

PROJEKTOWANIE UMOCNIEŃ BRZEGOWYCH

Krystian W. Pilarczyk
Public Works Dpt.(RWS), Road and Hydraulic Engineering Institute, Delft
P.O.Box 5044, 2600 GA Delft, Netherlands
k.w.pilarczyk@dww.rws.minvenw.nl; k.pilarczyk@planet.nl

1. WSTĘP

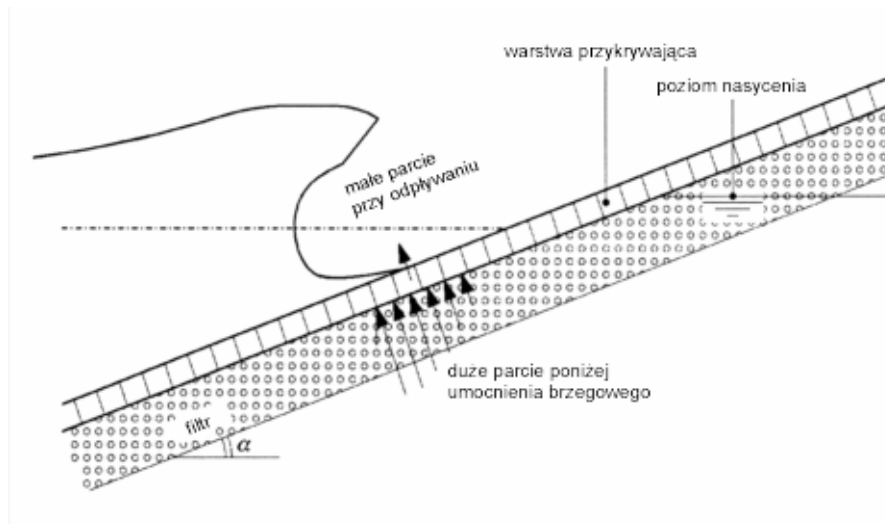
Wykorzystanie umocnień brzegowych, takich, jak narzut kamienny, bloki i maty blokowe, różne materace i asfalt, w inżynierii lądowej i wodnej jest bardzo powszechne. Filtry ziarniste, a ostatnio geotekstyli, stanowią mniej lub bardziej standardowe składniki konstrukcji umocnienia brzegowego (PIANC, 1987,1992).

W ramach badania stateczności otwartych umocnień zbrocza, znacznie poszerzona została wiedza na temat stateczności układanych (okładzinowych) umocnień kamiennych i blokowych pod obciążeniem fal (CUR/TAW, 1995) oraz stateczności narzutu kamiennego pod obciążeniem fal i prądów (CUR/CIRIA, 1991, CUR/RWS, 1995).

Aż do niedawna brak było dostępnych narzędzi projektowania dla kilku innych (otwartych) typów umocnienia oraz dla innych aspektów stateczności lub były one niezadowalające. Sytuacja ta uległa częściowej poprawie, ponieważ metodologia projektowania układanych umocnień blokowych rozszerzona została ostatnio co do zastosowalności za pomocą kilkorga badań studyjnych dotyczących innych (otwartych) umocnień:

- systemy zazębiające/kleszczowe (interlock) i maty blokowe;
 - kosze szanćcowe (gabiony);
 - materace geotekstylne wypełnione betonem (geomaterace);
 - geosystemy, takie, jak worki lub zasobniki w kształcie kieszki, wypełnione piaskiem;
- i innych aspektów stateczności takich, jak: stateczność pod obciążeniem fal i prądów, stateczność mechaniczna gruntu i wytrzymałość szczątkowa.

Celem niniejszego rozdziału, opartego częściowo na opracowaniu Kleina Bretelera i wsp., 1998, jest przedstawienie podsumowania coraz większej wiedzy, zwłaszcza dotyczącej dostępnych już narzędzi projektowania. Dalsze szczegóły znaleźć można w opracowaniu (Pilarczyk i wsp., 1998).



Rysunek 1. Kształtowanie się naporu (parcia hydrodynamicznego) w konstrukcji umocnienia brzegowego

2. PODŁOŻE TEORETYCZNE OBCIĄŻENIA PRZEZ FALE

Atak fali na umocnienie brzegowe prowadzi do kompleksowego przepływu ponad i poprzez konstrukcję umocnienia brzegowego (warstwa filtracyjna i przykrywająca). W czasie wpływania fali pod górę siły, powstające w wyniku oddziaływania fali skierowane będą przeciwnie do sił ciężkości. Dlatego też, przyplwanie fali jest mniej niebezpieczne, niż jej odpływanie. Odpływanie fali prowadzi do powstawania dwóch, istotnych mechanizmów:

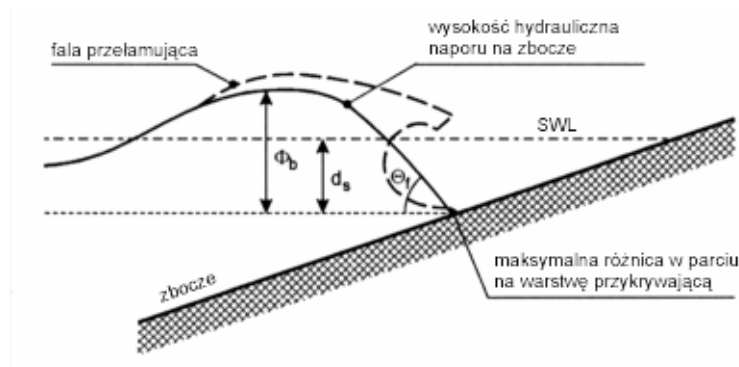
- Spływająca w dół woda oddziałuje siłą ciśnienia na warstwę przykrywającą, a malejący poziom nasycenia zbiegać się będzie z gradientem odpływanym w filtrze (lub koszu szalcowym). Pierwszy mechanizm można przedstawić schematycznie, jako swobodny przepływ w filtrze lub koszu szalcowym o typowym gradiencie, równym kątowi nachylenia (skarpy). Może to skutkować poślizgiem.
- W czasie trwania maksymalnego odpływu fali pojawia się fala napływająca, która chwilę później powoduje powstanie uderzenia fali. Już przed uderzeniem powstaje „ściana” wody, powodująca duże parcie poniżej punktu odpływu maksymalnego. Powyżej punktu odpływu powierzchnia umocnienia brzegowego jest prawie sucha, a zatem, w tym miejscu na konstrukcję oddziałuje małe parcie. Czoło naporu prowadzi do przepływu ku górze w filtrze lub koszu szalcowym. Przepływ ten napotykał będzie przepływ ku dołowi na obszarze odpływu. Wynikiem tego jest przepływ na zewnątrz oraz parcie od dołu (wypór) w pobliżu punktu odpływu maksymalnego (rysunek 1).

Przedstawiona schematycznie sytuacja może być określona ilościowo na podstawie równania Laplace'a dla przepływu liniowego:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1)$$

gdzie:

- $\varphi = \varphi_b$ potencjalna wysokość hydrauliczna, wywołana w filtrze lub koszu szanćowym (m);
 y współrzędna równoległa do zbocza (m);
 z współrzędna prostopadła do zbocza (m).



Rysunek 2. Schematyczny obraz wysokości hydraulicznej, oddziałującej na umocnienie

Po wykonaniu skomplikowanych obliczeń możliwe jest wyprowadzenie parcia od dołu (wyporu) w filtrze lub koszach szanćowych. Parcie od dołu (wypór) zależne jest od stromości i wysokości czoła naporu, oddziałującego na warstwę przykrywającą (ξ ; która zależna jest od wysokości fali, okresu oraz kąta nachylenia, patrz rysunek 2), grubości warstwy przykrywającej oraz poziomu linii nasycenia w filtrze lub koszu szanćowym. W przypadku narzutu kamiennego lub koszy szanćowych, nie jest ono zależne od przepuszczalności warstwy przykrywającej, o ile przepuszczalność jest o wiele większa, niż podłoże. W przypadku półprzepuszczalnych warstw przykrywających równowaga sił wyporu i sił ciężkości (określona przez komponenty umocnienia brzegowego) prowadzi do następującego (przybliżonego) wzoru konstrukcyjnego (Pilarczyk i wsp. 1998):

$$\frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D}{\Lambda \xi_{op}} \right)^{0,67}, \text{ gdzie } \Lambda = \sqrt{\frac{b D k}{k'}} \quad (2a)$$

lub

$$\frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D k'}{b k} \right)^{0,33} \xi_{op}^{-0,67} \quad (2b)$$

lub

$$\frac{H_{scr}}{\Delta D} = F \xi_{op}^{-0,67} \quad (2c)$$

gdzie:

H_{scr} znacząca wysokość fali, przy której bloki będą wypierane [m];

$\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / (1,56 T_p^2))}$ = parametr fali przybojowej;

T_p okres fali w szczycie spektrum [s];

Λ długość przecieku [m];

$\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$ względna masa objętościowa warstwy przykrywającej;

b grubość warstwy dolnej [m];

D grubość warstwy górnej (przykrywającej) [m];

k przepuszczalność warstwy dolnej [m/s];

k' przepuszczalność warstwy górnej [m/s];

f współczynnik stateczności, zależny głównie od typu konstrukcji, $\tan \alpha$ oraz tarcia;

F całkowity (czarna skrzynka) współczynnik stateczności.

Długość przecieku (Λ) oraz współczynnik stateczności (F) omówione są dokładniej w następnych rozdziałach.

3. KONSTRUKCYJNE ZASTOSOWANIA

3.1. Obciążenie falowe

Dostępne są dwie praktyczne metody projektowania: model czarnej skrzynki i model analityczny. W obu przypadkach, ostateczna forma metody projektowania przedstawiona może być, jako zależność krytyczna obciążenia w porównaniu do wytrzymałości, w zależności od typu ataku fali:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = \text{funkcja } \xi_{op} \quad (3a)$$

W przypadku półprzepuszczalnych warstw przykrywających, podstawowa forma tej zależności jest następująca:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = \frac{F}{\xi_{op}^{2/3}} \text{ przy maksimum } \left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = 8,0 \text{ i } \text{ctg}\alpha \geq 2 \quad (3b)$$

lub, w bardziej ogólnej postaci (dającej się zastosować także dla narzutu kamiennego i $\text{ctg}\alpha \geq 1,5$), zgodnie z określeniem Pilarczyka (1990, 1998):

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = \frac{F \cos \alpha}{\xi_{op}^b} \quad (3c)$$

gdzie:

- F współczynnik (stateczności) umocnienia brzegowego;
- H_s (miejscowa) znacząca wysokość fali (m);
- Δ gęstość względna;
- D grubość warstwy górnej (m),
- ξ_{op} parametr fali przybojowej (-);
- b wykładnik; $0,5 \leq b \leq 1,0$.

