zbiornika w latach, d ilość rumowiska unoszonego w tysiącznych objętości wody, V pojemność zbiornika w m^3, a ΣQ całkowity roczny odpływ z dorzecza zbiornika wyrażony, również w m^3.

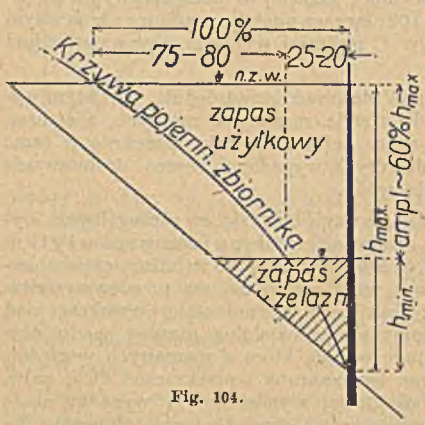


Fig. 104.

Stosunek $\frac{V}{\Sigma Q}$ nazywa Singer charakterystyką trwałości, gdyż w miarę tegoż wzrostu rośnie i odporność zbiornika na zamulenie.

Wzoru powyższego nie zawsze jednak można użyć dla braku ścisłych wartości na d i dlatego oddaje dobre usługi, zwłaszcza w projektach wstępnych, wzór Wilhelm'a kształtu:

$$R = \varphi J Q$$

w którym R oznacza w m^3 roczną objętość rumowiska doprowadzonego ściekiem, Q średni roczny odpływ w m^3/sek., J spad ścieku w tysiącznych, a φ spółczynnik charakteryzujący pod względem topograficznym i geologicznym dorzecze. Dla dorzeczy alpejskich i centralnego masywu francuskiego wartość $\varphi = 523$, dla Karpat będzie ta wartość za-

pewne cokolwiek niższa. Roczny dopływ rumowiska do zbiornika na Sole (Porąbka) obliczono na tej podstawie na 56.000 m^3.

2. Zbiorniki powodziowe. Zatrzymując część fali wezbrania w zbiorniku, obniża się jej szczyt, a w następstwie zmniejsza i obszar zalewu gruntów w dolinie ścieku poniżej zbiornika. Skuteczność ochrony przed zalewem zależy jednak w wysokiej mierze od warunków miejscowych, a przedewszystkiem od stosunku pojemności zbiornika do objętości fali wezbrania, a pewność od małego oddalenia zbiornika od terenów zalewowych, oraz usytuowania go wprost w dolinie, której zamierzamy bronić przed zalewem. Zbiorniki powodziowe dzielimy na dwa typy: samoczynne i sterowane.

Samoczynne (fig. 105) mają w swych przegrodach jeden lub więcej otworów tak obranych co do wielkości, aby normalna woda przepływała

Fig. 105. Typy upustów u samoczynnych zbiorników powodziowych.
1 — upust sztolniowy, *2* — upust prostokątny, *3* — upust trójkątny, *4* — przewał, *5* — syfon.

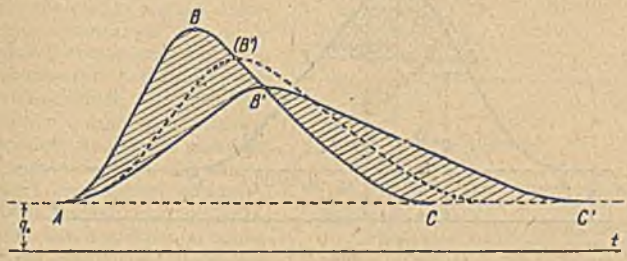


Fig. 106.

nimi, albo zupełnie swobodnie, albo też tylko pod nieznacznem ciśnieniem; nadmiar zaś w. wody zbierał się powyżej przegrody w obrębie doliny, która tworzy zbiornik powodziowy.

Krzywa wezbrania $A\,B\,C$ (fig. 106) o max. objętości przepływu q, odgałęziająca się od stanu ustalonego q_0, wskutek działania zbiornika zmienia swój kształt pierwotny na nowy: $A\,B'\,C'$, a będąc równocześnie krzywą wypływu przez otwór w przegrodzie, jest funkcją miary napełnienia zbiornika. Powierzchnie obu krzywych są sobie równe, jako dotyczące tego samego wezbrania, przyczem powierzchnia $A\,B\,B'$, miara napełnienia zbiornika, jest równa powierzchni $B'\,C\,C'$, objętości, jaka po przejściu kulminacji, stopniowo wraca w koryto ścieku. Szczyt fali odpływu B', na przecięciu tych krzywych, przypada czasowo na moment najwyższego napełnienia zbiornika. Zbiornik powodując w pierwotnej fali wezbrania obniżenie szczytu i opóźnienie kulminacji, przedłuża natomiast czas trwania wezbrania.

Wypadek ten jednak tylko wtedy zachowuje swą ważność, gdy pojemność zbiornika jest nieograniczona; z chwilą, gdy wskutek warunków miejscowych w obliczenia wprowadzimy nawet znaczną, lecz ściśle określoną pojemność, wyniki poprzednie mogą uledz wybitnym zmianom. Przy narzuconej bowiem pojemności zbiornika zdarzyć się może, że fala wezbrania napływa i po napełnieniu zbiornika, a wskutek tego nadmiar wody uchodzi już i upustem burzowym, co zmienia kształt krzywej odpływu; fala odpływu, przedstawiona linją kreskowaną na fig. 106, zwrasta w tym wypadku silniej i szybciej, punkt (B') podnosi się nie tylko ponad B', lecz równocześnie przesuwa się w lewo, dążąc do pierwotnego położenia B. Strefa ochronna kurczy się wraz ze wzrostem fali; a przebieg wezbrania w dolnej, odległej partji rzeki (fig. 107) różni się już tylko nieznacznie od pierwotnego, nie

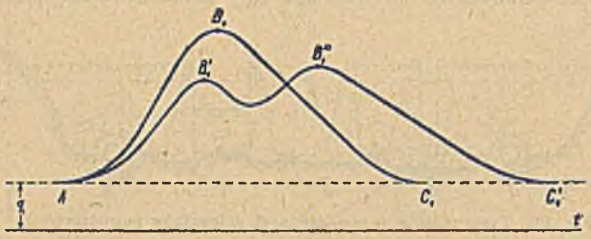


Fig. 107.

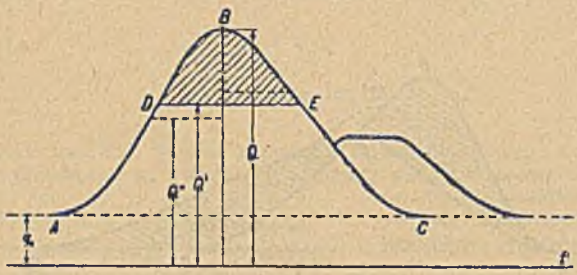


Fig. 108.

odkształconego zbiornikiem. Zauważyć tu wypada, że pierwotna fala ABC (fig. 106), nie otrzymując nawet nowych impulsów w formie wezbrań dopływów, ulega — posuwając się z biegiem rzeki — spłaszczeniu, przedłuża swój czas trwania ($AC_1 > AC$), obniżając równocześnie szczyt.

Biorąc zaś pod uwagę istotne warunki odpływu, tj. przyjmując odkształcenie fali przy równoczesnem jej zasileniu wezbraniami dopływów poniżej zbiornika, okaże się, że nowa fala (fig. 107), będąc szerszą w podstawie ($AC_1' > AC_1$) posiada już dwa maxima B_1' i B_1'', z których pierwsze niższe od B_1, wyprzedza je nawet czasowo, drugie zaś, późniejsze, wznoszące się ponad gałęzią opadającą krzywej AB_1C_1 bywa często nawet wyższe od B_1. Projektując samoczynny zbiornik powodziowy należy zatem zwrócić uwagę także i na przebieg fali wezbrania w odległych dolnych partjach rzeki a, gdy jest on niekorzystny, zastosować droższy zbiornik sterowany, w miejsce samoczynnego, tańszego w budowie i obsłudze.

Zbiorniki sterowane (typ, obecnie powszechnie stosowany) posiadają upusty sterowane, tj. takie, którymi można dowolnie regulować obję-

tość odpływu wód powodziowych. Aby módz zbiornik wyposażony w takie urządzenia należycie wyzyskać dla celów ochronnych, należy znać naturalny przebieg fali wezbrania w miejscu zbiornika, oraz max. pojemność koryta ścieku poniżej przegrody na odcinku, który pragniemy ochronić przed powodzią.

Rzędna prostej poziomej *DE* (fig. 108), która odcina z fali wezbrania pojemność zbiornika (powierzchnia *D B E*), jest miarą możliwie najmniejszego odpływu przy danej pojemności zbiornika. W ten sposób, wyzyskując w pełni zbiornik, obniżyć można najwydatniej szczyt fali; zauważa się jednak, że wszelkie czynności, powodujące przedwczesne wypełnienie zbiornika, będące następstwem zbyt silnej redukcji odpływu w pierwszym okresie (łamana linja kreskowana na fig. 108), nie prowadzą do celu, gdyż powodują w późniejszym okresie szkodliwe dla gruntów nadbrzeżnych zwiększenie objętości przepływu.

Dostosowując się jednak do każdoczesnego przebiegu i wielkości wezbrania, można zbiornikiem sterowanym wybitnie zwiększyć obszar ochronny, bez równoczesnego pogorszenia odpływu w dolnych partjach rzeki. Skuteczność tego rodzaju zbiornika zależy zawsze od sprawnej prognozy wezbrania na danym ścieku i sumienności obsługi.

Obok podane wykresy wskazują sposób rozwiązania szczególnych zadań dla zbiorników wyłącznie powodziowych (fig. 109) i powodziowo-użytkowych przy prognozie wezbrania (fig. 110).

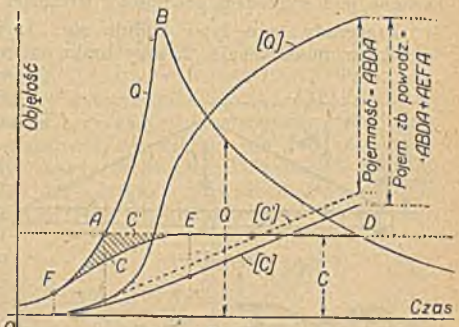
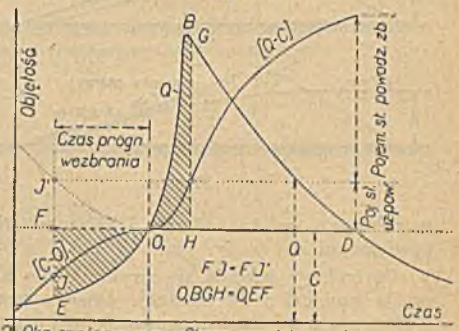


Fig 109.



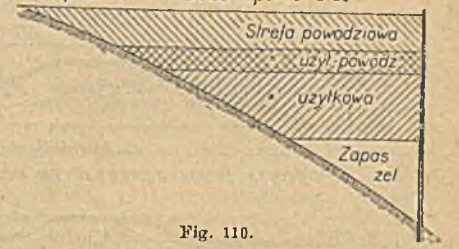


Fig. 110.

II. Konstrukcja.

W skład zbiornika sztucznego wchodzą następujące budowle: 1. przegroda, 2. ujęcie wody użytkowej, oraz spust, 3. upust; to ostatnie urządzenie jako odciążające zbiornik od nadmiaru wody powodziowej.

Przegrody, które wznosi się wyłącznie z materjałów trwałych i nieprzepuszczalnych, dzielimy na dwa zasadnicze typy: ciężki i lekki, zaliczając do pierwszego przegrody, które przeciwdziałają siłom zewnętrznym przedewszystkiem własnym ciężarem, nie wyzyskując w pełni wytrzymałości materjału budowlanego, do drugiego zaś te, których materjał budowlany wyzyskany jest w zupełności. Przegrody ciężkie wznosi się w równej mierze z materjałów sypkich (ziemia, narzut kamienny) jak i spójnych (mur, beton);

przegrody lekkie wyłącznie z materjałów spójnych, o wysokiej wytrzymałości (żelbet, żelazo).

1. Przegrody ciężkie z materjałów sypkich, t. zw. groble.

a) Groble ziemne. Przy należytem wykonaniu nie ustępują groble ziemne pod względem pewności i trwałości przegrodom murowanym.

Przegrody tego typu buduje się: 1. przy nieznacznej wytrzymałości gruntu w fundamencie, 2. przy braku na miejscu budowy materjałów zdatnych do wykonania przegrody innego typu, lub trudnym i kosztownym ich transporcie.

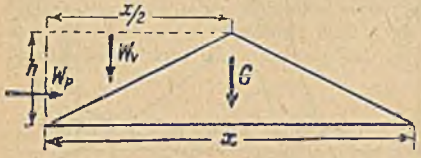


Fig. 111.

Wysokość grobel ziemnych jest ograniczona głównie kosztami budowy; obecnie wykonujemy groble do wysokości 90 *m*, najwyższa dotychczas wykonana ma 107 *m* wysokości.

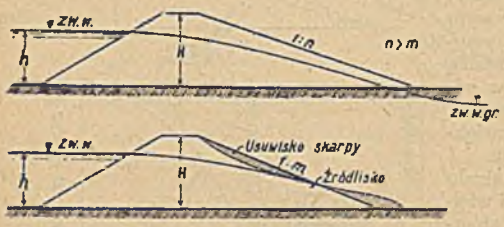


Fig. 112.

Korona grobli powinna być należycie wysklepiona i posiadać szerokość = 1/10 wysokości, nie mniejszą jednak od 3 *m*. Korona grobli nie może być nigdy zatopiona i dlatego wznios korony nad zw. w. powinien być dostateczny i wynosić conajmniej 3 *m*, właściwą jednak tegoż miarą jest wysokość fali w zbiorniku, zależna od siły i kierunku wiatru, głębokości, oraz wielkości powierzchni zw. wody.

Oś budowy zakłada się zwykle wedle linji prostej; spotyka się jednak często groble i o osi łamanej. Przeciw przesunięciu grobli w szwie fundamentowym musi istnieć zawsze bezwzględna pewność.

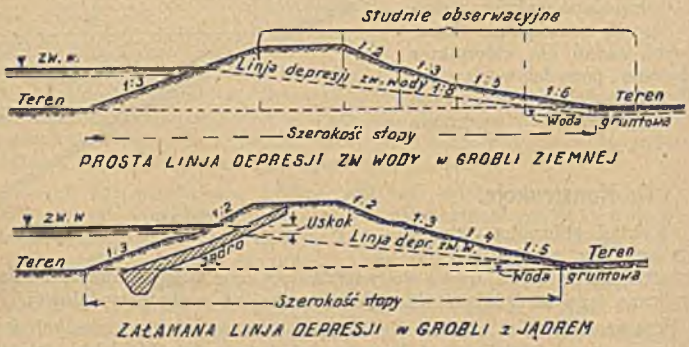


Fig. 113.

Oznaczając (fig. 111) przez G ciężar grobli, W_p parcie poziome wody, W_v ciężar wody przypadający na skarpę grobli, przez x szerokość podstawy grobli w fundamencie, przez μ spółczynnik tarcia, a nie uwzględniając ciężaru

W_p dla zwiększenia pewności naszych obliczeń, możemy ustawić następujące warunki równowagi:

$$\mu G \geq W_p; \quad G = \frac{h\,x}{2}(\gamma_z - \gamma_w);$$

$$W_p = \gamma_w \frac{h^2}{2}; \quad \gamma_w = 1; \quad \gamma_z = 1{,}5$$

dla $\mu = 0{,}5$, $x \geq 4\,h$, tj. skłon skarp $\geq 1:2$ (nasyp suchy);
dla $\mu = 0{,}25$, $x \geq 8\,h$, tj. skłon skarp $\geq 1:4$ (nasyp nasycony wodą).

Przekrój grobli ziemnej trapezowy o tak łagodnym zawsze skłonie skarp, aby usuwiska nie powstawały nawet przy nasyceniu materjału grobli wodą (fig. 112); nadto skłon skarpy wewnętrznej łagodny w celu podniesienia odporności na uderzenie fali. Skłon skarpy wewnętrznej zwyczajnie 1:2 lub 1:3, zewnętrznej zaś łagodniejszy dla uzyskania odpowiedniej depresji zw. wody gruntowej w obrębie grobli (fig. 113); przy zastosowaniu jednak jądra

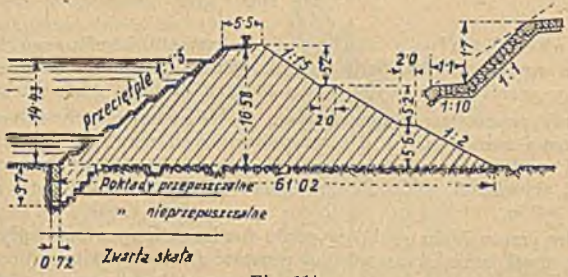


Fig. 114.

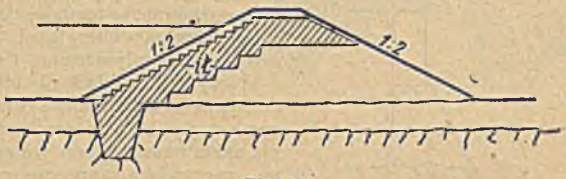


Fig. 115.

skłon skarpy nawet $1:1^1/_2$—$1:2^1/_2$. U wysokich grobli stopniuje się skarpy (fig. 114), zwłaszcza wewnętrzne; odstęp pionowy stopni 2—6 *m* przy szerokości ławeczek 1—2 *m*. Od strony wody ubezpiecza się skarpy zawsze silnym brukiem o grubości 0,4—0,6 *m* lub narzutem kamiennym (ang. rip-rap), stosuje się również płyty żelazo-betonowe i mur na zaprawie cementowej. Trzy są typy grobli ziemnych: 1. francuski (fig. 114), z materjału starannie dobranego, nieprzepuszczalnego, sypanego w cienkich warstwach o grubości do 0,3 *m*, mocno ubijanych ręcznie, mechanicznie, lub też wałkowanych (zgęszczenie nasypu aż do cięż. gat. 1,7—1,8), 2. angielski, z materjału dowolnego, znajdującego się bezpośrednio na miejscu budowy, a więc często przepuszczalnego; uszczelnienie zawsze jądrem (fig. 115 i 128) z materjału nieprzepuszczalnego (ił, beton, żelbet, mur na zaprawie, blacha żelazna), zapuszczonym dostatecznie głęboko w nieprzepuszczalne pokłady; 3. napływowy (amerykański), dla którego uzyskuje się materjał budowy jako osad (napływ) z namulistej wody.

Wybór właściwego materjału nasypu jest rzeczą zasadniczą, zwłaszcza u grobli bud. syst. francuskim i napływowym; najodpowiedniejsza jest mieszanina grubego piasku o różnej średnicy z dodatkiem takiej ilości gliny,

aby wypełniła dokładnie przestwory między ziarnami piasku (11—25%). Fig. 116 przedstawia skład granulometryczny materjałów ziemnych użytych do budowy najnowszych grobli amerykańskich.

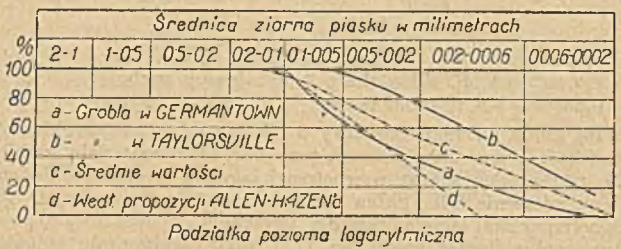


Fig. 116.

b) Groble kamienne buduje się z narzutu kamiennego lub muru suchego w warunkach takich jak groble ziemne. Wysokość piętrzenia sięga do 30 *m* u grobli narzutowych, a do 40 *m* u grobli z muru suchego.

Przekrój poprzeczny trapezowy; u grobli narzutowych skłon skarpy wewnętrznej i zewnętrznej $1:1^1/_2$, u murowanych wewnętrznej $1:1^1/_2$, przy szerokości podstawy $> 1{,}7$ wysokości grobli. Szerokość korony u obu typów $^1/_{10}$ wysokości, nie mniejsza jednak od 3 *m*; wznios korony nad zw. najw. w. ≥ 3 *m*.

Przeciw przesunięciu grobli w szwie fundamentowym pod wpływem parcia wody, musi istnieć bezwzględna pewność (patrz gr. ziemne).

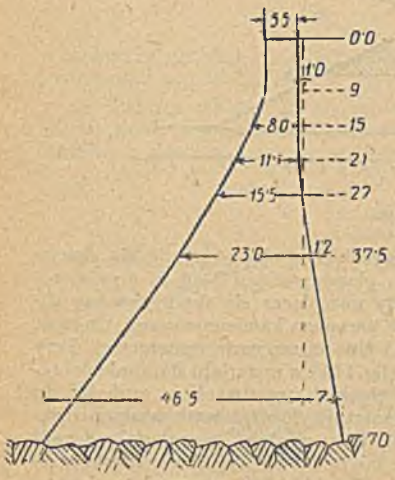


Fig. 117.

Uszczelnienie przy pomocy muru betonowego lub płyt z żelbetu na skarpie wewnętrznej; rzadziej jądrem wewnątrz grobli. Uwzględnić osiadanie grobli, oraz wpływ zmian temperatury i złączyć z pokładami nieprzepuszczalnymi gruntu murem uszczelniającym; stopę skarpy zewnętrznej wzmocnić zaś murem podporowym suchym lub na zaprawie, zapuszczonym dostatecznie w ziemię.

Kamień użyty do budowy musi być jakości pierwszorzędnej. Narzut wykonywa się z rusztowań wzniesionych nad koroną grobli. Przy budowie grobli z muru suchego, należy do budowy skarp użyć większych, regularnych bloków kamiennych, wiążąc je należycie między sobą.

2. Przegrody ciężkie z materjałów spójnych: murowane (fig. 117). Wysokość ich sięga 100 *m* i wyżej; projektowane są zaś o wysokościach zwyż 200 *m*. Oś budowli: wedle prostej lub w łuku i wtedy przegroda zwrócona jest stroną wypukłą ku zbiornikowi. O zastosowaniu jednego z powyższych dwu założeń stanowi konfiguracja gardła doliny, oraz jakość i opad warstw skalnych w fundamencie i na stokach.

O ile rozwarcie doliny w poziomie korony przegrody przenosi 3 *h* (*h* wysokość przegrody), to stosowanie łuku jest bezcelowe i mur należy założyć

w prostej, dając mu równocześnie typowy przekrój trójkątny. Gdy rozwarcie jest mniejsze, należy przegrodę założyć w łuku, uwzględniając równocześnie wpływ sklepienia, które pozwala na wybitne zmniejszenie przekroju, względnie przy zachowaniu pierwotnego przekroju, podnosi pewność budowli. Promień łuku niewielki, od 100 do 300 *m* przy kącie środkowym w granicach od 130° do 150°.

Trójkątny przekrój przegrody przy założeniu w prostej ma tę zaletę, że daje jasny obraz rozkładu sił wewnętrznych i umożliwia względnie dokładne obliczenie naprężeń w murze przegrody. Najnowsza instrukcja francuska nie zaleca w ogóle stosowania łuku dla przegród ciężkich, w przeciwieństwie do dawniejszej włoskiej, która poleca jeszcze założenia łukowe.

Ze względu na brak dostatecznej liczby doświadczeń nad przebiegiem temperatury w przegrodzie, nie uwzględnia się obecnie wpływów temperatury przy obliczeniu naprężeń muru; należy jednakowoż stosować środki, które przeciwdziałają ich powstaniu i jako takie wskazuje się pionowe szwy kontrakcyjne, albo łuk w rysie poziomym (fig. 118 i 119).

Wyporowi wody należy zapobiedz przez odpowiednie urządzenia ochronne, do których zalicza się w szwie fundamentowym: mury fartuchowe, wstrzyki cementowe w skałę, oraz drenaż; w przegrodzie zapobiega się przez założenie murów płaszczowych i okładzinowych, warstw uszczelniających, oraz drenaż pionowy (dreny o średnicy 10—30 *cm* we wzajemnym odstępie 1,5—3 *m*, przy odległości od ściany wewnętrznej od 2—4 *m*; fig. 119).

Kontrolę działania drenów w przegrodzie przeprowadza się odpowiednimi szybami pionowymi i sztolniami poziomemi.

Przy stosowaniu zaś do budowy betonu, osiąga się uszczelnienie przegrody przez wykonanie tłustej warstwy betonu o grubości od 1,5 do 3,0 *m*, przy ścianie zewnętrznej.

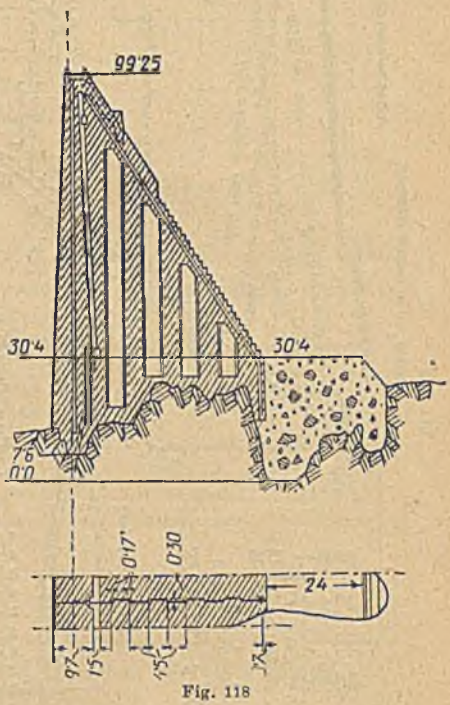


Fig. 118

Najnowsza instrukcja francuska dla przegród ciężkich, zalecając stosowanie wszystkich powyższych ubezpieczeń, nie uwzględnia zupełnie działania wyporu wody, natomiast włoska wprowadza go do obliczeń w zależności od jakości skały fundamentowej, wysokości przegrody i ważności zbiornika. Przy obliczeniu zatem wymiarów muru przegrody należy przyjąć działanie następujących sił zewnętrznych: ciężar muru i parcie wody; w pewnych zaś wypadkach uwzględnić wypór wody, parcie lodu, oraz wpływ temperatury.

Dla badań statycznych (fig. 120) należy zawsze przyjąć wierzchołek trójkąta w poziomie najwyższego zwierciadła wody zbiornika, oznaczyć dokładnie ciężar gatunkowy muru, oraz wielkość dopuszczalnych naprężeń na ściskanie, przyjmując naprężenia:

a) przy zbiorniku pełnym
w skarpie wewnętrznej $\sigma_2 \geq 0$, w skarpie zewnętrznej $\sigma_1 \leqq k$;

b) przy zbiorniku pustym
w skarpie wewnętrznej $\sigma_2 \leqq k$, w skarpie zewnętrznej $\sigma_1 \geq 0$.

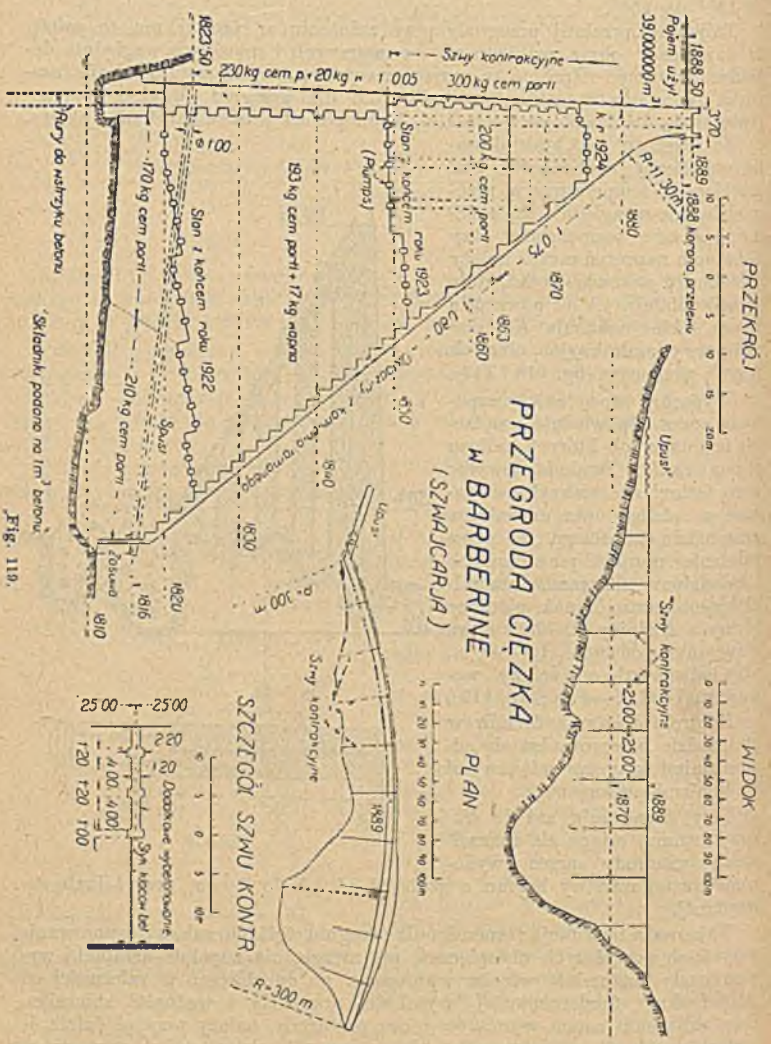


Fig. 119.

Wielkość dopuszczalnych naprężeń należy ustalić w drodze doświadczeń, przyczem nie powinny one przekraczać $^1/_8$—$^1/_{10}$ mocy materjału na ściskanie, uzyskanej po 3 miesiącach, zależnie od wielkości i znaczenia zbiornika. Naprężenia na rozciąganie są niedopuszczalne.

Na podstawie powyższych założeń oznacza się skłony m i n obu skarp muru przegrody, przyczem między szerokością b dowolnego szwu poziomego, tegoż głębokością y pod zw. w. a skłonem skarp zachodzi następujący prosty związek (fig. 120):

$$b = (m + n)\, y$$

Związek między m i n oznaczymy z równania: $\sigma_2 = \sigma(1 + m^2) - \gamma_w\, y\, m^2$, kładąc $\sigma_2 = 0$, otrzymamy

$$\sigma = \gamma_w\, y \cdot \frac{m^2}{1 + m^2},$$

a gdy $\sigma = \dfrac{6\, M_z}{b^2} = \dfrac{6\, M_z}{(m + n)^2\, y^2}$

to wstawiając wartość na M_z i wprowadzając spółczynnik ζ na określenie miary wyporu wody, otrzymamy:

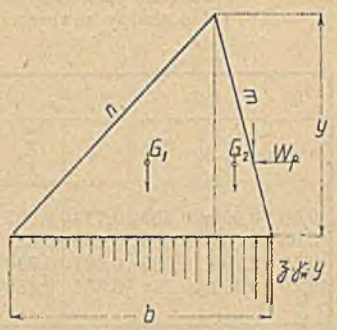


Fig. 120.

$$n^2\left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - \zeta\right)(1 + m^2) - m^2\right] + m \,.\, n\left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 2\zeta\right)(1 + m^2) + 2\right] =$$

$$= 1 + \zeta\, m^2 (1 + m^2) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

Wypór wody, o rozkładzie w szwie poziomym wedle trójkąta, a wielkości

$$w = {}^1/_2\, \zeta\, y^2 (m + n),$$

zależy od jakości skały fundamentowej, której wpływ określamy spółczynnikiem ζ.

Instrukcja włoska poleca przyjmować dla ζ następujące wartości w zależności od jakości skały, oraz wysokości przegrody:

Wysokość przegrody	Kategorja skały		
	a	b	c
do 25 m	0	$^1/_3$	1
od 25—50 m	$^1/_3$	$^2/_3$	1
ponad 50 m	$^1/_2$	1	1

Kategorja a oznacza skałę zwartą i zupełnie zdrową, b zdrową lecz średnio zwartą, c zdrową lecz szczelinowatą.

Wartość max. naprężenia na ściskanie daje równanie:

$$\sigma_1 = \frac{-6\, M_w}{y^2 (m + n)^2}\,(1 + n^2),$$

a po wstawieniu wartości na M_w otrzymamy:

$$\sigma_1 = \gamma_w\, y\, \frac{1 + n^2}{(m + n)^2}\left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w} \,.\, m\,(m + n) + 1 - m \,.\, n\right] \quad . \; . \; . \; . \quad (2)$$

gdy

$$M_z = {}^1/_6\, \gamma_w\, y^3 \left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w}\, n\,(m + n) + (1 - \zeta)\,(m + n)^2 - (1 + n^2)\right]$$

$$-M_w = {}^1/_6\, \gamma_w\, y^3 \left[\frac{\gamma_m}{\gamma_w} \,.\, m\,(m - n) + 1 + m \,.\, n\right]$$

Zestawienie oparte na wzorach 1. i 2. dozwala łatwo oznaczyć dla danego skłonu skarpy wewnętrz. m, naprężenia dopusz. k i wartości spółczynnika ζ w granicach oznaczonych instrukcją włoską, przy cięż. gat. muru $\gamma_m = 2{,}3$, skłon skarpy zewnętrz. n, oraz max. wysokość przegrody y.

ζ	0		$^1/_3$		$^1/_2$		$^2/_3$		1	
m	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$	n	$\frac{y}{k}$
0,00	0,659	0,303	0,713	0,337	0,745	0,357	0,783	0,380	0,877	0,435
0,05	0,614	0,306	0,669	0,340	0,701	0,360	0,739	0,382	0,835	0,435
0,10	0,571	0,309	0,627	0,343	0,660	0,363	0,698	0,384	0,797	0,437
0,20	0,491	0,316	0,551	0,350	0,585	0,369	0,627	0,391	0,732	0,441

I tak np. dla skarpy wewnętrznej $m = 0{,}05$, $\zeta = {}^1/_2$ nachylenie skarpy zewnętrznej $n = 0{,}701$, przy naprężeniu zaś dopuszczalnem $k = 150$ t/m^2, max. wysokość przegrody $y = 150 \,.\, 0{,}360 = 54{,}0$ m.

Parcie lodu uwzględnia się i przyjmuje jako siłę poziomą w wysokości korony przelewów, o wielkości od 5 do 25 t/m b. zależnie od klimatu (wzniosu nad poziomem morza).

Wymiary przekroju sprawdza się zazwyczaj wykreślnie, wyznaczając, obok naprężeń normalnych, występujących w szwach poziomych, zawsze wielkość i kierunek naprężeń głównych. Rozkład naprężeń normalnych przyjmuje się wedle prawa trapezu (Navier), każdy inny bowiem (hipotezy Wilsona, Gore'a, Atcherley'a) daje naprężenia główne tak co do wielkości jak i kierunku nieprawdopodobne. Wyznaczenie naprężeń stycznych wskazane. Załączony wykres podaje wielkości i kierunki naprężeń głównych normalnych i stycznych w przegrodzie 89 m wysokiej wedle nowej instrukcji francuskiej (fig. 121).

3. Przegrody lekkie dzielimy na *a*) szkieletowe i *b*) sklepieniowe.

a) Przegrody szkieletowe, fig. 123 (twórca Ambursen), dzielimy ze względów konstrukcyjnych na płytowe i sklepieniowe; u pierwszych (fig. 124) podstawą konstrukcji jest płyta żelazno-betonowa (właściwa ściana piętrząca), oparta o ścienne trójkątne filary, rozstawione w odstępach od 6 do 8 m; u drugich (fig. 123 i 125) sklepienia również wsparte na filarach, pozwalające jednak nietylko na poważne oszczędności w budowie, ale także i umożliwiające stosowanie wysokości dochodzących do 100 m, gdy przy pierwotnym płytowym systemie Ambursena piętrzenie nie przenosiło z reguły 45 m.

Początkowo stosowano sklepienia kolebkowe pełne o osi pionowej, obecnie zakłada się sklepienia odcinkowe o osi nachylonej do poziomu, gdyż w ten sposób uzyskuje się racjonalne przeniesienie parcia wody na filary. Konstrukcja ta dozwala również na stosowanie większego rozstawu filarów, a to 8—18 m. Nachylenie boku trójkątnych filarów od strony zbiornika zgodne z przyjętem nachyleniem płyty lub osi sklepienia, zazwyczaj $^2/_3$—$^3/_4$; od strony zaś dolnej $^1/_3$—$^1/_4$, tak aby nachylenia boków uzupełniały się do jedności. Filary stęża się rozporami belkowemi lub sklepieniami dla ochrony przed wyboczeniem, zwłaszcza przy naprężeniach na ściskanie przekraczających 15 kg/cm^2. Z tych samych względów łączy się również filary w systemy ram przegubowych. Przy obliczaniu sklepień uwzględnia się obok parcia wody przedewszystkiem naprężenia wywołane zmianami tempe-

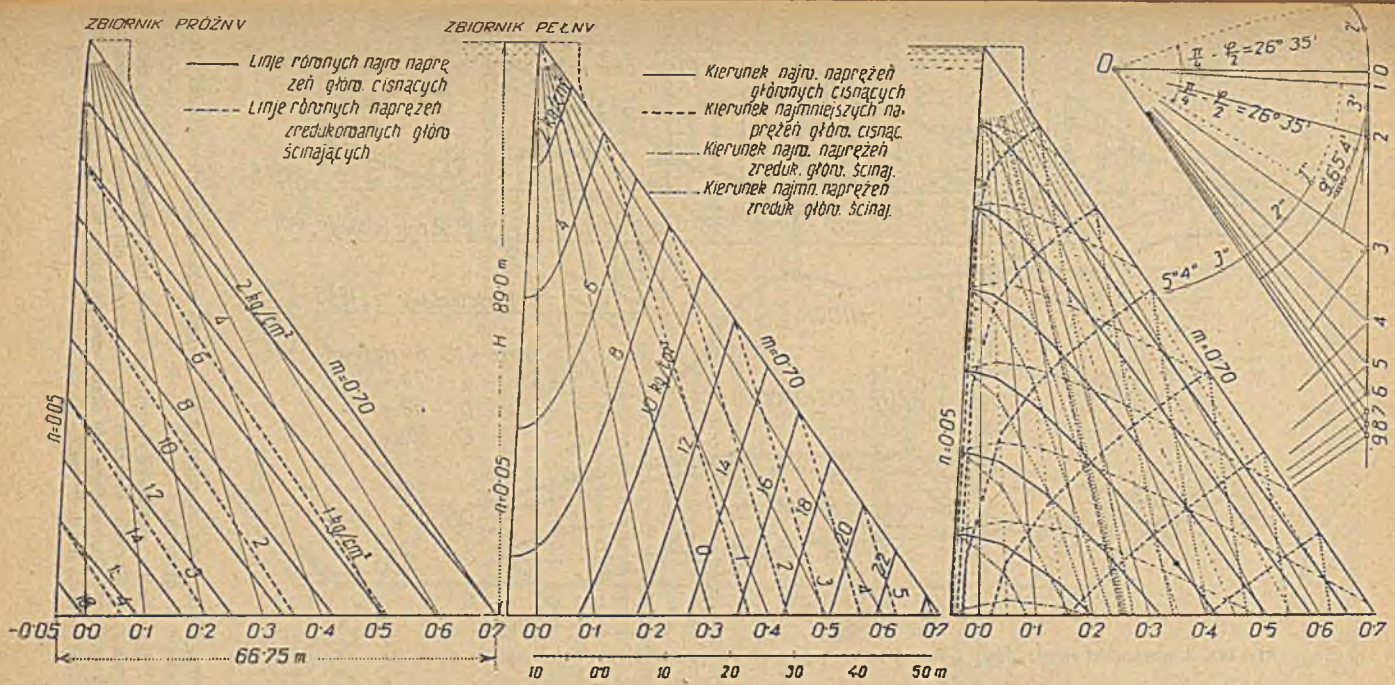


Fig. 121. Badanie statyczne przegrody ciężkiej murowanej (według instrukcji francuskiej z r. 1923).
Po lewej: Rozkład naprężeń głównych w przegrodzie; po prawej: Wyznaczenie kierunku naprężeń głównych.

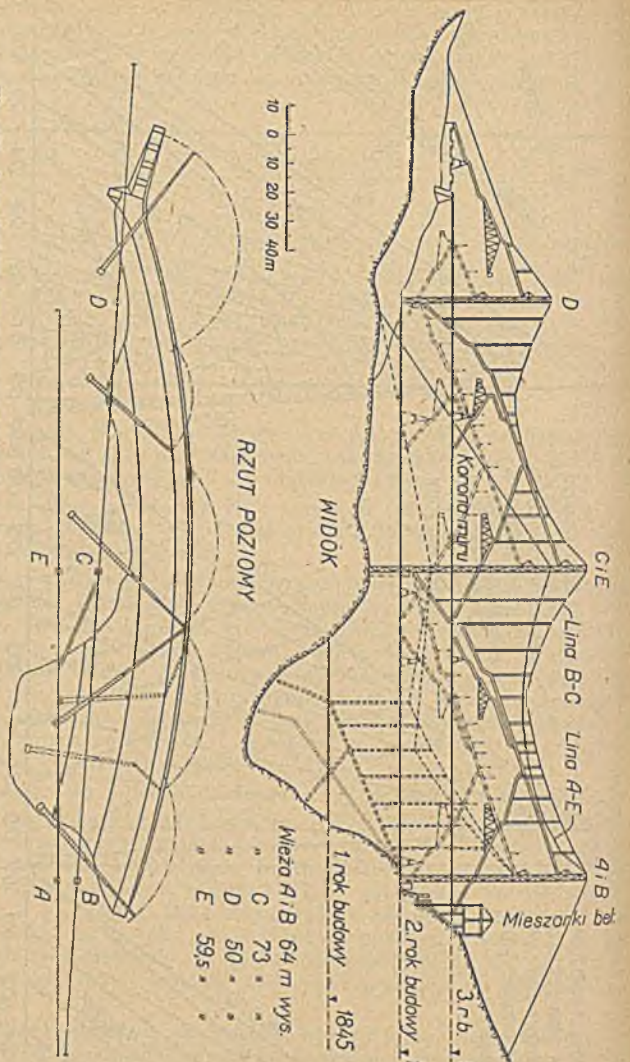


Fig. 122. Amerykański sposób pracy betonem lanym przy budowie przegrody Barberline (system dwuwieżowy).

ratury. Naprężenia na rozciąganie znoszą w sklepieniach wkładki żelazne zakotwione w filarach.

Filary: albo ciężkie wykonane z muru lub betonu, albo lekkie z żelazobetonu. W filarach ciężkich nie dopuszcza się z reguły naprężeń na rozciąganie, wyjątkowo zbroi się filary ciężkie żelazem, dopuszczając naprężenia na rozciąganie do 4 kg/cm^2.

Zadanie zbrojeń ogranicza się zazwyczaj tylko do przyjęcia ciągnień wywo-
ych zmianami i różnicami temperatur. Naprężenia dopuszczalne nie po-
ne przekraczać $^1/_8$ mocy betonu po 28 dniach tężenia (zwyczajnie
35 kg/cm^2 na ściskanie,
10 kg/cm^2 na rozciąganie);
wkładek na rozciąganie
1200 kg/cm^2. Wymiary
poszczególnych zespolach
poniżej 30 *cm*.

Fundament filarów na-
szczególnie ściśle zła-
ć ze skałą zwartą, zdro-
i dostatecznie wytrzy-
ą. Ścianę piętrzącą za-
sza się zawsze w pokład
przepuszczalny. O ile prze-
odę szkieletową, ze wzglę-
na niedostateczną wy-
ymałość pokładów skal-
ch w fundamencie, wzno-
ny na płycie, to dla zni-
enia wyporu wody na-
y w niej pozostawić otwory
ytycie rozmieszczone i do-
ecznie wielkie.

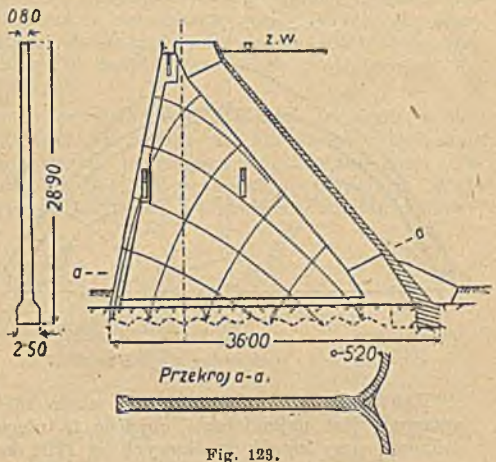


Fig. 123.

b) Przegrody sklepieniowe (fig. 126). Typ ten najbardziej ekono-
ny z pośród znanych, należy stosować w dolinach wązkich, przy stosunku rozwartości gardła do wysokości przegrody nieprzekraczającym wartości 3. Przeważną część parcia wody dźwiga tu sklepienie bezprzegubowe, o końcach utwierdzonych. Konstrukcja ta wymaga wzmocnienia sklepienia u podpór, pozwalając równocześnie na nieznaczne wymiary tegoż w partji środkowej. Sklepienia takie odznaczają się znaczną sprężystością, a za-
i podatnością na działanie sił zewnętrznych i wewnętrznych, wywo-
nych zmianami objętości muru wskutek wahań temperatury, oraz kurczenia
i prężenia betonu pod
pływem wilgoci.

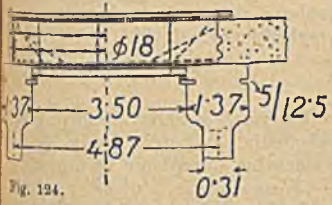


Fig. 124.

W dolinach o profilu V
atność przegród skle-
eniowych jest mniejsza
k w dolinach rozwartych
pu U, a wskutek tego
ałanie sklepienia często
chodzi na plan drugi lub
wet zupełnie zanika, tak
profil przegrody zbliża
do typu przegrody
kiej.

Pod względem kon-
rukcyjnym rozróżniamy
skutek tego dwa rodzaje
egród sklepieniowych; pierwszy o stałym promieniu krzywizny grzbietu
koło 0,54 długości cięciwy), który stosować należy w dolinach typu U,

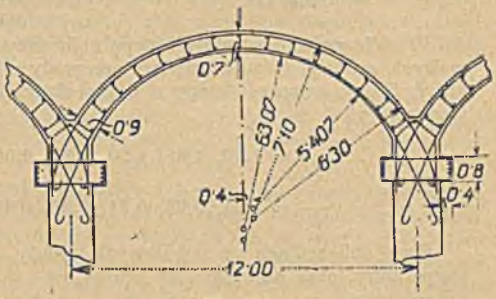


Fig. 125.

drugi o stałym kącie środkowym a zmiennym promieniu, który stosujemy w dolinach typu V.

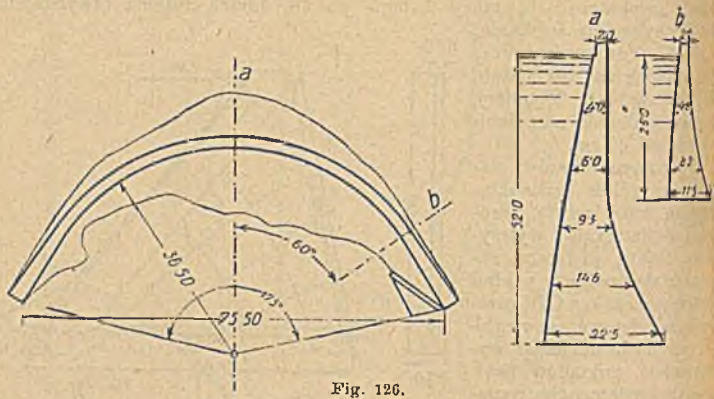


Fig. 126.

Kąt środkowy powinien wynosić około 135°, gdyż wtedy objętość muru przegrody jest najmniejsza; objętość ta ulega jednak tylko nieznacznym zmianom przy kątach środkowych od 120° do 170°.

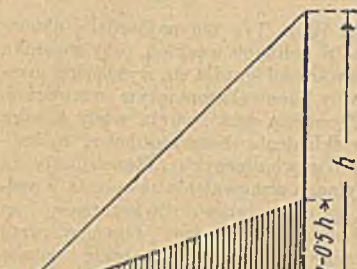


Fig. 127.

Przegrody sklepieniowe, statycznie wielokrotnie niewyznaczalne, oblicza się na podstawie teorji sprężystości. Dla wstępnych obliczeń wyznacza się grubość sklepienia w kluczu wzorem przybliżonym:

$$e = \frac{p \cdot R}{k},$$

w którym R oznacza promień grzbietu sklepienia, p parcie wody, a k dopuszczalne naprężenie w murze.

Wzmocnienie (ujęcie) sklepienia w fundamencie i na stoku, które sięga do wysokości $f = 0{,}2 - 0{,}5\ h$, oblicza się jak przegrodę ciężką, na którą działa parcie wody o wielkości zaznaczonej na dołączonym djagramie (fig. 127).

W obliczeniach wstępnych stopę obliczamy z zestawienia, które dla rozmaitych wartości stosunku cięciwy przegrody w koronie C do max. jej wysokości H daje szerokość stopy e w głębokości h pod najwyższem zwierciadłem wody:

$$\frac{C}{H} = 1{,}00,\ 1{,}25,\ 1{,}50,\ 1{,}75,\ 2{,}00,\ 2{,}50,\ 3{,}00;$$

$$\frac{e}{h} = 0{,}21,\ 0{,}26,\ 0{,}31,\ 0{,}35,\ 0{,}39,\ 0{,}45,\ 0{,}50.$$

Przy obliczeniach szczegółowych należy również uwzględnić wpływ temperatury, oraz kurczenia się betonu.

Wybór typu przegrody należy rozpatrywać pod względem technicznym i ekonomicznym, dając pierwszeństwo budowlom tanim, łatwym w wykonaniu, a budzącym ze względu na swą trwałość i pewność pełne zaufanie. Pod tym względem zajmują pierwsze miejsce przegrody ciężkie.

które tak pod względem taniości, jak i krótkości czasu budowy ustępują jedynie przegrodom sklepieniowym. Przy wyborze typu pamiętać również należy i o odporności przegród ciężkich na wpływy atmosferyczne, oraz dalej ich wrażliwości na sposób wykonania. Nadto przegrody ciężkie z materjałów sypkich można budować w warunkach geologicznych, niepozwalających na zastosowanie żadnego innego typu, załączony zaś schemat (fig. 128) wyjaśnia, który z typów należy w danych warunkach geologicznych stosować ze względów gospodarczych.

Gdy przegrody leżą przeważnie zdala od dróg i kolei żelaznych, w okolicach często niedostępnych, używać należy do ich budowy wyłącznie tych materjałów, jakie można uzyskać na miejscu w dostatecznej ilości i jakości. W ten sposób obniża się nietylko koszty przewozu, ale ułatwiając i przyspieszając wykonanie budowy, osiąga również też obniżenie kosztów budowy.

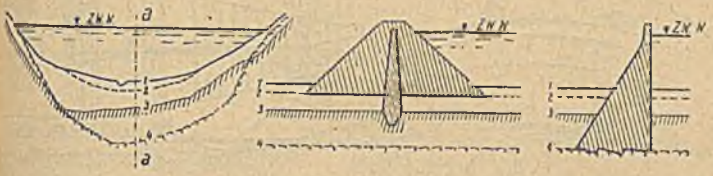


Fig. 128.

Przekrój doliny w miejscu budowy przegrody. 1 — teren, 2 — gr. pokładów wytrzymałych, 3 — gr. pokł. nieprzepuszczalnych, 4 — gr. zwartej skały o znacz. wytrzymałości.

Przekrój $a-a$ grobli ziemnej, uszczelnionej jądrem z iłu.

Przekrój $a-a$ przegrody ciężkiej murowanej.

Przegrody sklepieniowe należy bezwzględnie stosować wszędzie tam, gdzie pozwalają na to względy topograficzne i geologiczna budowa gardła. Typ ten odznacza się taniością i pewnością.

Budowa przegród szkieletowych wskazana jest w szerokich dolinach, przy niezbyt wysokich piętrzeniach, w okolicach pozbawionych dogodnych środków komunikacyjnych, a wskutek tego trudnym i kosztownym transporcie materjałów budowlanych. Objętość muru tego typu wynosi zaledwie $\frac{1}{2}$ do $\frac{1}{3}$ przegród ciężkich, natomiast występują niewielkie różnice w kosztach budowy tych typów; zazwyczaj zaś bywa przegroda ciężka, zwłaszcza przy dogodnych warunkach transportu materjałów, tańsza od szkieletowej.

Przegrody szkieletowe posiadają znacznie mniejszą odporność na wpływy atmosferyczne i dlatego typu tego nie stosują obecnie w okolicach o ostrym klimacie, np. w wysokich górskich okolicach, o silnych mrozach i dużej amplitudzie temperatur.

W naszych warunkach technicznych i geologicznych należy dać bezwzględnie pierwszeństwo przegrodom ciężkim, starając się w jak najszerszej mierze budować groble ziemne, jako najprostsze w wykonaniu, a nie wymagające zbyt pomyślnych warunków geologicznych.

Ujęcie wody użytkowej i spusty. Ujęcie zawsze podwójne, każde na pełną objętość wody użytkowej (fig. 129). Wloty, chroniąc przed zamuleniem, umieszcza się w zbiornikach wodociągowych co najmniej w wysokości 6—8 *m* nad dnem zbiornika, pamiętając, że równocześnie powinien znajdować się wlot i dostatecznie głęboko pod każdoczesnem zwierciadłem wody ze względu na stałą i dostatecznie niską ciepłotę wody; ujęcie dla kołów siły wodnej należy również umieścić tak wysoko, aby do turbin nie wprowadzać namułów i piasku, zwyczajnie w poz. zw. w. zapasu żelaznego. W wszystkich innych wypadkach umieszcza się wlot nisko i ujęcie jest

równocześnie także i spustem; spust w najniższym punkcie dna zbiornika u przegrody. (Na fig. 130 zastosowanie odskoku Bidone'a dla uspokojenia odpływu.) Wlot ochrania się często kratą gęstą (odstęp 50—70 *mm*). Ujęcia albo zupełnie omijają przegrody, zwłaszcza ziemne, albo też mieszczą się w samej przegrodzie (fig. 131), gdy ta jest z muru. Rurociągi ujęcia w obrębie przegrody umieszcza się zawsze w sztolniach, łatwo dostępnych, a specjalnie do tego celu zbudowanych; sztolnie od strony wody są zamknięte korkiem z betonu lub muru ceglanego na zaprawie cementowej, przez który przechodzą rury na zewnątrz. Wymiary ujęć liczy się dla największego użytkowego odpływu. Zasuwy rur zawsze łatwo dostępne i podwójne, z tych

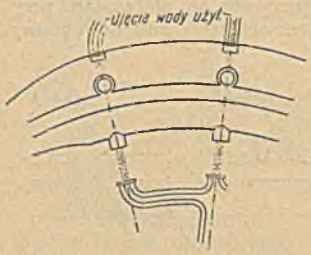


Fig. 129.

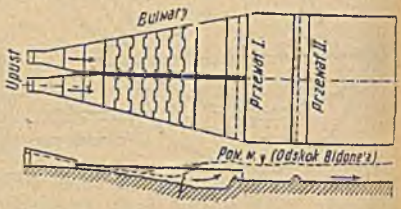


Fig. 130.

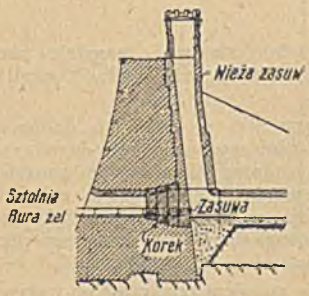


Fig. 131.

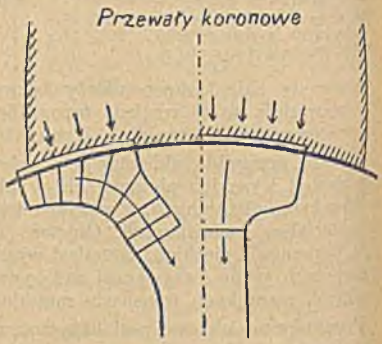


Fig. 132.

jedna u wlotu; dla rur o znacznych średnicach, a przy wielkich ciśnieniach, używa się zasuw specjalnych konstrukcji. Obsługa zasuw u wlotu przy pomocy tak zw. wież lub szybów zasuwowych albo odrębnie ustawionych, albo też złączonych z przegrodą. Zasuwa zewnętrzna powinna mieć zawsze łatwy, bezpośredni dostęp; obsługa jednym robotnikiem.

Upusty. Urządzenia te, mając na celu wyłącznie odciążenie zbiornika od wód powodziowych, powinny być tak projektowane i wykonane, aby niedopuścić do zatopienia korony przegrody nawet podczas katastrofalnych wezbrań. Objętość w. w. przyjąć zatem w obliczeniach możliwie najwyższą. Dla zbiorników położonych powyżej osiedli, założyć dwa upusty; każdy na pełną objętość w. w., w zupełnej od siebie niezależności. Upusty powinny być o ile możności samoczynne, a pod wzgl. konstrukcyjnym zawsze możliwie proste, w działaniu niezawodne.

Z pośród obecnie stosowanych wyróżnić należy dwa typy, a to: *a*) samoczynne (przewały, syfony), i *b*) sterowane (śluzy).

1. Upusty samoczynne: *a*) Przewały koronowe i stokowe. Pierwsze (fig. 132) o krawędzi przelewu w osi korony przegrody i to, albo w środku (przewał centralny) albo przy stoku, (przewał boczny). Woda burzowa, spływając po ścianie przegrody odpowiednio do tego celu zbudowanej w przewale centralnym odpływa wprost do ścieku, w bocznym zaś, krótkim, zwyczajnie w stopniach założonym, kanałem. U przewałów stokowych, krawędź przelewu równoległa do stoku leży poza przegrodą, a wody burzowe odprowadza się do ścieku, albo otwar-

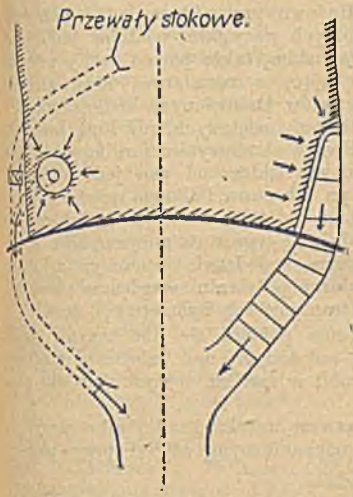


Fig. 133.

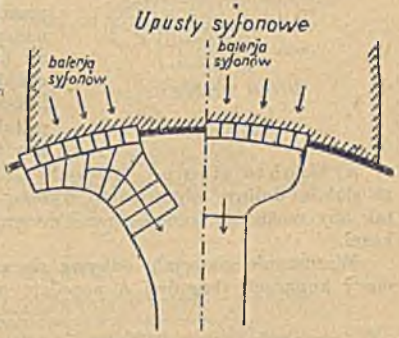


Fig. 134.

tym kanałem, albo też sztolnią obiegową (fig. 133). Obecnie stosują przewały koronowe najczęściej u przegród murowanych; przewałów stokowych używa się zwłaszcza w połączeniu ze sztolnią obiegową u przegród ziemnych. Wlot sztolni obiegowych należy założyć odpowiednio wysoko, a to ze względu na ochronę przed rumowiskiem i namułem, zbierającymi się w dolnych partjach zbiornika. Poziom korony przewału jest stale niższy o grubość przelewu od poziomu najw. dopuszczalnego wzniosu zwierciadła wody zbiornika, a gdy ta strefa jest stale próżna (wypełnia się tylko na krótko podczas powodzi), a zatem i bezużyteczna, przeto grubość przelewu powinna być jak najmniejsza, 0,5 do 2,00 *m*.

b) Upusty syfonowe, pozwalając wskutek swego działania na poważną redukcję strefy nieużytecznej, znalazły w ostatnich latach liczne zastosowania (fig. 134). Obecnie używane konstrukcje działają automatycznie i tak pewnie jak przelewy. Działanie syfonów rozpoczyna się prawie równocześnie z podniesieniem normalnego zw. w. w zbiorniku, bezzwłocznie po zatopieniu i otworu powietrznego (fig. 135) umieszczonego właśnie w tym poziomie, a ustaje w chwili gdy napełnienie zbiornika wraca do normalnego. Usunięcie powietrza z przewodu syfonowego, zasadniczy warunek ruchu lewarowego, odbywa się automatycznie przez porwanie cząstek powietrza strugą płynącej wody, gdy początkowo syfon działa jak przewał.

Urządzenia syfonowe stosują na szeroką skalę w Ameryce, oraz w Europie (Włochy). Syfony pracują poprawnie, nawet w klimacie bardzo ostrym.

2. Upusty sterowane są śluzami (zasuwy, walce i klapy), które się w miarę faktycznej każdoczesnej potrzeby otwiera lub zamyka. Sluzy, pozwalając teoretycznie na najlepsze wyzyskanie tak zbiorników wyrów-

nawczych (zwiększenie zapasu użytkowego) jak i powodziowych (najsilniejsza depresja fali powodziowej) zawodzą jednak często w praktyce, jako zależne od obowiązkowości i inteligencji załogi służbowej.

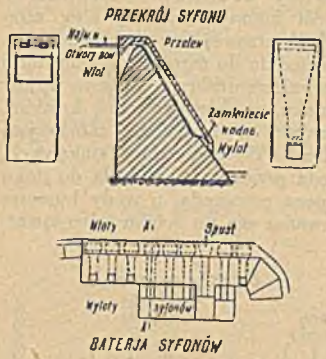


Fig. 135.

III. Budowa.

Budowa przegród posiada obok cech wspólnych wszystkim wielkim budowlom inżynierskim, także pewne cechy swoiste, wynikające z rozmiarów, oraz zużycia materjałów budowlanych w ilościach nieporównanie większych, niż inne budowle.

Koszty budowy zbiorników zależą przedewszystkiem od cen jednostkowych nasypu lub muru, i dlatego należy używać do budowy tylko materjałów, które albo znajdują się wprost na miejscu, albo w najbliższem sąsiedztwie budowy, a nadto w takiem położeniu względem budowli, aby transport ich był łatwy i tani.

a) Groble ziemne. Meterjały ziemne pobiera się dla nasypu grobli ze stoków doliny, odpowiednio wysoko położonych nad miejscem budowy, tak aby można je transportować do grobli w spadku, wyzyskując siłę ciężkości.

Wzruszenie materjału odbywa się zawsze mechanicznie, albo przy pomocy kopaczek (bagrów) o popędzie mechanicznym, albo i przy pomocy

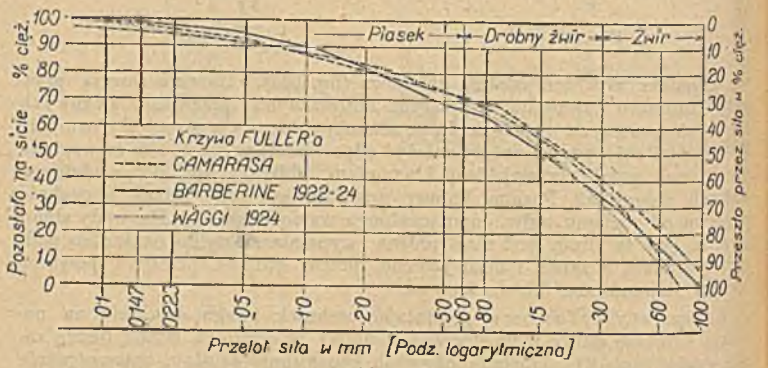


Fig. 136.

strumienia wody, — o objętości sekundowej od 100 do 500 *l* — wyrzuconego z hydrantów pod ciśnieniem kilku atmosfer, zależnie od rodzaju gruntu, który ma być wzruszony. Materjał nasypu uzyskany ze stoków doliny, przewozi się kolejkami roboczemi i z odpowiednich rusztowań sypie w groble i rozplanowuje w warstwy o grubości 15—30 *cm*, które się następnie zgęszcza mechanicznie wałkami różnych typów. W systemie amerykańskim spławia się ten materjał zmieszany z wodą korytem wprost w groblę, gdzie ujęty między przepuszczalne grobelki z narzutu kamiennego, osącza nadmiar wody i tworzy właściwy nasyp grobli. System budowy grobli metodą spławu (hydraulic fill) wypiera obecnie wszystkie inne, dzięki szybkości postępu budowy i taniości.

b) Przegrody murowane. Koszty budowy przegród murowanych, zwłaszcza ciężkich, zależą od ceny jednostkowej muru. Pierwotny mur z kamienia łamanego na zaprawie hydraulicznej lub cementowej wyparty został przez beton. Zastosowanie betonu wzmogło się nadto wskutek zastosowania cementów piaskowych, które uzyskuje się na polu budowy przez przemiał na delikatną mączkę cementową klinkierów cementowych z 40% dodatkiem tłucznia twardych skał krystalicznych, oraz użycia betonu lanego.

W betonie ciasto cementowe musi wypełniać conajmniej z 15% nadmiarem pory mieszaniny kruszywa i piasku. Należyty skład granulometryczny odgrywa pierwszorzędną rolę w wytrzymałości i zwartości (przepuszczalności) betonu (fig. 136). Znaczne oszczędności w cemencie uzyskuje się także przez zwiększenie średnicy ziarna (doświadczenia prof. Duff A. Abrams'a). W Ameryce zmniejszają również objętość betonu w murze przegród przez dodatek brył kamiennych (plumps) o objętościach od 0,5 do 1,5 m^3 a w ilości dochodzącej do 20% objętości muru. Beton taki, t. zw. cyklopowy, nie daje jednak więk-

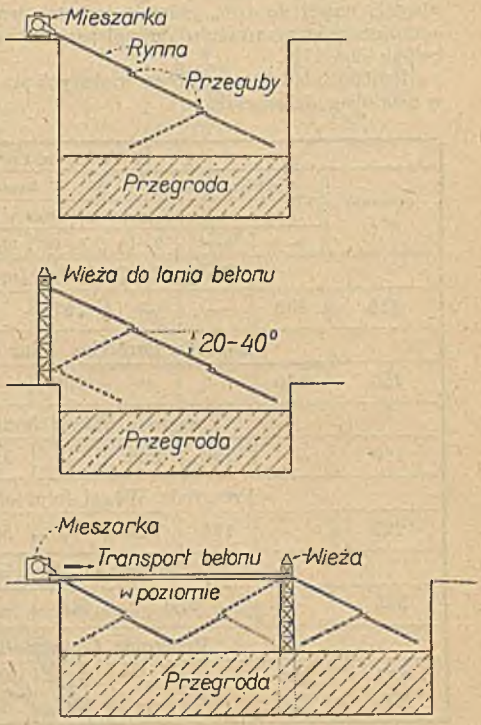


Fig. 137.

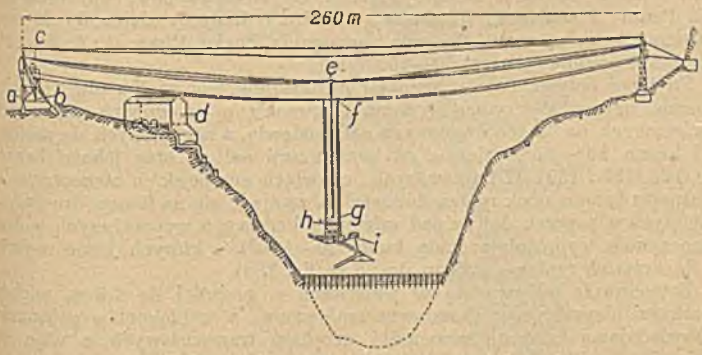


Fig. 138. *a* — dźwigarka żórawia linowego, *b* — mechanizm do przesuwania przyrządu do lania betonu, *c* — budka maszynisty, *d* — mieszarki betonu, *e* — wózek dla żórawia linowego, *f* — wózek dla przyrządu do lania betonu, *g* — kubeł z ruchomem dnem, *h* — pomost do obsługi kubła, *i* — wysięgnica obrotowa z rynną do lania betonu.

szych oszczędności w kosztach budowy, wskutek kosztownych instalacji transportowych, a technicznie tylko nieznaczne zwiększa ciężar muru.

Przy użyciu betonu lanego objętość wkładki kamiennej nie dochodzi obecnie nawet do 10% głównie wskutek trudności transportu, a zadanie jej ogranicza się przeważnie do polepszenia połączeń poszczególnych bloków betonu (fig. 119).

Poniżej skład betonu lanego większych przegród europejskich zbudowanych w ostatniem dziesięcioleciu:

Ilość w 1 m^3								
cementu w *kg*	piasku w litrach			kruszywa w litrach				wody w litrach
	o średnicy ziarna w *mm*							
	0—8	0—2	2—10	8—80	10—40	40—80	60—100	
Przegroda Barberine (mur trzonu)								
210	459	—	—	757	—	—	—	177
Przegroda Barberine (mur okładzinowy)								
250	445	—	—	730	—	—	—	185
Przegroda Wäggi (mur trzonu)								
189	—	190	322	—	553	301	—	178
Przegroda Wäggi (mur okładzinowy)								
225	—	190	322	—	553	301	—	186
Przegroda Montejaque								
225	—	500		800	—	—	—	192
Przegroda Chancy—Pougny								
175 255	430 423	— —	— —	812 760				192 217

W Ameryce używają betonu, który zawiera obok składników normalnych także i tłuczeń o średnicy ziarna od 60—350 *mm*; np. przegroda Don Pedro: 1 cementu: 3 piasku: 6 żwiru o średnicy ziarna do 60 *mm*: 3 tłucznia o średnicy 60—350 *mm*; przegroda Snake River: 1 : 3 : $4^1/_2$: $2^1/_2$ tłucznia o średnicy ziarna 60—160 *mm*.

Prędkość spływu betonu rynnami nie powinna być wielka (do 3 *m*/sek.). Obecnie używa się rynien systemu Lakwood'a o przegubach pionowych, zawieszonych na linach drucianych nad budowlą, a nachylonych do poziomu pod kątem 20°—35°, zależnie od konfiguracji doliny, oraz jakości betonu, (fig. 122, 137 i 139). W najnowszych budowlach europejskich zastosowano do transportu betonu obok rynien żórawie, poruszające się na linach drucianych rozpiętych w poprzek doliny nad miejscem budowy, a wyposażonych w duże samoczynnie wypróżniające się kubły (3—5 m^3), z których beton wylewa się do krótkich rynien o zasięgu do 25 *m* (fig. 138).

Betonowanie odbywa się w warstwach o grubości do 1,5 *m*, większe wysokości niepraktyczne (kosztowne szalowania), a w blokach o pojemności odpowiadającej dziennej sprawności urządzeń transportowych, a więc 400 i więcej m^3. Fig. 140 podaje schemat urządzenia pola roboczego.

Laboratoryjne badania materjałów, oraz dostosowanie jakości betonu do wysokości naprężeń w przegrodzie zawsze wskazane. Przy budowie przegrody Barberine przyjęto moc betonu po 28 dniach tężenia na 100 kg/cm^2 jako wy-

amerykański niemiecki

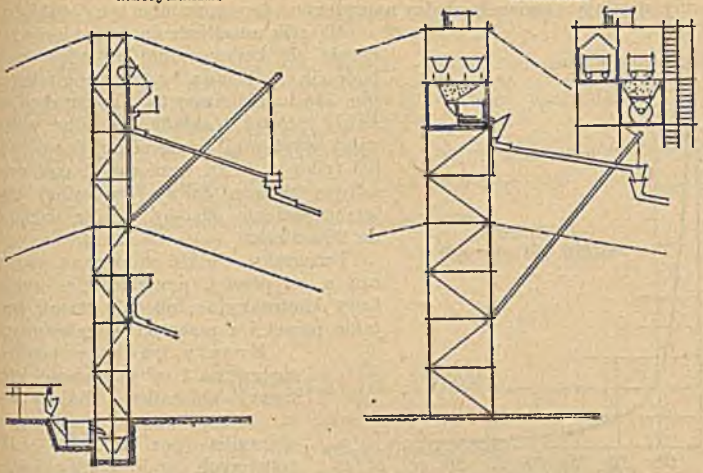


Fig. 139. Typy wież rozdzielczych dla betonu lanego.

