

Materiały pomocnicze do ćwiczenia projektowego

„Budowla piętrząca”

z przedmiotu Budownictwo Hydrotechniczne

Opracował: dr inż. Witold Sterpejkowicz-Wersocki

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Hydrotechniki

Gdańsk, październik-listopad 2007

WSTĘP

Ćwiczenie projektowe ma na celu zapoznanie z podstawowym zakresem obliczeń niezbędnych do wstępnego zaprojektowania budowli piętrzącej.

Dostarczone dane wyjściowe do ćwiczenia zawierają: rzędną piętrzenia (NPP), przepływ średni Q_{sr} , przepływ miarodajny Q_m , rodzaj podłoża gruntowego pod budowlą, klasę budowli, rodzaj zamknięcia głównego, spadek zwierciadła wody, przekrój poprzeczny rzeki w miejscu projektowanej budowli piętrzącej oraz krzywą konsumcyjną.

Na podstawie wymienionych powyżej danych należy: ustalić wysokość progu, obliczyć całkowite światło przelewu dla przepływu miarodajnego oraz ustalić ilość przeseł, zwymiarować nieckę wypadową, obliczyć wymaganą drogę filtracji pod budowlą, obliczyć wypór działający na próg i nieckę, obliczenie stateczności progu i niecki wypadowej.

Ww obliczenia będą podstawą wykonania rysunków: rzutu oraz przekroju poprzecznego przez budowlę.

- Minimalne światło przelewu może być określone z zależności od dopuszczalnego maksymalnego wydatku jednostkowego:

$$b_{\min} = \frac{Q}{\lambda \cdot q_{\max}}$$

gdzie: Q – przepływ odprowadzany przelewem [m^3/s], λ - współczynnik wg tablicy, q_{\max} - maksymalny przepływ występujący w nurcie cieku w naturze przed jego zabudową [m^3/sm]

$$q_{\max} = \frac{1}{n} i^{1/2} t_{\max}^{5/3}$$

gdzie: n – współczynnik szorstkości koryta wg Manninga [-], i – spadek zwierciadła wody [-], t_{\max} – maksymalna głębokość w przekroju rzeki przy przepływie Q [m]

WSPÓŁCZYNNIKI DOPUSZCZALNEGO WZROSTU PRZEPŁYWU

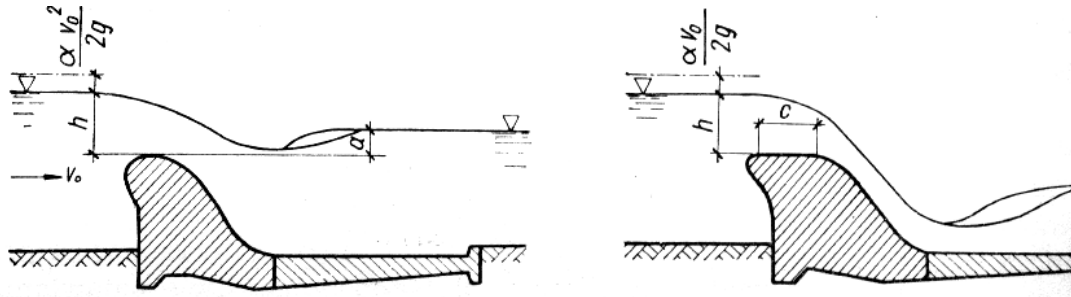
Tablica2-1 (Balcerski i in., 1969)

Nazwa gruntu w korycie cieku	Symbol wg PN-54/B-02480	Współczynnik λ
Skąły		1,80
Zwały kamieniste, rumosze i wietrzliny	K, R, W	1,60
Żwir	Ż, Żg	1,40
Pospółka	Żp, Żpg	1,30
Piasek gruby	Pr	1,20
Piasek średni	Ps	1,15
Piasek drobny	Pd	1,10
Piasek pylasty i gliniasty, pyły	P π , P g , π	1,08
Grunty organiczne	h, Pdh, π h, Mo, T	1,05
Gliny średnie spoiste	Gp, G, G	1,10
Gliny ciężkie spoiste	Gpc, Gc, Gpc	1,15
Iły	Ip, I, I π	1,20

- Wydatek przelewu jazowego spełniającego warunek $c/h < 2,5$ wyznacza się ze wzoru:

$$Q = M \cdot b \cdot \left(H + \frac{\alpha v_o^2}{2g} \right)^{3/2} \cdot \varepsilon \cdot \sigma$$

gdzie: c – szerokość korony przelewu [m], M – współczynnik wydatku, b – światło przelewu [m], H – głębokość wody ponad koroną przelewu [m], α - współczynnik nierównomierności strug, v_o – prędkość wody dopływającej do budowli piętrzącej [m/s], g - przyspieszenie ziemskie [m/s²], ε - współczynnik dławienia bocznego, σ - współczynnik podtopienia przelewu



WSPÓŁCZYNNIKI WYDATKU M DLA PRZELEWÓW TRAPEZOIDALNYCH

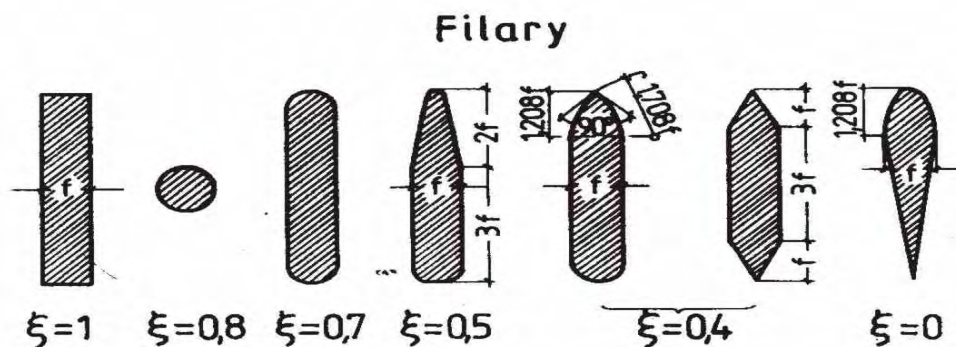
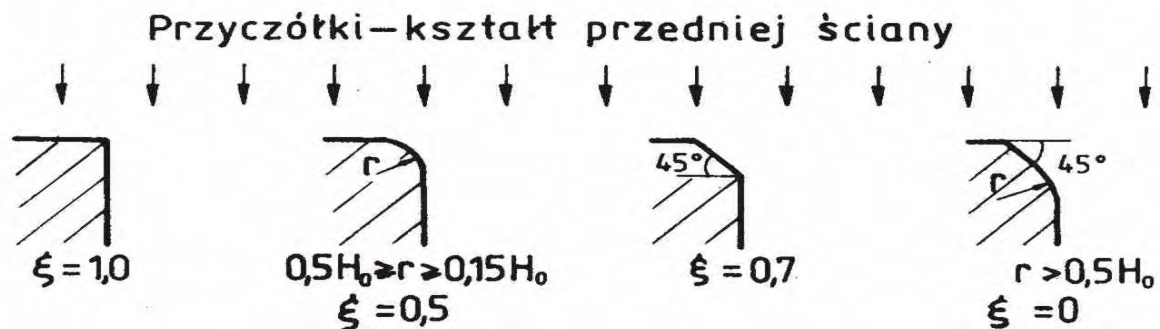
Tablica 2-2 (Balcerski i in., 1969)

Współczynnik pochylenia m	$\frac{h}{c} > 2$	$\frac{H}{c} = 2 \div 1$	$\frac{h}{c} = 1 \div 0,5$
1	1,86	1,78	1,64-1,70
2	1,78	1,70	1,55-1,60
3	1,73	1,64	*
5	1,67	1,55	*
10	1,55	*	*

*oznacza, że przelew należy obliczać jak o szerokiej koronie.

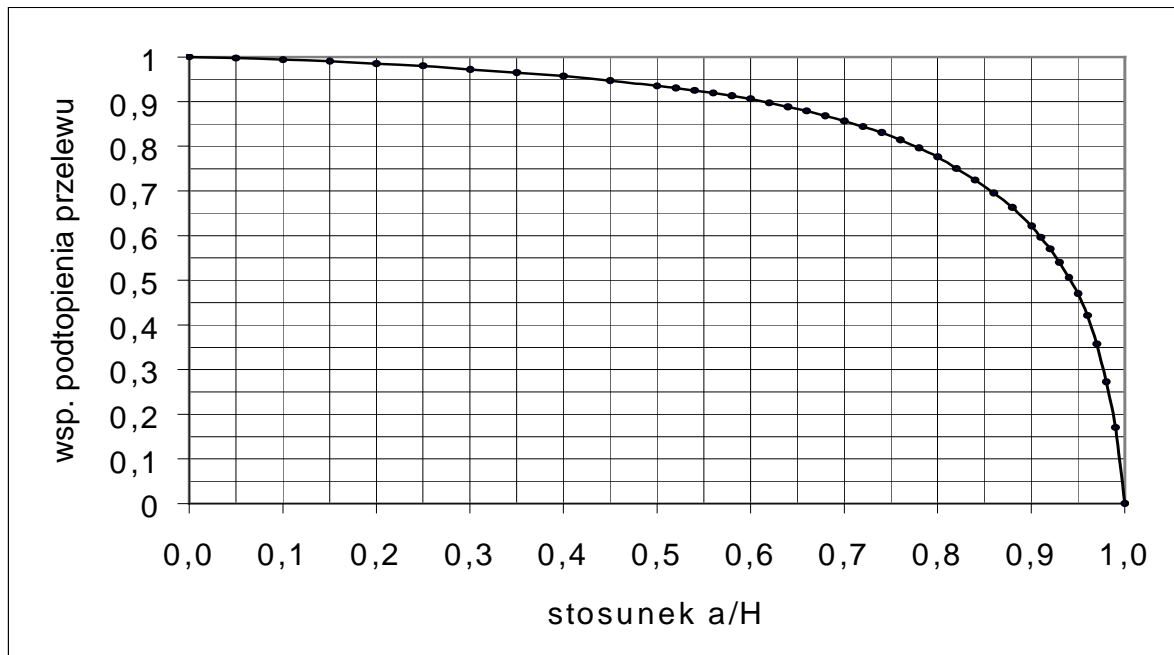
WSPÓŁCZYNNIKI KSZTAŁTU FILARÓW I PRZYCZÓŁKA

Ryc. 3.4. Wosiewicz i in. (1993)



WSPÓŁCZYNNIKI PODTOPIENIA PRZELEWU σ

na podstawie Tablica 2-4 (Balcerski i in., 1969)



Współczynnik podtopienia można wyznaczyć również z zależności:

$$\sigma = \sqrt[4]{1 - \left(\frac{a}{H_0}\right)^2} \quad \text{dla} \quad 0 \leq \frac{a}{H_0} \leq 0,9 \quad \text{lub} \quad \sigma = 0,81 \left[1 - \left(\frac{a}{H_0}\right)^{16}\right] \quad \text{dla} \quad 0,9 \leq \frac{a}{H_0} \leq 1,0$$

gdzie: a – różnica między rzędną dolnej wody i rzędnej korony przelewu

WSPÓŁCZYNNIKI DŁAWIENIA BOCZNEGO ε

Współczynnik dławienia boczne ε we wzorze na wydatek można przyjmować jak dla przelewów bezciśnieniowych wg wzorów

$$\varepsilon = 1 - 0,2n \frac{H}{b} \xi$$

gdzie: n – liczba przęseł jazu [-],

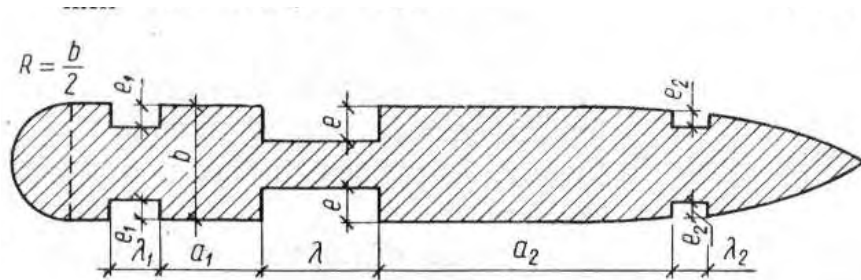
b – światło przelewu [m],

H – głębokość wody nad koroną przelewu [m],

ξ – współczynnik kształtu filarów i przyczółków [-].