Przybliżone wartości współczynnika stateczności F są następujące: F = 2,25 dla narzutu kamiennego, F = 2,5 dla kamienia okładzinowego o kształcie nieregularnym, F = 3,0 do 3,5 dla bazaltu okładzinowego, F = 4,0 dla geomateracy, $3,5 \leq F \leq 5,5$ dla blokowych umocnień brzegowych (4,5 jako wartość przeciętna/zwyczajna), $4,0 \leq F \leq 6,0$ dla mat blokowych (wyższa wartość dla układów olinowanych/połączonych kablami, $6,0 \leq F \leq 8,0$ dla koszy szanćowych oraz $6,0 \leq F \leq 10$ dla płyt (asfaltowych lub betonowych).

Wykładnik b odnosi się do typu oddziaływania wzajemnego fala-skarpa, a na jej wartość wpływa szorstkość i porowatość umocnienia brzegowego. Zalecane są następujące wartości wykładnika b: b = 0,5 dla przepuszczalnych warstw przykrywających (tj., narzut kamienny, kosze szanćowe, narzut kamienny torkretowany we wzorniku, bardzo otwarte maty blokowe), b = 2/3 półprzepuszczalnych warstw przykrywających (tj., kamień okładzinowy i bloki układane, maty blokowe, geomaterace wypełniane betonem lub piaskiem oraz b = 1,0 dla płyt.

Gęstość względna określana jest, jak następuje:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad (4a)$$

gdzie:

ρ_s gęstość materiału ochronnego;

ρ_w gęstość wody (kg/m^3).

W przypadku porowatych warstw górnych, takich, jak materace piaskowe i kosze szanćcowe, gęstość względna warstwy górnej musi być wyznaczona, łącznie z porami, wypełnionymi wodą:

$$\Delta_t = (1 - n) \cdot \Delta \quad (4b)$$

gdzie:

Δ_t gęstość względna łącznie z porami;

n porowatość materiału warstwy górnej.

D oraz Δ określane są dla poszczególnych układów takich, jak:

- dla kamienia: $D = D_n = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$ (= średnica znamionowa), a $\Delta_t = \Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$;
- dla bloków: $D =$ grubość bloku, a $\Delta_t = \Delta$;
- dla materacy: $D = d =$ średnia grubość materaca, a $\Delta_t = (1 - n)\Delta$.

gdzie:

n porowatość nasypowa materiału wypełniającego;

Δ gęstość względna materiału wypełniającego.

W przypadku zwykłego kamienia narzutowego $(1 - n) \Delta \sim 1$.

Parametr fali przybojowej określany jest, jak następuje:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}} \quad (5)$$

Stromość fali S_{op} określana jest, jako:

$$S_{op} = \frac{H_s}{L_o} = \frac{2 \pi H_s}{g T^2} \quad (6a)$$

gdzie: $L_{op} = \frac{g}{2\pi} T_p^2 \quad (6b)$

przy czym:

α kąt nachylenia skarpy ($^\circ$);

L_{op} długość fali głębokowodnej na szczycie okresu (m);

T_p okres fali na szczycie spektrum (s).

Zaletą przedstawionego wzoru projektowania (czarnej skrzynki) jest jego prostota. Wadą, jednakże, jest to, że wartość F dla różnych typów konstrukcji jest znana tylko w dużym przybliżeniu.

Model analityczny oparty jest o teorię układanych umocnień kamiennych na filtrze ziarnistym (bloki okładzinowe). W tym modelu obliczeniowym pod uwagę brana jest znaczna ilość aspektów fizycznych. Krótko mówiąc, w modelu analitycznym prawie wszystkie parametry fizyczne, które są istotne dla stateczności, zawarte zostały w „długości przecieku”: $\Lambda =$

$\sqrt{(bDk/k')}$. Ostateczny wynik modelu analitycznego może być znowu przedstawiony jako zależność, podobna do równań 2c lub 3c, gdzie $F = f(\Lambda)$.

W układzie bez warstwy filtracyjnej (bezpośrednio na piasku lub glinie lub materiale geotekstylnym), przepuszczalność warstwy filtracyjnej zastępowana jest przez przepuszczalność podłoża (gruntu rodzimego), (ewentualnie wraz z kanałami erozji powierzchniowej). Odnośnie grubości warstwy filtracyjnej, rozpatrywane jest, do jakiej głębokości zmiany na powierzchni wpływają na podłoże. W przybliżeniu, grubość ta może wynosić 0,5 m w przypadku piasku oraz 0,05 m w przypadku gliny. Wartości D i Δ zależne są od typu umocnienia brzegowego.

W przypadku materiału geotekstelnego, umieszczonego bezpośrednio pod warstwą przykrywającą, przepuszczalność warstwy przykrywającej gwałtownie maleje. Ponieważ materiał geotekstylny wciskany jest w warstwę przykrywającą przez wypływającą wodę, winien on być traktowany, jako część warstwy przykrywającej. Woda wypływająca przez warstwę przykrywającą, skupia się na połączeniach między blokami, osiągając bardzo duże prędkości przepływu i powodując dużą wysokość hydrauliczną naporu na materiale geotekstylnym. Obecność materiału geotekstelnego może zmniejszać k' 10-krotnie lub więcej.

Aby metodę projektowania dla układanych, kamiennych i blokowych umocnień brzegowych pod obciążeniem fali móc zastosować w innych systemach, potrzebne są informacje o następujących parametrach :

- parametr umocnienia brzegowego F ;
- (reprezentatywne) parametry wytrzymałości Δ i D ;
- projektowaną wysokość fali H_s ;
- (reprezentatywną) długość przecieku Λ ;
- współczynnik wzrostu Γ (tarcie/uzależnienie między blokami) na wytrzymałość.

Tylko tego rodzaju adaptacje przedstawione są w niniejszym przeglądzie podsumowującym. Podstawowe wzory modelu analitycznego nie zostały tutaj powtórzone. W celu zapoznania się z nimi, odsyłamy czytelnika do literatury (CUR/TAW 1995).

Atak fali na zbocze (skarpe) może być, w przybliżeniu, przekształcony w maksymalną składową prędkości na zboczu podczas przyprływu i odpływu, U_{max} , posługując się następującym wzorem:

$$U_{max} = p\sqrt{gH_s\xi_{op}} \quad (7)$$

(w przypadku fal nieregularnych i łagodnych zboczy: $1 < p < 1,5$)

3.2. Obciążenie prądowe (od przepływu)

Istnieją dwa, możliwe sposoby wyznaczania stateczności materiału umocnienia brzegowego pod działaniem przepływu. Najbardziej odpowiedni sposób uzależniony jest od typu obciążenia:

- prędkość przepływu: przepływ „poziomy”, przepływ równoległy do wału ochronnego;
- natężenie przepływu: przepływ w dół po zboczach, o stromości większej, niż 1:10, przelewanie się bez fal; stabilne zbocze wewnętrzne.

Jeżeli prędkość przepływu jest znana lub może być dość dokładnie obliczona, zastosowanie znajduje zależność Pilarczyka (Pilarczyk, 1990, 1999, Pilarczyk i wsp. 1998):

$$\Delta D = 0,035 \frac{\Phi}{\Psi} \frac{K_T K_h}{K_s} \frac{u_{cr}^2}{2g} \quad (8)$$

w której:

- Δ gęstość względna;
- D grubość charakterystyczna (m): dla narzutu kamiennego $D = D_n =$ średnica znamionowa, zgodnie z poprzednią definicją;
- g przyspieszenie ziemskie ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$);
- u_{cr} krytyczna, uśredniona pionowo prędkość przepływu (m/s);
- Φ parametr stateczności;
- Ψ parametr krytyczny Shields'a;
- K_T współczynnik turbulencji;
- K_h parametr głębokości;
- K_s parametr nachylenia.

Parametry te objaśnione są poniżej.

Parametr stateczności Φ :

Parametr stateczności Φ zależny jest od zastosowania. Poniżej przedstawione zostały niektóre wartości orientacyjne:

Typ umocnienia brzegowego	Ciągła warstwa górna	Krawędzie i przejścia
Narzut kamienny i bloki układane	1,0	1,5
Maty blokowe, kosze szanćcowe, bloki łączone, geo-worki, geo-materace	0,5 do 0,75	0,75 do 1,0

Parametr Shields'a Ψ :

Za pomocą parametru krytycznego Shields'a Ψ uwzględniony może być typ materiału:

- narzut kamienny, małe worki $\Psi \approx 0,035$
- bloki układane, geoworki $\Psi \approx 0,05$
- maty blokowe $\Psi \approx 0,07$
- kosze szanćcowe $\Psi \approx 0,07$
- geomaterace $\Psi \approx 0,07$

Współczynnik turbulencji K_T :

Stopień turbulencji może być uwzględniony za pomocą współczynnika turbulencji K_T . Niektóre wartości orientacyjne K_T są następujące:

- Turbulencja normalna:
przyczółki rzek: $K_T \approx 1,0$
- Turbulencja rosnąca:
zakola rzeki: $K_T \approx 1,5$
poniżej wypadów do rozpraszania energii: $K_T \approx 1,5$
- Turbulencja ciężka
wypadki do rozpraszania energii (odskoki Bidone'a): $K_T \approx 2,0$
silne zaburzenia lokalne: $K_T \approx 2,0$
zakola ostre: $K_T \approx 2,0$ (do 2,5)
- Obciążenie od prądów spiralnych (śrubowych): $K_T \approx 3,0$ (do 4,0)

Parametr głębokości K_h :

Dzięki parametrowi głębokości K_h , pod uwagę brana jest głębokość wody, co jest niezbędne w celu przełożenia prędkości przepływu, uśrednionej na głębokości, na prędkość przepływu tuż powyżej umocnienia brzegowego. Parametr głębokości zależy także od kształtowania się profilu przepływu i szorstkości umocnienia brzegowego.

Zalecane są następujące wzory:

- w pełni ukształtowany (logarytmiczny) profil prędkości:

$$K_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12h}{k_s}\right)\right)^2} \quad (9a)$$

- profil niekształtowany:

$$K_h = \left(\frac{h}{k_s}\right)^{-0,2} \quad (9b)$$

przepływ w warunkach bardzo szorstkich ($h/k_s < 5$):

$$K_h = 1,0 \quad (9c)$$

gdzie:

h głębokość wody (m);
k_s szorstkość równoważna według Nikuradse (m).