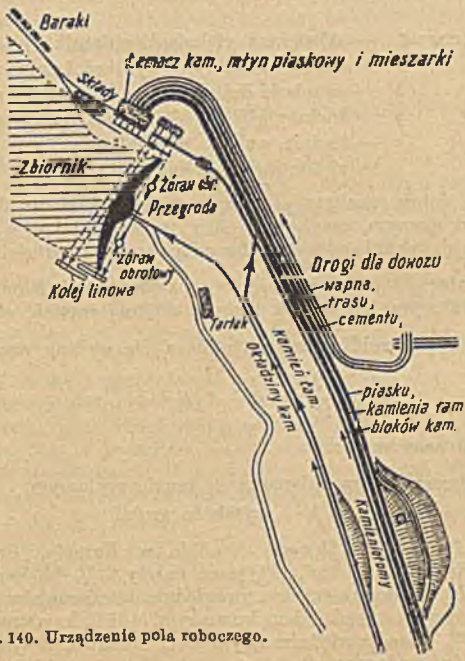


Fig. 140. Urządzenie pola roboczego.

starczającą, Camaraza po 90 dniach na 150 kg/cm^2; w Ameryce istnieją normy, ustalające związek między naprężeniem dopuszczalnem a tegoż składem.

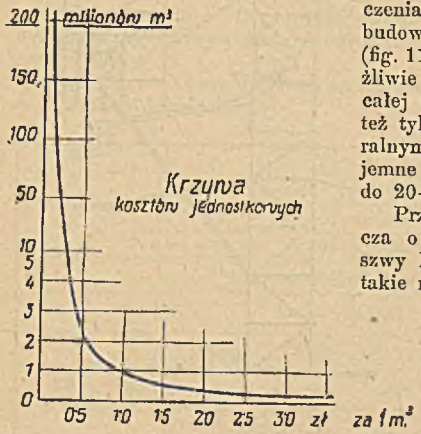


Fig. 141.

W celu umożliwienia swobodnego kurczenia się betonu musi posiadać każda budowla betonowa szwy kontrakcyjne (fig. 118 i 119). Szwy te, o konstrukcji możliwie prostej, zakłada się albo wzdłuż całej wysokości przegrody (Wäggi) albo też tylko w partji wzniesionej nad naturalnym terenem doliny (Barberine); wzajemne poziome odstępy szwów dochodzą do 20—30 m.

Przegrody ciężkie murowane, zwłaszcza o osi prostej, powinne mieć zawsze szwy kontrakcyjne; obecnie stosują szwy takie nawet i u przegród sklepieniowych.

Koszty budowy przelicza się zw. na 1 m^3 pojemności użytkowej zbiornika. Maleją one w miarę wzrostu pojemności zbiornika (por. fig. 141). Dla wstępnych preliminarzy kosztorysowych objętość muru przegrody ciężkiej z ujęciem oraz upustem można obliczyć wzorem

Rehbocka
$$V = \frac{(t+g)^2}{\sqrt{\gamma_m}} \cdot \left\{ 0{,}08\, b + 0{,}44\, b' + e \right\} + t\, b\ m^3,$$

w którym oznacza: t — największą głębokość zbiornika w m;
b — szerokość doliny w wysokości najw. zw. wody w m;
b' — szerokość doliny w wysokości 0,2 t nad dnem w m;
g — średnią głębokość wykopu fundamentów w m;
e — średnie wcięcie w stoki w m;
γ_m — ciężar muru w t/m^3.

Wzór ten daje dobre rezultaty przy wykopach fundamentu do 10 m i przy promieniu łuku równym szerokości doliny; uwzględniając wypór wody należy V zwiększyć, zależnie od warunków miejscowych (wartości ζ), o 10—33%.

Rehbock zaleca b' mierzyć wprost w terenie, zaś b odczytać z mapy (skala 1 : 25.000), przyjmując dla wykopu średnią wartość około 5 m.

Objętość nasypu grobli ziemnych oblicza się według wzoru:

$$V = \frac{b\,h}{15} \left[10\, d + 4\,(B + b) \right]\ m^3,$$

w którym oznaczono w m:

B i b — długość skarp mierzoną w rzucie poziomym,
d — szerokość korony, a h — wysokość grobli.

Katastrofy zbiornikowe (rzadkie w Europie, liczne natomiast w Ameryce). Na 100 katastrof, przypisać należy 61% błędom budowlanym, przedewszystkiem niedostatecznemu uwzględnieniu warunków geologicznych; 16% niedostatecznym urządzeniom burzowym (100% katastrof przy groblach ziemnych); 12% nieodpowiednim wymiarom budowli, a tylko 11% użyciu złych materjałów budowlanych.

LITERATURA.

Saponowicz Norbert: Natężenia w trójkątnych murach oporowych. Lwów 1913.
Degove: Les grands barrages en maçonnerie. Paris 1922.
Dumas: Des barrages-réservoirs. Paris 1911.
Graef: Mouvements des eaux dans les réservoirs à alimentation variable. Paris 1873.
Ministère des Travaux Publics. Circulaire Série B. N. 67, Paris, 19 octobre 1923.
Pigeaud: Réservoirs pour attenuation des crues et des étiages. Paris 1916.
Pigeaud: Sur l'utilisation des réserves d'eau. Paris 1918.
Wilhelm: Du role des réservoirs. Paris 1916.
Duff A. Abrams: Structural Materials Research Laboratory, Levis Institute Chicago Bulletins N. 1—9.
Wegmann: The Design and Construction of Dams. New York 1922.
Regio decreto, Roma, 24 Aprile 1921. N. 700.
Mohr: Der Spannungszustand einer Staumauer. Wien 1908.
Ziegler: Der Talsperrenbau. Berlin 1926.

Regulacja rzek.

Napisał
inż. Mieczysław Rybczyński,
profesor politechniki i wiceminister Robót Publicznych, Warszawa.

I. Zasady ogólne.

Ruch wody w korytach naturalnych. Cechą odróżniającą ruch wody w korytach naturalnych, jest ruchliwość podłoża. Do znanych czynników ruchu: (spadek, ilość wody, kształt przekroju) przybywa zatem nowy w postaci ruchu rumowiska, zużywającego znaczną część energji wody płynącej.

Siła unoszenia (erozyjna) cząstek rumowiska wynosi:

$$S = \gamma\, i\, h\ kg/m^2$$

gdzie γ = ciężar 1 m^3 wody w kg,
i = spadek wyrażony w stosunku wysokości do odległości,
h = głębokość w m.

Z uwzględnieniem strat energji na pokonanie wewnętrznych oporów ruchu wody, wedle doświadczeń Engelsa należy wprowadzić do wzoru spółczynnik mniejszy od jedności i wzrastający w miarę zwiększania się głębokości stąd:

$$S = a\, \gamma\, i\, h\ kg/m^2.$$

Ruchliwość dna zależy od stosunku średnicy ziarn rumowiska do siły unoszenia. Dla porównania różnych rzek można tę ruchliwość scharakteryzować stosunkiem średnicy do spadku $\frac{d}{i}$. Im ta liczba jest większa, tem przy wyższym stanie rozpocznie się na danej rzece ruch rumowiska, tem równowaga jest stalsza.

Siłę unoszenia, przy której rozpoczyna się ruch rumowiska, nazywamy graniczną. Dla różnych rodzajów rumowiska można badać ją laboratoryjnie, lub obserwując graniczną prędkość, która zależy od tych samych czynników co siła unoszenia. Telford i Dubnat oznaczyli graniczne prędkości:

dla ziemi, iłu, namułu	0,08 do 0,15	m/sek.,
dla piasku	0,2 do 0,3	„
dla żwirów	0,3	„

Flamant podaje teoretyczny wzór na graniczną prędkość:

$$\frac{v^2}{2\gamma} = \frac{\Theta}{k}\,\frac{\nu}{F'}\left(\frac{\gamma'}{\gamma} - 1\right)$$

Θ zależy od kształtu ziarna i wynosi dla ciał nieregularnych 0,8; wówczas $k = 1$, v objętość F przekrój γ, ciężar gat. ziarna. Upraszcza ten wzór Sainjou, i przyjmując $\gamma = 2500$, $\Theta = 0{,}8$ $k = 1$, oblicza:

$$v^2 = 25\,d$$

więc dla	$d =$	0,0025	0,01	0,04	0,1	0,17	0,38	0,67 m/sek.
	$v =$	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0 m/sek.

Jeżeli siłę unoszenia graniczną nazwiemy S_0, zaś ilość toczonego rumowiska q, to dla danego rumowiska stosunek $\frac{q}{S(S-S_0)} = \varphi$ jest ilością stałą.

Według Schoklitscha $\varphi = 0{,}54\,\frac{\gamma}{\gamma - 1}$ (γ = ciężar gat. rumowiska).

Objętość toczonego rumowiska w całym przekroju

$$Q = \int_{x=0}^{x=B} q\,dx = \varphi \int_0^B S(S-S_0)\,dx.$$

Sile S_0 odpowiadać będzie głębokość h_0, która oddziela w przekroju pole F_1, którego środek ciężkości oddalony jest od linii granicznej CD o odległość e (fig. 1).

Wówczas można przyjąć przybliżoną wartość całki

$$Q = \varphi\,.\,(1000\,.\,J)^2\,.\,F_1\,(h_0 + 2\,e)$$

Rumowisko wprawione w ruch toczy się w znacznej części po dnie, częściowo jednak zostaje zawieszone w wodzie i w tej postaci porusza się dalej. Nastąpi to wówczas, kiedy burzliwość ruchu wody wzrasta i wytwarza składową pionową zwróconą ku górze, w związku z znacznymi różnicami pomiędzy prędkościami poszczególnych strug wodnych.

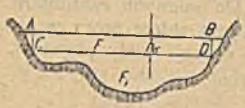


Fig. 142.

Prędkość składowa pionowa wynosi według doświadczeń $^1/_{30}$ do $^1/_{20}$ prędkości średniej. W stosunku do różnych rodzajów rumowiska i tu będziemy mieli prędkości graniczne, które obliczyć można z wzoru

$$v_p = \sqrt{2\,g\,\frac{2\,d}{3\,k}\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right)}$$

dla $\gamma_1 = 2500$ otrzymuje się wówczas

$d =$	0,0002	0,001	0,005
$v_p =$	0,03	0,1	0,15

Ilości części zawieszonych w rzekach nizinnych są bardzo znaczne np. w Durance 5% ilości wody, na Garonnie rocznie 5 milj. m^3.

Wielkość siły unoszenia zmienia się ze zmianą stanu wody. Jeżeli stan wody nie ulega dłuższy czas zmianie, następuje samoczynnie stan równowagi, i ruch rumowiska ustaje. Tam bowiem, gdzie odbywa się erozja, następuje powiększenie profilu, zatem zmniejszenie prędkości, spadku, a więc i siły unoszenia aż do chwili ustania ruchu rumowiska. Tam natomiast, gdzie następuje osadzenie, zmniejszenie przekroju zwiększa prędkość, spadek a więc i siłę unoszenia aż do punktu ustania osadzania. Ruch rumowiska jest zatem tem większy, im większą jest zmienność stanów wód.

Bezpośredniem następstwem ruchu rumowiska jest zmienność koryta rzeki, a więc to, co stanowi o jej dzikości i szkodliwości dla gruntów nadbrzeżnych.

Cel i zadania regulacji rzek. Właściwym celem regulacji rzek jest zmniejszenie ruchu rumowiska i ujednostajnienie warunków odpływu. Cel ten osiąga się przez:

1. zabudowanie dzikich potoków i wogóle miejsc, gezie się tworzy rumowisko;
2. ujednostajnienie ilości wody przez budowę zbiorników powodziowych;
3. ujednostajnienie przekroju podłużnego i poprzecznego, przez nadanie regularnych form korytu rzeki.

Roboty regulacyjne prowadzi się albo wyłącznie w celu meljoracyjnym, dla uzyskania swobodnego odpływu wód, czasem pogłębiania koryta, ochrony gruntów nadbrzeżnych oraz ochrony przed powodzią, albo też również dla celów komunikacyjnych, tj. dla wytworzenia odpowiedniego koryta dla żeglugi i spławu.

II. Podstawy hydrologiczne projektu regulacji.

Projekt musi być ściśle przystosowany do charakteru rzeki, musi go zatem poprzedzić dokładne zbadanie naturalnych warunków odpływu.

Badanie rzeki obejmuje:

1. Dane fizjograficzne:
   a) Opady, ich rozkład itd.
   b) Konfiguracja dorzecza.
   c) Szata roślinna.
   d) Geologja, w szczególności miejsc powstawania rumowiska.
   e) Jakość i kształt rumowiska.
2. Dane geodetyczne:
   a) Sytuacja rzeki z możliwem uwzględnieniem zmian w czasie.
   b) Przekrój podłużny.
   c) Przekroje poprzeczne.
3. Dane hydrologiczne.
   a) Obserwacje wodowskazowe.
   b) Pomiary ilości wody i krzywe odpływu.
   c) Związki wodowskazowe i ilościowe z uwzględnieniem czasów trwania.
   d) Naturalne przekroje normalne, z zupełną równowagą.

Wybór stanu normalnego. Projekt regulacji musi być przystosowany do wszelkiego rodzaju zmian w odpływie, jakie w danej rzece się zdarzają, niemniej przeto główną rolę będzie odgrywał pewien ściślej określony stan wody, ważny bądź to ze względu na cel, dla którego do robót przystępujemy, bądź też na jego znaczenie dla samej rzeki. Do tego t. zw. normalnego stanu dostosujemy przedewszystkiem budowle regulacyjne. Wchodzą tu następujące stany charakterystyczne w grę:

1. Absolutnie najwyższy stan wody stanowi podstawę obliczeń rozstawu wałów powodziowych, oraz objętości zbiorników retencyjnych, mających na celu ochronę przed powodzią.
2. Średnia wysoka woda jest stanem normalnym dla zabudowania potoków i rzek górskich, tudzież dla rozstawu t. zw. wałów letnich, chroniących grunta przed zalewem tylko w porze wegetacji.
3. Wyższe wody wiosenne i letnie, przy których odbywają się — zwłaszcza w rzekach płynących z gór, posiadających lodowce — najwyższy ruch romowiska, dają nam stan kształtujący koryto, który służy za podstawę do regulacji tych rzek. Stan ten otrzymamy, mnożąc objętości unoszonego rumowiska przy poszczególnych stanach wody, przez czas trwania tych stanów w ciągu roku i biorąc za podstawę stan, któremu odpowiada maksymalna wartość iloczynu.
4. Stany okresowe określa się ilością dni zwilżenia profilu objętego niemi w ciągu roku. Mają one znaczenie rzek regulowanych dla celów żeglugi, przyczem częste zamiast roku oblicza się je w stosunku do czasu trwania nawigacji w roku, a więc z pominięciem okresu zamarzania.

5. Stan średni niski, obliczony z dłuższego okresu, jest stanem normalnym dla regulacji na małą wodę rzek, używanych jako arterje komunikacyjne, wymagające pewnej głębokości w ciągu całego okresu nawigacyjnego.
6. Rzadziej bierze się w tym celu stan absolutnie najniższy.

Określając stan normalny dla poszczególnych wodowskazów w różnych punktach rzeki, otrzymuje się często niezgodności, które należy wyrównać, badając związki między wodowskazami, oraz przebieg spółczynników odpływu. Najlepszą drogą do tego celu jest bezpośredni pomiar objętości przy stanach korespondujących, tj. równoczesne pomiary w kilku punktach rzeki, odpowiadające jednemu i temu samemu stanowi wody. Stosunek otrzymanych w ten sposób spółczynników odpływu, pozwoli na skorygowanie spółczynników otrzymanych z obliczeń na poszczególnych miejscach pomiarów.

Stan normalny dla jednej i tej samej rzeki może być różny w różnych jej odcinkach i zwykle obniża się z biegiem rzeki. Tak np. rzeka, wypływająca z wysokich gór, będzie regulowana u źródeł na wysoką wodę, następnie na stan średni, w dolnym biegu na stan niski, lub długo trwający stan okresowy (210—240 dni w okresie żeglugi) itd.

Na podstawie krzywych odpływu, oznacza się objętości wody i spółczynniki odpływu, odpowiadające stanom normalnym, w poszczególnych odcinkach rzeki.

Oznaczenie spadku. Rzeka płynąca w jednostajnych warunkach geologicznych i przy jednostajnie wzrastającym dorzeczu, wytwarza z czasem spadek, zmniejszający się w dół rzeki według regularnej linji krzywej, zbliżonej do paraboli o osi pionowej, najczęściej wyższego rzędu $h - H = a(l + L)^n$ (fig. 143).

Na niejednostajne ukształtowanie się spadku wpływają zmienne warunki geologiczne, zmienne ilości odpływu, zwłaszcza w razie istnienia wielkich dopływów, zmiana kierunku rzeki w stosunku do ogólnego kierunku doliny, wreszcie przeszkody sztuczne w postaci jazów, progów, przegród itp.

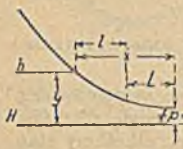


Fig. 143.

Przed ustaleniem spadku zatem, należy ustalić t. zw. punkty załomu spadku, a więc niejako punkty stałe dane z natury (progi skalne, dopływy) lub sztucznie utrwalone (jazy itp.), między którymi dopiero spadek da się dowolnie ukształtować.

Najczęściej zadaniem regulacji jest tylko wyrównanie istniejącego spadku, rzadziej jego zmniejszenia lub zwiększenia. W pierwszym wypadku projektowanie spadku polega na wyrównaniu między stałymi punktami według linji prostej, jeśli różnice w spadkach na początku i na końcu odcinka są na ogół nieznaczne, bądź też przy większych różnicach według linji krzywej.

Wyrównanie to musi uwzględniać zmiany, jakim mogą podlegać punkty załomów. Tak np. progi skalne ulegają szybszej lub wolniejszej erozji. Dopływ działa rozmaicie, zależnie od stosunku ilości wody i niesionego rumowiska.

Dopływ górski do rzeki nizinnej powiększa ilość doprowadzonego rumowiska, którego rzeka nie jest w stanie unieść, a stąd punkt załomu będzie się podnosił zwiększając ustawicznie spadek poniżej, a zmniejszając powyżej. Odwrotnie działa dopływ nizinny do rzeki górskiej.

Istniejący spadek naturalny zmieniamy w projekcie w następujących wypadkach: jeżeli siła unoszenia rzeki nie wystarcza do usunięcia nadchodzącego z góry lub z dopływów rumowiska, wówczas zwiększyć ją najłatwiej przez zwiększenie spadku, do czego dochodzi się przez skrócenie biegu rzeki. Jeżeli przeciwnie erozja dna i brzegów jest zbyt wielka, należy spadek zmniejszyć przez budowę progów, zapór itp.

Obliczenie profilu normalnego. Ustalone spadki i ilości wody, pozwalają podzielić rzekę na szereg odcinków, tak dobranych, ażeby wewnątrz każdego odcinka można było przyjąć ilość wody i spadek jako niezmienne. Obrachowanie profilu normalnego musi nastąpić dla każdego odcinka osobno, a mimo to musi być zachowana ciągłość między sąsiedniemi odcinkami.

Podstawą obliczenia jest ilość wody i spadek; zmienne mogą być powierzchnia przekroju i prędkość, zaś w powierzchni głębokość średnia i szerokość zwierciadła wody, natomiast między prędkością a spadkiem i głębokością istnieje znów ścisły związek. Stąd możliwość różnych rowiązań, a więc konieczmość dalszych założeń:

1. Kształt przekroju normalnego musi odpowiadać nie tylko wodzie normalnej, ale również mieścić objętości większe i mniejsze. Sprawdzianem będzie tu wielkość siły unoszenia przy różnych stanach, w stosunku do tejże siły w korycie nieuregulowanem. Powoduje to odpowiedni dobór nachylenia skrajnych stycznych w przekroju parabolicznym, wzgl. nachylenie skarp w częściej używanym przekroju trapezowym. W nachyleniu tem rzadko przekraczamy stosunek 1 : 5, uciekając się raczej w razie potrzeby do profilu dwu lub trójdzielnego (dla wody małej, średniej i wielkiej, fig. 144).
2. Zmiany w prędkości i sile unoszenia w sąsiednich odcinkach mogą następować tylko w razie zmian w charakterze rumowiska. Przy tem samem rumowisku powinna się utrzymywać w przybliżeniu ta sama prędkość lub może nieznacznie wzrastać z biegiem rzeki. Ponieważ jednolite rumowisko utrzymuje się tylko przy mało zmiennym spadku, zatem w rzece takiej, głębokości w dół rzeki, mogą tylko nieznacznie wzrastać, a cały wzrost powierzchni, odzwierciedli się w powiększeniu szerokości zwierciadła wody. Stąd w rzekach takich stosunek szerokości normalnej do głębokości w dół rzeki wzrasta, i to tem szybciej, im jednostajniejszy będzie spadek, a szybszy wzrost objętości wody.

Najczęściej w dół rzeki maleje spadek, równocześnie maleje średnica ziarn rumowiska. Wówczas przy stałej ilości wody może stosunek szerokości do głębokości pozostać niezmienny. Każdy jednak wzrost objętości spowoduje konieczność powiększenia przekroju przez powiększenie szerokości i wzrost omawianego stosunku.

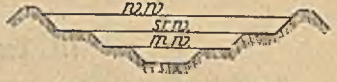


Fig. 144.

Stosunek szerokości do głębokości charakteryzuje więc najlepiej profil normalny, a ustalenie jego jest najlepszem założeniem dla obliczenia szerokości normalnej.

Przy regulacji meljoracyjnej, a więc mającej na celu ujednostajnienie istniejących stosunków odpływu, podstawą muszą być istniejące stosunki między czynnikami ruchu, w tych przestrzeniach rzeki, które uwidaczniają możliwie stałą równowagę tych czynników, i do których to przestrzeni chcielibyśmy całą rzekę upodobnić.

W tym celu z przekrojów regularnych takiej przestrzeni normalnej, w której spadki winny się zbliżać do przeciętnego, oblicza się średni stosunek szerokości do głębokości, który służy za podstawę obliczenia profilu normalnego.

Szerokości węższe od znalezionych w naturze w regularnych przestrzeniach, stosować można wówczas, gdy chodzi o zwiększenie siły unoszenia, np. dla pogłębienia łożyska rzeki.

Samo obliczenie następuje przy zastosowaniu dowolnego wzoru na prędkość, tak np. dla wzoru Chezy'ego $v = K\sqrt{HJ}$

$$H = \sqrt[6]{\left(\frac{Q}{K\,a}\right)^2 \frac{1}{J}} \text{ przy trapezie, gdzie } a = \frac{B}{H}$$

$$\text{zaś } H = \sqrt[6]{\left(\frac{Q}{k\,m}\right)^2 \frac{1}{36\,J}}$$

przy paraboli, gdzie m oznacza stosunek nachylenia stycznych.

Ponieważ prędkość zależy również od głębokości, przeto nie można się obejść bez kilkakrotnych obliczeń. Dlatego zamiast używania wzorów na głębokość oblicza się drogą prób, przyjmując głębokość i obliczając objętość, aż do otrzymania zgodności. Przyjmując następnie różne napełnienia ustalonego przekroju, należy zbadać, jak reaguje on na różne objętości, a przedewszystkiem, jaki będzie stosunek nowych prędkości i sił unoszenia, w stosunku tych samych wartości w profilu nieuregulowanym.

Na rzekach regulowanych dla celów żeglugi chodzi przedewszystkiem o uzyskanie jak największej głębokości przy niskich stanach, zwłaszcza w t. zw. przejściach z jednej krzywizny w drugą.

Probierzem naturalnym będą tu więc t. zw. dobre przejścia w naturze, tj. te przejścia, w których naturalny profil ukształtował się w sposób zupełnie dobry dla żeglugi. Jeżeli takich profilów naturalnych niema, ustala się je, przyjmując możliwie jak największą głębekość, na jaką pozwala zwiększenie prędkości i siły unoszenia, przy wyższym stanie, wypełniającym całe koryto. W pewnych wypadkach może określać granicę powiększania głębokości wzrost prędkości, utrudniający żeglugę.

Przy określeniu szerokości trasy wielkiej wody, a więc rozstawu wałów, są do pogodzenia dwa sprzeczne momenty, z jednej strony ochrona jak największej powierzchni gruntów, a więc możliwie wielkie zbliżenie do siebie obustronnych wałów, z drugiej fakt, że ściśnienie koryta wielkiej wody powoduje zwiększenie siły unoszenia. Ponieważ największa erozja odbywa się w korycie głównem, przeto rozpoczynamy obliczenie od części przekroju, obejmującej koryto średniej wody, przyjmując granicę dopuszczalnego spiętrzenia. Resztę objętości wody musimy zmieścić w terenie inundacyjnym, znając więc jego kształt i poziom wody, mamy określoną szerokość, a tem samem i rozstaw wałów.

III. Trasa regulacyjna.

Zasadniczym elementem trasy jest krzywizna. Proste służą tylko jako przejścia z jednej krzywizny w drugą, w większych rozmiarach stosuje się je wyjątkowo, np. tam, gdzie chodzi o powiększenie spadku przez skrócenie biegu rzeki.

Z badań Fargue'a wynika, że między krzywizną a głębokością zachodzi ścisły związek. Dla Garonny wyrażał on go równaniem:

$$\frac{d\rho}{dL} = \frac{155{,}3}{106}\left(\frac{dh}{dL}\right) + 11.4\left(\frac{dh}{dL}\right)^2$$

Boussinesque natomiast doszedł teoretycznie do wzoru ogólnego:

$$\frac{d\rho}{dL} = \frac{2}{B h_0}\left(\frac{C}{h}\right)^2\left(\frac{h}{h_0} - 1\right)\frac{dh}{dL}$$

przyczem h_0 jest głębokością w prostej zaś $C = \frac{1}{k}$ (k z wzoru Chezy'ego).

Ścisły cyfrowy związek między głębokością o krzywizną musi być oznaczony dla każdej rzeki. Ogólne zasady tego związku t. zw. „prawa Fargue'a" są:

1. Zmienność krzywizny łuku powoduje zmienność głębokości, którą określa nachylenie stycznej krzywizny.

2. Dla wytworzenia się odpowiedniej dla danej krzywizny głębokości, potrzebną jest pewna długość tej krzywizny.
3. Największe głębokości i mielizny, przesunięte są w dół poniżej najmniejszej i największej krzywizny.

Z praw Fargue'a wynika konieczność unikania nagłych zmian krzywizny, tam gdzie chodzi o możliwie stałą głębokość, a więc przy regulacji dla żeglugi, zwłaszcza na małą wodę, zatem konieczność stosowania krzywych przejściowych, między prostą a łukiem, lub między różnymi łukami.

Hagen stosuje dla łuku wklęsłego krzywą:

$$y = x \cot \alpha - n x^z$$

gdzie x i y rzędne liczone na cięciwie krzywizny α jest połową kąta wierzchołkowego, n i z do wyznaczenia przez przyjęcie jeszcze jednego punktu krzywej stosownie do wymogów terenu.

Fargue stosuje bardziej zawiły kształt krzywej:

$$x = \int \cos\left(\rho_0 \frac{2 L_0}{\pi} \sin \frac{\pi L}{2 L^0}\right) d L + C$$

$$y = \int \sin\left(\rho_0 \frac{2 L_0}{\pi} \sin \frac{\pi L}{2 L_0}\right) d L + C$$

Na Odrze zastosowano krzywą przejściową paraboliczną o równaniu $y^2 = 2 p x$, biorąc p równe: od połowy do podwójnej szerokości trasy. Najlepsze wyniki dał parametr równy szerokości trasy.

Wzniesienie zwierciadła wody na brzegu wklęsłym skutkiem siły odśrodkowej odkreśla Gocking stosunkiem:

$$y = 0{,}235\, v^2 \log\left(1 + \frac{x}{R}\right)$$

gdzie R = promień łuku, y wzniesienie nad średnią wysokością, x odległość od środka koryta, v prędkość.

Objaw ten zwiększa jeszcze nieregularność ruchu w łuku, skutkiem odbijania się strug wody, wirów i tp.; stąd powiększenie oporów, zwiększenie erozji zmniejszenie spadku i konieczność zwiększenia przekroju przepływu.

Fargue radzi rozszerzać trasę w łuku i to w stosunku do zmniejszenia spadku, ażeby $\frac{dB}{B} = -\frac{1}{2}\frac{di}{i}$. Praktycznie uskutecznia to przez większe rozwinięcie łuku wypukłego, tj. przesunięcie jego początku i końca łuku o mniej więcej 1 do 3 szerokości trasy (fig. 145).

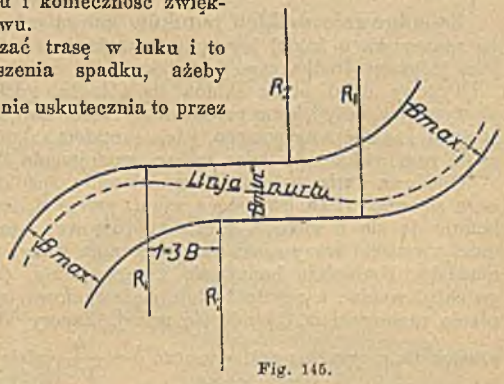


Fig. 145.

Między dwoma łukami konieczną jest pewna minimalna długość prostej dla umożliwienia przejścia nurtu z jednego brzegu wklęsłego pod drugi, którą przy różnych promieniach określa wzór $L = \sqrt{B(R_1 + R_2)}$, dla $R_1 = R_2$

$$L = \sqrt{2 B R}$$

gdzie R = promień nurtu, B = szerokość między linjami nurtu.

Najstosowniejszy dla danej przestrzeni rzeki promień łuku zależy od siły żywej wody, od prędkości. Trasa wielkiej wody winna mieć krzywizny

łagodniejsze. Stąd konieczność zbliżania do siebie trasy brzegów wklęsłych przy profilach dwu- lub trój-dzielnych (fig. 146).

Wybór odpowiedniego promienia przy stanie normalnym należy oprzeć na badaniach danego odcinka rzeki i spostrzeżeniach, przy jakim promieniu utrzymuje się nurt stale przy brzegu wklęsłym, bez śladów erozji brzegów.

Promień łuków i ich długość winny ulegać jak najmniejszym zmianom. Długość łuku powinna stać w pewnym stosunku do promienia i do szerokości trasy. Jeżeli konieczne jest stosowanie łuków zbyt łagodnych dla danej rzeki, należy je traktować przy obudowie jak proste. Bardzo ostre łuki winny się łączyć z prostymi zapomocą krzywych przejściowych.

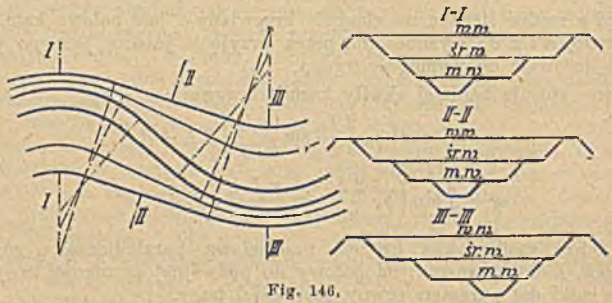


Fig. 146.

Jeżeli chodzi wyłącznie o żeglugę, można określić minimalny promień stosunkiem do szerokości trasy a mianowicie $R = 5\,B$ do $6\,B$.

Prowadzenie trasy winno o ile możności zbliżać się do naturalnego biegu, przyczem ważne jest zbliżanie wklęsłych brzegów na naturalnych wysokich brzegach.

Kierunek trasy wód wyższych nie powinien kryżować się z kierunkiem trasy wód małych.

IV. Roboty regulacyjne.

Zabudowanie dzikich potoków ma na celu powstrzymanie tworzenia się rumowiska u źródeł jego powstawania i umożliwienie zalesienia stoków, jako jedynego środka zapobiegawczego.

Typowy dziki potok składa się z kotła, gdzie przeważnie rumowisko się wytwarza, z szyji, którą przesuwa się rumowisko, zasilane ze stoków nowymi złożami, i ze stożka usypowego, gdzie skutkiem załamania linji spadku, znaczna część rumowiska się osadza wobec zmniejszenia się siły unoszenia.

Obudowa kotła polega na zmniejszeniu spadku i powstrzymaniu toczącego się rumowiska, zapomocą zapór, przegród, zamknięć dolin. Zasadniczo buduje je się z suchego muru lub drzewa; stosując mur na cemencie, należy wstawić dreny celem przepuszczania wody, a zatrzymania jedynie rumowiska. Normalnie buduje się zapory niskie, czasami podwyższa się je po załadowaniu; z reguły buduje się stopniowo od dołu, i w miarę wypełniania rumowiskiem, buduje się wyżej. Zapory kilkumetrowe mają kształt prostokąta, przyczem: grubość muru $g = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$, gdzie h = wysokości zapory, zaś γ = ciężar gatunkowy muru. Wyższe buduje się w formie trapezu, przyczem grubość korony = 0,45 h, zaś grubość podstawy = 0,9 h. Wymiary zapór wyższych wyznacza się zapomocą linji ciśnienia. Teoretycznie kształt zapory powinien być trójkątny, w rzeczywistości wykonuje się ściany od lądu w linji łamanej, przyjmując zwykle $a = 1\frac{1}{2}\,k$, $z = g_0$ (fig. 147). Zapora wykonana w łuku, może otrzymać wymiary słabsze według wzoru $g = \frac{1}{\sqrt{\gamma}} R x$,

BIURA PATENTOWEGO
PRZEMYSŁU HUTNICZEGO

gdzie γ = ciężar gatunkowy wody wraz z rumowiskiem, β = spółczynnik wytrzymałości muru, R = promień łuku, x odległość od korony. Korona musi być z doborowego materjału, ze względu na ruch rumowiska. Umocowanie ze stokami następuje prócz wcięcia, przez skrzydła górne i dolne. Szczególną uwagę zwrócić na ubezpieczenie dna poniżej zapory. Najlepiej wytworzyć basen zapomocą progu piętrzącego poniżej zapory. Basen należy czyścić po przejściu każdej wielkiej wody z rumowiska, które tam się nagromadzi (fig. 148). Bardzo niskie zapory można wykonać z drzewa, *a*) w formie kilku rzędów płotków wypełnionych kamieniem, *b*) w formie bardzo prymitywnej: gałęzi opartych o poprzeczne krąglak i obciążonych kamieniem (fig. 149), *c*) w formie skrzyń, wypełnionych kamieniem (kaszyce), szczególniej chętnie używanych we wschodnich Karpatach (fig. 150), *d*) z krąglaków, używanych chętnie w Tyrolu (fig. 151).

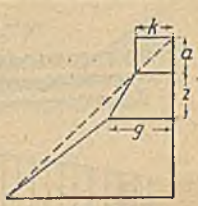


Fig. 147.

Obudowa gardła czyli szyji potoku, ma na celu zmniejszenie siły żywej wody, więc przedewszystkiem zmniejszenie spadku. Przy dużych spadkach, uskuteczni się to znów zapomocą szeregu niskich zapór, które zarazem podniosą i ustalą dno, a przez to i stoki. Przy mniejszych wystarczy t. zw. korekcja progowa, tj. umieszczenie szeregu niskich stopni wykonanych z kamienia lub z drzewa (fig. 152 i 153).

Bardzo często zachodzi konieczność zmiany naturalnego kierunku biegu potoku, zwł. gdy podmywa on stoki. Rzadko stosujemy systematyczne ujęcie potoku w tamy regulacyjne, najczęściej wystarcza miejscowe odsunięcie brzegu zapomocą budowli miejscowych z kamienia lub z drzewa w połączeniu z kamieniem (fig. 154).

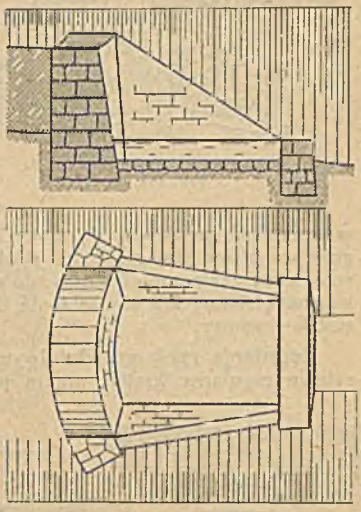


Fig. 148.

Obudowa stożka usypowego ma na celu zapobiedz osadzeniu się zbyt wielkiej ilości rumowiska w tej części potoku, a więc wymaga powiększenia

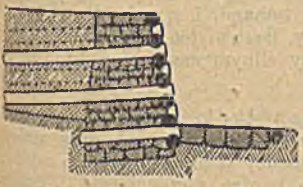


Fig. 149.

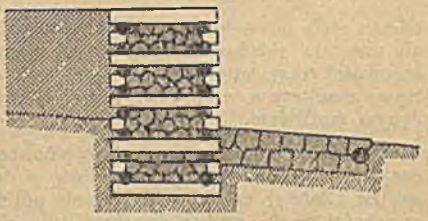


Fig. 150.

siły unoszenia. Uskutecznia się to z jednej strony przez ujęcie różnych odnóg w jedno sprostowane koryto, a zatem przez powiększenie ilości wody i spadku, z drugiej zaś strony przez zmiejszenie oporów tarcia, które można

osiągnąć przez możliwie gładką obudowę ścian i dna koryta. Najkorzystniejszy profil: trapez z łękiem na dnie (fig. 155). Jeśli nie potrafimy powstrzy-

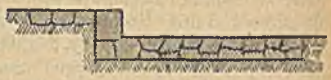


Fig. 152.

Fig. 151.

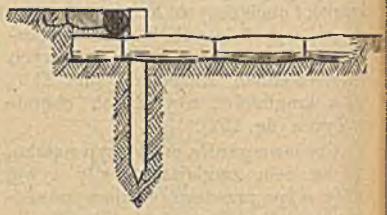


Fig. 153.

mać zupełnie tworzenia się rumowiska, a z różnych względów nie można go wprowadzać do głównego ścieku, urządza się specjalne składowiska rumoszów, czyszczone od czasu do czasu. Sposobu tego używa się zwłaszcza wówczas, skoro chce się uchronić linje komunikacyjne, przechodzące przez stożek usypowy.

Regulacja rzek we właściwym słowa znaczeniu polega na ujęciu koryta w regularny kształt profilu poprzecznego, kierunków i spadku, i na osiągnięciu przez to jednolitych warunków ruchu rumowiska.

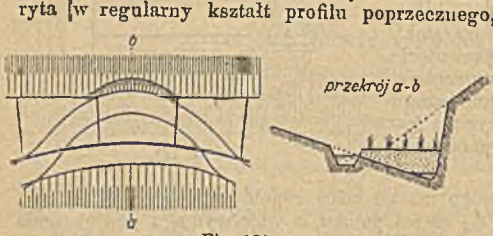


Fig. 154.

Rzekę ujmuje się zapomocą tam regulacyjnych, prowadzonych równolegle lub prostopadle do kierunku ruchu wody.

Ujęcie rzeki w dwustronne tamy równoległe (fig. 156) nadaje jej odrazu stałe nowe brzegi, wytwarza łagodną linję nurtu, stałe głębokości, ale utrudnia zalądowanie przestrzeni poza tamami, i wrazie źle dobranej szerokości trasy, utrudnia późniejsze zmiany. System ten daje mimo to najlepsze rezultaty a w rzekach górskich, przy silnym naporze wody, jest jedynym możliwym.

Obudowa rzeki zapomocą tam prostopadłych, których końce oznaczają linję regulacyjną, jest możliwą w dolnych biegach rzek przy małym spadku. Zalety: szybkie zalądowanie pól między tamami i łatwość zmiany szerokości trasy; wady: dno kształtuje się bardzo nieregularnie, i trudno utrzymać nurt w pożądanych linjach, każda bowiem para tam powoduje piętrzenie i nieregularny ruch wody. Tamy prostopadłe zakłada się prostopadle do trasy lub skośnie pod prąd, rzadziej za prądem (na początku przestrzeni regulowanej; fig. 157). Ukos 70° do 80° największy w prostych, najmniejszy w łukach wypukłych.

Korzyści obu systemów łączy **system mięszany**, polegający na zastosowaniu tam równoległych, tylko w łukach wklęsłych i częściowo w prostych (fig. 158).

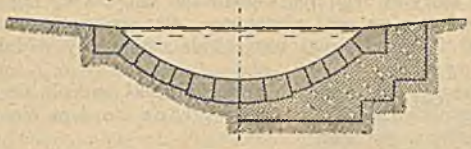


Fig. 155.

Fig. 156.

Fig. 157.

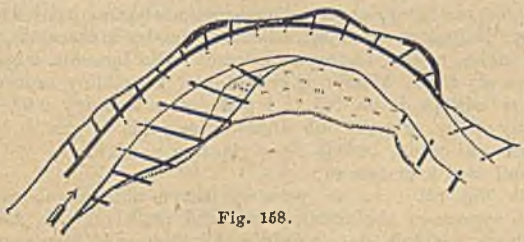


Fig. 158.

Tama równoległa lub opaska może sama dla siebie stanowić budowlę ochronną; tamy prostopadłe mogą być użyte, o ile stanowią pewną grupę budowli.

Tama zasadniczo ma kształt trapezu, odpowiednio do naporu wody. Te budowle bez fundamentów, opierające się naporowi wody własnym ciężarem i tarciem podstawy o dno, wymagają szerokiej podstawy, tj. łagodnych skarp. Przy tamach równoległych, skarpy od strony wody najmniej 1:2 lub 1:3, od lądu 1:1 lub 1:1½. Dla prostopadłych obustronnie 1:1 lub 1:1½, zależnie od siły prądu. To samo poprzeczne tamy łączące równoległe z brze-

giem. Skarpa głowy tamy prostopadłej 1:3 do 1:5. Tamy, zamykające boczne koryta, conajmniej $1:1^1/_2$.

Wzniesienie nad zwierciadłem wody normalnej zależne od wielkości rzeki, stanu, na który się reguluje, i położenia tamy: Przy regulacji na małą wodę wzniesienie tam na ogół nieznaczne, dla wyższych stanów większe. Dla danej rzeki i stanu, najw. wzniesienie mają tamy w łuku wklęsłym, najmniejsze w wypukłym.

Szerokość korony, zależna od charakteru rzeki, zmienia się od 1 *m* przy tamach kamiennych i rzekach o słabym prądzie, do 4 *m* dla tam faszynowych i rzek o silnym prądzie.

Tamy poprzeczne wznoszą się najcz. ku brzegowi 1:100 do 1:20, zależnie od szerokości rzeki i różnic objętościowych przy różnych stanach. Połączenie tych tam z brzegiem musi być bardzo silne, zapomocą wcięcia (wrzynki) i opasek przybrzeżnych.

Przy ujęciu małej wody używa się często tam podwodnych, których korona wznosi się zaledwie do wysokości najniższej wody (fig. 159). Tamy te przechodzą niekiedy odpowiednio obniżone przez całe koryto, tworząc niejako progi (Wezera).

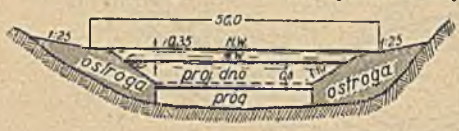


Fig. 159.

Materjałem budowlanym dla rzek górskich jest kamień, czasem nawet w połączeniu z drzewem, dla biegów średnich i nizinnych faszyna w połączeniu z kamieniem, dla małych rzek nizinnych nawet sama faszyna.

Kamień o możliwie wielkim ciężarze gatunkowym musi być odporny na działanie wody i zmiany temperatury. Najlepszy granit lub piaskowiec kwarcytowy. Forma konstrukcji: najcz. narzut z luźnych brył, wielkości przystosowanej do siły unoszenia. Korona i część skarpy od strony wody wyrównane, lub nawet brukowane. Zaprawy się nie używa, chyba do bruków na naturalnej skarpie. 1 m^3 narzutu wymaga 1,2 m^3 kamienia.

Przy silnym prądzie, zwł. w tamach poprzecznych, kamień układa się między rzędami płotków lub szeregami palików tuż obok siebie bitych, a nawet niekiedy w ramach z drzewa ciosanego.

Faszyny są to wiązki jednolitych prostych gałęzi o długości 3—4 *m*, przeciętnie 0,3 *m* średnicy, wiązane trzykrotnie witkami z młodszej wikliny lub leszczyny. Najlepszy materjał: wiklina (wierzba krzaczasta), pod wodą też wierzba, olcha, topola, leszczyna i świerk. Dla łączenia wiązek w jedną całość używa się t. zw. kiszek, tj. wiązanych z wikliny sznurów, o średnicy 0,15 w odstępach co 0,3 *m* i palików o średnicy 0,05 *m* dł. 1 *m* z dębu, brzozy olchy, wierzby lub drzew iglastych.

Części tam nad wodą, buduje się wyłącznie z wikliny.

Elementami tam z faszyn są:

Faszynada (fig. 160): są to warstwy faszyn układanych wachlarzowo i zatapianych zapomocą obciążenia żwirem lub piaskiem, tak, że najszerszy koniec wachlarza znajduje się na dnie rzeki. Poszczególne warstwy łączone z sobą kiszkami i palikami. Górne warstwy nad wodą i tamy na płytkiej wodzie buduje się z t. zw. wyściółek, tj. luźnych pręci o grubości około 0,3 *m*, układanych poziomo i przybitych kilkoma rzędami kiszek.

1 m^3 faszynady wymaga 4 do 6 faszyn i 12 do 15 palików.

Płotki: plecione z wikliny na palikach z drzewa twardego w odstępach około 0,3 *m* wysokości do 0,3 *m*, jeśli stanowią nadbudowę tamy, lub ubezpieczenie skarpy, zaś 0,6 do 1 *m*, jeśli stanowią korpus tamy. Wówczas buduje je się w kilku rzędach (2—4) w odstępach 0,6 do 0,8 *m*.

Walce (fig. 161): o średnicy 0,8 do 1,2 *m*, z wikliny, wypełnione wewnątrz kamieniem lub żwirem i wiązane co 0,5 *m* drutem, wykonywa się

w sztukach 6 do 10 *m* długich, które zatapia się dla utworzenia korpusu tamy, lub jako walce ciągłe dla ubezpieczenia stopki tam przed podmywaniem. Zamiast faszyny i drutu, używa się siatek drucianych, ale wówczas zwykle przekrój nie okrągły, ale kwadratowy lub prostokątny.

Materace: są to płyty z faszyn układanych na sztelażu z łat, lub na pomoście na siatce z kiszek, umocnione z góry takąż siatką, wiązane drutem i przybite palikami, zatapiane zapomocą obciążenia ziemią lub kamieniem. Stanowią często podłoże tam prostopadłych, jako zabezpieczenie przed podmyciem lub ochronę zerwistego brzegu.

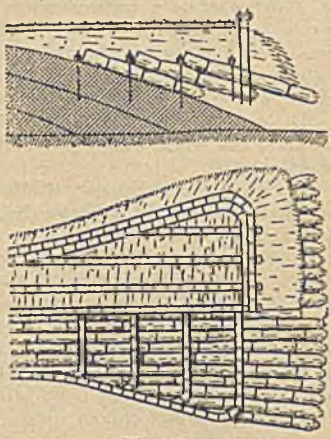


Fig. 160.

Brzegosłon (obitka brzegu): jest to ściółka pręci wiklowych, przybita kiszkami do skarpy brzegu.

Tamy faszynowe otrzymują najczęściej od strony wody narzut kamienny, chroniący je przed zniszczeniem i przed podmyciem, natomiast korony tam faszynowych narażonych na uszkodzenie lodami, pokrywa się często brukiem kamiennym.

Obok stałych budowli używane są też prowizoryczne, służące do wyrobienia koryta, zaladowania bocznych odnóg itp. Tu należą t. zw. zasłony Wolffa: są to faszyny wiszące na łatach poziomych przymocowanych do pali, i skutkiem tego ścieśniające przepływ od góry, co powoduje ruch rumowiska poza zasłony. Ten sam skutek sprowadzają t. zw. parkany Audauin'a lub pale z plecionkami (Loara), galary z zasuwami Jankowskiego, siatki z drutu na sztelarzach żelaznych, wreszcie drzewa zatapiane (Mississippi), używane na bardzo wielkich głębokościach.

Fig. 161.

Obok tych głównych elementów budowy, których zastosowanie zależy od charakteru rzeki, do robót regulacyjnych należą też przekopy.

Przekopy powodują zawsze zwiększenie siły unoszenia i pogłębienie. Prędkość μ_1 w przekopie, który skraca bieg rzeki o długości l na l_1, będzie

$$\mu_1 = \mu k \sqrt[3]{\frac{l}{l_1}}$$

odpowiednio zmniejszy się głębokość

$$H_1 = H k \sqrt[3]{\frac{l_1}{l}}$$

Przekopy stosujemy zatem tylko, jeżeli:

1. silna krzywizna w łuku nie da się utrzymać,
2. zbyt mały spadek powoduje osiadanie rumowiska i zabagnienia,
3. koniecznie jest ogólne zwiększenie spadku rzeki,
4. niekorzystne położenie ujścia rzeki wymaga zmiany.

W każdym przekopie nastąpi u góry pogłębienie, u dołu podniesienie zwierciadła wody skutkiem dążenia rzeki do naturalnej równowagi.

Przekop wykonywa się w całej szerokości i na projektowaną głębokość tylko przy bardzo ciężkim materjale, i słabej sile unoszenia. Zwykle wykonywa się kinetę o szerokości $^1/_3$ do $^1/_5$ szerokości projektowanej trasy, położonej w osi trasy regulacyjnej, jeśli łuk jest łagodny lub prosty. W łukach ostrych przesuwa się ku brzegowi wypukłemu. Jeśli zachodzi obawa zbyt

szybkiej realizacji, wykonać można przy brzegu wklęsłym, budując równocześnie opaskę ochronną. Wlot winien się zgadzać z kierunkiem nurtu powyżej przekopu, wylot powinien skierowywać materjał tam, gdzie go chcemy złożyć.

Równocześnie z wytworzeniem nowego koryta, należy dążyć do zalądowania przestrzeni za tamami, i odciętych przekopami koryt, tudzież bocznych odnóg przez obsadzanie tworzących się odsypisk wikliną, która następnie chwyta namuł, i przyspiesza zalądowanie oraz podwyższenie odsypisk, aż do wysokości, którą chcemy otrzymać, licząc się z odpływem wielkich wód. Po uzyskaniu żądanej wysokości terenu (kolmatacji), należy kulturę zmienić, lub wikle utrzymywać nisko, przynajmniej na szerokości przepływu średnich wód.

Do obsadzań najlepsze: wiklina biała (salix alba), czerwona (rubra) koszykarska (viminalis), rzeczna (helix), falowa (undulata), migdałowa (amygdalina) i inne.

Cięte co trzy lata, dają znakomity materjał do budowy i na koszyki. Cięcie od połowy października do końca marca. Czas sadzenia w jesieni do mrozów, wiosną do połowy maja. W jesieni obsadza się odsypiska wyższe, wiosną niższe, i nie narażone na lód. Sadzenie w rzędach prostopadłych do prądu wody, długość sadzonek 40—60 *cm* układa się je w rowach lub wtyka się w miękki grunt, pochylone za prądem wody. W odsypiskach żwirowych sadzi się gęściej i po kilka sadzonek, zaś w kamienistych, w gniazdach, tj. głębszych dołach, gdzie wkłada się kilkanaście prętów, i zasypuje ziemią lub piaskiem.

Regulacja dla żeglugi. Rozróżnić można trzy różne systemy.

1. Pierwszy polega na ulepszeniu samej drogi jezdnej (nurtu), niezależnie od całości koryta rzeki. Do tego służą:

a) Usuwanie przeszkód żeglugi w postaci pni, karczy, resztek pali itp najczęściej zapomocą przyrządów mechanicznych (ekskawatorów, dźwigów, dębiarek, prądówek itd.), wysadzanie skał podwodnych.

b) Przekopywanie podwodnych mielizn zapomocą pogłębiarek kubełkowych lub ssących, zależnie od materjału dna. Przekop wykonywa się na szerokość potrzebną dla żeglugi i na głębokość zwykle większą. Poprzedzić musi dokładne zbadanie dna (linje równych głębokości), gdyż tylko zastosowany do układu dna koryta przekop, może się utrzymać, bez natychmiastowego zalądowania. Nieumiejętne zastosowanie przekopania progu może spowodować wystąpienie nowej płycizny powyżej, przez obniżenie zwierciadła wody.

Wydajność pogłębiarek rzecznych zastosowuje się do wielkości rzeki i wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset m^3 na godzinę.

Na progach skalistych wykonuje się pod wodą kinettę o potrzebnych rozmiarach (Ren, Dunaj), a dla zmniejszenia wzmożonej prędkości przedłuża się kinetę w górę i w dół zapomocą tam równoległych, poza rozciągłość progu. Wykonanie podwodnej kinety bardzo zwykle kosztowne, muszą poprzedzić bardzo ścisłe badania dna, zapomocą specjalnych statków (Żelazna Brama).

c) Zmiana kierunku nurtu, i wpływanie na kierunek posuwania się i kształt mielizn, zapomocą budowli ruchomych (zasłony Wolffa, parkany, galary Jankowskiego itp.).

System ten nadaje się dla rzek wielkich, przy których koszta regulacji nie stałyby w żadnym stosunku do korzyści (Wołga, Mississippi), oraz wówczas, gdy na oku mamy jedynie żeglugę.

2. Drugi system polega w zasadzie na pozostawieniu rzeki w jej naturalnym łożysku. Ponieważ w łukach głębokość jest zazwyczaj wystarczającą dla żeglugi, przeto poprzestaje się na ubezpieczeniu istniejącego brzegu wklęsłego i ustaleniu odsypisk na brzegu wypukłym. Całą uwagę poświęca

się uregulowaniu t. zw. przejść, stanowiących zwykle jedyne przeszkody dla wielkiej żeglugi, biorąc pod uwagę najniższe stany wody, najkorzystniejsze dla żeglugi.

Fargue stosuje ten system przy pomocy zmiennej szerokości trasy regulacyjnej, natomiast Girardon stosuje równoczesne piętrzenie wody na przejściach i poniekąd ustalenie dna zapomocą ostróg podwodnych, skierowanych pod prąd i dochodzących nieraz do środka koryta, a przesuniętych aż do łuku wklęsłego.

System ten możliwy jest w rzekach skoncentrowanych w jednem korycie, bez wędrownych ławic, w którem łożysko małej wody nie ulega ciągłym zmianom, a stan spadku nie wymaga zmian.

3. Trzeci system polega na systematycznem ujęciu rzeki w budowle regulacyjne, według z góry zaprojektowanej trasy o oznaczonej szerokości, przy wzięciu za podstawę niskich stanów, trwających w okresie żeglugi 215 do 245 dni.

Wskazany jest dla rzek dzikich, zmieniających ustawicznie łożysko wód niskich, a nadto tam, gdzie prócz żeglugi, mamy również cele meljoracyjne na oku, jak ochronę brzegów, zakulturowanie nieużytków, pogłębienie i ustalenie łożyska rzeki i ułatwienie odpływu wielkich wód.

Przy ustaleniu głębokości dla żeglugi pamiętać należy, że nie osiągniemy nigdy zapomocą regulacji głębokości większej, niż ją rzeka posiada w naturze, ale tylko ujednostajnienie głębokości, zwiększenie jej na przejściach, a zmniejszenie w łukach da wystarczającą korzyść dla żeglugi.

Również brać należy pod uwagę niemożliwość zupełnego ujednostajnienia głębokości, z powodu zmian w spadku, zależnych od krzywizny trasy.

Ujście rzek. Kąt, pod jakim dopływ doprowadzamy do rzeki głównej, zależy od stosunku ilościowego objętości wody i toczonego rumowiska w rzece i w dopływie. Małe dopływy, nawet z wielką ilością rumowiska, mogą wpływać nawet prostopadle. Dopływy większe muszą wpływać pod kątem. Jeśli rzeka główna może z łatwością przynoszone rumowiska usuwać, kąt winien być tępy (około 60); jeśli nie, musi się zastosować kąt ostrzejszy, ale wówczas konieczne bagrowanie. Jeśli dopływ nie toczy rumowiska, ale toczy go rzeka główna, musi być kąt tępy; jeśli żadna z rzek nie toczy rumowiska — lepszy kąt ostry. Specjalnego traktowania wymaga ujście do morza. Jeśli morze bez przypływu, to przy wielkiej wodzie spadek ogromnie się powiększa, a tem samem i erozja. Dla zapobieżenia, konieczne znaczne rozszerzenie przekroju. Natomiast mała woda przy zmniejszającym się spadku, wymaga coraz większego skoncentrowania. Stąd przy ujściu musi się zwęzić profil małych wód, a więc koryta żeglownego, natomiast musi się rozszerzać profil wód wielkich, a nawet średnich. Przy ujściu rzek do morza o silnym przypływie powiększa się trudność przez cofanie się fali w czasie przypływu w głąb lądu. Ponieważ jednak w czasie przypływu głębokość będzie zawsze wystarczającą, a w czasie odpływu spadek się powiększy i zwiększona erozja samoczynnie wyczyści koryto, przeto wystarczy rozszerzenie koryta wód wielkich i unikanie nagłych skrętów, rozwidleń itp. dla łatwiejszego przenoszenia się fali, ale nie jest konieczne zwężenie koryta małych wód. Przy wielkiej ilości unoszonego rumowiska do morza, należy tamy ujmujące przeciągnąć aż do odpowiedniej głębokości morza.

Ochrona przed powodzią. Regulacja rzek może zmniejszyć falę powodziową przez ułatwienie odpływu i pogłębienie koryta rzeki, nadto zmniejsza skutki powodzi przez ustalenie koryta i umocnienie brzegów.

Zapobiedz w zupełności powodziom może tylko ujednostajnienie odpływu przez budowę zbiorników retencyjnych. Możliwe to jednak tylko przy odpowiedniej konfiguracji terenu, stosunkach geologicznych i wobec wielkich kosztów, przy możności wykorzystania zbiorników jako źródeł energji.

Zbiorniki takie przyczyniają się równocześnie do powiększenia żeglowności rzek, powiększając ilość minimalnego odpływu.

Objętość zbiorników rentencyjnych, oblicza się w środkowej Europie na 46.000 m^3 na km^2 dorzecza w terenie pagórkowatym, zaś do 100.000 m^3/km^2 w terenie górzystym. Stąd wypadają koszta 25.000 do 50.000 złotych na 1 km^2 dorzecza.

Ostatecznym środkiem ochrony przed powodzią są obwałowania. Ponieważ obwałowanie przeszkadza należytej meljoracji doliny, nadto zwiększa erozję, nieraz podnosi falę powodziową przez zniesienie retencji, koncentrując cały namuł w korycie może też podnieść zbytnio teren między wałami (Pad), przeto stosuje się wały tylko jako ostateczny środek, i w ścisłym związku z regulacją rzeki, jako regulację systematyczną na wielką wodę.

Wały więc można budować, jeżeli:

1. nie wywołają zwiększenia znacznego fali powodziowej,
2. grunta nadbrzeżne nie potrzebują stałego namulania,
3. powiększenie wartości gruntów wyrówna koszta obwałowania,
4. potrzebne są dla całości systemu regulacji.

Wały oblicza się albo na wody najwyższe, albo na powodzie w czasie wegetacji (wały letnie); wówczas wiosenną wodę przelewami przepuszcza się na teren obwałowany.

Ilość wody zwiększyć należy o kubaturę, mieszczącą się na terenie obwałowanym, w stosunku do czasu, w jakim się tam dostaje, będzie to właśnie uwzględnieniem zniesienia retencji. Przyjmując następnie dopuszczalne spiętrzenie wałami, ze względu na zwiększenie erozji, oblicza się odstęp wałów, biorąc pod uwagę względy gospodarcze (osady, budynki itd.).

Materjał. Wały sypie się z materjału, jaki jest do dyspozycji, w warstwach 0,2 do 0,3 *m* ubijanych ręcznie. Jeśli materjałem jest czysty piasek lub żwirek, konieczne jest uszczelnienie warstwą iłu od wody, lub założenie rdzenia nieprzepuszczalnego, zwykle w grunt zapuszczonego.

Połączenie z gruntem zapomocą zdjęcia roślinności, zorania i ewentualnie wykopania rowków. Wał z dobrego materjału otrzymuje podstawę równą poczwórnej wysokości. Wał z materjału sypkiego lub na niepewnym terenie (torf) rozszerza się przez danie łagodnych skarp lub ławeczki. Ze względu na osiadanie sypie się wał wyżej o $^1/_{12}$ do $^1/_4$ wysokości projektowanej, zależnie od materjału i wysokości.

Korona wału wznosi się nad zwierciadłem wielkiej wody o 0,3 do 0,6 *m*. Jeśli rzeka szeroka i ma fale do 0,9 *m*, przy przejściu miast do 1,2 *m*, wreszcie w miejscach, gdzie stale powtarzają się zatory, podwyższamy koronę wału aż do 3,0 *m* nad w. w.

Szerokość korony na rzekach małych 1,5 do 2,5 *m* na wielkich 2,5 do 5,0, jeśli służą do komunikacji.

Nachylenie skarp od wody przy dobrym materjale $1:1^1/_2$ do 1:3, przy piasku nawet do 1:6. Od lądu 1:1 do 1:2. Wzdłuż wałów wolny pas 2 do 10 *m* szerokości. Rowy materjałowe od wody, przecinane progami dla łatwiejszego zamulenia.

Skarpy darniowane lub obsiane, korona żwirowana. Przy silnych prądach bruk lub płyty betonowe. Na wałach morskich często płyty żelbetowe. Na przelewach rozszerza się koronę aż do 10 *m*. Skarpy daje się łagodne 1:10 i więcej i często pokrywa się brukiem. Przejazdy od strony wody zakłada się po skarpie za wodą. Wysokie wały mają często rampę obniżoną i zamykaną podwójną ścianą, zakładaną balami i uszczelnioną wewnątrz, na czas wielkiej wody.

Czasowe podniesienie wałów w czasie zatorów wykonywa się zapomocą pojedyńczej lub podwójnej grodzy.

Przepusty dla odwodnienia doliny (fig. 162), dawniej drewniane, obecnie najczęściej betonowe, zamykane samoczynną klapą lub wrotami śluzowemi.

Jeżeli wodę ma się dla celów meljoracyjnych wprowadzać za wały, wówczas przepust zamykamy zastawką do regulowania.

Obliczenie przepustu w stosunku do czasu, w jakim należy nagromadzoną za wałami wodę wypuścić z uwzględnieniem zmiennego ciśnienia. Przy długotrwałej wodzie wielkiej konieczny zakład pompowy, przyczem oblicza się na 1 *ha* 100 *mm* wody do odprowadzania w ciągu 14 dni.

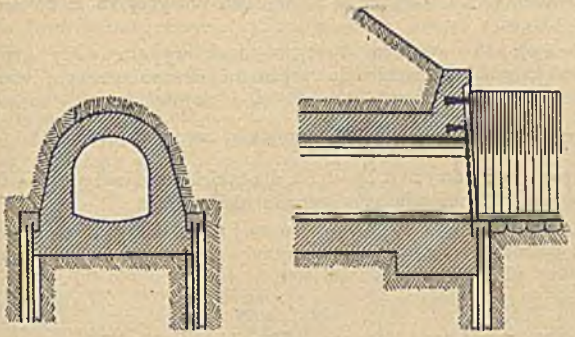


Fig. 162.

Przy budowie objektów najważniejsze należyte uszczelnienie i połączenie z korpusem wałów, a w razie przepuszczalnego podłoża konieczne zamknięcie ścianką szczelną, przynajmniej od strony wody.

Większych ścieków nie przepuszcza się przez wał, ale buduje się t. zw. wały wsteczne, tj. przedłuża się wały główne z obu stron ścieku na odległość działania cofki.

LITERATURA.

Matakiewicz: Regulacja rzek. Lwów 1928.
Flamant: Hydraulique. Paris 1900.
Bubendey: Gewässerkunde. Leipzig 1911.
Engels: Handbuch des Wasserbaues. Leipzig 1923.
Forchheimer: Hydraulik. Berlin 1914.
Friedrich: Kulturtechnischer Wasserbau. Berlin 1908.
Wang: Grundriss der Wildbachverbauung. Leipzig 1908.

Drogi wodne.

Napisał
Dr. inż. Adam Rożański,
profesor Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków.

I. Żegluga śródlądowa i spław drzewa.

Statki. Charakterystyczne linje statku:

1. Linja zanurzenia próżnego statku, czyli dolna wodnica, jest to linja przecięcia się zwierciadła wody z kadłubem statku wyposażonego w osprzęt, węgiel i załogę, lecz bez ładunku.
2. Linja zanurzenia pełnego statku, czyli górna wodnica, jest to linja zanurzenia statku z osprzętem, węglem, załogą i pełnym ładunkiem.

3. Długość statku (t. zw. między pionami) jest mierzona w linji pełnego zanurzenia, a długość statku całkowita na pokładzie górnym od końca dziuba do końca rufy.
4. Szerokość statku mierzy się w głównem żebrze (głównym szpancie) bez listew, szerokość największą statku z uwzględnieniem tych listew.
5. Wzniesienie burty ponad linję pełnego zanurzenia (t. zw. wolna burta) winno mierzyć na statkach o pojemności powyżej 15 *t*: 25 *cm*, poniżej 15 *t*: 15 *cm*.

Spółczynnik wyporu δ (tj. stosunek wyporu wody przez statek przy największym zanurzeniu do pryzmatu czworobocznego, utworzonego z długości między pionami, szerokości, i największego zanurzenia, więc $\delta = \frac{V}{L B t_t}$) wynosi dla szybkich parowców ręcznych 0,60—0,65, dla holujących parowców kołowych 0,75—0,85, dla takich śrubowców 0,45—0,65, a dla łodzi towarowych (bez własnego popędu) 0,80—0,90.

Spółczynnik pełności poziomej statku α (stosunek powierzchni przekroju poziomego statku w linji pełnego zanurzenia do iloczynu z długości między pionami i szerokości statku) wynosi około 0,9.

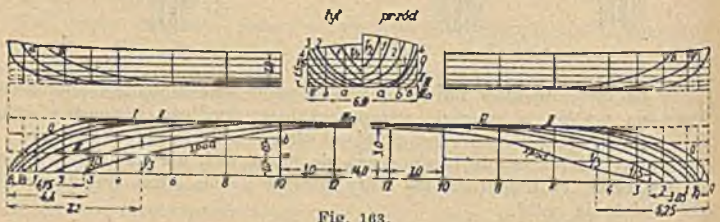


Fig. 163.

Spółczynnik pełności poprzecznej statku β (stosunek powierzchni przekroju poprzecznego statku do iloczynu z szerokości statku i największego zanurzenia) dochodzi 1.

Stosunek spółczynników δ, α i β do siebie jest $\delta = \varkappa \alpha \beta$, gdzie $\varkappa$ dla statków śródlądowych szybkich wynosi 0,83—0,85, dla powolnych 0,9—0,95.

Nośność (pojemność) statku *N*, tj. wypór wody przy największem zanurzeniu mniej ciężar martwy statku (ciężar statku, z osprzętem, węglem i załogą), podaje się w żegludze śródlądowej w tonach ciężarowych (1 *t* = 1000 *kg*), rzadziej w tonach przestrzennych czyli rejestrowanych (1 *t* = 100 stóp^3 ang. = 2.832 m^3)

$$N = \delta L B [t_t - t_p]$$

gdzie t_p = zanurzenie statku próżnego, zaś inne oznaczenia jak wyżej. Np. dla łodzi towarowych 65 *m* dł., 8 *m* szer., o zanurzeniu najw.: 1,75 *m*, o $t_p = \frac{1}{5} t_t$ i o $\delta = 0{,}9$, $N = 0{,}9 \,.\, 65 \,.\, 8 \,.\, 1{,}75 \,.\, 0{,}8 = 655\ t$.

Cechowanie. Statki towarowe cechuje się, tj. oznacza pojemność w tonnach co 2 *cm* zanurzenia od dolnej do górnej wodnicy. Dolną wodnicę oznacza się na obu bokach 3 znakami, nad któremi, a często i pod któremi jest przybita podziałka. Znaki wolnej burty są zarazem znakami górnej wodnicy. Jako zanurzenie statku przyjmuje się średnią z odczytów sześciu podziałek.

Kształt i materjał kadłuba. Łodzie towarowe (bez własnego popędu) mają dno płaskie, ściany boczne pionowe, przód łyżkowaty lub klinowaty (fig. 163 i 164). Stosunek największego zanurzenia do szerokości i długości łodzi kanałowych 1 : 4,5 : 36, a łodzi rzecznych 1 : 5,5 : 36.

Łodzie drewniane mają zwykle dno ze świerka, boki z przodu i z tyłu z dębiny, w środku także z drzewa miękkiego, wyjąwszy świerka, wręgi (czyli żebra spodnie), szpanty (żebra boczne) i rozpornice z dębiny lub sosny, zwornice dębowe, podłogę świerkową lub jodłową, a pokład sosnowy. Z zagranicznych drzew używa się na boki i wewnętrzne belki drzewa pitchpine (pinus palustris, australis), wytrzymającego dobrze wilgoć (nie nadaje się na ten cel p. rigida, sadzona i u nas a podawana często jako pitchpine).

Łodzie żelazne lub stalowe są wykonane z żelaza spawanego lub ze stali zlewnej Siemensa-Martina. Łodzie żelazne mogą mieć dno drewniane. W odległości 2 *m* od zwornicy przedniej winno być wykonane dla bezpieczeństwa szczelne przepierzenie (grodza) t. zw. kolizyjne, którego krawędź powinna sięgać najmniej 50 *cm* ponad linję największego zanurzenia.

Statki o własnym popędzie mają kształt i budowę kadłuba podobną jak łodzie bez własnego popędu; tylko tył kołowców o kole z tyłu i śrubowców o tyle tunelowym jest odmiennej konstrukcji. Statki z własnym popędem są usztywnione silniej, niż łodzie bez własnego popędu. Przód i tył są zwykle pod wodą klinowate, rzadziej stosuje się kształt łyżkowaty.

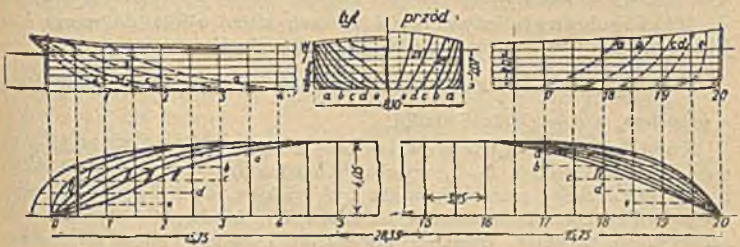


Fig. 164.