FILARY JAZOWE

Właściwe zaprojektowanie filara wynika z szeregu kombinacji rodzaju zamknięć eksploatacyjnych i remontowych oraz urządzeń mechanicznych lub hydraulicznych obsługujących ruch tych zamknięć. Podane poniżej wartości pozwalają na orientacyjny dobór wymiarów filara jazu zasuwowego.



Głębokość wnęki zamknięcia eksploatacyjnego e [m] oblicza się z zależności od rozpiętości l [m] zasuw w świetle:

$$e = 0,25\sqrt{l} - 0,10$$

Przy symetrycznym rozmieszczeniu wnęk następuje znaczne osłabienie przekroju filara. Przyjmując, że minimalna szerokość masywu betonowego w miejscu osłabienia nie powinna być mniejsza od półtorakrotnej głębokości wnęk, można określić minimalną szerokość filara b :

$$b_{\min} = 3,5e = 0,9\sqrt{l} - 0,35$$

Głębokości wnęk dla zamknięć remontowych $e_{1,2}$ są zazwyczaj mniejsze i nie decydują o szerokości filara.

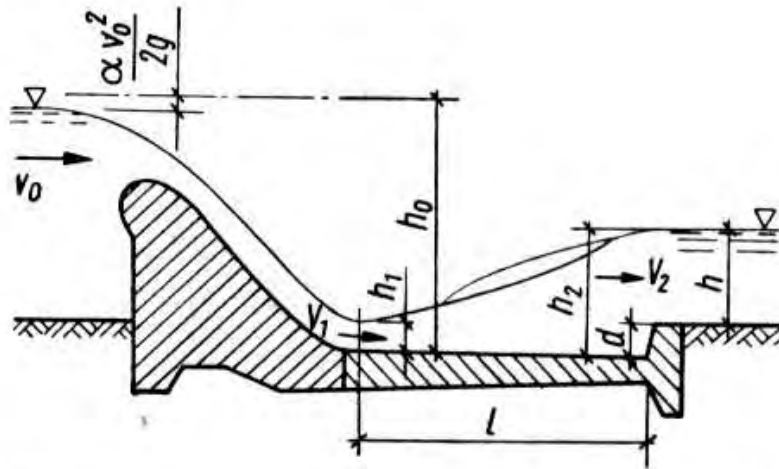
Szerokość wnęki λ musi być tak dobrana, aby pomieścić się w niej przekrój podporowy zasuw wraz z wózkami i rolkami tocznymi, szyna jezdna i pozostałe elementy wyposażenia wnęk. W zależności od rozpiętości zasuw l [m] oraz jej wysokości h [m] szerokość wnęki λ [m] można określić w przybliżeniu:

$$\lambda = 0,1l + 0,15(h - 1) + 0,30$$

Odstęp a_1 powinien być tak dobrany, aby pomiędzy zamknięciem remontowym i eksploatacyjnym pozostawał odstęp min. ok. 1 m umożliwiającą prowadzenie robót remontowych i montażowych. Odstęp a_2 daje się zazwyczaj znacznie większy, aby założenie dolnego zamknięcia remontowego umożliwiło prowadzenie robót remontowych na jak największym odcinku płyty. W przypadku filarów krótkich (kończących się wraz z korpusem lub nieco poza nim) dolnych wnęk remontowych można nie stosować.

Korona filara powinna być wzniesiona co najmniej o 1 m względem poziomu piętrzenia. Analogiczna zasada obowiązuje od strony wody dolnej biorąc pod uwagę maksymalne stany wody występujące na dolnym stanowisku. Odstępstwo od tych zasad ma miejsce w środkowej części filara, w części obejmującej wnękę dla zasuw roboczej. Tu filar powinien być wyższy, aby pomieścić urządzenia wyciągowe oraz podniesioną zasuwę tak wysoko, aby poniżej jej dolnej krawędzi a najwyższym poziomem zwierciadła wody był prześwit 0,5 – 1,0 m.

WYMIAROWANIE NIECKI WYPADOWEJ



Wymiarowanie wypadu polega na takim doborze jego długości l oraz zagłębienia d , aby powstały odskok hydrauliczny w całości mieścił się w obrębie wypadu i był zatopiony. Warunek zatopienia odskoku jest spełniony wówczas, gdy współczynnik zatopienia odskoku

$$\eta = \frac{h+d}{h_2} \geq 1$$

gdzie: h – głębokość wody na dolnym stanowisku (wyznacza się z krzywej konsumcyjnej),
 d – zagłębienie wypadu poniżej poziomu dna rzeki,
 h_2 – większa głębokość sprzężona odskoku.

Ponieważ głębokość h_2 zwłaszcza dla niskich spadów funkcją zagłębienia niecki d , dlatego sprawdzenie podanego kryterium zatopienia odskoku może być dokonane metodą kolejnych przybliżeń.

W celu wyznaczenia mniejszej głębokości sprzężonej h_1 należy rozwiązać metodą kolejnych przybliżeń następujące równania:

$$h_1 = \frac{q}{v_1}$$

$$v_1 = \varphi_1 \sqrt{2g(h_0 - h_1)}$$

gdzie: $q = \frac{Q}{\varepsilon b}$ przepływ jednostkowy $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$, ε – współczynnik dławienia bocznego

v_1 – prędkość wody w przekroju mniejszej głębokości sprzężonej m/s ,
 φ_1 – współczynnik prędkości w przekroju mniejszej głębokości sprzężonej,
 h_0 – różnica poziomu linii energii górnej wody i poziomu dna wypadu m .

Współczynnik prędkości φ_1 odnoszący się do przekroju mniejszej głębokości sprzężonej określany jest zależnością:

$$\varphi_1 = \omega \varphi$$

gdzie: ω – współczynnik uzależniony od długości przelewającej się strugi wody,
 ϕ – współczynnik prędkości odnoszący się do korony jazu.

na podstawie Tablica 2-8 (Balcerski i in., 1969)

Wysokość budowli piętrzącej, m	0	10	20	30	40	50
Współczynnik ω	1,0	0,97	0,92	0,87	0,81	0,75

na podstawie Tablica 2-5 (Balcerski i in., 1969)

Kształt części wlotowej przelewu	opływowy (wg krzywej Creagera)	łagodny	zaokrąglony	ścięty	ostrokrawędziowy	zagłębiony w podłożu
Współcz. ϕ	1,0 – 0,98	0,95	0,92	0,88	0,85	0,98

Po rozwiązaniu równania określającego mniejszą głębokość sprzężoną h_1 można przejść do obliczenia większej głębokości sprzężonej h_2 . Większą głębokość sprzężoną h_2 określa wzór:

$$h_2 = \frac{1}{2} h_1 (\sqrt{8A_1 + 1} - 1)$$

gdzie A_1 jest liczbą Froude'a daną wzorem

$$A_1 = \frac{\alpha v_1^2}{gh_1}$$

W ten sposób określone zostały obie głębokości sprzężone, które niezbędne są do określenia długości niecki wypadowej:

$$l = v(h_2 - h_1) + l_s$$

gdzie: h_1, h_2 – głębokości sprzężone,

l_s – zasięg spadania strugi,

v – współczynnik uzależniony od stosunku głębokości h_2/h_1

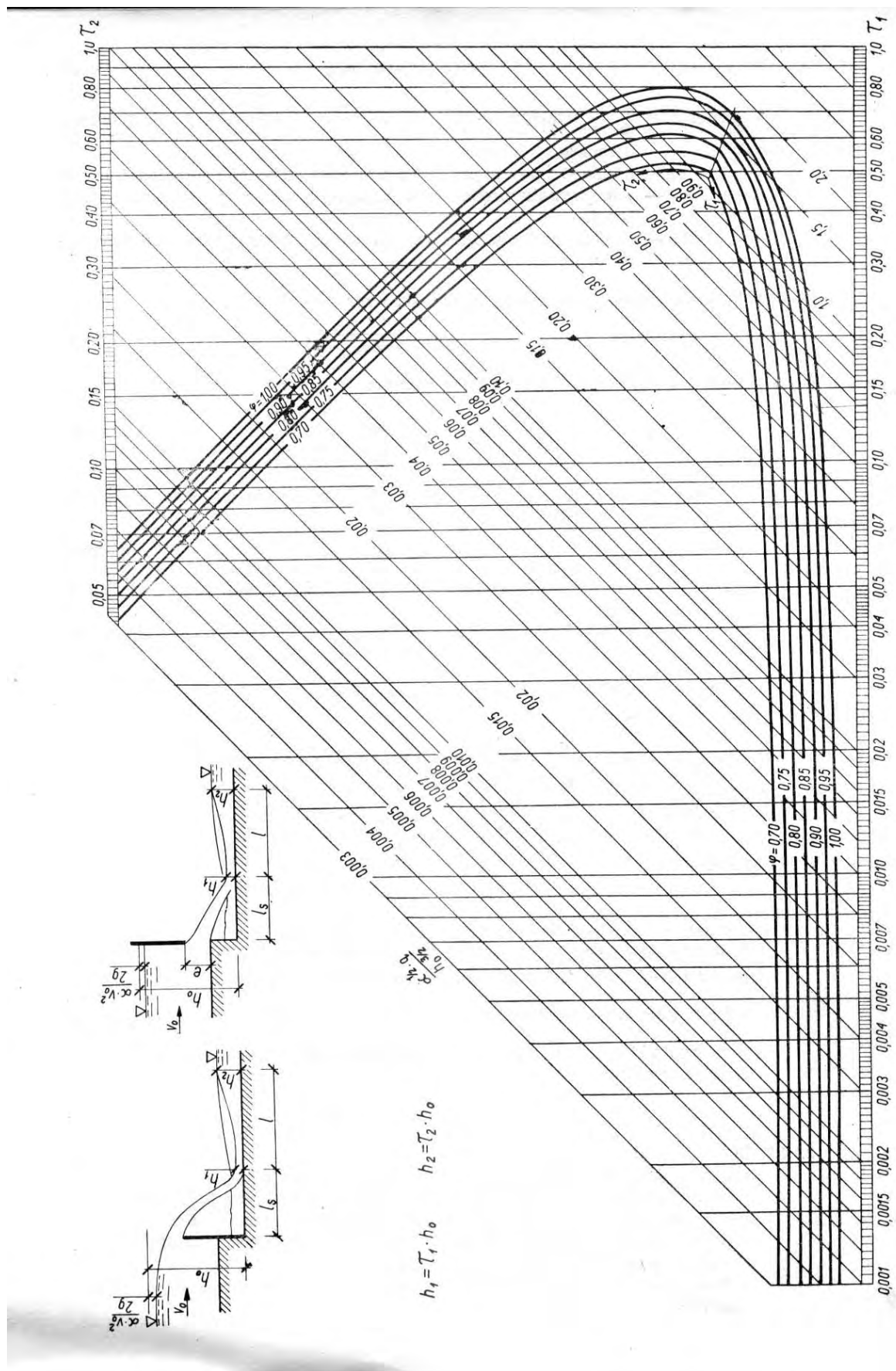
na podstawie Tablica 2-7 (Balcerski i in., 1969)

h_2/h_1	3	3÷4	4÷6	6÷20	>20
Współczynnik v	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0

Dno poniżej niecki wypadowej powinno zostać umocnione. Umocnienie dna rzeki poniżej wypadu przyjmuje się równe 1,5 x długość wypadu.