W przypadku wymiarowania umocnienia brzegowego na zboczu, poziom wody u podnóża zbocza musi być zastosowany dla h. Szorstkość równoważna według Nikuradse zależy od typu umocnienia brzegowego/geosystemu. W przypadku narzutu kamiennego, k_s równa jest zazwyczaj jednej lub podwójnej średnicy znamionowej kamieni, w przypadku worków jest ona w przybliżeniu równa grubości (d), w przypadku materacy zależna jest od typu materaca: k_s wynosząca około 0,05 m dla typów gładkich oraz około wielkości wysokości zebra mat łączonych przegubowo.

Parametr nachylenia K_s :

Stateczność elementów umocnienia brzegowego zależy także od gradientu nachylenia, pod którym umocnienie brzegowe jest zastosowane, w stosunku do kąta tarcia wewnętrznego umocnienia brzegowego. To oddziaływanie na stateczność brane jest pod uwagę w parametrze nachylenia K_s , który określany jest w sposób następujący:

$$K_s = \sqrt{1 - \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \theta}\right)^2} = \cos \alpha \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \theta}\right)^2} \quad (10a)$$

lub

$$K_s = \cos \alpha_b \quad (10b)$$

gdzie:

θ kąt tarcia wewnętrznego materiału umocnienia brzegowego;
 α zbrocze poprzeczne wału (°);
 α_b kąt nachylenia dna rzeki (równoległe do kierunku przepływu), (°).

Podane niżej wartości wielkości θ można uważać za pierwsze przybliżenie: 40° dla narzutu kamiennego, 30° do 40° dla systemów wypełnianych piaskiem oraz 90° dla sztywnych i kotwionych materacy, wypełnionych zaprawą oraz (olinowanych/kablowych) mat blokowych ($K_s = \cos \alpha$). Jednakże, dla elastycznych materacy nie kotwionych oraz mat blokowych (jednostek nie mających kontaktu z jednostkami sąsiednimi) wartość ta jest o wiele niższa, zwykle wynosi około $3/4$ kąta tarcia podłoża. W przypadku materacy geotekstylnych i mat blokowych, łączonych z materiałem geotekstylnym, spoczywającym na filtrze geotekstylnym, wielkość θ wynosi około 15° do 20° .

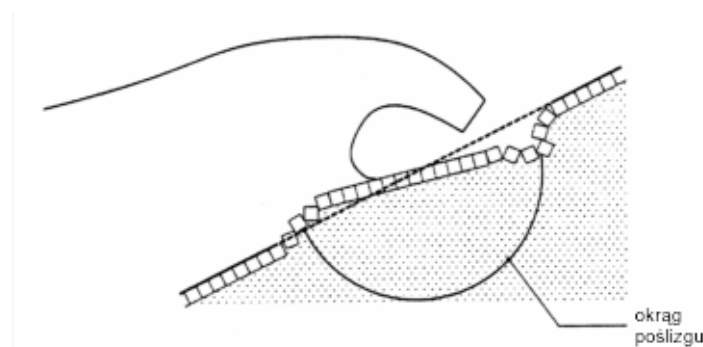
Zaletą omawianego, ogólnego wzoru projektowania wg. Pilarczyka jest to, że może on być stosowany w różnych sytuacjach. Wadą jest to, że rozproszenie wyników, będące efektem znacznego marginesu w parametrach, może być raczej duże.

Dla przepływów wzdłuż stromego zbocza wyznaczanie lub przewidywanie prędkości przepływu (u , m/s) jest trudne, ponieważ przepływ jest bardzo nieregularny. W takich przypadkach zalecane są wzory, oparte na wielkości natężenia przepływu (Q , m^3/s) (Pilarczyk i wsp. 1998).

3.3. Stateczność mechaniczna gruntu

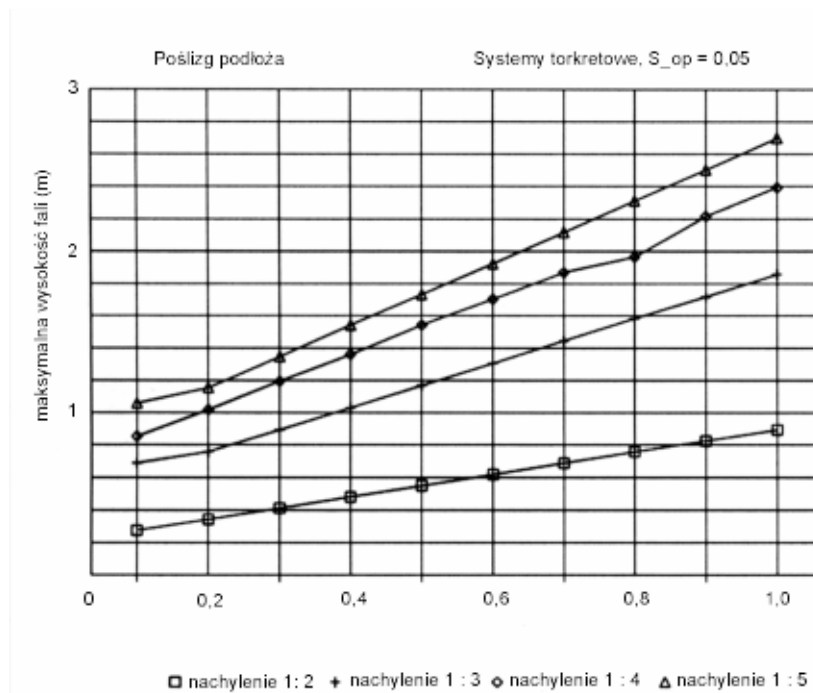
Ruch wody na konstrukcji umocnienia brzegowego może także wpływać na podłoże, zwłaszcza wtedy, gdy składa się ono z piasku.

Stateczność geotechniczna zależy od przepuszczalności i sztywności szkieletu ziarnistego oraz ściśliwości wody w porach gruntu (mieszanki wody i powietrza w porach szkieletu ziarnistego). Naciski (parcia) fal na warstwę górną są transmitowane, ewentualnie opóźnione w fazie i tłumione w kierunku podłoża pod konstrukcją umocnienia brzegowego oraz do warstw głębszych (patrząc prostopadle w kierunku zbocza) podłoża. Zjawisko to ma miejsce na większej odległości lub głębokości, gdy szkielet ziarnisty i woda w porach gruntu są sztywniejsze. Jeżeli podłoże jest miękkie lub woda w porach gruntu jest bardziej ściśliwa (ze względu na obecność małych pęcherzyków powietrza) rośnie ściśliwość układu i może nastąpić znaczące stłumienie parcia wody na krótkiej odległości. Z tego powodu, w podłożu powstawać może kolejno zjawisko naprężania i rozprężania i, zgodnie z tym, rosnące lub malejące parcie ziarna. Prowadzić może to do poślizgu lub rozerwania okręgu poślizgu, patrz rysunek 3.



Rysunek 3. Schematyczny obraz kształtowania się profilu S oraz możliwego poślizgu miejscowego/lokalnego w piasku

Metoda projektowania, dotycząca niestateczności geotechnicznej przedstawiona jest w postaci wykresów projektowych. Przykład takiego wykresu podano na rysunku 4 (więcej wykresów i szczegółów: patrz Pilarczyk i wsp, 1998, Pilarczyk, 1999). Maksymalna wysokość fali jest funkcją sumy ciężaru warstwy przykrywającej (ΔD) i grubości filtra (b_f).



Rysunek 4. Stateczność geotechniczna; wykres projektowy w przypadku materacy i $H_s/L_{op} = 0,05$; skala pozioma: $D_{eq} = D + (b_f/\Delta)$ ($\rightarrow \Delta D_{eq} = \Delta D + b_f$)

3.4. Filtry

Filtry ziarniste i/lub geotekstylne mogą chronić (zabezpieczać) konstrukcję, narażone na erozję podłoża, jeżeli stosowane są wraz umocnieniem brzegowym, takim, jak narzut kamienny, bloki i maty blokowe, kosze szalcowe i materace, asfalt lub płyty betonowe lub jakimkolwiek innym, konwencjonalnym materiałem stosowanym przy opanowywaniu erozji (PIANC, 1987, 1992).

Jednakże, ciągle istnieją nieporozumienia, co do funkcji materiału geotekstylnego w całości projektu takich konstrukcji, zwłaszcza w porównaniu z filtrami ziarnistymi. W niniejszym rozdziale dokonano przeglądu ogólnych zasad projektowania umocnień brzegowych zawierających w sobie materiały ziarniste lub geotekstylne. Zwrócono uwagę na zastępowanie filtra ziarnistego geotekstylnym, który prowadzić może często do niestateczności geotechnicznej. Ponadto, grubszy filtr ziarnisty powoduje większą stateczność geotechniczną, ale mniejszą stateczność warstwy przykrywającej (wypiętrzanie bloków). Wniosek jest zatem taki, że obciążenia od fal muszą być właściwie rozłożone/rozdzielane/utrzymywane w równowadze przez właściwy wybór konstrukcyjny/ na piasek (naprężenie styczne (ścinające)) i warstwę przykrywającą (parcie wypiętrzające). Zbyt wielki nacisk, położony na jeden z mechanizmów niestabilności prowadzić może do powstania innego mechanizmu.

Filtry spełniają dwie funkcje: zapobieganie erozji i drenaż. Tradycyjne kryteria projektowe dotyczące filtrów mówią, że winny one być "geometrycznie szczelne" oraz, że przepuszczalność filtra winna być większa, niż przepuszczalność podłoża (gruntu). Jednakże, wynikiem tego jest duża ilość warstw, które często są niepotrzebne, nieekonomiczne i trudne do zrealizowania. W niektórych przypadkach bardziej ekonomiczny projekt filtra może być realizowany z wykorzystaniem pojęcia "filtrów geometrycznie otwartych" (np., jeżeli obciążenia hydrauliczne/gradientsy są za małe, aby zapoczątkować erozję). Ostatnio opracowane zostały pewne kryteria filtrów "geometrycznie otwartych", zawierających

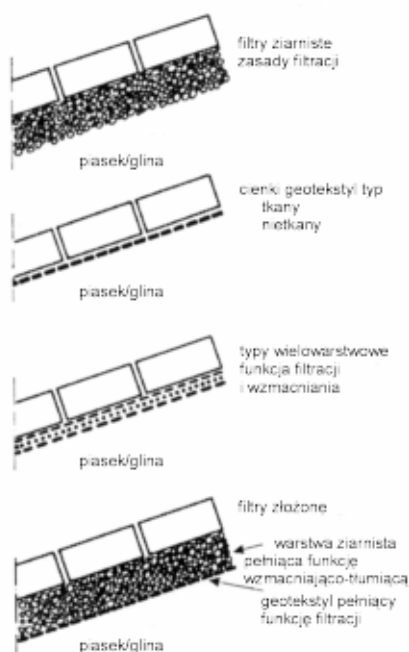
geotekstyli (kryteria te znajdują się fazie ciągłego opracowywania). Jednakże, zastosowanie tych kryteriów wymaga znajomości/przewidzenia obciążeń hydraulicznych.