Wielkość statków. Wymiary łodzi towarowych, bez własnego popędu:

	najw. dług. *m*	najw. szer. *m*	najw. zanurz. *m*	nośność *t*
łodzie kurońskie	25—35	5—6,4	1,6—1,8	100—250
na kanale Kłodnickim	34,28	3,95	1,62	162
Péniche (Francja i Belgja)	38,5	5,0	1,80	280—300
na kanale Bydgodskim	55,0	7,40	1,40	400
na kan. Dortmund—Ems	65,0	8,0	1,75	600 (zw.)
	66,75	8.2	2,0	1000
na Łabie (Plauer Mass)	65,0	8,20	1,75—2,00	750
na Odrze (Breslauer Mass)	55,0	8,0	1,75—1,97	536—692
nowo projektowane niem.	80	9,2	1,75	1000

Holowniki powinny być tak wielkie, aby przy oznaczonem zanurzeniu wypór równał się ciężarowi statku, wraz z osprzętem, obsługą i zapasem węgla, zaś dla statków towarowych i osobowych także wraz z ładunkiem.

Praktykowane stosunki wymiarów parowców:

	$L:B$	δ	α	β
1. Śrubowce osobowe	6,5—8,5	0,45—0,65	0,74—0,80	0,79—0,88
2. „ holujące	4,5—5,5	0,45—0,68	0,71—0,85	0,75—0,95
3. „ towarowe	7—7,5	0,75—0,87	0,80—0,82	0,96—0,98
4. Kołowce osobowe	10—12	0,60—0,64	0,72—0,75	0,95—0,99
5. „ holujące	7—9,5	0,70—0,88	0,85—0,88	0,96—0,99
6. „ holujące (o kole tylnym)	6—7	0,75—0,82	0,85—0,88	0,97—0,99

Iloczyn LB wyznacza się z równania: $V = \delta L B t_1$. Jeżeli B nieograniczone np. śluzami komorowemi, przyjmuje się $L:B$ jak wyżej podano. Wysokość boków parowców śrubowych 1,8—2,2 *m*, kołowców 2,2—3 *m*.

Towarzystwa asekuracyjne i żeglugowe wydają przepisy, dotyczące budowy statków (dla Wisły w b. zaborze pruskim przed wojną: „Geschäftsstelle der Vereinigten Transport-Versicherungsgesellschaften“ w Berlinie i „Germanischer Lloyd“ w Berlinie).

Ciężar martwy łodzi towarowej bez własnego popędu wynosi 0,20, ciężar kadłuba holowników parowca śrubowego 0,35—0,45, parowca kołowego o kołach bocznych 0,45—0,55, o kole tylnem 0,48—0,52 wyporu przy najwyższem zanurzeniu; ciężar osprzętu, załogi, środków żywności itp. 0,07—0,1 wyporu przy największem zanurzeniu.

Ster. W żegludze śródlądowej używa się steru obracającego się około osi pionowej (ster stały), albo steru wahadłowego, tj. osadzonego na zworzniu i obracającego się w płaszczyźnie poziomej i pionowej. Szerokość steru, zwana w żegludze śródlądowej długością, wynosi 0,04—0,08 długości statku lub 0,2—0,4 szerokości statku.

Kotwice. Obecnie łodzie mają kotwice na przodzie i tyle, a wielkie łodzie po 2 kotwice na przodzie i tyle i pomocnicze. Ciężar kotwic razem 110—150 *kg* na 100 *t* nośności statku lub 0,4—1,4 *kg* na 100 m^3 pojemności.

Maszty i żagle używane na rzekach blisko ujścia do morza i na jeziorach; nie powinno się ich używać na kanałach.

Propelery. Uślizg $s = \frac{u - v}{u}$, gdzie u = chyżość wody wychodzącej z propelera, a v = chyżość statku.

Koło łopatkowe. Koła umieszczone z boku statku mają średnicę 2,5 do 4 *m*, ilość łopatek 6—9, wysokość łopatek 0,8—0,9 *m*, szerokość ich 2—3,5 *m*. Jeżeliby szerokość miała być większa, niż 3,5 *h*, wtedy stosuje się podwójne koła. Ilość obrotów na minutę 30—50. Łopatki blaszane, lekko zakrzywione, ruchome. Wielkość powierzchni i łopatki oblicza się ze wzoru Seatona

$$f = k\frac{N_i}{d},$$

gdzie k dla ruchomych łopatek = 0,0085 — 0,01, N_i = sprawność indykowana maszyny parowej, a d ilość obrotów w jednej minucie. Uślizg przy łopatkach stałych 0,2—0,3, przy łopatkach ruchomych 0,1—0,2, u holowników do 0,3, a nawet 0,5; na kanałach i tam, gdzie jest mała odległość dna statku od dna drogi, uślizg zwiększa się o 0,10.

Spółczynnik sprawności $\eta_p = 0,6 - 0,7$.

Lżejsze koła mają wał ujęty w łożyska, umieszczone na zewnątrz kadłuba statku, i nie łączą się z obudową ochronną.

Krążek mimośrodu, służącego do zmiany położenia łopatek, osadza się na boku statku. Dla większych kół umieszcza się drugie łożyska na zewnętrznej ścianie obudowy, wzmocnionej wtedy 2 silnemi belkami blaszanemi. Większe statki mają u boków specjalne dźwigary kratowe, przechodzące ponad pokładem w wysokości pomostu kierownika statku.

Statki o jednem kole w tyle są dogodne na wąskich drogach wodnych, ale są trudniejsze do kierowania, mają większy uślizg i mniejszą sprawność, utrudniony ruch wsteczny i maszynę bliżej tyłu. Używa się także 2 kół z tyłu, między któremi kadłub statku jest wydłużony, przez co ster ma lepsze umieszczenie, a maszyna jest w środku statku.

Śruba. Ilość skrzydeł 2—4. Zwykle śruby prawobieżne; przy 2 śrubach prawa biegnie w prawo, a lewa w lewo. Powierzchnia odwinięta skrzydła jest u statków głęboko zanurzających się prawie eliptyczna (fig. 165), u płytkich holowników i statków towarowych skrzydła rozszerzone (fig. 166). Stosunek powierzchni skutecznej śruby do powierzchni koła, które opisują końce skrzydeł, jest tem więcej zbliżony do jedności, czem większa spraw-

ność statku i czem mniejsza średnica śruby (u holowników = 0,6—1,0). W przybliżeniu powierzchnie koła śruby = $^1/_3$ powierzchni zanurzonego przekroju poprzecznego statku. Stosunek kroku śruby do jej średnicy $\frac{H}{D}$ wynosi u małych szybkich łodzi około 1,2, u statków towarowych 1—1,1, u holowników 1,2—1,3. Ilość obrotów śruby u statków powolnych 180—200, u osobowych 200—300 na minutę. Uślizg wynosi 0,1—0,5, u płytko zanurzających się statków towarowych i holowników 0,35—0,50; $\eta_p = 0,65—0,75$, na płytkich i wąskich drogach wodnych 0,45—0,55 i mniej.

Fig. 165.

Fig. 166.

Skrzydła wykonywa się z bronzu, stali lanej, żelaza kutego lub żeliwa. Ostatni materjał najczęściej używany z powodu taniości; w razie uderzenia niszczeje skrzydło, a ratuje się drogi wał. Mniejsze śruby statków żeglugi śródlądowej mają skrzydła ulane razem z piastą. Statki powoli płynące na płytkich drogach wodnych mają śruby z skrzydłami przynitowanemi do piasty.

Tył statku tunelowy mniejsza głębokość wody potrzebną dla śruby (fig. 167); w czasie obrotu śruby tunel wypełnia się wodą w miejsce powietrza.

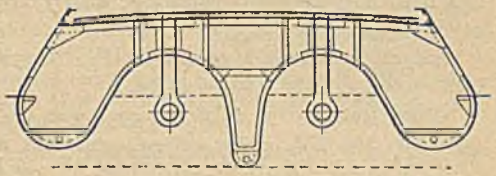


Fig. 167.

Popęd. 1. Maszyna parowa. Na kołowcach bocznych maszyny są ułożone skośnie; na silniejszych statkach maszyny dwuprężne ze skraplaczami i trójprężne, a nawet czteroprężne, na kołowcach tylnych maszyny poziome trójprężne.

Na śrubowcach maszyny stojące; na małych statkach maszyny o wysokiem ciśnieniu bez kondenzacji z wydmuchem; na większych statkach maszyny dwuprężne z kondenzacją. Od 150 HP i wzwyż używa się maszyn trójprężnych, a na bardzo silnych holownikach czteroprężnych.

Spółczynnik sprawności maszyn parowych $\eta = 0,7 — 0,9$.

Zużycie smarów na godzinę jazdy na kołowcach o maszynach dwuprężnych 0,5 — 0,8 *kg*, o maszynach trójprężnych 1 — 1,2 *kg*, na śrubowcach 0,8 do 1,0 *kg*.

Kotły parowe w żegludze śródlądowej prawie wyłącznie walcowe o 2—3 rurach płomiennych, w ostatnich latach z przegrzewaczami.

Zużycie węgla powinno wynosić wedle próbnych jazd:

w maszynach poniżej 200 HP_i: 0,90—1,2 *kg*/godz., i 1 HP_i

" " o 200—800 HP_i: 0,70—1,0 *kg*/godz. i 1 HP_i;

przy zastosowaniu pary przegrzanej mniej. Faktycznie zużycie węgla jest nieco większe. Wielkie holowniki biorą zapas węgla 20—25 ton, mniejsze 5—10 ton.

Ciężar maszyny na 1 HP podaje tablica 1.

Kołowce tylne mają urządzenie maszynowe o około 10 *kg* na 1 HP_i cięższe, niż kołowce boczne.

W obliczeniu przybliżonem przyjmuje się ciężar całego urządzenia maszynowego na 1 HP_i na śrubowcach = 170 *kg*, na kołowcach bocznych

Tablica 1.

Ciężar	na śrubowcach	na kołowcach boczn.
maszyny samej	35—40 *kg*	42—45 *kg*
wału i śrub	7—8 *kg*	—
kół łopatkowych	—	14—16 *kg*
rurociągu i maszyn pomocniczych	5—7 *kg*	5—7 *kg*
narzędzi i materjałów zapasow	3—5 *kg*	4—5 *kg*
kotła	80—85 *kg*	80—85 *kg*
wody w kotle i maszynie	25—30 *kg*	25—30 *kg*
Razem	155—175 *kg*	170—188 *kg*

= 200 *kg*, na kołowcach tylnych 210 *kg*, na małych łodziach śrubowych = 125 *kg*.

2. Motory wybuchowe: *a*) Motory benzynowe na małych łodziach 2 lub 4 cylindrowe, przyczem 1 cylindrem osiąga się 20 HP_e, a w małych motorach 10 HP_e. Zapalniki najczęściej elektryczne. Zamiast benzyny można użyć spirytusu lub nafty.

Zużycie paliwa na 1 godz. i 1 HP_e: benzyny 0,30—0,35 *kg*, spirytusu 0,45—0,55 *kg*, nafty 0,35—0,45 *kg*.

Ciężar motoru wraz z kołem rozpędowem 40—18 *kg* na 1 HP_e przy dzielności 10—100 HP, ciężar całego urządzenia maszynowego wraz z śrubą (bez paliwa i bez wody do chłodzenia) 60—30 *kg* na 1 HP.

b) Motory ropne korzystne ze względu na małą cenę paliwa. Używane motory Diesla 2 lub 4 taktowe o 4—8 cylindrach do 1000 HP_e i wyżej. Ciężar motoru z ubocznemi urządzeniami około 40 *kg* na 1 HP_e. Zużycie ropy na 1 godz. i 1 HP_e: 0,2—0,225 *kg*.

c) Motory ssąco-gazowe o sile 30—200 HP_e o 4—6 cylindrach. Zużycie antracytu na 1 godz. i 1 HP_e: 0,38—0,42 *kg*. Ciężar całego urządzenia 120—250 kg na 1 HP_e.

Zmiana kierunku jazdy na przeciwny następuje albo przy pomocy urządzenia zwrotnego, włączonego między wał korbowy i wał śruby, albo przez zwrotność skrzydeł śruby przy pomocy pręta, poruszanego wewnątrz wydrążonej osi, albo przez zwrotność samej maszyny (ostatni sposób jeszcze bardzo skomplikowany).

Spółczynnik sprawności motorów gazowych większych $\eta m = 0{,}7-0{,}8$, mniejszych 0,6—0,65.

Motorów gazowych używa się w żegludze śródlądowej jako maszyn pomocniczych na statkach (do 20 HP), do poruszania łodzi służbowych (8 do 20 HP), rzadziej do uruchomienia większych statków osobowych i towarowych lub holowników — najwięcej jeszcze na jeziorach.

3. Motory elektryczne. Popęd akumulatorowy jest bardzo korzystny, ale odległość jazdy ograniczona zależnie od chyżości do 100 *km*. Statki pobierające prąd przewodem górą nie są właściwie statkami o własnym popędzie. Połączenie dynamo z baterją akumulatorów i motorem gazowym jest bardzo rzadko używane w żegludze śródlądowej.

Sprawność statków o własnym popędzie. Siła indykowana N_i maszyny parowej w HP z równania $N_i = \frac{W v}{75 \eta_p \cdot \eta^m}$, gdzie W = opór

statku (łącznie z oporem łodzi holowanych), v = chyżość statku względem brzegów, $\eta_p \cdot \eta_m$ wynosi dla parowców kołowych 0,4—0,6, dla śrubowych 0,3—0,5, a na kanałach nawet 0,2.

Jeżeli statek płynie w rzece pod wodę, należy do v dodać chyżość wody, a przy jeździe w dół odjąć tę chyżość. Do obliczenia należy wprowadzić nie chyżość średnią przekroju łożyska rzeki, lecz chyżość największą.

Sposoby uruchomienia łodzi bez własnego popędu (trakcja).

1. Holowanie ludźmi lub zwierzętami. Długość liny na rzekach rozmaita, na kanałach 70—80 *m*, odchylenie od brzegu 10°—40°.

Siła pociągowa człowieka wynosi około 30 *kg* przy chyżości 0,3 *m*/sek., sprawność 9 *kgm*/sek. Siła pociągowa jednego konia około 80 *kg* przy chyżości 0,6 *m*/sek., sprawność 50 *kgm*/sek. Para ludzi może wyholować dziennie na kanale żeglugi 100 *t* na odległość 9—15 *km*, para koni na odległość 20—30 *km*. Użycie większej ilości koni niż 6 jest nieekonomiczne. Szerokość drogi holowniczej 2—4 *m*.

2. Holowanie mechaniczne. Systemy:

a) Lina wędrowna bez końca (system Lévy i pochodne we Francji) może być zastosowana na krótkich stanowiskach szczytowych kanałów.

b) Wózek elektryczny. T. zw. koń elektryczny Galliota, Denèfle'a i Gérarda o 3 kołach (ciężar 2,48 *t*), elektromotor 10 HP, przewód górą, spółczynnik całkowity dzielności około 0,4. W Belgji wózki 4 kołowe. Wózek systemu Otis-Pifre (inż. Derungs) 3 kołowy, próbowany w roku 1920 na kanale Saint-Maurice, kierowany przez 2 liny umieszczone na drodze holowniczej, z których jedna ustala bieg wzdłuż kanału, a druga niweczy parcie poziome do wody. Popęd motorem elektrycznym.

Utrzymanie drogi holowniczej jest kosztowne, zwłaszcza przy pierwszym systemie.

c) Lokomotywa elektryczna. We Francji system Chanay, lokomotywa 8 *t* wagi na szynach, motor 20 HP, prąd stały 550 V, pociąg z 3 łodzi po 300 *t*. System Chêneau (w próbach): motor o wadze 0,6 *t* po linie na 2 kołach pionowych, a 2 koła poziome przyciskają do siebie linę, aby uzyskać tarcie. W Niemczech (kanał Teltowski) system Köttgen: ciężar 7,5 *t*, prąd stały 500—600 V, połączenie z przewodem górnym jak w tramwajach, pociąg z 2 łodzi po 600 *t* z chyżością 4—5 *km*/godz., tor na obu brzegach.

d) Śrubowce poruszane prądem elektrycznym, pobieranym z przewodu górnego. System nie do polecenia.

3. Holowanie statkami, poruszającemi się przy pomocy łańcucha leżącego na dnie drogi wodnej. Łańcuch stanowi oparcie dla statku swym ciężarem i tarciem o dno drogi. Dla otwarcia łańcucha specjalne zamki co 1 lub $^1/_2$ *km*. Chyżość holowania 4—5 *km*/godz. Wymijanie statków: albo statki oddają sobie łodzie i wracają, albo statek jadący w dół porzuca łańcuch, co jest połączone z dość uciążliwą manipulacją. Jeżeli zaś przy pomocy łańcucha statki płyną tylko pod górę, wtedy łańcuch wędruje z każdym statkiem o około 40 *m* do góry i przesuwa się ku brzegom wypukłym. Dla wyrównania napięcia w łańcuchu służy skrzynia na statku do gromadzenia chwilowego nadmiaru łańcucha. W śluzach komorowych łańcuch przechodzi przez małe wycięcie u dołu słupów wspornych. W przybliżeniu:

$$\frac{N}{N_l} = \frac{2\,(v + v_w)}{v},$$

gdzie N i N_l = siła maszyny statku wolno płynącego i statku używającego łańcucha, v = chyżość statku względem brzegów rzeki, a v_w = chyżość wody.

Łańcuch może być zastosowany na rzekach o większym i nieregularnym spadzie (ponad 0,3‰) i nie niosących rumowiska, oraz na kanałach w długich stanowiskach, zwłaszcza szczytowych w tunelach.

Próby użycia liny drucianej zamiast łańcucha nie udały się. Natomiast używa się liny w odmienny sposób na Rodanie między Serves a Pont-St. Esprit i na Dunaju w Żelaznej Bramie, a mianowicie na odcinkach o długości kilku do kilkunastu *km*. Lina jest umocowana do dna rzeki w górnym końcu, a statek holujący nawija dolny koniec liny na bęben.

4. Holowanie statkami o własnym popędzie. Na rzekach pod górę płynie zwykle jednorzędowy pociąg. Jeżeli jest dość miejsca, mogą płynąć po 2 łodzie związane obok siebie, albo jak na Dunaju holownik ciągnie pociągi łodzi na osobnych linach. Łączenie łodzi do holownika po obu jego bokach jest przy jeździe pod górę nieodpowiednie. W dół rzeki holownik ciągnie zazwyczaj jedną łódź, do której są przyczepione z boków 2—4 łodzi, a także do holownika 1—2 łodzi, jeżeli szerokość szlaku na to pozwala; w przeciwnym razie płynie pociąg, złożony z 2 łodzi złączonych jedna z drugą, z przyczepioną 1 łodzią do każdej z nich z boku. Dłuższy pociąg łodzi płynących w dół rzeki nie jest wskazany.

Na kanałach unika się użycia silniejszych holowników, a zatem dłuższych pociągów; najczęściej pociąg składa się z 2 łodzi.

Najkorzystniejszy sposób holowania: Na rzekach otwartych najodpowiedniejsze holowanie statkami o własnym popędzie, o ile spady nie są większe, niż 0,5‰ i nie ma progów.

Według Suppána w górnym biegu rzeki o głębokości najmniej 0,6—0,8 *m* są najodpowiedniejsze jako holowniki parowce kołowe o zanurzaniu 0,6—0,7 *m* i sile 120—150 HP_i (łodzie towarowe 100—200 *t*); na wąskiej drodze parowce o kole tylnym. W średnim biegu rzeki o głębokości conajmniej 1,5 *m* parowce kołowe o zanurzaniu 0,80 *m* i sile 400 HP_i, a śrubowce dopiero na głębokościach większych, niż 1,50 (łodzie 400 *t*). W dolnym biegu śrubowce o sile 200—400 HP_i, zwłaszcza dwuśrubowce (i łodzie 600—1000 *t*).

Holowanie końmi może być stosowane na rzekach uregulowanych i mających odpowiednie drogi holownicze.

Na kanałach holuje się zwierzętami lub śrubowcami o sile około 100 HP lub wreszcie ma zastosowanie trakcja mechaniczna. Jeżeli kanał żeglugi ma gęsto śluzy komorowe, to podróż trwa krócej przy holowaniu zwierzętami i jest na ogół korzystniejsza. Trakcja elektryczna rentowała się przed wojną przy ruchu powyżej czterech miljonów ton rocznie, obecnie przy znacznie większym ruchu.

Opory ruchu statków. 1. Opór statku jest zależny od kształtu statku; statki o przodzie łyżkowatym lub klinowatym powodują najmniejsze opory.

2. Opór jest tem większy, czem większy przekrój poprzeczny statku.

3. Długość łodzi nie ma wpływu na wielkość oporu, gdy $l = 5\,b$ do $15\,b$ (zależnie od chyżości); gdy $l = 2\,b$ do $3\,b$, opór jest nieco mniejszy; gdy $l \lesseqgtr 2{,}5\,b$, zdolność sterowania jest gorsza, a znów nadmierna długość statku utrudnia przejście pod mostami.

4. Opór jest tem większy, czem bardziej szorstka jest powierzchnia statku; statek drewniany powoduje większy opór niż żelazny, a statek starszy większy opór niż statek nowszy.

5. Opór jest tem większy, czem mniejszy jest stosunek n powierzchni zwilżonej przekroju poprzecznego drogi wodnej do powierzchni zanurzonej przekroju poprzecznego statku.

6. Odległość dna statku od dna drogi wodnej mniej więcej poniżej jednego metra wpływa na wielkość oporu w odwrotnym stosunku.

7. Przekrój poprzeczny kanału żeglugi nieckowaty, zwarty, powoduje najmniejsze opory.

8. Złą prowadzenie steru może zwiększyć znacznie opory, wskutek kręcenia się statku.

Wzory na opory statków. 1. Wzory Sonne'go.

a) Dla kanałów żeglugi: $W = kf\left(\frac{n}{n-(1+0{,}2\,\delta^2 v^2)}\right)^{2,25} v^{2,25}$

b) na rzece: $W = kf(v+v_w)^{2,25}$, gdzie W = opór statku w kg, f = przekrój poprzeczny statku poniżej linji zanurzenia w m^2, $n = \frac{F}{f}$, F = przekrój zwilżony kanału (wzór ważny dla $3 < \frac{F}{n} < 10$; dla $\frac{F}{n} > 10$ wartość w nawiasie raczej = 1), δ = spółczynnik wyporu (wzór ważny dla $\delta \leq 0{,}95$), v = chyżość statku względem brzegów drogi w m/sek., v_w = chyżość wody w m/sek., spółczynnik k = dla łodzi dobrze zbudowanych 11—14, zwykłych 18—20, dobrych parowców rzecznych 8—10. Wzory ważne dla średnich głębokości zanurzenia statków. Małe (wielkie) odległości dna statku od dna drogi powodują zwiększenie (zmniejszenie) oporów dochodzące 20%.

2. Wzory Gebersa. *a*) Dla kanałów żeglugi:

Gdy odstęp dna statku od dna kanału jest większy niż jeden metr, dla nowych łodzi (dla starych więcej)

$$W = (kf + \zeta\, O)\,(v + v_r)^{2\cdot 25} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 1$$

Gdy odstęp ten jest mniejszy, niż jeden metr

$$W = (kf + \zeta_b\, O_b + \zeta_d\, O_d)\,(v + v_r)^{2\cdot 25} \quad \ldots\ldots 2$$

w których to wzorach W = opór statku w kg f = przekrój poprzeczny statku po linję zanurzenia w m^2, O = powierzchnia statku zanurzona w wodzie w m^2, O_b = powierzchnia boków statku zanurzona w m^2, O_d = powierzchnia dna w m^2 (= 0,7 lb dla ostrych a 0,8 lb dla tępych łodzi), v = chyżość statku względem brzegów drogi w m/sek., v_r = chyżość prądu wstecznego w m/sek., tj. wody wypchniętej przez statek i płynącej wstecz obok i pod dnem statku, k = spółczynnik oporu, zależny od kształtu statku, wynoszący od 1,7 (dla statków ostrych, parowców osobowych, często próżnych łodzi) do 3,5 (dla statków tępych, załadowanych łodzi towarowych), ζ = spółczynnik oporu, zależny od szorstkości powierzchni statku i od głębokości wody pod dnem statku, ζ_b i ζ_d = takież spółczynniki dla boków i dna statku, przyczem ζ i ζ_b wynoszą od 0,14 (dla statków żelaznych, dobrze pomalowanych) do 0,28 i więcej (dla statków drewnianych o szorstkim dnie), zaś ζ_d dla statków gładkich, żelaznych wynosi: 0,140 dla głębokości wody pod dnem statku 1,00 m, 0,185 dla gł. 0,75 m, 0,258 dla gł. 0,50 m, 0,350 dla gł. 0,25 m i rośnie ze zwiększającą się szorstkością dna.

We wzorach powyższych można przyjąć:

$$f = \beta\, b\, t,\; O = 0{,}85\, l\,(b + 2\,t),\; O_d = \alpha\, l\, b,\; O_b = O - O_d,$$

gdzie l = długość (między pionami), b = szerokość statku, t = największe zanurzenie, α i β = spółczynniki pełności poziomej i poprzecznej.

Chyżość prądu wstecznego z równania (fig. 168):

$$(f + f_s)\, v = (F - f - f_s)\, v_r$$

tj. ilość wody wypchniętej z chyżością statku v równa się ilości wody płynącej wstecz resztą przekroju w kanale z chyżością v_r. Stąd w przybliżeniu dla $f_s = 0$

$$v_r = v \cdot \frac{f}{F-f} = \frac{v}{n-1}, \text{ gdzie } n = \frac{F}{f}.$$

Licząc dokładniej, należy wyznaczyć obniżenie zwierciadła wody s z wzoru:

$$s = \frac{(v+v_r)^2 - v^2}{2\,g}$$

gdzie g = przyspieszenie ziemskie, zaś na v_r należy wstawić wartość przybliżoną $\frac{v}{n-1}$, następnie wyznacza się $fs = B.\ s$ i dokładniejszą wartość v_r z równania wyżej podanego.

b) Na rzece:

$$W = (kf + \zeta_b\, O_b + \zeta_d\, O_d)(v + v_r \pm v_w)^{2\cdot 25}$$

w którym to wzorze v_w oznacza chyżość wody, a na v_r można przyjąć wartość przybliżoną $\frac{v}{n-1}$, a nawet na większej rzece ją opuścić, jako bardzo małą.

Do wartości obliczonej powyższym wzorem należy przy większych spadach rzeki doliczyć opór, spowodowany ślizganiem się statku, równy składowej wyporu statku równoległej do zwierciadła wody, tj. $V \sin\varphi \cong V J$, czyli = wyporowi statku $\times$ spad wody w rzece.

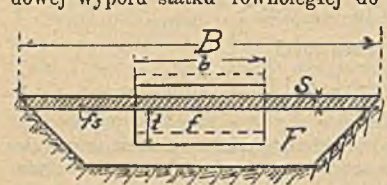


Fig. 168.

Ponieważ wyznaczenie oporów ruchu statków, zwłaszcza na rzekach niosących rumowisko i krętych, jest bardzo niedokładne, przeto na wielu rzekach stosuje się przy odbiorze statków próbną jazdę na odcinku, stale do tego celu przeznaczonym.

Przykład: Jakie wymiary i jak silną maszynę powinien mieć parowiec kołowy, przeznaczony do holowania pociągów, złożonych z trzech łodzi żelaznych, każda o pojemności 400 ton, z chyżością 4 *km*/godz. na rzece o głębokości najmniej 1,65 *m* i spadzie 0,2‰?

Średnia chyżość wody z wzoru Matakiewicza = 0,74 *m*/sek., chyżość największa = $= \frac{3}{2} \times 0{,}74 = 1{,}11$ *m*/sek.

Dla łodzi o $l = 55$ *m*, $b = 8$ *m*, $t = 1{,}40$ *m*, $\alpha = 0{,}85$, $\beta = 0{,}98$, ze wzoru Geberza: dla $k = 3{,}5$, $\zeta_b = 0{,}2$ i $\zeta_d = 0{,}35$

$$W_l = 1156\ kg.$$

Przyjmując narazie opór holownika = 400 *kg*, otrzymamy $W = 3868$ *kg*.

$$N_i = \frac{W(v + v_w)}{\eta_p \cdot \eta_m \cdot 75} = \frac{3868 \times 2{\cdot}22}{0{\cdot}5 \times 75} \cong 230\ \mathrm{HP}_i$$

Przyjmując wymiary holownika: największą długość = 42,0 *m*, szerokość (bez obudowy kół) = 6,00 *m*, zanurzenie robocze 0,90 *m*, $\delta = 0{,}8$, otrzymujemy wypór:

$$V = 0{,}8 \times 42 \times 6 \times 0{,}9 = 181{,}4\ t,$$

zaś ciężar własny w przybliżeniu $181{,}4 \times 0{,}5 = 90{,}7$ *t*,
ciężar urządzenia maszynowego około $0{,}2 \times 230 = 46{,}0$ *t*,
ciężar zapasu węgla . . . . . = 10,0 *t*.
ciężar obsługi, osprzętu itp. . . . . $0{,}1 \times 181.4 = 18{,}1$ *t*.
Razem 164,8 *t*.

Używane w powyższy sposób dane służą do ogólnej orjentacji co do siły i wymiarów holownika i jako pierwsze przyjęcie przy szczegółowem obliczeniu jego siły i wymiarów.

Ruch żeglugowy. Chyżość statków. Najmniejsza dozwolona chyżość 2 *km*/godz. — największa na kanałach żeglugi 4—5 *km*/godz., a wyjątkowo dla samych statków o własnym popędzie 5—7 *km*, jeżeli dno i brzegi kanału przez to nie ucierpią. Przeciętna dzienna ilość godzin pracy w żegludze śródlądowej wynosiła przed wojną w zachodniej Europie 15 godzin, w środkowej 17 godzin, a czas faktycznej jazdy o jedną godzinę mniej.

Czas jednej podróży składa się z czasu jazdy 30—60 *km* dziennie, z czasu na załadowanie i zładowanie — jak niżej, i z czasu straconego na czekanie (około dwu dni).

Odległości taryfowe. Przejście statku przez pojedyńczą śluzę komorową wymaga 30 min., co odpowiada 2,5 *km* drogi, przejście pociągu złożonego z jednego holownika i dwóch łodzi towarowych przez śluzę pociągową 43 min. czyli 3,5 *km* drogi, przez śluzę pojedynczą 95 min., tj. 8 *km* drogi. W przybliżeniu w obliczeniach można przyjąć jako długość taryfową drogi wodnej jej długość zwiększoną o 4—5 *km* za każdą śluzę komorową.

Okres nawigacji. Wisła: Według dat z roku 1886—1894 nie było żeglugi przeciętnie w roku przez 3 dni z powodu wielkiej wody i przez 101 dni z powodu mrozów, tak, iż okres roczny nawigacji obejmował 261 dni, z czego przez 230 dni odbywała się faktycznie żegluga.

Odra: W latach 1874—1894 nie było żeglugi przeciętnie w roku przez 3 dni z powodu wielkiej wody i przez 78 dni z powodu mrozów, okres nawigacji trwał 284 dni, z czego 250 dni faktycznego ruchu.

Czas ładowania. Według przepisów niemieckich, obowiązujących w byłym zaborze pruskim, czas przeznaczony na załadowanie i zładowanie wynosi, o ile inaczej się nie umówiono: dla ładunku 30 *t* — 2 dni, 150 *t* — — 3 dni, 200 *t* — 4 dni, za każde dalsze 50 *t* 1 dzień więcej, tak, iż dla 500 *t* — 12 dni, poczem za każde dalsze 100 *t* — 1 dzień więcej.

Koszty przewozu (bez kosztów ubocznych, tj. opłat portowych, kosztów przeładowania z kolei na łódź i odwrotnie, oraz kosztów ubezpieczenia ładunku, oraz bez opłat wodnych) — według Symphera (przed wojną):

a) na kanałach żeglownych:

	Statki o pojemności:			
	150 *t*	300 *t*	400 *t*	600 *t*
	koszty przewozu na 1 *t km* taryfowy w fenigach			
w dorzeczu Wisły (230 dni w $8^1/_2$ mies.)				
ruch dzienny i nocny	$\frac{180}{n}+0{,}87$	$\frac{120}{n}+0{,}53$	$\frac{105}{n}+0{,}46$	$\frac{95}{n}+0{,}37$
ruch dzienny	$\frac{130}{n}+0{,}80$	$\frac{80}{n}+0{,}47$	$\frac{80}{n}+0{,}47$	$\frac{80}{n}+0{,}39$
w dorzeczu Odry (250 dni w 9 mies.)				
ruch dzienny i nocny	$\frac{160}{n}+0{,}84$	$\frac{110}{n}+0{,}49$	$\frac{100}{n}+0{,}42$	$\frac{90}{n}+0{,}33$
ruch dzienny	$\frac{115}{n}+0{,}79$	$\frac{75}{n}+0{,}51$	$\frac{75}{n}+0{,}44$	$\frac{75}{n}+0{,}37$

b) na rzekach:

Koszt przewozu na 1 *t/km* taryfowy w fenigach na Wiśle, dla statków o pojemności 150 *t*: $\frac{175}{n}+1{,}38$, 400 *t*: $\frac{105}{n}+0{,}74$. Na Odrze: 250 *t*: $\frac{120}{n}+0{,}92$, 400 *t*: $\frac{105}{n}+0{,}70$.

We wzorach powyższych n = ilość przebytych *km* taryfowych.

Najmniejsze wymiary dróg wodnych: Najmniejszy odstęp dna statku od dna rzeki 0,2 *m*, od dna kanału 0,5 *m*. Jako szerokość szlaku wodnego na rzece (np. światło przęsła mostowego, przeznaczonego dla żeglugi) liczy się na każdą łódź podwojną jej szerokość, dla kołowców bocznych 1,5 szerokości, wliczając obudowę kół. Na kanałach morskich najmniejszy odstęp dna statku od dna drogi por. str. 653, najmniejsze światło mostów por. str. 654.

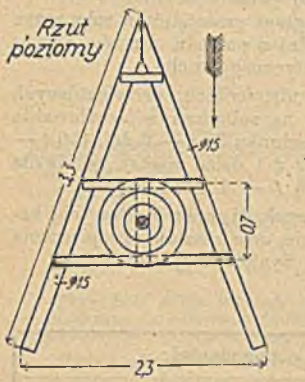


Fig. 169.

Wzniesienie spodu konstrukcji mostów nad rzekami wynosi według rozporządzenia Min. Rob. Publ. 5,5 *m* ponad najwyższym stanem żeglugi, a na rzekach spławnych 2,5 *m* ponad najwyższym stanem, przy którym spław jeszcze się odbywa. Nadto jak dla wszystkich rzek wzniesienie spodu konstrukcji 0,5 *m* nad stanem katastrofalnej w. w., a jeżeli zachodzi obawa, że w czasie powodzi mogą płynąć pnie i inne przedmioty, 1,0 *m* nad tym stanem. Wreszcie należy mieć na uwadze, żeby pogłębiarki, pracujące na odnośnym odcinku rzeki, mogły przejść pod mostami przy niskim stanie wody.

Na kanałach żeglugi spód konstrukcji mostów winien być wzniesiony 4,5 *m* ponad najwyższym stanem wody w kanale, a około 3 nad drogą holowniczą. Wzniesienie konstrukcji mostów na kanałach morskich por. str. 655.

Znaki ostrzegawcze. Na rzekach uregulowanych znaki ostrzegawcze z reguły na brzegach, na rzekach nieuregulowanych na brzegach i w wodzie tyki i bakeny (fig. 169). Tymczasowe przepisy żeglugi w „Monitorze" nr. 174—178 z r. 1919 i w „Robotach Publicznych" zeszyt 5 i 6 z r. 1919. Tabor żeglugi śródlądowej podlega w Polsce obowiązkowi spisu dla celów statystycznych (Rozp. Rady Min. z 30./12. 1925, Dz. U. R. P. Nr. 6 z r. 1926).

Opłaty od statków, tratew i spustu drzewa luźnego na wodach publ. śródlądowych nałożone rozp. Min. Rob. Publ. i Skarbu z 2./6. 1924 (Dz. U. R. P. Nr. 52 z r. 1924).

Spław drzewa. Rozróżniamy: *a*) spław drzewa niewiązanego, spław dziki, czyli spust drzewa, *b*) spław drzewa wiązanego. Spław drzewa niewiązanego jest coraz więcej ograniczany, gdyż niszczy grunty nadbrzeżne i budowle regulacyjne.

Wiązanie czyli zbijanie drzewa w tratwy: kloce drzewa łączy się jeden obok drugiego w tafle, tafle złączone z sobą jedna za drugą tworzą pas (sznur), kilka pasów obok siebie tratwę. Ilość pasów w tratwie zależy od wielkości rzeki i od światła otworów mostów. Najmniejsza głębokość wody, wymagana dla spławu drzewa: 30—50 *cm*.

Do skierowania drzewa płynącego luzem do właściwego ramienia potoku lub do kanału, odprowadzającego drzewo na skład, służy wybudowane w poprzek skośnie do nurtu rzeszoto (reszutka) z okrąglaków o średn. około 15 *cm*, opartych o kładkę w odstępach około 30 *cm*, które usuwa się po spuście drzewa.

Przy większym ruchu żeglugowym na stopniach kanalizacyjnych osobne przepusty dla tratew.

Zbyt niskie stany wody potoków górskich, na których odbywa się spław drzewa, podnosimy zapomocą kluz, najczęściej z drzewa. Przez otwarcie

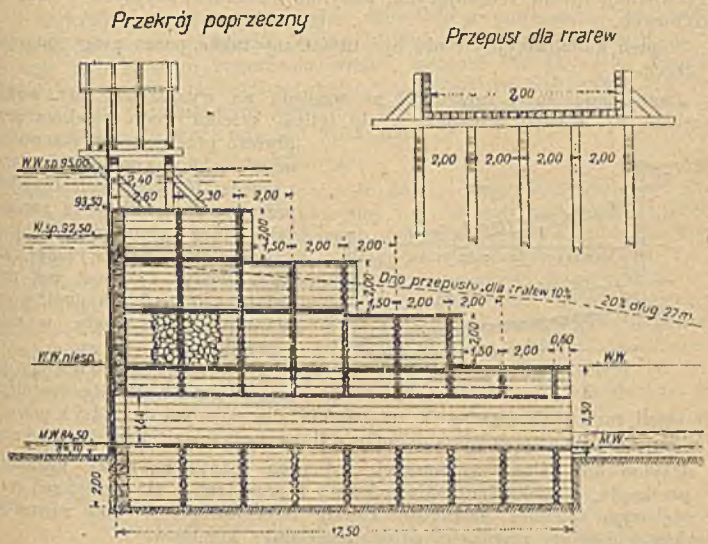


Fig. 170. Projekt 4-tej kluzy na Czeremoszu Białym.

zasuwy w kluzie wypuszcza się wodę nagromadzoną powyżej kluzy, przez co powstaje fala unosząca drzewo. Zbiornik powinien być tak wielki, aby opróżniał się w ciągu przepisanej najmniej ilości godzin, podnosząc zwierciadło wody w rzece o tyle, aby kloce o żądanej średnicy mogły być spławione. Opróżnianie zbiornika powinno być możliwe w przepisanych odstępach czasu. Jeżeli jest spław drzewa powyżej, kluza winna mieć przepust dla spławu drzewa (fig. 170).

II. Kanalizacja rzek.

Przez kanalizację rzeki rozumiemy piętrzenie wody zapomocą odpowiednich urządzeń, celem uzyskania głębokości wymaganej dla żeglugi. Rzeka jest podzielona stopniami kanalizacyjnemi; przestrzenie rzeki między stopniami t. zw. stanowiska lub (niezbyt ściśle) poziomy mają spad wody bardzo łagodny i w górnej części najmniejszą wymaganą głębokość. Lokalne wzniesienia dna rzeki należy usunąć przez mechaniczne pogłębienie; przez wyboguowanie można też zwiększyć głębokość stanowiska w górnej jego części.

Przy ustalaniu stopni kanalizacyjnych nie uwzględnia się krzywej spiętrzenia, lecz przyjmuje się poziome zwierciadło wody, co daje większą pewność co do głębokości.

Z fig. 171 widać, że $l = \frac{y + t - T}{J}$.

Ilość i wysokość stopni zależą od wysokości brzegów i od dopuszczalnego podniesienia wody gruntowej.

Urządzenie kanalizacyjne nie mogą przeszkadzać przepływowi wody i pochodowi lodów ze szkodą dla gruntów nadbrzeżnych.

Urządzenia kanalizacyjne składają się: z jazu z przepustem dla statków i przejściem dla ryb, śluzy komorowej (jednej lub dwóch) i ewentualnie kanału bocznego, przepustu dla tratew, zakładu do wyzyskania siły wodnej, rowów osuszających, budynków administracyjnych i dróg dojazdowych.

Stopień kanalizacyjny może być utworzony także przez próg naturalny w rzece.

Jazy najczęściej ruchome i ze względu na wyzyskanie siły wodnej szczelne, np. zasuwy Stoney'a, a nie iglice. Wielka woda powinna przepływać przez otwory jazowe bez użycia śluzy komorowej. Jeden z przedziałów jazowych służy jako przepust dla statków (a zarazem jako śluza gruntowa), którego używają statki przy wyższych stanach wody. Przepust ma próg założony 0,6—0,8 *m* poniżej najniższego stanu wody w rzece i szerokość 30—65 *m*.

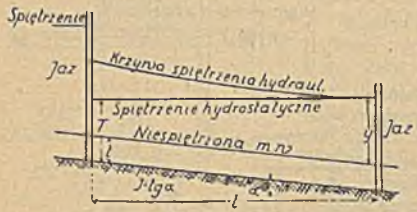


Fig. 171.

Śluza komorowa dla pociągu łodzi z wrotami pośredniemi, lub jeżeli ruch trudny zgóry do oznaczenia, dla pojedynczej łodzi z pozostawieniem miejsca na późniejszą dobudowę śluzy pociągowej. Por. str. 635 i nast.

Usytuowanie śluzy komorowej: *a*) poza łożyskiem rzeki, zwłaszcza w przekopie; z rzeką łączy śluzę kanał, którym omija się przestrzeń rzeki o większym spadzie; szerokość kanału dojazdowego w dnie równa się zwykle podwójnej szerokości pojedynczej śluzy komorowej;

b) w łożysku rzeki, bezpośrednio przy jazie, od którego oddziela ją filar; najodpowiedniej oprzeć śluzę o jaz głową dolną, przez co zmniejsza się niebiezpieczeństwo dla statków; tamy kierujące wprowadzają statki do śluzy.

Śluza komorowa powinna być umieszczona o ile możności przy brzegu wklęsłym i połączona z drogą holowniczą. Ze względu na wyzyskanie siły wodnej, śluzy pociągowe miewają trzecie wrota, jeżeli nie ma obok śluzy pojedynczej.

Gdy ruch jest znaczniejszy, buduje się osobne przepusty dla tratew przy przeciwnym brzegu.

Przy oznaczaniu wpływu kanalizacji na wysokość stanu wody gruntowej, a więc na utrudnienie odpływu dla ścieków, bierze się pod uwagę spiętrzenie faktyczne według krzywej spiętrzenia hydraulicznego.

Turbiny mogą być założone albo w samym jazie, albo w kanale roboczym, zależnie od miejscowych stosunków.

Jeżeli rowy osuszające, dreny, kanały miejskie straciły odpływ, należy je przedłużyć poza jaz.

Odszkodowanie za podtopienie gruntów należy przyznać tam, gdzie woda gruntowa zostanie podniesiona na gruntach ornych wyżej, niż 1,20 *m*, a 0,5 *m* na łąkach pod powierzchnią terenu.

Dla należytej oceny pretensji właścicieli gruntów należy przed rozpoczęciem robót ustalić stan wody gruntowej zapomocą sond.

III. Kanały żeglugi.

Rozróżniamy:

1. Kanały dla statków żeglugi śródlądowej o stanowiskach poziomych, czyli t. zw. kanały żeglugi bez spadu.

2. Kanały dla takich statków, ale o stanowiskach ze spadem, t. zw. kanały żeglugi ze spadem.

3. Kanały dla statków morskich, t. zw. kanały morskie.

1. Kanały żeglugi bez spadu.

Przekrój poprzeczny kanału. Stosunek n powierzchni zwilżonego przekroju poprzecznego kanału do powierzchni przekroju poprzecznego statku po linję największego zanurzenia winien wynosić wzwyż 4—5. Najodpowiedniejszy kształt przekroju poprzecznego kanału jest nieckowaty, możliwie zwarty (o jak najmniejszym obwodzie zwilżonym). Nadmiernie wielka szerokość zwierciadła wody nie jest wskazana.

Kanały są z reguły dwustatkowe.

Szerokość dna = podwójnej szerokości łodzi + często 2 m; głębokość wody pod dnem statku w osi kanału najmniej 1 m; w nasypach głębokość wody większa o 0,5—1 m, niż w przekopach, celem zmiejszenia robót ziemnych i wpływu fal. Wały obustronnych nasypów winny być wniesione 1,5 m nad zwierciadłem wody niespiętrzonej, mają szerokość w koronie 3—5 m (zależnie od wysokości i jakości materjału) i służą jako drogi holownicze. Skarpy zewnętrzne o nachyleniu 1 : 2 do 1 : 3. Poza wałami rowy osuszające o głębokości 1,5 m w gruntach ornych, a 0,8 m na łąkach — jeżeli kanał przeszkadza odwodnieniu gruntów; w przeciwnym razie rowy, jak przy drogach. W przekopach droga holownicza w wysokości 1,2 do 3 m nad

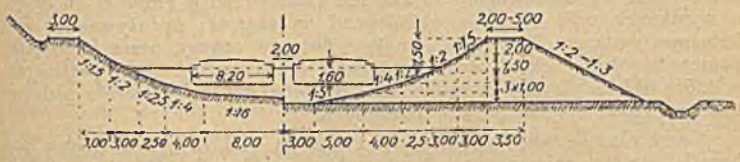


Fig. 172.

zwierciadłem wody normalnej, zależnie od wyrównania mas; szerokość w koronie 3 m, poza drogą zwyczajny rów drogowy, a za nim skarpa wykopu o nachyleniu 1 : 1 do 1 : 2, zależnie od jej wysokości i jakości materjału (fig. 172). Dopuszcza się piętrzenie wody w kanale o 0,20—0,50 m nad stan normalny.

Zmiany przekroju poprzecznego. Rozszerzenie przekroju potrzebne przed i za każdą śluzą, na przeładowniach, na stanowiskach zbyt krótkich, aby uniknąć wielkich wahań zwierciadła wody, wreszcie w krzywiznach.

Fig. 173.

Rozszerzenie przekroju poprzecznego w krzywiznach wyznacza się następująco (fig. 173). Wprowadzając oznaczenia: styczna do osi kanału $L = 5$ do $6 \times$ największa długość statku, R = promień krzywizny, x = odstęp końca stycznej osi, s = szerokość użyteczna normalna, e = rozszerzenie, otrzymujemy:

$$e = \sqrt{R^2 + \frac{L^2}{4}} - R - \frac{s}{2}.$$

Jeżeli $x \leqq \frac{s}{2}$, rozszerzenie jest niepotrzebne. Rozszerzenie daje się po stronie zewnętrznej, około 100 *m* przed początkiem łuku.

Formuła francuska na rozszerzenie przekroju kanału dla łodzi 300 tonowych: $\frac{380}{R}$, 600 tonowych: $\frac{920}{R}$, 900 tonowych: $\frac{1440}{R}$, 1200 tonowych: $\frac{2100}{R}$.

Należy unikać zwężenia przekroju; jeżeli się to dopuści z konieczności, ze względu na grunta zabudowane, należy wyrównać powierzchnię przez odpowiednie pogłębienia przekroju i przez danie prostopadłych ścian.

Uszczelnienie. Nasypy musi się wykonać bardzo starannie i z zastosowaniem ostrożności, przewidzianych przy budowie przegród ziemnych. Jeżeli materjał, z którego wykonywa się nasypy, nie jest dość szczelny, lub gdyby w przekopie woda uciekała z kanału ze szkodą dla napełnienia kanału, lub powodując zabagnienie przyległych gruntów, należy kanał uszczelnić:

1. zapomocą warstwy iłu o grubości 30—60 *cm*, nakrytej warstwą grubego piasku, lub rumowiska rzecznego o grubości 30—50 *cm*, lub

2. jeżeli nieszczelność jest bardzo wielka na dłuższej partji, a dowóz iłu zbyt kosztowny — płytami betonowemi o grubości 15—20 *cm*, o powierzchni 2—3 m^2, zazwyczaj z wkładką drucianą, które ubija się na miejscu; grunt musi być nie osiadający się lub nasypy już usiadłe; na płyty daje się warstwę ziemi o grubości 20—30 *cm*, jako ochronę.

Ubezpieczenie skarp kanału: Na wysokości 1 *m* pod zwierciadłem wody i 0,5 nad niem ubezpiecza się skarpę przed działaniem fal wywołanych przez statki: 1. narzutem kamiennym na pokładzie ze żwiru o grubości 20—30 *cm*, o ile grunt jest piasczysty, jako ochrona przed wypłukaniem dziur pod narzutem, lub 2. warstwą dobrze wypalonej cegły, ułożonej na kant (cała lub ½ cegły) na podkładzie jak pod 1., lub wreszcie 3. płytami betonowemi o grubości około 15 *cm*, lub żelbetowemi o grubości do 10 *cm*, o wymiarach 0,50 do 1 *m*, układanemi na skarpie; są używane klocki betonowe systemu „Décauville", mające pionowe otwory, przez które przepuszcza się druty żelazne cynkowane, oraz rowki wzdłuż stosug poziomych, w które układa się liny konopne namoczone w mazi pogazowej; podobny system „Villa" nie ma rowków poziomych.

Nachylenie skarpy daje się 1 : 1,5 do 1 : 2, a jeżeli skarpa jest bardziej stroma, opieramy te ubezpieczenia o rząd pali zabitych w małych odstępach, lub o lekką palisadę, albo o ścianę zakładaną, o grubą kiszkę faszynową, przytwierdzoną kołami go skarpy, lub wreszcie o płoty. Płyty betonowe mogą być zakotwione zapomocą drutów zabetonowanych w dziurach, wybitych kołami w skarpie pod płytami (system Möllera).

Nie jest odpowiednie łagodzenie nachylenia skarpy zapomocą ławeczek w wysokości zwierciadła wody, gdyż powiększa się przez to niepotrzebnie szerokość kanału, ani chronienie skarpy przez sadzenie trzciny lub sitowia, lub też przez wykonanie obitki, gdyż zwiększa się przez to szorstkość skarpy, a zatem i opory, nadto rozluźnia się skarpę i utrudnia kontrolę szczelności. Również nie jest do polecenia ubezpieczenie skarpy ciągłą płytą betonową.

Wymiary przekrojów poprzecznych niektórych kanałów podajemy w tabl. 2.

Na fig. 174 konstrukcja przekroju nieckowatego, podana przez Symphera dla kanałów 1000 tonowych, którą można zastosować z odpowiednią zmianą dla mniejszych kanałów.

Przekrój podłużny kanału. O ile konfiguracja terenu pozwala, należy projektować ile możności długie stanowiska, a śluzy o większym spadzie i zgrupowane bliżej siebie, przyczem najmniejsza odległość śluzy od śluzy powinna być taka, aby opróżnianie i napełnianie śluz nie powodowało nad-

Tablica 2.

Nośność statków kursujących	Szer. zw. wody	Szer. dna	Głęb. pow.	Przekr. zwilż.	n
300 t (we Francji) . . .	16,80 m	10 m	2,0 m	26,0 m^2	2,9
400 t (Kanał Bydgoski)	27,00 m	17 m	2,0 m	44,0 m^2	3,9
600 t (Dortmund-Ems)	29,50 m	18 m	2,5 m	59,0 m^2	4,2
(Małopolski)	29,40 m	16 m	3,0 m	63,1 m^2	4,3
1000 t (proponowane przez Symphera) . . .	33,00 m	16 m	3,5 m	80,0 m^2	4,4

miernego wahania poziomu wody w stanowiskach pośrednich, jeżeli nie dopuszcza się rozszerzenia przekroju poprzecznego kanału $\left(b_1 = \frac{l}{l_1} \cdot b\right)$ lub większego zużycia wody. Dno kanału w ogóle w poziomie; nieznaczny spad ułatwia opróżnienie kanału (około 0,01‰).

Sytuacja. Przedewszystkiem należy ustalić sytuację stanowisk szczytowych, przekroczeń większych rzek, kolei, miejsca pod śluzy komorowe.

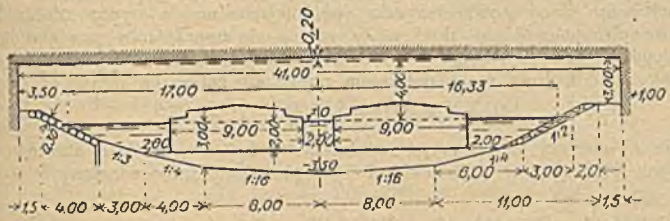


Fig. 174.

Jeżeli dorzecze położone wyżej najniższej przełęczy może zaopatrzyć wystarczająco w wodę stanowisko szczytowe, należy założyć je w tej przełęczy w głębokim przekopie. Jeżeli wyższe grzbiety górskie tworzą dział wód, należy zbadać, czy niema wąskiego grzbietu, choćby wyższego, niż przełęcze, i czy przez poprowadzenie kanału tunelem nie da się uzyskać trasy tańszej, która będzie lepiej w wodę zaopatrzona.

Wielkie rzeki przekracza kanał mostami t. zw. kanałowymi, dla których należy wybrać miejsca o zwartem łożysku rzeki z odpowiednio nisko wzniesionem zwierciadłem wielkiej wody. Na terenie inundacyjnym wypadają większe nasypy kanałowe.

Potoki przeprowadza się popod kanałem przepustami, wzgl. lewarami, przyczem łożyska potoków koryguje się stosownie do trasy kanału, a objekty wykonuje prostopadle do osi kanału. Małe ścieki wodne wpuszcza się do kanału.

Koleje i drogi przeprowadza się z reguły mostami nad kanałem.

Oś kanału należy złożyć z możliwie długich prostych i krótkich łuków kołowych o promieniu najmniejszem:

na kanałach dla statków	300 tonowych	. . . . .	300 m
„ „ „ „	600 „	. . . . .	525 m
„ „ „ „	900 „	. . . . .	820 m
„ „ „ „	1200 „	. . . .	1070 m

Łuki odwrotne należy przedzielić linjami prostemi o długości conajmniej 200 m.

Trasowanie osi kanału (fig. 175). Przyjmuje się przeciętnie dla danej partji nachylenie terenu w kierunku poprzecznym do osi kanału i wkreśla teren w przekrój normalny kanału tak, aby nasypy wyrównywały się z przekopami (ze względu na pniaki i korzenie lepiej dać małą nadwyżkę wykopów). Punkt S przecięcia się terenu z osią kanału wypada zazwyczaj kilkadziesiąt *cm* poniżej zwierciadła wody w kanale. Mając daną rzędną punktu S, szuka się punktów na terenie o tej wysokości i w nie wkłada się następnie trasę kanału.

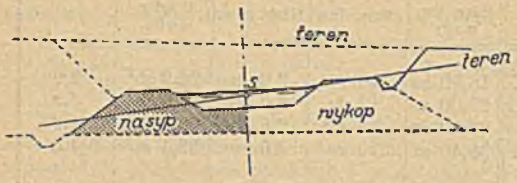


Fig. 175.

W terenie przepuszczalnym lepiej jest dla uprawy gruntów przyległych, i dla samego kanału, jeżeli zwierciadło wody w kanale leży niżej zwierciadła wody gruntowej. Nasypy lepiej projektować na gruntach nieprzepuszczalnych.

Zapotrzebowanie wody: *a*) do śluzowania statków. Ilość wody zużyta przy prześluzowaniu statku płynącego w górę (w dół), równa się napełnieniu śluzy powiększonemu (pomniejszonemu) o wypór statku. Przy śluzowaniu podwójnem ilość wody równa się napełnieniu powiększonemu o wypór statku płynącego w górę, a pomniejszonemu o wypór statku płynącego w dół. Ilość wody potrzebna równa się zatem (w m^3)

$$Q = \Sigma F + (G - D) M + T_g - T_d,$$

gdzie F oznacza jednorazowe napełnienie śluzy, G i D ilość statków płynących do góry i w dół, a T_g i T_d ciężar ładunków wiezionych w górę i w dół.

Jeżeli $G = D$, wtedy $Q = E F + T_g - T_d$.

W przybliżonem obliczeniu zapotrzebowania wody przyjmuje się zwykle $Q = \Sigma F$, a ilość śluzowań dziennie oznacza się z rocznego ruchu przy przyjęciu, że 50—80% statków mija się w śluzach i że w jednym kierunku płyną pełne statki, a w drugim z $^1/_5$ ładunku lub puste (kanały węglowe).

Jeżeli stanowiska są zbyt krótkie, a przekrój nie jest rozszerzony, zapotrzebowanie wody jest większe, gdyż już po kilku śluzowaniach trzeba wodę spuścić do niższych stanowisk, wzgl. doprowadzić z wyższych stanowisk bez użycia do śluzowania.

Śluzy sprzężone, przy których zatem długość stanowiska pośredniego równa się zeru, zużywają więcej wody, niż dwie śluzy o tym samym łącznym spadzie oddzielone stanowiskiem, jeżeli statki się w nich krzyżują; jeżeli jest śluzowanie pojedyncze, zużycie wody jest jednakie. Jeżeli zaopatrzenie w wodę stanowisk górnych jest skąpe, a dolnych dostatnie, należy projektować śluzy w górnych stanowiskach o mniejszym spadzie, niż w dolnych, i unikać w górnych stanowiskach śluz sprzężonych, chyba że w dół mają płynąć przeważnie pełne statki, a w górę próżne.

b) Strata wody z powodu nieszczelności wrót śluzy wynosi około 400 m^3 wody na dzień i 1 *m* spadu wody w śluzie; uwzględnia się ją tylko przy śluzie najwyżej położonej.

c) Strata wody z powodu parowania w lecie: około 10 m^3 wody na dzień, na 1 *km* kanału i 1 *m* szerokości zwierciadła wody w kanale.

d) Strata wody z powodu wsiąkania. Należy ją uwzględnić, gdy zwierciadło wody w kanale leży ponad zwierciadłem wody gruntowej. Można przyjąć ok. 30 m^3 wody na dzień, na 1 *km* kanału i 1 *m* szerokości łożyska kanału.

e) Zużycie wody z kanału dla sąsiednich stawów rybnych i do nawodnienia łąk i pastwisk. Na te cele oddaje się wodę z kanału tylko, jeżeli to jest możliwe bez nadmiernych kosztów. Na kanale małopolskim przyznano dla stawów rybnych: na marzec 7 *l*/sek. i *ha*, na inne miesiące po 1 *l*/sek. i *ha*, dla nawodnienia łąk i pastwisk: na kwiecień, październik i połowę listopada po 10 *l*/sek. i *ha*.

f) Straty wody w kanałach zasilających oblicza się podobnie jak dla kanału głównego.

g) Pierwsze napełnienie kanału z powodu strat przez wsiąkanie wymaga znacznie więcej wody, niż to wypada z obliczenia kubatury wody w kanale.

Dostarczenie wody. Pobór wody. Pobiera się znacznie więcej wody, niż potrzeba normalnie, aby można zastąpić sąsiednie ujęcie czasowo nieczynne, i aby nie powodować zbyt długiego czasu napełnienia kanału, wrazie czasowego opróżnienia (czas napełnienia powinien wynosić około 3 dni).

Ujmuje się wodę: 1. z rzek (w pierszym rzędzie), przyczem w miejscu ujęcia buduje się jaz, celem ustalenia poziomu wody w kanale zasiłkowym, 2. z jezior i zbiorników sztucznych utworzonych przez przegrody dolin (co do zbiorników sztucznych decyduje okoliczność, czy jest możliwe wybudowanie w danem miejscu przegrody), 3. gruntową, przyczem należy zbadać, jaki jej zapas jest bezwzględnie stały.

Kanały zasiłkowe. Przepływ kanału zasilającego stosuje się do ilości ujętej wody. Spad dna w ziemi około 0,1%, w murowanych skarpach i zamkniętych przewodach 0,2%, w tunelach 0,6%. Na początku śluza do regulowania dopływu wody i dla ochrony przed w. w. — najczęściej z zasuwami, a na dłuższym kanale zasilającym śluzy spustowe; wody potoków, krzyżujących się z kanałem zasilającym, można także użyć do zasilania kanału. Na końcu dłuższego kanału zasiłkowego śluza spustowa z przelewem i spustem do rowu, celem odprowadzenia nadmiernej ilości wody. Woda, wpływając do kanału żeglugi, nie powinna mieć większej chyżości, niż 0,2 *m*/sek.

Pompy. Jeżeli ujęcie wody leży za nisko, stosuje się z konieczności pompy, przeważnie centryfugalne. Rurę pod ciśnieniem oddziela od kanału zasilającego komora wodna, zamknięta od strony kanału klapami samoczynnemi. Dobrze jest wykorzystać do uruchomienia pomp siłę wodną, nawet dalej położoną, natomist nie opłaci się używać do tego celu energji wody spadającej w śluzach kanału, nawet przy zastosowaniu akumulatorów.

Objekty kanałowe. *a)* Śluzy komorowe dla pociągu łodzi (holownik i 2 łodzie), z wrotami pośredniemi, lub jeżeli trudno z góry oznaczyć wielkość ruchu, śluza dla łodzi pojedynczej z pozostawieniem miejca na późniejszą dobudowę śluzy pociągowej. Co do śluz komorowych i podnośni mechanicznych por. str. 655 i nast.

b) Wpusty do kanału żeglugi: 1. przy ujściu kanału zasilającego do kanału, 2. na skrzyżowaniu potoków z kanałem, 3. przy wprowadzeniu ścieku do kanału. Budowane jako przepusty, pod drogę holowniczą, większe z kamienia, betonu lub żelbetu, mniejsze z rur betonowanych i zaopatrzone w urządzenia do regulowania dopływu wody. Przed progiem znajduje się namulnik.

c) Przelewy i spusty urządza się przy ujściu kanałów zasilających, przy śluzach, tudzież przy skrzyżowaniu potoków z kanałem.

Przelewy w kształcie szybu podłużnego, którego krawędź leży w wysokości zwierciadła wody w kanale lub o 0,50 *m* niżej i jest opatrzona zastawką. Są także przelewy samoczynne w kształcie lewarów do góry zwróconych szczytem.

Spusty wykonywa się jak przepusty betonowe, zamykane zasuwami najczęściej ręcznie poruszanemi, lub jako rury żelazne zamykane wentylami. Tam, gdzie ma być zabrana woda z kanału do nawodnienia stawów rybnych

lub łąk i pastwisk (poziom wody w kanale musi mieć odpowiednią wysokość), urządza się rury zamykane do odprowadzenia wody.

d) Przepusty dla potoków, z kamienia, betonu, żelbetu, według ogólnych zasad.

e) Lewary dla mniejszych potoków urządza się tam, gdzie niema wystarczającego wzniesienia kanału nad łożyskiem potoku. Wykonywa się je z kamienia łomanego, betonu, żelbetu, a przewód także z kilku rur żelaznych. Wskazane urządzenie lewarów przełazowych, zatem o średnicy conajmniej 60 *cm*. Chyżość przepływu wielkiej wody potoku w lewarze około 2 *m*/sek.

f) Bramy bezpieczeństwa daje się na początku i końcu większych nasypów, tudzież większych mostów kanałowych. Wykonywa się je: jako wrota wsporne, klapowe, segmentowe lub jazy iglicowe pod najbliższym mostem drogowym.

g) Tunele powinny być na ruchliwych kanałach dwułodziowe; z oszczędności są jednołodziowe o głębszym przekroju, przyczem $n = 2{,}3—2{,}8$, co powoduje zmniejszenie chyżości statków. Często drogi holownicze na wspornikach, aby nie zmniejszać przekroju poprzecznego wody.

h) Mosty kanałowe. Na większych kanałach dwułodziowe, o szerokości użytecznej równej conajmniej podwójnej szerokości śluzy jednołodziowej.

Cechą tych mostów jest, że: 1. obciążenie jest jednostajne, stałe i bez wstrząśnień, 2. ściany boczne stosunkowo wysokie i pełne, zatem parcie wiatru znacznie większe, niż przy innych mostach, 3. łożysko kanału na moście musi być zupełnie szczelne, połączone szczelnie z kanałem, a mimo to musi dozwalać na dylatację mostu, 4. mają urządzenia do szczelnego zamknięcia na początku i końcu i urządzenia do napełnienia wodą i opróżnienia. Wykonywa się je z kamienia lub żelbetu, a z żelaza, gdy nie można wykonać mostu sklepionego.

Uszczelnienie mostów kamiennych i żelbetowych uskutecznia się płytami ołowianemi o grubości 2—3 *mm*, spoczywającemi na papie asfaltowej i nakrytemi warstwą ochronną w dnie, np. z cegieł na papie lub z płyt betonowych na warstwie iłu, na ścianach zaś bocznych okładziną drewnianą.

W wielkich mostach żelaznych koryto kanału niezależne od dźwigarów mostowych. Przy mniejszych rozpiętościach skrzynia dwułodziowa może spoczywać na szeregu dźwigarów blaszanych, przy większych rozpiętościach mogą być 2 skrzynie jednołodziowe, każda zawieszona między dwoma dźwigarami. Drogi holownicze o szer. 2,5 *m* biegną w mostach kamiennych na murach bocznych, w żelaznych, mniejszych na osobowych dźwigarach (użycie wsporników jest ze względów statycznych nieodpowiednie), w mostach większych na górnem połączeniu dźwigarów głównych, z mniejszemi dźwigarami umieszczonemi po bokach tychże.

i) Mosty kolejowe i drogowe nad kanałami żeglugi nie powinny zwężać przekroju poprzecznego wody i nie powinny mieć filarów; drogi holownicze można znacznie zwężyć, a często umieszcza się je na wspornikach nad wodą w kanale. Wzniesienie spodu konstrukcji nad zwierciadłem wody por. str. 644.

W terenach kopalnianych szczególne ostrożności; więc mosty żelazne o belkach wolno podpartych, przyczółki o długich i możliwych do podwyższenia miejscach dla łożysk, wzniesienie spodu konstrukcji nad zwierciadłem wody większe, niż wymagane.

2. Kanały żeglugi ze spadem.

Służą równocześnia dla żeglugi, dla odwodnienia lub nawodnienia większych obszarów, lub też dla wyzyskania siły wodnej.

Według dotychczasowego stanu badań należałoby spad wody w kanale oznaczyć z następujących warunków:

a) Chyżość łodzi płynącej luzem w razie oderwania się nie powinna przekraczać chyżości, z jaką wolno statkom wymijać się na danej drodze (zwykle $^1/_2$ do $^1/_3$ chyżości normalnej).

b) Opór statku płynącego pod wodę nie powinien być tak wielki, aby ruch jego był nieekonomiczny, przyczem należy mieć na uwadze, w jakim kierunku odbywa się ruch statkami bardziej załadowanemi, w górę, czy w dół.

c) Chyżość wody na dnie kanału nie powinna powodować podmycia dna, przyczem oczywiście, czem większa jest chyżość wody na dnie kanału, tem kosztowniejsze jest ubezpieczenie dna i skarp.

Ponieważ środek ciężkości statku leży prawie w punkcie największej chyżości wody w przekroju poprzecznym kanału, przeto należy przyjąć wielkość tej chyżości równą $^1/_2$ do $^1/_3$ chyżości normalnej dla danej drogi, z niej obliczyć średnią chyżość wody dla przekroju kanału i następnie odcośny spad, wreszcie chyżość wody na dnie kanału, a stąd wielkość wymaganą ziarn materjału dna, celem sprawdzenia, czy dno jest dość wytrzymałe, względnie celem zaprojektowania odpowiedniego ubezpieczenia. Według doświadczeń czeskich z r. 1921 grubość ziarn materjału na dnie

$$d = \frac{v^2}{k^2}$$

gdzie v oznacza chyżość wody na dnie, a spółczynnik $k = 5$.

Według opinji znawców na kongresie żeglugi w Londynie z r. 1923, największa chyżość wody na kanałach o stosunku $n = F : f = 8$ do 12 nie powinna przekraczać 0,50 do 0,80 *m*/sek., zatem chyżość średnia powinnaby wynosić 0,4—0,6 *m*/sek. Kanał Jonage (1892—1902) o długości 18,845 *km* ujmuje 103 m^3/sek. wody z Rodanu powyżej Lyonu, ma spad 0,1%, średnią chyżość 0,68 *m*/sek., szerokość w dnie 60 *m*, w zwierciadle wody 71,5 *m*, głębokość 2,3 *m* i 1 stopień o wys. 14 *m*, śluzę komorową dwustopniową (188 × 16 *m* i głęb. 2 *m*); zakład silnicowy daje 12000 HP.

Obecnie ma być wykonany kanał, omijający próg skalny na Renie pod Istein (9 *km* poniżej Bazylei) o długości 7 *km*, o szerokości w dnie wzwyż 80 *m*, a ponad 130 *m* w zwierciadle wody, głębokości wody wzwyż 10 *m*; chyżość wody 1,20 *m*/sek., (Szwajcarja żądała 0,70 *m*/sek.), spad na turbinach 10,5 do 15 *m*, ilość wody przy średnim stanie 800 m^3/sek., a siła ponad 60000 HP.

Komorę turbin umieszcza się w kanale żeglugi obok śluzy komorowej i z tego powodu rozszerza się kanał powyżej i poniżej łąk, aby średnia chyżość wody nie wynosiła więcej, niż 40 *cm*/sek. Długość rozszerzenia powyżej śluzy winna być tak wielka, aby statek mógł się zatrzymać bez hamowania, poniżej może być rozszerzenie nieco mniejsze.

Celem umożliwienia przepływu wody, gdy wszystkie lub niektóre turbiny są nieczynne, urządza się na całej długości komory turbin przelew zamknięty samoczynną klapą.

3. Kanały morskie.

Cel: 1. doprowadzenie statków morskich w głąb lądu; 2. skrócenie drogi morskiej; 3. ominięcie szczególnie niebezpiecznej części mórz; 4. udostępnienie części mórz lub wód śródlądowych głębiej zanurzającym się statkom morskim.

Trasa kanału w możliwie długich linjach prostych połączonych krótkiemi łukami.

Przekrój poprzeczny. Przeważnie kanały jednostatkowe z wymijaniami (dwustatkowe: Panamski i Amsterdamski). Na kanale o szerokości dna conajmniej 100 *m* mogą mijać się w biegu większe statki, ale nie największe. Dno kanału w poziomie, skarpy u dołu o nachyleniu 1 : 3 — 1 : 4 w górze bystrzejsze; przekrój nieckowaty byłby odpowiedniejszy. Stosunek $n = F : f = 5$. Głębokość wody pod stępką statku ≥ 1 *m*, przy szybkości statków nie większej, niż 10 *km* 1 godz. (mniejszej chyżości nie można stosować ze względu na ster).