W przypadku, gdyby obliczeniowo warunek zatopienia odskoku byłby spełniony przy braku zagłębienia niecki poniżej dna ($d=0$), to i tak konstrukcyjnie (nie zmieniając wcześniejszych obliczeń) należy przyjąć zagłębienie niecki równe przynajmniej 0,3 m (0,5 m).

Głębokości sprzężone h_1 i h_2 wyznaczać można również z załączonego nomogramu.

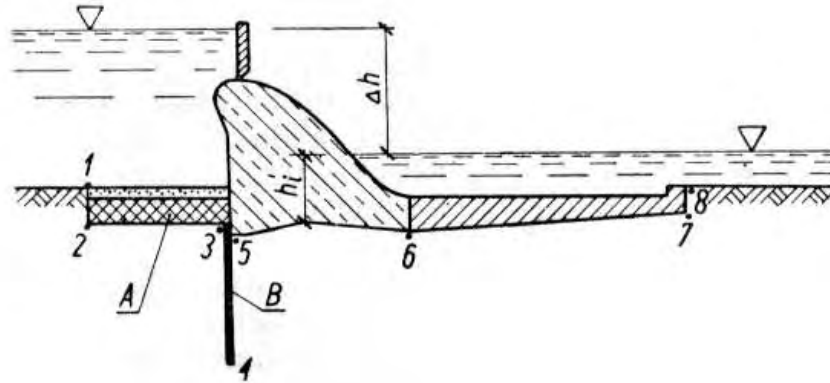


Rys. 2-11. Nomogram do wyznaczania głębokości sprężonych

$$h_1 = T_1 \cdot h_0 \quad h_2 = T_2 \cdot h_0$$

WYMAGANA DROGA FILTRACJI

Wskutek spiętrzenia wód cieką pod fundamentami budowli piętrzącej odbywa się filtracja wody pod budowlą piętrzącą, prowadząca niekiedy do sufozji podłoża gruntowego. Aby tego uniknąć i zapewnić stateczność projektowanej budowli należy przyjąć na tyle rozwinięty obrys podziemnej części fundamentów, aby zapewniał dostatecznie długą drogę filtracji, gwarantującą należytą redukcję prędkości filtrującej wody.



W sposób przybliżony potrzebną (minimalną) drogę filtracji wyznacza się ze wzoru:

$$l_p = C \cdot \Delta h$$

gdzie: C – współczynnik zależny od rodzaju gruntu i metody obliczeń,

Δh – maksymalna różnica poziomów wody na górnym i dolnym stanowisku.

Metoda Bligha polega na ustaleniu drogi filtracji poprzez sumowanie **rzeczywistych** długości pionowych i poziomych obrysu fundamentu:

$$l = \sum l_i + \sum h_i$$

gdzie: l_i – długości poszczególnych odcinków poziomych,

h_i – długości poszczególnych odcinków pionowych.

W metodzie Lane's przy sumowaniu odcinków uwzględnia się tylko 1/3 długości odcinków poziomych:

$$l = \frac{1}{3} \sum l_i + \sum h_i$$

Współczynnik C dla poszczególnych gruntów i metody obliczeń podany jest w tabeli.

Przy niewystarczającej drodze filtracji wody pod budowlą piętrzącą należy wydłużyć drogę filtracji wymuszając opływ wody wzdłuż bardziej rozwiniętego obrysu części podziemnej. Stosujemy tu ponur (szczelny fartuch iłowy bądź glinowy) usytuowany od strony zbiornika „A” lub / i ściankę szczelną pod korpusem budowli piętrzącej „B”. Dodatkowo ściankę szczelną można również umieścić na zakończeniu wypadu (w punkcie 7). Rozwiązanie ze ścianką szczelną w punkcie 7 spowoduje obniżenie prędkości filtracji na zakończeniu wypadu (punkt 8), co jest korzystne ze względu na stateczność filtracyjną ośrodka gruntowego bezpośrednio za budowlą, lecz jednocześnie zwiększy siłę wyporu działającą na płytę.

WSPÓŁCZYNNIK C

na podstawie Tablica 2-11 (Balcerski i in., 1969)

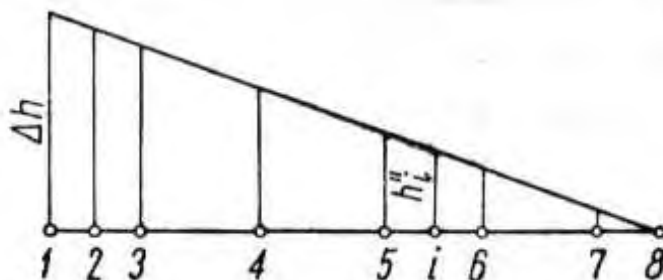
Rodzaj gruntu według PN-54/B-02480	Metoda	
	Bligha	Lane'a
Piasek pylasty, pyły (muły)	18	8,5
Piasek drobnoziarnisty	15	7,0
Piasek średnioziarnisty	13	6,0
Piasek gruboziarnisty	12	5,0
Pospółka	9	4,0
Żwiry	7	3,5
Rumosze i zwietrzliny	-	3,0
Zwały kamieniste	-	2,5
Gлина średniospoista	8	3,0
Gлина ciężka spoista	6	2,0
Iły	-	1,6
Grunty organiczne rodzime	-	-

WYPÓR

Pod pojęciem wyporu rozumie się ciśnienie wody działające na stopę fundamentu budowli od strony podłoża. W przypadku budowli posadowionej na podłożu nieskalistym, wysokość ciśnienia w dowolnym punkcie stopy fundamentowej jest sumą wysokości ciśnienia hydrostatycznego h'_i wywieranego przez wodę na dolnym stanowisku i wysokości ciśnienia filtracyjnego (hydrodynamicznego) h''_i wywieranego przez filtrującą wodę pod stopą fundamentu:

$$h_i = h'_i + h''_i$$

Przybliżony wykres ciśnienia hydrodynamicznego sporządzony na rozwiniętej drodze filtracji przedstawia linię prostą. Przy sporządzaniu tego wykresu poszczególne odcinki odmierza się jako skrócone lub nieskrócone, w zależności od przyjętej metody obliczeń wymaganej drogi filtracji. Poniższy rysunek należy rozpatrywać łącznie z rysunkiem w punkcie poprzednim (wymagana droga filtracji).



OBLICZENIA STATECZNOŚCI

W budownictwie wodnym, a zwłaszcza dla masywnych budowli betonowych, decydującym obciążeniem pionowym jest ciężar własny budowli. Inne siły pionowe wynikające z obciążeń użytkowych są zazwyczaj na tyle małe w porównaniu do ciężaru własnego budowli, że można je pominąć. Innym obciążeniem pionowym, które musi być wzięte pod uwagę w obliczaniu budowli piętrzących jest omówiona w poprzednim punkcie siła wyporu, usiłująca budowlę podnieść. W grupie obciążeń poziomych decydującym obciążeniem jest parcie wody oraz w mniejszym stopniu parcie pokrywy lodowej.

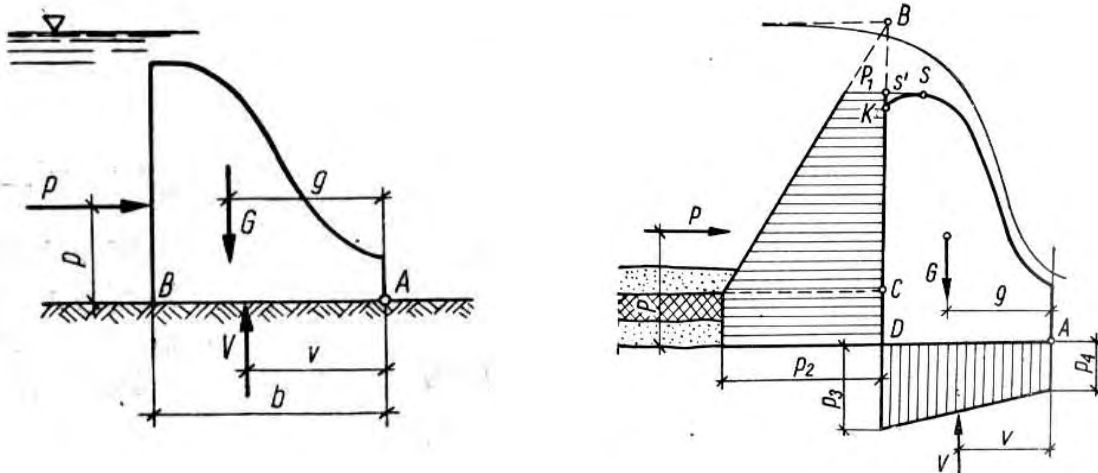
W obliczeniach stateczności budowli wodnych stosuje się przeważnie metody przybliżone. Wynika to z różnorodności sił oddziaływujących na budowlę oraz z niemożności dokładnego określenia wartości tych sił.

STATECZNOŚĆ PROGU (KORPUSU)

Właściwe zaprojektowanie profilu korpusu jazowego wymaga obliczeń statycznych obejmujących kolejno:

- sprawdzenie stateczności na przewrócenie,
- sprawdzenie stateczności na poślizg,
- obliczenie naprężeń w podstawie fundamentu.

Jako siły działające występują w tym przypadku: ciężar własny korpusu G , parcie wody P (ewentualnie parcie gruntu), oraz wypór pod fundamentem V . Układ sił pokazano na poniższym rysunku. W obliczeniach pomija się wpływ podparcia korpusu przez płytę jazu oraz odpór gruntu za płytą. Parcie wody działające na korpus przyjmuje się liniowo zmienne od poziomu korony przelewu (S') do poziomem stropu ponuru (C). Poniżej poziomu stropu ponuru do krawędzi fundamentu (D) rozkład parcia przyjmuje się jako stały. Jako wypór V należy przyjmować sumę wyporu statycznego i dynamicznego dla przypadku dającego najniekorzystniejszą (największą) wartość wyporu V .