W przypadkach, gdy erozja przewyższa dopuszczalny poziom, konstruowanie filtra stanowi właściwy środek zaradczy, w celu rozwiązania tego problemu. W konstrukcjach umocnień brzegowych geotekstyli wykorzystywane są przeważnie w celu ochrony podłoża przed wymywaniem spowodowanym obciążeniami hydraulicznymi, takimi jak, fale i prądy. Materiał geotekstylny zastępuje tutaj filtr ziarnisty. Niestety, zwykle zastąpienie filtra ziarnistego przez materiał geotekstylny zagrażać może stateczności innych komponentów konstrukcji ochronnej brzegu. Rozdział niniejszy wskazuje, że projektowanie konstrukcji jest czymś więcej, niż tylko właściwym wyborem materiału geotekstylnego.

Konstrukcje filtra mogą być realizowane poprzez zastosowanie materiałów ziarnistych (tj. tłucznia kamiennego), materiałów wiążących (tj. asfaltu z piaskiem, cementu z piaskiem) oraz geotekstyliów lub też kombinacji tych materiałów. Typowe zestawy składników filtra pokazano na rysunku 5. Wybór między filtrem ziarnistym, filtrem spajającym lub materiałem geotekstelnym zależy od liczby czynników. Generalnie rzecz biorąc, materiał geotekstylny stosowany jest ze względu na łatwiejsze układanie i stosunkowo niski koszt. Na przykład, układanie filtra ziarnistego pod wodą stanowi zazwyczaj poważny problem; kontrola jakości jest bardzo trudna, zwłaszcza wtedy, gdy wymagane jest układanie cienkich warstw.

W przypadku projektowania przy pomocy geotekstyliów w zastosowaniach filtracyjnych, pojęcia podstawowe są zasadniczo takie same, jak w przypadku projektowania filtrów ziarnistych. Materiał geotekstylny musi pozwalać na swobodne przedostawanie się wody (funkcja przepuszczalności) przy jednoczesnym zapobieganiu erozji i migracji cząstek gruntu przez zbrojenie lub układ drenażowy (funkcja retencji).

W zasadzie, materiał geotekstylny musi zawsze pozostać bardziej przepuszczalny, niż grunt podstawowy, a rozmiary jego porów muszą być wystarczająco małe, aby zapobiec migracji większych cząstek gruntu podstawowego. Poza tym, co się tyczy przepuszczalności, znaczenie ma nie tylko rozmiar otworów, ale też ich ilość na jednostkę obszaru (Procent Otworów na Obszarze), (Pilarczyk, 1999).



Rysunek 5. Przykłady filtrów

Należy podkreślić, że geotekstylia nie zawsze mogą całkowicie zastąpić filtr ziarnisty. Warstwa ziarnista może być często potrzebna w celu zmniejszenia (stłumienia) obciążeń hydraulicznych (gradienty wewnętrzne) do akceptowalnego poziomu na powierzchni rozdziału faz gruntu (zobacz rysunek 4). Mimo tego, materiał geotekstylny może być stosowany do pełnienia funkcji filtracyjnej.

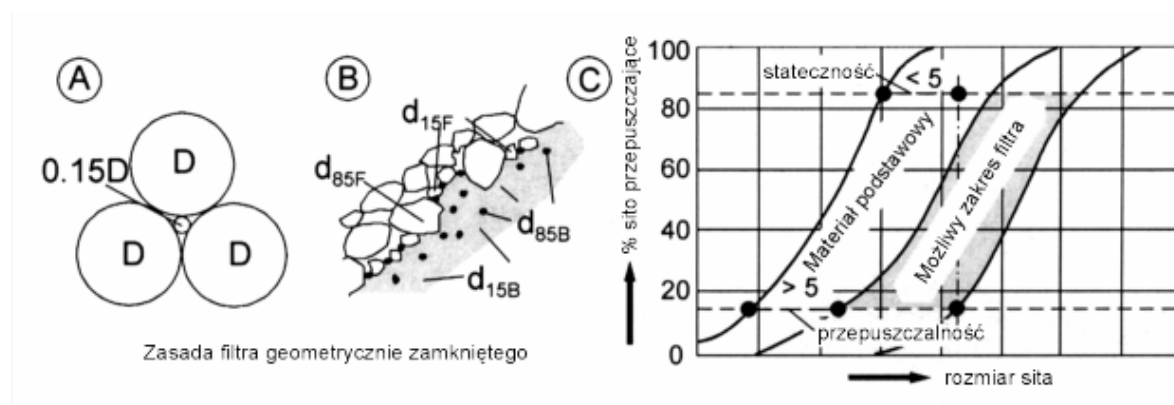
Omówione zostały tylko filtry geometrycznie szczelne. Czytelników, zainteresowanych innymi typami filtrów, odsyłamy do opracowania (Pilarczyk, 1999).

Wyróżnia się następujące filtry do regulacji erozji (ziarnistych lub geotekstylnych):

- * filtry geometrycznie szczelne,
- * filtry geometrycznie otwarte oraz
- * filtry z transportem gruntu (jeżeli dopuszczalne jest ograniczone osiadanie).

3.4.1. Kryteria projektowe, dotyczące ziarnistych filtrów geometrycznie szczelnych

W tym przypadku brak jest transportu cząstek gruntu z podłoża, niezależnie od poziomu obciążenia hydraulicznego. Oznacza to, że otwory w filtrze ziarnistym lub geotekstylnym są tak małe, że cząstki gruntu nie są fizycznie zdolne do przejścia przez otwór. Zasada ta zilustrowana została na rysunku 6 dla filtrów ziarnistych.



Rysunek 6. Zasady filtrów geometrycznie szczelnych (zamkniętych)

Główne zasady projektowania (kryteria) geometrycznie szczelnych (zamkniętych) filtrów ziarnistych i geotekstylnych podsumowane zostały poniżej. Bardziej szczegółowe informacje na temat projektowania filtrów geotekstylnych podane są w pracy: Pilarczyk (1999).

Szczelność gruntowa filtra, w sytuacji początkowej, może być skontrolowana przy pomocy dobrze znanych kryteriów, dotyczących filtrów ziarnistych:

- Stateczność powierzchni rozdziału faz (zwana też kryterium „przebiecia gruntu”):

$$\frac{D_{f15}}{D_{b85}} \leq 4 \text{ do } 5 \quad (11)$$

gdzie:

- D_{f15} jest to wielkość ziarna warstwy filtracyjnej (lub warstwy przykrywającej), która jest przekroczona przez 15 % ciężaru materiału, w m;
- D_{b85} jest to wielkość ziarna materiału podstawowego (gruntu), która jest przekroczona przez 85 % ciężaru materiału, w m.

Współczynnik 4 w równaniu (11) podany został przez TERZAGHI. Współczynnik 5 wyznaczany jest dla szerokiego spektrum normalnych materiałów. Czasami podobne równanie definiowane jest, jak następuje:

$$\frac{D_{f50}}{D_{b50}} < 6 \text{ do } 10 \quad (12)$$

Jednakże, równanie (12) jest, generalnie, mniejszego znaczenia, niż równanie (11) i może być stosowane tylko dla gruntów o „wąskiej” gradacie. A zatem, równanie (11) zalecane jest do użytku ogólnego. Jednakże, w przypadku bardzo „szerokiej” gradacie sytuacja wymaga dodatkowej kontroli pod względem migracji wewnętrznej. W związku z tym, istotnym parametrem jest tak zwany „współczynnik jednorodności” C_u , definiowany przez równanie (13) oraz kształt krzywej przesiewania:

$$C_u = \frac{D_{b60}}{D_{b10}} \quad (13)$$

gdzie:

C_u jest to współczynnik jednorodności.

- Stateczność wewnętrzna dla gruntów o normalnej gradacie jest spełniona jeżeli $C_u < 10$, a dla innych gruntów może być w przybliżeniu oceniona przy pomocy następujących zasad (równanie 14):

$$D_{10} < 4 D_5 \quad (14a)$$

$$D_{20} < 4 D_{10} \quad (14b)$$

$$D_{30} < 4 D_{15} \quad (14c)$$

$$D_{40} < 4 D_{20} \quad (14d)$$

- kryterium przepuszczalności

$$\frac{D_{f15}}{D_{b15}} > 5 \quad (15)$$

3.4.2. Podsumowanie zasad projektowania dla geotekstyliów

Aktualne definicje, dotyczące otworów materiału geotekstylnego

Istnieje znaczna ilość definicji cech charakterystycznych otworów materiału geotekstynego. Poza tym, istnieją także różne metody badawcze (przesiewanie), w celu wyznaczenia tych otworów (na sucho, na mokro, hydrodynamiczne, etc.), uzależnione od norm poszczególnych krajów. Wszystkie one czynią porównanie wyników badań bardzo trudnym lub nawet niemożliwym. Wyjaśnia to także potrzebę dokonania na tym polu normalizacji w skali międzynarodowej.