Według Leemansa wymiary kanałów, *a*) uczęszczanych przez statki zawijające do wielkich portów Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej i Kanady i *b*) uczęszczanych przez statki innych dróg morskich, powinny być następujące:

	a)	*b*)
szerokość dna w linjach prostych	120 *m*	80 *m*
szerokość dna w łukach	140 *m*	90 *m*
głębokość	15 *m*	11 *m*
nachylenie skarp	1 : 3 do 1 : 3·5	
światło mostów	70 *m*	55 *m*
wzniesienie mostów nad zwierciadło wody	70 *m*	60 *m*
długość użyteczna śluz	470 *m*	250 *m*
szerokość	55 *m*	35 *m*
głębokość	15 *m*	12 *m*

Kanał Suezki (160·7 *km* dł.) obecnie szeroki w dnie 45 *m*, w zwierc. wody 91 *m*, głęb. 12 *m* (postanowione dalsze pogłębienie do 13 *m*).

Kanał Panamski (81 *km* dł.) najmniejsza szer. w dnie 91,4 *m*, głęb. 12,5—13,7 *m*, śluzy komorowe o wymiarach 305 × 33,52 *m* i głęb. 12,5 *m* (na progach).

Jeżeli kanał ma służyć dla statków przepływających kanał Suezki lub Panamski, wymiary jego należy dostosować do wymiarów tych kanałów.

Rozszerzenia: W łukach na kanale Suezkim według wzoru dla kanałów dla statków żeglugi śródlądowej (str. 647), przyczem $L = 4$ krotna szerokość statku.

Wymijalnie: Na kanale Suezkim co 5—7 *km* o długości 750 *m* rozszerzenie o 15 *m*, na obu końcach przejścia po 300 *m* długie. Na kanale Wilhelma wymijalnie średnio co 8,4 *km* (zwrotne co 23 *km*) o długości 600—1100 *m* przez rozszerzenie dna kanału z 44 *m* do 134 *m*, a w 4 zwrotnych do 164 *m*. O ile przewiduje się późniejsze zwiększenie przekroju kanału należy projektować wymijalnie ile możności po tymsamym brzegu.

Ubezpieczenie skarp: narzutem kamiennym o grub. 40—50 *cm* sięgającym 2 *m* poniżej zwierciadła wody (kanal Wilhelma i brzeg azjatycki kanału Suezkiego) lub murami pochyłemi sięgającemi 2 do 2,5 *m* niżej zwierc. wody (brzeg afryk. kan. Suezkiego) lub ścianą żelbetową spoczywającą na ścianie palisadowej (kanał z Gandawy do Terneuzen) lub wreszcie płytami żelbetowemi system Muralta stosowanemi w Holandji do ubezpieczenia brzegów morskich i wałów nadmorskich.

Śluzy komorowe. Zamknięcie kanału śluzą komorową od strony morza konieczne, jeżeli różnice przypływu i odpływu morza lub fali wywołane wiatrem są znaczne (ze śluzami: kanał Wilhelma, kanał Amsterdamski, bez śluz: kanał Suezki). Również konieczne śluzy, gdy kanał pokonuje znaczniejsze różnice terenu. Por. str. 655 i nad.

Ruchy wody w kanale otwartym, jak w rzece przy ujściu do morza. Do określenia kształtu fal wywołanych w kanale przepływem morza, który to kształt potrzebny do oznaczenia chyżości wody w kanale można użyć formuły Scotta-Russela.

$$v = \sqrt{g(H+h)} \pm u,$$

gdzie v = chyżość postępu fali, H = głęb. wody przy niskim stanie, h = każdorazowe wzniesienie elementu fali ponad stan niski, u = pierwotna chyżość wody w kanale.

Mosty raczej o jednym otworze w osi kanału, chociażby wielkie statki nie mogły się minąć pod mostem. Szerokość otworu mostowego dla jednego statku najmniej = podwójnej szerokości najw. statku, dla minięcia się dwóch statków najmniej = poczwórnej szerokości statku. Na kanale Wilhelma

= 80 *m*. Wzniesienie konstrukcji mostowej ponad zwierciadło wody najmniej 76 *m*. Najczęściej mosty zwodzone lub promy.

Zaopatrzenie kanału w wodę: z morza, rzek, jezior lub sztucznych zbiorników, np. zapotrzebowanie kanału Panamskiego 118,7 m^3/sek. wody jest pokrywane ze zbiornika powstałego przez wybudowanie grobli na rzece Chagres pod Gatun o poj. 900 milj. m^3 wody.

IV. Śluzy komorowe i podnośnie mechaniczne statków.

1. Śluzy komorowe.

Wymiary śluz. Wielkość odstępów między ścianami i dnem śluzy, a statkami:

	na dług.	na szer.	na głęb.
śluzy kanałowe pojed.	2 × 1,0 *m*	2 × 0,5 *m*	1,25 *m*
„ „ pociąg.	2 × 2,5 *m*	2 × 1,0 *m*	1,25 *m*
„ rzeczne pojed.	2 × 1,5 *m*	2 × 1,0 *m*	1,25 *m*
„ „ pociąg.	2 × 4,5 *m*	2 × 1,5 *m*	1,25 *m*
„ morskie	2 × 10,0 — 2 × 5,0 *m*	2 × 1,5 *m*	1,50 *m*

Odstępy między statkami w pociągu najmniej 1,5 *m*.

Wymiary istniejących śluz komorowych:

a) kanałowe pojedyncze:

	dług.	szer.	głęb. (w głowach)
francuskie dla statków 300 *t*			
wedł. ustawy z 1879 . . .	38,5 *m*	5,2 *m*	2,5 *m*
nowsze	41,0 *m*	6,0 *m*	2,5 *m*
niemieckie (400 *t*) . . .	55,0—57,0 *m*	8,6	3,0 *m*
„ (600 *t*)	67,0 *m*	8,6—9,6 *m*	3,5 *m* (w gł. górn.) 3,0 *m* (w gł. doln.)
„ (1000 *t*)	100,0 *m*	10,0 *m*	3,5 *m*

b) kanałowe pociągowe:

francuskie (Canal du Nord) dla statków 300 *t*. (2 łodzie bez holownika): dług. 85,0 *m*,

niemieckie (600 *t*). (2 łodzie i holownik): dług. 165 *m*.

c) rzeczne:

czeskie na Wełtawie i Łabie (700 *t*), pojedyncze: dług. 73 *m* szer., 11 *m* głęb. 3 *m* w gł. górn. 2,5 *m* w gł. doln., pociągowe: dług. 134—146 *m*, szer. w głowach 11 *m*, komory 20—22 *m*,

belgijskie na Skaldzie (600 *t*), pociągowe: dług. 125 *m*, podzielone wrotami pośredniemi na 41 + 84 *m*, szer. 14 *m*, głęb. 2,75 *m*,

włoskie, na Adydze i na Padzie (600 *t*, 1 łódź i holownik, lub 2 łodzie bez holownika) dług. 137 *m* (56 + 81 — wrota pośrednie), szer. 10 *m*, głęb. 4 *m*.

d) morskie:

śluza Kruischans, łącząca port w Antwerpji ze Skaldą: dług. 270 *m*, szer. 35 *m*, głęb. 12,5 *m* (przy śr. w. w.);

śluza portowa w Bremerhaven: dług. 223,2 *m*, szer. 28 *m*, głęb. 10,56 *m* (przy śr. w. w.);

śluzy (nowe) kanału Wilhelma: dług. 330 *m*, szer. 45 *m*, głęb. 13,77 *m* (przy śr. w. w.);

śluzy na kanale Panamskim: dług. 305 *m*, szer. 33,52 *m*, głęb. 12,50 *m* (przy śr. w. w.).

Wrota powinny wznosić się ponad najwyższy stan wody, który mają wspierać:

w śluzach kanałowych o 0,15 do 0,30 *m*
„ rzecznych o 0,30 do 0,50 *m*
„ morskich o 1,00 do 1,50 *m*

Mury śluz należy wyprowadzić ponad wrota o 0,3 do 1,0 *m*, zależnie od tego, czy są to śluzy kanałowe, rzeczne czy morskie.

Obliczenie wymiarów dna i ścian śluzy zależy od sposobu wykonania. Najkorzystniej wykonać najpierw ściany boczne, a po ich osiądnięciu się założyć dno i następnie wypełnić zewnątrz dół fundamentowy.

Wykonanie dna i ścian jako jednej bryły stosuje się, gdy grunt mniej wytrzymały i gdy wymaga się szczelności komory. Jeżeli robota na sucho niemożliwa (np. budowa w rzece), albo jeżeliby obniżenie zwierciadła wody gruntowej przez pompowanie mogło wywołać szkodliwe ruchy ziemi, należy płytę fundamentową wykonać podwodnie, po zabiciu ścian palisadowych i wybagrowaniu dołu fundamentowego. Często po stężeniu betonu obniżamy częściowo wysokość wody gruntowej i utrzymujemy ją stale w tej wysokości podczas budowy, aby po wypompowaniu wody z dołu fundamentu dno śluzy nie podniosło się do góry wskutek parcia wody; wysokość zwierciadła wody nad górną powierzchnią dna śluzy powinna zatem równać się jego grubości.

Ściany boczne liczy się jak mury oporowe. Gdzie wewnątrz muru bocznego kanał obiegowy, tam

a) jeżeli szerokość kanału jest mała w porównaniu do szerokości muru, można uważać, że szew jest tylko osłabiony otworem i naprężenie w nim

$$\tau = \frac{P}{F}\left(1 + \frac{F c}{J} z\right)$$

gdzie P = składowa pionowa wypadkowej sił, F = powierzchnia szwu osłabiana kanałem, J = moment bezwładności szwu względem osi pionowej, c = odległość punktu zaczepienia siły P od osi pionowej, a z = odległość krawędzi otworu w szwie od osi pionowej;

b) jeżeli szerokość kanału znaczna, wyznaczyć figurę obciążeń w szwie poziomym stycznym do szczytu przekroju kanału, rozdzielić ją na 2 części osią pionową i przyjąć, że na lewą stronę muru przypada część obciążenia *abed*, a na prawą część *bcfe*. Siły S_1 i S_2 zaczepiają w punktach przecięcia poziomą *ab* pionowych, poprowadzonych przez środki ciężkości s_1 i s_2; S_3 i S_4 wypadkowe sił zewnętrznych poniżej linji *ab*; z ostatnich sił S_5 i S_6 wyznaczyć naprężenia w szwach *gh* i *ij*. Uwzględnić należy ciśnienie wody w kanale obiegowym (fig. 176);

Fig. 176.

c) przyjmuje się, że nad kanałem obiegowym mur wykonany w kształcie sklepienia o idealnych przegubach; mur zostaje podzielony na część ograniczoną płaszczyznami przechodzącemi przez najcieńsze przekroje murów przyczółkowych i górną powierzchnię sklepienia, na sklepienie i na dwa mury przyczółkowe; trapez sił dzielimy linjami równoległemi do wypadkowej na 3 części, które działają na mury przyczółkowe i sklepienie (sposób inż. Tolmanna podany przez Klira w czasopiśmie „Allg. Bauzeitung", 1901).

Napór ziemi na ścianę śluzy z wzoru Rankine'a

$$H = \frac{\gamma_z h^2}{2} tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

gdzie γ_z = ciężar właściwy materjału, wypełniającego dół fundamentu z zewnątrz ściany, a φ = kąt naturalnej skarpy tego materjału.

Można przyjąć:	γ_z w t/m^3	φ^0
dla piasku suchego	1,6	30—35
„ „ nasyconego wodą	2,0	20—29
„ ziemi ilastej suchej	1,5	40
„ „ „ mokrej	2,0	17

Jeżeli zewnątrz śluzy woda gruntowa, przyjąć ciężar właściwy ziemi w wodzie $=(\gamma_z - 1)$ i osobno uwzględnić parcie wody.

Przy obliczaniu komory śluz, których dno i ściany stanowią jedną bryłę, przyjąć kierunek naporu ziemi na pionową ścianę poziomy, a wypełnienie zewnętrzne czystym piaskiem; dla murów zaś w głowach takich śluz, gdzie należy dać wypełnienie zewnętrzne ziemią ilastą, aby utrudnić przeciekanie wody wzdłuż śluzy, tudzież dla śluz o dnie drewnianym lub wymurowanym po wykonaniu ścian, gdzie lepiej dać wypełnienie zewnętrzne iłem, przyjąć kierunek naporu ziemi na ścianę pionową odchylony o kąt φ od poziomej.

A. Ściany i dno śluzy tworzą jedną bryłę.

1. Nie ma wody gruntowej: *a*) Śluza próżna. Założenie, że parcia poziome (w dnie śluzy przechodzi przez środek przekroju środkowego), czyli $n = \frac{d}{2}$.

Wielkość ciśnienia na grunt (podatny) x i $(x+y)$ z równań (fig. 177):

$$\Sigma A + Z \sin\varphi = x s + \frac{y s}{2}$$

$$\Sigma A \,.\, a - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin\varphi \,.\, s - Z \cos\varphi \left(h_z - \frac{d}{2}\right) = 0.$$

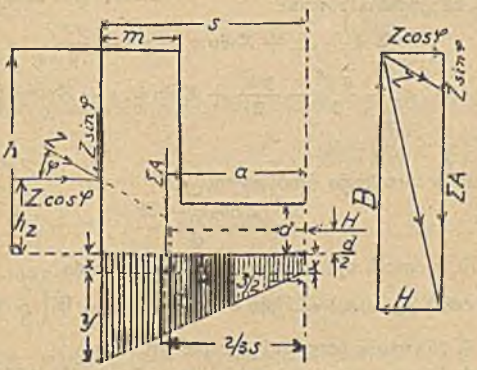


Fig. 177.

Naprężenie w przekroju środkowym dna

$$\tau = \frac{Z \cos\varphi}{d}$$

Rozkład naprężeń w szwie skrajnym dna (fig. 178)

$$A_1 \frac{m}{2} - Z \cos\varphi (h_z - n_1) + Z \sin\varphi \,.\, m - B_1 b_1 = 0.$$

Dla $\varphi = o$ równania otrzymują kształt:

$$\Sigma A = x s + \frac{y s}{2}$$

$$\Sigma A \,.\, a - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} - Z\left(h_z - \frac{d}{2}\right) = 0$$

$$\tau = \frac{Z}{d}$$

$$A_1 \frac{m}{2} - Z(h_z - n) - B_1 b_1 = 0$$

Oznaczenia widoczne z rysunków.

b) Śluza pełna (fig. 179). Położenie parcia poziomego w dnie, jak poprzednio.

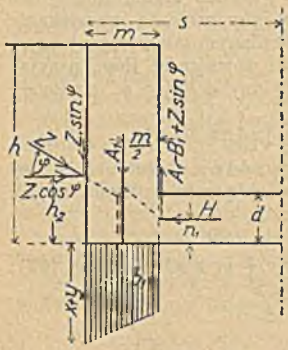


Fig. 178.

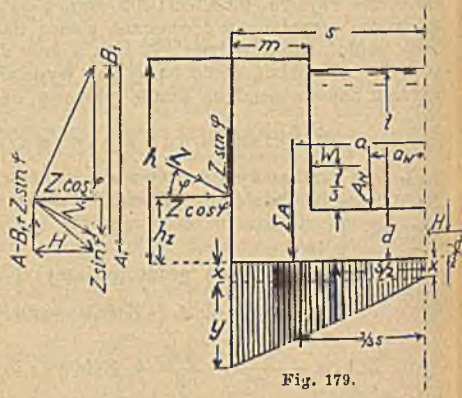


Fig. 179.

Ciśnienie na grunt z równań:

$$\Sigma A + A_w + Z \sin\varphi = x s + \frac{y s}{2}$$

$$\Sigma A \,.\, a + A_w \,.\, a_w - \frac{x s^2}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin\varphi \,.\, s - Z \cos\varphi \left(h - \frac{d}{2}\right) +$$

$$+ W\left(\frac{t}{3} + \frac{d}{2}\right) = 0$$

Naprężenie w przekroju środkowym:

$$\tau = \frac{Z \cos\varphi - W}{d}$$

Naprężenie w przekroju skrajnym dna z równania:

$$A_1 \frac{m}{2} - Z \cos\varphi\,(h_2 - n_1) - Z \sin\varphi \,.\, m - B_1 b_1 - W\left(\frac{t}{3} + d - n_1\right) = 0.$$

Dla $\varphi = 0$, równania przyjmują postać prostszą.

2. W wodzie gruntowej: *a*) Śluza próżna (fig. 180). Przyjmujemy, że ciśnienie na grunt, wywołane ciężarem śluzy, ma kształt trójkąta, tak, iż w osi śluzy jest równe zero. Dla wody słodkiej $\gamma = 1000\ kg/m^3$, dla wody morskiej przeciętnie $\gamma \cong 1026\ kg/m^3$, dla morza Bałtyckiego $\gamma = 1007\ kg/m^3$.

Dla zupełnej przepuszczalności gruntu, ciśnienie na grunt z równania:

$$\Sigma A + Z \sin\varphi = \gamma h_g s + \frac{y s}{2}$$

a położenie parcia poziomego w przekroju środkowym dna z równania:

$$\Sigma A \,.\, a - \frac{\gamma h_g s^2}{2} - \frac{y}{3} + Z \sin\varphi \;\; s - Z \cos\varphi\, h_z H_w h_a + (Z \cos\varphi +$$

$$+ H_w) \,.\, n = 0$$

Dla $\varphi = 0$ równania się upraszczają.

W podobny sposób, jok poprzednio, wyznacza się naprężenie w przekroju skrajnym dna.

b) Śluza pełna (fig. 181). Rozkład ciśnienia na grunt, wywołanego ciężarem murów śluzy, jak w śluzie próżnej, a rozkład ciśnienia, wywołanego ciężarem wody w śluzie, równomierny na całej szerokości śluzy.

Największe ciśnienie na grunt $= \left(y + \frac{A_w}{s}\right)$, gdzie y z równania:

$$\Sigma H + Z \sin \varphi = \gamma h_g s + \frac{y s}{2}$$

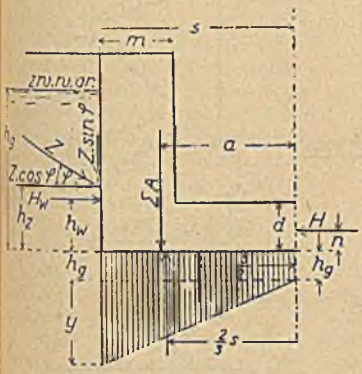


Fig. 180.

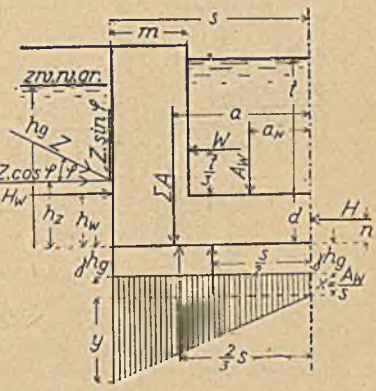


Fig. 181.

a położenie parcia poziomego w przekroju środkowym dna z równania:

$$\Sigma A \,.\, a + A_w \,.\, a_w - \frac{\gamma h_g s^2}{2} - \frac{A_w s}{2} - \frac{y s^2}{3} + Z \sin \varphi \,.\, s - Z \cos - \varphi \,.\, h_z -$$

$$- H_w \,.\, h_w + W\left(\frac{t}{3} + d\right) + (Z \cos \varphi + H_w - W)\, n = 0.$$

Dla $\varphi = 0$, równania upraszczają się.

Czem grunt mniej przepuszczalny, tem największe ciśnienie na grunt wzrasta do max. wartości: $y + \gamma h_g$ dla śluzy próżnej, a $y + \frac{A_w}{s} + \gamma h_g$ dla śluzy pełnej.

B. Ściany i dno śluzy nie tworzą jednej bryły. Szew skrajny dać pochylony ($\alpha \cong 80°$), aby dno działało, jak płaskie sklepienie, gdy śluza próżna.

a) Śluza próżna (fig. 182). Przyjmujemy, że linja ciśnienia przechodzi w przekroju środkowym przez dolny kraj rdzenia, a w przekroju skrajnym przez górny kraj rdzenia.

$$\text{Siła } K = \frac{\gamma h_g r_2 - A_2}{\cos \beta}$$

Kąty β i δ wyznaczyć z rysunku.

Ciśnienie na grunt dla najniekorzystniejszego wypadku, tj. gdy dno nie działa, zatem $K = 0$ z równań:

$$A_1 + Z \sin \varphi = \gamma h_g r_1 + \frac{2x + 4}{2} r_1$$

$$A_1 a_1 - \frac{\gamma h_g r_1^2}{2} - \frac{x r_1^2}{2} + Z \sin \varphi \,.\, r_1 - Z \cos \varphi \, h_z - H_w h_w - \frac{\varphi r_1^2}{3} = 0$$

Celem zmniejszenia ciśnienia na grunt, dajemy w fundamencie odsadzkę na zewnątrz śluzy.

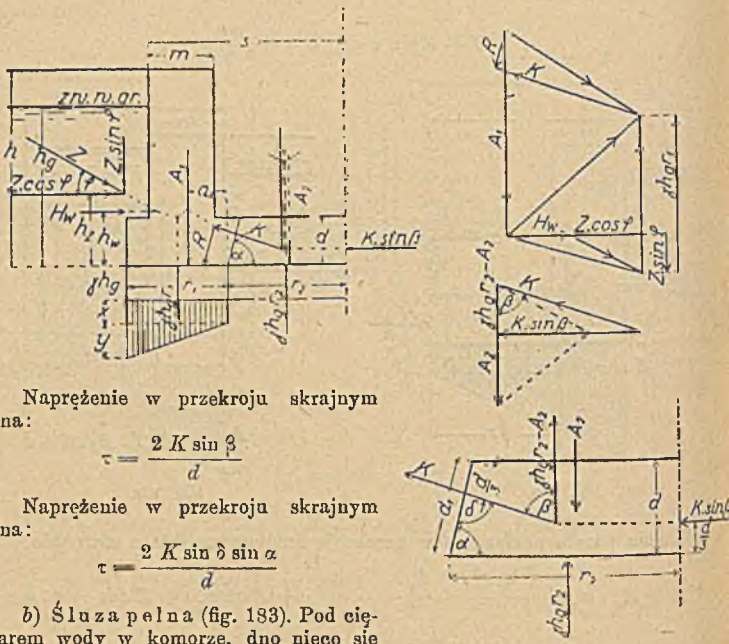


Fig. 182.

Naprężenie w przekroju skrajnym dna:

$$\tau = \frac{2 K \sin \beta}{d}$$

Naprężenie w przekroju skrajnym dna:

$$\tau = \frac{2 K \sin \delta \sin \alpha}{d}$$

b) Śluza pełna (fig. 183). Pod ciężarem wody w komorze, dno nieco się poda, otworzą się szwy i powstanie w nich ciśnienie

$$D = \gamma \frac{d}{\sin \alpha} (t + d - h_g),$$

którego punkt zaczepienia leży w środku szwu. Również parcie poziome w dnie $= D \sin \alpha$ zaczepia w środku przekroju środkowego dna.

Ciśnienie na grunt z równań:

$$A_1 + A_w + Z \sin \varphi = D \cos \alpha + \gamma h_g r_1 + \frac{2 x_1 + y_1}{2} r_1$$

$$A_1 a_1 + A_{w1} a_{w1} - \frac{\gamma h_g r_1^2}{2} - \frac{y_1 r_1^2}{6} + Z \sin \varphi \, r_1 - Z \cos \varphi \, h_z - H_w h_w -$$

$$- \frac{D \,.\, d}{2 \sin \alpha} + W \left(\frac{t}{3} + d \right) = 0$$

$$A_2 + A_{w2} + D \cos \alpha = \gamma h_g r_2 + \frac{2 x_2 + y_2}{2} r_2$$

$$A_{w2} a_2 + A_2 a_2 + \frac{D \;\; d \cos^2 \alpha}{2 \,.\, \sin \alpha} - \frac{\gamma h_g r_2^2}{2} - \frac{x_2^2 r_2^2}{2} - \frac{y_2 r_2^2}{3} = 0$$

Dla $\varphi = 0$ pierwsze dwa równania upraszczają się.

Przez otwarte szwy między ścianami a dnem będzie woda wyciekała pod ciśnieniem $\gamma\,(t + d - h_g)$.

Przy wielkiej różnicy poziomów wody w śluzie i zewnątrz, jeśli żąda się szczelności śluzy (gdy jest mało wody zasilającej kanał), należy dno i ściany wykonać raczej jako jedną całość, a większe ciągnienia, jakie powstaną w środku dna i przy ścianach, pokonać przez wkładki żelazne w betonie. Tożsamo należy uczynić, gdy grunt jest niejednostajny i słaby, a gdy jest bardzo niewytrzymały, zabić piloty pod dnem.

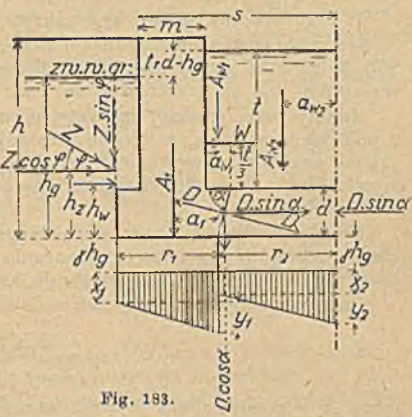


Fig. 183.

Wykonanie. Ściany palisadowe. Jeżeli dno drewniane, zabija się ściany palisadowe poprzeczne wszędzie tam, gdzie różnica poziomów wody; zwykle 5, tj. na początku i końcu śluzy, pod progami wrót i przy ścianie spadowej. Jeżeli dno murowane starannie, wystarczają ściany palisadowe poprzeczne na początku i końcu śluzy. W śluzach długich (dla pociągów łodzi) zamykamy głowy ścianami palisadowemi także od strony komory, a wtedy, gdy spad mały i grunt wytrzymały, dno komory może być przepuszczalne.

O ile nie stosuje się metody pneumatycznej przy fundowaniu, zabija się ściany palisadowe także wzdłuż bocznych ścian śluzy. Jeżeli dno drewniane, odpadają zazwyczaj podłużne ściany palisadowe.

Dno. Dno drewniane wykonuje się jako ruszt nakryty często warstwą dobrze wypalonej cegły. Pod podłogą ubić warstwę iłu o grub. do 1 *m*. Dno murowane można wykonać w komorze, jako odwrócone sklepienie, w głowach najczęściej płaskie i wzmocnione w spodzie.

Ściany. Ściany drewniane, tudzież murowane na dnie drewnianym podobne do ścian bulwarowych. Mury śluz o małym spadzie (niżej 5 *m*) mają kształt jak najprostszy, a mianowicie powierzchnię wewnętrzną pionową, zewnętrzną pionową albo skośną, lub pionową z odsadzkami pochyłemi u góry. Grubość murów bocznych komór śluz dla statków do żeglugi śródlądowej w koronie 0,6—1,0 *m*, w dnie około 0,7 wysokości muru. Mury w głowach muszą być znacznie mocniejsze niż mury komory, gdyż mają pokonać działanie wrot, oraz objąć najczęściej kanały obiegowe i szyby z zamknięciem tychże. Konstrukcje żelbetowe masywne odpowiednie dla głów, a żebrowe dla komór, zwłaszcza w gruncie bardzo niewytrzymałym. Ściany komory można także wykonać ze słupów T osadzonych na kapturze ściany palisadowej i zakotwionych, między któremi cienkie sklepienie z klinkierów lub płyty żelbetowe. Gdy wody podostatkiem, można dać mury komory skośne, lub zamiast murów bocznych dać skarpy brukowane, a dno z bruku lub z płyt betonowych na rumowisku lub wyściółce faszynowej. Mur, tworzący stopień w śluzie, pionowy, o kształcie poziomego sklepienia z ciosów. W długich murach komór fugi dylatacyjne (uszczelnione płytami ołowianemi). Wysokość progów 25—30 *cm* ponad dnem w głowach; w bardzo wielkich śluzach progi tak wysokie, aby robotnik mógł podpełzać, celem poprawy spojeń, a przynajmniej w jednem miejscu obniżenie dna na 60 *cm*.

Ostre krawędzie murów ubezpieczyć ciosami wytrzymałego kamienia lub płytami żelaznemi.

Mury śluz morskich mają znaczniejsze wymiary z powodu większych kanałów obiegowych i uderzeń statków morskich.

Napełnienie i opróżnienie śluzy uskutecznia się: *a*) otworami we wrotach, *b*) kanałami obiegowemi umieszczanemi w ścianach bocznych (najczęściej), lub za niemi, lub wreszcie pod dnem śluzy, *c*) między skrzydłami wrot i między wrotami a murami, jak we wrotach w kształcie wycinka koła.

Wyloty otworów muszą być nakryte wodą.

Stosunek powierzchni poziomej komory do powierzchni otworów wynosi 200 do 250. W zwykłych wrotach drewnianych otwory mają wysokość najwyżej 0,5—0,6 *m*, a szerokość do 1 *m*.

Kanały mają przekrój jajowaty, eliptyczny, prostokątny lub prostokątny z półłukiem w górze, a wielkie przekrój kołowy, np. śluzy kanału Panamskiego przekrój kołowy o średnicy 5,48 *m*. Kanały obiegowe wyższe, niż szerokie (wys.: 1,5—2,2 *m*, szer.: 1,2—3,0 *m*), kanały spodnie raczej szersze, nie wysokie.

Kanały boczne, łączące kanał obiegowy z komorą, mają sumę powierzchni przekrojów poprzecznych znacznie większą, niż przekrój poprzeczny kanału obiegowego ($\backsim$ 1,25 przekroju kanału obiegowego).

Czas potrzebny do napełnienia wodą lub opróżnienia z niej komory w sek.:

$$t = \frac{2K\sqrt{h}}{\mu f \sqrt{2g}},$$

gdzie K = powierzchnia pozioma komory w m^2, f = powierzchnia otworów w m^2, h = spad śluzy w *m*, μ = spółczynnik kontrakcji (dla krótkich kanałów obiegowych 0,7—0,5, dla długich 0,4, a dla otworów we wrotach o ostrych brzegach 0,8—0,6).

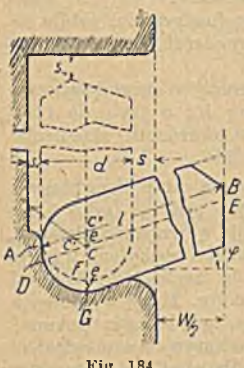


Fig. 184.

Dokładnie licząc, należy wyznaczyć przepływ wody w przewodach długich i specjalnie zaprojektowanych, według ogólnych zasad. Czas napełnienia pojedynczej śluzy 3—5 min., pociągowej około 10 min., morskiej 10—15 min. Czas prześluzowania statków por. str. 643.

Zamknięcia otworów. Otwory we wrotach zamyka się zasuwami lub klapami o osi poziomej. Wloty do kanałów obiegowych zamyka się zasuwami systemu Stoney'a, klapami o osi pionowej lub poziomej (mała szczelność), a najczęściej zaworami cylindrycznemi z przeciwwagą ostatnio niskiemi (francuskiemi). W śluzach kanalizacji Wełtawy i Łaby urządzono zamknięcia segmentowe, oraz poziomemi zasuwami Stoney'a. Śluzy kanału Panamskiego mają kanały obiegowe, zamknięte zaworami francuskiemi.

Specjalne urządzenia lewarowe do samoczynnego napełnienia kanałów obiegowych w śluzach pomysłu Hotoppa (na kanałach Łaba-Trave, Teltowskim i Odra-Szprewa).

Wrota (bramy).

1. Wrota wsporne. Wymiary; Długość skrzydeł wyznacza się z fig. 184, lub rachunkiem:

$$l = \frac{\frac{w}{2} + d + s}{\cos\varphi}.$$

Długość nyży = $(l + s_{11} + e)$, głębokość jej = $(s_1 + d + s)$; s = 5—10 *cm*, s_1 = 10—20 *cm*, s_{11} — 15—20 *cm*, e = ekscentryczność osi obrotu skrzydła $\backsim$ 2 *cm*.

Położenie osi obrotu skrzydła wyznacza się następująco (fig. 184): W połowie ekscentryczności CC'' wykreśla się prostopadłą, a punkt C' przecięcia się tejże z dwusieczną kąta ECC'' jest żądanem miejscem osi obrotu.

Wysokość wrót oznacza się w ten sposób, że wysokość oparcia o próg przyjmuje się 10—20 *cm*, górą zaś wrota powinny wznosić się około 20 *cm* ponad stan wody, który mają wspierać. Na kanałach jest to stan dozwolonego piętrzenia wody, na rzekach zaś stan najwyższy, a jeżeli dopuszcza się zalew śluzy, stan przy którym odbywa się jeszcze żegluga. Dopuszcza się zalew śluzy, jeżeli nie powoduje znaczniejszych szkód i jeżeli stan najwyższy jest znacznie wyższy od stanu, przy którym jest żegluga jeszcze możliwa, a śluza jest zbyt blisko rzeki położona, tak, iż ochrona jej od zalewu powodowałaby bardzo znaczne koszty.

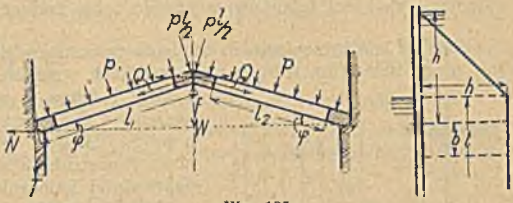


Fig. 185.

Obliczenie wymiarów. Gdy wrota zamknięte, nie uwzględniamy ich ciężaru, opuszczamy wpływ oparcia wrot o próg, nie uwzględniamy uderzeń statków, a w śluzach morskich uderzeń fali. Z tych powodów, jak również ponieważ konstrukcja jest narażona na zniszczenie — należy przyjmować założenia jak najniekorzystniejsze dla wymiarów.

Wrota zamknięte. Skrzydła płaskie. Naprężenia w tężnikach poziomych (rozworach). Ponieważ dajemy wrotom jednaką grubość zgóry na dół, przeto tężniki poziome w dolnej części wrot albo są bliżej siebie umieszczone, albo mają znaczniejsze wymiary. Nieuwzględniamy współdziałania sąsiednich tężników i okładziny.

Naprężenia w rozworach prostych, spowodowane ciśnieniem wspornem i zgięciem (fig. 185):

$$\tau_1 = \frac{Q}{F} = \frac{\gamma h b l_1}{2 tg\varphi F}, \qquad \tau_2 = \frac{\gamma h b l_2^2 . e}{8 J},$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = \gamma h b \left(\frac{l_1}{2 tg\varphi . F} + \frac{l_2^2 e}{8 J}\right),$$

gdzie τ_1 = naprężenie spowodowane ciśnieniem wspornem, τ_2 = naprężenie spowodowane zgięciem, τ = naprężenie sumaryczne, Q = siła cisnąca, γ = ciężar właściwy wody, F = przekrój poprzeczny rozwory, J = moment bezzwładności, e = odstęp krawędzi przekroju rozwory od osi obojętnej, n = odległość kierunku siły Q od środka ciężkości przekroju, a reszta oznaczeń widoczna z rysunku.

Jeżeli skrzydła krzywe, lecz oba nie tworzą jednej krzywej (fig. 186), wtedy

$$M = \frac{\gamma h b l_2^2}{8} - \frac{\gamma h b l_1}{2 tg\varphi} . n$$

$$\tau = \gamma h b \left(\frac{l_1}{2 tg\varphi F} + \frac{l_2^2 e}{8 J} - \frac{l_1 e n}{2 tg\varphi J}\right).$$

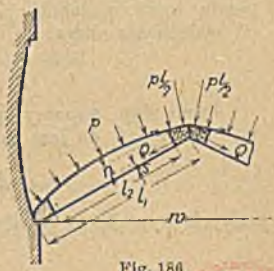


Fig. 186

Dla wrót żelaznych można przyjąć $l_1 = l_2 = l$, a wtedy

$$\tau = \gamma h b l \left(\frac{1}{2 tg\varphi F} + \frac{l e}{8 J} - \frac{e n}{2 tg\varphi J}\right).$$

Zwiększając n, zmniejszamy τ. We wrotach żelaznych uskutecznia się to

BIBLIOTEKA GŁÓWNA GLIWICE

przez zwiększenie ilości nakładek w blachownicy od strony parcia wody (fig. 187).

Największe naprężenia:

$$\tau \text{ ciśn.}: \gamma h b l \left(-\frac{1}{2\, tg\, \varphi F} - \frac{l e_1}{8 J} + \frac{e_1 n}{2\, tg\, \varphi} \right)$$

$$\tau \text{ ciągn.}: \gamma h b l \left(-\frac{1}{2\, tg\, \varphi F} + \frac{l e_2}{8 J} - \frac{e_2 n}{2\, tg\, \varphi} \right)$$

Najkorzystniejszy kształt przekroju tężnika, gdy τ ciśn. $= \tau$ ciągn. Zwykle różnica wysokości tężników w środku i na końcach wynosi $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{12} l$.

Jeżeli $l \geq h$, przeniesienie ciśnienia wspornego jedną rozworą u góry wrot lub nieco niżej (fig. 188), a przy wielkich wrotach dwoma rozworami, jedną u góry i drugą w połowie wysokości. Tężnik poziomy u dołu skrzydła służy do oparcia go o próg. Między tymi tężnikami słupy pionowe (konstrukcja słupowa, w odróżnieniu do poprzedniej konstrukcji rozworowej).

Fig. 187.

Fig. 188.

Naprężenia w słupach obrotowych. Konstrukcja rozworowa: Słupy, opierające się na całej długości o ścianę nyży, lub mające łożyska wsporne przy każdej rozworze, nie są narażone na zgięcie. Słupy, mające łożyska wsporne przy niektórych rozworach, liczyć jako belki ciągłe, w obu końcach utwierdzone, podparte na łożyskach wspornych i obciążone siłami działającemi w osi rozwór, nie mających łożysk wspornych. Konstrukcja słupowa: Słupy obrotowe nie są narażone na zgięcie.

Naprężenia w słupach wspornych. Słupy wsporne można liczyć jako belkę ciągłą, opartą o rozwory wsporne i obciążoną siłą

$$S = \frac{\gamma h l}{2 \sin \varphi} = \frac{\gamma h l_2}{2 f}$$

gdzie $f =$ strzałka $= l \sin \varphi$. Obciążenie zatem zmienne jak ciśnienie wody, lecz $\frac{l_2}{2 f}$ razy większe. Nie uwzględnia się spółdziałania drewnianej belki wspierającej. Konstrukcja słupowa: Jeżeli rozwora wsporna jest tak skonstruowana, że przyjmuje wsparcie drugiego skrzydła bez spółdziałania słupa wspornego, wtedy słup ten jest narażony tylko na zgięcie pod działaniem ciśnienia wody, podobnie jak inne słupy, ale na szerokości połowy odstępu od sąsiedniego słupa:

$$P = \frac{\gamma h a}{2}.$$

Jeżeli słup wsporny spółdziała w przejęciu wsparcia drugiego skrzydła, można przyjąć, że jest narażony na działanie 2 sił

$$P = \frac{\gamma h a}{2} \text{ i } S = \frac{\gamma h a l}{2 \sin \varphi},$$

których wypadkowa w płaszczyźnie skrzydła

$$Q = \frac{\gamma h a l}{2\, tg\, \varphi}.$$

Obciążenie będzie zatem zmienne podobnie jak ciśnienie wody, ale $\frac{l}{2\, tg\, \varphi}$ razy większe.

Tężniki wsporne mają na obu końcach poza słupami obrotowym i wspornym specjalne łożyska dla przyjęcia ciśnienia wspornego-ruchome.

W konstrukcji rozworowej przychodzą słabsze tężniki pionowe, a w konstrukcji słupowej słabsze tężniki poziome dla podparcia okładziny.

Okładzina: Liczy się jak belkę w dwóch punktach podpartą według większej długości między tężnikami poziomemi i pionowemi i przyjmuje się jednostajne obciążenie ciśnieniem wody γh.

Grubość okładziny:

$$d = \frac{b}{2}\sqrt{\frac{3\gamma h}{1000\,\varkappa}} \text{ lub } = \frac{a}{2}\sqrt{\frac{3\gamma h}{1000\,\varkappa}}$$

gdzie b = odstęp tężników poziomych, a = odstęp tężników pionowych, $\varkappa$ = naprężenie dopuszczalne.

Grubość okładziny drewnianej 6—12 *cm*, blaszanej najmniej 6 *cm*.

Skrzydła krzywe, które zamknięte tworzą jedną powierzchnię walca kołowego (fig. 13), doznają tylko ciśnień stycznych, które wytrzymuje okładzina.

Grubość d poziomego pasa okładziny o wysokości 1 *cm* w głęb. h:

$$d = \frac{\gamma h r}{\tau}$$

gdzie r = promień krzywizny, τ = naprężenie dopuszczalne. Stosunek strzałki do szerokości wrót $\frac{f}{w} \simeq \frac{1}{5} = \frac{1}{6}$. Okładzina jest zabezpieczona przeciw zgięciu tężnikami poziomemi, które są narażone tylko na wyboczenie; przy zbliczeniu wymiarów tych tężników pomija się spółdziałanie okładziny.

Słupy obrotowe liczy się jak belkę ciągłą, uchwyconą na obu końcach i podpartą łożyskami, któremi opierają się o ścianę nyży. W tych miejscach tężniki poziome są silniejszej konstrukcji i mają ściankę pionową w kształcie odcinka koła między okładziną a cięciwą.

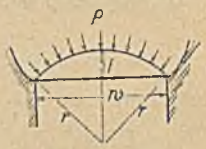


Fig. 189.

Słupy wsporne nie są narażone na działanie sił, gdy wrota są zamknięte.

Ciśnienie wrót zamkniętych na ściany śluzy (fig. 9). Nie uwzględnia się wpływu oparcia wrót o próg. Składowe poziomą N i pionową T ciśnienia wyznacza się z równań:

$$T = p\,l \cos\varphi$$

$$T\,l \cos\varphi - N\,l \sin\varphi - \frac{pl^2}{2} = 0, \text{ skąd}$$

$$N = \frac{pl}{\sin\varphi}\left(\cos^2\varphi - \frac{1}{2}\right).$$

Dla wysokości 1 *cm* $p = \frac{h}{1000}$ *kg/cm* b. Ze względów praktycznych przyjmuje się $tg\,\varphi = 0{,}2 - 0{,}4$, średnio 0,33, czyli strzałkę wspierania się wrót $f = \left(\frac{1}{5} - \frac{1}{6}\right) w$.

Siły N i T w skrzydle krzywem wyznacza się tak, jak skrzydła prostego, będącego cięciwą skrzydła zakrzywionego.

Wrota otwarte należy liczyć dla największego ciężaru wrot tj. dla śluzy bez wody (fig. 190). Ciśnienie pionowe na czop dolny równa się ciężarowi skrzydła. Ciśnienie poziome na ten czop i ciągnienie w opasce szyjnej,

$$C = \frac{A \cdot a}{h}.$$

Ciągnienie w ścięgnie i ciśnienie w zastrzale

$$Cs = \frac{A}{2 \cos \alpha}.$$

Zmniejszenie ciśnienia pionowego i poziomego w czopie dolnym i ciągnienia w opasce zapomocą komór powietrznych, które należy tak umieścić, aby były zawsze pod wodą. Te części skrzydła, których ciężar ma stale obciążać czopy, należy zbliżyć do słupa obrotowego, dlatego komorę z balastem wodnym umieszcza się przy tym słupie.

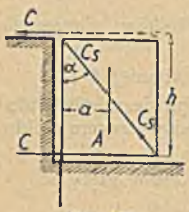


Fig. 190.

Zakotwienie opaski z 2 ramion; jednego w kierunku wrót zamkniętych, drugiego w przybliżeniu w kierunku wrót otwartych; zakotwienie zaopatrzone w urządzenie do regulowania długości ramion.

Kładka służbowa na górnym brzegu wrót.

Czopy: Dolny w dnie śluzy, a panewka przytwierdzona do słupa. Półkulisty lub walcowy z kulistą kalotą, a 1. na czopie płytka przenosząca ciśnienie panewki lub 2. panewka ma powierzchnię zetknięcia się z czopem kulistą wklęsłą lub 3. wypukłą.

Według Landsberga

ad 1. $$r = \frac{12{,}75\, P}{k^2}$$

ad 2. gdy czop półkulisty (o powierzchni tarcia = całej półkuli) i $R = r$

$$r \geqq 0{,}691 \sqrt{\frac{P}{k}},$$

gdy czop walcowny z kulistą kalotą

$$r \geqq 0{,}691 \sqrt{\frac{P}{k(1 - \cos^3 \alpha)}}, \quad d = 2 r \sin \alpha,$$

ad 3. $$k^2 = 12{,}75\, P \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right), \quad r = \frac{25{,}5\, P}{k^2}, \quad \text{gdy } R = r,$$

gdzie r = promień kaloty, R = promień powierzchni panewki, d = średnica czopa walcowego, P = wypadkowa ciśnienia pionowego V i parcia poziomego C działających na czop, k = naprężenie dopuszczalne (dla żelaza kutego = 1,5 t, dla stali lanej = 2 t). Promień kaloty powinno się tak dobrać, aby P przecinała kalotę — ile możności w średniej trzeciej części, co ma miejsce, gdy

$$tg \frac{\alpha}{3} \geqq \frac{C}{V},$$

gdzie α = kąt, jaki tworzy oś czopa z promieniem kaloty poprowadzonym przez jej krawędź.

Czop górny. Średnia $d = n\sqrt{C \cdot l}$, gdzie C = parcie poziome, l = dł. czopa, a n przy pojedynczem utwierdzeniu, dla żelaza lanego = 0,342, dla żelaza kutego = 0,24, dla stali = 0,22, a przy podwójnem utwierdzeniu, dla żelaza kutego = 0,15, dla stali = 0,135.

Łożyska wsporne: Większe wrota mają specjalne łożyska, służące do wspierania skrzydeł wzajemnie i o ścianę nyży; umieszczone na słupach obrotowym i wspornym w przedłużeniu rozwór.

W mniejszych wrotach przenoszą ciśnienia listwy drewniane.

Urządzenia do poruszania wrót wspornych: Opór przeciw poruszeniu wrót składa się z oporów tarcia na czopie dolnym i opasce szyjnej, oraz z oporów wody.

$$\text{Opór tarcia } Q_1 = \frac{\mu}{4a}(V d_1 + 2 C d_2),$$

gdzie μ oznacza spółczynnik tarcia czopów, równy około 0,4, a = odstęp od osi obrotu punktu zaczepienia siły Q w m, V = ciśnienie na czop dolny w kg, d = średnica czopa dolnego w m, C = ciągnienie w opasce w kg, d_2 = średnica czopa opaski szyjnej w m.

Opór wody Q_2 składa się z ciśnienia hydraulicznego i hydrostatycznego:

$$Q_2 = \frac{l}{4a}(225 \,.\, F v^2 + 2000 F \triangle),$$

gdzie l oznacza długość skrzydła w m, F oznacza powierzchnię zanurzoną skrzydła w m^2, v oznacza chyżość obrotu skrzydła w odległości $\frac{l}{2}$ od osi obrotu, $\triangle$ oznacza różnicę zwierciadła wody z obu stron obracanego skrzydła w m.

Stąd $Q = Q_1 + Q_2 = \frac{1}{4a}[\mu(V d_1 + 2 C d_2) + F l (225 v^2 + 2000 \triangle)]$.

Siła potrzebna do poruszenia skrzydła

$$R = \frac{Q}{\cos \varphi},$$

gdzie φ = kąt zmienny między kierunkiem siły R, a prostopadłą do pow. skrzydła.

Urządzenie do poruszania wrót powinno być takie, aby kąt $\varphi = o$ przy na pół otwartych wrotach. Najwięcej oporu sprawia ciśnienie hydrauliczne, przeto należy starać się, aby woda między słupem obrotowym a ścianą nyży łatwo odpływała; $\triangle$ można dopuścić równe 0,02 m.

Podział urządzeń do poruszania wrót wspornych:

1. ręcznie *a*) drążkiem, *b*) belką z przeciwwagą, *c*) windą i drążkiem, drabinką, sztabą zazębioną, łańcuchami.

2. mechanicznie (i zarazem także ręcznie), *a*) tłocznią hydrauliczną — obecnie nie używane, *b*) popędem elektrycznym, *c*) bezpośredniem działaniem ciśnienia wody spadającej w śluzie) urządzenia Hotoppa, Nyholma).

Najodpowiedniejsze: popęd ręczny zapomocą windy i elektryczny.

Wrota wsporne rewersyjne w śluzach kanału żeglugi, łączącego Wenecję z Padem (1916), mają słupy obrotowe i wsporne tak zbudowane, że mogą zmieniać swe funkcje, przez co można wrota otwarte w nyżach obrócić około jednego lub drugiego słupa; w każdej głowie są dwa progi skierowane przeciw sobie; śluzy mogą wspierać wodę z obu stron, przy oszczędzeniu budowy dalszych dwóch wrot.

Wrota w kształcie wycinka koła w śluzie na kanale Södertälje (Szwecja 1923): każde skrzydło z 5 kratownic poziomych w kształcie wycinka koła o rozwartości 70°, połączonych na łuku pionowemi słupami z dwuteowników, do których jest przymocowane obicie z blachy 9 *mm* grubej, a na promieniach kratownicami pionowemi. Wrota te wspierają wodę w obu kierunkach i czynią zbędnemi kanały obiegowe, gdyż woda płynie bądź między skrzydłami, bądź przestrzenią wolną między wrotami a murami i nyżami (fig. 191).

Wrota wachlarzowate posiadają skrzydła, złożone z dwóch ścian pod kątem, z sobą się stykających tak, iż przy wrotach zamkniętych jedna ze ścian opiera się o takąż ścianę drugiego skrzydła, a druga ściana zamyka nyżę, mającą kształt ćwiercianu koła, gdy zaś wrota są otwarte, ściana zewnętrzna opiera się o ścianę nyży, a ściana wspierająca zamyka nyżę.

Ściana zewnętrzna jest dłuższa od ściany wspierającej (stosunek 6 : 5; fig. 192). Przez napełnienie nyż wodą doprowadzoną kanałami obiegowemi z zewnątrz zamyka się wrota i pozostają one zamknięte, chociażby w komorze stan wody był niższy, niż zewnątrz; odwrotnie przez opróżnienie nyż z wody przy pomocy kanałów obiegowych można nawet przy wyższym stanie wody zewnątrz niż wewnątrz komory wcisnąć skrzydła do nyż przez nadwyżkę ciśnienia wody na dłuższą ścianę i otworzyć wrota, a każdej chwili znów zamknąć wpuściwszy wodę do nyży. Drewniane wrota szybko gniją, lepsze żelazne.

Fig. 191.

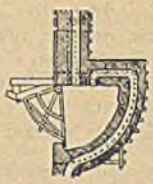


Fig. 192.

2. **Wrota klapowe** używane są bardzo często w górnych głowach śluz; zyskuje się na długości głowy. Dla lżejszego poruszania się klapy są często dodane przeciwwaga i komora powietrzna. Komorę powietrzną najlepiej tak osadzić w klapie, aby, gdy klapa leży na dnie, środek komory znajdował się pod środkiem ciężkości klapy (wtedy tarcie w łożyskach najmniejsze). Komora powinna być tak wielka, aby klapa, zanurzona całkiem w wodzie, opadła sama na dno.

Siła Q, potrzebna do podniesienia klapy, ma wartość największą, gdy klapa zaczyna się podnosić. Wtedy (fig. 193):

$$Q = \frac{\frac{C_k a}{l} + \frac{3}{4} \cdot 75\, P v^2}{\sin\alpha} + \frac{\left(\frac{C_k b}{l} + \frac{1}{4}\, 75\, P v^2\right)}{l \sin\alpha \cos\beta}\, \mu\, r$$

gdzie C_k oznacza ciężar klapy, P powierchnię klapy zanurzoną (w tym wypadku zatem całą), v średnią chyżość poruszania się klapy, μ spółczynnik tarcia czopów (żelazo o żelazo w wodzie $\cong 0{,}3$, a jeżeli ociera cała belka o ścianę nyży, do 0,7); reszta oznaczeń por. rysunek.

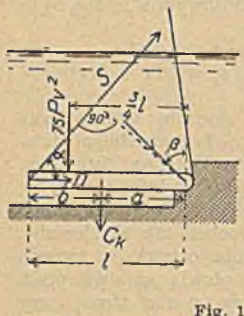


Fig. 193.

Popęd używany ręczny zapomocą windy, elektryczny i przez bezpośrednie działanie wody spadającej w śluzie (urządzenia Hotoppa, Nyholma, Frankego); popęd hydrauliczny mniej używany.

3. **Bramy zasuwane.** Bramy zasuwane do bocznej komory toczą się na rolkach, umieszczonych stale na dnie komory, albo na szynach, umieszczonych na dnie komory zapomocą rolek, albo wreszcie brama jest zawieszona na rolkach, które toczą się po torze umieszczonym nad bramą. Komora powietrzna, umieszczona możliwie wysoko w kształcie dźwigara skrzynkowego, służy zarazem jako podpora dla tężników pionowych opierzenia. Na obu końcach dźwigara z powietrzem znajdują się przedziały z balastem wodnym. Jeżeli brama wspiera wodę z obu stron, powinna mieć blachę opierzającą i drewniane listwy ochronne z obu stron; jeżeli zaś brama wspiera wodę tylko z jednej strony, wystarcza jednostronne opierzenie, choć zwykle jest obustronne. Ściany czołowe z wyjątkiem dźwigara z powietrzem powinny być otwarte, w przeciwnym razie należy umożliwić odpływ wody z komory bocznej pod bramą, lub kanałami obiegowymi. Opierzenie z blachy

falistej, beczkowej itp., z wyjątkiem dźwigara z powietrzem, gdzie należy użyć blachy płaskiej. Zastosowanie tych bram jest wskazane szczególnie w śluzach na terenach kopalnianych.

Bramy suwane a nie toczone po dnie śluzy są używane w dokach. Można ich użyć tam, gdzie woda nie osadza zupełnie piasku.

Siła potrzebna do poruszenia bram zasuwanych musi pokonać:

a) Opór tarcia spowodowanego ciężarem bramy; przy bramie toczonej:

$$S_1 = \frac{C_b}{R}(F + \mu r),$$

gdzie C_b = ciężar bramy zmniejszony o parcie wody, R = promień rolek w *mm*, F = ramię tarcia rolek (rolki żel. po żelazie 0,48—0,87 *mm*), r = promień czopów rolek w *mm*, μ = spółczynnik tarcia czopów $\cong$ 0,28.

Przy bramie suwanej:

$$S_2 = \mu_1 C_b$$

gdzie μ_1 dla żelaza i kamienia $\cong$ 0,4, drzewa i kamienia $\cong$ 0,6, żelaza i drzewa $\cong$ 0,65.

b) Opór wody

$$S_2 = 75\, P v^2 + 1000\, P' \triangle$$

gdzie P = powierzchnia w m^2 rzutu pionowego wszystkich części bramy, stawiających opór w wodzie, choćby się kryły z sobą, zaś P' = powierzchnia rzutu pionowego jednej ściany czołowej, v = chyżość poruszania bramy w *m*/sek, a $\triangle$ różnica wysokości zwierciadła wody przed i za bramą ($\cong$ 0,02 *m*).

c) Opór przypadkowy wskutek tarcia bramy o ścianę komory, jeżeli brama posuwając się nieco skręci. Należy starać się zapobiec temu, a w obliczeniu wielkości siły potrzebnej do poruszenia bramy uwzględnia się ten opór przez pomnożenie oporów pod 1) i 2) przez 1,5 do 2.

Siła potrzebna wynosi zatem: $S = (S_1 + S_2)$ (1,5 do 2).

Aby nie nastąpiło skantowanie bramy podczas ruchu, musi być:

$$Sh < (75\, Pv^2 + 1000\, P' \triangle)\, h^1 + C_b \frac{l}{2},$$

gdzie h oznacza wysokość punktu zaczepienia siły S nad dnem śluzy, h^1 wysokość wypadkowej oporu wody, równą w przybliżeniu połowie głębokości wody, a l długość bramy.

Do poruszenia bramy służą dwa łańcuchy bez końca, pędzone motorem elektrycznym i połączone z bramą zapomocą belki wyrównującej (balansjera). Nowe śluzy w porcie Wilhelmshaven mają bramy, poruszane ciśnieniem wody spowodowanem różnicą wysokości zwierciadła wody przed i za bramą wywołaną pompami.

4. Bramy podnoszone do góry mogą być zastosowane w śluzach, które wymagają złożenia masztów, a więc w śluzach szybowych (por. str. 670). Mają przeciwwagi. Wysoka obudowa jest powodem większych kosztów.

5. Brama segmentowa w górnej głowie śluzy Gröschel w Wrocławiu z dwoma przeciwwagami po 13 *t*. Segment składa się z dwóch głównych poprzecznych belek kratowych i żeber pionowych w odstępach 60 *cm*, pokrytych okładziną blaszaną o grub. 8 *mm*, zakrzywioną promieniem 6 *m*. Na jednym końcu urządzenie do poruszania bramy przy pomocy motoru 6 HP.

6. Bramy walcowe w śluzie na rzece Ruhr pod Mülheim o szer. 13 *m*; głęb. wody na progach 5 *m*, spad 6,30 *m*. Potrzebne rzeszoto podwodne celem łagodzenia prądu wody, wpływającej do komory.

7. Pontony wolno pływające są używane do zamknięcia doków.

Śluzy oszczędnościowe. Jeżeli śluza o spadzie h i powierzchni komory P ma n zbiorników (o n różnych poziomach), każdy o powierzchni m razy wię-

kszej, niż powierzchnia komory, wtedy ilość wody zaoszczędzonej wynosi:

$$\frac{m\,n}{m\,(n+1)+1}\,Ph.$$

Jeżeli $m = 1$, tj. zbiorniki mają powierzchnię równą powierzchni komory, wtedy ilość wody zaoszczędzonej wynosi (fig. 194):

$$\frac{n}{n+2}\,.\,Ph$$

W praktyce przyjmuje się $m \cong 1$, a n od 1 do 4.

Zbiorniki przylegają do ścian bocznych śluzy i są połączone z komorą kanałami, zamkniętemi zaworami cylindrycznemi z przeciwwagą. Dno zbiornika należy dać pochyłe, a głębokość wody w najpłytszem miejscu o 0,5 do 1,0 *m*, a w najgłębszem o 1,0—1,5 *m* większą, niż grubość odnośnej warstwy wody w śluzie. Dno i skarpy zwykle wybetonowane do wysokości 0,3—0,5 *m* ponad zwierciadło wody. Istnieją śluzy ze zbiornikami, wykonanemi w murach bocznych żelbetowych.

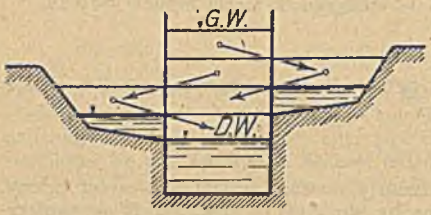


Fig. 194.

Oszczędza się na czasie śluzowania bez znaczniejszej straty wody, jeżeli zamknie się połączenie zbiorników z komorą nieco wcześniej przed wyrównaniem stanów wody.

Na kanale o większym ruchu można zbudować dwie śluzy obok siebie w ten sposób, że komora jednej służy jako zbiornik dla drugiej; przy śluzowaniu jednego statku oszczędza się $^1/_3$ wody, przy podwójnem śluzowaniu $^1/_2$ wody.

Śluzy na wielkich spadkach. Śluzy o większym spadzie (obecnie dochodzi się 15 *m*) mają komorę zamkniętą w dolnej głowie ścianą poprzeczną, sięgającą ponad zwierciadło wody górnej, z otworem dla statków zamkniętym bramą podnoszoną do góry lub zasuwaną na bok (śluzy szybowe). Głowa górna jest zamknięta wrotami wspornemi lub klapą. Ścianę poprzeczną należy obliczyć przeciw wysokiemu ciśnieniu wody.

W razie niedostatecznej ilości wody zbiorniki oszczędnowe.

Jeżeli jest do dyspozycji odpowiednia ilość wody, pokonuje się wielkie spadki zapomocą kilku śluz, przedzielonych bardzo krótkiemi stanowiskami (200—300 *m*), czyli schodami ze śluz. Śluzy mają zbiorniki oszczędnościowe.

Pokonanie przez statki i tratwy spadu na przegrodach dolin. Dwa pomysły inżyniera czeskiego Mölzera: *a*) Zapomocą trzech śluz komorowych, z których pierwsza i druga są umieszczone w zbiorniku, a głowy dolne tych śluz w przegrodzie, śluza zaś trzecia przypiera do głowy dolnej śluzy pierwszej. Jeżeli w zbiorniku zwierciadło wody spadnie nie więcej, niż 10 *m*, statek przechodzi przez śluzę pierwszą wprost do trzeciej, która napełnia się wodą spuszczoną ze śluzy pierwszej i następnie dostaje się do kanału żeglugi. Gdy zwierciadło wody spadnie poniżej 10 *m* do 20 *m*, wchodzi w użycie tylko śluza druga (fig. 195). — *b*) Zapomocą dwóch śluz umieszczonych poniżej przegrody i małego basenu zwrotnego, w którym zwierciadło wody wznosi się 2,5 *m* ponad progiem śluzy pierwszej. Statek po przejściu śluzy pierwszej o spadzie max. 10 *m* wpływa do basenu, gdzie zwraca się w przeciwną stronę, poczem przechodzi przez drugą śluzę, skąd dostaje się tunelem pod basenem zwrotnym do kanału żeglugi. Jeżeli zwierciadło wody górnej spadnie poniżej 10 *m*, statki płyną przez śluzę drugą (fig. 196).

2. Podnośnie mechaniczne statków.

1. Podnośnie tłokowe. Skoncentrowanie siły wskutek oparcia skrzyni o jeden tłok powoduje bardzo trudne fundowanie, użycie zaś więcej tłoków utrudniałoby doskonały rozdział sił, a temsamem bezwzględnie równoległe prowadzenie tłoków. Rewizja tłoka jest bardzo utrudniona. Wyciągi tłokowe muszą być zawsze podwójne, co jest niewygodne, gdyż w razie przerwy ruchu jednej skrzyni, musi być wstrzymany ruch także drugiej.

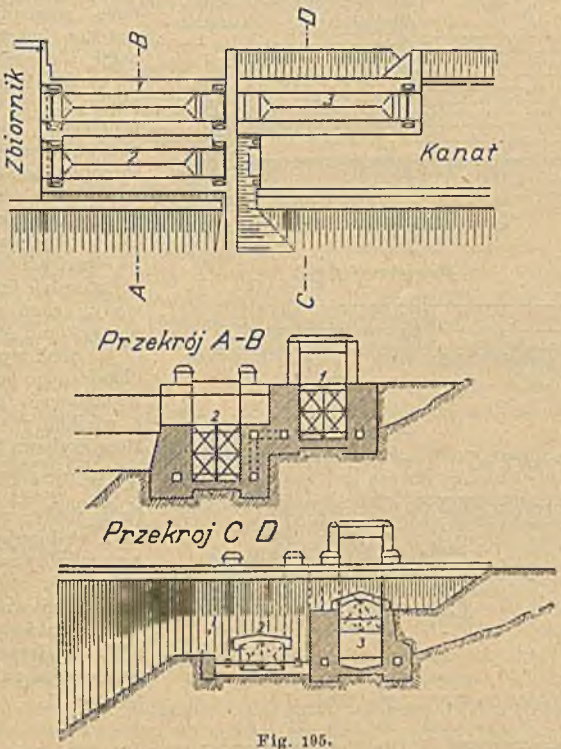


Fig. 195.

2. Podnośnie pływakowe. Mają stały pęd do góry, ciśnienie rozdziela się na kilka podpór, nie jest więc skoncentrowane. Nie ma potrzeby łączenia w jednem urządzeniu dwóch skrzyń. Możliwe w zwykłych warunkach przy spadzie poniżej 20 *m*. Znaczne koszty urządzenia.

3. Podnośnie wiszące. Skrzynia zawieszona na licznych linach drucianych, przeniesionych na rolkach i mających na drugim końcu obciążenia. Konstrukcja prosta i racjonalna.

4. Podnośnie wahadłowe. Trudne fundowanie, sztuczność konstrukcji, znaczne koszty.

5. Równie pochyłe. Wyrównanie ciężaru zapomocą drugiego wózka, albo przeciwwagi. Statki są transportowane podłużnie, lub poprzecznie. Równie pochyłe mają tę dobrą stronę, że: 1. trudność wykonania, utrzymania i ruchu nie rosną w równej mierze z wzrostem spadu, jak to ma miejsce u wyciągów pionowych, 2. nie pokonuje się całego ciężaru skrzyni, lecz

tylko składową równoległą do równi pochyłej, której możemy dać nachylenie także, aby parcie hamowało odpowiednio.

Dalsze badania wykazały, że

a) wyciągi pionowe należy stosować tylko na stromych stokach, a między różnymi systemami wyciągów pionowych są najodpowiedniejsze wyciągi z przeciwwagą i równie pochyłe;

b) wyciągi mechaniczne powodują bardzo znaczne koszty amortyzacji i oprocentowania;

c) dla każdego wypadku należy opracować projekty z kosztorysami porównawczymi różnych sposobów pokonania spadu, uwzględniając miejscowe stosunki, zwłaszcza geologiczne, i mając na względzie w pierwszym rzędzie dostarczanie wody, celem zastosowania systemu śluz;

d) obok wyciągu mechanicznego powinno się wybudować na kanale o wielkim ruchu także śluzę szybową lub schody śluz, jeżeli jest do dyspozycji bodaj skromna ilość wody; zakład maszyn obsługujących wyciąg mógłby zarazem być użyty do pompowania brakującej wody.

Stosunki powojenne zdają się jeszcze więcej przemawiać za systemem śluz.

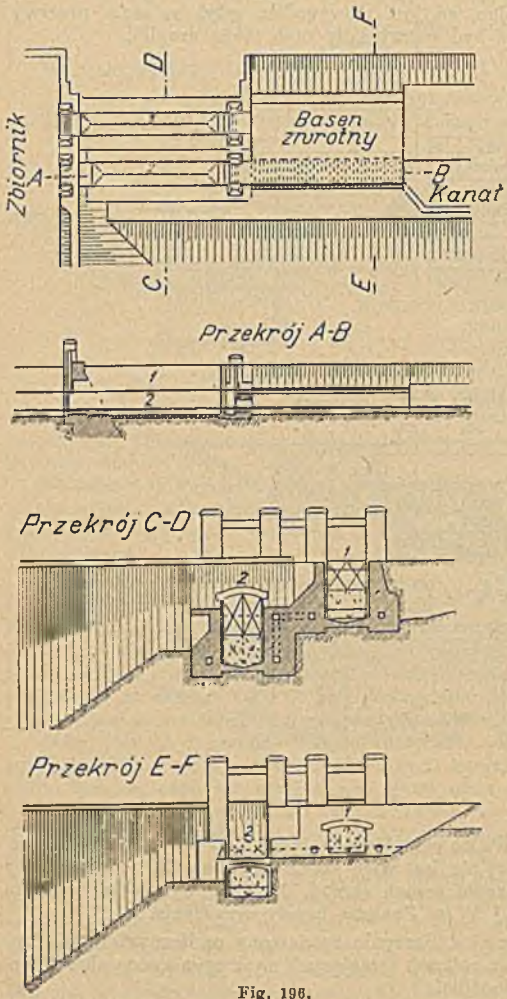


Fig. 196.

V. Porty rzeczne i kanałowe.

Porty handlowe. Na rzekach wjazd do portu przy brzegu wklęsłym, skierowany za spadem wody, pod ostrym kątem i ile możności w prostej linji; na kanałach kąt, jaki tworzy oś wjazdu z osią kanału, może nie być ostry, a wjazd w ten sposób usytuowany, aby połączenie z kanałem w obu kierunkach miało krzywiznę o promieniu 200 *m*. Szerokość kanału dojazdowego do portu rzecznego powinna być mała, celem zmniejszenia zamulenia; przy małym spadzie wody wystarczy trzykrotna, przy większym spadzie wody czterokrotna szerokość łodzi. Zbyt wydłużone porty miewają dwa wjazdy (na obu

końcach); w porcie rzecznym wjazd górny należy zamknąć śluzą komorową, celem powstrzymania zamulania. Ustawiczne pogłębianie mechaniczne dojazdu portowego nieuniknione.

Tuż za wjazdem w porcie odpowiednie miejsce do obracania statków.

Zagłębia (baseny) wodne w kształcie prostokąta o długości nie przenoszącej 2 *km* i szerokości dla 2 statków ładujących przy obu brzegach i 2 mijających się między tamtemi, zatem równej 6-krotnej szerokości statków (50—60 *m* dla łodzi o szer. 8—10 *m*). Dno basenów portów rzecznych tak nisko, aby statki pełno załadowane miały przy najniższym stanie wody w rzece 0,3 do 0,5 *m* wody pod dnem. Na rzece skanalizowanej baseny tak głębokie, aby przy niespiętrzonym stanie wody (w zimie) próżne statki miały wystarczającą głębokość, a w części basenów nawet pełne.

Jeżeli teren nie jest wzniesiony dostatecznie wysoko, port winien być ochroniony od powodzi wałami, które należy tak zaprojektować, aby nie zwężały przekroju rzeki dla przepływu wielkiej wody więcej, niż jest to dopuszczalne dla danego odcinka rzeki, tudzież, aby wielka woda nie mogła odciąć dostępu do portu od lądu.

Dla odświeżania wody w basenach dobrze jest wpuścić mały ściek wodny w górnym końcu portu lub nieznaczną ilość wody z rzeki.

Ze względu na koszta budowy portu i przeładowań, pobrzeża basenów w portach rzecznych sięgają do wysokości zwykłej wielkiej wody, często do wysokości największej wody żeglownej, a tylko bardzo mała część pobrzeża, przeznaczona dla specjalnych towarów, wznosi się wyjątkowo ponad najwyższy stan wody w rzece. Tory kolejowe leżą nad najwyższym stanem wody, podłoga w składach 1,12 *m* nad główką szyn; brzegi mogą być zatem zalane około 1 *m* wysoko, składy węgla 3—3,5 *m*, rudy metali 4,5 *m*, jeszcze wyżej kamień budowlany. W portach kanałowych wzniesienie terenu nad stanem spiętrzonym wody w kanale 1 do 1,5 *m*.

Pobrzeża przeznaczone do ładowania są zeskarpowane i wybrukowane, lub też wykształcone jako bulwar pionowy lub prawie pionowy, lub wreszcie mogą być pionowe do wysokości małej wody, a wyżej zeskarpowane. Przy murach bulwarowych drabinki i schody wgłębione bokiem, oraz odbojnice drewniane.

Pobrzeża pionowe są korzystniejsze dla ładowania, niż zeskarpowane; natomiast skarpowe są tańsze.

Wykonanie pobrzeży takie, jak skarp i bulwarów rzecznych.

Szerokość terenu nad brzegiem basenu przeznaczona na składy, drogę i tory kolejowe wynosi 50—60 *m*, między dwoma basenami 80—90 *m*.

Brzegi portu nie przeznaczone dla ruchu handlowego są zeskarpowane i ubezpieczone odpowiednio do jakości gruntu i wysokości skarpy.

Warsztaty do naprawy statków i stocznie najlepiej urządzić na końcu basenów na brzegu poprzecznym.