W obliczeniach dotyczących sprawdzenia **stateczności na przewrócenie** wykonuje się sumowanie momentów od pochodzących od sił działających na korpus jazu względem hipotetycznego punktu obrotu A usytuowanego na dolnej krawędzi fundamentu od strony przeciwnej względem piętrzenia. Sprawdzeniu podlega warunek:

$$m = \frac{\sum M_u}{\sum M_o} = \frac{Gg}{Pp + Vv} \geq m_o$$

Wartość współczynnika m_o określona jest przepisami i uzależniona od klasy budowli hydrotechnicznej, a tym samym od konsekwencji jej zniszczenia.

Na podstawie Zał.3 Dz.U.07.86.579

Klasa budowli	Współczynnik konsekwencji zniszczenia budowli hydrotechnicznej γ_n			
	I	II	III	IV
Podstawowy układ obciążeń	1,20	1,15	1,10	1,05
Wyjątkowy układ obciążeń	1,15	1,10	1,05	1,00

W obliczeniach dotyczących **stateczności na poślizg** w płaszczyźnie fundamentu wykonuje się sprawdzenie stosunku sił utrzymujących do sił przesuwających. Jako siłę przesuującą przyjmuje się parcie wody P, natomiast do sił utrzymujących zalicza się tarcie pomiędzy fundamentem korpusu a podłożem gruntowym. Sprawdzeniu podlega więc warunek współczynnika pewności na przesunięcie n określony zależnością:

$$n = \frac{\sum F_u}{\sum F_p} = \frac{f(G - V)}{P} \geq n_o$$

gdzie: f – współczynnik tarcia betonu o grunt.

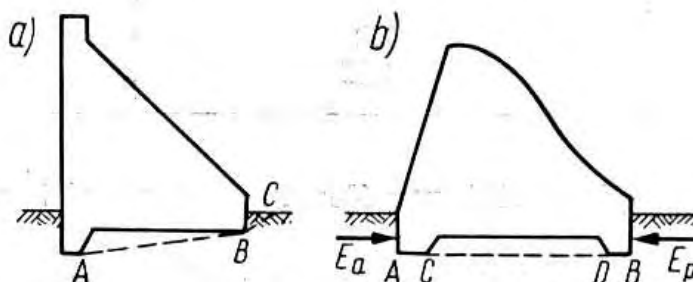
WSPÓŁCZYNNIK TARCIA (ścięcie następuje w płaszczyźnie podstawy fundamentu)

na podstawie Tablica 3 (PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie)

Rodzaj gruntu	Stan gruntu	Kąt tarcia wewnętrznego Φ (w stopniach) *)	Współczynnik tarcia f (beton chropowaty)	Współczynnik tarcia f (beton gładki)
Żwiry i pospółki	zagęszczony i średnio zagęszczony	37 – 45	0,55 – 0,60	0,35 – 0,40
Piaski grube i średnie		32 – 37	0,50 – 0,55	0,32 – 0,36
Piaski drobne i pyły		29 – 33	0,45 – 0,50	0,30 – 0,33
Piaski gliniaste, pyły piaszczyste, pyły	półzwarty, twar doplastyczny	22 – 28	0,36 – 0,47	0,25 – 0,32
gliny piaszczyste, gliny, gliny pylaste		16 – 26	0,26 – 0,43	0,20 – 0,30
gliny piaszczyste zwarte, gliny zwarte, gliny pylaste zwarte		14 – 23	0,22 – 0,38	0,15 – 0,25
ił y piaszczyste, ił y, ił y pylaste		10 – 18	0,16 – 0,29	0,10 – 0,20

*) Wartość współczynnika tarcia $f = \text{tg}\Phi$ przyjmować można tylko w przypadku układania świeżego betonu na powierzchni gruntu w stanie naturalnym.

Dla poprawienia stateczności budowli na przesunięcie stosować można nachyloną (w kierunku wody górnej) podstawę fundamentu, zęby lub ostrogi w przedniej (i w tylnej) ścianie budowli.



Stateczność wzrasta wówczas o wytrzymałość zęba na ścięcie C_z oraz wymusza inną powierzchnię poślizgu – nie w płaszczyźnie fundament betonowy – grunt a w płaszczyźnie grunt-grunt. Innymi słowy ścięcie następuje w gruncie. Przy uwzględnieniu zęba w ścianie przedniej warunek stateczności można zapisać:

$$n = \frac{\sum F_u}{\sum F_p} = \frac{f(G-V) + C_z}{P} \geq n_o$$

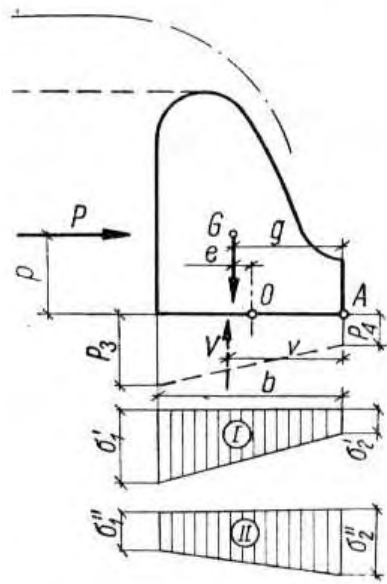
, a współczynnik tarcia f określony dla płaszczyzny ścięcia grunt-grunt określić można dla fazy wstępnej projektu z tablicy:

WSPÓŁCZYNNIK TARCIA (ścięcie następuje w gruncie)

na podstawie Tablica 2-16 (Balcerski i in., 1969)

Rodzaj gruntu	f	Rodzaj gruntu	f
Otoczaki, żwir	0,66 – 0,65	Grunty gliniasto-piaszczyste	0,35 – 0,40
Piaski	0,55 – 0,60	Iły	0,20 – 0,30
Piaski pyłaste	0,45 – 0,50	Słabe skały (margle, łupki, itp.)	0,30 – 0,40

Obliczenie naprężeń w podstawie fundamentu korpusu przeprowadza się – przy założeniu ich liniowego rozkładu – dla 2 stanów obciążeń: stanu budowlanego (działa wyłącznie ciężar własny budowli), stanu eksploatacyjnego (oprócz ciężaru własnego działa obciążenie parciem i wyporem wody w najbardziej niekorzystnych warunkach). Sprawa działania siły wyporu jest dyskusyjna – uwzględnienie tej siły zmniejsza, bowiem naprężenia pionowe wywołane ciężarem własnym budowli. Dlatego w obliczeniach naprężeń pod fundamentem korpusu należy wypór raczej pominąć, chyba, że wypór w skrajnym punkcie fundamentu (od strony WG) przewyższa wartość naprężenia obliczoną dla stanu eksploatacyjnego lub remontowego.



Stan budowlany

Siła normalna w płaszczyźnie fundamentu $N' = G$

Moment zginający $M' = -Ge$

gdzie: e jest mimośrodem przyłożenia siły $e = g - \frac{1}{2}b$

$$\sigma_1' = \frac{G}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma_2' = \frac{G}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Stan eksploatacyjny (bez uwzględnienia wyporu)

Siła normalna w płaszczyźnie fundamentu $N'' = G$

Moment zginający $M'' = Pp - Ge$

$$\sigma_1'' = \sigma_1' - \frac{6Pp}{b^2}$$

$$\sigma_2'' = \sigma_2' + \frac{6Pp}{b^2}$$

Stan eksploatacyjny (z uwzględnieniem wyporu)

Siła normalna w płaszczyźnie fundamentu $N''' = G - V$

Moment zginający $M''' = Pp + Ve' - Ge$

gdzie: $e = g - \frac{1}{2}b$; $e' = v - \frac{1}{2}b$

$$\sigma_1''' = \frac{G - V}{b} - \frac{6(Pp + Ve' - Ge)}{b^2}$$

$$\sigma_2''' = \frac{G - V}{b} + \frac{6(Pp + Ve' - Ge)}{b^2}$$

Podane powyżej wzory odpowiadają schematowi, gdy ściana odwodna jest pionowa, a płaszczyzna fundamentu – pozioma. W innych przypadkach należy układ obciążeń odnieść do środka ciężkości podstawy (punkt O) sprowadzając go do siły normalnej N i momentu M , a następnie obliczyć naprężenia wg wzoru:

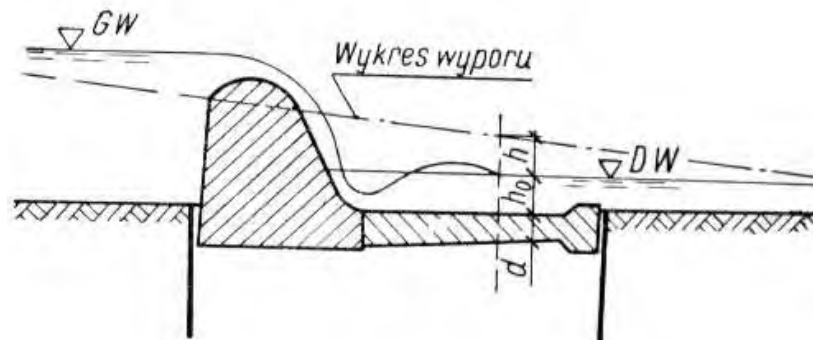
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b} \pm \frac{6M}{b^2}$$

Obliczone naprężenia w postawie fundamentu muszą spełniać 2 warunki:

- największe naprężenie normalne σ_1' lub σ_2'' powinno być mniejsze od dopuszczalnego obciążenie jednostkowego dla danego gruntu, na założonej głębokości fundamentowania.
- najmniejsze naprężenie pod fundamentem w stanie eksploatacyjnym σ_1'' powinno być większe, a co najmniej równe wartości ciśnienia wyporu w tymże punkcie fundamentu $\sigma_1'' \geq p_3$. Warunek ten jest istotny ze względu na zapewnienie dobrego docisku między korpusem jazu a podłożem gruntowym. W przypadku gdyby okazało się, że spełnienie tego warunku jest niemożliwe, wówczas należy dążyć do zredukowania siły wyporu pod budowlą (wydłużenie drogi filtracji (dłuższy ponur, ścianka szczelna) lub/i drenaż).

STATECZNOŚĆ PŁYTY WYPADOWEJ

Obliczenie stateczności płyty wypadowej jazu sprowadza się do doboru odpowiedniej grubości płyty, tak, aby mimo działającej siły wyporu, pozostała ona w spoczynku.