Niektóre z aktualnych definicji wyszczególnione zostały poniżej:

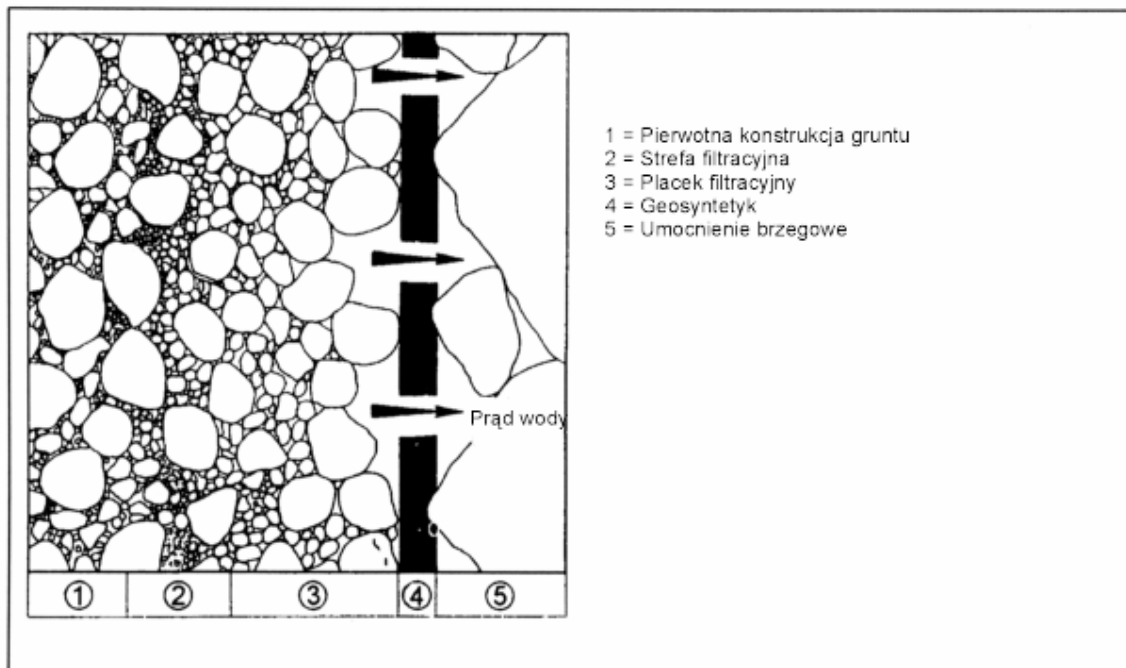
- O_{90} pokrywa się z przeciętną/srednią średnicą ziaren piasku frakcji, której 90 % ciężaru pozostaje na lub w materiale geotekstylnym (lub 10 % przechodzi przez materiał geotekstylny) po 5 minutach przesiewania (metoda: przesiewanie na sucho za pomocą piasku);
- O_{98} pokrywa się z przeciętną/srednią średnicą ziaren piasku frakcji, której 98 % ciężaru pozostaje na lub w materiale geotekstylnym po 5 minutach przesiewania. O_{98} podaje praktyczne przybliżenie maksymalnego otworu filtra, a zatem odgrywa ważną rolę w

- kryterium szczelności piasku w przypadku materiału geotekstylnego w sytuacji silnego obciążenia cyklicznego (np., od fal). O_{98} określany jest także, jako O_{\max} .
- O_f filtracyjny wymiar otworów (FOS). O_f jest porównywalny z O_{95} (metoda przesiewania hydrodynamicznego);
- AOS rzeczywisty wymiar otworów (według metody ASTM), zwany także EOS (efektywny wymiar otworów). Wymiar AOS wyznaczany jest przez przesiewanie cząstek szkła sferycznego o znanym wymiarze przez materiał geotekstylny. Wymiar AOS, często określany, jako O_{95} (metoda przesiewania na sucho), definiowany jest, jako znormalizowany wymiar sita, x , mm, dla którego 5 % lub mniej cząstek szklanych przechodzi przez materiał geotekstylny po wskazanym okresie przesiewania;
- D_w efektywny wymiar otworów, który pokrywa się ze średnicą ziaren piasku frakcji, której 10 %, wyznaczone metodą przesiewania na mokro, przechodzi przez materiał geotekstylny. D_w porównywalny jest z O_{95} .

Transport cząstek gruntu w obrębie struktury ziarnistej możliwe jest wtedy, gdy jest wystarczająca ilość przestrzeni oraz działa siła napędowa (parcie wody gruntowej, gradienty hydrauliczne w obrębie gruntu). W większości przypadków zamiarem jest zapobieżenie transportowi drobnowymiarowych cząstek gruntu w podłożu, a zatem stosowany jest termin szczelność gruntu, a nie termin przestrzeń do transportu lub objętość porów (w przypadku transportu wody stosowane są terminy objętość porów i przepuszczalność). Zależność między wielkością porów, a średnicą ziaren scharakteryzować można następująco: średnica porów \approx 20% średnicy ziaren. Tak, jak w przypadku charakteryzowania stanu struktury ziaren w odniesieniu do transportu cząstek gruntu, także w przypadku geosyntetyków stosowany jest termin szczelność gruntu.

Jak wspomniano wcześniej (rysunek 6), w przypadku teoretycznym, gdy grunt zbudowany jest z kulek o średnicy jednowymiarowej, wszystkie kulki mogą być zatrzymane, jeżeli wszystkie otwory w materiale geosyntetycznym są mniejsze, niż średnica kulek. Zazwyczaj grunt składa się z cząstek o różnych średnicach i kształtach, co znajduje odbicie w krzywych rozkładu wymiarów cząstek (krzywa przesiewu). Mniejsze cząstki mogą zniknąć bezpośrednio w poprzek materiału geosyntetycznego wskutek prądu wody gruntowej. W takim przypadku oporowa konstrukcja gruntu działać może jak naturalny filtr; patrz rysunek 7. Im lepiej (równomiernie) rozłożone są cząstki gruntu, tym lepsza jest, wynikająca z jego konstrukcji, szczelność gruntu. Mniejsze cząstki gruntu tkwią w przestrzeniach między cząstkami większymi, a konstrukcja gruntu zapobiega przepływowi drobnych cząstek. Jeżeli brak jest frakcji pewnych rozmiarów cząstek, struktura gruntu nie jest odpowiednio dobrze ułożona i wystąpić może zjawisko powstawania wgłębień, wskutek których pojawić się może erozja. Wypieranie cząstek gruntu zależy nie tylko od szczelności gruntu, ale także od gradientu hydraulicznego w konstrukcji gruntu. Poza tym, efekty dynamiczne, spowodowane ciężkim obciążeniem fal mogą nie pozwolić na tworzenie się naturalnego filtra, a proces wymywania może być kontynuowany.

Według niektórych naukowców tworzenie się naturalnego filtra możliwe jest tylko w przypadku przepływu ustalonego (CUR, 1993). Jednakże, jest ono także możliwe w przypadku przepływu nieustalonego, dla małych wartości gradientów hydraulicznych. W przypadku ciężkiego ataku fal (tj. falochrony otwarte) nie jest to, zazwyczaj możliwe. W sytuacjach skrajnych możliwe jest, nawet, przejście gruntu w stan ciekły. W takich sytuacjach cząstki gruntu mogą stale sięgać powierzchni materiału geotekstynego i być wymywane.



Rysunek 7. Schematyczne przedstawienie filtra naturalnego z warstwą zatrzymującą grunt

Aby ocenić ryzyko wymywania cząstek gruntu poprzez geosyntetyki, uwzględnione winny być pewne aspekty szczególne. Ważnym czynnikiem jest stateczność wewnętrzna konstrukcji gruntu.

W przypadku luźnych cząstek umiejscowionych w gruncie, wiele małych cząstek gruntu może przejść przez geosyntetyk zanim w jego pobliżu ukształtuje się stabilna konstrukcja gruntu. Dla wewnętrznej stateczności gruntu ważne jest, także, właściwe jego zagęszczenie. Stateczność wewnętrzna określana jest przez współczynnik jednorodności C_u (patrz równanie 13). Jest on definiowany, jako stosunek D_{b60}/D_{b10} . Jeżeli stosunek ten wynosi mniej, niż 6 (do 10), konstrukcja gruntu uważana jest za wewnętrzną stateczną (stabilną).

W przypadku wibracji/drgania, na przykład spowodowanego przez fale lub ruch drogowy, stateczne konstrukcje gruntu mogą być naruszone. Aby uniknąć takich sytuacji, podłoże winno być uprzednio zagęszczone, i należy zapewnić dobre połączenie między geosyntetykiem a podłożem, i należy też, w miarę możliwości, wybrać materiał geotekstylny o mniejszych otworach.

Kształt krzywej przesiewania także wpływa na kształtowanie się filtra naturalnego. Zwłaszcza wtedy, gdy $C_u > 6$, pod uwagę należy wziąć kształt krzywej przesiewu podłoża oraz jej stateczność wewnętrzną (Pilarczyk, 1999). W przypadku samofiltrującego się gruntu o klasyfikacji liniowej, wymiar reprezentatywny odpowiada przeciętnemu wymiarowi ziarna, D_{b50} . W przypadku samofiltrującego się gruntu o klasyfikacji nieliniowej (z przerwami), wymiar ten równy jest najniższemu wymiarowi szczeliny (otworu). W przypadku gruntów niestatecznych wewnętrznie, wymiar ten winien być równoważny wielkości D_{b30} , co ma na celu optymalizację działania układu filtracyjnego. W tych rozważaniach założono że rozwijający się proces tworzenia naturalnego filtra (mostkowanie) nie cofnąłby się poza pewną, ograniczoną odległość od powierzchni rozdziału faz.

Szczelność gruntu

Na temat szczelności gruntu od strony geotekstyliów, w przeszłości opracowano i opublikowano wiele kryteriów geometrycznej szczelności gruntu (Pilarczyk, 1999).

Przykład tego rodzaju kryteriów, w oparciu o doświadczenia holenderskie, przedstawiono w tabeli 1. Dodatkowym wymogiem jest, aby grunt był wewnątrznie stateczny. Stateczność wewnętrzna konstrukcji ziarnistej wyrażona jest stosunkiem między D_{b60} , a D_{b10} . Aby zapewnić dostateczną stateczność, zasadą jest, że wartość ta winna być mniejsza, niż 10.

Tabela 1. Wymogi projektowe w przypadku geosyntetyków, o funkcji filtracji i separacji

Rodzaj filtra	Funkcja/szczelność gruntu
- obciążenie ustalone	$O_{90} \leq 1 \text{ (to 2) } D_{b90}$
- obciążenie okresowo zmienne przy filtrze naturalnym (stateczna konstrukcja gruntu)	$O_{98} \leq 1 \text{ (to 2) } D_{b85}$
- obciążenie okresowo zmienne bez filtra naturalnego (stateczna konstrukcja gruntu)	
jeżeli skutki wymywania są akceptowalne	$O_{98} \leq 1,5 D_{b15}$
jeżeli skutki wymywania nie są akceptowalne	$O_{98} \leq D_{b15}$

Jednakże, w wielu sytuacjach niezbędne będą wymagania dodatkowe, zależne od sytuacji miejscowej. A zatem, w przypadku geotekstyliów geometrycznie szczelnych zalecić można metodę, stosowaną w Niemczech (patrz HEERTEN, 1982, PIANC, 1987, BAW, 1993). W metodzie tej wyróżnia się tzw. grunty stateczne i niestateczne. Grunty określane są, jako niestateczne (wrażliwe na migrację w dół zbocza), jeżeli spełnione są następujące wymagania techniczne:

- proporcja cząstek musi być mniejsza, niż 0,06 mm;
- grunt miałki o wskaźniku plastyczności (I_p) mniejszym, niż 0,15 (zatem, nie jest to grunt spoisty);
- 50 procent (ciężaru) ziaren mieści się w zakresie $0,02 < D_b < 0,1$ mm;
- grunt gliniasty lub ilasty, dla którego $C_u < 15$.