Z kolejami łączy port kolej dojazdowa, która zaczyna się dworcem portowym; jest wskazane założenie tego dworca przy stacji kolejowej. Do uporządkowania pociągów służą osobne grupy torów w porcie; do wysyłania wozów celem załadowania lub wyładowania i zbierania ich z poszczególnych miejsc ładowania są urządzone mniejsze dworce grupowe w takiej ilości, na ile grup dzieli się port. Na każde pobrzeże wchodzą 2 do 3 tory Z siecią dróg publicznych są porty połączone zapomocą dróg dojazdowych (fig. 197).

Zastosowanie jak najlepszych urządzeń do ładowania konieczne.

Bardzo ważne zapewnienie już przy podjęciu budowy portu odpowiedniej ilości gruntów przyległych pod przyszłe rozszerzenie portu i pod zakłady przemysłowe.

Przystanie powstają przez rozszerzenie drogi wodnej i wykształcenie pobrzeża do celów ładowania: w ruchliwych przystaniach rzecznych pobrzeża

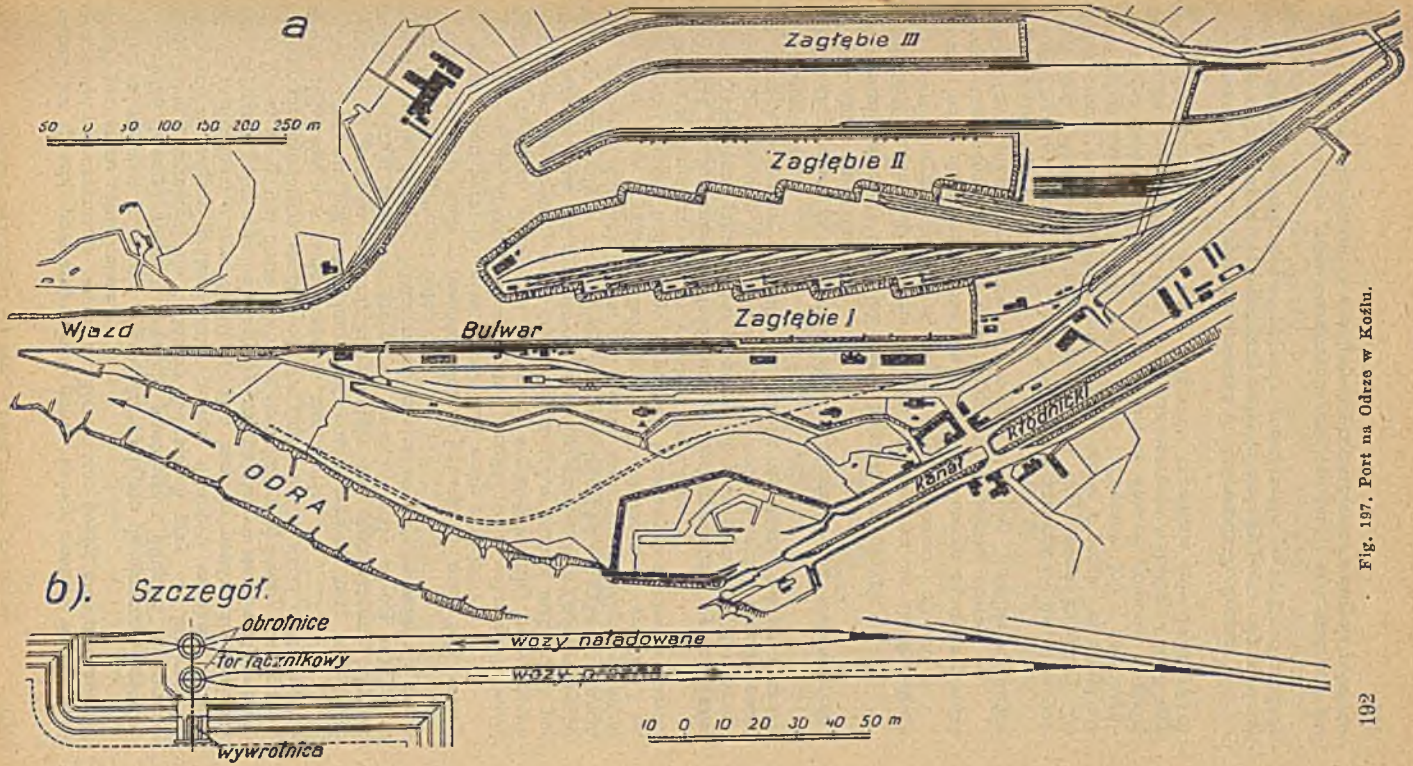


Fig. 197. Port na Odrze w Koźlu.

zeskarpowane są najmniej odpowiednie. Przystanie chętnie używane na kanałach żeglugi, ponieważ nie powodują budowy mostu na drodze holowniczej; często używany kształt wydłużonego trójkąta z miejscem do obracania statków przy boku krótszym.

Dla towarów niemasowych należy przeznaczyć basen portowy lub najłatwiej przystań, położone blisko miasta. Osobne baseny należy przeznaczyć dla towarów, podlegających opłatom cłowym. Osobne miejsce dla transportu węgla.

Porty drzewne mają brzeg zeskarpowany bardzo łagodnie (1 : 6 do 1 : 9) dla spuszczania drzewa i pokryty w odpowiednich odstępach prostopadle do linji brzegu szynami, osadzonemi w betonie; u spodu brzeg jest ubezpieczony kamieniem łamanym. Wielkość basenu oblicza się na największą ilość tratew z dodaniem 25% powierzchni. Dla przywiązywania tratew służy szereg pali zabitych w wodzie, tudzież pachołki i pierścienie na brzegu.

Na brzegu dostatnie miejsce na składy drzewa, a obok portu tereny dla tartaków, stolarni, zakładów impregnacyjnych itp., połączonych torami kolejowemi z portem.

Np. port drzewny nad Wisłą w Toruniu ma basen o powierzchni 45 *ha* dla 150 tratew po 3000 m^2, a wraz ze starem ramieniem Wisły ma port 70 *ha* wody i może pomieścić 225 tratew; jest połączony z rzeką kanałem dojazdowym o dług. 1,5 *km* i o szer. 40 *m*; wzdłuż południowego brzegu jest basen na szerokość 40 *m* głębszy o 50 *cm* dla ruchu holowników. Skarpa brzegów północnych i wschodnich ma nachylenie 1 : 10 (fig. 198).

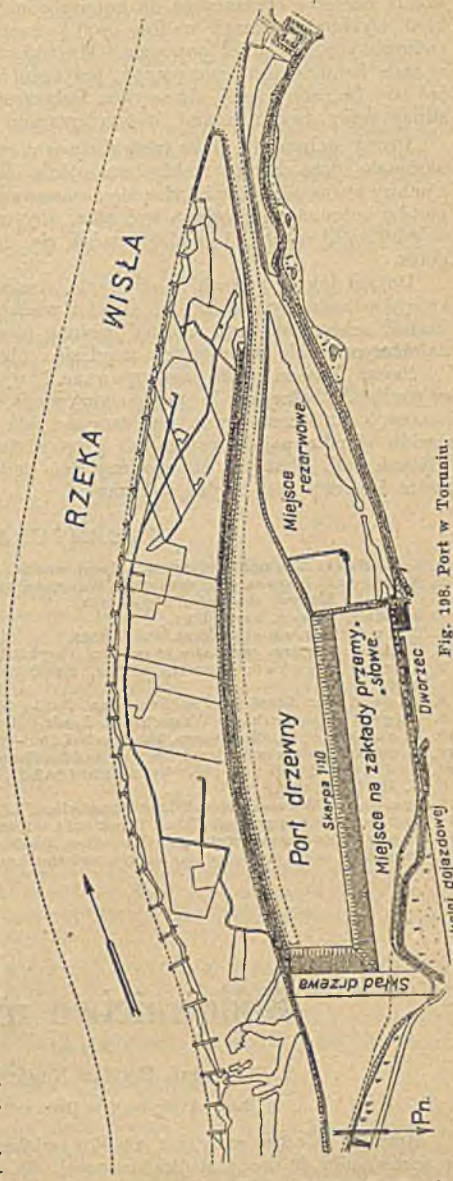


Fig. 198. Port w Toruniu.

Porty przemysłowe, budowane przez gminy lub firmy prywatne (dla swego użytku). Zapotrzebowanie gruntów pod zakłady bardzo znaczne; głębokość parcel najlepiej różna, największa 350—200 *m*, średnia 140 *m*, najmniejsza 70—50 *m*, szerokość dowolna. Powierzchnia basenów może

być mniejsza, niż w portach handlowych, szerokość wystarczy równa 5 szerokościom statków przy średniej wodzie. Obrotnice nie są konieczne. Ubezpieczenia brzegów ograniczone do najniezbędniejszej potrzeby, gdyż każdy zakład wykształci brzegi według swej potrzeby. To samo co do dźwigów. Ochrona zupełna przed powodzią. Odwodnienie gruntów fabrycznych, nawet w razie konieczności przez pompy, przyczem ilość wody brudnej należy przyjąć 10—15 razy więcej, niż zwykle. Połączenie kolejowe najwygodniejsze od strony wody dwoma torami. Reszta urządzeń — jak w portach handlowych.

Porty ochronne. Jako takie służą w pierwszym rzędzie porty handlowe, następnie stare koryta rzeki, oraz ujścia dopływów i kanałów, o ile są z natury wolne od lodów i dadzą się dostosować niewielkim kosztem. Odległość portów ochronnych powinna być taka, aby w krótkim dniu statek, płynący w górę rzeki na małej wodzie, mógł się dostać za dnia do najbliższego portu.

Dojazd jak w portach handlowych. Kształt basenu mniejwięcej prostokątny, a rozmiary zależą od ilości i wielkości statków, jakie mają tam znaleść schronienie. Dno basenu powinno leżeć poniżej dna rzeki, aby przy najniższym stanie wody statek mógł się schronić bez wyrzucenia ładunku.

Brzegi basenu tylko zeskarpowane i wybrukowane, oraz zaopatrzone w pachołki i obręcze do przymocowywania statków linami. W szerszych basenach umieszcza się w tym samym celu na wzdłuż jeden lub więcej rzędów słupów pojedynczych lub grup złożonych z 3 lub więcej pochyło wbitych pali. Port jest obwałowany, jak porty handlowe. Urządzenia warsztatu i stoczni jest bardzo wskazane.

LITERATURA.

1. Rożański: Żegluga śródziemna i drogi wodne. Lwów 1920.
2. Rożański: Budowa dróg wodnych. Warszawa 1925.
3. de Mas: Rivières canalisées. Paryż 1903.
4. de Mas: Canaux. Paryż 1904.
5. Cuènot: Fleuves et rivières. Paryż 1921.
6. Cuènot: Rivières canalisées et canaux. Paryż 1913.
7. Sonne i Becker: Binnenschiffahrt, Schiffahrtskanäle, Flußkanalisierung. Lipsk 1906.
8. Engelhart: Kanal- und Schleusenbau. Berlin 1921.
9. Engels: Handbuch des Wasserbaues. Lipsk i Berlin 1921.
10. Brennecke: Schiffschleusen. Handbuch d. Ing.-Wiss. Cz. III. T. 8. Lipsk i Berlin 1914.
11. Landsberg: Eiserne Stemmtore der Schiffschleusen. Lipsk 1894.
12. Rudloff i Thalenhorst: Binnenschiffshäfen. Handbuch d. Ing.-Wiss. Cz. III. T. II Lipsk 1922.
13. Sympher: Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten. Lipsk 1901.
14. Teubert: Die Binnenschiffahrt. Lipsk 1914 i 1918.
15. Caner: Eisenbahnausrüstungen der Häfen. Berlin 1921.
16. Publikacje międzynarodowego stałego związku kongresów żeglugi.

Budownictwo morskie.

Napisał

inż. Bohdan Nagórski,

dyrektor eksploatacji w Radzie Portu, Gdańsk.

Morze. Woda morska zawiera większą ilość rozpuszczonych soli w porównaniu do wody słodkiej-rzecznej. W oceanach procent rozpuszczonych soli wynosi od 3,48 do 3,54% według wagi, tj. 34,8 wzgl. 35,4 *g* soli na 1 *kg* wody, c. g. wynosi wtedy 1,03. W morzach wewnętrznych procent ten zależy od dopływu wody rzecznej i od szybkości parowania. W morzu

Śródziemnem 34,9‰, w morzu Bałtyckiem przeciętnie 7,8‰. W zatoce gdańskiej 7,2‰.

Poziom wody morskiej jest wszędzie zmienny, czy to wskutek fali i wiatru, czy wskutek przypływu i odpływu. Jako średni poziom wody przyjmuje się na morzach bez przypływu średnią arytmetyczną z wszystkich obserwowanych przez dłuższy okres czasu poziomów. Na morzach z przypływem i odpływem oznacza się w podobny sposób średnią wodę wysoką i średnią wodę niską. Średnie poziomy wody są na różnych morzach niezupełnie jednakowe, np. na Morzu Bałtyckiem w Gdańsku + 0,031 *m* nad normalnem zerem niemieckiej niwelacji państwa, a na Morzu Śródziemnem w Marsylji — 0,717 *m* pod tym samem zerem.

Wiatry. Znajomość wiatrów najczęściej panujących w danej miejscowości jest dla wszelkiego rodzaju budownictwa morskiego rzeczą bardzo ważną. Wiatry oznacza się według kierunku, z którego wieją i według siły lub szybkości w metrach na sek. Dla każdej miejscowości przez codzienne obserwacje wiatru określa się częstotliwość wiatrów danego kierunku i danej siły, co graficznie przedstawia się w formie gwiazdy panujących wiatrów, wnosząc od jednego punktu na promieniu odpowiadającym danemu kierunkowi ilość dni w roku *n*, w których wiatr ten panował lub też przeciętną szybkość wiatru danego kierunku (fig. 199).

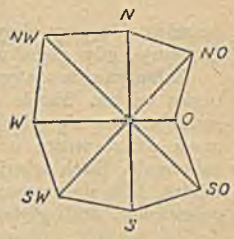


Fig. 199.

Według Beaufort'a siłę wiatru oznacza się stopniami, podanymi w dziale „Meteorologja".

Fale. Fale powstają wskutek działania na powierzchnię wody innych sił poza siłą ciążenia ziemskiego, a więc wskutek działania wiatru, lub też wskutek przyciągania słońca i księżyca przy przypływach i odpływach, lub wreszcie wskutek działania jakichkolwiek sił przypadkowych, np. ruch statków, trzęsienie ziemi itp.

Przy falowaniu poszczególne cząsteczki wody poruszają się po zamkniętych drogach w formie w przybliżeniu kolistej, jeśli woda jest głęboka, a elipsoidalnej, jeśli woda jest płytka. Przekrój powierzchni wody prostopadły do fali lub linja fali przybiera teoretycznie formę cykloidy kolistej lub cykloidy wydłużonej, tj. trochoidy (grzbiet stromy); w rzeczywistości linja ta wydaje się być bardziej zbliżona do prostej sinusoidy. Normalnie cząsteczki wody nie posuwają się w kierunku, w którym idzie fala, lecz wykonywują tylko koliste ruchy wahadłowe, posuwa się zaś jedynie fala ruchu, a więc np. miejsce, które tworzy grzbiet fali (fig. 200).

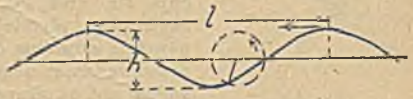


Fig. 200.

Wysokość i długość fali zwykłej, tj. wywołanej przez wiatr, zależy od siły wiatru i od przestrzeni, na jakiej wiatr ten działa na otwartą powierzchnię morza. Dla silnych wiatrów według Th. Stevensona wysokość fali $h = 0{,}45\sqrt{f}$, gdzie f oznacza w milach morskich odległość, na jakiej wiatr działa na powierzchnię morza. Jeśli f jest krótkie, to

$$h = 0{,}45\sqrt{f} + 0{,}75 - 0{,}3\sqrt[4]{f}.$$

Największe fale podczas nawałnic dosięgają 10, a nawet 15 *m* wysokości na oceanie, na morzu Bałtyckiem 4 *m*. Długości fali na oceanie do 500 *m* i wyżej; na morzu Bałtyckiem rzadko przekraczają 25 *m*. Na otwartem morzu lub oceanie fale są dłuższe przy tej samej wysokości, na morzach zamkniętych lub zatokach krótsze i bardziej strome. Stosunek $h:l$ na morzu Bałtyckiem przeciętnie waha się około 1 : 25, lecz może być bardzo rozmaity.

Jeśli T oznacza perjod fali lub czas w sekundach przesunięcia się fali o jedną długość, V = szybkość posuwania się fali w m/sek. v = szybkość ruchu wirującego poszczególnej cząsteczki, g = przyspieszenie ziemskie, to stosunek tych wielkości do długości i wysokości fali wyraża się następująco:

$$l = g\frac{T^2}{2\pi};\quad V = \frac{l}{T};\quad \frac{v}{V} = \frac{\pi h}{l}.$$

W miarę wzrastania głębokości wody H ruch wirujący cząsteczek wodnych szybko traci na intensywności i promień dróg kolistych szybko się zmniejsza. Na płytkiej wodzie ruch cząsteczek głębiej położonych hamowany jest przez tarcie o pobliskie dno, podczas gdy szczyt fali poruszany jest przez wiatr; fale robią się płaskie od strony wiatru i strome ze strony przeciwnej, a przy silnym wietrze się załamują (fig. 201). Zwykle załamanie następuje, gdy głębokość wody równa się wysokości fali $H = h$.

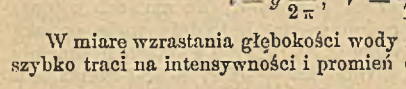


Fig. 201.

Załamywanie następuje zwłaszcza, jeśli głębokość wody zmniejsza się w kierunku wiatru. Tarcie dolnych cząstek o dno w tym wypadku wzrasta ze zmniejszającą się głębokością, a prócz tego woda pchana na powierzchni przez wiatr, wraca od brzegu wzdłuż dna, podcina fale i przyspiesza jej załamanie. Ruch wirujący cząstek wodnych przechodzi w ruch w kierunku wiatru, fala się posuwa naprzód i uderza silnie w brzeg lub inne napotkane przeszkody. Jeśli głębokość przy brzegu wzrasta równomiernie, to fale skierowane są prawie prostopadle do brzegu, nawet przy ukośnym kierunku wiatru lub przy krzywej linji brzegu, a to wskutek odchylenia kierunku fali przez tarcie o dno (fig. 202). Jeśli fale napotykają na morzu miejsca płytkie i załamują się o nie, to za temi mieliznami fala jest znacznie słabsza. O ile więc na pewnej odległości przed brzegiem znajdują się dwa lub trzy progi czyli pasy płytkiej wody, to powstaje naturalna otwarta przestrzeń wodna, gdzie powierzchnia wolna jest od silnych fal nawet w czasie silnego wiatru, czyli t. zw. otwarta reda (np. Dunkierka, Ostenda). — Jeśli fala wchodzi przez wąski otwór do szerszej zatoki, to wysokość jej gwałtownie się zmniejsza, co ma miejsce w sztucznych avantportach (fig. 203). Według Stevensona zmniejszenie wysokości czyli osłabienie fali wyraża się następującą formułką empiryczną

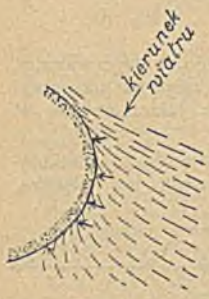


Fig. 202.

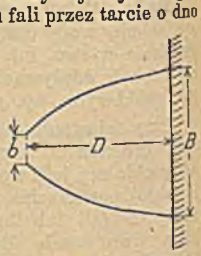


Fig. 203.

$$\frac{h}{h_1} = \sqrt{\frac{b}{B}} - 0{,}027\sqrt[4]{D}\left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}}\right)$$

wszystkie wielkości w metrach.

Siła żywa fali jest najsilniejsza na wysokości normalnej powierzchni wody i bardzo szybko zmniejsza się wraz z wrastającą głębokością. Na powierzchni największa siła fali oceniana jest na brzegach oceanu wyjątkowo na 30—35 t na m^2, normalnie wynosić może do 6 t na m^2. Ciśnienie na poziome wystające części budowli nadbrzeżnych może być jeszcze większe. Siłę uderzenia fali mierzy się zapomocą dynamometrów sprężynowych lub membranowych, gdzie ciśnienie fali zapomocą membrany i naczynia napełnionego płynem mierzone jest manometrze. Pomiary te są mało dokładne.

Fale uspakajać można częściowo przez rozlewanie na powierzchnię wody tłuszczów, np. nafty lub tłuszczów rybnych.

Przypływ i odpływ. Objawy przypływu i odpływu spowodowane są deformowaniem normalnej geoidalnej powierzchni oceanu przez siły wynikłe z przyciągania księżyca, słońca i siły odśrodkowej od krążenia ziemi. Siły te dają największe wypadkowe na linji łączącej środek ziemi ze środkiem księżyca względnie słońca, zaś wypadkowe równe zeru na prostopadłej do tego kierunku płaszczyźnie. Siły te podnoszą powierzchnię kuli ziemskiej tam, gdzie ona utworzona jest przez element płynny, tj. na oceanach. Przy krążeniu ziemi naokoło osi każdy punkt powierzchni przechodzi dwa razy na dobę przez linję najwyższego napięcia siły wypadkowej, tj. wysoką wodę lub przypływ i dwa razy przez linję napięcia równego zeru, tj. niską wodę lub odpływ (fig. 204). Amplituda odpływu i przypływu jest największa, kiedy działania słońca i księżyca się zbiegają, tj. gdy księżyc znajduje się na kierunku słońce-ziemia, a więc podczas pełni i nowiu, najmniejsza zaś podczas pierwszej i ostatniej kwadry (fig. 205). (Teorje Newtona i Laplace'a).

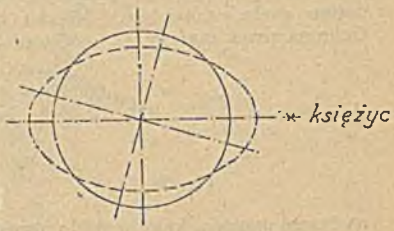


Fig. 204.

Przypływ i odpływ jest ruchem falowych o dużej długości fali i małej wysokości. Szybkość posuwania się fali wynosi około 26 *m*/sek. Wysokość fali przypływowej jest w pobliżu brzegów zależna w dużym stopniu od lokalnych warunków, pochyłości dna, kształtu wybrzeża, od wiatrów itd. Przy dnie stopniowo podnoszącym się ku brzegowi fala przypływowa, jak zwykłe fale, robi się krótsza i znacznie stromsza. W zatokach zwężających się fala staje się bardzo wysoka.

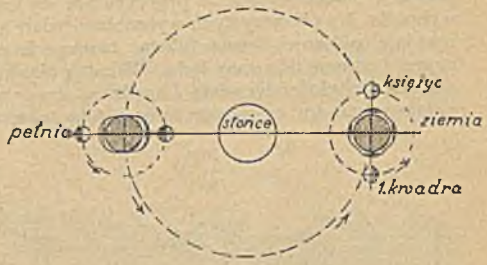


Fig. 205.

Na otwartym oceanie wysokość fali przypływowej wynosi do 1 *m*, na brzegach Francji w Brest 6,2 *m*, w Dunkierce 5,2 *m*, w Hamburgu 2 *m*. W morzach wewnętrznych zjawisko przypływu nie daje się prawie zauważyć, gdyż wynosi np. na Bałtyku zaledwie kilka centymetrów, znika więc zupełnie wobec fal wywołanych przez wiatr. Wysokość wody podczas przypływu i odpływu oraz dokładny czas przejścia fal podany jest dla poszczególnych miejscowości w specjalnych tabelach. Do wielu portów większe statki wchodzić mogą tylko podczas przypływu.

Materjały budowlane, używane w budownictwie morskiem. Woda morska i fale atakują niektóre materjały budowlane silniej niż na to miejsce w warunkach normalnych, dlatego materjały te muszą być dobierane specjalnie troskliwie. Działanie wody morskiej jest mechaniczne (fale i prądy), chemiczne (rdza, związki chemiczne z betonem) lub biologiczne (organizmy morskie). Drzewo trzyma się w wodzie morskiej czas nieograniczony, jeśli jest stale pod wodą lub conajmniej stale mokre (na morzu Bałtyckiem 10 – 20 *cm* nad poziomem średniej wody) i o ile w danej miejscowości woda nie zawiera organizmów, które drzewo w wodzie szybko niszczą (teredo navalis, nacerdes melanura itp.). Nad polskim brzegiem Bałtyku i w Gdańsku organizmów tych niema wcale, natomiast np. na wschodnich wybrzeżach Danji organizmy te rujnują w kilku latach wszelkie budowle z drzewa.

Beton trzyma się w morzu naogół dobrze, musi jednak być dość tłusty (mieszanina 1:2:4), przy użyciu pierwszorzędnego cementu portlandzkiego, ostroziarnistego czystego piasku i twardego żwiru, i bez próżni. Zwłaszcza powierzchnie budowli morskich muszą być w pobliżu poziomu wody wykonane bardzo troskliwie z tłustego betonu lub też pokryte płytami z twardego kamienia naturalnego (granit, gnejs, porfir itp.). Jeśli cement zawiera wolny wapień, lub zbyt dużo magnezji, to następują reakcje chemiczne, które beton zupełnie niszczą. Przy żelazobetonie wkładki żelazne nie za blisko powierzchni (3—3,5 *m*), wykonanie bardzo troskliwe, beton dostatecznie plastyczny.

Żelazo pod wpływem wody morskiej rdzewieje, zwłaszcza tam, gdzie ma dostęp woda i powietrze. Miękka stal i żelazo kute są bardziej odporne. Ochrona przez malowanie, cynkowanie lub pokrycie betonem.

Fig. 206.

Kamienie naturalne muszą być twarde, ciężkie i odporne na działanie wiatru i zmiany temperatury (bez szczelin).

Ochrona brzegów morskich.

Fale i prądy morskie, a nieraz i wiary wywierają niszczący wpływ na brzegi morskie, które w wielu wypadkach należy przeciw ich działaniu zabezpieczać. Wysokie brzegi są przez wodę podmywane, zwłaszcza, o ile są gliniaste, a materjały z podmytego brzegu poruszane tam i z powrotem przez fale tworzą z czasem płaski pas brzegu czyli plażę piaszczystą (spadek normalny 1:20—1:50) lub kamienistą (1:5—1:10). Fale nanoszą nieraz piasek z morza i przez to przyczyniają się jeszcze do łagodzenia pochyłości wybrzeża. Na piaszczystych wybrzeżach wiatr z morza unosi cząsteczki piasku i nadaje piaskowi formę falistą, tworząc z piasku fale płaskie od strony morza i strome od strony lądu. Wskutek ciągłego ruchu piasku, który wznosi się po pochyłości łagodnej i opada ze strony stromej, oraz wskutek dopływu świeżego piasku od strony morza fala taka, czyli t. zw. wydma, zwiększa się i zaczyna poruszać się stopniowo w stronę lądu (wydmy wędrujące). Na samym brzegu tworzy się natomiast nowy mniejszy wał piaskowy (fig. 206).

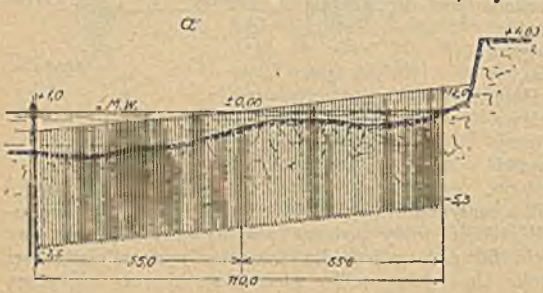


Fig. 207.

Wydmy wędrujące zanoszą nieraz piaskiem pola, lasy i całe miejscowości.

Dla ochrony brzegów od podmycia buduje się tamy poprzeczne czyli ostrogi wzmacniające plażę, lub też tamy podłużne lub opaski równoległe do linji brzegu, które chronią sam brzeg na całej długości. Nieraz oba rodzaje wzmocnień budować należy jednocześnie, bo inaczej budowle równoległe byłyby podmyte i usunięte przez wodę. Poprzeczki buduje się zwykle prostopadle do brzegu, dość długie, pochylone w stronę morza i niewiele wzniesione nad poziom dna. Na brzeg muszą być wyprowadzone dość daleko, aby woda ich osady nie okrążała. Zwykle buduje się je jako rząd lub dwa rzędy palików drewnianych, nieraz osypanych z boków kamieniami. Silniejsze poprzeczki z kamieni lub faszyny.

Opaski równoległe wykonywa się z płotków faszynowych, materacy faszynowych, skarp brukowanych lub betonowanych, opartych na ściance

szpuntpalowej lub wreszcie za pomocą bardziej drogich i skomplikowanych murów nadbrzeżnych. Przykład wzmocnienia brzegów Westerplatte w Gdańsku (fig. 207 i 208)).

Tworzenie się i ruch wydm opanowywuje się zw. przez umocowania piasku zapomocą roślinności. Najlepiej nadaje się do tego trawa Amnophila arenaria, którą sadzić należy w rzędach lub w kwadraty na miejscach zagrożonych. Można też robić płotki z chrustu, które zatrzymują piasek i podnoszą jego poziom. Wydmy należy regulować za pomocą sadzonek, tak, aby tworzyły regularny nieprzerwany i nieruchomy wał, chroniący dalsze części brzegu zarówno od fali jak i od zapiaszczenia. Daje się to osiągnąć przez wzmacnianie i podnoszenie dzięki płotkom części niskich, a niwelowanie przez wiatr części wyższych niezabezpieczonych. Po uregulowaniu wydm położonych nieco dalej od brzegu należy utrwalić je ostatecznie przez zalesienie zapomocą sadzonek sosnowych.

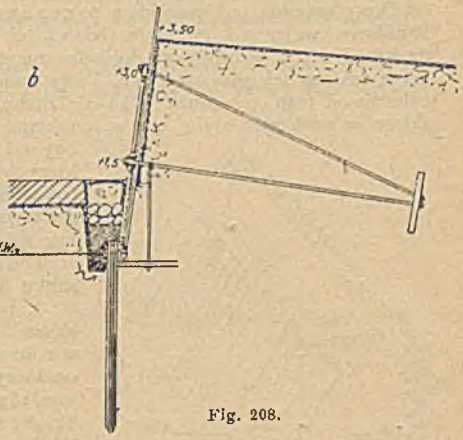


Fig. 208.

Budowa portów. Port morski jest to przestrzeń wodna, ochroniona od fal, wiatrów i prądów, gdzie statki mogą znaleźć bezpieczne miejsce postoju czy to podczas burzy, czy też po skończonej podróży morskiej celem wyładunku lub załadunku towarów. Port posiadać musi odpowiednie terena lądowe dla skła-

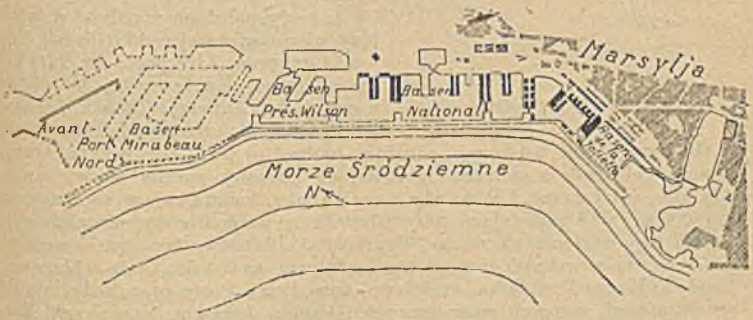


Fig. 209. Port w Marsylji.

dowania towarów oraz urządzenia dla szybkiego, taniego i wygodnego przeładunku towarów i osób z wagonów lub statków rzecznych na statki morskie lub naodwrót; wreszcie urządzenia do naprawy statków.

Stosownie do powyższego przeznaczenia duża ilość portów składa się z dwu części: redy lub avantportu, tj. osłoniętej przestrzeni wodnej bezpośrednio przy wejściu do portu jako miejsce postoju dla statków, które niezajęte są ładowaniem, i właściwego portu przeładunkowego, złożonego z basenów, doków i wybrzeży o stromych brzegach, do których statki przybijać mogą bezpośrednio, dla załadunku lub wyładunku towarów.

Początkowo porty powstawały prawie wyłącznie w miejscowościach, gdzie z natury samej istniały dogodne warunki dla zawijania statków podczas każdej pogody, a więc w spokojnych dobrze osłoniętych zatokach, ujściach rzek itp. Są to t. zw. porty naturalne. Z rozwojem jednak życia gospodarczego dogodne warunki naturalne nieraz mniej brane być mogły pod uwagę, niż względy komunikacyjne i gospodarcze, dogodne położenie w stosunku do centrów produkcji towarów i do dużych dróg handlowych.

Porty morskie pod względem przeznaczenia dzielić można na porty handlowe, wojenne i rybackie. Nieraz też porty służą celom tym równocześnie i wtedy celowe jest dokładne rozgraniczenie poszczególnych części portu według ich przeznaczenia. Porty handlowe przedstawiają dużo odmian zależnie od tego, czy służą tylko dla ruchu towarowego, czy też i pasażerskiego w większym stylu, czy są punktami końcowemi dla linij okrętowych czy też tylko jakby przystankami, do których okręty po drodze zajeżdżają (point d'escale, Anlaufhafen), czy służą dla towarów masowych, jak ruda, węgiel czy też dla towarów różnorodnych itd.

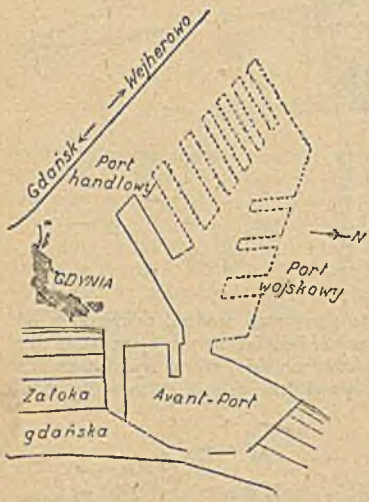


Fig. 210. Port w Gdyni.

Pod względem położenia w stosunku do morza odróżnić można:

1. porty położone na wybrzeżu morskiem i wbudowane prawie całkowicie w morze zapomocą sztucznych budowli, na których umieszczone są urządzenia przeładunkowe (np. Marsylja, Genua, Triest; fig. 209);

2. porty położone na wybrzeżu morskiem i częściowo wbudowane w morze (avantport) a częściowo złożone ze sztucznych basenów wykopanych w lądzie (Gdynia, Hawr, Dunkierka, Zeebrugge; fig. 210);

3. porty położone w całości w lądzie przy ujściu większej rzeki (Gdańsk, Emden, Cuxhaven, Liverpool; fig. 211) lub też na rzece nieco powyżej jej właściwego ujścia, (Antwerpja, Rouen, Londyn, Manchester, Hamburg; fig. 212).

Pod względem budowy odróżnić można *a*) porty otwarte, bezpośrednio połączone z morzem i posiadające zmienny poziom wody, zawsze taki sam, jak i morze, i *b*) porty zamknięte, komunikujące się z morzem zapomocą śluz i posiadające stały niezmienny poziom wody, niezależnie od wahań tego poziomu na morzu. Typ ostatni niezbędny tam, gdzie wahania poziomu wody wskutek przypływu i odpływu są bardzo duże (Liverpool, Londyn, Hawr, Dunkierka, częściowo Antwerpja). Porty otwarte buduje się na wszystkich morzach wewnętrznych (Gdańsk, Szczecin, Kopenhaga, Marsylja, Triest), oraz tam, gdzie przypływ i odpływ nie przybierają zbyt wielkich rozmiarów (Hamburg, Brema, New-York). Dla żeglugi porty otwarte są daleko dogodniejsze.

Reda lub avantport. Reda musi być osłonięta od wiatrów i fal, a przynajmniej od najczęściej panujących i od najsilniejszych wiatrów. Niektóre redy naturalne są osłonięte ze wszystkich prawie stron (Brest, Queenstown), inne tylko częściowo (zatoka gdańska osłonięta przez półwysep Hel), wreszcie istnieją redy na pozór zupełnie otwarte, chronione jednak bardzo dobrze od fal przez progi podwodne lub bary (Ostenda, Dunkierka). Jeśli redy naturalnej niema, to stworzyć trzeba nieraz sztuczną przez oddzielenie części powierzchni morza, przez budowę moli, tj. tam połączonych

z brzegiem, i łamaczy fal, tj. tam podłużnych położonych w całości na morzu (Cherbourg, Kingstown, Libawa). W portach położonych przy ujściach rzek zwykle rzeka sama służy dostatecznie jako reda, o ile jest szeroka i nie posiada zbyt silnego prądu (Hamburg, Antwerpja, Liverpool, Londyn).

Reda posiadać musi dostateczną głębokość, aby statki nawet poruszane przez fale nie dotykały dna, jednak nie może być tak głęboka, aby utrudnione było zarzucanie kotwicy (13—25 *m*). Dno musi być odpowiednie do umocowywania statków na kotwicy (glinka, twardy szlam lub piasek gliniasty i zbity).

Avantportem nazywa się zwykle mniejszą przestrzeń wodną o podobnem przeznaczeniu co i reda, lecz zupełnie osłoniętą i położoną przed samem

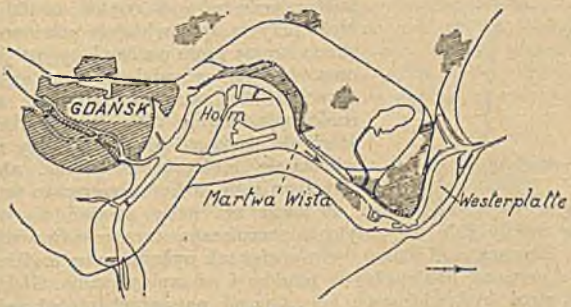


Fig. 211.

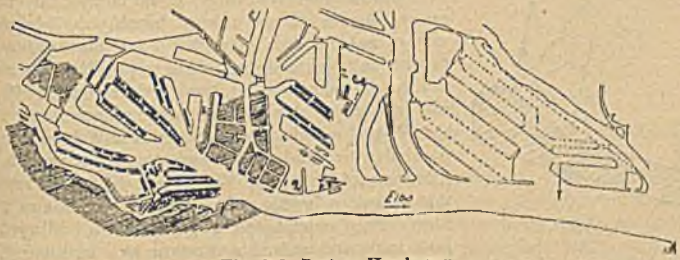


Fig. 212. Port w Hamburgu.

wejściem do basenów portowych. W avantporcie statki zatrzymują się przed prześluzowaniem lub ostatecznem ustawieniem przy nadbrzeżu przeładunkowem.

Wejście do portu. Wejście do portu chronione jest zwykle przez mola lub łamacze fal, zarówno od fal jak od prądów i od zapiaszczenia. Wejście utworzone zwykle przez wolną przestrzeń pomiędzy dwoma molami, lub też molem i brzegiem, musi być tak zbudowane, aby możliwie przy każdej pogodzie pozwalało na bezpieczny wjazd do portu. Musi ono być wysunięte jaknajdalej w kierunku morza, aby statki, które wskutek wiatru lub fałszywego manewru nie trafiły do wejścia, nie osiadły odrazu na mieliźnie przy brzegu, lecz mogły zawrócić i próbować raz jeszcze wjechać do portu. Kierunek wejścia powinien możliwie zbiegać się z kierunkiem najsilniejszych wiatrów i fal, aby statki, które wtedy wjeżdżają, nie były uderzane przez fale z boku. Jeśli avantport jest mały i niepożądane jest, aby fala zbytnio wchodziła do niego, to można kierunek wjazdu nachylić do kierunku najsilniejszych wiatrów, lecz nie więcej niż 70°. Wtedy dobrze jest molo położone od strony wiatru nieco przedłużyć, aby wjazd lepiej

osłonić (fig. 213). Z kierunkiem najczęstszych wiatrów powinien kierunek wjazdu tworzyć conajmniej kąt 65°, jeśli port przeznaczony jest także dla statków żaglowych, które wtedy mogą wygodnie wjeżdżać do portu.

Szerokość wejścia do portu zależy od jego kierunku. Musi ona być możliwie mała, jeśli kierunek wjazdu zbiega się z kierunkiem najsilniejszych fali, gdyż inaczej fala dostawała by się zbytnio do wnętrza portu. Wejście może i musi być natomiast szersze, jeśli te dwa kierunki tworzą pewien kąt. W każdym razie szerokość musi być dostateczna, by największe statki, jakie przychodzą do portu, mogły swobodnie i bezpiecznie wjeżdżać i mijać się przy wjeździe. Szerokość wjazdu wynosi zwykle od 60 do 200 *m*. Molo przy samym wjeździe powinno mieć możliwie stromy profil pozbawiony ostrych kantów, oraz być nieco odchylone w stronę morza, aby fale zzewnątrz nie odbijały się w kierunku wjazdu (fig. 214). Bezpośrednio za wejściem do portu odległość pomiędzy molami powinna się możliwie zwiększać, aby siła fali zmniejszała się wskutek szerszego profilu wody.

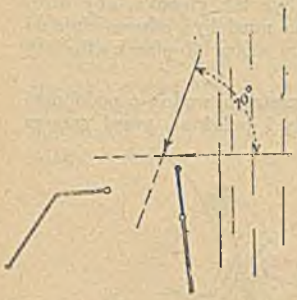


Fig. 213.

W żadnym wypadku wjazd do portu nie może zwężać się w kierunku portu, bo wtedy fale osiągałyby niebezpieczną wysokość wewnątrz portu. Forma i kierunek moli muszą być również tak wybrane, aby możliwie chronić wjazd do portu od nadbrzeżnych prądów i od zapiaszczania. Głębokość przy wjeździe musi być większa o 1,5 – 2 *m* od normalnej głębokości w porcie ze względu na ruch statku poruszanego falami.

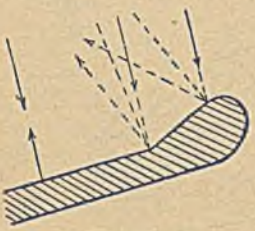


Fig. 214.

Sposób budowy moli i łamaczy fal zależy w zupełności od warunków lokalnych, głębokości wody, natury dna, siły fali i od materjałów budowlanych, jakie się znajdują w pobliżu. Na mniejszych głębokościach i tam, gdzie uderzenie fali nie jest zbyt gwałtowne, rozpowszechnionym jest sposób budowania moli z systemu pali drewnianych, pomiędzy któremi wolna przestrzeń jest wypełniona kamieniami (Gdynia, Windawa; fig. 215), rzadziej faszynami, a górna część nieraz wykonana z betonu. Przy większych głębokościach i silnych falach mole przeważnie wykonane są z kamieni (Cherbourg), betonu (nieraz w workach), (Sunderland), z bloków betonowych (Dover) lub skrzyń betonowych zatapianych przez obciążenie (Bruges). Mola mogą mieć ściany strome prawie prostopadłe, co zaleca się przy średnich głębokościach i twardem dnie, lub ściany pochyłe, które stosować można przy każdym gruncie i każdej głębokości. Dla oszczędności materjałów budowlanych często dolną część mola buduje się o ścianych pochyłych, np. z sypanych kamieni lub bloków, a górną o ścianych stromych z betonu lub regularnych bloków.

Baseny portowe. W basenach portowych muszą być zrealizowane wszystkie warunki pozwalające statkom morskim bezpiecznie, wygodnie, szybko i tanio przeładowywać towary z brzegu albo też na statki rzeczne. Forma ich zależy w zupełności od warunków lokalnych. W portach leżących na rzekach nieraz wyzyskuje się przedewszystkiem naturalną linję brzegu po odpowiedniem wzmocnieniu brzegu i pogłębieniu (Gdańsk, Antwerpja, Rouen). Zwykle jest to niedostateczne i linję brzegu powiększa się przez budowę basenów sztucznych prostopadłych lub lepiej pochylonych pod pewnym kątem do głównej drogi wodnej. Baseny ukośne pozwalają na wygodniejsze połączenie kolejowe nadbrzeży i na wygodniejszy wjazd statków. Forma basenu powinna być o bokach prostolinjowych, najwyżej zaokrąglonych

przy wjeździe. Długość nie powinna naogół przekraczać 600—1000 *m*, szerokość zaś, zależna od długości, dochodzi przy długich basenach do 5—6-krotnej szerokości największych statków jakie zwykle do danego portu przyjeżdżają (100 do 120 *m*). Najkorzystniejszy stosunek szerokości do długości normalnie wynosi 1:6 lub 1:7. W wyjątkowych okolicznościach baseny bywają daleko szersze jak np. w Hamburgu, gdzie w środku basenu znajduje się rząd drewnianych pali postojowych, t. zw. Duc d'Albów, przy których statki morskie przeładowują towary na berlinki lub naodwrót. Każdy basen jest więc tam jakgdyby podwójnym basenem. Szersze bywają również baseny zamknięte śluzami lub t. zw. doki (Londyn), w których zwykle statki muszą wykonywać więcej cwolucji. Szerokość basenu może zmniejszać się ku końcowi basenu, gdzie ruch statków jest mniejszy.

Baseny często buduje się jeden obok drugiego, równolegle, lub tak nachylone względem siebie, aby wjeżdżało się do nich z jednego miejsca, które służy wtedy często do obracania statków (najnowsze baseny w Hamburgu). Dla obracania statków potrzebna jest przestrzeń wodna o średnicy do 500 *m* o ile chodzi o duże statki morskie. Pomiędzy poszczególnemi basenami pozostawia się odpowiednio szerokie powierzchnie lądu dla urządzeń przeładunkowych i składowych, oraz połączeń kolejowych. Szerokość ta zależy od rodzaju towarów, lecz naogół każde nadbrzeże powinno posiadać conajmniej 60-metrową szerokość, a więc przestrzeń między dwoma basenami wynosić powinna nie mniej niż 120 *m*.

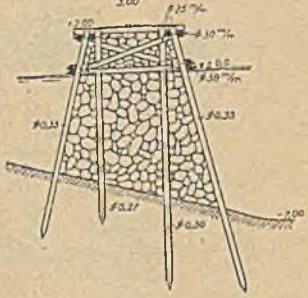


Fig. 216.

W portach położonych bezpośrednio na wybrzeżu morskiem baseny i nadbrzeża tworzy się nieraz przez wbudowywanie w morze krótkich regularnych moli zaopatrzonych w składy, tory kolejowe itp., jak zwykłe nadbrzeże na lądzie (Marsylja, Triest). W Ameryce i wogóle poza Europą rozwinięty jest bardzo system takich przystani prostopadłych (ang. piers), zupełnie krótkich, dających miejsce postoju z każdej strony dla jednego tylko statku (New York).

Głębokość basenów zależna jest od głębokości statków przychodzących do portu i musi być od niej od 50 *cm* do 1 *m* większa. Najgłębsze baseny budowane dla największych pasażerskich statków transatlantyckich dochodzą do głębokości 13 *m* przy niskim stanie wody (Southampton, Marsylja). Na Bałtyku wystarczają głębokości 8—10 *m* dla największych statków. Według opinji XIIIgo międzynarodowego kongresu żeglugi (Londyn 1923) porty o głębokości 30 stóp = 9,15 *m* długo jeszcze uważane będą za pierwszorzędne porty światowe.

Nadbrzeże w basenach, na przystaniach czy na brzegach rzek musi być tak zbudowane, aby statki mogły stać przy samym brzegu, a więc ze względu na formę nowoczesnych statków powinno być prawie pionowe. Nadbrzeża pochyłe, gdzie brzeg wzmocniony jest ścianką szpuntpalową i skośną skarpą brukowaną, nadają się tylko dla mniejszych statków i mniej intensywnego ruchu. Wybrzeże prostopadłe, którego budowa jest droga, częściowo zastąpić można przez budowę drewnianego pomostu stojącego nad wodą. Na pomoście takim naogół nie można jednak ustawiać dźwigów i prowadzić torów kolejowych.

Prostopadłe nadbrzeże zbudowane być może przy mniejszych głębokościach (2—4 *m*) jako bulwark drewniany ze szpuntpali odpowiednio zakotwowanych i wzmocnionych palami okrągłemi. Górną część ścianki szpuntpalowej wystawioną na gnicie zamienić można ścianką betonową lub żelbetową. Przy głębokościach średnich (3—6 *m*) lub przy słabszem obciążeniu brzegu

stosować można ścianki szpuntpalowe żelazne (np. systemu Larssen) lub ścianki żelbetowe jedne i drugie silnie zakotwione od strony lądu. Wreszcie przy większych głębokościach, a zwłaszcza przy większych obciążeniach konieczna jest budowa masywnego nadbrzeża. W razie słabych wahań poziomu wody i odpowiedniego gruntu nadbrzeże takie można tanio wykonać, budując mur schodzący jedynie 30 – 50 *cm* pod poziom średniej wody i wsparty na długich palach drewnianych (Gdańsk, Hamburg, Szczecin; fig. 216). Niezbędnym warunkiem jest, jak dla wszystkich budowli drzewnych na morzu, nieobecność w wodzie organizmów toczących drzewo. Dla uniknięcia podmycia niezbędna jest ścianka szpuntpalowa z przodu lub lepiej z tyłu muru nadbrzeżnego. Podobne konstrukcje są zastosowane do żelazobetonu (Kopenhaga).

Gdzie użycie drzewa jest niemożliwe ze względu np. na skaliste dno, organizmy morskie lub poprostu wysoką cenę, budowane są nadbrzeża całkowicie masywne, np. w formie zwykłego muru oporowego, o ile jest możliwe wykonanie nadbrzeża nie pod wodą (Dunkierka, Cardiff), lub za-

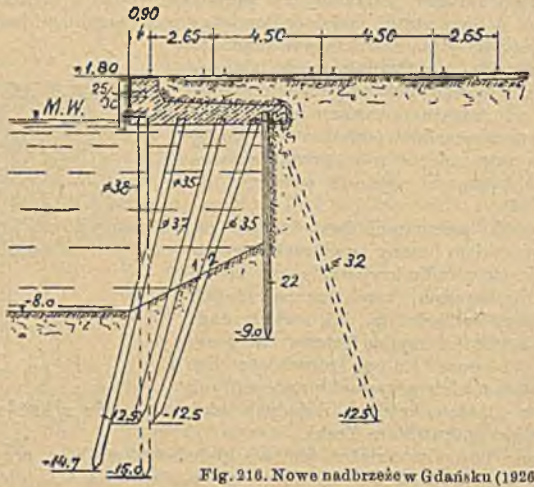


Fig. 216. Nowe nadbrzeże w Gdańsku (1926).

pomocą fundamentów studniowych (Glasgów), kesonów pneumatycznych (Antwerpja), skrzyń betonowych (Gdynia), stosowanych przeważnie przy wykonywaniu budowy w wodzie.

Nadbrzeże zaopatrzone być musi w dostateczną ilość pali, pachołków lub kół do przymocowania statków zapomocą lin. Mur nadbrzeżny posiadać musi pale lub drewna ochronne, zabezpieczające statki i mur od wzajemnych uderzeń.

Statki, które niekoniecznie leżeć muszą bezpośrednio przy brzegu, mogą przybijać do t. zw. Duc d'Albów czyli silnych słupów, utworzonych z kilku lub nawet kilkunastu pali drewnianych, zabitych w wodę i połączonych nad wodą wiązaniem drewnianem lub żelaznem. Do umocowania statków służyć mogą również pływające boje czyli umocowane do dna zapomocą kotwic i łańcuchów duże pławy metalowe, pływające na powierzchni wody.

Urządzenia przeładunkowe i składowe. Zaopatrzenie nadbrzeży w urządzenia składowe i przeładunkowe, oraz w tory kolejowe zależy w zupełności od rodzaju towarów, dla jakich nadbrzeże to jest przeznaczone. Odróżniać należy przedewszystkiem towary masowe takie jak rudy i węgiel, i towary specjalne jak nafta, zboże w stanie luźnym, bawełna w belach, drzewo itp. od t. zw. różnorodnych (general cargo) opakowanych zwykle w skrzynki lub worki. Te różne kategorje towarów wymagają zupełnie innych

urządzeń i dlatego wskazanem jest w porcie rozdzielić zupełnie ruch towarów masowych od towarów różnorodnych i dla najważniejszych grup towarów stworzyć urządzenia oddzielne, wyspecjalizowane, czy to tworząc specjalne baseny np. dla nafty, dla węgla, dla drzewa itd., czy też przeznaczając dla każdego z tych towarów inny odcinek wybrzeża lub też całą strefę portu, zależnie od rocznej ilości przeładunku danego towaru.

Towary różnorodne są to przeważnie skrzynki drewniane, czasem worki lub bele lub też np. pojedyncze części maszyn itp., o wadze przeciętnie 50—200 *kg*. Wyładunek z okrętu odbywa się zapomocą dźwigów okrętowych lub lepiej zapomocą dźwigów nadbrzeżnych. Dźwigi te muszą być obrotowe, ruchome wzdłuż brzegu i nie mogą hamować ruchu wagonów na torach nadbrzeżnych, więc dźwigi portalowe lub lepiej półportalowe, oparte z jednej strony na nadbrzeżu, z drugiej na krawędzi składu. Nośność najogólniej przyjęta dla tych żórawi jest 3 *t* (Londyn, Hamburg, ostatnio

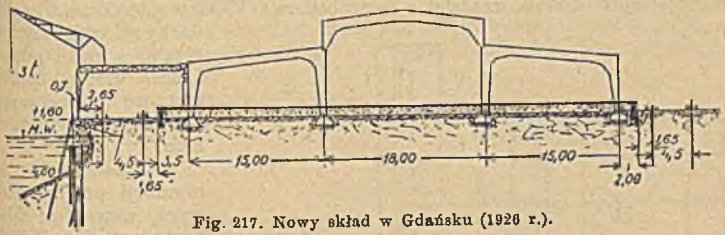


Fig. 217. Nowy skład w Gdańsku (1926 r.).

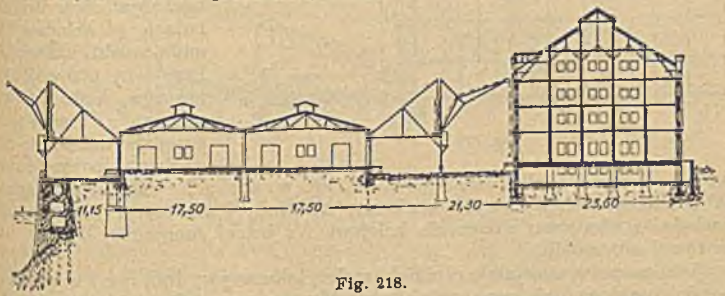


Fig. 218.

Gdańsk), co stanowi już i maximum. W wielu portach przyjęto nośność $2^1/_2$ *t* (Szczecin, Kopenhaga) a nawet $1^1/_2$ *t* (Rouen, Hawr). Najlepszym napędem jest siła elektryczna, używane są również starsze żórawie hydrauliczne, rzadziej parowe. W portach o silnym ruchu dźwigi ustawione są co 25 *m* długości wybrzeża, a w Hamburgu nawet co 18 *m*. Każde miejsce postoju dla średniego statku, 80—100 *m*. powinno teoretycznie posiadać 2—4 dźwigów, dla wielkich statków nawet 6.

Bezpośrednio przy brzegu znajdować się powinny normalnie dwa tory kolejowe, a za niemi skład kryty dla przejściowego składowania, sortowania i sprawdzania towarów przed dalszem wysłaniem ich z portu. Jeśli towary naogół bardzo krótko leżą w porcie, składy te są parterowe (prawie wszystkie porty niemieckie, francuskie i belgijskie) i nie służą do dłuższego składowania, lecz tylko do przeładunku. Składy takie muszą być obszerne i bardzo widne (fig. 217). Szerokość ich wynosić powinna 30—60 *m*, długość 80—200 *m*. Towary, idące na skład w porcie, przenoszone być muszą do specjalnych wielopiętrowych budynków składowych, położonych bądź bezpośrednio za halami przeładunkowemi (Brema, Szczecin; fig. 218), bądź też w innej części portu (Hamburg, Hawr, Dunkierka, Antwerpja).

Jeśli transport towarów z portu odbywa się głównie koleją, to hale przeładunkowe dobrze jest budować z rampami i z wysoko leżącą podłogą mniej więcej na 1 *m* nad ziemią (porty niemieckie). Jeśli odgrywa większą rolę ruch towarowy automobilami lub końmi, to lepiej jest podłogę składu umieszczać na poziomie ulicy, aby automobile mogły wjeżdżać do wewnątrz (porty francuskie, belgijskie, angielskie).

Tam, gdzie towary przeciętnie przebywają w porcie dłużej niż 10—15 dni, mimo że nie są przeznaczone dla długoterminowego składowania, wskazanem być może budowanie nad brzegiem składów dwu- lub kilkopiętrowych (Kopenhaga, Oslo, Manchester, Genua), które również budowane są tam, gdzie brak miejsca nie pozwala na budowę szerokich hali (Altona). Wybór między halami parterowemi a piętrowemi jest trudny i zależny w zupełności od charakteru ruchu portowego. Więcej niż parter i dwa piętra dla składu nad brzegiem przeznaczonego dla towarów różnorodnych niewskazane.

Składy parterowe buduje się zwykle z betonu lub cegieł, belki dachowe najczęściej z drzewa, rzadziej z żelazobetonu. W dawnych konstrukcjach dachy żelazne, niepraktyczne w razie pożaru i dość drogie. Składy piętrowe i magazyny składowe najlepiej z żelbetu.

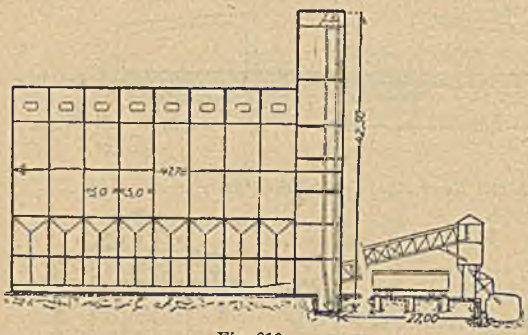


Fig. 219.

Dla potanienia manipulacji przeładunkowych wewnątrz składów używa się w dużych halach składowych małe wózki automobilowe dla przewożenia towarów, małe dźwigi ruchome o własnym popędzie ustawione na wózkach, wreszcie taśmy ruchome dla układania towarów, np. w workach, jeden na drugim. W składach wielopiętrowych konieczne są windy i elewatory. Skład musi posiadać z obu stron połączenie kolejowe i z jednej conajmniej dojazd dla wozów i automobili.

Dla towarów specjalnie ciężkich (walce, lokomotywy itp.) musi w każdym porcie znajdować się conajmniej jeden żóraw o nośności do 50 *t*, stały lub pływający.

Towary specjalne. Niektóre towary, jak np. zboże luzem, wymagają specjalnych urządzeń składowych. Dla zboża buduje się bezpośrednio przy brzegu śpichrze wielopiętrowe przeważnie jako silo wielokomorowe, pozwalające zboże suszyć i czyścić podczas przeładunku. Czasem silo takie może być zbudowane dalej od brzegu i połączone z nim taśmami transportowemi (Dunkierka, fig. 219). Śpichlerze zbożowe zaopatrzone są w aspiratory pneumatyczne dla przeładunku zboża ze statku lub z wagonów do składu lub naodwrót, co odbywa się z szybkością 200—400 *t* na godzinę.

Dla zboża w workach, mąki lub cukru w workach buduje się składy wielopiętrowe nie o systemie komór pionowych, tylko normalnych pięter (Gdańsk, spichlerz Wielera & Hartmanna). Dla towarów w workach urządzone są specjalne elewatory.

Nafta i oleje mineralne przeładowują za pośrednictwem dużych metalowych zbiorników czyli tanków pojemności do kilku tysięcy m^3. Zbiorniki połączone są rurociągami z nadbrzeżem i naftę przepompowywuje się ze zbiornika na statek lub naodwrót. Zbiorniki naftowe umieszczać należy w możliwie izolowanem miejscu portu, ze względu na niebezpieczeństwo pożaru.

Drzewo naogół nie wymaga budynków składowych z wyjątkiem wyrobów czulszych, jak np. klepki dębowe lub materjał tarty, który składa się chętniej pod dachem. Naogół wystarczą wolne przestrzenie, pokryte dachem drewnianym wspartym na słupach. Drzewo wymaga natomiast rozległych przestrzeni lądowych i wodnych do składowania i sortowania, a również dostatecznego rozwinięcia torów wyładunkowych. Przeważnie drzewo przeładowywane jest ręcznie lub windami okrętowymi. Dla cięższych kloców żórawie parowe na szynach kolejowych.

Towary masowe. Pod nazwą tą rozumiemy towary w stanie luźnym, nieczułe lub mało czułe na względy atmosferyczne, a więc rudy żelazne i inne, węgiel, piryty, fosfaty itp. Towary te przechodzą zwykle przez port w dużych ilościach a ponieważ są tanie, wymagają specjalnie szybkiego i taniego przeładunku. Czem prędszy jest przeładunek, tem tańsze są frachty morskie, gdyż czas postoju statku w porcie się skraca; towary masowe zaś wysokich frachtów nie znoszą. Mechanizacja przeładunku jest w tej dziedzinie doprowadzona najdalej.

Przeładunek odbywa się najczęściej bez składowania, wprost z wagonu lub berlinek na statek lub naodwrót. O ile składowanie jest potrzebne,

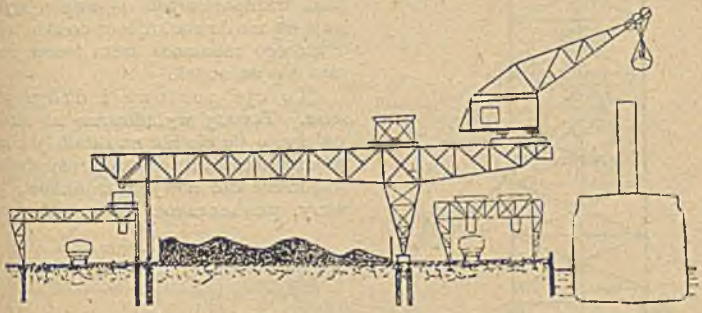


Fig. 220.

odbywa się ono na placu otwartym. Urządzenia dla towarów masowych wymagają dużego rozwoju torów nadbrzeżnych i torów odstawczych. Nad brzegiem ustawia się nie dwa, lecz trzy, pięć i więcej torów połączonych między sobą zwrotnicami. Przeładunek odbywa się najczęściej zapomocą dźwigów portalowych lub mostowych o nośności 5—7 *t* dla węgla, 7—15 *t* dla rudy. Dźwigi zaopatrzone są w chwytacze automatyczne (benne preneuse, Selbstgreifer), które zamykając się własnym ciężarem chwytają jednocześnie węgiel lub rudę. Jeśli przeładunek odbywa się ze statku na wagon, dobrze jest ustawić nad brzegiem ruchome małe zbiorniki lejkowatej formy, do której dźwigi wyładowuje zawartość chwytacza, nie czekając na podstawienie wagonu. Jako przykład takiej instalacji podajemy urządzenia dla wyładunku węgla w Boulogne (fig. 220).

Przy przeładunku ze statku na berlinkę lub naodwrót używa się często żórawi pływających (Rotterdam). Wydajność dźwigów z chwytaczami, lądowych lub pływających, wynosi od 40 do 150 *t* na godzinę.

Dla przeładunku węgla z wagonu na statek używa się, o ile rodzaj wagonów na to pozwala, specjalnych urządzeń, które cały wagon podnoszą i przechylają, wysypując zawartość jego do luki okrętowej (culbuteur, Kohlenkipper). Urządzenia te zwłaszcza rozpowszechnione są w portach węglowych angielskich, gdzie wykonane są w formie wysokich elewatorów (Glasgow, Cardiff, fig. 221) oraz w portach amerykańskich, gdzie na wielkich jeziorach Stanów Zjednoczonych aparaty te przewracają specjalne wagony 100-tonowe i umożliwiają niezwykłe szybkości załadunku (statek 10.000 *t*

w 4—5 godzin). Normalne europejskie wywracacze mają wydajność 200 do 300 *t* na godzinę (Hamburg, Rotterdam, Duisburg, fig. 222). Urządzenia te nie nadają się do wszystkich wagonów i praktyczne są tylko przy załadunku dużych ilości węgla jednego gatunku na jeden statek, gdyż inaczej ranżowanie wagonów zabiera dużo czasu. Prócz tego niszczą węgiel.

Wreszcie nadmienić należy przeładunek rud i węgla zapomocą transporterów taśmowych, pozwalających na przeładunek bardzo szybki i regularny. Węgiel lub rudę wyładowuje się z wagonów, umieszczonych na wysokiej rampie na plac lub do specjalnych otwartych zbiorników, a stamtąd zapomocą taśm stalowych bez końca przenosi się go na wysokie rusztowanie nadbrzeżne, stąd specjalną rynną zsypuje się do luki okrętowej. W odwrotnym kierunku przebieg jest podobny z tą różnicą, że nad brzegiem potrzebny jest dźwig z chwytaczem, który podaje towar na taśmę. Urządzenie takie mogą z łatwością przeładować 200 do 300 *t* na godzinę i więcej. W niektórych portach system wywracaczy wagonów połączony jest z systemem taśm transportowych — wagon wysypuje się nie do statku, lecz do zbiornika, z którego zapomocą taśm towar przenosi się na statek.

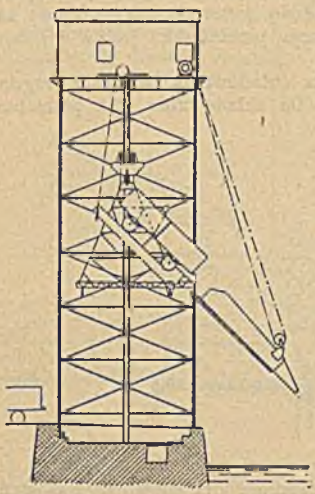


Fig. 221.

Koleje portowe i drogi wodne. Towary wyładowane ze statku należy, o ile nie idą na skład, jak najprędzej odwieźć z portu i oswobodzić nadbrzeże dla nowych ładunków. Towary, przeznaczone na wywóz drogą

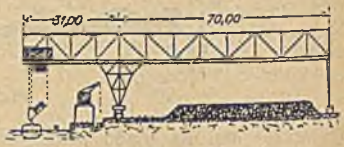


Fig. 222.

morską, muszą być punktualnie dowiezione do statku, aby w każdym wypadku uniknąć niepotrzebnego postoju statków. Zarówno nadmierne nagromadzenie towarów na nadbrzeżach, jak i opóźnienia towarów potrzebnych do wywozu wywołują silne zakłócenie ruchu portowego i mogą doprowadzić do zupełnego zatamowania ruchu. Aby tego uniknąć, należy drogi dowozu do portu, a zwłaszcza koleje portowe rozbudować w taki sposób, aby mogły sprostać wymaganiom największego ruchu, jaki się w porcie zdarza. Naogół potrzebny jest duży dworzec przetokowy dla podziału pociągów pomiędzy poszczególne baseny lub części portu, potem mniejsze dworce dla każdego basenu dla podziału wagonów pomiędzy poszczególne składy i miejsca postoju dla statków. Na nadbrzeżu potrzebna jest dostateczna ilość torów po obu stronach hali składowych. Zwłaszcza dla towarów masowych wydajność urządzeń przeładunkowych jest w pierwszym rzędzie zależna od dostatecznej ilości i dobrego rozkładu torów ładunkowych.

W portach rzecznych, gdzie ruch berlinek odgrywa dużą rolę, należy przewidzieć miejsca postoju lub baseny specjalne dla berlinek i statków rzecznych. Pożądane jest możliwie ścisłe odgraniczenie ruchu berlinek od statków morskich, co np. w Hamburgu osiągnięte jest przez rozbudowę całej sieci kanałów i basenów dla żeglugi rzecznej, połączonych z basenami morskiemi specjalnemi wejściami w tylnej części basenu, tak, że berlinki

z innej strony wyjeżdżają do basenów morskich niż statki morskie i po skończonym przeładunku natychmiast je opuszczają.

Środki naprawy statków. Każdy większy port posiadać musi warsztaty i stocznie okrętowe, oraz urządzenia umożliwiające naprawę okrętów wydobytych uprzednio nad powierzchnią wody. Do celu tego służą suche lub pływające doki.

Suchy dok jest budowlą masywną, przypominającą komorę śluzową z jednem wejściem, przez które dok komunikuje się z wodami portowemi. Po wprowadzeniu statku przeznaczonego do reperacji, do otwartej i napełnionej wodą komory wrota wejściowe zostają szczelnie zamknięte i z komory woda się wypompowuje. Rozmiary największych doków suchych wynoszą do 300 *m* długości i 14 głębokości (Havre, Southampton). Budowa opłaca się zwłaszcza przy odpowiednim gruncie. Koszta utrzymania małe, czas trwania długi.

W portach niemieckich jest ogólnie przyjęty system doków pływających, które zatapia się dla przyjęcia statku i potem wraz ze statkiem podnosi przez wypompowanie wody ze specjalnych obustronnych komor. Koszta budowy znacznie mniejsze niż dla doków suchych, lecz koszta utrzymania większe, szybsze zniszczenie i mniej wygodna praca.

LITERATURA.

Laroche: Ports maritimes. Paris.
Quinette de Rochemont: Ports maritimes. Paris.
de Joly et Laroche: Travaux maritimes. Paris 1924.
Shield: Principles and Practice of Harbor Construction.
Th. Stevenson: The Design and Construction of Harbors.
O. Schulze: Seehafenbau. Berlin 1913.
Proetel: See- und Seehafenbau.

Fundamenty.

Napisał

inż. dr. Otto Nadolski,

profesor politechniki, Lwów.

Fundament jest podstawową częścią każdej budowli; na nim spoczywa cały ciężar budowli i działających na nią sił (z obciążeniem ruchomem) i za pośrednictwem fundamentu przenosi się na grunt.

W celu zapewnienia budowlom trwałości musimy zachować równowagę pomiędzy działaniem sił przenoszonych przez fundament, a wytrzymałością gruntu.

Dopuszczalne obciążenia gruntu. Dopuszczalne obciążenie musi być mniejsze od wytrzymałości gruntu na ciśnienie. Mimo, że rozkład naprężeń gruntu pod fundamentem zasadniczo jest niejednostajny i zależy od rozmaitych okoliczności, przyjmujemy powszechnie rozkład jednostajny, o ile ciężar G działa w środku ciężkości podstawy:

$$G = pF, \quad p = \frac{G}{F},$$

gdzie p — dopuszczalne obciążenie, G — ciężar budowli, F — powierzchnia podstawy budowli.

Ze względu na wytrzymałość, rozróżniamy następujące główne typy gruntów:

1. Skały o warstwach poziomych, o miąższości conajmniej 2—3 *m*, bez względu na twardość, są dobrym i wytrzymałym gruntem dla wszelkich

budowli. Przy warstwach pochylonych — zbadać podłoże i stosunki wodne, czy nie zagrażają tworzeniem usunięć. W pobliżu kopalń zbadać, czy grunt (choćby skalny) się nie zapada. Pokłady skalne, łatwo ulegające wymyciu (sól, gipsy, wapienie), wymagają specjalnej ostrożności. Dopuszczalne obciążenie (p) przyjmuje się około $^1/_{10}$ wytrzymałości na ciśnienie, zatem przy twardych skałach (wybuchowych, wapieniach) od 15 do 30 kg/cm^2, przy miękkich (piaskowce, zlepieńce) 6—15 kg/cm^2.