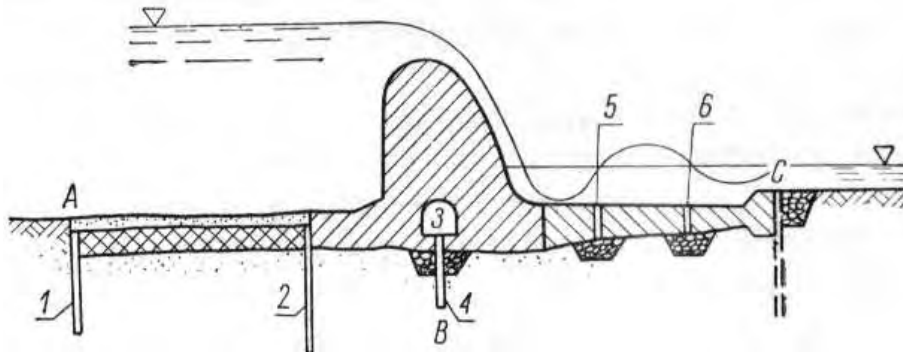


Jako obciążenie płyty, oddzielonej dylatacją od korpusu jazu i filarów, działa na nią od góry ciśnienie wody znajdującej się na płycie oraz ciężar własny płyty $p_1 = \gamma_b d + \gamma_w h_o$, natomiast od dołu działa wypór $p_2 = \gamma_w (d + h_o + h)$, który usiłuje płytę podnieść. Aby płyta pozostała w spoczynku (nie uniosła się) musi być spełniony warunek $p_1 \geq p_2$, co prowadzi do zależności: $d \geq \frac{h\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}$. Przyjmując współczynnik bezpieczeństwa γ_n zależny od klasy budowli i konsekwencji jej zniszczenia minimalną grubość płyty oblicza się ze wzoru:

$$\min d = \gamma_n \frac{h}{\frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 1}$$

Obliczone z powyższego wzoru grubości płyty wypadają dość znaczne; ponadto w związku z charakterem wykresu wyporu (liniowa zmienność) grubość płyty musi być większa od strony korpusu jazu i może stopniowo maleć w kierunku dolnego progu. W związku z tym, że wykres wyporu ulega zmianom w wyniku wahań wody na górnym i dolnym stanowisku, należy w obliczeniach rozważyć dwa stany skrajne: maksymalnego i minimalnego położenia zwierciadła wody dolnej, gdyż nie można z góry określić, który z nich będzie bardziej niekorzystny dla stateczności płyty. Grubość płyty mogłaby być zredukowana, gdyby

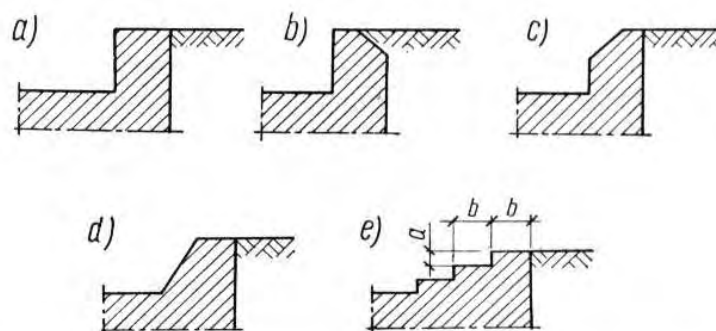
przewidziano drenaż pod płytą. Drenaż ten wykonuje się w płycie w postaci pionowych studzienek (5 i 6) wypełnionych grubym kamieniem i zabezpieczonych warstwowym filtrem odwrotnym (odpowiednio dobraną geowłókniną filtracyjną) przed wynoszeniem gruntu z podłoża pod budowlą. Instaluje się je w gruntach przepuszczalnych co 5 – 6 m, zaś w gruntach słabiej przepuszczalnych ($k < 10^{-2}$ [cm/s]) w mniejszych odstępach schodząc stopniowo do rozstawu co 2 – 3 m.



Gdy drenaż zabezpiecza usunięcie całego wyporu spod płyty, jej grubość z punktu widzenia statyki staje się w zasadzie obojętna. Obliczeniowo należy jednak uwzględnić łącznie z zastosowaniem drenażu siłę wyporu. Wynika to z możliwości kolmatacji drenażu (redukcji początkowej wodoprzepuszczalności z czasem).

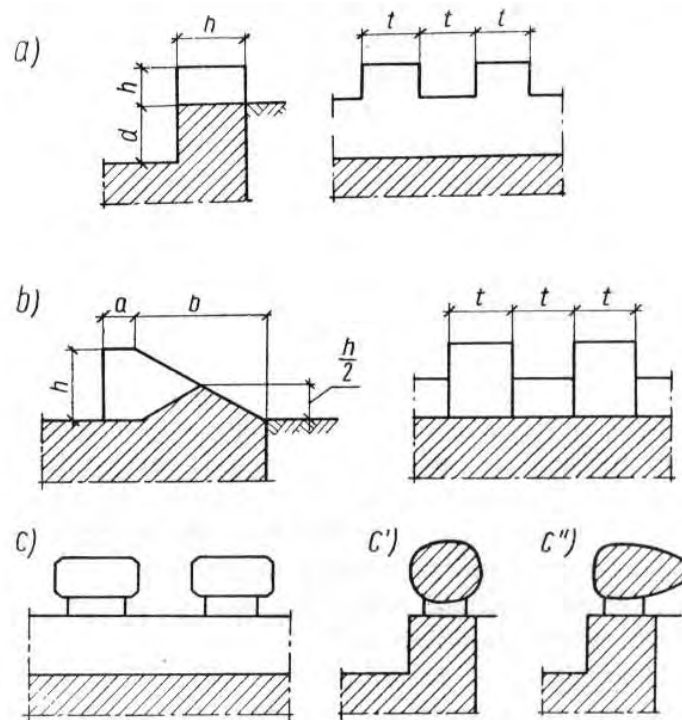
WYPOSAŻENIE PŁYTY WYPADOWEJ

Z uwagi na trudne warunki pracy płyty w okresie przejścia wielkiej wody, gdy występują duże prędkości wody wynoszące często powyżej 10 m/s oraz rumowisko, celowe jest wykonanie wierzchniej warstwy 5-15 cm płyty z betonu odpornego na ścieranie, stosując większe dozowanie cementu i kruszywo najwyższej jakości (np. bazaltowe). Ze względów hydraulicznych pożądane jest, aby powierzchnia płyty była szorstka, co ułatwia wytworzenie się odskoku hydraulicznego oraz wytłumienie energii wody.



Względy hydrauliczne decydują również o zagłębieniu płyty poniżej dna rzeki. Końcowy odcinek płyty stanowi zawsze powiązany z nią próg (w progu schodkowym wg Smetany najkorzystniejszy jest stosunek $a : b = 1 : 2$).

Celowe jest również wykonanie na progu zębów. Mogą to być zęby proste a) lub Rehbocka b) o wymiarach: $h = 0,15 - 1,00$ m; $b = (2 - 2,75)h$; $a = 5-10$ cm; $t = (1,1 - 1,5)h$.



Zasadniczym celem zębów jest rozbitcie strumienia wody na szereg strug płynących z różnymi prędkościami i w różnych kierunkach. Układ taki powiększa tarcie wewnątrz masy wodnej, następuje jej lepsze napowietrzenie i wygaszenie energii, wobec czego wielkość rozmyć ulega redukcji.

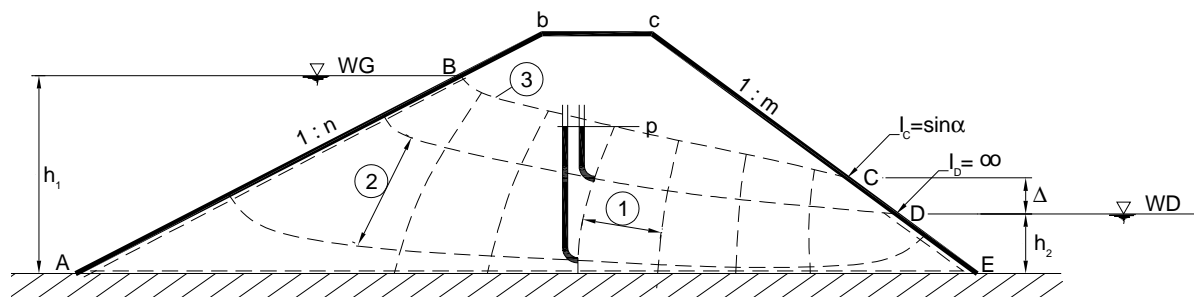
OBLICZANIE FILTRACJI PRZEZ KORPUS I PODŁOŻE WAŁU

Obliczenia filtracyjne składają się z określenia: 1) jednostkowego wydatku filtracyjnego (q) i 2) wyznaczenia krzywej depresji (kształtu ułożenia się zwierciadła przesączającej się wody) w korpusie wału. Obszar filtracji obejmuje zarówno korpus wału, jak i podłoże (jeżeli jest przepuszczalne). Obszar ten można rozpatrywać w całości (korpus z podłożem) lub dla uproszczenia oddzielnie dla korpusu wału i dla podłoża. Przy rozpatrywaniu filtracji w korpusie wału zakłada się, że podłoże jest nieprzepuszczalne, a przy obliczaniu filtracji w podłożu przyjmuje się, że nieprzepuszczalny jest korpus. Obliczone wydatki dla korpusu (q_w) i podłoża (q_p) dają sumaryczny wydatek (q) na 1 mb wału.

Niżej omówi się: a) filtrację przez korpus wału jednorodnego na podłożu nieprzepuszczalnym, b) filtrację przez korpus z elementami uszczelniającymi oraz c) filtrację w podłożu wału.

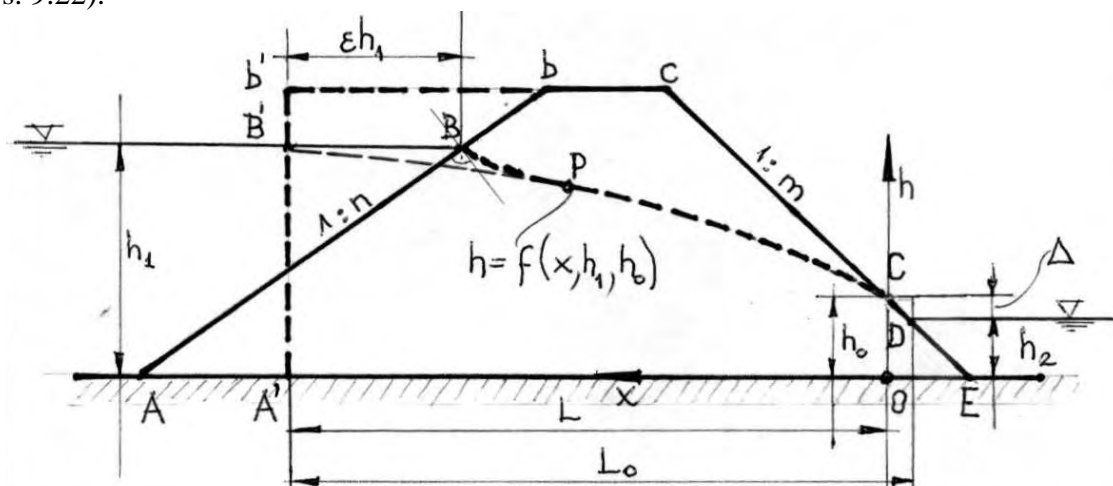
a) Filtracja przez wał jednorodny na podłożu nieprzepuszczalnym.