Jeżeli wskaźnik I_p jest nieznan w wstępnej fazie projektowania, wtedy grunt może być uważany za problematyczny, jeżeli frakcja wymiaru gliny stanowi mniej, niż 50% frakcji wymiaru iłu.

Kryteria projektowania przedstawiono w tabeli 2. Więcej szczegółowych informacji znajdzie czytelnik w publikacji Pilarczyk (1999).

Jednakże, w przypadku miałkich podłoży piaszczystych i ilastych, spełnienie tych wymagań może być bardzo trudne. Bardziej zaawansowany wymóg oparty jest o szczelność hydrodynamiczną piasku, a mianowicie, przepływ nie jest zdolny do wymywania materiału podłoża, ponieważ oddziałują małe siły hydrodynamiczne, (mimo, że otwory materiału geotekstylnego są o wiele większe, niż ziarna podłoża).

Wymagania dotyczące wodoprzepuszczalności

Aby zapobiec powstawaniu parcia wody (wyporu) w strukturze, powodującego utratę stateczności, materiał geotekstylny winien być wodoprzepuszczalny. Należy dążyć do zwiększenia wodoprzepuszczalności struktury w kierunku prądu wody. W przypadku ochrony brzegu rzeki oznacza to, że przepuszczalność materiału geotekstelnego winna być większa niż przepuszczalność gruntu, na którym materiał geotekstylny ma być zastosowany. W przypadku fundamentu zbocza wału ochronnego materiał geosyntetyczny stosowany jest często na nieprzepuszczalnej warstwie gliny. Właściwa przepuszczalność geotekstyliów jest bardzo

ważna w związku ze statecznością stosunkowo mniej przepuszczalnych warstw przykrywających, jak, na przykład, bloki i maty blokowe. Jeżeli materiał geotekstylny spoczywa bezpośrednio pod warstwą przykrywającą, znacznie zmniejsza to otwarty obszar warstwy przykrywającej, a w wyniku tego, wzrost sił wyporu (patrz przykład w rozdziale 4.2). Wodoprzepuszczalność tkanin i włóknin może zmniejszać się w czasie ze względu na fakt, że drobne cząstki gruntu, które transportowane są przez wodę gruntową, przepływają od podłoża, **blokują** otwory w materiale geotekstylnym lub migrują poprzez pory materiału geosyntetycznego (**zatykanie się**).

Tabela 2. Kryteria projektowania w przypadku geotekstyliów z gruntem geometrycznie szczylnym

	Typ gruntu			
	$D_{b40} < 60 \mu\text{m}$		$D_{b40} > 60 \mu\text{m}$	
	Grunt stateczny	Grunt niestateczny	Grunt stateczny	Grunt niestateczny
Obciążenie ustalone	$O_{90} < 10 D_{b50}$ i $O_{90} < 2 D_{b90}$	$O_{90} < 10 D_{b50}$ i $O_{90} < D_{b90}$	$O_{90} < 5 D_{b10} Cu^{1/2}$ i $O_{90} < 2 D_{b90}$	$O_{90} < 5 D_{b10} Cu^{1/2}$ i $O_{90} < D_{b90}$
Obciążenie dynamiczne		$O_{90} < D_{b90}$ i $O_{90} < 0,3 \text{ mm}$ (300 μm)	$O_{90} < D_{b90}$	$O_{90} < 1,5 D_{b10} Cu^{1/2}$ i $O_{90} < D_{b50}$ $O_{90} < 0,5 \text{ mm}$

(O_{90} wyznaczany jest metodą przesiewania na mokro)

Aby zapobiec mineralnemu zatykaniu się, winien być wybrany największy z możliwych wymiar porów materiału geotekstynego; ale, oczywiście, wymiar ten winien nadal spełniać wymagania, dotyczące szczelności gruntu. Niebezpieczeństwo zatykania się zwiększa się, gdy grunt zawiera więcej, niż 20% łu w przypadku klasyfikacji nieliniowej gruntu. Z drugiej strony, zazwyczaj nie ma niebezpieczeństwa zatykania się, jeżeli całkowity gradient hydrauliczny (razem dla podłoża i materiału geotekstynego) jest mniejszy, niż 3, albo, gdy podłoże jest dobrze posortowane. We wszystkich sytuacjach ciągle ważna jest zasada, że grunt musi być wewnętrznie stateczny. W przypadku mniej krytycznych sytuacji zatykania można się nie spodziewać, gdy:

$$Cu > 3: O_{95}/D_{b15} > 3; \quad (16a)$$

$Cu < 3$: spełnione winno być kryterium stateczności wewnętrznej gruntu (16b)
i/lub wyszczególniony winien być materiał geotekstylny o maksymalnym wymiarze otworów na podstawie kryteriów szczelności gruntu.

Pod względem wodoprzepuszczalności geosyntetyków/geotekstyliów, należy zaznaczyć różnicę między „normalną do powierzchni rozdziału faz”, a „równoległą do powierzchni rozdziału faz”. W przypadku filtrów geotekstynych znaczenie ma przepuszczalność równoległa do powierzchni rozdziału faz, a w przypadku konstrukcji drenażowych bardzo ważna jest przepuszczalność normalna do powierzchni rozdziału faz. Jako główne kryterium projektowania w przypadku przepływu normalnego do powierzchni rozdziału faz należy przyjąć zasadę, że wodoprzepuszczalność geosyntetyku/materiału geotekstynego winna być większa, niż gruntu po stronie, z której następuje przyływ wody. Trzymać się należy następującej zasady:

$$k_{\text{materiał geotekstylny (filtr)}} = k_{\text{grunt}} \times \text{współczynnik} \quad (17)$$

gdzie:

k_s i k_g definiowane są zazwyczaj (zasadniczo) dla warunków przepływu laminarnego/uwarstwowionego

W przypadku normalnych (ustalonych) warunków i zastosowań oraz czystych piasków współczynnik 2 jest wystarczający, aby skompensować efekt blokowania. Jeżeli współczynnik przepuszczalności materiału geotekstylnego wynosi o 10 więcej niż podłoża (sypkiego), nadciśnienie zazwyczaj nie występuje, ani poniżej materiału geosyntetycznego, ani w przypadku zmniejszonej przepuszczalności, spowodowanej zatknięciem lub zablokowaniem. Jednakże, dla szczególnych zastosowań (tj., w przypadku tamujących rdzeni gliniastych, gdy zachodzi niebezpieczeństwo zatykania się) współczynnik ten może wynosić 50, lub więcej.

Szczegółowe opracowanie, dotyczące wpływu obciążenia hydraulicznego na cechy charakterystyczne przepuszczalności materiału geotekstylnego oraz możliwego oddziaływania wzajemnego z podłożem znaleźć można w publikacji (Van Santvoort, 1994 i Pilarczyk, 1999)). Jednakże, podstawowa informacja na ten temat, na ile jest to konieczne dla całości zagadnienia projektowania przy użyciu geotekstyliów, podana jest dalej.

Wodoprzepuszczalność, normalna do powierzchni rozdziału faz

Funkcja tego wymogu wodoprzepuszczalności w całości sposobu projektowania przy użyciu geotekstyliów jest zaprojektowanie filtra dostosowanego do podłoża. Wymóg, że nie powinny pojawić się dodatkowe parcia oznacza, że ewentualna utrata stateczności na filtrze występuje nie wcześniej, niż podobna utrata stateczności, zachodząca w podłożu (tj. migracja cząstek, zmiękczenie podłoża i wynikający z niego poślizg, etc.), jako konsekwencja przepływu wody gruntowej (gradienty krytyczne). Wymóg podstawowy (początkowy) jest taki, że gradient na materiale geotekstylnym winien być maksymalnie równy gradientowi podłoża:

$$i_n \leq i_b \quad (18)$$

gdzie:

i_b gradient w warstwie dolnej (lub w podłożu, i_s);
 i_n gradient normalny do materiału geotekstylnego.

Przepuszczalność materiału geotekstylnego może być scharakteryzowana przez współczynnik przepuszczalności (permeability) $k_g = k_n$ (m/s) lub przez przenikalność (permittivity) ψ (1/s), patrz też rysunek 8. Przenikalność może być obliczana bezpośrednio na podstawie wyników badań i wyraża natężenie przepływu przez materiał geotekstylny na jednostkę powierzchni i na jednostkę wysokości hydraulicznej, jest ona także definiowana, jako przepuszczalność na jednostkę grubości materiału geotekstylnego:

$$\psi = \frac{Q}{A \Delta h_g} = \frac{v_f}{\Delta h_g} = \frac{k_n}{T_g} \quad (19)$$

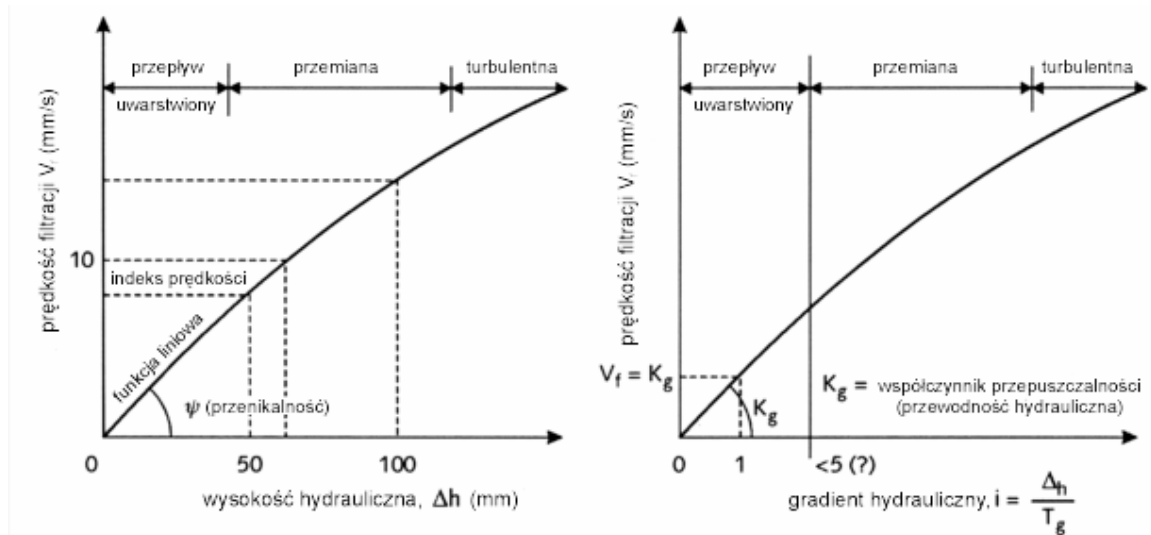
gdzie:

ψ przenikalność w 1/s;
 Q natężenie przepływu przez materiał geotekstylny w m³/s;
 v_f prędkość filtracji w m/s;
 A obszar powierzchni materiału geotekstylnego w m²;
 Δh_g różnica wysokości hydraulicznej w poprzek materiału geotekstylnego w m;
 k_n współczynnik przepuszczalności materiału geotekstylnego (k_g), normalnie do powierzchni rozdziału faz, w m/s;

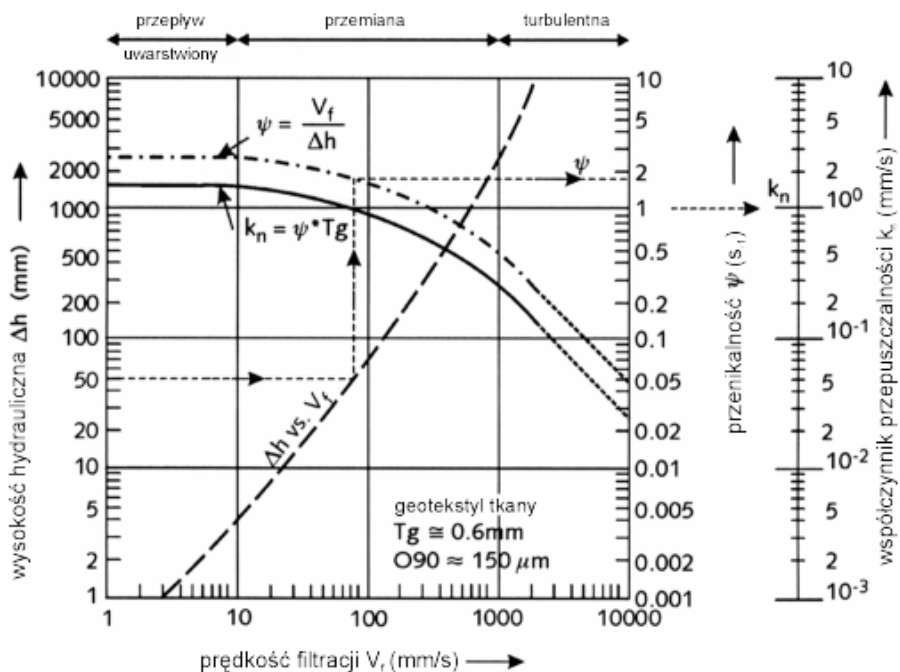
T_g grubość materiału geotekstylnego w m.

wyrażenie k_n/T_g w równaniu 19 często stosowane jest do przybliżonej oceny współczynnika przepuszczalności dla innych (nie zbadanych) grubości przy tym samym rodzaju materiału geotekstylnego.

Głównym problemem stosowania przenikalności jest określenie grubości materiału geotekstylnego. Zazwyczaj stosowana jest grubość pod naprężeniem normalnym, wynoszącym 2 kPa. Definicje oraz przykład wyników badań, dotyczących wyznaczania przenikalności i przepuszczalności geotekstyliów, przedstawiono na rysunku 8.



Definicje



Rysunek 8. Przykład zależności między przenikalnością, a przewodnością hydrauliczną (współczynnikiem przepuszczalności), jako funkcji wysokości hydraulicznej

Łącząc wzory (17) i (18) we wzór (19) oraz stosując zasadę ciągłości,

$$k_n i_n = k_b i_b \quad (20)$$

gdzie:

k_b współczynnik przepuszczalności materiału podstawowego (podłoża, k_s) w m/s;
 i_b jest to gradient w materiale podstawowym;

daje to następujące wyrażenie:

$$\psi = c k_b \frac{i_b}{\Delta h_g} \approx c_\psi k_b \quad (21)$$

Ogólnie biorąc, przenikalność danego materiału geotekstylnego jest funkcją wysokości hydraulicznej. Tylko w strefie przepływu uwarstwionego przenikalność jest mniej lub bardziej stała (patrz rysunek 8). Jeżeli przenikalność określana jest poza tą strefą, należy wspomnieć o związanej z nią wysokości hydraulicznej (Δh).

Całkowity współczynnik bezpieczeństwa c_ψ zawiera w sobie pewną ilość niewiadomych (tj., przepuszczalność gruntu, utrata przepuszczalności z powodu skutków zatykania się i naprężania, etc.) oraz, w zależności od zastosowania, może być równy 10^3 w przypadku czystych piasków, a nawet do 10^5 w przypadku gruntów krytycznych i trudnych zastosowań w wałach ochronnych (patrz CFGG, 1986). Ta ostatnia wartość wydaje się być wartością raczej ostrożną.

Holtz i wsp. (1997), oprócz innych kryteriów przepuszczalności proponuje zastosowanie kryterium przenikalności, bezpośrednio związane z typem gruntu, definiowanej przez pewną zawartość procentową przejścia przez sito 0,075 mm. Kryteria te pierwotnie ustanowione zostały przez Federalny Zarząd Dróg Publicznych USA (FHWA, 1995). Wymagania przenikalności są następujące:

$\psi \geq 0,5 \text{ s}^{-1}$ dla gruntów, gdzie $< 15\%$ przechodzi przez sito 0,075 mm;

$\psi \geq 0,2 \text{ s}^{-1}$ dla gruntów, gdzie 15 do 50% przechodzi przez sito 0,075 mm;

$\psi \geq 0,1 \text{ s}^{-1}$ dla gruntów, gdzie $> 50\%$ przechodzi przez sito 0,075 mm.

Natężenie przepływu Q przez materiał geotekstylny może być zdefiniowane, jako:

$$Q = v_f A = \psi \Delta h_g A = k_n A i_g \quad (22)$$

Omówienie

Istnieje bardzo wiele, często bardzo niejasnych i mylących definicji przepuszczalności geotekstyliów, zwłaszcza, jeżeli przepuszczalność materiału geotekstelnego musi być dostosowana do przepuszczalności danego gruntu. Podstawowym równaniem, zarówno dla gruntu, jak i dla materiału geotekstelnego, jest równanie Darcy'ego; $v_f = k \times i$, które zachowuje ważność w warunkach przepływu uwarstwionego (laminarnego).

Gradient hydrauliczny i jest to uśredniony (przeciętny) gradient hydrauliczny w gruncie. Na przykład, dla gradientu wzdłuż (równoległe do) materiału geotekstelnego w umocnieniach brzegowych z grubą warstwą ziarnistą powyżej, obciążaną przez przyływ i odpływ fal, często stosowany może być tangens kąta nachylenia ($\tan\alpha$). Jednakże, w przypadku cienkich filtrów ziarnistych (warstw) gradient ten może być o wiele większy, niż $\tan\alpha$. W przypadku innych zastosowań gradient ' i ' może być oszacowany poprzez wykorzystanie konwencjonalnej analizy sieci przepływu dla przesączania przez wały ochronne i tamy lub na podstawie szybkiej analizy obniżenia poziomu wody gruntowej. Przepuszczalność

geotekstyliów charakteryzowana jest przez znaczną ilość różnych (krajowych) badań wskaźnikowych. A zatem, standardowe warunki techniczne ustalone przez producentów, zawierają różne definicje takie, jak: przepuszczalność (prędkość filtracji, v_f) przy wysokości hydraulicznej równej 50, 100 lub nawet 250 mm, przenikalność, określana, jako standardowa prędkość filtracji (v_f) równa 10 mm/s (przy danej wysokości hydraulicznej), wskaźnik utraty wysokości hydraulicznej, odpowiadający prędkości filtracji 20 mm/s, etc.

Aktualnie, komitet CEN (1998) przygotowuje normę europejską, wprowadzającą tylko jedno badanie wskaźnikowe, tak zwany „Indeks Prędkości”, który określa prędkość filtracji, odpowiadającą stracie wysokości hydraulicznej, wynoszącej 50 mm w poprzek wzorca (próbki). Prędkość przepływu v_f wyrażona w mm/s równa jest jednostkowemu wypływowi przepływu q wyrażonemu w l/m^2s . Jednakże, aby być zdolnym do sformułowania wniosków na temat właściwego wyboru przepuszczalności dla różnych warunków i zastosowań, konieczne jest dokonanie (zmierzenie) pełnych cech charakterystycznych przepuszczalności i przygotowanie wykresu zbiorowego prędkości v_f oraz straty wysokości hydraulicznej Δh dla każdego wzorca (próbki). Zakres badania musi być wystarczająco szeroki, aby pozwolił też na wyznaczenie parametrów przepuszczalności dla przepływu uwarstwionego (laminarnego). Jeżeli pełne cechy charakterystyczne przepuszczalności produktu geotekstylnego zostały wcześniej ustalone, wtedy dla celów kontrolnych może być to wystarczające dla wyznaczenia indeksu prędkości tylko przy stracie wysokości hydraulicznej, wynoszącej 50 mm.

W przypadku, gdy znane są jedno lub dwa dane badawcze wraz z standardowymi wykazami wskaźników (v_f , Δh i T_g), przybliżona ocena przepuszczalności może być dokonana przy użyciu następującego równania: $v_f = k i^m$, gdzie $i = \Delta h/T_g$ i $0,5 \leq m \leq 1,0$ ($m = 1$ dla przepływu uwarstwionego, a $m = 0,5$ dla przepływu burzliwego). Jeżeli tylko jeden punkt jest dostępny, przybliżenie można uzyskać przez zastosowanie $m = 0,7$.