2. Pokłady żwirów, o miąższości od 3 m, powstałe z osadowego działania wody, są dobrym gruntem; pochodzące ze zwietrzenia skał (moreny) wymagają ostrożności i mają mniejszą wytrzymałość. Ujemnie wpływa przesiąknięcie wodą, zwłaszcza płynącą; może wymyć cząstki ziemiste i piaszczyste i osłabić wytrzymałość. Wymaga zatem osłony fundamentu ścianą szczelną, odpowiednio głęboką. Dopuszczalne obciążenie, zależne od warunków, od 5 do 8 kg/cm^2, wzrasta z głębokością podstawy fundamentu pod terenem.

3. Piasek zbity, w warstwach od 3 m, osadzonych przez wodę, suchy lub średnio wilgotny, jest dobrym gruntem. Prąd wody, nawet słaby, zmniejsza bardzo wytrzymałość — konieczne zatem zamknięcie budowli głęboką ścianą szczelną. W wykopach w gruncie piaszczystym wskazana duża ostrożność przy pompowaniu, aby nie wzruszyć pokładu. Dopuszczalne obciążenie 2,5—6 kg/cm^2, zależnie od miąższości pokładu i stosunków wodnych. Niebezpieczne pokłady piasku płynnego i lotnego (wydmy piaszczyste).

4. Pokłady iłów i gliny, mało wilgotne, o miąższości 3—4 m, mogą przyjąć obciążenie 4—5 kg/cm^2; w większych głębokościach do 8 kg/cm^2. Sucha glina do 3 kg/cm^2. W miarę wzrostu zawartości wody maleje wytrzymałość (2,5—1,0 kg/cm^2); wskazane osuszenie. W piaszczystym ile lub glinie konieczne zabezpieczenie przed nasyceniem wodą (rozmoknięciem) i przed mrozami. Przymieszka piasku podnosi wytrzymałość, wymaga jednak tem lepszego zabezpieczenia przed wodą.

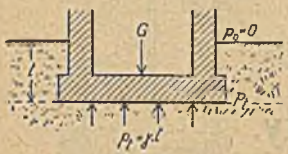


Fig. 223.

5. Ziemia urodzajna (próchnica), torf, borowina, muł, oraz wszelkie nasypy (zwłaszcza nie stare) są złym gruntem fundamentowym, i wymagają z reguły wzmocnienia lub przeniesienia obciążenia na pokłady wytrzymalsze. Obciążenie starych nasypów do 1 kg/cm^2. Zabezpieczyć się przed wodą.

Pokłady torfu, szlamu wodnistego itp. nie mogą przyjąć na powierzchni żadnego obciążenia ($p = 0$); w głębokości t pod powierzchnią (fig. 223) dopuszczalne obciążenie nie może przekroczyć granicy:

$$p_t < \frac{G}{\gamma\, t\, F},$$

gdzie G — ciężar budowli, γ — ciężar gat. torfu lub podobnego gruntu, F — pow. podstawy — a to w myśl zasady hydrostatycznej. Ciężar budowli nie może zatem być większy, niż ciężar wypartej (względnie wybagrowanej) objętości gruntu (torfu, szlamu).

6. Zmienny i naprzemianległy układ pokładów, zwłaszcza nachylonych, wymaga ostrożności. Niebezpieczne warstewki piasku, które mogą doprowadzać wodę, jak również powierzchnie nieprzepuszczalnych warstw (iły, gliny), po których, wskutek rozmoknięcia pod działaniem wody, nawet nieznaczne naruszenie równowagi (skopanie skarpy, rów) może wywołać obsunięcie się górnych warstw.

Podane wyżej cyfry dopuszczalnego obciążenia mają zasadniczo charakter informacyjny; wskazane w każdym poszczególnym wypadku dokładne rozpatrzenie i uwzględnienie wszystkich okoliczności, które na dobór właściwej miary wpłynąć mogą. (Por. też dział: „Zasady projektowania mostów".)

Zasadniczo wytrzymałość gruntu wzrasta w miarę zagłębiania się pod teren (z wyłączeniem pokładów skalnych), a to wskutek nacisku warstw górnych $\gamma . t$ (przez zgęszczenie i opór przeciw usunięciu części gruntu z pod osiadającego się fundamentu), oraz wskutek tarcia T (wywołanego parciem gruntu Z) na pionowe boczne ściany fundamentu.

Ogólnie wytrzymałość gruntu w głębokości t pod terenem:

$$p_t = p_0 + \gamma t + T \frac{O}{F},$$

gdzie p_0 — wytrzymałość na wierzchu, O — obwód, F — powierzchnia fundamentu; tarcie:

$$T = \mu Z = \mu \gamma \frac{t^2}{2} tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

gdzie μ — spółczynnik tarcia gruntu o ściany fundamentu; γ — ciężar 1 m^3 gruntu w tonnach, φ — kąt naturalnego stoku.

Wartość μ, γ, φ dla rozmaitych gatunków gruntu można przyjmować z poniższej tabelki:

Jakość gruntu i ścian fundamentu	p_0 kg/cm^2	μ	γ t/m^3	φ^0	$\mu \gamma tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$
Szlam, torf w górnych warstwach .	0	0,05	1,5	5°	0,06
Szlam, torf zbity w dolnych warstwach o gładki mur	0,5—1,0	0,10	1,8	15°	0,10
Szlam, torf zbity w dolnych warstwach o szorstki mur	0,5—1,0	0,20	1,8	15°	0,21
Rozmokły ił, glina o gładki mur .	1,0—2,5	0,20	2,0	25°	0,16
Rozmokły ił, glina o szorstki mur .	1,0—2,5	0,30	2,0	25°	0,24
Piasek, żwir o gładki mur	3—6	0,30	1,8	30°	0,18
Piasek, żwir o szorstki mur . . .	3—6	0,60	1,8	30°	0,36

W znaczniejszych głębokościach pod terenem (od około 10 m) parcie ziemi Z, zatem i tarcie T można przyjmować stałe. Tylko w mokrym szlamie i torfie — wzrasta dalej w myśl powyższych uwag. — Z doświadczeń można przyjmować od około 10 m wgłąb:

tarcie w ile lub glinie o ściany z nitowanej blachy . . . . $T = 1,5\ t/m^2$
tarcie w ile lub glinie o ściany z drzewa . . . . . $T = 2,0\ t/m^2$
tarcie w ile lub glinie o ściany z muru . . . . . $T = 2,5\ t/m^2$
tarcie w piasku lub żwirze o ściany z nitowanej blachy . . $T = 2,0\ t/m^2$
tarcie w piasku lub żwirze o ściany z drzewa . . . . . $T = 3,0\ t/m^2$
tarcie w piasku lub żwirze o ściany z muru . . . . . $T = 3,5\ t/m^2$

Daty powyższe odnoszą się do ścian (fundamentu) pionowych. Przy ścianach bocznych pochyłych, rozszerzonych u dołu — tarcie nie występuje; przy zwężających się ku dołowi — tarcie to wzrasta.

Zasady powyższe mogą służyć do obliczania tarcia o ściany pali, studni, kesonów itp.

Badanie gruntu. Celem poznania właściwości gruntu przeprowadzić należy odpowiednie badania. Do tego służy (por. też dział: „Roboty ziemne", str. 23):

1. Sondowanie przy pomocy sondy, pręta żelaznego okrągłego, $d = 25—40\ mm$, u dołu zaostrzonego, z „torebką" na próbki gruntu

(fig. 224). Sondy wbija się lub wkręca do głębokości 4—6 *m*. Przy obrocie sondy zgrzyt wskazuje na ziarna żwiru lub piasku, chlupotanie przy po-

Fig. 224.

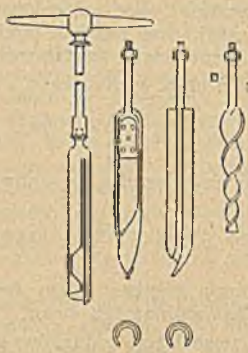


Fig. 225.

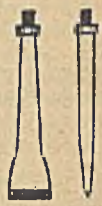


Fig. 226.

nownem wkładaniu wskazuje na obecność wody, żółtawa powłoka tłusta wskazuje na glinę, zielonawa lepka wskazuje na ił itp.

2. Wiercenia próbne wykonywa się przy głębokościach do 30 *m*. Do wykonania używa się świdrów obrotowych (fig. 225) o średnicy 5—15 *cm*, które wkręca się w grunt miękki lub sypki, za każdym razem 40—60 *cm*. Do przebicia warstw twardych lub kamieni używa się świdrów dłutowych (fig. 226), które się spuszcza udarowo z wysokości 50—80 *cm*, skręcając ostrze dłuta około osi za każdym udarem o $^1/_8$ część całego obrotu. Do zawieszenia świdra na trójnogu i przedłużenia na potrzebną głębokość używa się trzonków o przekroju kwadratowym 25 do 40 *mm*, w długościach 1,5—4 *m*, łączonych śrubowo, lub na widły. Przy świdrach udarowych używa się luźnospadów (nożyc), ograniczających udar do samego dłuta. Do wydobycia skruszonego materjału używa się łyżek rurowych, zamkniętych u dołu wentylem klapowym lub kulowym. Otwory w materjale sypkim lub rozwodnionym muszą być zarurowane. Rury blaszane nitowane, lepiej spawane lub walcowane. Elementy 2—4 *m* długie, średnice o 40 *mm* większe od średnicy dłuta. Połączenia na gwint śrubowy.

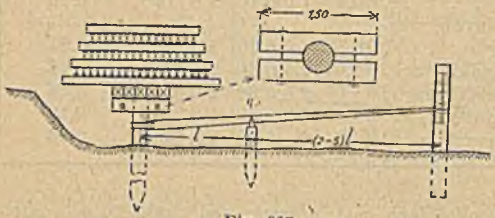


Fig. 227.

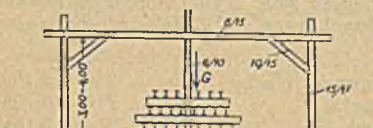


Fig. 228.

3. Doły lub szyby próbne, o ścianach pionowych, o przekroju prostokątnym 1,0 . 1,50 do 1,50 . 2,50 *m*. W pokładach sypkich konieczne kosztowne ubezpieczenie ścian dylami poziomymi, lub mocniejsze pionowymi. Dają najlepszy przegląd gruntu. Należy wykonać pod budowle ciężkie i kosztowne. Trudności przy napływie wody, którą usuwa się pompowaniem.

4. Pale próbne — w razie zamiaru oparcia fundamentu na palach. Głowa pala próbnego w poziomie głów pali definitywnych. Obciążenie przez

dłuższy czas ciężarem 1,5—2,0 razy większym, niż zamierzone definitywne obciążenie pala. Zagłębianie obserwować najlepiej w powiększeniu, jak na

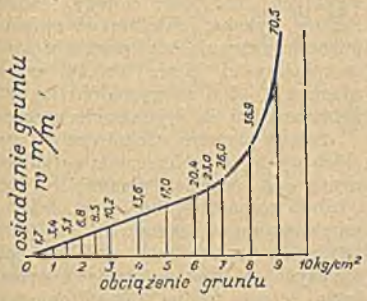


Fig. 229.

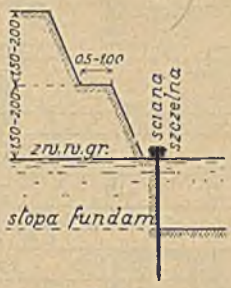


Fig. 230.

fig. 227. Palami takimi zbadać należy grunt w kilku miejscach przyszłej budowli. Wyniki wartościowe i celowe tylko w razie zamierzonego oparcia fundamentu na palach.

5. Próbne obciążenie gruntu, według fig. 228, w głębokości, w której ma stanąć stopa fundamentu. Wykonywa się tylko dla bardzo ważnych i dużych budowli. Blok wciskany o powierzchni podstawy $F =$ od 0,5 m^2 do 1,0 m^2 powinien mieć podstawę geometrycznie zbliżoną do rzutu fundamentu rzeczywistego. Próbę przeprowadza się od małych do dużych obciążeń, dochodząc $1^1/_2$ do 2-krotnie większego obciążenia, niż zamierzone definitywne; mierzy się przytem głębokości osiadania się bloku. Osiądnięcie 15—30 *mm* można uważać za dopuszczalne. Badanie przeprowadza się w kilku punktach przyszłego fundamentu, zawsze przez czas dłuższy, najlepiej w okresie zimowej przerwy w budowie. Do tego samego celu służą także przyrządy, skonstruowane przez inż. Mayer'a[1]).

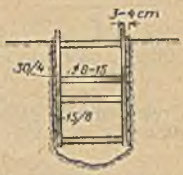


Fig. 231.

Wykres graficzny wyników takich obciążeń w gruncie plastycznym podaje przykładowo fig. 229, w której od obciążenia 6,5 *kg/cm²* począwszy, okazuje

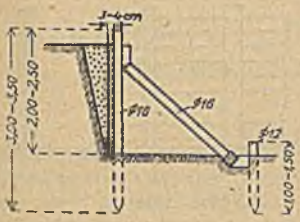


Fig. 232.

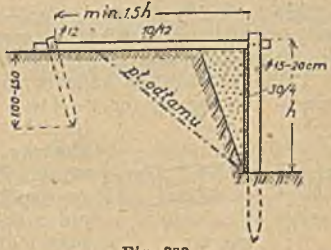


Fig. 233.

się szybki wzrost osiadania. Tu zatem maksymalne obciążenie nie powinno przekroczyć 5,6 *kg/cm*, przy którem osiadanie wynosiło 23 *mm*.

[1]) Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereines Nr. 44 ex 1896. Wiener Bauindustrie-Ztg. Nr. 4 ex 1896.

Wykonanie, zabezpieczenie i osuszenie wykopu fundamentowego. Wykop fundamentowy wykonywa się powyżej zwierciadła wody gruntowej w zwykły sposób, przy pomocy zwykłych narzędzi (łopaty, kilofy). Ściany wykopu, zależnie od zwięzłości gruntu, skarpuje się możliwie stromo (w piaszczystej glinie 1:0,5), w stopniach 1,50—2,0 *m* wysokich (fig. 230), z ławeczkami na wyrzucanie wykopu.

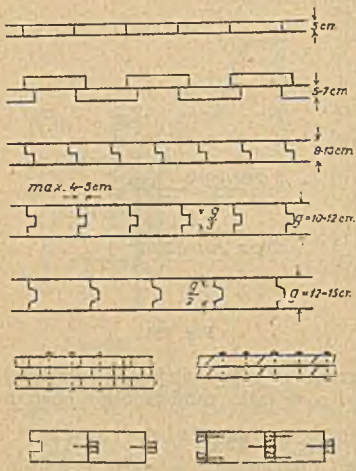


Fig. 234.

Ściany pionowe ubezpiecza się w wąskich wykopach opierzeniem z dyli poziomych lub rzadziej pionowych, odpowiednio rozpartych (fig. 231). Jako rozpory mogą służyć krąglaki o $d = 8-15$ *cm*, lub lepsze rozpory śrubowe. W wykopach szerszych niż 6 *m* rozparcie o przeciwległą ścianę trudne. Tam opiera się opierzenie o bite słupy, podparte co 2 *m* zastrzałami (fig. 232), lub zakotwione (fig. 233). Pale kotwiczne tak daleko, aby leżały poza płaszczyzną naturalnego odłamu.

Jeżeli wykop sięga pod zw. wody gruntowej, muszą być ściany zabezpieczone palisadą (ścianami szczelnymi, fig. 230). Dyle ścian szczelnych drewniane do głębokości 2,5 *m* powinny otrzymać grubość 5—8 *m*, „ „ 3—4 *m* „ „ „ 8—10 *m*,

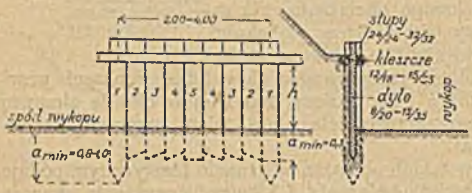


Fig. 235.

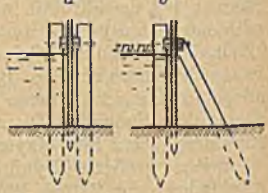


Fig. 236.

głębsze na każdy dalszy 1 *m* o 2—2,5 *cm* grubsze. Ustawienie i kształty przekroju dyli, jak na fig. 234.

Palisady wbija się kafarem pomiędzy palami kierującymi (co 2—4 *m* i na załomach), wśród kleszczy poziomych. Wymiary, sposób zacięcia u dołu słupów i dyli, widoczny z fig. 235, jak również i porządek bicia słupów i dyli (według cyfr). — Do twardego gruntu pale muszą otrzymać okucia (trzewiki żelazne), dyle okucie blachą 2—5 *mm* grubą.

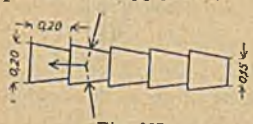


Fig. 237.

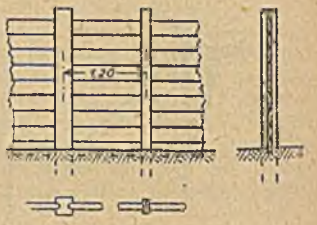


Fig. 238.

O ile wolna wysokość *h* przy biciu przekracza 3 *m*, daje się dołem drugie kleszcze, celem uniknięcia ugięć i zbytniego drgania dyli, osłabiającego udar.

Tańsze wykonanie przy palach kierujących okrągłych nazewnątrz palisady (fig. 236 *a*); wtedy można też pale kierujące bić ukośnie, w celu lepszego zniesienia parcia ukośnego (np. wody, fig. 236 *b*).

W trudnych warunkach bije się same pale o przekroju trapezowym (fig. 237).

Dokładne uszczelnienie palisady uzyskuje się przez otoczenie jej (od wnętrza wykopu) płótnem żaglowem, nasyconem dwu- lub trzykrotnie mieszaniną teru (10 części ciężaru) i oleju terpentynowego (1 część). Płótno przybija się pionowymi listwami co 50 do 60 *cm*. Uszczelnienie od dna warstwą betonu zatopionego, która dolną krawędź płótna przynajmniej na 1 *m* przykrywa. Uszczelnienie takie może zastąpić grodzę.

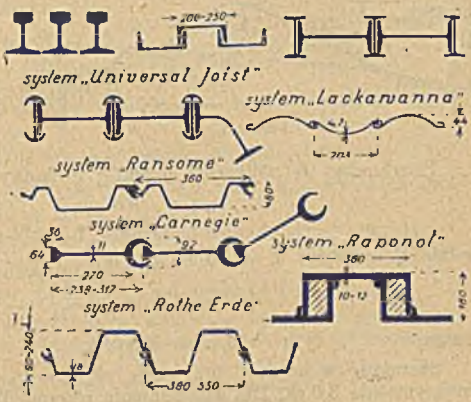


Fig. 239.

W prymitywniejszych warunkach można zastąpić palisady tańszymi znacznie ścianami zakładanymi (z desek, dyli, faszyn) wśród słupów drewnianych, lepiej żelaznych I (fig. 238).

Ściany szczelne żelazne w twardym materjale (nawet w miękkiej skale) wykonywa się ze starych szyn, zwykłych dźwigarów I, oraz ⊐, wreszcie z specjalnych kształtowników; stosunkowo bardzo szczelne (przykłady fig. 239). Używają ich przy większych głębokościach (powyżej 6 *m*), zwłaszcza w Ameryce. Łatwiejsze bicie, mniejsze wstrząśnienia terenu, ponadto mogą one być kilkakrotnie używane. Przy mniejszych głębokościach, zwłaszcza jeżeli ściana szczelna może być po wykonaniu budowy usunięta (budowa kanałów miejskich), używa się korzystnie ścian szczelnych z arkuszów blachy falistej (fig. 240), bitych pomiędzy rurami rozprutemi, lub łączonych na specjalne zakładki narożne. Można je używać 2—4 razy; przedstawiają większą szczelność niż ściany drewniane.

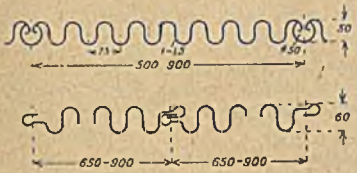


Fig. 240.

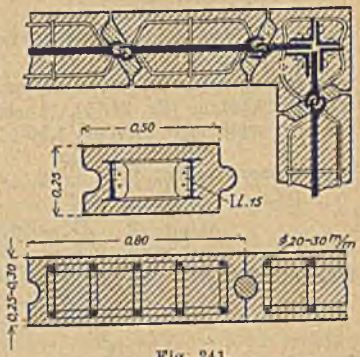


Fig. 241.

Przy bardzo poważnych budowlach, zwłaszcza jeżeli ściana szczelna ma być włączona do istotnej konstrukcji, dają ściany żelbetowe, uzbrojone prętami żelaznemi lub kształtownikami, używanemi do ścian żelaznych (fig. 241).

Do bicia ścian szczelnych używa się kafarów sznurowych lub parowych, rzadziej prądu wody (w materjale sypkim).

Ubezpieczenie wykopów fundamentowych w wodzie stojącej, względnie płynącej, wymaga zastosowania grodzy. Może to być tama ziemna (fig. 242), lepiej z worków, wypełnionych ziemią do 0,9 objętości. Dla stałości:

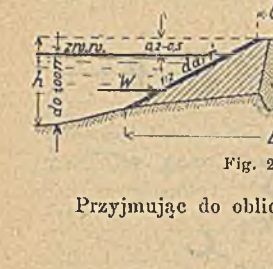


Fig. 242.

$$\mu G \geq W,$$

gdzie μ — spółcz. tarcia ziemi o ziemię = 0,50, G — ciężar tamy na 1 m b., W — parcie wody na 1 m b.

Przyjmując do obliczenia przekrój trójkątny ($b = o$), otrzymamy:

$$G = \frac{Bh}{2}(\gamma_z - \gamma),$$

gdzie γ_z = ciężar 1 m^3 ziemi = 1,6 t, γ = ciężar 1 m^3 wody = 1,0 t

$$W = \frac{\gamma \cdot h^2}{2},$$

zatem $B \backsim 4h$.

Szerokość w koronie przyjmuje się $b = {}^1/_3 - {}^1/_2\, h$, minimalnie 0,50 m, maksymalnie 3,0 m. Dla uszczelnienia nasypu daje się „duszę" (wewnętrzną część gęsto szrafowaną na fig. 242) z materjału szczelnego (ił, glina). Od strony wody łagodną skarpę należy obłożyć darnią, zwłaszcza w wodzie płynącej.

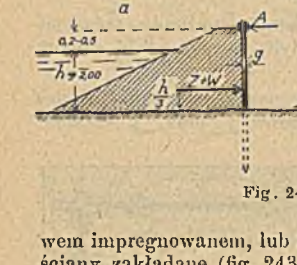


Fig. 243.

Częściej wykonywa się grodzę z ścian szczelnych (do 4 m), uszczelnionych płótnem żaglowem impregnowanem, lub też nasypem ziemnym (fig. 243 a). Mogą być także ściany zakładane (fig. 243 b), te ostatnie w formie zbitych tafli, opartych o słupy, wbijane w odstępie 1,50—2,0 m.

Tu parcie wody: $W = \frac{h^2}{2}\gamma$;

" " ziemi: $Z = \frac{h^2}{2}\gamma_z \sin\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\cos\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$,

przyjmując: ciężar wody i ciężar ziemi w wodzie

$$\gamma = \gamma_z = 1{,}0\ t/m^3,$$
$$\varphi = 25^0,$$

otrzymamy: $Z + W = \frac{3}{4}h^2$, (h wyrażone w m, Z i W w t)

ciśnienie na podporę: $A = \frac{Z+W}{3} = \frac{h^2}{4}$, (w t)

$$M_{max} = \frac{1}{7{,}8}h(Z+W) = 0{,}096\,h^3, \text{ (w } t\,m)$$

$$g = 2{,}4\sqrt{h^3}, \text{ (} h \text{ w } m,\ g \text{ w } cm).$$

Przy $h > 2{,}0\ m$ buduje się grodze z dwóch ścian szczelnych (fig. 244) t. zw. skrzynkowe, wypełnione nawozem, piasczystą gliną lub chudym betonem (jeżeli grodza ma wejść na stałe w konstrukcję fundamentu). Tu czasem jedną ścianę szczelną można zastąpić tańszą ścianą zakładaną.

Tu (fig. 244) ciężar grodzy: $G = b h \gamma_z$

parcie wody: $W = \frac{h^2}{2} \gamma$.

Momenty ze względu na punkt A:

$$W \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{2},$$

stąd:

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{3 \gamma_z}};$$

dla $\gamma = 1{,}0$, $\gamma_z = 1{,}60\ t/m^3$; $b = 0{,}45\, h$; najmniej $0{,}60\ m$

z pominięciem wytrzymałości zabitych dyli i pali. Stąd przy wysokich grodzach dają b jeszcze mniejsze.

Grubość dyli przy wypełnieniu materjałem rozmokniętym j. w., tj.

$g = 2{,}4 \sqrt{h^3}$; zresztą przyjmują
$g = 0{,}02\, l + 2\ cm$, (g w cm, l = długość dyli w m).

Przy wysokich grodzach (powyżej 4 m) korzystne są grodze dwudzielne (fig. 245). — Głębokość części wbitych ścian szczelnych przy grodzach powinna wynosić tyle co h.

W gruncie twardym (skalistym) daje się pale i ściany żelazne, lub specjalne umocowanie drewnianych u dna. Wysokość

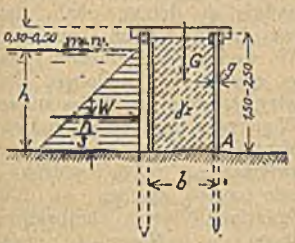


Fig. 244.

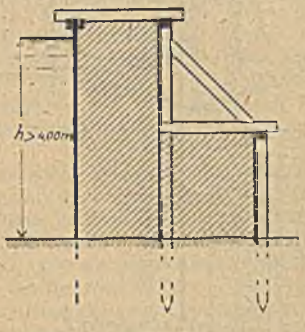


Fig. 245.

grodzy ponad zwierciadło wody około 50 cm ponad stan, przy którym budowa nie powinna być zalana. Uważać bardzo na szczelne połączenie wypełnienia grodzy z dnem i brzegami (z gruntem rodzimym).

Po ukończeniu budowy grodze usunąć, aby nie zwężały wolnego przekroju przepływu wody (z wyjątkiem gródz betonowych, wchodzących w konstrukcję budowli).

Osuszenie wykopu. Po zamknięciu zarysu fundamentu opierzeniem, ścianą szczelną lub grodzą, po wypompowaniu wody, wykonywa się wykop pod fundament na sucho przy pomocy zwykłych narzędzi; o ile wody wypompować się nie da, lub pompowanie ze względu na wzruszenie i osłabienie gruntu nie jest wskazane, wykonywa się wykop fundamentowy podwodnie, przy pomocy stosownych bagrownic.

Na pomieszczenie kosza ssącego dla pompy należy wykonać zagłębienie (studzienkę), zabezpieczone skrzynką bez dna, w obrębie wykopu fundamentowego, lub lepiej poza zarysem fundamentu. Dno wykopu zaopatrzyć rowkami lub drenami, sprowadzającymi wodę do studzienki pompowej. W gruncie piaszczystym pompowanie pod ciśnieniem wysokiego zwierciadła wody, poza ścianami szczelnymi się znajdującej, wywołuje prąd ku górze, który osłabia grunt, czego należy unikać. O ileby takie wzruszenie stopy fundamentu nastąpiło, należy grunt piaszczysty skomprymować przez zalanie wykopu, poczem

założyć płytę betonową pod wodą. — W trudniejszych wypadkach obniża się (przy pomocy studzien rurowych, założonych poza wykopem) zwierciadło wody gruntowej poniżej stopy fundamentu, a wykop i budowlę wykonywa się na sucho. Metody tej używa się przy budowie kolektorów miejskich, kolei podziemnych, głębokich budynków itp.[1]) (fig. 246).

Przy wielkich budowlach — podział wykopu na partje, z osobnymi rurociągami i stacjami pomp. Używa się pomp wirowych lub „mamutowych" (zgęszczonem powietrzem). — Przy pierwszych — wysokość pompowania 5—6 *m*, zatem ewentualnie więcej stopniowe pompowanie, w miarę pogłębiania wykopu.

Materjały budowlane do fundamentów. Do wykonania fundamentów używa się wszystkich głównych materjałów budowlanych, używanych do innych części budowli. Warunki jednak, w których w fundamentach materjały te się znajdują, względnie metody wykonania, wymagają specjalnych uwag.

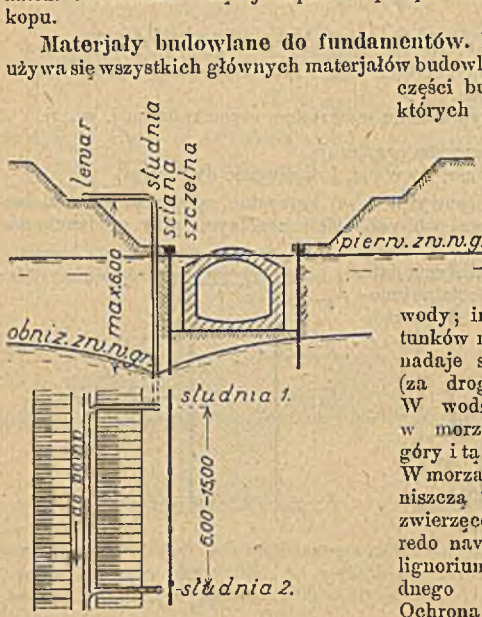


Fig. 246.

1. Drzewo może być użyte w fundamencie tylko wtedy, o ile stale leży pod najniższym stanem wody; inaczej łatwo butwieje. Z gatunków naszych drzew budowlanych nadaje się dobrze: dąb, modrzew (za drogie), sosna, świerk, jodła. W wodzie (w rzekach, stawach, w morzu) lód podciąga pale do góry i tą drogą naraża na zniszczenie. W morzach (zwłaszcza południowych) niszczą drzewo szkodniki świata zwierzęcego (robak świdrak — Teredo navalis, stonoga — Limnoria lignorium i larwa chrabąszcza wodnego — Nacerdes melanura). Ochrona — obicie blachą, osłona betonowa, impregnowanie kreozotem — działa tylko przez pewien czas.

2. Kamień. Zbity lepszy niż porowaty (nasiąkający wodę), zwłaszcza w miejscach wilgotnych, ulegających działaniu mrozów. Wytrzymałość skał wybuchowych zazwyczaj nie da się wyzyskać, ze względu na znacznie mniejszą wytrzymałość gruntu. Porowate wapienie i piaskowce niszczy w morzach rodzaj muszli świdrowej (Pholas dactylus).

3. Cegła do fundamentów powinna być dobrze wypalona (zendrówka) i zbita, na zaprawie cementowej lub cementowo-wapiennej; lepsza maszynowa niż ręcznego wyrobu.

4. Beton i zaprawa cementowa są bardzo ważnemi materjałami do budowy fundamentów.

Składniki (piasek, żwir, woda) muszą być zupełnie czyste, zwłaszcza nie mogą zawierać części ziemistych.

Cement portlandzki, wolno wiążący; odmiany szybko wiążące tylko przy silnym napływie wody, przy naprawach i w szczególnych wypadkach. Dodatek wapna (w formie mleka wapiennego), trasu lub gipsu — opaźnia czas wiązania. Ponadto dodatek wapna lub trasu (0,7—1,0 objętości cementu) czyni zaprawę i beton szczelniejszym na przesiąkanie wody

[1]) Dr. Ing. J. Schultze: Die Grundwasserabsenkung in Theorie u. Praxis. Berlin 1924.

i zmniejsza wypłukiwanie cementu przez wodę; dodatek gipsu ($^1/_2$—2%) powiększa wytrzymałość, a trasu — chroni beton przed niszczącem działaniem kwasów torfowych i słonej wody (morskiej).

Do murów podwodnych (w portach, śluzach itp.) używa się zaprawy o stosunku: 1 część cementu + ($^3/_4$—1) trasu + (3—5) piasku + (1—1,2) wody = około 4,50—4,80 części zaprawy.

Celem zupełnego uszczelnienia betonu przeciw przesiąkaniu wody dodają do betonu, względnie do wyprawy, specjalne dodatki, jak cerezyt, preolit, cement-antiaqua itp. w ilości około 20 *kg* na 1 m^3 betonu. Wyprawa taka powinna mieć 2—3 *cm* grubości.

Woda twarda (zwłaszcza zawierająca gips) opaźnia wiązanie, powoduje zarazem większą wytrzymałość niż miękka. Woda słona (morska) w zaprawie opaźnia wiązanie cementu i znacznie osłabia wytrzymałość betonu. Dodatek wody — najwyżej 60% ciężaru cementu; w betonie zatapianym — nieco więcej niż w ubijanym.

Piasek o ziarnach ostrych jest lepszy niż o okrągłych, o rozmaitej grubości ziarn jest lepszy niż o równej, gdyż taki dokładniej wypełnia pory.

Żwir rzeczny lub kopany powinien mieć ziarna również rozmaitej wielkości. W tłuczniu pozostawić z tego powodu gruz. Piasek i żwir, o ile nie są zupełnie wolne od części ziemistych — przepłukać pod prądem wody.

Stosunek składników należy ustalić dla każdego wypadku. Beton zatapiany pod wodą musi być bardziej tłusty niż ubijany (cement + piasek $\leq$ 50% całej objętości betonu). Im beton bardziej tłusty (więcej cementu), tem szczelniejszy przeciw przesiąkaniu wody.

Obliczenie zapotrzebowania w *kg*, względnie w *l* poszczególnych składników betonu i zapraw w rozmaitych stosunkach podaje dział: „Materjały budowlane".

Mur betonowy może być wykonany na sucho lub pod wodą (zatapiany). Na sucho, ubijany w warstwach 15—25 *cm*, tężeje szybciej i jest szczelniejszy. Beton zatapiany nadaje się tylko tam, gdzie nie można wody usunąć, tężeje długo (parę tygodni do miesięcy), po stężeniu uzyskuje większą wytrzymałość niż ubijany na sucho. Uważać, aby nie wypompować wody za prędko (przed stężeniem) z nad warstwy betonu zatopionego.

Wrzucanie betonu łopatą do wody jest niedopuszczalne; przejście betonu już przez warstwę 30 *cm* wody, rozsortowuje składniki i wypłukuje cement, który gromadzi się jako szlam na wierzchu i utrudnia związanie z następną warstwą betonu. Szlam taki musi być wypompowany.

Zatapianie betonu wykonywuje się najlepiej przy pomocy lejka (drewnianego lub żelaznego), poruszającego się w dwóch prostopadłych kierunkach po rusztowaniu. Korzystny zatem wydłużony rzut budowli. Założenie kosztowne. Warstwy betonu o grubości 0,5—1,0 *m*, krzyżujące się. Słup betonu w lejku nie może się przerwać; wywiera on pewien nacisk na zatapianą warstwę, zastępujący częściowo ubijanie. Beton można także zatapiać przy pomocy skrzyń (pojemność od 100 *l* do 15 m^3), o otwieralnych dnach, przez które wysypuje się beton na dno wykopu. Przy mniejszych budowlach używa się tak samo worków o pojemności do 150 *l*. Warstwa betonu, wykonana przy użyciu skrzyń lub worków — znacznie mniej szczelna i wytrzymała niż przy użyciu lejka.

5. Żelazo należy w wodzie chronić przed rdzewieniem. Używa się zazwyczaj w konstrukcjach żelbetowych, w których okładzina betonowa spełnia to zadanie.

6. Na warstwy izolacyjne używa się asfaltu naturalnego lub częściej sztucznego, w formie asfaltu lanego, z dodatkiem 6—10% gudronu (tylko na mur osuszony), rzadziej w formie filcu asfaltowanego (nasyconego asfaltem), lub papy, nasyconej destylowanym terem z węgla kamiennego, ewentualnie z dodatkiem asfaltu.

Do uszczelnienia murów używa się także powłoki terowej i mydlanej, gudronu, preolitu i innych podobnych bitumicznych preparatów.

Wykonanie fundamentów. Ogólne zasady zakładania fundamentów:

1. Wypadkowa sił działających na fundament powinna trafiać podstawę ile możności pod kątem 90°. Największe dopuszczalne odchyłki nie powinny przekraczać naturalnego kąta tarcia gruntu, najwyżej 20°. — Przy znacznych szerokościach fundamentu (*b*) — stopę zakłada się w stopniach (fig. 247).

Fig. 247.

2. Obciążenie gruntu ograniczone jest wytrzymałością materjału, z którego fundament (mur), jest wykonany. Stąd często nie można wyzyskać całej wytrzymałości gruntu (np. skalistego).

3. Głębokość stopy fundamentu musi być dostosowana do potrzeb budynku, np. posadzki piwnic; zawsze jednak powinna leżeć poniżej głębokości zamarzania, tj. u nas około 1,00—1,50 *m* pod terenem (w który może wsiąkać woda), aby ochronić stopę fundamentu przed ruchami, pochodzącemi z zmian objętości, zamarzającego i potem tającego gruntu, przesiąkniętego wodą. Ewentualnie ochronić przed działaniem mrozu nasypem, jeżeli możliwy. Ponieważ w miarę zagłębiania się wzrasta wytrzymałość gruntu, zatem im budowla cięższa, tem głębiej zakłada się jej fundament.

4. Osiadanie budowli jest zawsze dopuszczalne i powinno być przewidziane. Należy tylko starać się, aby osiadanie było równomierne pod całą budowlą i nie przekroczyło granic, dopuszczalnych z innych względów (wysokości konstrukcyjne). Przy spodziewanem nierównomiernem osiadaniu wskazane zastosowanie przegubów.

5. W gruncie o rozmaitej wytrzymałości, względnie przy budowlach o różnych obciążeniach poszczególnych części, należy fundament i mury wykonywać w częściach, oddzielonych fugami dylatacyjnemi. Zapełnienie tych fug jest możliwe dopiero po zakończeniu osiadania się.

6. O wyborze właściwego sposobu fundowania, przy równej pewności budowli, decydują zawsze koszta, a o metodach fakt, czy fundament ma być wykonany na gruncie dobrym, czy złym, na sucho, czy w wodzie gruntowej (stojącej), czy też płynącej.

Najważniejsze typy fundowania: A. Fundamenty w gruncie suchym i w wodzie gruntowej. Na gruncie skalistym usunąć zwietrzałą powierzchnię i wyrobić podstawę dla fundamentu, w myśl uwag wyżej pod 1. W warstwach skalnych pochyłych — zakładać stopę fundamentu w stopniach. Ewentualne pęknięcia i dziury (w wapieniach, gipsach) wypełnić betonem. Przy skałach porowatych i innych wytrzymałych pokładach porowatych (w które może wsiąkać woda opadowa) pamiętać należy o głębokości zamarzania (uwaga pod 3.).

O ile grunt wytrzymały i suchy leży w głębokościach do 4 *m* — oczyszcza się go wykopem i zakłada fundament na całej długości budowli, lub w formie filarów, na których przy pomocy sklepień lub płyt żelbetowych opiera się budowlę. — Jeżeli głębokość, w której wytrzymały grunt się znajduje, leży głębiej (do 8 *m*), opiera się fundament na palach betonowych lub żelbetowych (drewniane — tylko w wilgotnym ile), względnie na studniach. O wykonaniu ich poniżej.

Aby na gruncie średnim lub słabym, najczęściej w wodzie gruntowej, oprzeć można było cięższą budowlę, należy użyć jednej z następujących metod:

1. wzmocnić wytrzymałość gruntu (przez zagęszczenie);
2. zmniejszyć obciążenie jednostkowe gruntu na cm^2 (przez rozszerzenie podstawy budowli);
3. przenieść ciężar budowli na głębsze, bardziej wytrzymałe pokłady.

1. Zagęszczenie słabego gruntu można uzyskać nasypami ziemnymi, kamieniem itp., które ugniatają i komprymują wierzchnią warstwę. Pomocnie działa ubijanie dna wykopu kafarem ręcznym, lub wbijanie kamieni w dno kafarem sznurowym. Również biciem krótkich pali (1—2,0 *m*) o $d = 15—25$ *cm*, w kwadratach o bokach 0,80—1,0 *m*, uzyskuje się podobne zagęszczenie (często na wybrzeżach morskich, pale zawsze pod zw. wody grunt.). W miejsce takich pali można, po wyciągnięciu pala drewnianego (stożkowy przekrój podł.), ubijać piasek lub słaby beton. — Przed wykonaniem fundamentu na tak wzmocnionym gruncie przeprowadzić 1,5-krotne obciążenie próbne.

Bardzo znaczne zgęszczenie gruntu uzyskać można zastosowaniem systemu Dulac'a „Compressol" (fig. 248), polegającym na wybijaniu w terenie otworów ciężkim (ok. 1—2,5 *t*) „przebijakiem" (fig. 248 *a*, babą kafarową o kształcie stożkowym), w które następnie wsypuje się kamienie lub beton w warstwach 50 *cm*, i ubija się „ubijakiem" (*b*, *c*). O ile występuje woda w otworze, można ściany uszczelnić, wypełniając otwór gliną, którą ubijakiem (*b*) wbija się w ściany otworu. Przebijaki spuszczają z wysokości 10—12 *m*, wyrabiając otwór o średnicy 0,80—1,50 *m*, na głębokość do 15 *m* pod terenem. Ubity w otworze takim beton wciska się w ściany, tak, że słup

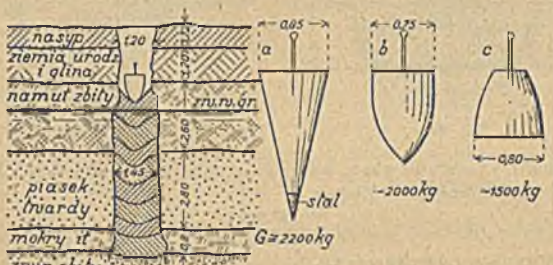


Fig. 248.

taki dochodzi potem, zależnie od wytrzymałości gruntu, do średnicy 2 *m*, często opierając się spodem o warstwy wytrzymalsze. W tej formie przechodzi w rodzaj pilotów.

Do wzmacniania pokładów żwirowych i piaszczystych należy także wtłaczanie pod znacznem ciśnieniem (dawniej pomp, teraz specjalnych aparatów, pracujących ścieśnionem powietrzem) mleka cementowego, względnie płynnej zaprawy cementowej (1 : 2 do 1 : 10) w pokłady porowate przy pomocy wwierconych odpowiednio głęboko rur, które w toku wtłaczania cementu powoli się podciąga. Sposób ten zamienia takie porowate pokłady w bloki betonowe. Z pokładów, zawierających gliniaste zanieczyszczenia, można je przedtem wypłukać prądem wtłaczanej wody i oczyścić pory na przyjęcie zaprawy cementowej.[1]) Przed naturalnym prądem wody gruntowej w takim pokładzie należy się zabezpieczyć przez obniżenie zw. wody, lub założenie ścian szczelnych, aby się ochronić przed wypłukiwaniem niestężałego jeszcze cementu. Sposób ten jest korzystny przy wzmacnianiu słabych fundamentów.

2. Zmniejszenie obciążenia jednostkowego gruntu można uzyskać podsypką piasku (żwiru), rozszerzeniem podstawy budowli (odsadzkami, rusztem lub płytą) i odwrotnymi sklepieniami.

---

[1]) Dr. Emperger: Handbuch für Eisenbetonbau. III. tom. Grund- und Mauerwerksbau, 1922. Deutsche Bauzeitung, 1901, 1905 i 1915 (Nr. 8 i 9).

a) Podsypka ostrego piasku, dobrze wypłukanego z części mulistych, rozkłada nacisk budowli na większą powierzchnię (fig. 249).

Tu dla zachowania równowagi gruntu:

$$B = \frac{G + P}{p},$$

gdzie G = ciężar muru; P = ciężar nadsypki piasku na szerokości B; p = dopuszczalne obciążenie gruntu. Zarazem w fig. 249:

$$B = b + 2\,h \operatorname{tg} \varphi$$

dla piasku suchego: φ = około 40°; $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}8$
„ „ mokrego: φ = „ 20°; $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}4$.

Rozwiązanie — przez próbne przyjęcie h i przeliczenie, czy wynikające p odpowiada dopuszczalnemu. Zazwyczaj $h = 0{,}5—1{,}5$ *m*. Obciążenie na powierzchni górnej piasku (*b*) można przyjąć 2—3 *kg/cm²*.

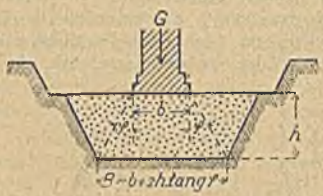


Fig. 249.

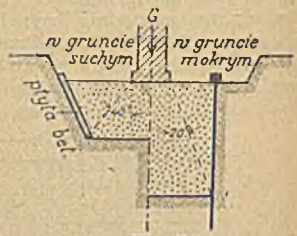


Fig. 250.

Przykład 1. $G = 27\,t$ na 1 *m* b. muru; $b = 0{,}90\,m$; dopuszczalne $p \leqq 1{,}4\ kg/cm^2$.

Obciążenie na górnej pow. piasku:

$$p_1 = \frac{27.000\ kg}{90\,.\,100\ cm^2} = 3\ kg/cm^2.$$

Przyjmijmy: $h = 1{,}0\,m$; $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}8$,

$$B = 0{,}50\,.\,2\,.\,1{,}0\,.\,0{,}8 = 2{,}50\,m.$$

Ciężar piasku nad B (na 1 *m* b.):

$$P = 2{,}50\,.\,1{,}0\,.\,1{,}0\,.\,2{,}0 = 5{,}0\,t,$$

a całe obciążenie gruntu:

$$p = \frac{27.000 + 5000}{250\,.\,100} = \frac{32.000\ kg}{25.000\ cm^2} = 1{,}28\ kg/cm^2,$$

zatem poniżej podanej dopuszczalnej granicy 1,4 *kg/cm²*.

O ileby taki nasyp piasku mógł być narażony na wciskanie się w boczne ściany wykopu, należałoby zabezpieczyć ściany płytami (fig. 250). W gruncie przesyconym wodą zabezpieczyć nasyp piasku ścianą szczelną. W tym wypadku (fig. 250), ze względu na $\frac{\varphi}{2}$, wypadają h znacznie wyższe. Niedopuścić prądu wody od dołu do góry. Warstwy piasku 15 *cm* ubijać, wałkować, lub najlepiej zalewać wodą, którą następnie wypompowuje się z obok założonej studzienki.

Zamiast piasku daje się pod wodą czasem narzut szutrowy (z kamienia), gdyż woda nie może go wypłukać, co łatwo stać się może z piaskiem.

b) Odsadzki w stopniach stosuje się najczęściej w budynkach (w murze kamiennym lub ceglanym); w murach betonowych daje się odsadzki w skarpach (fig. 251).

G = ciężar muru powyżej rozszerzenia,
α = kąt nachylenia odsadzki,
$m = \cot \alpha$,
p = parcie gruntu = dopuszczalnemu obciążeniu.

Moment w płaszczyźnie I—I:

$$M = \frac{p\,(m\,h)^2}{2} = \frac{\sigma\,.\,h^2\,.\,1}{6}$$

Według Engelsa, ze względu na małą wartość p (w słabym gruncie), można przyjąć $p = \sigma$ (naprężenie na rozciąganie w murze fund.),

$$\text{zatem } m = \sqrt{\frac{1}{3}} \backsim 0{,}6.$$

W praktyce dają nachylenia 2 : 1, największe 1 : 1, względnie około $\alpha = 60—45^0$. (Według przepisów M. R. P., dla muru na zaprawie wapiennej 4 : 1, na cementowo-wapiennej 3 : 1, na cementowej 2 : 1.)

Ponieważ: $p = \frac{G}{b + 2\,m\,h} + \gamma\,h$, zatem dla $m = 0{,}6$, $\gamma = 2\ t/m^3$:

$$p = \frac{G}{b + 1{,}2\,h} + 2\,h.$$

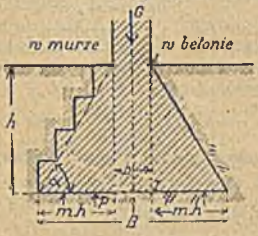


Fig. 251.

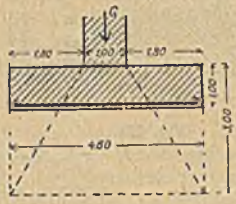


Fig. 252.

Należy przyjąć h i przeliczyć, czy p nie przekracza wartości dopuszczalnej dla tego gruntu.

Przykład 2. $G = 70\ t$ na $1\ m$ b. muru; $b = 1{,}0\ m$; $p \leqq 2{,}2\ kg/cm^2$.

Przyjmuję: $h = 3{,}0\ m$; zatem $m\,h = 1{,}80\ m$

$$p = \frac{70}{1{,}0 + 1{,}2\,.\,3{,}0} + 2\,.\,3{,}0 = 21{,}2\ t/m^2 = 2{,}12\ kg/cm^2$$

w stosunku do dopuszczalnego $p \leqq 2{,}2\ kg/cm^2$.

Szerokość podstawy: $B = 1{,}0 + 2\,.\,1{,}80 = 4{,}60\ m$.

Wymiary wypadają duże. Aby je zmniejszyć, należy znieść występujące w podstawie ciągnienia poziomemi wkładkami żelaznemi. Tą drogą zmniejsza się h, a wskutek zmniejszenia objętości (ciężaru) fundamentu zmniejsza się i obciążenie jednostkowe gruntu.

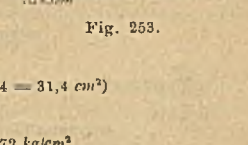


Fig. 253.

Przykład 3. Przyjmijmy dla powyższych warunków:

$h = 1{,}0\ m$, i 10 prętów φ 20 mm ($F_{\frac{1}{2}} = 10\,.\,3{,}14 = 31{,}4\ cm^2$)

żelaznych na $1\ m$ b. muru fundamentowego (fig. 252),

$$\text{zatem } p = \frac{70}{4{,}6} + 2\,.\,1{,}0 = 17{,}2\ t/m^2 = 1{,}72\ kg/cm^2$$

w porównaniu do $2{,}12\ kg/cm^2$ przy odsadzce nieuzbrojonej.

$$M = \frac{p\,(m\,h)^2}{2} = \frac{17{,}2\,.\,1{,}8^2}{2} = 27.864\ t\,m = 2{,}786.400\ kg\ cm.$$

Według prof. Dra Thullieg („Teorja żelbetu") w belce pojedynczo uzbrojonej, pomijając ciągnienia w betonie, przy $n = 15$; $a = 3\ cm$ (fig. 253), os obojętna:

$$x = -\frac{15\,F_{\frac{1}{2}}}{b} + \sqrt{\frac{15\,F_{\frac{1}{2}}}{b}\left(\frac{15\,F_{\frac{1}{2}}}{b} + 2\,h_1\right)}$$

w naszym przykładzie:

$$x = 25{,}9\ cm$$

$$\sigma_b = \frac{M}{b \cdot x\left(h_1 - \frac{x}{3}\right)} = 24{,}36\ kg/cm^2$$

$$\sigma_z = \frac{M}{F_z\left(h_1 - \frac{x}{3}\right)} = 1004{,}8\ kg/cm^2.$$

Oszczędność wykopu i betonu pokrywa z nadwyżką koszt uzbrojenia.

Przy wykonaniu odsadzek w stopniach należy jeszcze przeliczyć przekrój odsadzki na złamanie i na siły ścinające (w płaszczyźnie I—I).

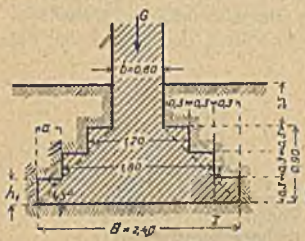


Fig. 254.

Przykład 4. (Fig. 254).

$G = 24\ t$ na $1\ m$ b. muru;

$b = 0{,}60\ m$; $p \leqq 1{,}30\ kg/cm^2$.

Dla betonu można przyjąć:

naprężenie na ścięcie $\tau = 2\ kg/cm^2$

„ „ciągnienie $\sigma = 3-5\ kg/cm^2$.

Przy $\alpha = 45^0$ ($m = 1{,}0$) i przyjętem: $h = 0{,}90\ m$,

$B = b + 2\,m\,h = 0{,}60 + 2 \cdot 0{,}90 = 2{,}40\ m$.

Przyjmujemy po 3 odsadzki o wysokości i wystąpie (a), wynoszącym:

$$a = h_1 = \frac{h}{3} = \frac{0{,}90}{3} = 0{,}30\ m.$$

Powierzchnia przekroju muru fundamentowego:

$$F_m = 0{,}30\ (2{,}40 + 1{,}80 + 1{,}20) = 1{,}62\ m^2,$$

a przy $\gamma = 2{,}0$; $P_m = 1{,}62 \cdot 2{,}0 = 3{,}24\ t$.

Powierzchnia przekroju nadsypki ziemi nad fundamentem:

$$F_z = B\,(h + 0{,}50) - (F_m + b \cdot 0{,}50)$$

$$= 2{,}40\ (0{,}90 + 0{,}50) - (1{,}62 + 0{,}60 \cdot 0{,}50) = 1{,}44\ m^2$$

a przy $\gamma_z = 1{,}6$; $P_z = 1{,}44 \cdot 1{,}6 = 2{,}30\ t$.

Cały ciężar, przenoszący się na grunt przez podstawę $B \cdot 1{,}0\ m$, wynosi:

$$G + P_m + P_z = 24{,}0 + 3{,}24 + 2{,}30 = 29{,}54\ t,$$

$$\text{zatem } p = \frac{29{,}54\ t}{2{,}40 \cdot 1{,}0\ m^2} = 12{,}3\ t/m^2 = 1{,}23\ kg/cm^2,$$

czyli mniej, niż dopuszczalne $1{,}30\ kg/cm^2$.

Ciśnienie na $1\ m$ b. podstawy (na głębokość), na szerokość odsadzki (a):

$$S = a \cdot 1{,}0 \cdot p = 0{,}30 \cdot 1{,}0 \cdot 12{,}3 = 3{,}69\ t.$$

Powierzchnia narażona na ścięcie (fuga I—I):

$$F_s = a \cdot 1{,}0 = 0{,}30 \cdot 1{,}0 = 0{,}30\ m^2,$$

$$\text{zatem } \tau = \frac{S}{F_s} = \frac{3{,}69\ t}{0{,}30\ m^2} = 12{,}3\ t/m^2 = 1{,}23\ kg/cm^2.$$

Moment zgięcia: $M = S \cdot \frac{a}{2} = 3{,}69 \cdot \frac{0{,}30}{2} = 0{,}5535\ t\,m = 55.350\ kgcm$,

„ wytrzymałości: $W = \frac{l \cdot h_1^2}{6} = \frac{100 \cdot 30^2}{6} = 15.000\ cm^3$,

$$\text{zatem } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{55.350}{15.000} = 3{,}69\ kg/cm^2$$

czyli w dopuszczalnych granicach.

W murze kamiennym i ceglanym można przyjmować $\tau = \sigma = 1{,}0—1{,}6\ kg/cm^2$; w ceglanym $a = 12—15\ cm$, h_1 — wielokrotność warstw cegieł.

c) Płyty żelbetowe. Uzbrojone odsadzki przechodzą w trudnych wypadkach w płytę żelbetową pod całą budowlą. Obciążenie murami powinno

być równomiernie rozłożone, inaczej możliwe nierównomierne osiadanie się, i skrzywienie budynku od pionu. W słabym gruncie (z wodą) wskazane jest otoczenie zarysu płyty ścianą szczelną, aby nie dopuścić do usuwania się gruntu poza zarys płyty. Grubość płyty a zwykle $= {}^1/_{10}$ średniej rozpiętości pomiędzy poszczególnymi murami; najmniej 0,50 m, średnio około 1,0 m. Płyta bez żeber (fig. 255 a) łatwiejsza i tańsza w wykonaniu od żebrowej (fig. 255 b). Do obliczenia statycznego rozkłada się ciężar całej budowli G na całą podstawę płyty $p = \frac{G}{F}$, poczem przy przyjętej grubości g oblicza się uzbrojenie dla poszczególnych części płyty według podziału murami.

W obliczeniu uważamy płytę (w odwrotnem położeniu) jako obciążoną ciśnieniem gruntu p, a opartą na ścianach lub żebrach, jako podporach.

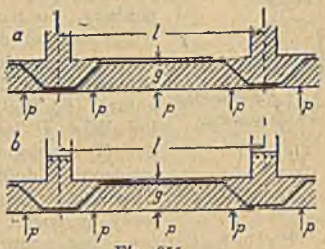


Fig. 255.

Fundowanie na jednolitej płycie wskazane jest na bardzo słabym gruncie (na nasypach), gdy grunt wytrzymały leży głębiej niż 6—8 m, zatem przeniesienie obciążenia byłoby za drogie.

d) Ruszty. Pod budowle rozległe w rzucie poziomym, a stosunkowo lekkie, stawiane na słabym gruncie, dają zamiast płyty, ruszt drewniany (tylko pod zw. wody gruntowej), lub żelazny ze starych szyn, kładzionych na sobie pod kątem prostym, a otoczonych betonem. Ruszty stężają fundament w kierunku podłużnym i poprzecznym. Dziś konstrukcja rzadko używana; wypierają ją coraz bardziej podkłady żelbetowe, względnie płyty.

e) Odwrócone sklepienia łękowe łączą ze sobą poszczególne mury, względnie filary i rozkładają całe obciążenie na wielką powierzchnię. Obliczenie wymiarów graficzne, przyjmując jednostajne obciążenie podstawy $p = \frac{G}{F}$, a część działająca w obrębie rozpiętości l (fig. 256), jako siły pionowe, działające na sklepienie. Kształt i grubość sklepienia przyjąć próbnie. Do wyznaczenia linji ciśnienia przyjmuje się, że w kluczu i węgłowiach ma przechodzić przez środek grubości sklepienia. Dla lepszego jeszcze rozkładu ciśnienia dają czasem, na słabym gruncie, podsypkę piasku pod sklepienie. W nowszych czasach płyty żelbetowe usuwają coraz bardziej zastosowanie odwróconych sklepień.

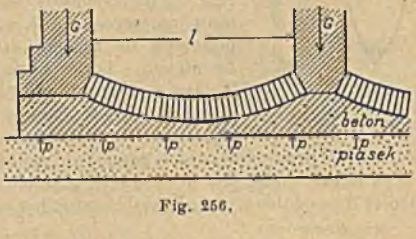


Fig. 256.

3. Przeniesienie ciężaru budowli na warstwy głębsze, bardziej wytrzymałe, można uskutecznić przy pomocy pali i studni, oraz t. zw. fundacji pneumatycznej.

a) Pale mogą być drewniane, żelazne, betonowe i żelbetowe.

Pale drewniane (żywiczne), sosnowe lub świerkowe, rzadziej (bo droższe) modrzewiowe lub dębowe, muszą stale znajdować się pod zwierciadłem wody, aby nie butwiały. Przekrój okrągły, $d = 20—40$ cm, zależnie od długości, która może wynosić 4—12 m. Według Perronet'a, $d_{cm} = 12 + 3l$ (gdzie l = długość pala w m). Zazwyczaj szczyt drzewa idzie w dół. Zaostrzenie pala u dołu w tępy ostrosłup. Górny koniec zabezpieczyć kutym pierścieniem żelaznym, osadzonym w stanie ogrzanym przez nabicie; dolny — trzewikiem,

o ile ma być bity w twardszy (żwirowy) grunt (fig. 257). Bardzo ważne osiowe osadzenie trzewika; dokładne ⊥ obcięcie pala u góry. Przedłużanie pali rzadkie, może być wykonane na piętkę, zwykłą lub krzyżową, lub przy pomocy 4 sztab żelaznych o dług. 3—4 *d*, mocno ześrubowanych.

Unios (udźwig) pala drewnianego 10—20 *t*.

Pali żelaznych używa się tam, gdzie twardy grunt (nawet miękka skała) uniemożliwiają użycie pali drewnianych. Korzyść duża w łatwości przedłużania. Używa się też (bardzo rzadko) pali kutych pełnych, o $d = 10—15$ *cm*, zakończonych stożkiem ($h = 1{,}5\ d$), którymi przebija się twarde pokłady, poczem w miejsce to, po wyciągnięciu, wbija się pal drewniany. Częściej używają pali rurowych (system „Le Grand" i „Sutchiff") z pełnem zakończeniem dolnem, o które uderza baba kafara (fig. 258). Najczęściej używa się kształtowników ⊥ lub starych szyn. Unios pala żel. 20—50 *t*. Osobny typ stanowią pale śrubowe, zakończone u dołu płaską śrubą do wkręcania, stosowane tam, gdzie chodzi o przeciwdziałanie parciu wody do góry.

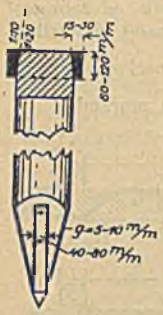


Fig. 257.

Fig. 258.

Pale betonowe bez uzbrojenia nie dałyby się wbijać. Dlatego musi być wykonany otwór, w którym następnie ubija się beton. Beton zwykle wciska się w ściany boczne, powiększając w ten sposób tarcie na obwodzie. Otwór na taki pal betonowy można wykonać wbiciem pala drewnianego (który się następnie wyciąga), sposobem Dulac'a („Compressol"), już wspomnianym na str. 703, sposobem „Simplex" inż. Shumana z Filadelfji, lub też inż. Straussa (z Kijowa). System „Simplex" (fig. 259) używa do wykonania otworu rury, zakończonej trzpieniem stożkowym, który zostaje u dna otworu. Rurę wbija się kafarem. Po wsypaniu betonu na wysokość 1 *m* podciąga się rurę na 40 do 60 *cm* i beton ubija. To samo powtarza się aż do końca górnego. Strauss zapuszcza rurę płaszczową jak przy wierceniach próbnych, unikając wstrząśnień sąsiedniego terenu. Wykonanie pala, jak w systemie „Simplex". Nadaje się z tego powodu najlepiej do podchwytywania słabo zafundowanych murów (fig. 260). Inż. Wolfsholz (z Berlina) wykonywa takie pale pod ciśnieniem powietrza (z kompresora do 10 atmosfer). Otwór wierci przy użyciu rury płaszczowej $d = 30$ *cm*, na którą naśrubowuje szczelną głowicę o trzech otworach. Jednym z nich wpuszcza ściśnione powietrze, które wyciska rurkę przez drugi otwór wodę gruntową z otworu wiertniczego; potem przez trzeci otwór w głowicy wprowadza zaprawę cementową, którą ściśnionem powietrzem

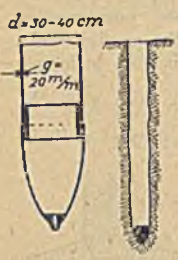


Fig. 259.

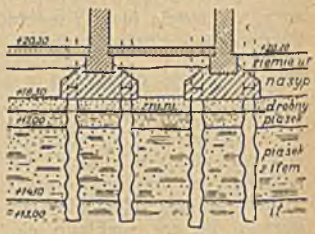


Fig. 260.

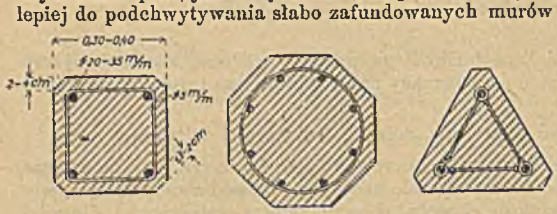


Fig. 261.

wciska w dno i tworzy stopę cementową; potem wypełnia cały otwór zaprawą cementową, a wywierając na nią nacisk powietrza, podciąga niem zarazem rurę i wtłacza zaprawę w ściany otworu wiertniczego, uzyskując silny pal. Można także przed założeniem głowicy na rurę płaszczową włożyć w otwór wiertniczy uzbrojenie żelazne, podobne do uzbrojenia pali żelbetowych.

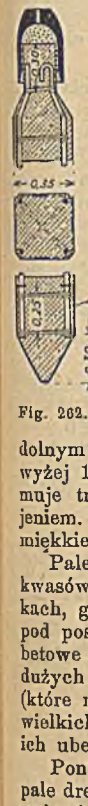


Fig. 262.

Pale żelbetowe otrzymują uzbrojenie z prętów pionowych i poziomych strzemion, lub spiralnych wiązań (według Considère'a). Przekrój kwadratowy, trójkątny lub wieloboczny (fig. 261). Krawędzie tępo ścięte. Wykonywa się w poziomych formach drewnianych, używając betonu o stosunku 1:2:3 aż do 1:1½:2, o ziarnach żwiru 8—40 *mm*, ubijając beton w stanie plastycznym, w warstwach 5—10 *cm* grubych. Normalne długości do 12 *m*. Bywają i dłuższe; przy podnoszeniu i ustawianiu ich do bicia występują jednak duże siły zginające; stąd, przy palach dłuższych niż 12 *m*, uzbrojenie musi być tak obliczone, aby pal wytrzymał swój ciężar, jeżeli się go ułoży końcami lub w środku na podporach. Pale do 10 *m* długości otrzymują 1,2—1,8% przekroju w uzbrojeniu podłużnem, a 0,4—0,8% na strzemiona itp. Uzbrojenie poprzeczne przy dolnym końcu i przy głowie zagęszcza się. Wysokie pale żelbetowe (powyżej 16 *m*) zapuszcza się prądem wody (bez bicia). Dolny koniec otrzymuje trzewik żelazny (fig. 262), często połączony z wewnętrznem uzbrojeniem. Na głowę nasadza się do bicia czapkę z elastyczną podkładką (piasek, miękkie drzewo).

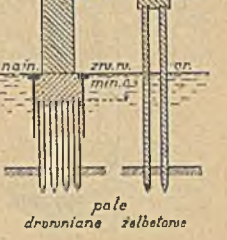


Fig. 263.

Pale żelbetowe zachowują się dobrze w gruncie suchym i mokrym (bez kwasów humusowych i CO_2). Mają większy unios (20—40 *t*). W wypadkach, gdy zwierciadło wody leży więcej niż 2,0 *m* pod posadzką piwnicy (lub fundamentu), pale żelbetowe są tańsze, gdyż potrzeba ich mniej, unika się dużych objętości murów nad palami drewnianymi (które nie mogą wychodzić nad zwierciadło wody), wielkich wykopów, a często i ścian szczelnych do ich ubezpieczenia. Porównanie to podaje fig. 263.

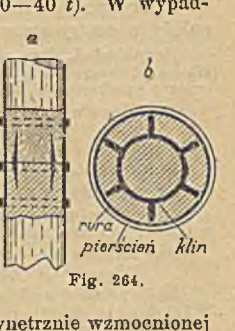


Fig. 264.

Ponieważ w wodzie zachowują się lepiej tańsze pale drewniane (zwłaszcza w gruncie torfiastym), a nad zwierciadłem wody pale żelbetowe, usiłują je łączyć (fig. 264) w ten sposób, że na pal drewniany, wbity około 1 *m* nad zwierciadło wody gruntowej, nabija się kawał rury żelaznej, a w czoło pala klin (264 *b*), którym dokładnie rozpiera się drzewo do ścian rury, zewnętrznie wzmocnionej pierścieniami żelaznymi.

Pal z taką nasadą wbija się dalej tak, aby głowa drewnianego pala znalazła się pod najniższem zwierciadłem wody gruntowej. Potem wstawia się do wystającej części rury uzbrojenie żelazne (jak w żelbetowych pilotach) i w formie pionowej ubija się beton, przedłużając w ten sposób pal do konstrukcyjnej wysokości budowli (fig. 265).

Bicie pali drewnianych uskutecznia się przy pomocy ręcznych kafarów sznurowych, windowych, względnie parowych (o pośredniem lub bezpośredniem działaniu). W kafarze windowym skok baby do 4 *m*, ciężar baby 200—600 *kg*. Pale żelazne i żelbetowe zabija się kafarami parowymi o ciężkiej babie (ciężar baby ≃ ciężarowi pala); skok do 1,0 *m*. — Im grunt bardziej nasycony wodą, tem

szybciej powinny następować udary kafara. W pokładach luźnych (piaskowych, żwirowych) można zapuszczać pale przy pomocy prądu wody, co usuwa wstrząśnięcia, wywoływane udarami kafara.

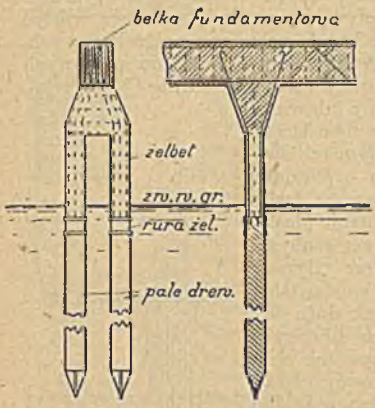


Fig. 265.

Z reguły bije się pale pionowo; tam, gdzie występują siły poziome (wypadkowa ukośna, np. przy bulwarach), należy znieść je, bijąc część pali ukośnie, w kierunku wypadkowej.

Unios (udźwig) pali (obciążenie, które pal zniesie bez osiadania się) zależy od tego, czy na grunt przenosi się obciążenie tylko tarciem na powierzchni pala (przy zagęszczeniu gruntu), czy też pal przenosi w całości ciężar na warstwy stałe (skalne). W pierwszym wypadku unios:

$$P = T \pi d l,$$

gdzie d = średnica pala w m, l = długość pala w m, pomijając opór przeciw zagłębianiu się ostrza pala w grunt.

Opór tarcia T w t na 1 m^2 powierzchni pala przyjmują:

	w szlamie, torfie	w miękkiej glinie	w płynnym piasku	w twardym piasku
dla pali drewnianych:	$T = 0-0{,}2$	1,0	2,0	3,0 t
„ „ żelbetowych:	$T = 0-0{,}2$	1,2	2,5	4,0 t

Opór przeciw zagłębianiu się zaostrzonego końca dolnego pala można przyjąć, zależnie od głębokości pod terenem:

w piasku . . 3— 6 kg/cm^2 przekroju pala
w żwirze . . 5—10 kg/cm^2 „ „
w glinie, ile 4— 7 kg/cm^2 „ „

Dobry pogląd daje próbne obciążenie pala (fig. 227); pamiętać przytem należy o centrycznem obciążeniu.

Przykład 5. Przekrój gruntu: 2,5 m torfu, 1,5 m miękkiej rozmokłej gliny, 3 m piasku płynnego i 1 m iłu zbitego. Obliczyć unios pala drewnianego $d = 30\ cm$ i żelbetowego o przekroju 35 . 35 cm, przebijających te pokłady.

Pal drewniany. Obwód pala na 1 m b.: $0{,}30 \cdot 3{,}14 = 0{,}942\ m$;

przekrój pala: $\frac{0{,}30^2}{4} \cdot 3{,}14 = 0{,}07\ m^2 = 700\ cm^2$.

Unios = oporowi tarcia:

$$P_d = 0 \cdot 0{,}942 \cdot 2{,}5 + 1{,}0 \cdot 0{,}942 \cdot 1{,}50 + 2{,}0 \cdot 0{,}942 \cdot 3{,}0 + 3{,}0 \cdot 0{,}942 \cdot 1{,}0 = 12{,}35\ t.$$

Opór przeciw zagłębianiu się ostrego końca pala można tu przyjąć na 5 kg/cm^2, zatem w całości na: $700 \cdot 5 = 3500\ kg = 3{,}5\ t$, razem zatem z tarciem na powierzchni pala 17,85 t.