Obszar filtracji przedstawiony na rys. 9.21 obrazuje siatka wzajemnie prostopadłych linii jednakowych ciśnień i linii prądu, przy pomocy, których w każdym punkcie tego obszaru



Rys. 9.21 Obszar filtracji w korpusie wału jednorodnego; 1-linie prądu, 2-linie ciśnień, 3-krzywa depresji, I_C , I_D -gradienty ciśnienia w punktach C i D

można określić wielkość ciśnienia i kierunek prędkości filtracji. Istotnym jest tu krzywa depresji (górną linią prądu) oraz tzw. wysokość wysączenia się (Δ). Sens fizyczny dowolnej linii ciśnienia obrazują myślowo do niej „podłączone” piezometry, w których zwierciadło wody powinno się ustalić na jednym poziomie (p-p). Uproszczony sposób wyznaczania wydatku (q) oraz krzywej depresji polega na zamianie rzeczywistego przekroju wału $AbcE$ na umowny kształt $A'b'cE$ z pionową ścianą odwodną przesuniętą w stronę WG o wielkość (ϵh_1) (rys. 9.22).



Rys. 9.22 Wyznaczenie krzywej depresji dla wału jednorodnego na podłożu nieprzepuszczalnym.

Wielkość (ϵ) zależną od nachylenia skarpy odwodnej (n) oblicza się z wzoru:

$$\epsilon = \frac{0,44}{1 + \frac{1}{2n}} \quad (9.11)$$

Tak dobrana forma przekroju zastępczego gwarantuje, że obliczony dla niego wydatek filtracyjny (q) będzie taki sam jak dla przekroju rzeczywistego, podobnie też krzywa drepesji.

Obliczanie wydatku (q) opiera się na podzieleniu profilu zastępczego na dwa obszary A'b'cCO i OCE, w których charakter ruchu jest różny i dla których oddzielnie określa się wielkość (q), a które muszą być sobie równe [21]. Analiza tych obszarów doprowadza do uzyskania dwóch równań z dwoma niewiadomymi (q) i (Δ), w których k (m/s) jest współczynnikiem filtracji:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - (h_2 + \Delta)^2}{2(L_o - m\Delta)} \quad (9.12)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{\Delta}{m} \left(1 + 2,3 \lg \frac{h_2 + \Delta}{\Delta} \right) \quad (9.13)$$

Pozostałe oznaczenia w tych równaniach pokazane są na rys. 9.22. Równania można rozwiązywać drogą prób lub graficznie. Należy zadawać różne wartości (Δ) i obliczać wielkość $\left(\frac{q}{k}\right)$ z dwóch równań. Punkt przecięcia utworzonych dwóch krzywych da szukaną wartość (Δ) i odpowiadającą jej wielkość $\left(\frac{q}{k}\right)$. Ostatecznie przepływ jednostkowy wyniesie $q = \left(\frac{q}{k}\right)k$. Przykładowo dla wielkości $h_1 = 10$ m, $h_2 = 1,5$ m, $n = 3$, $m = 2$, $k = 10^{-4}$ m/s i przyjętej wielkości $\varepsilon = 0,4$ szukana wielkość wysączenia $\Delta = 2,4$ m, a wielkość $\left(\frac{q}{k}\right) = 1,79$, czyli $q = 1,79 \cdot 10^{-4}$ m/s/mb.

W przypadku, kiedy głębokość wody od strony odpowietrznej $h_2 = 0$, wtedy obliczenie bardzo się upraszcza i wielkość (Δ) można wyznaczyć z wzoru:

$$\Delta = \frac{L_o}{m} - \sqrt{\left(\frac{L_o}{m}\right)^2 - h_1^2} \quad (9.14)$$

a wielkość przepływu filtracyjnego (q) z zależności:

$$q = \frac{\Delta}{m} k \quad (9.15)$$

Orientacyjne wartości współczynników filtracji (k) przedstawiono w tabl. 9.9.

Tabela 9.9.

Współczynniki filtracji (k)

L.p.	Rodzaj gruntu	Współcz. filtracji (k) (m/s)
1	otoczaki, grunt narzutowy	$10^{-1} - 10^{-2}$
2	żwir	$10^{-2} - 10^{-3}$
3	piasek gruboziarnisty	$10^{-3} - 10^{-4}$
4	piasek drobnoziarnisty	$10^{-4} - 10^{-5}$
5	piasek gliniasty	$10^{-5} - 10^{-6}$
6	glina piaszczysta	$10^{-6} - 10^{-7}$
7	ił	$10^{-7} - 10^{-8}$

Obliczenie i wykreślenie krzywej depresji. Dla obszaru A'b'cCO i dla zaznaczonego na (rys. 9.22) układu współrzędnych (x, h) należy obliczyć wielkość rzędnych krzywej depresji (h) z równania Dupui [21] (dla masywu gruntowego z pionowymi ścianami)

$$h = \sqrt{h_o^2 + (h_1^2 - h_o^2) \frac{x}{L}} \quad (9.16)$$

w którym $h_o = h_2 + \Delta$, a oznaczenia w powyższym równaniu można odczytać z rys. 9.22. Wykreśloną krzywą depresji na odcinku B'C należy dopasować do rzeczywistego przekroju wału. Ponieważ początek krzywej depresji powinien się znajdować w punkcie przecięcia się poziomu WG z płaszczyzną skarpy (p. B) trzeba poprowadzić odrębnie nowy odcinek krzywej (BP) tak, aby styczna do niej w p. B była prostopadła do płaszczyzny skarpy.

Z powyższego widać, że przy zadanych wielkościach (h_1) i (h_o) krzywa depresji dla wału z gruntu jednorodnego nie jest zależna od współczynnika filtracji (k) tego gruntu. Od wartości (k) zależna jest, i to wprost proporcjonalnie wielkość przepływu (q).

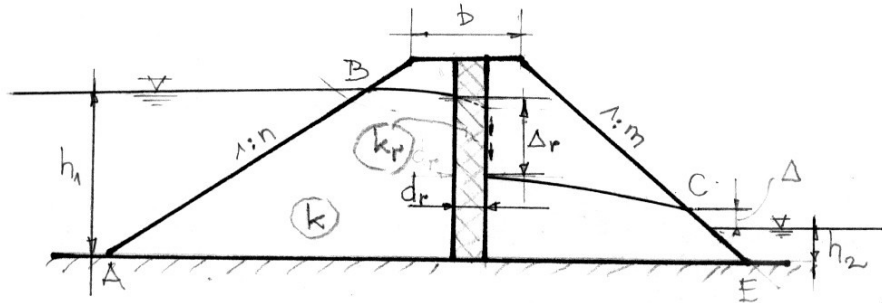
b) Filtracja przez wał z elementami uszczelniającymi na podłożu nieprzepuszczalnym.

Rozpatrzone będą dwa przypadki uszczelnienia korpusu wału poprzez: 1) pionowy rdzeń z gruntu spoistego (glina, ił) w osi wału i 2) ekran z tego samego materiału umieszczony w płaszczyźnie skarpy odwodnej.

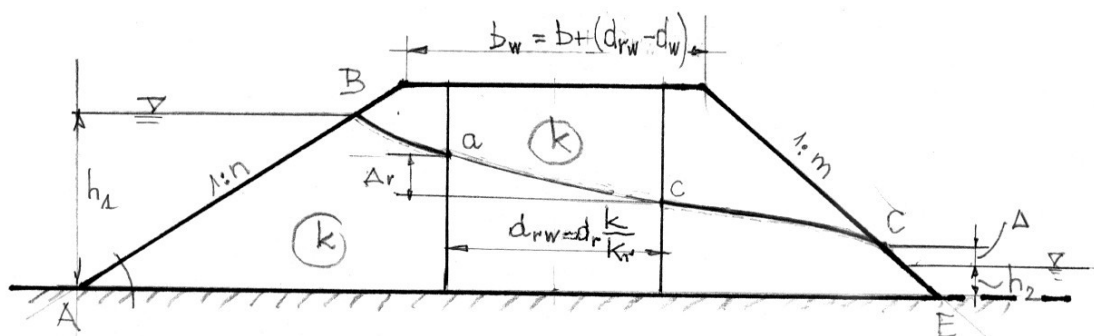
Dla wału z rdzeniem szczelnym o grubości (uśrednionej) (d) przebieg filtracji pokazany jest na rys. 9.23a. Efekt szczelności rdzenia wyraża się nagłym obniżeniem tej krzywej (Δ_r) tuż za rdzeniem. Wyznaczenie przebiegu krzywej depresji może być w sposób przybliżony oparte na

metodzie wirtualnej N.N.Pawłowskiego [21]. Jej sens polega na sprowadzeniu realnego przekroju wału z rdzeniem do wału z materiału jednorodnego.

a)



b)



Rys. 9.23 Filtracja przez wał z rdzeniem glinowym (iłowym)

a) przebieg krzywej depresji, b) wyznaczanie krzywej depresji metodą wirtualną [21]

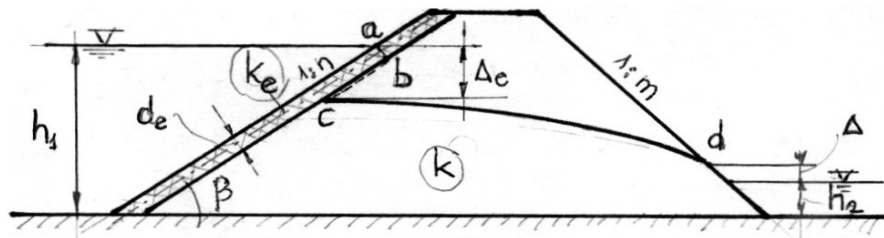
W tym celu zamienia się małoprzepuszczalny rdzeń o współczynniku filtracji (k_r) i grubości (d_r) na fikcyjny rdzeń posiadający taki sam współczynnik filtracji, jaki ma nasyp wału. Nowa wirtualna grubość rdzenia (d_{rw}) wyniesie wtedy:

$$d_{rw} = d_r \frac{k}{k_r} \quad (9.17)$$

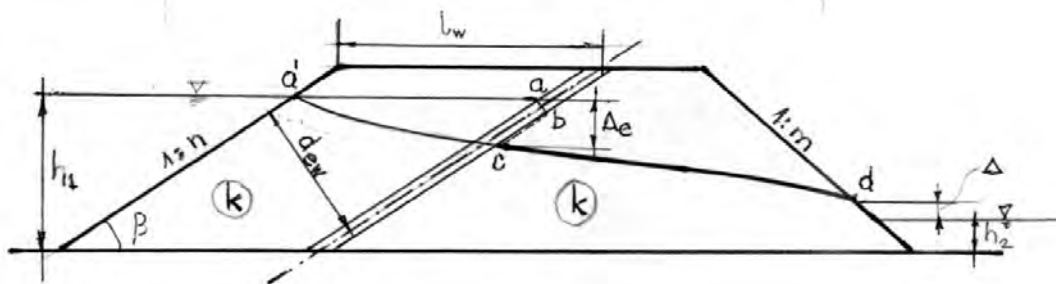
Przekrój wału po takiej zamianie pokazany jest na rys. 9.23b. Jego nowa szerokość korony (b_w) wyniesie $b_w = b + (d_{rw} - d)$. Dla tego przekroju krzywą depresji oblicza się tak, jak dla wału jednorodnego. W wyznaczonej krzywej odrzuca się odcinek ac, a po powrocie do przekroju rzeczywistego zachowuje się obliczone odcinki Ba i cC (rys. 9.23b).