Pal betonowy: Obwód na 1 m b: $4 \cdot 0{,}35 = 1{,}40\ m^2$

$$P_b = 0 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}50 + 1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}5 + 2{,}5 \cdot 1{,}4 \cdot 3{,}0 + 4{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}0 = 18{,}62\ t.$$

Opór przeciw zagłębianiu się ostrza pala: $35 \cdot 35 \cdot 5 = 6125\ kg = 6{,}125\ t$, czyli razem 24,745 t.

Zagłębianie się pala pod ostatnimi udarami, w czasie bicia pala kafarem, daje możność oceny uniosu pala przy pomocy najczęściej używanego wzoru Brixa:

$$P = \frac{q\, Q^2\, h}{e\,(q + Q)^2\, n},$$

gdzie P — unios pala w kg, q — ciężar pala w kg, Q — ciężar baby w kg, h — wysokość udaru baby w mm, e — zagłębienie w mm pala pod ostatnim udarem, n — spółczynnik pewności = 2—5, zależnie od ważności budowy.

Przykład 6. Pal drewniany, $q = 250\ kg$, $Q = 300\ kg$, $h = 4000\ mm$, $e = 5\ mm$; $n = 4$.

$$P = \frac{250 \cdot 300^2 \cdot 4000}{5\,(250 + 300)\,4} = 13{,}200\ kg = 13.2\ t.$$

Unios pali „Simplex" obliczają we Francji[1]) wzorem:

$$P = \frac{2\,G\,h}{e+1} + \frac{2\,G\,h\,F}{(e_1+1)\,f\,\eta},$$

gdzie G — ciężar baby w kg; h — wysokość spadu; e — zagłębienie średnie pala pod 5 ostatnimi udarami, e_1 — średnie zagłębienie pala pod wszystkimi udarami całego bicia pala; F — powierzchnia tarcia pala; f — powierzchnia rzutu ostrza (przekrój pala); η — spółczynnik doświadczalny $= 40$.

Dopuszczalne obciążenie na cm^2 pilonu systemu „Compressol" Dulac'a:

$$p = \frac{G\,h}{2\,e\,F},$$

gdzie G — ciężar ubijaka, h — wysokość spadu ubijaka, F — powierzchnia podstawy ubijaka, e — zagłębienie pod udarem (ostatnim) ubijaka.

O ile pal opiera się dolnym końcem o grunt stały (skałę) i przenosi istotnie na niego cały ciężar, należy pal liczyć w zwykły sposób na wyboczenie, zwłaszcza o ile grunt, przez który pal przechodzi, łatwo na wyboczenie pozwala (np. szlam, torf, płynny piasek).

Fundamenty na palach. Ciężar budowli przenosi się na fundament palowy (najmniejszy odstęp pali $= 2\,d$) przy pomocy rusztu drewnianego, o ile może on leżeć stale pod najniższem zwierciadłem wody. Stąd trudność założenia belek rusztu (na czopy) na pale. Dziś powszechnie na głowy pali daje się płytę betonową, normalnie około 1,0 m grubą, w której pale tkwią conajmniej 30 cm (fig. 263 a). Przy użyciu pali żelbetowych nakłada się na nie najczęściej płytę żelbetową (fig. 263 b); uzbrojenie płyty łączy się z uzbrojeniem pali, których głowy, dla wyrównania ich poziomu, należy często skrócić (beton należy obić).

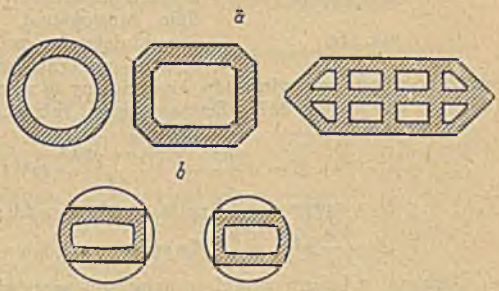


Fig. 266.

Z ciężaru budowli i przyjętego uniosu pala oblicza się ilość pali i rozmieszcza się je w wierzchołkach trojkątów (nie kwadratów).

Fundowanie na palach wskazane jest tam, gdzie grunt wytrzymały leży w głębokości najwyżej 10—12 m, a przytem warstwy górne nie przedstawiają trudności w biciu pali.

b) Studnie w kształcie walca, opartego na wieńcu, zapuszcza się przez podbieranie gruntu od wnętrza aż do gruntu wytrzymałego. Dziś nadaje się im rozmaite kształty w przekroju poziomym (fig. 266). Przekrój kołowy najkorzystniejszy ze względu na wytrzymałość ścian (narażonych tylko na ciśnienie), jak i ze względu na samo zapuszczanie (najmniejsza powierzchnia tarcia), zwłaszcza przy użyciu bagrownic, które mają wszędzie równie ułatwiony dostęp. W czasie osiadania się czasem się nieco obracają. Gdzie to nie jest dopuszczalne, należy w odpowiedniej wysokości przejść w przekrój o ostrych krawędziach (fig. 266 b). Studnia może być wykonana z silnie wypalonej cegły na zaprawie cementowej, z kręgów betonowych, z betonu ubijanego w formie, lub z żelbetu. Studni ceglanych i z betonu używa się w gruncie łatwym do usuwania (sypkim) i bez przeszkód; gdzie mogą być duże korzenie, kamienie itp. przeszkody, które mogłyby spowodować nierównomierne za-

[1]) Henry Lossier: Nouveau manuel théorique et pratique du constructeur en ciment armé. Paris 1920.

głębianie się studni (przechylenie się) i wywołać w ścianach jej ciągnienie, względnie jeżeli studnie musimy zapuszczać z rusztowań na wodzie (w rzekach, jeziorach itp.), lepiej użyć studni żelbetowych.

Grubość ścian możliwie znaczna, aby powiększyć ciężar i ułatwić zapuszczanie (pokonanie oporów tarcia na zewnętrznej powierzchni); studnie okrągłe ceglane otrzymują grubość około $^1/_8\, d_z$; najmniej 0,30 *m*.

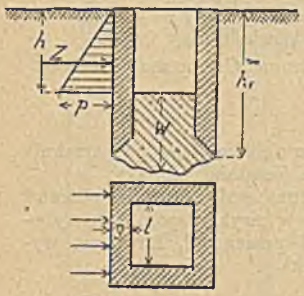


Fig. 267.

Ograniczenie grubości ścian, przy przyjętej zewnętrznej średnicy, powoduje konieczność zachowania otworu, odpowiednio dużego, na swobodną pracę wewnątrz (podkopywanie). Przy robocie ręcznej najmniej 1,50 *m*, przy bagrownicach dużych do 3,0 *m*. Obliczanie grubości ścian konieczne tylko przy przekrojach prostolinijnych (studnie prostokątne). Najniekorzystniejszy wypadek zachodzi po zabetonowaniu dna i po wypompowaniu wody, kiedy ściany są narażone jednostronnie na największe parcie (fig. 267). Zewnątrz grunt (piasek) przesycony wodą.

Fig. 268.

Wtedy:

$$Z = \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{(\gamma_z - \gamma) h^2}{2} tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

przy $\gamma = 1{,}0$; dla ziemi $\gamma_z = 2{,}0$; $\varphi = 36^0$;

$$Z = \frac{5}{8} h^2 = \frac{p h}{2} \text{ (Z wyrażone w } t, h \text{ w } m), p = \frac{5}{4} h \text{ (w } t).$$

Grubość *g* ściany studni w najniższej warstwie (o wysokości 1), obciążonej parciem *p*, można obliczyć z równania:

$$\frac{p\, l^2}{12} = \sigma \frac{1\, g^2}{6},$$

przyjmując σ — dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w materjale, z którego zbudowana jest ściana. Ze względu na spokojne i krótkotrwałe działanie parcia, w tym wyjątkowym wypadku dla betonu można przyjąć $\sigma = 5$—$8\ kg/cm^2$. W razie przekroczenia tej granicy — wkładki żelazne po stronie wewnętrznej.

Przy studniach o przekroju kołowym (fig. 268) można zastosować wzór Bacha (rury ciśnione zewnątrz):

$$r_z = r_w \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma - 1{,}7\, p}}$$

$$g = r_z - r_w$$

σ — dopuszczalne naprężenie na ściskanie; dla betonu $= 40\ kg/cm^2$, dla muru z cegieł na zaprawie cementowej $= 10$—$14\ kg/cm^2$; *p* — jak wyżej w kg/cm^2, r_z, r_w i *g* w *cm*.

Miąższość warstwy zabetonowanej u dna w studni (fig. 267): $w \simeq \frac{h_1}{2}$, względnie należy obliczyć *w* jak dla płyty podpartej na całym obwodzie, a obciążonej parciem wody γ h (w t/m^2).

Aby taka studnia przy zapuszczaniu się zagłębiała, potrzeba pokonać tarcie na powierzchni zewnętrznej studni:

$$T = \mu Z = \mu \gamma \frac{h^2}{2} tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

według dat podanych na str. 693.

Przykład 7. Obliczyć tarcie na powierzchni studni, o średnicy zewnętrznej $d = 2{,}50\ m$ (fig. 269), zatem o obwodzie $o = 7{,}85\ m$, która ma przejść przez warstwę 3,0 m torfu, leżącego na 2 m warstwie rozmokłego iłu, pod którą leży 5 m piasku, na zbitym żwirze.

Tu w torfie:

$T_1 = \mu_1 \,.\, Z_1 = 0{,}1 \,.\, 1{,}5 \,.\, \frac{3{,}0^2}{2}\, tg\left(45^0 - \frac{5^0}{2}\right) = 0{,}52\ t/1\ m$ obwodu studni, czyli na całym obwodzie: $0{,}52 \,.\, 7{,}85 = 4{,}08\ t$.

W iłe: $T_2 = \mu_2 \,.\, Z_2 = 0{,}20 \,.\, 2{,}0 \,.\, \frac{5^2 - 3^2}{2}\, tg^2\left(45^0 - \frac{25^0}{2}\right) = 1{,}30\ t/1\ m$ obwodu,

czyli na całym obwodzie: $1{,}3 \,.\, 7{,}85 = 10{,}21\ t$.

W piasku: $T_3 = 0{,}3 \,.\, 1{,}8 \,.\, \frac{10^2 - 5^2}{2}\, tg^2\left(45^0 - \frac{30^0}{2}\right) = 6{,}74\ t/1\ m$ obwodu,

a na całym obwodzie: $6{,}74 \,.\, 7{,}85 = 52{,}9\ t$.

Razem zatem tarcie na powierzchni studni wynosi: $4{,}08 + 10{,}21 + 52{,}90 = 67{,}19\ t$ i musi być pokonane ciężarem studni.

Przyjąwszy grubość ścian $g = 0{,}45\ m$, ($d_w = 2{,}50 - 0{,}90 = 1{,}60\ m$), otrzymamy powierzchnię przekroju muru studni:

$$F = \frac{d_z^2 - d_w^2}{4} \,.\, \pi = \frac{2{,}50^2 - 1{,}60^2}{4}\, 3{,}14 = 2{,}90\ m^2,$$

a przy wysokości studni $l = 10\ m$ i $\gamma_m = 2\ t/m^3$, ciężar jej:

$$G = 2{,}90 \,.\, 10 \,.\, 2 = 58\ t$$

byłby za mały do pokonania tarcia. Należałoby więc albo wykonać grubsze ściany (60 cm) albo dodatkowo obciążyć studnię ciężarem conajmniej $67{,}2 - 58{,}0 = 19{,}2\ t$.

Gdybyśmy studnię tę zapuścili jeszcze np. na 2 m w warstwę zbitego żwiru, to ze względu na jej położenie poniżej 10 m pod terenem (według tabeli na str. 693) wzrosłoby tarcie o:

$T_4 = 3{,}5 \,.\, 2{,}0 = 7{,}0\ t$ na 1 m b. obwodu, czyli na całym obwodzie $07{,}.\ 7{,}85 = 54{,}95\ t$.

Fig. 269.

Aby z góry zdać sobie sprawę z głębokości studni, dobrze jest wykonać w przyszłem jej miejscu wiercenie próbne.

Unios takiej studni, opartej na warstwie zbitego żwiru, dla którego $p_0 = 4\ kg/cm^2$, ze względu na nacisk warstw górnych i tarcie na obwodzie znacznie wzrasta. Dopuszczalne obciążenie w głębokości t można przyjąć (por. str. 693):

$$p_t = p_0 + \gamma \,.\, t + T\frac{O}{F}.$$

W naszym przykładzie: $p_0 = 4\ kg/cm^2 = 40\ t/m^2$.

$$\Sigma\gamma \,.\, t = 1{,}5 \,.\, 3{,}0 + 2{,}0 \,.\, 2{,}0 + 1{,}8 \,.\, 5{,}0 = 17{,}5\ t/m^2;\ O = 7{,}85\ m^2;\ F = \frac{2{,}5^2}{4} \,.\, \pi = 4{,}91\ m^2;$$

$$\frac{O}{F} = \frac{7{,}85}{4{,}91} = 1{,}60$$

$$\Sigma T\frac{O}{F} = T_1 \,.\, 1{,}60 + T_2 \,.\, 1{,}6 + T_3 \,.\, 1{,}6 = 1{,}6\,(0{,}52 + 1{,}30 + 6{,}74) = 13{,}7\ t/m^2,$$

zatem: $p_t = 40 + 17{,}5 + 13{,}7 = 71{,}2\ t/m^2 = 7{,}12\ kg/cm^2$ w stosunku do dopuszczalnego obciążenia takiego samego pokładu żwiru zbitego 4 kg/cm^2, gdyby pokład ten leżał na wierzchu. Unios całej studni, o przekroju 49100 cm^2, czyli ciężar budowli, którą studnia ta może unieść, wynosi $49{,}100 \,.\, 7{,}12 = 349{,}592\ kg = 349{,}6\ t$.

Średnica zewnętrzna studni zależy od obciążenia, jakie przenosi studnia i od wytrzymałości gruntu, na którym się opiera; w praktyce $d = 3 - 6\ m$, rzadziej do 10 m; głębokość 6—15 m i głębiej. Odstęp studzien pomiędzy sobą conajmniej 0,5—1,0 m; połączenie dawniej sklepieniami, dziś płytami żelbetowymi, przyczem i odstęp wzrasta.

Ściany zewnętrzne pionowe lub łagodnie ukośne, u dołu studnia szersza (20 : 1—10 : 1), co ułatwia zapuszczanie, zmniejszając tarcie. Studnia o ścianach pionowych umożliwia przy słabym gruncie (na którym ma się oprzeć) wyzyskanie oporów tarcia, jak w przykładzie 7. Rozszerzenie zaś u dołu pozwala na powiększenie rzutu i dostosowanie się do obciążenia. Przy głębokich studniach

dają przekrój jak na fig. 270. Występujące tu w fudze I—I ciągnienia znosi się kotwami żelaznemi.

Jako podstawa studni służy wieniec drewniany (do $d_z = 4\ m$) z drzewa dębowego lub sosnowego (fig. 271 *a*), żelazny, ($d > 3\ m$ fig. 271 *b*), betonowy (rzadko), lub żelbetowy (fig. 271 *c* i *d*). Aby się wieniec dolny przy pogłębianiu studni z cegieł nie urwał (razem z częścią muru), łączy się wieniec dolny z drugim, około 3,0 *m* wyżej założonym, prętami (kotwami) żelaznemi, o $d = 20—40\ mm$.

Do zapuszczania studni na lądzie wykonywa się wykop do zwierciadła wody gruntowej, układa się na dnie wykopu wieniec i wykonywa mur (o ile z cegieł — pamiętać o kotwach do wieńca górnego). Dla zmniejszenia tarcia wyprawia się zewnętrznie ścianę studni. Do zapuszczania studni na płytkiej wodzie stojącej lub płynącej usypuje się wysepkę, ochronioną faszynami przed prądem, na której układa się wieniec i wykonuje mur j. w. Na głębokiej lub wartkiej wodzie zapuszcza się studnie z rusztowań stałych (wbitych w dno), lub pływających, na których wieniec zawieszony jest na trzpieniach że-

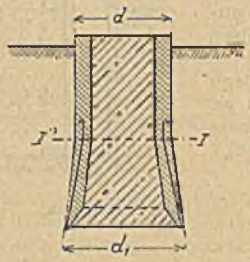


Fig. 270.

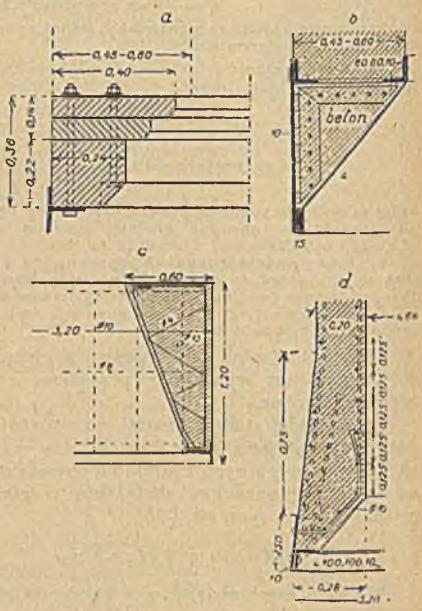


Fig. 271.

laznych. W miarę zagłębiania nadmurowuje się ściany studni. Przy małym napływie wody do studni najlepiej wodę wypompowywać i na sucho podkopywać grunt pod wieńcem. Przy silnym napływie — bez pompowania, przy zastosowaniu bagrownic (łopata studniarska lub indyjska, bagier workowy, świder z workiem, czerpakowe bagrownice, w materjale piasczystym bagrownice pneumatyczne lub prądowe). W pobliżu innych budynków, aby nie wzruszyć ich stałości, nie powinno się wydobyć ze studni więcej materjału od objętości studni. Dlatego wskazane duże obciążenia, do pokonania dużych oporów tarcia.

Po zapuszczeniu do gruntu stałego wypełnia się wnętrze studni chudym betonem (1 : 12, 1 : 15), w miarę możności dobrze ubitym. Przy silnym napływie wody dno zabetonowuje się przy pomocy lejka (beton 1 : 6—1 : 7) w warstwie o grubości około 0,5 *h*, jeżeli *h* = wysokości zw. w. nad wieńcem studni. Resztę, po wypompowaniu wody, wypełnia się chudym betonem lub samym piaskiem, o ile jest ochroniony z góry przed wodą i mrozem.

W rzadkich wypadkach używa się studni drewnianych z wieńców poziomych, lub z dyli pionowych, opartych o wieńce poziome, wzgl. studni

żelaznych, w formie walców z blachy, łączonych przy pomocy wewnętrznych żeber na śruby. Studnie takie, po zapuszczeniu, wypełnia się zawsze silniejszym betonem (1 : 7—1 : 9), na trwałość bowiem drzewa (butwienie), ani żelaza (rdza), w tym wypadku liczyć nie można.

Metodę zamrażania inż. Poetscha stosuje się przy silnym napływie wody gruntowej (w płynnych piaskach), którego inaczej pokonać nie można.

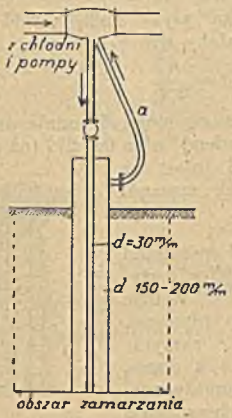


Fig. 272.

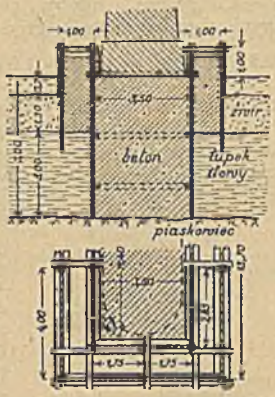


Fig. 273.

W tym celu wokoło danego fundamentu wierci się w odstępach 0,70—1,0 *m* otwory, zarurowane $d = 150—200$ *mm*. Wewnątrz znajdują się rurki o średnicy 30 *mm* (fig. 272), do których wtłacza się pompą rozczyn chlorku wapniowego, oziębiony do —25° C (zamarza przy —40° C), który następnie wznosi się do góry szerszą rurą i osobną rurką (*a*) dostaje się z powrotem do

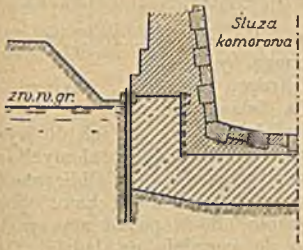


Fig. 274.

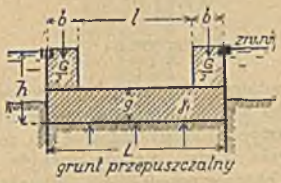


Fig. 275.

głównego ciągu tłocznego. W ten sposób w ciągu dłuższego czasu zamraża się całe otoczenie, w którem można wtedy wykonać (jak w skale) wykop i mur. Używa się rzadko, najczęściej w górnictwie, oraz przy fundacji pneumatycznej, jeżeli przy pomocy tej ostatniej nie można dojść do warstwy wytrzymałej.

B. **Fundamenty w wodzie** (stojącej lub płynącej). W rzekach, jeziorach i w morzu używa się do wykonania fundamentów wielu przedstawionych już metod, a w szczególności fundowania wśród grodzy (fig. 273, filar mostowy na Dunajcu pod Kurowem), lub na grodzy betonowej (fig. 274), która wchodzi w korpus konstrukcji stałej.

Przy wykonaniu takiej ławy pamiętać należy, że jej grubość musi być taka, aby jej parcie wody nie podniosło (fig. 275).

$$G + \gamma_1 g L \geqq \gamma h L.$$

Grubość g oblicza się jako belkę w 2 punktach podpartą, obciążoną parciem wody:

$$M = \frac{1}{12}(\gamma h - \gamma_1 g) l^2 = \frac{1}{6} \sigma . g^2;$$ przyjmując: $\gamma_1 = 2{,}00 - 2{,}3\ t/m^3$; $\sigma = 3 - 3{,}5\ kg/cm^2$. Gdyby chodziło o taką płytę samą wśród ścian szczelnych (bez obciążenia grodzą), to musiałoby być $\gamma_1 g = \gamma h$, a przy $\gamma_1 = 2{,}2\ t/m^3$, dla wody $\gamma = 1{,}0\ t/m^3$, byłoby $g = \frac{h}{2{,}2}$.

Fundowanie na palach drewnianych w wodzie stojącej podaje przykładowo fig. 276 (filar mostu na Sanie pod Jarosławiem), oraz fig. 277 (na palach żelbetowych), względnie na studniach fig. 278 (most na Dniestrze pod Haliczem, na studniach żelbetowych; szczegół wieńca dolnego „A“ patrz str. 714, fig. 271 *d*).

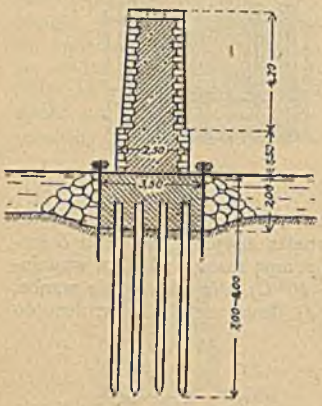


Fig. 276.

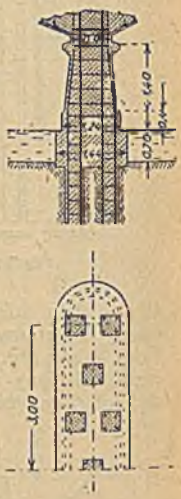


Fig. 277.

Poza temi sposobami istnieją specjalne, używane tylko w wodzie stojącej lub płynącej, mianowicie: skrzynie bez dna lub z dnem, i fundacja pneumatyczna, używane w budownictwie wodnem na rzekach, jeziorach i w morzu, oraz narzuty kamienne, bloki betonowe, worki z betonem, wzgl. kaszyce wypełnione kamieniem, używane głównie w budownictwie morskiem (mola, bulwary).

Skrzynie bez dna (fig. 279) mogą być wykonane z drzewa (najczęściej), z żelaza lub z betonu. Te ostatnie przechodzą już w studnie. Używa się ich do wysokości h około 5,0 m. Skrzynie drewniane zbudowane są z dyli poziomych (*a*), opartych o słupy pionowe (*b*), rozparte wieńcami poziomemi (*c*). Obliczone na parcie wody. Ściany pochyłe 10 : 1, wolny odstęp od muru kam. 0,5 m, od betonowego 0,3 m. Wysokość skrzyni około 0,30 m ponad stan wody, spodziewany w czasie budowy. Wykonywa się szczelnie na lądzie, a po spławieniu na miejsce zapuszcza na wyrównane dno. Wyrównanie dna rzeki wykonywa się w osłonie z faszyn lub ścian zakładanych. Po uszczelnieniu dna (warstwą betonu) wypompowuje się wodę i muruje fundament na sucho. Po wyprowadzeniu muru nad zw. w. może być skrzynia rozebrana lub częściowo ucięta; dolna część pozostaje jako ochrona przed prądem. Wielkie fundamenta (w rzucie poziomym) można podzielić na kilka skrzyń. Korzyść skrzyń polega w ich większej szczelności niż przy ścianach szczelnych, uniknięciu bicia pali i dyli, co przy twardem dnie musi być trudne i kosztowne, oraz w możności wielokrotnego używania takiej skrzyni.

Skrzynie żelazne, jeszcze szczelniejsze, wykonywa się z kształtowników i blach.

Skrzynia z dnem odpowiada konstrukcji powyżej opisanej, z tem, że ma dno odczepialne, lub stale ze skrzynią złączone. Spławia się ją na

miejsce budowy, a murując wewnątrz fundament, obciąża i zatapia. Po odpięciu ścian bocznych (zwykle drewnianych) dno z belek pozostaje jako podstawa fundamentu, a ściany mogą być ponownie użyte. Wymaga dobrego wyrównania gruntu, aby całe dno równo stanęło na gruncie. Czasem ustawia się na palach, poprzednio zabitych i równo w jednym poziomie obciętych,

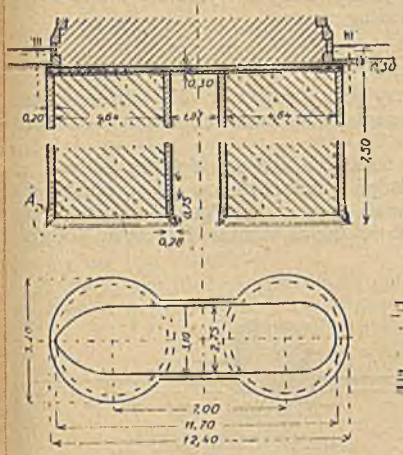


Fig. 278.

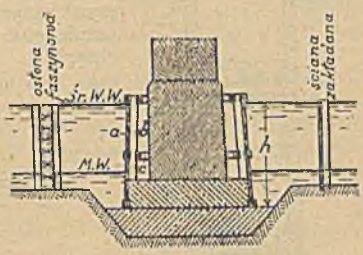


Fig. 279.

lub na nasypie z kamienia łamanego, wykonanym w wybagrowanej wśród osłon przestrzeni (fig. 280).

Skrzynie betonowe i żelbetowe ze stałem dnem są często używane w budownictwie morskiem. Przykład fig. 281 (1600 *m* b. długi bulwar w porcie w Rotterdamie). Skrzynie takie, w rzucie poziomym o długościach po 41,05 *m*, wykonywano w wykopie zamkniętym wrotami (w doku), poczem po spławieniu na miejsce zatapiano przez wypełnienie wodą. Następnie wypompowywano poszczególne komory i wypełniano betonem ubijanym.

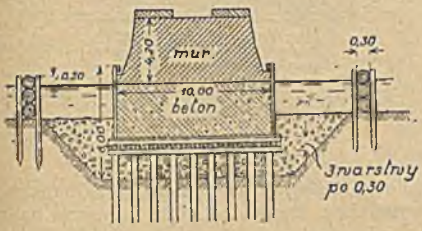


Fig. 280.

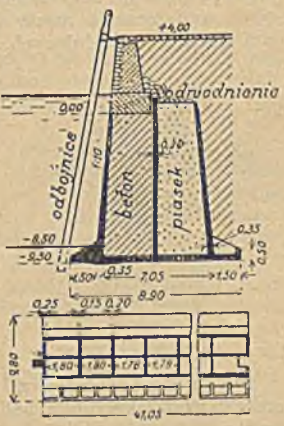


Fig. 281.

Aby taka skrzynia mogła zachować równowagę na wodzie (mogła pływać), musi (fig. 282) $b\,h\,\gamma = \Sigma\,G$.

Pozatem dla równowagi musi środek ciężkości *s* całej skrzyni leżeć niżej, niż punkt zaczepienia wyporu wody, czyli:

$$y < \frac{h}{2}$$

(oznaczenia jak na fig. 282).

Ściany boczne, o ile są proste, oblicza się jako belki w 2 punktach podparte, względnie ciągłe (przy ścianach rozporowych wewnętrznych w skrzyni). Warstwę najniższą, narażoną na parcie wody o wysokości słupa z, czyli na obciążenie z t/m, oblicza się według wzoru

$$\frac{z\,l^2}{12} = \sigma\,\frac{g^3}{6},$$

przyczem σ dla muru można przyjąć $= 10$ kg/cm^2, dla drzewa sosnowego $= 100—150$ kg/cm^2, a to ze względu na krótki czas takiego jednostajnego działania.

Ściany boczne z betonu, względnie żelbetu, najlepiej zakładać w linjach łukowych (w rzucie poziomym skrzyni), celem uniknięcia ciągnień. Obliczenie grubości takich ścian według zasad dla studni okrągłych.

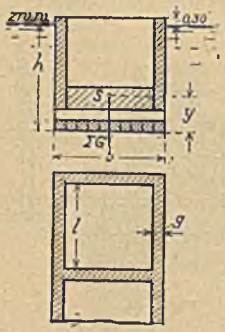


Fig. 282.

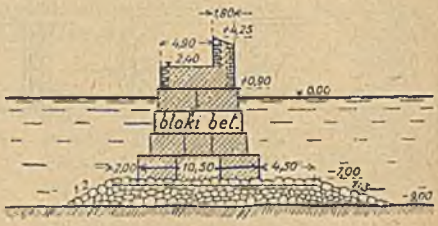


Fig. 283.

Skrzynie nadają się najlepiej tam, gdzie w głębokości do 5 m pod zw. wody znajduje się grunt wytrzymały (skała), nie ulegający wymyciu przez prąd wody, o ile oczyszczenie jego powierzchni jest łatwe; względnie tam, gdzie umieszczenie rusztu (ławy betonowej) na palach, głęboko (do 5 m) pod wodą się znajdujących, jest zbyt trudne.

Fig. 284.

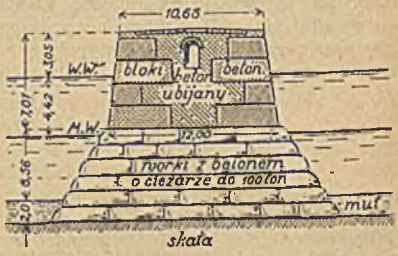


Fig. 285.

Kaszyce, używane w okolicach lesistych w budownictwie morskiem, przedstawiają skrzynie z bali, wypełniane kamieniem. Dziś używane bardzo rzadko.

Sposób użycia narzutu kamiennego i bloków do budowy fundamentów morskich przedstawia fig. 283 (molo w Noworosyjsku nad Czarnem morzem), oraz fig. 284 w budownictwie rzecznem (bulwar na Dunaju w Lincu). W budownictwie morskiem używane są bloki betonowe o ciężarze około 10 – 40 t. Do umieszczania takich bloków używa się żórawi pływających i pomocy nurków lub dzwonów nurkowych.

Fig. 285 przedstawia wykonanie fundamentu (molo w Sunderland) z dużych worków z płótna żaglowego, wypełnionych tłustym (mało wilgotnym) betonem

(1 : 4), o ciężarze 5—20 *t* (wyjątkowo do 100 *t*), które zapuszcza się z gabarów, przy pomocy skrzyń z otwieralnem dnem, kierowanych przez nurków. Worki takie po zapuszczeniu układają się dobrze do kształtów dna naturalnego, i z tego powodu nadają się także jako osłony przed budowlami, narażonemi na atak prądu lub fal. Po stężeniu worki takie, związane zaprawą, która przez ich ściany się wydostaje, przedstawiają mur betonowy, ugnieciony ciężarem warstw górnych.

C. **Fundacja pneumatyczna**, zastosowana po raz pierwszy przez francuskiego inżyniera górniczego Trigera w r. 1841, polega na zastosowaniu skrzyni (caisson) bez dna, zapuszczonej do wody, względnie w grunt wodą przesycony, z obrębu której sprężonem powietrzem usuwa się napływającą wodę, w celu umożliwienia pracy na sucho. Kesony te, pierwotnie kształtu studni, dziś mają w rzucie poziomym kształt fundamentu, który przy ich pomocy ma być założony.

Zastosowanie fundowania metodą pneumatyczną wskazane jest w wodzie gruntowej i powierzchownej, lub stojącej albo płynącej tam, gdzie spodziewany napływ wody do wykopu fundamentowego byłby trudny do pokonania przy pomocy pomp; gdzie grunt wytrzymały leży zbyt głęboko, aby

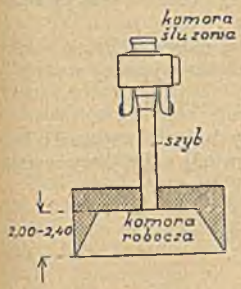


Fig. 286.

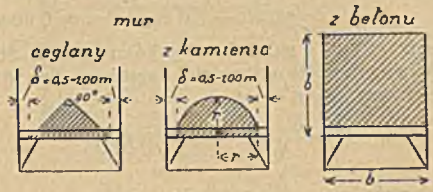


Fig. 287.

można było użyć z korzyścią fundacji na palach lub na studniach; wreszcie tam, gdzie bicie ścian szczelnych, celem wykonania fundamentu przy użyciu grodzy, ze względu na jakość gruntu (grube ryniaki, bryły i płyty kamienne) natrafia na duże lub niepokonalne trudności.

Co do wykonania samej roboty, mamy dziś dwa główne typy: 1. wykonanie fundamentu na kesonie, który w tym wypadku pozostaje częścią składową budowli; 2. wykonanie fundamentu pod kesonem, w jego osłonie, jakby w dzwonie nurkowym, przyczem sam keson usuwa się po ukończeniu fundamentu i można go użyć ponownie do dalszych analogicznych robót.

W obu wypadkach podstawę stanowi keson (komora robocza), połączony z urządzeniem do wprowadzania robotników do niego (w atmosferę sprężonego powietrza), zwanem komorą śluzową (fig. 286). Połączenie obu części odbywa się przy pomocy szybu, z drabinką lub windą do spuszczania robotników.

Keson może być wykonany jako żelazna konstrukcja kratowa, obita obustronnie blachą, z betonu, wykonany na wieńcu, podobnie jak studnie, żelbetowy, lub w końcu z drzewa. Główną część składową kesonu stanowią ściany boczne, wykonane jako wsporniki, obliczone na największe parcie boczne, oraz strop, na którym buduje się fundament. Do obliczenia obciążenia stropu przyjmuje się ciężar bloku muru jak powyżej na fig. 287 zaszrafowano (zależnie od materjału).

Reszta muru (niezaszrafowana) przenosi swój ciężar w formie ciśnienia na podstawy ścian bocznych. Brennecke przyjmuje najniekorzystniejszy wypadek w chwili, kiedy przed wtłoczeniem sprężonego powietrza ostrza konsoli wleżą częściowo w dno (grunt), a płynąca woda uniesie zewnętrzną część gruntu (fig. 288). Wtedy (przy rozmieszczeniu wsporników co 1,0 *m*) w osi stropu (dźwigar w dwóch punktach podparty):

$$M = G_1 a + G_2 b - (R c + \mu R d),$$

ponieważ: $G_1 + G_2 = R \sin \alpha + \mu R \cos \alpha$

$$a = \frac{1}{3}\left(\frac{B}{2} - \delta\right)$$

$$b = \frac{1}{2}(B - \delta)$$

$$c = \frac{B}{2} \sin \alpha + h_1 \cos \alpha - \frac{s}{2}$$

$$d = \frac{B}{2} \cos \alpha - h_1 \sin \alpha;$$

zatem:

$$M = \frac{G_1}{3}\left(\frac{B}{2} - \delta\right) + \frac{G_2}{2}\left(B - \delta\right) -$$

$$- \frac{G_1 + G_2}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}\left(\frac{B}{2} \sin \alpha + h_1 \cos \alpha - \frac{s}{2} + \frac{\mu B}{2} \cos \alpha - \mu h_1 \sin \alpha\right),$$

przyczem ciężar G_2, o ile jest zanurzony pod wodą, należy obliczać według ciężaru gatunkowego, zmniejszonego o 1 t/m^3 (o ciężar wypartej wody). —

$$\delta = 0{,}50 - 1{,}0\ m; \quad s = \backsim 0{,}60\ m; \quad \mu = \backsim 0{,}7,$$

zresztą s i μ — zależnie od jakości gruntu. Ściany boczne (wsporniki) będą w tej chwili także najbardziej naprężone (fig. 289); wtedy największy moment w płaszczyźnie $x - x$:

$$M = \frac{G_3 \cdot e}{6} - R r + \mu R \cdot f;$$

ponieważ: $r = \frac{h}{\cos \alpha} - \frac{e}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2};$

$$f = \frac{e}{2} \cos \alpha;$$

zatem:

$$M = \frac{G_3 \cdot e}{6} - R\left(\frac{h}{\cos \alpha} - \frac{e}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2} - \mu \frac{e}{2} \cos \alpha\right).$$

W kesonach sklepionych (fig. 290) przeprowadza się obliczenie graficznie w trzech położeniach, tj. w czasie wpuszczania kesonu przez warstwę wody, w chwili oparcia kesonu o dno, i przy najgłębszem zapuszczeniu kesonu; w tym ostatnim wypadku — przy ciśnieniu wewnętrznem wtłoczonego powietrza i bez. Ściany szybu i komory śluzowej oblicza się według zasad stosowanych przy obliczaniu

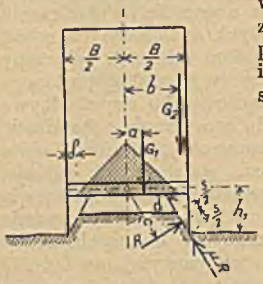


Fig. 288.

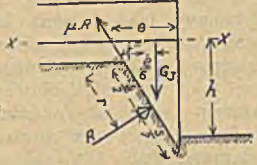


Fig. 289.

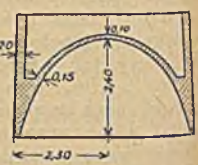


Fig. 290.

ścian kotłów parowych, przyjmując największe w danym razie dopuszczalne ciśnienie sprężonego powietrza.

Kesony żelazne, najpowszechniej używane, nadają się zwłaszcza tam, gdzie ma się przy ich pomocy przebić warstwę twardą (np. skalną o za małej miąższości,

aby na niej można oprzeć fundament). W budowie zwracać uwagę na staranne wykonanie węzłów (kratowych połączeń), dobre przynitowanie blach płaszczowych

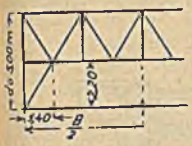


Fig. 291.

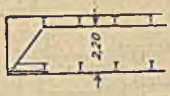


Fig. 292.

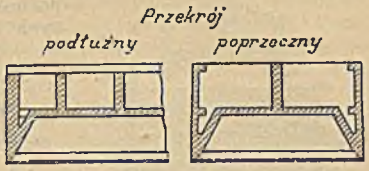


Fig. 293.

wewnętrznych i zewnętrznych kesonu i możliwie najsztywniejszą konstrukcję wsporników (ścian bocznych) i ich dolnych ostrzy. Kesony takie mogą mieć całą swą konstrukcję poziomą w stropie i te są wygodniejsze, gdyż cała komora robocza jest wolna (fig. 291), albo też mogą mieć rozpory u dołu (fig. 292), które usztywniają bardzo ściany boczne (wspornikowe, ważne zwłaszcza w razie spodziewanych wielkich a nierównych parć bocznych), lecz utrudniają pracę wewnątrz kesonu.

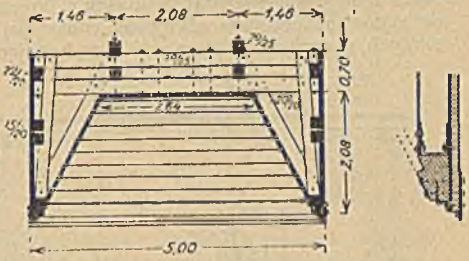


Fig. 294.

Przekrój kesonu betonowego podaje fig. 290 i 293, a drewnianego fig. 294. Wielką korzyścią kesonów betonowych i żelbetowych jest to, że cały ich materjał (z wyjątkiem uzbrojenia żelaznego) można uważać za istotę korpusu budowli, podczas gdy przy żelaznych pozostaje duża ilość kosztownej konstrukcji żelaznej, po wykonaniu już fundamentu, jako bezużyteczna. Kesony drewniane są rzadziej używane; wymagają obicia dylowych ścian blachą czarną lub cynkowaną, o grubości około 0,5 *mm*, w celu uszczelnienia całego kesonu przed uciekaniem sprężonego powietrza. Przestrzenie puste kratowej konstrukcji kesonu żelaznego i drewnianego wypełnia się zazwyczaj betonem. Na kesony, służące jako dzwony nurkowe, nadaje się dobrze drzewo i żelazo; konstrukcje żelbetowe mniej, gdyż są za ciężkie.

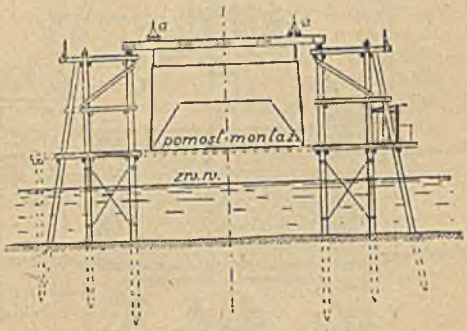


Fig. 295.

Zapuszczanie kesonu można uskutecznić na lądzie w ten sposób, że się wyrównuje teren do poziomu, mniej więcej na wysokości zw. wody gruntowej, i na przygotowanem tak podłożu montuje się keson. Na wodzie można keson zapuszczać z rusztowania (fig. 295) lub też z przygotowanej wyspy (fig. 296), którą zazwyczaj usypuje się z materjału, przeznaczonego do wykonania muru na kesonie, wśród prowizorycznych ścian szczelnych, najlepiej żelaznych. Rusztowanie (fig. 295) musi być zbudowane silnie przeciw działaniu wiatru i prądu wody; nad

zw. wody, spodziewanej w czasie budowy, musi mieć pomost, na którym montuje się, względnie betonuje keson. Po założeniu dolnej części szybu śluzowego podnosi się keson na trzpieniach (chwytających keson od ostrza) o tyle do góry, aby

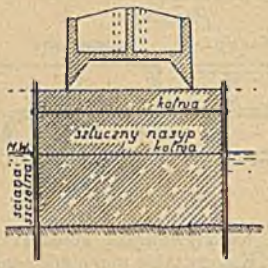


Fig. 296.

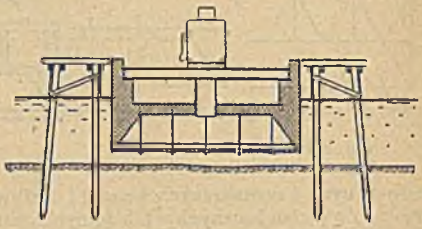


Fig. 297.

można było usunąć pomost montażowy. Potem spuszcza się, przez możliwie jak najrównomierniejsze odkręcanie muter (*a*) trzpieni (często przy pomocy osobnych przyrządów), keson w dół, wykonując nad nim mur, którego górna krawędź powinna zawsze leżeć około 1,0 *m* nad zw. wody, aż dopóki nie stanie na dnie (gruncie). Wtedy można trzpienie, na których keson wisiał, odpiąć. Do kesonu domontowuje się szyb i komorę śluzową, a wpuściwszy do środka odpowiednio sprężone powietrze, po wyparciu wody z komory roboczej, wprowadza się tam robotników, którzy, podbierając równomiernie grunt pod krawędziami kesonu, umożliwiają dalsze zapuszczanie. Wydobyty materjał usuwa się przez szyby przy pomocy kubłów lub wind do komory śluzowej (często osobnej dla tego celu), skąd po napełnieniu usuwa się na galary lub wózki. Materjał miałki, jak żwir, piasek, muł, można transportować na zewnątrz bez przerwy przy pomocy pompy prądowej osobnym rurociągiem.

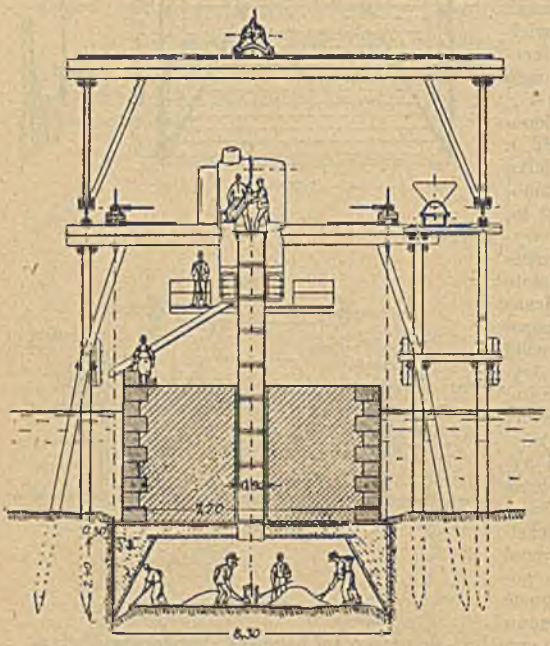


Fig. 298.

W końcu można taki keson (zwłaszcza żelbetowy) wykonać na wyciągu (helingu), a urządziwszy na dnie komory roboczej szczelną podłogą drewnianą (fig. 297), spławić go jak statek na miejsce przeznaczenia. Do ustalenia tego miejsca nadaje się lekkie rusztowanie. Przez obciążenie murem lub wodą można zapuścić tu keson na dno (do gruntu), wpuścić sprężone powietrze, usunąć

podłogę drewnianą i dalej w normalny sposób zapuszczać keson w grunt, nadmurowując u góry równomiernie mur budowli.

Po zapuszczeniu kesonu do gruntu wytrzymałego wypełnia się komorę roboczą murem, betonem lub czasem piaskiem, poczem można usunąć komory śluzowe i szyby, których miejsca także się zamurowuje. Tok wykonania przy zapuszczaniu kesonu i murowaniu na nim filara, oraz tok zapełniania kesonu betonem przedstawiają fig. 298 i 299.

Ponieważ fundacją pneumatyczną, przy silnym napływie wody, dojść można około 35 *m* pod zw. wody, zatem o ile w tej głębokości niema jeszcze gruntu dostatecznie wytrzymałego, a dalsze pogłębianie pneumatyczne jest już ze względu na płuca robotników niemożliwe, należy przenieść ciężar kesonu (i opartej na nim budowli) na warstwę wytrzymałą przy pomocy pali, które wykonywa się w komorze roboczej, najlepiej także przy użyciu sprężonego powietrza, według systemu inż. Wolfsholza (patrz str. 708). Głowy tych pali, a następnie i całą komorę roboczą wypełnia się betonem. Można tu użyć także metody zamrożenia warstwy gruntu przesyconej wodą (poniżej kesonu) sposobem inż. Poetscha (str. 715), co jednak wypada bardzo drogo.

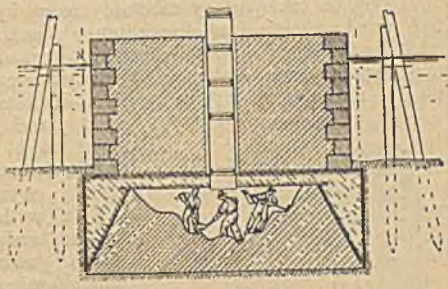


Fig. 299.

Kesony, używane jako dzwony nurkowe, w osłonie których wykonywa się mur fundamentowy w sprężonem powietrzu, wyciskającem z pod kesonu wodę, muszą być odpowiednio lekkie, zapuszczane z rusztowań, lub ze względu na zastosowanie ich prawie wyłącznie w budownictwie morskiem, ze specjalnych statków. Celem obciążenia przy zapuszczaniu, a odciążenia przy podnoszeniu urządza się nad takimi kesonami duże zbiorniki, które przy zapuszczaniu wypełnia się wodą, a z których przy podnoszeniu, w miarę jak rośnie mur, wypiera się wodę sprężonem powietrzem. Metody tej używa się wtedy, jeżeli chodzi o bardzo duże budowle, a mur fundamentowy założyć można wprost na dnie skalistem (morza), lub o ile keson musi być zapuszczony w grunt (np. w muł) najwyżej na głębokość 3,0 *m*. Pod kesonem takim można wykonać mur o objętości mniej więcej komory roboczej, poczem należy keson przesunąć dalej, aby wykonać ciąg dalszy muru. Następną warstwę wykonywa się po odpowiedniem podniesieniu kesonu, który może się w tej wysokości znowu przesuwać. Przykrycie styków murów można wykonać jak na fig. 300. Warstwy przyjmuje się o grubości 0,50—1,0 *m*, przyczem komora robocza musi mieć wysokość 2,0—2,50 *m*. Krawędzie (ostrza) komory należy uszczelnić workami z płótna żaglowego, wypełnionymi mchem.

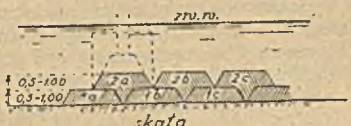


Fig. 300.

Czasem stawia się budowlę na dwóch lub więcej fundamentach kesonowych, połączonych u góry płytą żelbetową lub sklepieniami, podobnie jak przy studniach (fig. 301).

Warunki pracy w sprężonem powietrzu wymagają zastosowania dużej ostrożności i ścisłego przestrzegania przepisów.

Aby wyprzeć 10 *m* wysoki słup wody, przedstawiający ciśnienie 1 *kg* na 1 cm^2, potrzeba użyć ciśnienia jednej atmosfery ponad ciśnienie normalne. Jeżeli zatem mamy pracować w głębokości 10, 20, 30 *m* pod zw.

wody, to do usunięcia jej potrzeba użyć powietrza sprężonego do 2, 3, względnie 4 atmosfer (łącznie z ciśnieniem normalnem, wynoszącem 1 atmosferę) + pewien nadmiar (około 0,5 atm.) na opory, które musi woda pokonać, przeciskając się przez grunt (o ile pracujemy w wodzie gruntowej). Płuca ludzkie znoszą przy pracy jeszcze ciśnienie około 3,5 atm. ponad ciśnienie normalne, zatem przy użyciu metody pneumatycznej można dojść do głębokości około 35 *m* pod zwierciadło wody. Przy słabym napływie wody w gruncie stosunkowo gęstym udawało się, bez przekroczenia tej granicy ciśnienia, osiągnąć większe głębokości.

Użyci do takiej pracy robotnicy mogą być w wieku 20—45 lat; muszą być przed użyciem i w okresie pracy (conajmniej co miesiąc) badani przez lekarza; nie mogą mieć wady serca lub organów oddechowych oraz absolutnie nie mogą używać alkoholu. Aby przyzwyczaić płuca do zwiększonego ciśnienia, musi robotnik przy wejściu do komory i przy wyjściu z niej powoli przechodzić do zmienionych warunków; stąd wejście do komory roboczej (wszluzowanie) i wyjście z niej (wyśluzowanie) wymaga pewnego przejściowego pobytu w komorze śluzowej. Na każde 0,1 atm. zwiększonego ciśnienia ponad normalne powinno wśluzowanie trwać najmniej $^1/_2$ minuty, wyśluzowanie zaś dla pierwszej połowy ciśnienia conajmniej $^3/_4$ minuty, a na drugą połowę 3 minuty na każde 0,1 atm. Przy pracy pod ciśnieniem większem niż 1,5 atm. ponad normalne, powinien być na miejscu budowy zawsze lekarz i osobna śluza sanitarna, do której wprowadza się robotnika, który wskutek za szybkiego wyjścia ze śluzy zapadł na chorobę kesonową.[1]) Jak stwierdzono, polega ta choroba na działaniu baniek powietrza, względnie azotu z powietrza, które rozprężają organa krwionośne. W Ameryce próbują zamiast powietrza wtłaczać do komór roboczych mieszaninę tlenu z gazem helium (4 części helium na 1 część tlenu), rzekomo z dobrym skutkiem.[2]) Robotnika, który zapadł na objawy choroby kesonowej (reumatyczny ból w stawach, krwotok, trudność oddychania, nieprzytomność), wprowadza się natychmiast do komory śluzowej z powrotem, a po zastosowaniu odpowiedniego ciśnienia, w którem ustają objawy choroby, wyśluzowuje się ostrożnie chorego z powrotem na zewnątrz.

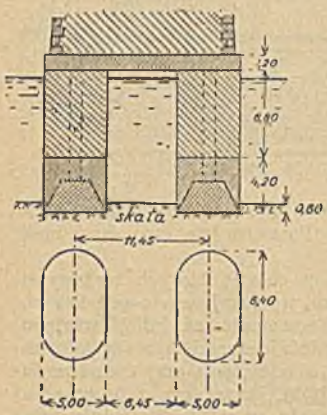


Fig. 301.

Aby uniknąć samowoli ze strony robotników, wentyle do wpuszczania i wypuszczania sprężonego powietrza z komory śluzowej powinne być pomieszczone na zewnątrz komory i obsługiwane przez odpowiedzialnego robotnika. Wewnątrz i zewnątrz muszą być precyzyjne manometry, a wewnątrz i termometr. Przy wyśluzowywaniu powinni robotnicy okryć się cieplejszem ubraniem.

Szychta robotnicza może trwać przy pracy pod ciśnieniem do

$1^3/_4$ atm.	dziennie	2 × 4	godziny
$2^1/_2$ „	„	raz 6	godzin
3 „	„	„ 4	„
$3^1/_2$ „	„	„ 3	„

Pauza w pracy przy ciśnieniu poniżej 1,0 atm. może wynosić 8 godzin, powyżej 1,0 atm. conajmniej 16 godzin.

[1]) Inż. Ignacy Ciszewski: Choroby kesonowe i zapobieganie im. Przegląd techniczny, Warszawa 1923.

[2]) Zeitschr. d. öst. Ing.- und Arch.-Vereines, 1925, Heft 47/48.

Tabelaryczny przegląd sposobów fundowania.

Stosunki wodne	Sposoby fundowania			Uwagi
	I. Grunt na wierzchu wytrzymały	II. Grunt wytrzymały w małej głębokości	III. Gruntu wytrzymałego nie można dosięgnąć	
A. Grunt suchy	1. Zbita skała: wyciąć poziome stopnie i murować; 2. grunt kruchy: pogłębić do granicy zamarzania.	1. Wykop i murowanie całego fundamentu; 2. wykop szybów, słupy murowane lub betonowe, łączone sklepieniami lub belkami żelbetowymi; 3. system Dulac'a; 4. studnie; 5. pale żelazne, betonowe lub żelbetowe.	1. Rozszerzenie podstawy (odsadzki, płyty, sklepienia odwrotne); 2. wzmocnienie gruntu (nasypy); 3. piloty betonowe Straussa, Simplex, Dulac'a, lub piloty żelbetowe.	Nie używać drzewa. Słupy z muru lub betonu wskazane przy głębokości gruntu wytrzymałego 2—4 *m* pod posadzką budowli. Przy większych głębokościach (do 15 *m*) pale lub studnie, poniżej 15 *m* płyty żelbetowe, ruszty lub pale betonowe bite.
B. Pod wodą gruntową	Bezpośrednio murować po wypompowaniu wody.	1. Jak I. *B.* wśród ścian szczeln.; 2. studnie; 3. pale żelbet.; 4. pale drewniane z płytami żelbetowymi; 5. pale drewniane z nasadzonymi palami żelbet.; 6. fundowanie pneumatyczne; 7. zamrażanie.	1. Nasypy celem wyparcia złego gruntu, a na nich pale żelbetowe lub płyty żelbet.; 2. skrzynie żelbetowe z dnem; 3. beton sypany pod wodą; 4. pale betonowe, lub słupy Dulac'a.	Drzewo, tylko stale pod zwierciadłem wody grunt. (najniż.); pamiętać o niszczących wpływach na cement wody, zawierającej kwasy torfowe itd.
C. Na wodzie (rzeki, jeziora, morze)	1. Ściany szczelne lub grodze i wśród nich beton sypany pod wodę; 2. skrzynie bez dna; 3. worki z betonem.	1. Bagrowanie wśród ścian szczelnych lub gródz; beton pod wodą; 2. studnie; 3. pale żelbetowe lub żelazne; 4. pale drewniane i płyty bet.; 5. słupy Dulac'a; 6. bagrowanie i fundowanie na skrzyniach; 7. fundow. pneum.	1. Narzuty kamienne; 2. narzuty piasku i pale bite lub zapuszczane, skrzynie pływające; 3. kaszyce; 4. słupy Dulac'a.	W wodzie płynącej — pamiętać o ubezpieczeniu przed podmyciem (narzuty kamienne).

Objętość komory śluzowej powinna wynosić conajmniej $^3/_4$ m^2 na każdego robotnika, minimalnie jednak 2,5 m^3. Do komory roboczej musi się dostarczać na każdego pracującego tam robotnika conajmniej 20 m^3 świeżego powietrza w godzinie. Temperatura nie powinna przekraczać 20° C, zatem ogrzane przez sprężenie powietrze należy chłodzić i możliwie oczyszczać (filtrować).

Zbiornik na sprężone powietrze, z którego rurociągami doprowadza się je do komór śluzowych i roboczych, urządzony jest jak na fig. 302. Tu powietrze, przechodząc przez warstwę wody, oczyszcza się i chłodzi. Klapy na rurach, któremi wtłacza się powietrze do zbiornika, chronią przed odwrotnym wypływem, gdyby kompresory ustały.

Komory śluzowe mają odpowiednie szczelne zamknięcia od zewnątrz i od szybu złazowego. Śluzy, używane do transportu wydobytego z kesonu materjału, mają odpowiednie wyloty u dna do wypuszczania na zewnątrz tego materjału na galary lub wózki; nad komorą śluzową znajduje się często podwyższenie na pomieszczenie urządzenia do transportu materjałów z kesonu (z pogłębiania) i do kesonu (do zamurowania). Przy kesonach o powierzchni ponad 150 m^2, i przy ciśnieniach większych niż 1,0 atm. ponad normalne, powinne być urządzone dwa szyby i dwie komory śluzowe. Korzystne jest połączenie komory roboczej i śluzowej telefonem z zarządem placu budowy i obsługą.

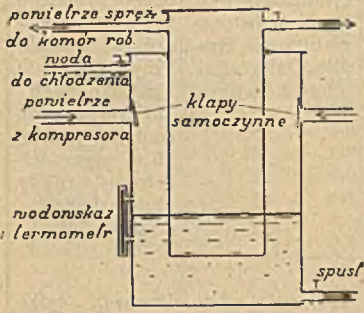


Fig. 302.

Zastosowanie fundacji pneumatycznej wymaga znaczniejszego założenia mechanicznego, a w szczególności odpowiedniego kompresora i motoru do uruchomienia, zbiornika na sprężone powietrze, wyciągów dla ludzi i materjałów, prądu do oświetlenia itd.

Przy fundacji o ciśnieniu do 3 atm. ponad normalne, potrzeba do tego celu siły motorycznej około 100—120 koni, oraz odpowiedniej rezerwy dla kompresorów (conajmniej 2) i prądu. Wydatność kompresorów powinna być tak ustalona, aby każdy w godzinie mógł wypełnić sprężonem powietrzem komory robocze i śluzowe, oraz łączące je szyby i wyprzeć z nich wodę.

Fundacje pneumatyczne znajdują w naszych warunkach częste zastosowanie przy fundowaniu filarów mostowych, zresztą przy budowie tunelów kolei podziemnych, przekraczaniu przez nie koryt rzek, oraz bardzo duże zastosowanie w budownictwie morskiem i portowem (doki, latarnie morskie itd.). Bardzo ważne jest, aby z góry znać warunki gruntu, w jakich keson będzie zapuszczany (nierównomierność ich pod kesonem prowadzi łatwo do skręcenia go, co trudno naprawić), dlatego powinno się zawsze z góry wierceniami, wykonanemi na obu głównych osiach kesonu (a czasem i na przekątniach), zbadać dokładnie układ warstw, aż do warstwy, na której keson będzie mógł stanąć.

* * *

Tabelaryczny przegląd sposobów fundowania w poszczególnych typowych przypadkach i warunkach podany jest na str. 725.

LITERATURA.

J. Rychter: Roboty wodne. Część II. Fundamenty. Lwów 1910.
P. Frick: Fouilles et fondations Paryż 1920. (Dumond.)
N. de Tedesco et V. Forestier: Constructeur en ciment armé. II. Partie: Fondations Paris et Liége 1920. Béranger.)

Wm. Burnside: Bridge Foundations. London 1916. (Scott.)
Dr. Břetislav Tolman: Zakládání staveb. Praga 1924. (Česká Matice technická).
M. Benzel: Gründung von Hochbauten. Berlin 1921. (Teubner.)
L. Brennecke: Der Grundbau. Berlin 1906.
O. Colberg A. Nowak: Grundbau und Mauerwerksbau. Berlin 1922. (Handbuch für Eisenbetonbau. Ernst & Sohn.)
H. Engels: Grundbau, Taschenbuch für Bauingenieure. Berlin 1921. (Springer.)
J. H. Flach: Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßgründung. Berlin 1917. (Ernst & Sohn.)
H. Lückemann: Der Grundbau. Berlin 1913. (Ernst & Sohn.)
A. Müller: Grundbau: „Hütte" des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin 1924. (Ernst & Sohn.)
M. Strukel: Der Grundbau. Helsingfors i Lipsk 1906. (Twietmeyer.)
L. Willmann: Der Grundbau. Lipsk 1906. (Handbuch der Ingenieurwissenschaften.)

Meljoracje.

Napisał
Inż. Czesław Skotnicki
profesor politechniki, Warszawa.

I. Odwodnienia gruntów.

Przyczyny zabagnienia. Zabagnienie gruntów powstaje wskutek *a*) nadmiaru wody gruntowej, zwłaszcza gdy płytko położone warstwy nieprzepuszczalne utrzymują jej poziom na niewielkiej głębokości, *b*) wskutek napływu wód powierzchniowych, gdy zbyt małe nachylenie terenu utrudnia jej dalszy spływ naturalny. Woda, powodująca zabagnienie, może być pochodzenia obcego, gdy napływa drogą wgłębną lub nawierzchnią z terenów wyżej i dalej leżących, lub własną, gdy pochodzi bezpośrednio z opadów atmosferycznych.

Budowle odwadniające winny dążyć do zabezpieczenia terenu od wód obcych i odprowadzenia nadmiaru wód własnych, wreszcie do regulowania stopnia wilgoci gruntu, gdy chodzi o odwodnienie użytków rolnych.

Warunkiem niezbędnym każdego odwodnienia jest istnienie dostatecznego odpływu dla wód ściekowych, do którego nawiązane mogłyby być urządzenia szczegółowego odwodnienia.

Odpływ osiągnąć można drogą naturalną lub sztuczną.

a) Odpływ naturalny osiąga się lub polepsza przez obniżenie stanu wody cieków naturalnych, jak rzeki i strumienie, zapomocą robót regulacyjnych, które je przystosowują do swobodnego odprowadzenia spływającej do nich wody z najmniejszą stratą spadku. Roboty te obejmują:

obniżenie poziomu wody cieku przez oczyszczenie i odchwaszczenie łożyska zamulonego lub zarośniętego,

zmniejszenie ilości rumowiska przez umocnienie brzegów, ustosunkowanie prędkości przepływu,

wyprostowanie silnych krzywizn, usunięcie rozwidleń łożyska,

usunięcie lub obniżenie sztucznych spiętrzeń.

W razie braku odbiorników dogodnych w postaci cieków naturalnych (rzeki) lub sztucznych (kanały), wodozbiorów stojących (jeziora), może być niekiedy osiągnięty odpływ wgłębny, przez wpuszczenie wody zabagniającej do warstw wodonośnych, dostatecznie głęboko położonych i zdolnych ją odprowadzać (drenowanie holenderskie, studnie chłonne). W tym razie warunkiem jest upewnienie się, że warstwy te nie zawierają wody wgłębnej pod ciśnieniem, któraby groziła wydobyciem się jej na zewnątrz i powiększeniem zabagnienia. Miejscowości niskie, znajdujące się w sferze zalewów

wodami napływowemi, mogą być ochronione obwałowaniem (patrz niżej rozdz. IV.).

Spływ wody z terenów zabagnionych, gdy braknie bezpośrednich danych hydrometrycznych, oblicza się dla obszarów większych podług wzorów Iszkowskiego (por. str. 513). Dla mniejszych obszarów przyjąć można, że rowy osuszające winny w ciągu miesiąca odprowadzić $^1/_4$ części rocznych opadów, co daje $\frac{100 . 100 . {}^1/_4 h . 1000}{30 . 86400} \backsim h\,l$/sek. i ha, gdzie h = opady roczne w m.

Instrukcja Generalnej Komisji Śląskiej zaleca przyjmować l na sek. i km^2:

	Ilość wody spływającej	
	w okol. płask.	w okol. pagórk.
Woda średnia	6— 10	8—15
Woda wysoka letnia	25— 40	do 200
Woda najwyższa	65—250	250—600

Dla bagien poleskich przyjmowano jako podstawę obliczeń kanałów osuszających 0,32—0,65 l na ha i sek.

Ogólnie wziąwszy odpływ winien mieć dostateczny przekrój, aby tam, gdzie chodzi o odwodnienie łąk, z łatwością była odprowadzona woda zwykła letnia, zaś przy odwodnieniu pól — wysokie wody zimowe. Kanały nie powinny posiadać zbyt wielkich spadków dla uniknięcia uszkadzania brzegów i pogłębiania się dna.

Skarpy, o właściwem do jakości gruntu pochyleniu (1 : $1^1/_2$—1 : 2), należy darniować.

b) Odpływ sztuczny osiąga się na drodze mechanicznej, do czego potrzebne są nast. urządzenia i budowle: ogroblowanie doliny, rowy opaskowe, sieć rowów odwadniających, doprowadzających wodę do najniższego miejsca (fig. 303), urządzenie mechaniczne przelewowe, śluza upustowa w celu naturalnego odprowadzenia wody podczas niskich stanów odbieralnika.

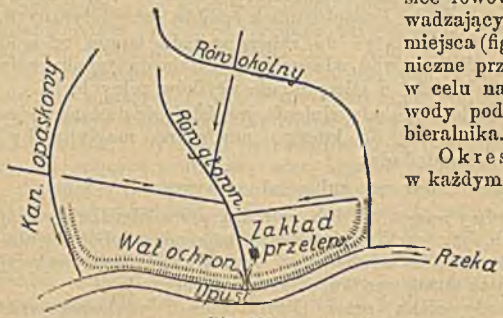


Fig. 303.

Okres pompowania winien w każdym poszczególnym wypadku być ustalony, a zależy od warunków klimatycznych, rodzaju kultur, czasu roztopów wiosennych itp. Czas przelewania wiosną wynosi 10—30 dni. Dla warunków środkowej Europy czas pompowania wynosi średnio około 2000 godzin rocznie.

Określenie ilości przelewanej wody wynika z poprzednich wyjaśnień. Sprawę komplikować może obecność wody źródlanej. Dla dogodnych warunków przyjmują 0,35 l/sek. ha, w mniej dogodnych rachują do 0,70 l/sek. ha. W miarę powiększenia niziny odwadnianej można przyjmować mniejszą ilość wody.

Wysokość pompowania wynika z różnicy pomiędzy średnim stanem pożądanym wody gruntowej i poziomem wody w odbieralniku.

Moc silnika przy sprawności pompy = $^2/_3$ wynosi $N = 20\,Q\,h$, gdzie h = wysokość pompowania, Q = ilość wody w m^3 na sek., N — ilość koni mechan. silnika do przeniesienia na pompę.

Urządzenia przelewowe. Ślimaki stosuje się dla wysokości do 3 *m*. Przy wahającym się poziomie wody niskiej nie zaleca się ich.

Rzutnice. Zalety: prostota wykonania i taniość utrzymania. Woda podnosi się tylko na różnicę pomiędzy niską (z odwodnienia) i wysoką wodą (w odbieralniku). Braki: duże rozmiary, strata wody, potrzeba stałego poziomu wody niskiej.

Pompy tłokowe tylko dla małej ilości wody, niepewne działanie. Pompy odśrodkowe odpowiednie przy dużych ilościach wody ściekowej i wysokościach znacznych podnoszenia. Sprawność = 0,8.

Silniki. Wiatraki z kołem tak dużym, aby mogły rozwinąć swą moc przy 4—4,5 *m* prędkości wiatru. Silniki parowe bezpieczniejsze i pewniejsze od poprzednich, zwłaszcza ze względu na uprawy wiosenne. Dla mniejszych ilości wód przy częstem przerywaniu ruchu odpowiednie są silniki wybuchowe.

Odwodnienie szczegółowe rowami. Sieć odwadniająca składa się rowów głównych i osączających, które do pierwszych odprowadzają wodę. Oprócz tego rozróżnia się rowy opaskowe, obwodowe, ulgi. Rozkład rowów jest przeważnie określony położeniem i kierunkiem naturalnych kotlin. Ich przekrój wynika z istniejących spadków i ilości wysokiej wody odprowadzanej, przyczem prędkość przepływu winna być utrzymana w granicach, gwarantujących utrzymanie należyte skarp i dna.

Dopuszczalna średnia prędkość w rowach nieumocnionych:

w gruncie szlamistym	0,15 *m*/sek.
„ „ piasczystym	0,30—0,50
„ „ ilastym	0,50
„ „ żwirowym, torfowym	1,00

Przy prędkościach większych należy umacniać dno i brzegi.

W razie zbyt dużych spadków należy stosować kaskady, umocnienie dna. Kształt przekroju poprzecznego rowów — trapezowy, o ile możności t. zw. „teoretycznie najkorzystniejszy". Szerokość dna conajmn. 0,3 *m*.

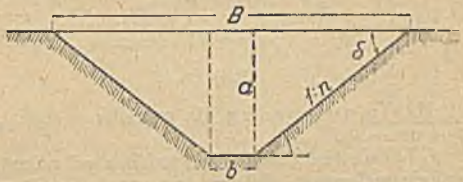


Fig. 304.

Nachylenie skarp $\operatorname{tg}\delta = \frac{a}{d} = \frac{1}{n}$; (fig. 304):

w gruntach piasczystych	1:1,5—1:2
„ „ gliniastych	1:1 —1:1,5
„ „ torfowych	1:0,5—1:1,5

Pokrycie darniną brzegów przynajmniej od dołu jest niezbędne.

Z powodu łatwego obsuwania się brzegów, podmywanych przesączającą się wodą gruntową, konieczne jest częstokroć umocnienie ich faszyną lub płotkami.