Dla wału z ekranem szczelnym o grubości (d_e) przebieg rzeczywistej filtracji pokazany jest na rys. 9.24a. Tu również występuje nagłe obniżenie poziomu filtrującej wody za ekranem (Δ_e). Nasyp korpusu posiada współczynnik filtracji (k), a ekran (k_e). Do wyznaczenia

a)



b)



Rys. 9.24 Filtracja przez wał z ekranem glinowym (iłowym)

a) przebieg krzywej depresji, b) wyznaczenie krzywej depresji metodą wirtualną [21]

krzywej depresji, podobnie jak w przypadku wału z rdzeniem, stosuje się tą samą metodę. Po obliczeniu zastępczej grubości ekranu (d_{ew}) z wzoru:

$$d_{ew} = d_e \frac{k}{k_e} \quad (9.18)$$

Korona wału będzie poszerzona, licząc od osi ekranu w lewo, o wielkość (l_w):

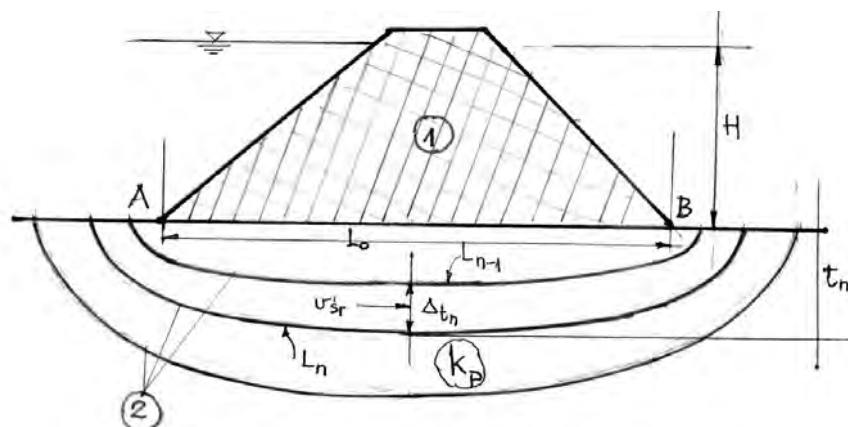
$$l_w = \frac{k}{k_e} \frac{d_e}{\sin \beta} \quad (9.19)$$

gdzie wielkość (β) jest kątem nachylenia skarpy odwodnej do poziomu (rys. 9.24). Dla nowoprzyjętego profilu krzywą depresji oblicza się jak dla wału jednorodnego.

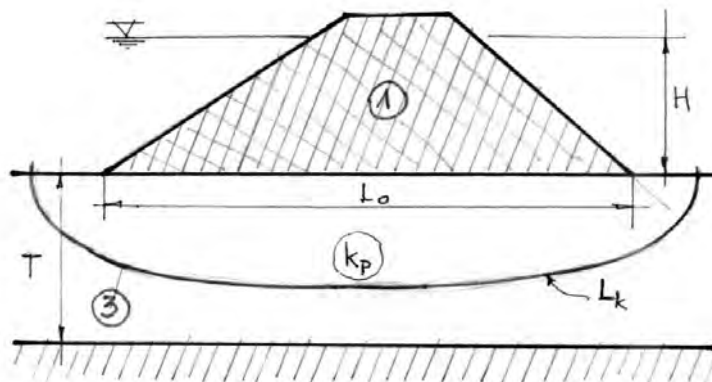
c) Obliczenie wydatku filtracyjnego pod wałem.

Tak, jak wspomniano na początku tego rozdziału, przy uproszczonym obliczaniu filtracji pod wałem, przyjmuje się, że korpus wału jest nieprzepuszczalny. W tej sytuacji filtracja zachodzi tylko w podłożu (o współczynniku filtracji (k_p)) i wywołana jest wysokością piętrzenia (H). Omówiona niżej metoda obliczenia wydatku opiera się na założeniu, że linie prądu siatki hydrodynamicznej mają kształt elipsy z ogniskami w p. A i B (rys. 9.25a).

a)



b)



Rys. 9.25 Obliczenie wydatku filtracyjnego pod wałem (q)

a) z liniami prądu w kształcie elipsy, b) z uśrednioną linią prądu i ograniczoną głębokością podłoża (T); 1-korpus wału (nieprzepuszczalny), 2-linie prądu w kształcie połówek elipsy, 3-uśredniona linia prądu, A, B-ogniska elipsy

Tok obliczeń jest żmudny. Linie prądu uznaje się za strugi, które mają różne długości. Im głębsza jest linia prądu, tym większa jest jej długość (L_n), a przez to i spadki wzdłuż linii $\left(I = \frac{z}{L_n}\right)$ są mniejsze. Maleją też prędkości filtracji ($v = k_p I$). Dla każdych dwóch sąsiednich linii prądu wyznacza się średnie prędkości (v_{sr}) i liczy się wydatek ($q_n = v_{sr} \Delta t_n$) (patrz rys.

9.25a), a ich suma daje pełny wydatek jednostkowy $\left(q = \sum_{n=0}^N q_n\right)$. Ilość przyjętych linii prądu jest dowolna (zależna od wymaganej dokładności). Jeżeli warstwa nieprzepuszczalna występuje na głębokości (h), to ($t_n = h$), a odstęp (Δt) zależnie od ilości linii (N) przyjmuje się $\left(\Delta t = \frac{h}{N}\right)$. Przy dużej głębokości warstwy nieprzepuszczalnej można przyjąć ($t_n = 1,0 \div 1,25L_o$), gdzie (L_o) - szerokość podstawy wału.

Istnieje też bardziej uproszczony, przydatny dla wstępnej oceny, sposób obliczania przecieków pod wałem. Wiadomo, że prędkości filtracji maleją wraz z głębokością. Można przyjąć, że przy miąższości podłoża (T) i wysokości piętrzenia (H) istnieje jakaś uśredniona linia prądu (L_k) (rys. 9.25b). Zakłada się, że długość tej linii jest wprost proporcjonalna do długości podstawy wału (L_o) i współczynnika zwiększającego (n) ($L_k = nL_o$). Wielkości współczynnika (n), w zależności od stosunku $\left(\frac{L_o}{T}\right)$ podane są w tabl.

9.10.

Tabela 9.10.

Współczynniki zwiększające (n)								
$\left(\frac{L_o}{T}\right)$	20	15	10	5	4	3	2	1
n	1,15	1,16	1,17	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

Przy znanej wielkości współczynnika filtracji w podłożu (k_p) i średnim spadku $\left(I_{sr} = \frac{H}{L_k} = \frac{H}{nL_o}\right)$, jednostkowy wydatek filtracyjny (q_p) można obliczyć ze wzoru:

$$q_p = k_p \frac{H}{nL} \quad (9.20)$$

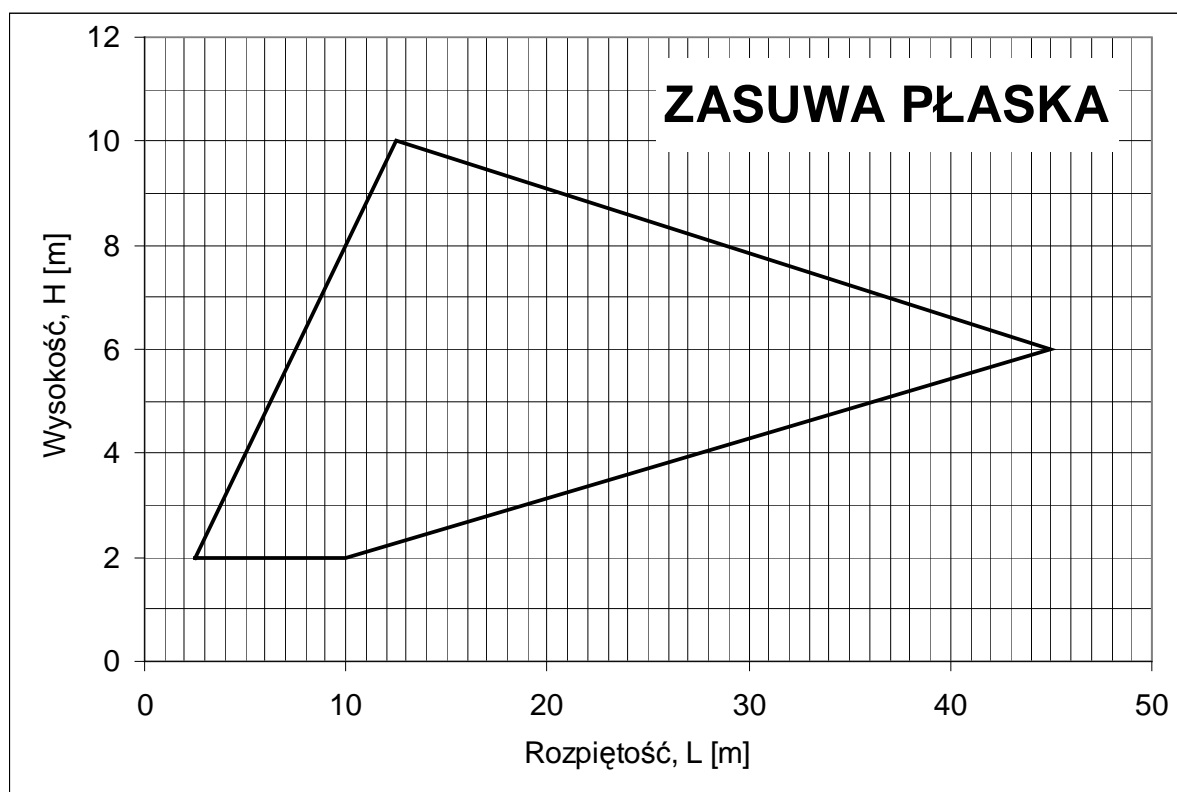
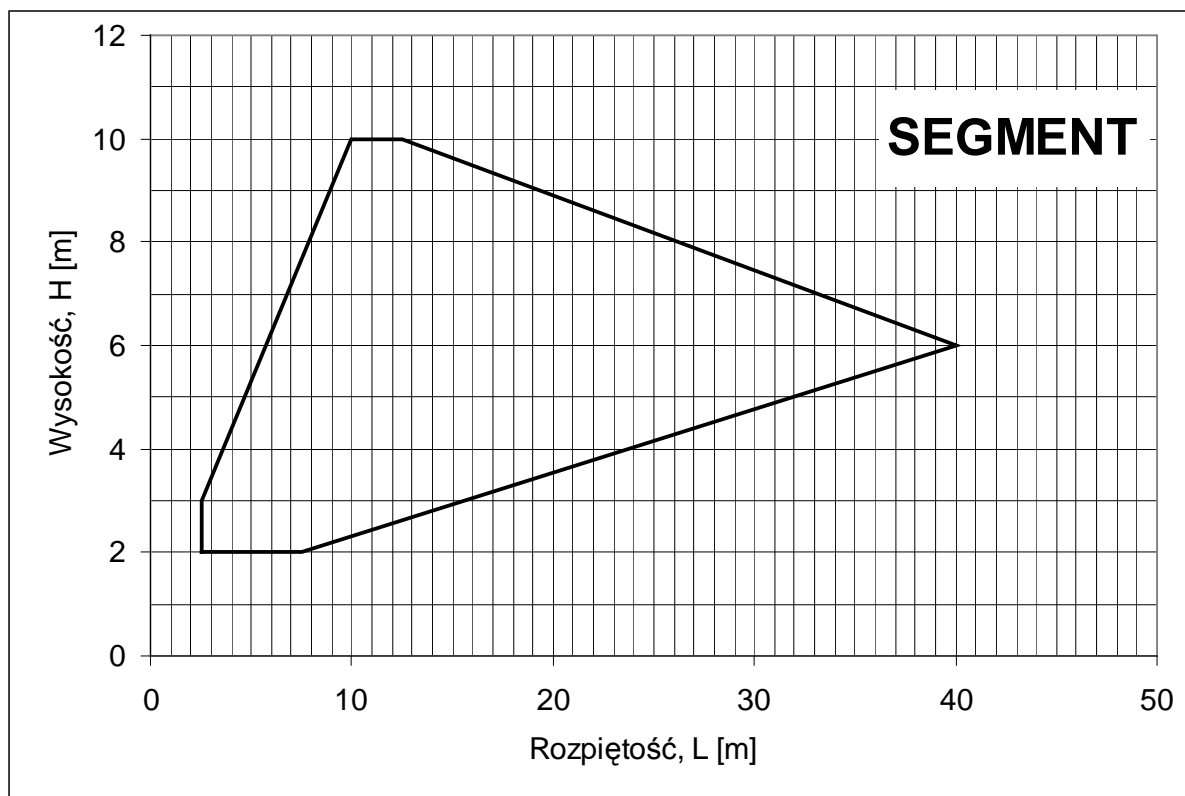
KONTROLA PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ POŁOŻENIA KRZYWEJ DEPRESJI I WYDATKU FILTRACYJNEGO ZA POMOCĄ PROGRAMU „HYDRAULIK”