Głębokość rowów osączających zależna jest od pożądanej głębokości odwodnienia:

na polach	około 1,20 *m*
na kulturach torfowych	„ 0,75—1 *m*
na łąkach	„ 0,6—0,7 *m*

Obliczanie przekroju poprzecznego dokonywa się z pomocą wzoru ogólnego $Q = F v$, $v = k\sqrt{RI}$, kierując się zasadami kształtów najkorzystniejszych hydraulicznie. Spółczynnik k przyjmuje się zwykle według Ganguilleta i Kuttera, biorąc $n = 0,25$. Zalecane mogą być również wzory Bazina i Manninga.

Oddalenie rowów osączających zależne jest od stopnia zabagnienia terenu, przepuszczalności gruntu itp. wreszcie pożądanego stopnia odwodnienia, wynosi 30—200 *m*.

Zalety odwodnienia rowami:

1. znaczny przekrój rowów umożliwia szybkie odprowadzanie dużych ilości wody,
2. łatwe odprowadzanie wód powierzchniowych,
3. przystosowanie do działania przy małych spadkach terenu,
4. dostępność urządzeń i dogodniejszy nadzór nad nimi.

Drenowanie. Jest to sposób odwodnienia i przewietrzania gruntów zapomocą kanałów zakrytych, utworzonych z rurek glinianych, cementowych, niekiedy drewnianych, faszynowych lub kamiennych.

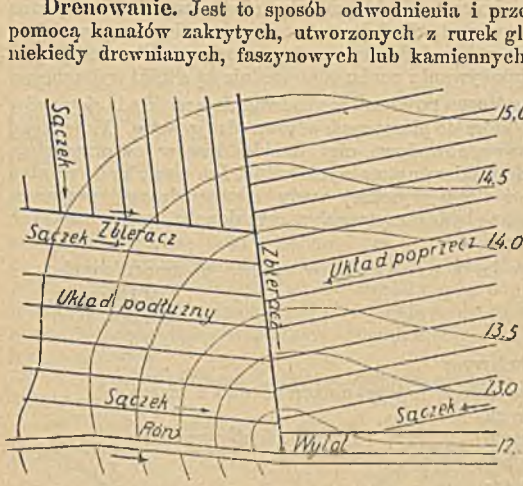


Fig. 305.

Sieć drenowa składa się z sączków, zwykle równoległych, oraz zbieraczów, odprowadzających wodę do wspólnych wylotów, umieszczonych w rowach odpływowych. Część sieci drenarskiej, odprowadzająca wodę do jednego wylotu, zwie się działem drenarskim.

Kierunek sączków bywa prostopadły do warstwic przy spadkach $< 0,5\%$ lub mniej albo więcej ukośny przy spadkach większych (fig. 305).

Minimum spadku dla sączków — 0,35%, dla zbieraczów o średnicy > 4 *cm* — 0,2%.

Głębokość drenów jest zależna od rodzaju roślin i gruntu, przyczem, ogólnie wziąwszy, głębsze drenowanie jest korzystniejsze niż płytkie. Przy rozważaniu głębokości drenów zauważyć należy, że poziom wody gruntowej przybiera teoretycznie kształt krzywej parabolicznej, zależny od przepuszczalności gruntu. Pasmo, leżące pośrodku między dwoma rurociągami, jest płyciej odwodnione niż bezpośrednio nad nimi. Przeciętna głębokość odwodnienia zależna jest więc nie tylko od głębokości założenia drenów, ale i ich oddalenia (fig. 306).

Fig. 306.

Ze względu na głębokość zakorzeniania się roślin i inne wymagania rolnicze przyjęto jako przeciętną głębokość drenów:

na polach	1,25 *m*
na łąkach	1,00 *m*
w ogrodach	1,80 *m*

Zbieracze winny leżeć głębiej o 10 do 15 *cm*.

Zwięzłość gruntu opóźnia działanie drenów, oraz zmniejsza równomierność osuszania, to też w gruntach tego rodzaju zaleca się płytsze drenowanie niż na przepuszczalnych.

Rozstawa drenów czyli oddalenie sączków, przy zachowaniu stałej głębokości zależy, jak to wyżej powiedziano, od przepuszczalności gruntu, pośrednio zaś od tych czynników, które wpływają na nią, a więc składu mechanicznego, ilości części koloidalnych, składników chemicznych jak wapna i żelaza. Pozatem nachylenie powierzchni, ilość wody gruntowej, przewiewność itp. mają wpływ niepośledni. W gruntach zwięzłych rozstawa drenów równo jest około 8-krotnej głębokości, w luźnych, przepuszczalnych — około 16-krotnej.

Przeciętna rozstawa drenów:

piasek . . . . . 18—24 *m*
piasek mokry . . . . . 16—18 *m*
piasek gliniasty . . . . 14—16 *m*
gliny lżejsze . . . . . 12—14 *m*
gliny cięższe . . . . . 8—12 *m*

Ściślej, rozstawa określa się na podstawie rozbioru mechanicznego gleby, i to według jednych, biorąc za miarodajną zawartość % części „pyłowych" (średnica < 0,01 *mm*), według innych, także części koloidalnych, lub wreszcie i grubszych części t. zw. „miału" (0,01—0,05 *mm*).

Rodzaj gleby	Pył %	Rozstawa przy głęb. 1,25 *m*	
		Kopecky *m*	Ganz *m*
Ciężki ił	> 70	8,5	8,5—9
Ił piaszczysty	70—55	9,5	9—11
Ił piaszczysty	55—40	9,5—11	11—13
Zwięzła glina	40—30	11—13	13—15
Piaszczysta glina	30—20	13—15	15—17,5
Piasek gliniasty	20—10	15—17,5	17,5—21
Piasek	< 10	17,5—19	21—24

Wykres, zestawiony przez autora w podręczniku „Nauka meljoracji", za miarę rozstaw uwzględnia pył + $^1/_3$ miału, która to liczba, przy różnorodności typów gleb, lepiej charakteryzuje stopień ich miałkości niż zawartość samego pyłu!

Według najnowszych badań pewniej daje się określić rozstawa przy pomocy oznaczenia t. zw. zbiorowej powierzchni gleby (suma powierzchni wszystkich ziarn w jednostce ciężaru). Ta ostatnia znajduje się pośrednio przez pomiar t. zw. wody hygroskopowej.

Średnica drenów. Dla jej określenia należy znać największą wodę przesiąkową z jednostki powierzchni, która zależy od ilości opadów, rozkładu ich, przepuszczalności gruntu, nachylenia powierzchni, głębokości założenia drenów itd. Według prof. Spöttle spływa z jednego *ha* na sek.:

z bardzo ciężkich glin . . . . . 0,25—0,50 *l*
ze zwykłych gruntów . . . . . 0,50—0,70 *l*
z przepuszczalnych gruntów . . . 0,70—2,10 *l*

Dla wypadków przeciętnych, w naszych warunkach klimatycznych, przyjmuje się spływ, wynoszący 0,65 *l*/sek. i *ha* dla okolic nizinnych oraz 1 *l*/sek. i *ha* dla okolic podgórskich, z większemi opadami.

Oznaczając:

F = powierzchnia przekroju rury w m^2,
d = średnica rury,
Q = ilość wody na sek. w m^3,

h = spad rurociągu,
l = długość rurociągu,
c = spółczynnik oporów we wzorze ogólnym na przepływ,

$$F = \frac{\pi d^2}{4}; \; v = c\sqrt{\frac{d}{4}\cdot\frac{h}{l}} = c_1 \cdot \sqrt{d\frac{h}{l}};$$

$$Q = 0{,}785 \cdot c_1 \cdot \sqrt{d^5 \cdot \frac{h}{l}} = k\sqrt{d^5 \cdot \frac{h}{l}}.$$

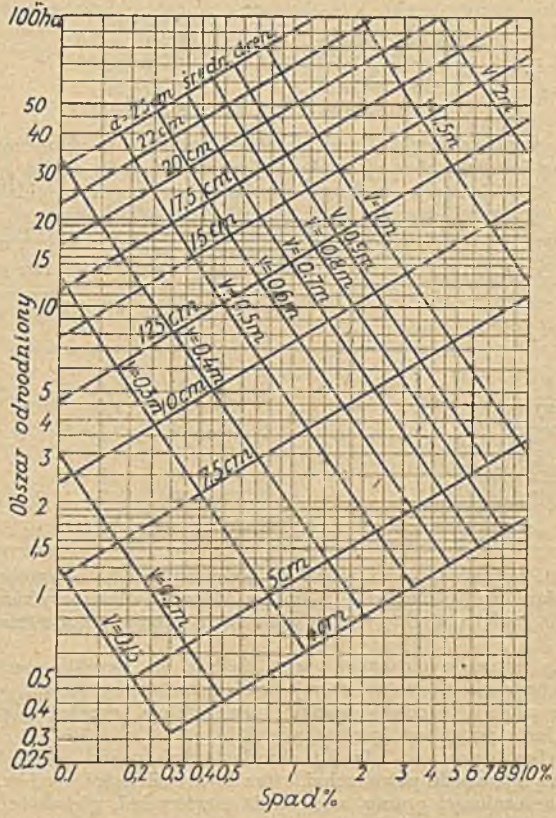


Fig. 307.

Spółczynnik k oblicza się z uproszczonego wzoru Kuttera:

$$c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

przyjmując:

d = 0,04	0,05	0,056	0,08	0,1	0,13	0,16 m
k = 10,9	11,8	12,9	13,8	14,8	16,9	18,0 m

Prędkość przepływu wody winna być $> 0{,}20$ *m*, zaś w gruntach z piaskiem płynnym $> 0{,}75$ *m*. Stąd wynika jako min. spadku $\frac{h}{l}$ dla zbieraczów 0,2%, zaś dla sączków 0,35%. Średnica drenów stosuje się do ilości wody doprowadzanej sączkami oraz spadku zbieracza. Zakładając średnicę, stosownie do posiadanych rur, znajduje się obszar, z którego woda osączana może być odprowadzoną, nie przeciążając rurociągu. Wszystkie te rachunki ułatwiają stosowne tablice graficzne (fig. 307).

Wykonanie drenowania polega na następujących robotach:

a) Regulowanie rowów odpływowych tak, aby wyloty były umieszczone najmniej 10 *cm* nad przewidywanym poziomem wody normalnej lub 30 *cm* nad dnem, gdy ilość wody jest nieznaczna.

b) Wykopanie rowków drenowych, postępując z dołu do góry. Rowki dla rur winny być kopane możliwie wąskie, specjalnemi szpadlami i dno ich wygładzane pobierkami (fig. 308). Dla utrzymania spadku równomiernego używa się sznura, naciągniętego na właściwej od dna wysokości, stosując się do głębokości wyznaczonych w projekcie.

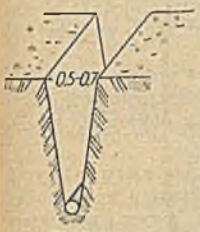


Fig. 308.

c) Rozłożenie rurek i układanie ich z góry ku dołowi hakiem, zaś przy znacznych głębokościach lub dużych średnicach rur — ręką.

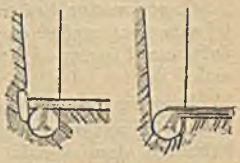


Fig. 309.

d) Przykrycie drenów ziemią zeskrobaną z brzegów na 15—20 *cm*. Zasypanie drenów ziemią złożoną obok, tak, aby na wierzch przyszła gleba urodzajna.

e) Drzewa w odległości 20—30 *m* od zbieraczów należy wyciąć lub zbieracze uszczelnić ocementowaniem. Źródła należy odprowadzić oddzielnemi rurociągami.

f) Łączenie krzyżujących się rurociągów następuje przez wybicie odpowiednich otworów w ściankach i staranne dopasowanie tak, aby jeden rurociąg zachodził na drugi (fig. 309). Niekiedy używane są połączenia fasonowe.

Wyloty są najlepsze w kształcie rur żeliwnych, ujętych betonowem obudowaniem, aby zabezpieczyć je od uszkodzeń, zarastania itp. (fig. 310). Zaleca się zabezpieczenie wylotów klapą lub siatką ruchomą od wpełzania żab, zajęcy itp. szkodników.

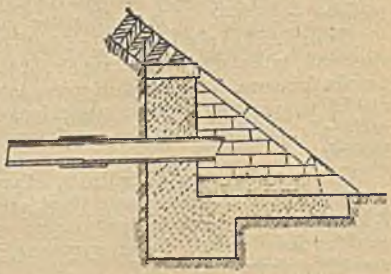


Fig. 310.

Podniesienie plonów użytków rolnych przez drenowanie zależy od warunków miejscowych, jak klimat, gleba, rodzaj uprawy, uwidocznia się jednak nie tylko w mokrych latach, lecz i suchych, a wynosi dla roślin okopowych do 100% i kłosowych 25—40%. Poza tem osiąga się znaczne uproszczenie organizacji gospodarczej, możliwość stosowania różnych roślin itp.

Drenowanie stosowane bywa i dla celów technicznych, jak osuszanie dróg, budowli itp.

II. Nawodnienie.

Działanie. Nawodnienie ma za cel powiększenie zasobów wilgoci, nawożenie, rozpuszczenia i rozprowadzenia materyj pożywnych, wreszcie regulowania temperatury gleby.

Działanie nawożące zależy od zawartości w wodzie zawieszonych mechanicznie lub rozpuszczonych ciał. W wodzie rzecznej przeważają pierwsze, w źródlanej mogą się znajdować drugie. Zwłaszcza zasobne są w materje pożywne jak potas, kwas fosforowy, wapno i azot, wody wysokie niektórych rzek. Nawodnienia użytków rolnych latem służą przeważnie jako środek uzupełnienia wilgoci potrzebnej roślinom, gdy nawodnienia wiosenne i jesienne mają za cel wzbogacenie materjami nawozowemi gleby, jak również rozpuszczenie zawartych w glebie soli pożywnych. Może być dalej brane pod uwagę działanie ługujące i odkwaszające glebę.

Szkodliwe dla nawodnienia bywają wody, pochodzące z kwaśnych bagien, zimnych źródeł, oraz zanieczyszczone trującemi ściekami fabrycznemi. Zwykle ograniczamy się oceną wody na zasadzie cech zewnętrznych, jednak pewne rośliny, zjawiające się na brzegach, mogą również świadczyć o większej lub mniejszej przydatności wód do celów irygacyjnych.

Często można bez trudności polepszyć wodę irygacyjną przez oczyszczenie jej zapomocą osadników, utlenienie zapomocą kaskad, wzbogacenie związkami pożywnemi przez dodanie gnojówki, wapna, ścieków z cukrowni, krochmalni itd.

Doprowadzenie wody. Czerpanie wody z cieków naturalnych może mieć miejsce wprost, gdy teren irygowany leży w bliskości, a wodę można kanałami doprowadzić w ten sposób, że panuje ona swym poziomem nad tym terenem. Zwykle jednak konieczne jest sztuczne spiętrzenie wody.

Położenie i kierunek doprowadzalnika w postaci kanału otwartego zależy od kształtu nawadnianego terenu. Powinien on być tak usytuowany, aby przy najmniejszem podniesieniu zw. wody nad powierzchnią terenu, zalewowi podlegać mogła największa powierzchnia. Podniesienie zw. wody ponad teren w doprowadzalnikach sypanych z ziemi powinno być tem mniejsze, im przepuszczalniejszy jest grunt ze względu na przewidywane straty. W wypadkach specjalnych stosuje się uszczelnianie kinety gliną, betonem itp. Spadki należy nadawać takie, aby nie nastąpiło uszkodzenie koryta.

Mały spadek doprowadzalnika sprzyja powiększeniu powierzchni nawodnianej, wpływa jednak na zwiększenie przekroju i osiadanie po drodze zawiesin żyznych. Dla zalewu pewnych szczególnie wysoko położonych terenów może być woda podnoszona mechanicznie.

Czerpanie wody ze źródeł. Z powodu małej wydajności daje się stosować tylko dla nieznacznych obszarów. Może być brana pod uwagę i woda drenowa, o ile przed użyciem zostanie dostatecznie utleniona. Wskutek niskiej temperatury i braku części pożywnych działania nawodnienia w tym razie nie należy przeceniać, zwłaszcza, że podczas lata wód tych zwykle braknie.

Czerpanie ze zbiorników, stawów, kanałów spławnych. Należy przeciwdziałać zaszlamowaniu się zbiorników i zmniejszeniu ich pojemności. Z kanałów spławnych można czerpać wodę tylko w niewielkiej ilości. Woda ze zbiorników zwykle bywa wygrzaną, lecz wskutek osadzania pozbawiona cząstek pożywnych.

Sztuczne podnoszenie wody. Z powodu wysokich kosztów możliwe tylko przy zwilżaniu obszarów mniejszych; liczenie w tym wypadku na działanie nawożące jest na miejscu tylko przy ściekach przemysłowych lub miejskich. Silniki stałe rzadko są stosowane, natomiast częściej lokomobile, które i do innych celów rolniczych są użytkowane. Niekiedy stosuje się wiatraki automatyczne. Jako mechanizmy podnoszące wody są używane: koła czerpakowe (do 6 *m* wysokości), podnośniki czerpakowe (dla większych wysokości,

jak czerpanie ze studzien), ślimaki, pompy ssąco-tłoczące lub odśrodkowe dla podnoszenia większych ilości wody na większą wysokość.

Moc potrzebna do podnoszenia wody: gdy Q = ilość wody w litrach na sekundę, zaś h wysokość podniesienia w m

$$\frac{Q h \eta}{75} = N \; km,$$

$$\eta = \frac{3}{2} \text{ do } \frac{4}{3}.$$

Przy obliczaniu uwzględniać należy sprawność mechanizmów podnoszących wodę = 0,75—0,9.

Systemy nawodnienia. System nasiąkowy polega na przeprowadzeniu płytkich brózd lub rowków, do których woda wpuszczona wsiąka, nasycając wilgocią grunt obocznie leżący. Sposób ten daje się wykonać na gruntach płaskich, jednostajnych i dość przepuszczalnych. Rozpowszechniony jest dla nawadniania pól i ogrodów.

System podsiąkowy. Woda, spiętrzona w rowach głębszych, sprzyja podniesieniu poziomu wód gruntowych i zasila wilgocią warstwy wierzchnie przez podsiąkanie jej od dołu. Sposób ten daje się wykonać na gruntach o małych spadkach i zwykle stanowi uzupełnienie odwodniania na gruntach, odznaczających się znaczną włoskowatością, jak np. torfowe.

System zalewowy znajduje zastosowanie na gruntach przepuszczalnych i przewiewnych. Woda zostaje spiętrzona przez ogroblowanie terenu i spuszczona, gdy cząstki zawieszone osiądą. Teren dzieli się na kwatery płytkie 5—10 *ha* rozległe. Doprowadzenie wody następuje zapomocą śluzek lub mnichów. Głębokość zalewu nie powinna przekraczać 0,6 *m*. Groble otrzymują wysokość 0,3—0,4 *m* ponad zw. wody, szer. korony 1 *m* i nachylenie skarp 2—3-krotne. Pożądane jest doprowadzenie wody świeżej dla każdej kwatery. Należy uwzględnić konieczność zaopatrzenia kwater w gęstą sieć rowów odwodniających.

Zalety tego systemu: taniość, łatwość obsługi; wady: utrudnienie dostępu tlenu powietrza, długotrwałość zalewania, przesycanie wodą gruntu. Braki usuwa się częściowo przez zalewy z wodą przepływową, gdzie przez stałe doprowadzanie wody świeżej od góry do poszczególnych kwater i odprowadzanie nadmiaru, daje się utrzymać stałą cyrkulację.

Nierównie korzystniejsze jest nawodnianie cienką warstwą wody stale znajdującej się w ruchu, czyli t. zw. zraszanie. Może to być uskutecznione tylko na powierzchniach zadarnionych, tj. łąkach lub pastwiskach.

System stokowy naturalny stosuje się na powierzchniach z jednostajnym spadkiem $> 2\%$. Woda, doprowadzona rowkami prostopadłemi do spadku, rozlewa się zapomocą brózd rozlewowych, prowadzonych równolegle do warstwic dł. 10—30 *m*, gł. 15—20 *cm*.

Systemy stokowe sztuczne, jak grzbiety dwuspadkowe (zagony) lub jednospadkowe. Pierwsze na płaskich terenach, drugie na urozmaiconych, ze spadkiem $< 2\%$. Długość normalna grzbietów wynosi 20—70 *m*, szerokość 8—20 *m*, nachylenie powierzchni stokowych 2—4%. Brózdy rozlewowe biegną grzbietem ze spadkiem 0,5‰. Spadek brózd odwodniających = 0,5%. Przy zaletach teoretycznych tych systemów, wysokie koszta, trudność utrzymania itd. ograniczają użycie ich. Częściej stosowane bywają rowy rozlewowe, trasowane stosownie do ukształtowania terenu grzbietami naturalnemi, z których bezpośrednio woda przez krawędź poziomą przelewa się, zraszając sąsiedni teren. W tym celu dłuższe rowy dzielone są na odcinki 30—40 *m* długie, uskokami, zapomocą śluzek spiętrzających.

Wszystkie te systemy nawadniań usuwają powoli wchodzące w użycie deszczownie, zwłaszcza na polach, ogrodach i wogóle terenach intensywnie zagospodarowanych. Polegają na aparatach mechanicznych, rozpryskujących wodę po powierzchni. Woda dostarczana jest pod ciśnieniem 6—8 atm.

Zapotrzebowanie wody do nawodnienia zależy od klimatu, gleby, pory roku, stanu pogody, rodzaju kultur, celu nawodnienia i sposobu, wreszcie od strat zarówno w doprowadzalnikach jak i na obszarze nawadnianym.

Według Heuschmidta w czasie suchym potrzeba do nawadniania łąk:

Przy glebie gliniastej dwukrotne zwilżenie warstwą ogólną wody 0,28 *m*.

Przy glebie średnio przepuszczalnej — trzykrotne nawodnienie warstwą og. 0,50 *m*.

Przy przepuszczalnej glebie gliniasto-piaszczystej 4—5-krotne nawodnienie warstwą 0,75—1,00 *m*, dla suchych gruntów piaszczystych potrzeba liczyć conajmniej 3 *l ha* i sek., zwilżając je co 8 dni.

Według Gerharda wystarcza jednorazowe zwilżenie łąk po pierwszym pokosie dawką 80—100 *mm*. Dla pól w warunkach środkowej Europy dawki całkowite roczne wynoszą 100—120 *mm*, dla warzyw dosięgają 240 *mm*.

Woda doprowadzana częściowo przyswojona zostaje przez rośliny, w części zaś ulatnia się, lub przez glebę kapilarnie zostaje przytrzymaną, a zatem nie powraca do cieku wodnego, skąd została zaczerpniętą. Reszta, spływając rowami odwadniającemi, częściowo wsiąka, sprzyjając podwyższeniu wody gruntowej lub dosięga w końcu odpływu.

Niewątpliwie najsłuszniejsze jest oparcie obliczenia zapotrzebowania wody na zjawiskach, towarzyszących rozlewowi wody przy uwzględnieniu warunków przyrodniczych, oraz technicznych urządzeń irygacyjnych. Friedrich podaje dla systemu zalewowego wzór:

$$Q_1 = \frac{1}{2} F W T_1 + F h$$

$$Q_2 = \frac{F}{W} + \frac{E}{T_2},$$

gdzie T_1 = liczba dni potrzebnych do napełnienia kwatery, T_2 = liczba dni pozostawania kwatery pod wodą, F = obszar kwatery w m^2, h = średnia gł. zalewu w *m*, W = warstwa wody wsiąkającej w przeciągu dnia w *m*, E = dzienne parowanie wody w *m*, Q_1 = ilość wody potrzebnej do napełnienia kwatery w m^3, Q_2 = ilość wody potrzebnej do zasilenia kwatery podczas pozostawania jej pod wodą.

Dla systemów stokowych (według Friedricha): Stały dopływ sekundowy w pierwszym i drugim okresie (rozlew pierwiastkowy wody po stoku i stałe zraszanie stoku): $q_1' = q_2' = 1000\, W \frac{n}{n-1}$ *l*/sek. *ha*.

Czas trwania I. okresu $t_1 = \frac{h_1}{W} Q_n n$ sek.

Czas trwania II. okresu $t_1 = \frac{h_2}{W}$ sek.

Najmniejsze zużycie wody osiąga się przy $n - l g_n n - 1 = \frac{h_2}{h_1}$, gdzie h_1 oznacza średnią głębokość wody gromadzącej się w nierównościach stoku, h_2 = gł. warstwy wsiąkającej w grunt podczas II. okresu, w = spółczynnik przesiąkania, n = liczba > 1 wyrażająca stosunek wody dopływającej na stok do odpływającej z niego ($1^1/_2$—15). Przy irygacji stokowej dopływ sekundowy na każde 10 *m* brózdy rozlewowej nie powinien przekraczać 5 *l* i dochodzić do 0,4*l*/sek. Na 1 *ha* liczą od 15 do 50 *l*/sek.

III. Kultura torfowisk.

Torfowiska nizinne nadają się do zużytkowania przy umiarkowanem odwodnieniu na łąki i pastwiska, a nawet i pola uprawne. Odpływy winny być tak wybudowane, aby grunt mógł być odwadniany i w zimie

oraz przewietrzany, zaś w lecie, by rośliny znajdowały dostateczną wilgoć. W tym celu służą śluzki spiętrzające wodę w rowach osuszających, oraz niekiedy urządzenia, doprowadzające ją. Wogóle poziom wody gruntowej po osadzeniu się gruntu winien znajdować się na łąkach, na gł. ok. 50 *cm*, na pastwiskach 70—80 *cm*. Przy pokryciu mineralnem o 20 *cm* głębiej. Po wybudowaniu odprowadzalników głównych następuje odwodnienie poszczególnych parceli zapomocą rowów otwartych lub lepiej drenów faszynowych, drewnianych lub rurkowych w odległościach 10—15 *m*. Po wyrównaniu powierzchni darnina zostaje dostatecznie głęboko zorana, a grunt zasilony potasem w postaci nawozów mineralnych, jak kainit, 40% sole potasowe, oraz kwasem fosforowym w postaci mączki Thomasa lub superfosfatu. W roku pierwszym stosowane jest nawożenie silniejsze (przeciętnie 800—900 *kg* na 1 *ha* kainitu oraz 500—600 *kg* tomasówki) w latach następujących daje się tylko uzupełnienie związków pożywnych, wyczerpanych przez zbiory (na łąkach dla każdych 1000 *kg* siana ok. 160 *kg* kainitu i 40 *kg* tomasówki, na pastwiskach pożądane pokrycie piaskiem, nawożenie uzupełniające co 3—4 lat). Pokrycie piaskiem (metoda Rimpaua) właściwe jest tylko na takich łąkach, które bez pokrycia cierpią na brak wilgoci i uszkadzane są późnemi przymrozkami. Uprawa polna na torfowiskach bez pokrycia mineralnego przedstawia często ryzyko.

Torfowiska wyżynne. Uprawa przy pomocy spalenia powierzchni jest do zarzucenia jako system rabunkowy. W razie tylko bardzo utrudnionej obróbki gleby wskazane być może jedno- lub dwukrotne spalenie warstwy wierzchniej jako zabieg wstępny do uprawy.

Uprawa holenderska (Veencultur). Przez budowę kanałów zostaje uregulowany stan wilgotności i stworzone komunikacje wodne. Warstwa wierzchnia torfu zostaje zdjęta i jako materjał opałowy spławiona, powierzchnia otrzymana zostaje wyrównana, pokryta ziemią mineralną, wodobytą z dna kanałów, 0,1 *m* grubo i zmieszana z nawozem, szlamem, popiołem i kompostem. Liczne, kwitnące kolonje w ten sposób uprawne świadczą o celowości tego sposobu.

Uprawa właściwa torfowisk wyżynnych polega na zasileniu ubogiej gleby w pierwiastki pożywne jak azot, kwas fosforowy, potas, wapno w formie łatwo przyswajalnej i skoncentrowanej. Szczególnie ważne jest zasilenie wapnem, aby zneutralizować szkodliwe dla roślin kwasy próchniczne, szczególnie pożyteczny jest margiel i szlam. Obok żyta i ziemniaków uprawiane są rośliny strączkowe przy zachowaniu stosownego płodozmianu. Uprawę właściwą torfowiska poprzedza dostateczne odwodnienie zapomocą rowów, lepiej drenów, zaopatrzonych w zawory spiętrzające w celu regulowania wilgoci. Warstwa wierzchnia podlega zoraniu, bronowaniu i zapomocą specjalnych walców ubłaczaną w celu zachowania włoskowatości gleby i zabezpieczenie jej w ten sposób od przesuszenia.

Dawki nawozowe dla torfów wyżynnych wynoszą początkowo ok. 4000—8000 *kg* wysokoprocentowego marglu lub o połowę mniej wapna palonego, 300—400 *kg* 40% soli potasowych, 800—900 *kg* mączki Thomasa, 200 *kg* saletry chilijskiej. Następne dawki mogą być zmniejszone.

IV. Wałowanie nizin.

Przy obliczaniu przekroju poprzecznego wałów ochronnych należy uwzględnić następujące czynniki:

1. Ciśnienie wody. Jeśli oznacza (fig. 311): x = szer. podstawy wału, h = wysokość wody nad postawą, γ = ciężar *m* objętości wody w *t*, γ_e = ciężar *m* objętości ziemi w *t*, μ = tangens kąta tarcia między wałem i gruntem, stateczność wału na przesunięcie będzie miała miejsce, jeśli

$$\mu \frac{hx}{2}(\gamma_e - \gamma) \geqq \frac{\gamma h^2}{2}$$

dla $\gamma = 1$ $\gamma_e = 1{,}5$ oraz $\mu = 0{,}5$ $x \geqq 4h$.

Oprócz przesunięcia wału na swem podłożu, ciśnienie wody może spowodować:

a) Pogrążenie się wału przy małej wytrzymałości podłoża. Należy zmniejszać ciśnienie jednostkowe przez rozszerzenie podstawy.

b) Rozmiękczenie wału. Przeciwdziała temu odpowiedni materjał, jak glina z dodatkiem 15 do 20% piasku. Przy sypaniu z piasku należy stosować rdzeń z iłu lub zewnętrzną skarpę ubezpieczyć pokryciem nieprzepuszczalnem. Należy również zwrócić uwagę na związanie silne grobli z podłożem.

2. Prąd wody staje się niebezpieczny, zwłaszcza na wklęsłej stronie łuków, podczas wysokich wód i przepływu kry. Ubezpieczenie wewnętrznej skarpy, dając płaskie odkosy, staranne odarniowanie, brukowanie na grubość 30 *cm* z podsypką 15—30 *cm* żwirową, niekiedy w razach potrzeby na zaprawę hydrauliczną.

3. Uderzenie fal. Przeciwdziałają temu dobrze wzmocnione skarpy wałów.

4. Przelew wody wskutek spiętrzenia jej w razie zatorów. Należy stosować płaskie zewnętrzne skarpy.

5. Nory krecie. Nie należy używać ziemi próchnicznej, sprzyjającej rozwojowi robaków, a wraz z niemi i zjawianiu się kretów.

Przekrój wałów zimowych (dla wód wiosennych) stosować według (fig. 312).

Pasma ochronne (ława wewnętrzna i ława zewnętrzna) należy pozostawić wyłącznie do użytku jako łąki i pastwiska.

Fig. 311.

Fig. 312.

Wysokość wałów powinna uwzględniać możliwość spiętrzenia wody wskutek zatorów. W zasadzie korona sięga 0,6—0,8 *m* ponad najwyższy stan wody. Dla wałów na wodę letnią, mniej. Szer. korony wałowań zimowych 2—5 *m*, zaś letnich 1—1,5 *m*. Dla przejazdu szer. korony = 5 *m*.

W wałach winny być wbudowane śluzy lub przepusty odwadniające dolinę, a w letnich — nawadniające. Pierwsze powinny być takie, by mogły się samoczynnie otwierać w miarę opadania poziomu wody.

V. Stawy rybne.

Stawy, przeznaczone dla sztucznej hodowli ryb, są to wodozbiory, wykonane przeważnie na powierzchni gruntu w ten sposób, aby można je dowolnie napełniać i opróżniać. Tą drogą bezużyteczne lub słabo wyzyskane obszary mogą być zużytkowane w sposób rentowny. Konieczność uwzględnienia pewnych wymagań hodowlanych, zależnych od rodzaju, wieku ryb, wymagań rynków zbytu, wreszcie warunków topograficznych, hydrologicznych itp. stwarza potrzebę budowy stawów, różniących się co do swej wielkości kształtu, głębokości.

Przy wyborze terenu zwrócić należy uwagę na warunki następujące

a) położenie i ukształtowanie powierzchni;

b) warunki hydrologiczne (jakość, obfitość wody rozporządzalnej);

c) jakość gleby (żyzność, przepuszczalność).

Podział stawów. Według sposobu zasilania wodą rozróżniamy:

1. Stawy opadowe, czyli zasilane wyłącznie wodą, pochodzącą bezpośrednio z opadów atmosferycznych, jak deszcze, śniegi. Możliwe do założenia tylko przy dostatecznie dużej zlewni, wysokich opadach i gruncie mało przepuszczalnym.

Zalety ich: woda ciepła, pozbawiona szkodników.

Wady: powolne i niepewne zasilanie wodą, łatwe wysychanie, w lecie przegrzewanie, konieczność nadawania znacznych głębokości.

2. Stawy źródlane, czyli zasilane wodą pochodzącą bezpośrednio ze źródeł. Zalety ich: woda zazwyczaj stała, czysta, o stałej temperaturze, pozbawiona szkodników, nadająca się do hodowli ryb pstrągowych.

Wady: woda jałowa, uboga w tlen, zwykle mało obfita.

3. Stawy rzeczne, zasilane wodą czerpaną z rzek strumieni.

Zalety: woda obfita, żyzna, możność odświeżania jej.

Wady: niebezpieczeństwo wprowadzenia szkodników, infekcji, substancyj trujących (ścieki przemysłowe), kosztowność spiętrzania wody, jak również doprowadzenia jej.

Według sposobu użytkowania, uwzględniając najbardziej u nas rozpowszechnioną hodowlę karpi, rozróżniamy:

1. Stawy wycierowe, przeznaczone dla składania ikry oraz wylęgu ryb. Wielkość 150—1000 m^2, gł. zalewu 0,2—0,3 m, kształt zwykle prostokątny. Powierzchnia gładka, starannie wydarniowana z nachyleniem ku południowi. Stawy zaopatrzone są w rowki odwadniające 0,3—0,5 m głębokie. Warunek nieodzowny: możność samodzielnego napełniania wodą czystą i opróżniania tak, aby wyciery podczas, gdy nie są użytkowane, mogły być starannie osuszone.

2. Przepustki — niewielkie stawy o przeciętnej głębokości 0,3 m, do których rybki z wycierów są po kilku dniach przepuszczone i tam pozostają pierwsze tygodnie życia. Przesadki winny bezpośrednio komunikować się z wycierami.

3. Przesadki głębokości przeciętnej 0,5 m przeznaczone dla rybek, odhodowanych na stawach poprzednich, a które pozostają w nich przez pozostałą część roku pierwszego i wyrastają do wagi 50—100 g.

4. Stawy kroczkowe, w których pozostają ryby w drugim roku życia, głębokości przeciętnie 0,75 m, napełniane są zwykle stopniowo, w miarę wzrostu ryb, który dochodzi 250—300 g.

5. Stawy kupieckie lub wyrostowe, w których karpie przepędzają rok trzeci, wzgl. czwarty i wyrastają na ryby sprzedażne, wagi do 1500 g. Gł. stawów tych może dosięgnąć 1,25 m, pożądane są przytem miejsca płytsze.

6. Zimochowy, niewielkie stawy, zwykle częściowo kopane, częściowo w nasypie, o głębokości 1,60—2,00 m, z zabezpieczonym dopływem stałym podczas zimy wody świeżej, oraz odpływem, pozwalającym utrzymać dno podczas lata w stanie suchym. Wielkość zimochowów normalnie 400—1600 m^2, przytem zaleca się mniejsze, lecz w liczbie większej, aby umożliwić dowolne pegregowanie ryb. Dla ułatwienia życia ryb zgromadzonych w zimochowach (40—60 kg na 1 m^3) konieczna jest stała cyrkulacja wody bogatej w tlen, dopływającej z góry i odpływającej od spodu.

Ustosunkowanie obszarów. Wielkość obszarów, zajęta przez poszczególne stawy, uzależniona jest od względów technicznych, jak granice, spadki, ilość rozporządzalnej wody. Jednak ustosunkowanie obszarów obejmujących różne rodzaje stawów (przesadkowe, kroczkowe itd.), zależne jest od planu gospodarczego oraz żyzności terenu.

Teoretycznie, stosunek pomiędzy obszarem stawów wyrostowych, kroczkowych i przesadkowych w całokształcie gospodarstwa daje się obliczyć z otrzymywanego na danym terenie przyrostu z 1 ha, oraz przyrostu na sztuce, do którego dąży hodowca.

Obszar F pożądany dla stawu w *ha*, oraz obsadę jego O na 1 *ha* podają wzory orjentacyjne:

$$O = \frac{P}{p}$$

$$F = \frac{N\left(1 - \frac{s}{100}\right)}{\frac{P}{p}},$$

gdzie

N = ilość sztuk, stanowiących obsadę,
O = obsada na 1 *ha*,
P = przyrost ogólny z 1 *ha* w *kg*,
p = pożądany przyrost w *kg* na 1 sztuce,
$s\%$ = strata w % sztuk.

Przyrost z 1 *ha* w *kg*:

małe stawy wśród wsi	200—400 *kg*
większe stawy b. urodzajne, zasilane ściekami	100—200 *kg*
stawy wśród średnio urodzajnych pól	185—100 *kg*
stawy wśród lasów	35— 55 *kg*
stawy na nieurodzajnych polach, torfowiskach	45— 55 *kg*
stawy nieurodzajne, na torfowisku wyżynnem	20— 45 *kg*

W latach pierwszych eksploatacji stawów przyrosty te zawsze są wyższe.

Przyrost na sztuce zależny jest z jednej strony od planu hodowlanego, zapotrzebowań rynkowych, z drugiej od materjału hodowlanego i warunków miejscowych, a wynosi:

w roku	I.	normalnie 0,050 *kg*,	dochodzi do	0,200 *kg*
„ „	II.	„ 0,200 *kg*,	„ „	0,500 *kg*
„ „	III.	„ 0,600 *kg*,	„ „	1,50 *kg*

Straty wynoszą w przesadkach do 25%, w stawach kroczkowych do 10%, zaś w kupieckich 3—5%.

Różni hodowcy zalecają dość różne ustosunkowania obszarów, oparte na praktyce. Przy systemie hodowli 3-letnim, u nas przyjętym, polecić można następujące zestawienie: dla produkcji ryby kupieckiej 0,6 *kg* — przesadki 7%, kroczkowe 32%, kupieckie 61% ogólnego obszaru gospodarstwa rybnego; dla produkcji ryby kupieckiej 1 *kg* — przesadki 4%, kroczkowe 19%, kupieckie 77%.

Jeden kompleks tarlisk (minimalnie 2 stawy) może wystarczyć do zagospodarowania 200—300 *ha*.

Zapotrzebowanie wody. Ilość wody, potrzebna do zalania stawów i utrzymania zalewu, zależna jest od *a*) właściwości gruntu, *b*) głębokości stawów, *c*) wielkości ich, *d*) pory roku, *e*) warunków klimatycznych.

Zalew wymaga:

$$Q = \frac{F w t_1}{2} + F h$$

$$q = \frac{Q}{86400\, t_1},$$

gdzie Q ilość wody w m^3 potrzebna do zalewu, q ilość wody w m^3 na sek., t_1 czas trwania zalewu w dniach, F obszar stawów w m^2, h przeciętna głębokość stawów w *m*, w spółczynnik wsiąkania w *m* na dzień.

W okresach początkowych wynosi wsiąkanie 0,08—0,8 *m* na dzień, maleje jednak prędko i przy zaszlamowanych stawach zmniejsza się bardzo znacznie.

Należy uwzględniać straty w doprowadzalnikach i na przesiąkanie grobel. Praktycy przyjmują stały dopływ potrzebny 1—1,6 *l* na *ha* i sek.

Doprowadzenie wody. Jeśli pobranie wody następuje z naturalnych cieków, potrzebne jest zwykle spiętrzenie jej (fig. 313). W tym celu stosowane są jazy stałe lub ruchome.

Zapomocą śluzy wpustowej woda dostaje się do doprowadzalnika zwykle w kształcie rowu otwartego, stosownych wymiarów, wytrasowanego

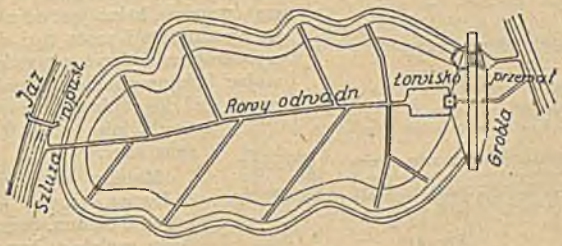


Fig. 313.

z małym spadkiem terenu. W miarę przekraczania dolin stosuje się akwadukty, lewary; przekraczając wzgórza — przekopy szalowane, sztolnie.

Przekrój doprowadzalników zaleca się najekonomiczniejszy i ze względów na straty wody należy wykonywać kanały wkopane, nie zaś sypane nad terenem. Przy zastosowaniu materjału przepuszczalnego należy dno i boki uszczelnić iłem.

Doprowadzalniki kryte w postaci rur cementowych, żelaznych lub kamionkowych wykonywa się rzadko ze względu wysokich kosztów.

Urządzenia stawowe. Groble stawowe sypane są zwykle z materjału obok leżącego. W wypadkach wyjątkowej przepuszczalności stosuje się jądro z gliny, lub pokrycie skarpy wewnętrznej materjałem nieprzepuszczalnym (fig. 314).

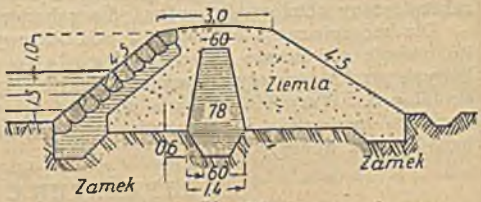


Fig. 314.

Groble należy sypać warstwami z ziemi miałkiej, na grunt oczyszczony z darni i od spodu zaopatrzone w t. zw. zamki. Szer. korony normalnie równa wysokości, niemniej jednak 1,5—2 *m*; nachylenie skarpy zewnętrznej 1:1,5, wewnętrznej — 1:2 (fig. 315). Wysokość — 0,5 do 0,6 *m* ponad normalnem zwierciadłem wody w stawie.

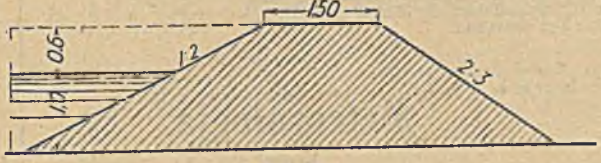


Fig. 315.

Skarpy winny być pokryte darniną.

Odwodnienie stawów zapomocą sieci rowów odpływowych głębokości do 60 *cm* o łagodnem nachyleniu skarp 1:2. Sieć ta winna starannie obejmować wszystkie kotliny i sprowadzać wodę do jednego, najniższego punktu.

Łowisko — zagłębienie 100—200 m^2, z dnem wyrównanem, brzegami płotkowanemi, do którego schodzą się rowy osuszające. Tam przy opróżnianiu stawów gromadzą się ryby i stąd są wybierane.

Doprowadzenie wody do stawów i odprowadzenie jej poprzez groble odbywa się zapomocą t. zw. mnichów, wstawionych w odpowiednich miejscach w groble stawowe (fig. 316). Objekty te składają się z rury poziomej (leżaka), oraz wbudowanej w nią pionowej (stojaka), która jest od zewnętrznej strony otwarta i może być do żądanej wysokości zamykana zastawkami. Usuwając kolejno wąskie zastawki, można regulować dogodnie poziom wody w stawach lub też całkowicie ją spuszczać.

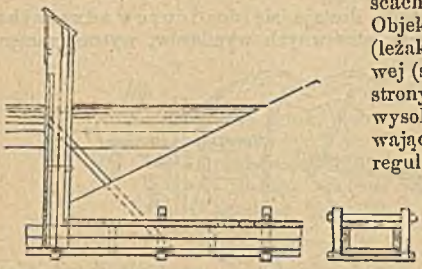


Fig. 316.

Mnichy wykonywane są z drzewa, lepiej — betonu lub żel. betonu. Szczegóły budowy mnichów bywają różne, zależnie od użytkowania ich (z odpływem wody górą lub spodem). Wielkość przekrojów winna być zastosowana do przewidywanego przepływu wody.

Urządzenia zabezpieczające. Nagły dopływ wody do stawu, lub podwyższenie poziomu jej wskutek większych opadów może spowodować przepełnienie stawu i nadwyrężenie grobel. W celu zapobieżenia temu stosują się przewały w groblach, obudowane silnie i przystosowane wielkością do utrzymania normalnego poziomu wody. Mogą być w tym celu stosowane jazy automatyczne, niekiedy budują również przelewy rurowe. Wlot winien być zabezpieczony obudowaniem z krat, dla zabezpieczenia przeciw stratom ryb.

Dla zabezpieczenia od napływu wód burzowych, wielkich wód rzecznych itp. stosuje się zawsze kanały obwodowe, kanały burzowe lub ulgi, których przekrój należy starannie obliczyć przy uwzględnieniu wód katastrofalnych. Wszystkie budowle stawowe winny być wykonane bardzo starannie ze względu na grunt niepewny i stosować się do ogólnych zasad budownictwa wodnego.

LITERATURA.

Skotnicki Cz.: Zasady teorji drenowania. 1912.
Skotnicki Cz.: Technika odwodnienia bagien. 1918.
Skotnicki Cz.: Drenowanie w zastosowaniu do rolnictwa i techniki. 1923.
Skotnicki Cz.: Nauka meljoracji. 1923.
Bersch W.: Handbuch der Moorkultur.
Friedrich A.: Kulturtechnischer Wasserbau. 1914.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. T., 7. 1924.
Krüger E.: Kulturtechnischer Wasserbau. 1926.
Vogler E.: Grundlehren der Kulturtechnik. 1909.
Zink A.: Der Teichbau.

Meteorologja.

Napisał

prof. Kazimierz Szulc,

dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologicznego, Warszawa.

Temperatura. Średnią dzienną temperatury otrzymujemy, notując wskazania termometru w pewnych oznaczonych godzinach i wyprowadzając z nich średnią arytmetyczną. Dokładniejszą średnią można wyprowadzić z krzywej

Tablica I.

Temperatury średnie rzeczywiste sprowadzone do okresu 50-letniego 1851—1900.

(Według W. Gorczyńskiego i S. Kosińskiej.)

Stacje	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok
Brześć n. Bugiem	—4,8	—3,7	0,5	7,1	13,6	17,5	18,9	17,7	13,5	7,5	1,3	—3,0	7,2
Bydgoszcz . . .	—2,4	—1,6	1,3	7,1	12,3	16,7	18,6	17,5	13,4	7,9	2,4	—1,2	7,7
Cieszyn	—2,9	—1,7	2,2	7,7	12,9	16,5	18,4	17,6	14,0	9,3	2,8	—1,7	7,9
Chojnice . . .	—3,1	—2,5	0,2	6,1	11,2	15,9	17,6	16,5	12,7	7,3	1,5	—1,9	6,8
Hel	—1,1	—0,9	0,5	4,8	9,4	14,5	17,2	17,3	14,6	9,0	3,9	0,3	7,5
Kalisz	—2,5	—1,3	1,7	7,7	13,3	17,6	19,0	18,0	14,0	8,6	2,6	—1,4	8,1
Kraków	—3,3	—2,0	2,0	7,9	13,3	17,0	18,7	17,7	13,9	8,8	2,4	—2,2	7,8
Krynica	—6,0	—4,3	—0,5	5,2	10,5	14,3	15,7	14,9	11,6	6,9	0,3	—4,0	5,4
Lublin	—4,2	—3,0	0,7	7,2	13,2	17,3	18,7	17,6	13,4	7,8	1,5	—2,8	7,3
Lwów	—4,0	—2,8	1,3	7,5	13,4	17,0	18,7	17,9	13,8	8,7	2,3	—2,3	7,6
Łowicz	—3,0	—2,2	1,3	7,3	13,2	17,6	19,1	18,3	13,9	8,2	2,2	—1,8	7,9
Pińsk	—5,4	—4,5	—0,4	6,9	13,8	17,6	19,0	17,7	13,1	7,0	0,9	—3,8	6,8
Piotrków . . .	—3,3	—2,4	1,3	7,2	13,0	17,0	18,3	17,3	13,4	8,1	1,9	—2,2	7,5
Poznań	—1,9	—1,0	2,0	7,7	12,9	17,2	18,8	17,9	14,0	8,6	2,7	—0,8	8,2
Puławy	—3,8	—2,7	1,1	7,5	13,4	17,3	18,6	17,7	13,7	8,2	1,9	—2,3	7,5
Radom	—3,4	—2,3	1,3	7,7	13,6	17,5	19,0	18,0	14,0	8,4	2,1	—2,1	7,8
Suwałki	—5,5	—5,0	—1,3	5,4	12,0	16,2	18,2	16,7	12,3	6,6	0,4	—3,9	6,0
Tarnopol . . .	—5,9	—4,7	—0,3	6,5	13,1	16,8	18,4	17,5	13,0	7,6	1,0	—3,6	6,6
Tarnów	—2,8	—1,2	2,8	8,5	14,0	17,8	19,2	18,5	14,7	9,7	2,9	—1,4	8,6
Warszawa . . .	—3,6	—2,5	1,1	7,6	13,4	17,7	18,9	17,9	13,7	8,0	1,8	—2,3	7,6
Wilno	—5,3	—4,8	—1,1	5,8	12,5	17,1	18,8	17,1	12,6	6,9	0,8	—3,6	6,4
Wisła	—3,9	—3,1	0,5	5,8	11,1	14,6	16,2	15,5	12,1	7,8	1,4	—2,6	6,3
Włocławek . .	—3,1	—2,0	1,4	7,2	12,7	17,4	18,9	17,8	13,7	8,2	2,1	—1,7	7,7
Zakopane . . .	—5,6	—4,8	—1,4	4,3	8,9	13,3	15,3	14,5	10,4	5,9	—0,8	—4,2	4,6
Zdołbunów . .	—5,1	—4,1	0,3	7,0	13,6	17,6	19,2	18,1	13,6	8,1	1,8	—3,1	7,3

Tablica 2.

Temperatury skrajne (najwyższe maxima i najniższe minima) w Polsce w okresie 1886—1910.

		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok
Bydgoszcz	max. abs.	9,5	13,8	20,8	24,7	34,2	35,3	36,5	34,9	31,2	26,8	16,6	12,0	36,5
	min. abs.	—25,6	—22,6	—22,0	—7,2	—4,2	2,8	6,2	3,4	—0,6	—6,1	—15,2	—23,6	—25,6
Hel . . .	max. abs.	6,4	8,4	16,7	23,7	29,7	31,5	33,6	34,3	27,3	22,0	13,8	9,0	34,3
	min. abs.	—27,1	—24,7	—23,3	—7,6	—3,5	1,9	4,9	5,4	—2,1	—7,4	—17,6	—23,2	—27,1
Kraków .	max. abs.	12,0	16,8	21,7	28,3	30,3	31,5	34,0	35,5	30,2	27,0	19,0	13,3	35,5
	min. abs.	—31,4	—22,0	—20,2	—9,1	—3,7	4,5	6,3	6,2	—1,4	—9,0	—16,2	—25,8	—31,4
Pińsk . .	max. abs.	9,1	9,1	20,2	23,8	32,2	33,4	35,1	35,2	30,5	25,0	16,7	9,6	35,2
	min. abs.	—29,4	—27,0	—24,4	—5,9	—2,6	2,5	6,0	3,1	—2,1	—8,4	—23,3	—26,6	—29,4
Poznań .	max. abs.	10,5	14,7	21,2	24,8	31,9	33,3	33,5	35,7	29,8	24,5	16,6	12,4	35,7
	min. abs.	—22,0	—20,4	—17,8	—5,6	—1,4	3,7	7,1	4,6	0,4	—6,0	—14,0	—19,5	—22,0
Warszawa	max. abs.	10,0	12,0	20,3	23,8	34,0	32,2	35,1	36,8	31,1	24,4	15,8	10,6	36,8
	min. abs.	—30,1	—22,2	—16,8	—4,3	—1,0	3,8	6,5	5,0	0,0	—8,1	—17,3	—20,7	—30,1
Wilno . .	max. abs.	7,0	7,8	18,8	24,1	32,7	32,8	33,2	33,6	28,5	23,5	14,2	9,0	33,6
	min. abs.	—31,9	—29,0	—30,6	—10,5	—3,6	1,7	6,4	4,0	—1,7	—6,4	—22,8	—25,1	—31,9

Tablica 3.

Średnie ilości opadów w latach 1891—1910.

(Według W. Gorczyńskiego i St. Kosińskiej.)

Stacja	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Suma I-XII
Brześć nad Bugiem	28	27	25	46	57	86	90	53	42	37	36	32	559
Bydgoszcz	33	26	44	35	52	56	65	54	40	33	36	37	511
Chojnice	33	29	38	36	56	51	68	64	42	30	41	39	527
Drohobycz	28	26	35	54	81	129	118	96	63	64	42	31	767
Dukla	44	45	42	62	72	112	138	84	61	57	45	44	806
Gdańsk	34	29	34	32	50	60	68	63	43	36	47	41	537
Grudziądz	29	22	33	33	53	53	61	60	36	31	35	32	478
Hel	29	24	28	24	35	41	61	67	48	47	47	38	489
Inowrocław	27	33	37	37	46	46	66	52	40	28	28	33	463
Kalisz	29	26	36	40	54	55	78	49	35	32	32	32	498
Kościerzyna	44	32	41	37	53	61	84	67	53	38	49	46	605
Kowel	24	23	26	40	52	95	105	72	45	36	38	29	585
Kraków	26	31	39	43	74	108	136	100	59	55	40	36	747
Krynica	50	48	53	61	83	115	129	89	71	58	46	51	854
Lublin	28	27	30	40	45	80	97	59	44	36	31	32	545
Lwów (Uniwersytet)	32	33	36	46	66	106	109	74	54	53	40	39	688
Ostrołęka	24	22	26	34	47	71	78	64	37	32	32	30	497
Pińsk	27	29	29	49	53	77	97	59	46	41	39	37	583
Piotrków	36	26	34	45	45	64	85	49	41	33	33	30	521
Płońsk	25	27	31	36	48	51	69	66	41	27	28	30	479
Poznań	29	25	35	37	63	46	79	48	41	28	36	35	502
Przemyśl	32	32	33	48	59	75	108	84	55	53	45	40	684
Radom	25	25	30	36	47	69	88	59	41	33	30	30	513
Rożanka	45	40	46	60	91	138	129	99	73	76	56	48	901
Rzeszów	28	32	28	39	57	88	106	71	56	48	49	33	635
Sanok	40	33	39	51	79	127	137	91	61	57	46	38	799
Suwałki	32	32	30	41	53	79	85	65	43	38	43	36	577
Św. Krzyż	35	35	39	41	62	74	104	77	48	44	40	40	639
Tarnopol	27	19	27	43	61	89	92	63	42	49	34	24	570
Tarnów	29	35	39	49	78	113	130	78	52	50	42	35	730
Warszawa	34	26	33	41	51	64	80	64	42	32	37	36	540
Wilno	33	28	27	28	47	78	82	96	46	40	44	36	595
Wisła	67	67	72	84	104	178	177	130	87	93	74	71	1104
Włocławek	30	28	37	38	49	58	64	54	38	31	28	34	489
Worochta	30	27	43	57	101	152	122	99	67	57	48	30	833

termografu, sumując obliczone cogodzinne wartości i dzieląc przez 24. Mając średnią dzienną temperaturę przez sumowanie i podzielenie przez liczbę dni danego miesiąca, otrzymujemy średnią miesięczną, ze średnich zaś miesięcznych średnią roczną. Ze spostrzeżeń wynika, że tak otrzymane średnie miesięczne i roczne w różnych latach różnią się znacznie między sobą. Trzeba dopiero długiego szeregu lat obserwacyj, aby można wyprowadzić rzeczywiste średnie temperatury (tablica 1). Temperatury skrajne por. tabl. 2.

Opady. Do mierzenia wysokości opadów służą deszczomierze (ombrometry, pluwiometry). Proste to urządzenie składa się z naczynia z blachy

cynkowej kształtu walca, dającego rozłożyć się na dwie części, na górną z lejkiem i dolną, zawierającą zbiornik do wody.

Górny otwór przyjmujący opady, ostro odgraniczony, ma dokładnie 200 cm^2 powierzchni. Do deszczomierza należy miarka szklanna, posiadająca specjalnie dostosowaną podziałkę do powierzchni otworu. Średnie ilości opadów w Polsce por. tabl. 3.

Dla rozmaitych celów konieczna jest znajomość natężenia opadu, tj. ilości opadu spadłego w ciągu jednostki czasu np. w minucie. Do wyznaczenia natężenia posługujemy się deszczomierzami samopiszącemi.

Natężenie deszczów ulewnych. Pod deszczem ulewnym rozumiemy deszcz dający przynajmniej 0,2 *mm* opadu na minutę. Z pomiarów pluwiograficznych w Niemczech północnych za okres 1891—1910 otrzymano następujące przeciętne i bezwzględne maksymalne natężenia opadów w ciągu minuty:

Czas trwania	1—5	6—15	16—30	31—45	46—60	minut
Maximum średnie	3,2	2,8	2,0	1,4	1,1	*mm* na 1 min.
Maximum bezwzględne opadu w *mm*/min.	6,7	5,0	2,7	2,3	1,5	*mm* „ 1 „

Wiatr. Do oceny kierunku i prędkości wiatru dolnego służy wiatromierz Wilda, do dokładniejszych zaś pomiarów prędkości używa się anemometru Robinsona. Można też oceniać prędkość wiatru bez przyrządów posługując się skalą Beaufort'a (tablica 4). Por. tablice 5 i 6.

Tablica 4. Skala Beaufort'a (0—12).

Stopnie skali	Prędkość w *m*/sek.	Prędkość w *km*/godz.	Ciśnienie w *kg*/*m*²	Oznaki
0	0	0	0—0,1	Cisza zupełna.
1	1,7	6,0	0,2—0,3	Wiatr bardzo słaby, dym podnosi się prosto w górę.
2	3,1	11	0,4—1,3	Wiatr dość słaby, odczuwa się go na twarzy.
3	4,8	17	1,4—2,9	Wiatr słaby, porusza liście.
4	6,7	24	3,0—5,1	Wiatr umiarkowany, porusza gałązki.
5	8,8	32	5,2—9,7	Wiatr średni, porusza gałęzie, odczuwa się go silniej na twarzy.
6	10,7	38	9,8—15,7	Wiatr dość mocny, porusza całe gałęzie.
7	12,9	46	15,8—24,1	Wiatr mocny, porusza słabsze pnie.
8	15,4	55	23,2—35,5	Wiatr bardzo mocny, porusza pnie, tamuje ruch swobodny.
9	18,0	65	35,4—50,0	Wicher, przenosi niezbyt wielkie przedmioty.
10	21,0	75	50,1—67,0	Wicher gwałtowy, łamie gałęzie.
11	30	105	67,4—92,5	Wicher nader gwałtowy, łamie pnie.
12	40—50	140—180	powyżej 92,5	Huragan, rozwala kominy, wyrywa drzewa z korzeniami.

Ciśnienie wiatru. Zależność między ciśnieniem wiatru wywieranego prostopadle na powierzchnię płaską, a jego prędkością daje się wyrazić wzorem $p = 0{,}08\, v^2$. Jeżeli v wyrazimy w metrach na sekundę, to ciśnienie p otrzymamy w kg/m^2. Ciśnienia wywierane przez orkany dochodzą do 330 kg/m^2.

Tablica 5. Przebieg roczny wiatrów w % na ziemiach Polski.

	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	Cisza
Bydgoszcz	8	8	14	9	11	13	17	19	1
Kraków	8	15	15	4	3	14	31	11	—
Nowy Port (Gdańsk)	12	10	7	9	18	14	14	12	5
Pińsk	9	7	12	13	11	10	15	13	10
Puławy	4	8	6	11	13	17	8	16	17
Tarnopol	7	5	9	19	10	7	20	23	—
Warszawa	10	7	8	13	12	13	16	13	8
Wilno	7	6	6	8	16	12	11	8	25

Tablica 6. Przeciętna szybkość wiatru w metrach na sekundę.

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rok
Kraków	2,1	2,5	2,7	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,6	2,0	2,0	2,1	2,1
Nowy Port (Gdańsk)	4,4	4,5	4,7	4,2	4,1	3,6	3,5	3,6	3,6	4,2	4,2	4,7	4,1
Pińsk	5,5	5,4	5,4	5,2	4,4	3,6	3,4	3,6	3,9	4,6	4,9	5,9	4,6
Warszawa	4,6	4,8	4,6	4,0	3,7	3,0	3,1	3,1	3,3	3,9	4,3	4,6	3,9

Ciśnienie powietrza określa się jako wysokość równoważnego słupa rtęci w barometrze. Ciężar słupa rtęci zależy od jego wysokości, od gęstości rtęci, która zmienia się z temperaturą, od natężenia ciężkości, zależnego od szerokości geograficznej i wzniesienia ponad poziom morza. Dlatego zawsze sprowadza się stan barometru do warunków przyjętych za normalne, tj. do temperatury 0° i ciężkości w poziomie morza w szerokości geograficznej 45°. Przy redukcji stanu barometru należy obliczyć następujące poprawki:

1. Niech l oznacza długość słupa rtęci w temperaturze t, α spółczynnik rozszerzalności rtęci, β spółczynnik rozszerzalności materjału, z którego zrobiona jest podziałka, to w temperaturze 0° długość słupa rtęci będzie krótsza o $l\,t\,(\alpha - \beta)$.

2. Dla rurek barometrycznych o średnicy wewnętrznej poniżej 25 *mm* należy uwzględnić wpływ depresji kapilarnej rtęci, która zmienia się ze średnicą rurki i wysokością menisku (tablica 7).

Tablica 7. Depresja kapilarna rtęci według Kohlrausch'a.

Średnica	Wysokość menisku w *mm*							
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
mm	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*
4	0,83	1,22	1,54	1,98	2,37	—	—	—
5	0,47	0,65	0,86	1,19	1,45	1,80	—	—
6	0,27	0,41	0,56	0,78	0,98	1,21	1,43	—
7	0,18	0,28	0,40	0,53	0,67	0,82	0,97	1,13
8		0,20	0,29	0,38	0,46	0,56	0,65	0,77
9		0,15	0,21	0,28	0,33	0,40	0,46	0,52
10			0,15	0,20	0,25	0,29	0,33	0,37
11			0,10	0,14	0,18	0,21	0,24	0,27
12			0,07	0,10	0,13	0,15	0,18	0,19
13			0,04	0,07	0,10	0,12	0,13	0,14

3. Poprawkę do ciężkości normalnej obliczamy ze wzoru

$$\delta = -b\,(0{,}002648 \cos 2\varphi + 0{,}0000002\,z),$$

gdzie b oznacza stan barometru, φ szerokość geograficzną, z wysokość w metrach nad morzem.

4. W dokładnych pomiarach przy temperaturach wyższych od 40° C należy uwzględnić wpływ ciśnienia pary rtęci.

Przykład. Niech ciśnienie powietrza odczytane na barometrze naczyniowym w Warszawie wynosi 760 *mm*, temperatura barometra + 20° C, średnica wewnętrzna rurki 8 *mm*, wysokość menisku 1,1 *mm*.

Jeżeli przyjmiemy, że $\alpha = 0{,}000182$, $\beta = 0{,}000019$, to wówczas od odczytanego ciśnienia należy odjąć

$$l\,t\,(\alpha - \beta) = 760{,}20 \,.\, 0{,}000163 = 1{,}24\ mm.$$

Poprawka na ciężkość normalną dla Warszawy wynosi + 0,5 *mm*, którą należy dodać, jak również poprawkę na depresję kapilarną, która w tym pomiarze wynosi 0,42 *mm*.

Wysokość zatem słupa rtęci, zredukowana do 0° C, do ciężkości normalnej oraz z poprawką na depresję kapilarną, wynosić będzie

$$760 - 1{,}24 + 0{,}5 + 0{,}32 = 759{,}08\ mm.$$

Często potrzebne jest sprowadzenie stanu barometru do poziomu morza, zwłaszcza, gdy chodzi o kreślenie izobar na mapach synoptycznych. Do tej redukcji posługujemy się zmodyfikowanym wzorem Laplace'a:

$$\log B = \log b_0 - M\left[0{,}00265 \cos 2\varphi + \frac{2h}{R}\right] +$$

$$+ \frac{(1 - 0{,}00265 \cos 2\varphi)\left(1 - 0{,}377\frac{e}{p}\right)h\left(1 - \frac{h}{R}\right)}{18400\,[1 + \alpha\,(t + 0{,}0025\,h)]},$$

gdzie b_0 — oznacza stan barometru, zredukowany do 0° i ciężkości normalnej, M — moduł logarytmów naturalnych, h — wzniesienie nad morzem, φ — szerokość geograficzną, R — średni promień ziemski, α — spółczynnik rozszerzalności gazów, e — średnie ciśnienie pary wodnej, p — średnie ciśnienie powietrza.

Wilgotność powietrza. Do pomiarów wilgotności powietrza jak również i temperatury powietrza najlepiej nadaje się psychrometr aspiracyjny Assmann'a. Psychrometr składa się z dwóch termometrów, umieszczonych w rurkach metalowych, poniklowanych, przez które przy pomocy małej turbinki powietrznej, obracanej urządzeniem zegarowem, przepuszcza się powietrze z prędkością 2,5 *m*/sek. Jeden z termometrów jest owinięty muślinem, zwilżonym wodą destylowaną lub deszczową. Po odczytaniu obu termometrów znajdujemy prężność pary wodnej, oraz wilgotność względną z tablic ułożonych przy pomocy wzoru $e = E^1 - {}^1/_2\,(t - t^1)\,\frac{b}{755}$, gdzie e oznacza szukaną prężność pary wodnej w milimetrach, E^1 prężność maksymalną, t i t^1 temperatury na termometrze suchym i zwilgoconym w stopniach Celsiusza, b stan barometru w milimetrach.

Prawidła ogólne przewidywania pogody. 1. Prawidło Buys-Ballot'a. Patrząc w stronę, z której wiatr wieje, mamy niż barometryczny po ręce prawej, nieco ku tyłowi, zaś wyż barometryczny po lewej, nieco ku przodowi.

2. Prawidło Dove'go. *a*) Jeżeli niż barometryczny porusza się po torze leżącym na północ od obserwatora, to wiatr obraca się od *SE* przez *S*, *SW*, *W* ku *NW*.

b) Jeżeli niż porusza się po torze leżącym na południe od obserwatora, to wiatr obraca się od *E* przez *N* ku *NW*.

3. Niż barometryczny, poruszając się, pozostawia obszar wysokiego ciśnienia i wysoką temperaturę po stronie prawej.

4. Wyże barometryczne poruszają się w kierunku miejsc, gdzie temperatury zaczynają spadać, natomiast niże tam, gdzie temperatura podnosi się.

5. Niże drugorzędne poruszają się zazwyczaj w kierunku izobar, a więc pomiędzy obszarami wysokiego i niskiego ciśnienia.

6. W lecie niże barometryczne poruszają się po torach biegnących od *W* ku *NE*, w zimie zaś najczęściej od *NW* ku *SE*.

7. W obszarach, gdzie spadły większe opady, zwykle ciśnienie wzrasta w ciągu 24 godzin.

8. Prawidło Guilbert'a. Klin wysokiego ciśnienia i odnoga niżu, leżące obok siebie, wymieniają między sobą swe miejsca w ciągu 24 godzin.

9. Niże barometryczne poruszają się po torze prostopadłym do największego gradjentu ciśnienia.

Prawidła dla lokalnego przewidywania pogody. *A.* Oznaki nadchodzącej pary dżdżystej:

1. Niebo pokrywa się cienką warstwą chmur pierzastych (cirrus).
2. Dookoła księżyca i słońca widać halo lub wieniec[1]).
3. Wiatr nagle zmienił swój kierunek na *SE*, a następnie powoli obraca się od *SE* przez *S* ku *W*.
4. Przejrzystość powietrza jest niezwykle duża.
5. Ścieki, kanały wydzielają mocne wyziewy.
6. Ciśnienie powietrza spada.
7. Temperatura wzrasta.
8. Zawartość pary wodnej w powietrzu zwiększa się.

B. Oznaki zbliżającej się burzy:

1. Przed południem występują spiętrzone chmury kłębiaste (cumulus castellatus).
2. Tworzą się coraz liczniejsze chmury kłębiaste (cumuli).
3. Panuje cisza.
4. Wilgotność bezwzględna szybko wzrasta.
5. Punkt rosy wynosi najmniej 17°.
6. Barograf kreśli skok burzowy.
7. Pionowy gradjent temperatury jest wielki.
8. Ciśnienie powietrza w otoczeniu danej miejscowości jest bardzo jednostajne.
9. Istnieją wybitne różnice temperatury na najbliższych stacjach.

Warunki tworzenia się mgły. 1. Mgła dolna powstaje przy wielkiej zawartości pary wodnej w powietrzu przez silne oziębienie nocne szczególnie nad łąkami, rzekami i stawami.

2. Najczęściej mgła dolna powstaje przez mieszanie się powietrza o różnych temperaturach.

3. Mgła górna powstaje przez napływ zimnego powietrza (zwykle przy wietrze *NW* lub *N*) do miejsc o temperaturze wyższej i większej wilgotności.

---

[1]) Wieńce dokoła słońca i księżyca są to koła o średnicy 6° do 15°, zabarwione na niebiesko od wewnątrz, a czerwono na zewnątrz. Wieńce powstają z uginania światła przez kropelki chmury. Na zjawisko halo składają się barwne koła o średnicy 23° do 45°, otaczające słońce i księżyc, smugi świetlne, oraz słońca poboczne i księżyce poboczne. Halo powstają wskutek odbicia i załamania się promieni słonecznych lub księżycowych w igiełkach i kryształkach lodowych niektórych chmur.

LITERATURA.

Klein P.: Meteorologja ogólna. Warszawa 1915.
Morecki M.: Klimatologja ziem polskich. Warszawa 1915.
Gorczyński W. i Kosińska St.: O temperaturze powietrza w Polsce. Warszawa 1916.
Rudzki P.: Zasady meteorologji. Warszawa 1917.
Szulc K.: Klimat i czynniki pogody. Warszawa 1921.
Instrukcja dla stacyj meteorologicznych sieci polskiej. Warszawa 1921.
Angot A.: Traité élementaire de météorologie. Paris 1899.
Guilbeurt G.: Nouvelle méthode de prévision du temps. Paris 1909.
Börnstein R.: Leitfaden der Wetterkunde. Braunschweig 1913.
Hann J.: Lehrbuch der Meteorologie, 3. Aufl. Leipzig 1915.
Exner F.: Dynamische Meteorologie. Leipzig-Berlin 1917.
Defant A.: Wetter und Wettervorhersage. Leipzig-Wien 1918.
Lubosławskij G.: Osnowanyja uczenja o pogodie. Petersburg 1912.

BIBLIOTEKA
BIURA PROJEKTOWANIA
URZĄDZEŃ
PRZEMYSŁU HUTNICZEGO

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
w Gliwicach