KLASYFIKACJA ŻWIRÓW I PIASKÓW

Nazwa gruntu	Zawartość ziaren	
	o wymiarach	w procentach
Żwir	> 2 mm	≥50
Pospółka	> 2 mm	10÷50
Piasek gruboziarnisty	> 0,5 mm	≥ 50

Piasek średni	> 0,25 mm	≥ 50
Piasek drobny	>0,25 mm	< 50
Piasek pyłasty	> 0,25 mm	< 50 lecz frakcji pyłowej 10÷30% a ilowej 0÷2%

ZAKRES STOSOWANIA ZAMKNIĘĆ DWUDŹWIGAROWYCH



KLASYFIKACJA GŁÓWNYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Na podstawie Zał.2 Dz.U.07.86.579 (Rozp....., 2007)

Lp	Nazwa, charakter lub funkcja budowli	Opis i miano wskaźnika	Wartość wskaź. dla klasy I	Wartość wskaź. dla klasy II	Wartość wskaź. dla klasy III	Wartość wskaź. dla klasy IV	Uwagi
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Budowle stałe piętrzące wodę, których awaria powoduje utratę pojemności zbiornika lub może spowodować zatopienie falą wypływającą przez zniszczoną lub uszkodzoną budowlę	a) na podłożu skalnym	$H > 30$ m	$15 < H \leq 30$ m	$5 < H \leq 15$ m	$2 < H \leq 5$ m	Wysokość piętrzenia określona w § 3 pkt 4
		b) na podłożu nieskalnym	$H > 20$ m	$10 < H \leq 20$ m	$5 < H \leq 10$ m	$2 < H \leq 5$ m	
		c) pojemność zbiornika: V [hm ³]	$V > 50$ hm ³	$20 < V \leq 50$ hm ³	$5 < V \leq 20$ hm ³	$0,2 < V \leq 5$ hm ³	Pojemność przy maksymalnym poziomie piętrzenia (Max PP)
		d) obszar zatopiony przez falę powstałą przy normalnym poziomie piętrzenia: F [km ²]	$F > 50$ km ²	$10 < F \leq 50$ km ²	$1 < F \leq 10$ km ²	$F \leq 1$ km ²	Obszar zatopiony jest to obszar, na którym głębokość wody przekracza 0,5 m
		e) liczba ludności na obszarze zatopionym w wyniku zniszczenia budowli: L [osób]	$L > 300$ osób	$80 < L \leq 300$ osób	$10 < L \leq 80$ osób	$L \leq 10$ osób	Poza stałymi mieszkańcami do liczby ludności wlicza się również załogi fabryk, biur, urzędów itp. oraz osoby przebywające w ośrodkach zakwaterowania zbiorowego (hotele, domy wczasowe itp.)
2	Budowle do nawodnień lub odwodnień	Obszar nawadniany lub odwadniany: F [km ²]	$F > 200$ km ²	$20 < F \leq 200$ km ²	$4 < F \leq 20$ km ²	$F \leq 4$ km ²	
3	Budowle przeznaczone do ochrony przeciwpowodziowej	Obszar chroniony: F [km ²]	$F > 300$ km ²	$150 < F \leq 300$ km ²	$10 < F \leq 150$ km ²	$F \leq 10$ km ²	Obszar, który przed obwałowaniem ulegał zatopieniu wodami o prawdopodobieństwie $p = 1\%$
4	Elektrownie wodne i obiekty wodne wchodzące w skład elektrowni cieplnych i jądrowych	Moc elektrowni: P [MW]	$P > 150$ MW	$50 < P \leq 150$ MW	$5 < P \leq 50$ MW	$P \leq 5$ MW	
5	Budowle umożliwiające żeglugę	Klasa drogi wodnej	-	V-IV	III-II	I	
6	Budowle przeznaczone do zaopatrzenia w wodę miast i osiedli oraz zakładów przemysłowych	Użytkowanie wody	Budowle zalicza się do klasy I lub II				Indywidualnie przeprowadzona analiza ważności użytkownika wody

WSPÓŁCZYNNIKI ZNISZCZENIA BUDOWLI HYDROTECHNICZNEJ (z wyłączeniem skarp i zboczy)

Na podstawie Zał.3 Dz.U.07.86.579 (Rozp....., 2007)

Klasa budowli	Współczynnik konsekwencji zniszczenia budowli hydrotechnicznej γ_n			
	I	II	III	IV
Podstawowy układ obciążeń	1,20	1,15	1,10	1,05
Wyjątkowy układ obciążeń	1,15	1,10	1,05	1,00

PRAWDOPODOBIENSTWO POJAWIANIA SIĘ (PRZEWYŻSZENIA) PRZEPLYWÓW MIARODAJNYCH I KONTROLNYCH DLA STAŁYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Na podstawie Zał.4 Dz.U.07.86.579 (Rozp....., 2007)

Lp.	Rodzaj budowli	Przepływ	Prawdopodobieństwo pojawiania się (przewyższenia) p% dla klasy:			
			I	II	III	IV
1	Budowle posadowione na podłożu łatwo rozmywalnym, zbudowanym z gruntów nieskalistych, rumoszu skalnego lub miękkich skał oraz wszystkie budowle ziemne, ale bez wałów przeciwpowodziowych	miarodajny Q_m	0,1	0,3	0,5	1,0
		kontrolny Q_k	0,02	0,05	0,2	0,5
2	Pozostałe budowle, w tym wały przeciwpowodziowe	miarodajny Q_m	0,5	1,0	2,0	3,0
		kontrolny Q_k	0,1	0,3	0,5	1,0

BEZPIECZNE WZNIESIENIE KORONY STAŁYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Na podstawie Zał.6 Dz.U.07.86.579 (Rozp....., 2007)

Rodzaj budowli	Warunki eksploatacji	Bezpieczne wzniesienie korony budowli hydrotechnicznych w [m] dla klas I-IV							
		nad statycznym poziomem wody				nad poziomem wywołanym falowaniem			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
Zapory ziemne i obwałowania	maksymalne poziomy wód	2,0	1,5	1,0	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5
	miarodajne przepływy wezbraniowe	1,3	1,0	0,7	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3
	wyjątkowe warunki eksploatacji	0,3	0,3	0,3	0,3	nie uwzględnia się falowania			
Budowle betonowe	maksymalne poziomy wód	1,5	1,0	0,7	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4
	miarodajne przepływy wezbraniowe	1,0	0,7	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3
	wyjątkowe warunki eksploatacji	0,1	0,1	0,1	0,1	nie uwzględnia się falowania			

WZNIESIENIE GÓRNEJ KRAWĘDZI USZCZELNIEŃ ZAPÓR ZIEMNYCH

Na podstawie Zał.7 Dz.U.07.86.579 (Rozp..., 2007)

Rodzaj uszczelnienia	Minimalne wzniesienie górnej krawędzi elementów uszczelniających zapór ziemnych nad:		
	maksymalnym poziomem wód w [m] dla klasy budowli		zwierciadłem wody przy przepływie miarodajnym w [m]
	I i II	III i IV	wszystkie klasy
Na skarpie	0,7	0,5	0,3
Wewnętrzne	0,5	0,5	0,5

Objaśnienie: Dla wałów przeciwpowodziowych górna krawędź uszczelnień nie powinna być niższa niż poziom wód przy Q_k .

LICZBA SPUSTÓW, SZTOLNI, LEWARÓW I TURBIN, KTÓRYCH NIE NALEŻY UWZGLĘDNIĄĆ PRZY OKREŚLANIU WARUNKÓW PRZEPUSZCZENIA PRZEPLÝWU MIARODAJNEGO

Na podstawie Zał.8 Dz.U.07.86.579 (Rozp..., 2007)

Lp	Ogólna liczba zainstalowanych urządzeń		Liczba nieuwzględnianych w obliczeniach spustów, sztolni i lewarów oraz turbin
	Spustów, lewarów, sztolni	turbin elektrowni wodnych	
1	1-3	1-5	1
2	4-6	6-10	2
3	7-9	11-15	3

Literatura

1. **Balcerski i in.:** *Budownictwo wodne śródlądowe. Budownictwo betonowe t.XVII.* Arkady, Warszawa 1969
2. **Wosiewicz i in.:** *Komputerowe obliczenia hydrauliczne dla budownictwa wodno-melioracyjnego.* Wydawnictwo Akademii Rolniczej w Poznaniu, 1993
3. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007r. w sprawie: **Warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie.** Dziennik Ustaw z 2007 r. Nr 86, Poz. 579
4. **PN-B-12097/1997** *Urządzenia wodno-melioracyjne. Otwory jazów. Wymiary.*
5. **PN-B-03203/2000** *Konstrukcje hydrotechniczne. Zamknięcia hydrotechniczne. Projektowanie i wykonanie.*
6. **PN-90-B-03200** *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.*