Przy kreśleniu linii na papierze logarymicznym przez dwa punkty wyznaczony może być wykładnik m , a dla $i = 1$, k może być aproksymowany. Przy użyciu tego równania przepuszczalność może być z grubsza ekstrapolowana do wymaganych warunków/określeń, na przykład, $k_g = v_f T_g / \Delta h$ lub $k_g = \psi T_g$ przy $\Delta h = 50$ mm, lub k_g przy $v_f = 10$ mm/s, lub k_g lub ψ dla warunków uwarstwionych i może być stosowana, jako pierwsze przybliżenie. W razie wątpliwości, wymagane może być więcej danych lub dodatkowe badania.

Przepuszczalności zdefiniowane poza obrębem strefy uwarstwionej mogą być także interpretowane w następujący sposób, na przykład, jeżeli k_g ustalone przy $v_f = 10$ mm/s jest równe lub większe od $k_{s(\text{grunt})}$, materiał geotekstylny spełnia wymóg przepuszczalności dla prędkości filtracji (w gruncie) mniejszej, niż 10 mm/s. Dla większych prędkości przepływu potrzebna jest nowa estymacja k_g , w związku z wyższym v_f , w celu sprawdzenia wymogu $k_g > k_s$, ponieważ k_g będzie maleć dla wyższej wartości v_f w przemianie (strefie przejściowej) lub strefie przepływu burzliwego.

Jeśli chodzi o efektywność hydrauliczną filtra geotekstynego, należy w pełni wykorzystać dopuszczalne górne granice wymiaru otworów, pod warunkiem, że zapewniona jest wymagana, mechaniczna efektywność filtra (szczelność gruntu) (DVWK, 1993). Powodem tego jest fakt, że konstrukcja otwarta (i być może grubsza) jest w zasadzie lepsza, niż konstrukcja zwarta (gęsta), jeśli chodzi o stateczność filtra. Zatem, jeżeli przepuszczalność jest decydująca dla projektu, w celu zapewnienia maksymalnej przepuszczalności zastosowany winien być największy, dopuszczalny wymiar otworów, wynikający z kryteriów szczelności gruntu. Zazwyczaj nie ma problemu z uzyskaniem wystarczającej przepuszczalności, jeżeli zależność $1 \leq O_{90}/D_{90} < 2$ stosowana jest, jako kryterium szczelności gruntu. Wyniki badań (MLYNAREK, 1994) wskazują, że przepuszczalność układu grunt-materiał geotekstylny definiowana jest głównie przez przepuszczalność gruntu. Jednakże, przepuszczalność materiału geotekstynego będzie malała w gruncie z powodu kompresji. Ma to szczególne znaczenie w przypadku grubych włókien. Dlatego też, współczynnik

bezpieczeństwa winien rosnąć stosownie do krytycznego charakteru zastosowania, typu materiału geotekstylnego oraz warunków gruntowych i warunków hydraulicznych.

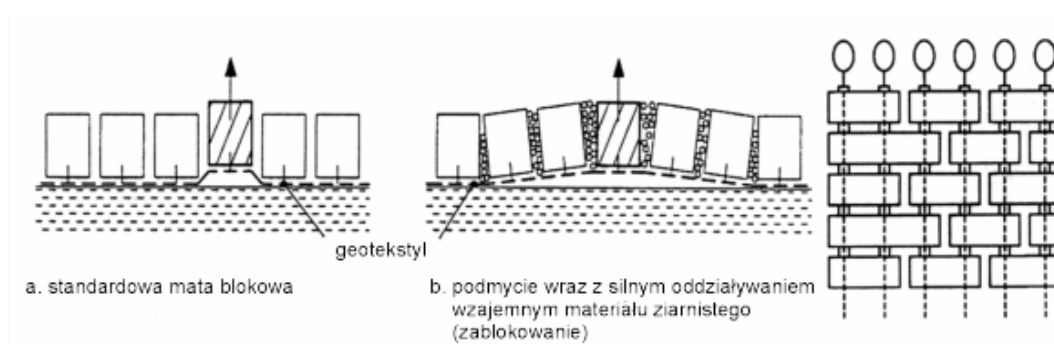
Niniejsze omówienie wskazuje, że nadal istnieje wiele niewiadomych co do właściwego zastosowania kryteriów przepuszczalności. Jednakże, w przypadku warunków normalnych (ustalonych) i gruntów statecznych nie stanowi to zazwyczaj faktycznego problemu. W przypadku projektów krytycznych, zalecić można wykonanie badań symulujących wzajemne oddziaływanie na styku grunt-materiał geotekstylny.

4. KRYTERIA STATECZNOŚCI DLA BLOKÓW UKŁADANYCH I MAT BLOKOWYCH

4.1. Opis układu

Układane, blokowe umocnienia brzegowe (okładzina z kamieni/bloków) stanowią pośrednią formę ochrony między umocnieniami składającymi się z elementów niepołączonych, takich, jak kamień łamany i umocnieniami monolitycznymi, takich, jak płyty asfaltowe/betonowe. Pojedyncze elementy umocnienia brzegowego z bloków okładzinowych układane są ciasno razem w gładki wzór. W ten sposób zapewnione jest, że siły zewnętrzne, takie jak powodowane przez fale i prądy, mogą wywierać mały nacisk na bloki, jak również, że bloki podpierają się nawzajem bez jakiegokolwiek utraty elastyczności, w przypadku wystąpienia miejscowych nieregularności podłoża lub osiadania.

Mata blokowa (betonowa) jest to nachylone umocnienie brzegowe, wykonane z bloków (betonowych), które łączone są razem w postać „maty”, patrz rysunek 9. Wzajemne połączenie może składać się z lin, poprowadzonych od bloku do bloku, haków, łączących bloki, lub z materiału geotekstylnego, do którego bloki mocowane są szpilkami, klejem lub w inny sposób. Przestrzenie między blokami wypełniane są, zazwyczaj, kamieniem łamanym, żwirem lub żużlem.



Rysunek 9. Przykłady mat blokowych

Ważną zaletą mat blokowych jest to, że mogą one być szybko i sprawnie układane, częściowo także pod wodą. Maty blokowe są bardziej stabilne, niż układane bloki pojedyncze (luźne), ponieważ pojedynczy kamień nie może przemieszczany w kierunku prostopadłym do zbocza bez przemieszczania sąsiednich kamieni. Niezmiernie ważne jest postawienie wymogu, aby już wraz z niewielkim ruchem (przemieszczeniem) pojedynczego kamienia, zmobilizowana została znacząca siła oddziaływania wzajemnego z otaczającymi kamieniami. Znaczące ruchy pojedynczych kamieni są nie do zaakceptowania, ponieważ wystąpić może przemieszczanie materiału filtracyjnego. Po pewnym czasie prowadzi to do poważnego odkształcenia powierzchni skarpy.

Krawędzie i narożniki mat blokowych są mniej stabilne niż reszta mat. Jeżeli dwie sąsiednie maty nie są ze sobą połączone, wtedy stateczność jest niewiele większa, niż luźnych kamieni okładzinowych.

4.2. Zasady projektowania dotyczące obciążenia falami

Typowy wymóg, aby przepuszczalność warstwy przykrywającej była większa niż warstwy dolnej, nie może być spełniony w przypadku zamkniętego, blokowego umocnienia brzegowego i innych układów o niskiej, przepuszczalnej warstwie przykrywającej. Niska, przepuszczalna warstwa przykrywająca wprowadza wypór w czasie ataku fal. W tym przypadku, stosunek przepuszczalności warstwy przykrywającej i filtracyjnej, przedstawiany, jako długość przecieku, uważany jest za najważniejszy parametr konstrukcyjny, wyznaczający wielkość wyporu. Stanowi on także podstawę modelu analitycznego.

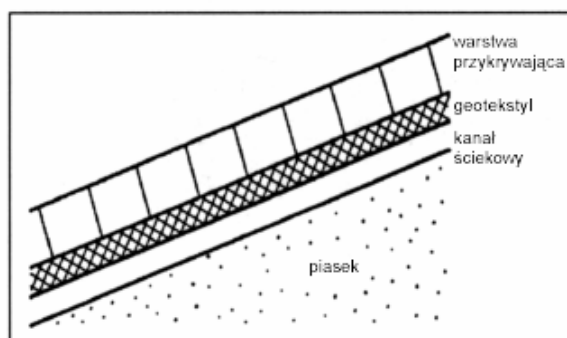
Model analityczny oparty jest o teorię układanych, kamiennych umocnień brzegowych na filtrze ziarnistym (CUR/TAW, 1995). W tym modelu obliczeniowym wzięto pod uwagę wiele aspektów fizycznych (patrz rysunki 1, 2 i 6). Krótko mówiąc, w modelu analitycznym prawie wszystkie parametry fizyczne, które są istotne dla stateczności, włączone zostały do współczynnika „długość przecieku”. Ostateczny wynik modelu analitycznego może być przedstawiony, w tym znaczeniu, jako zależność taka, jak w równaniu 2 lub 3, gdzie $F = f(\Lambda)$. Dla układów na warstwie filtracyjnej, długość przecieku Λ dana jest wzorem:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{bDk}{k'}} \quad \text{lub} \quad \Lambda/D = \sqrt{\frac{bk}{Dk'}} \quad (23a)$$

gdzie:

- Λ długość przecieku [m];
- D grubość warstwy górnej (ochronnej) (m);
- b_f grubość warstwy filtracyjnej (m);
- k_f przepuszczalność warstwy filtracyjnej lub podłoża (m/s);
- k' przepuszczalność warstwy górnej (przykrywającej) (m/s).

W przypadku konstrukcji bez warstwy filtracyjnej (bezpośrednio na piasku lub glinie, bez kanałów erozyjnych pod warstwą górną) wprowadzana jest nie przepuszczalność warstwy filtracyjnej, ale przepuszczalność podłoża (ewentualnie z kanałami erozyjnymi). W przypadku grubości warstwy filtracyjnej sprawdzane jest, do jakiej głębokości zmiany na powierzchni wpływają na podłoże. W przybliżeniu, ta grubość może wynosić: 0,5 m dla piasku lub 0,05 m dla gliny. Wartości D i Λ zależą od typu umocnienia brzegowego. Jeżeli by schematycznie przedstawić blok na materiale geotekstylnym, na kanale erozyjnym (ściekowym) w piasku, blok winien być uważany za warstwę górną, a połączenie materiału geotekstylnego i małego kanału erozyjnego (ściekowego), za warstwę filtracyjną (rysunek 10).



Rysunek 10. Schematyczne przedstawienie umocnienia brzegowego z kanałem erozyjnym/ściekowym (włębieniem)

Długość przecieku można obliczyć, stosując wzór:

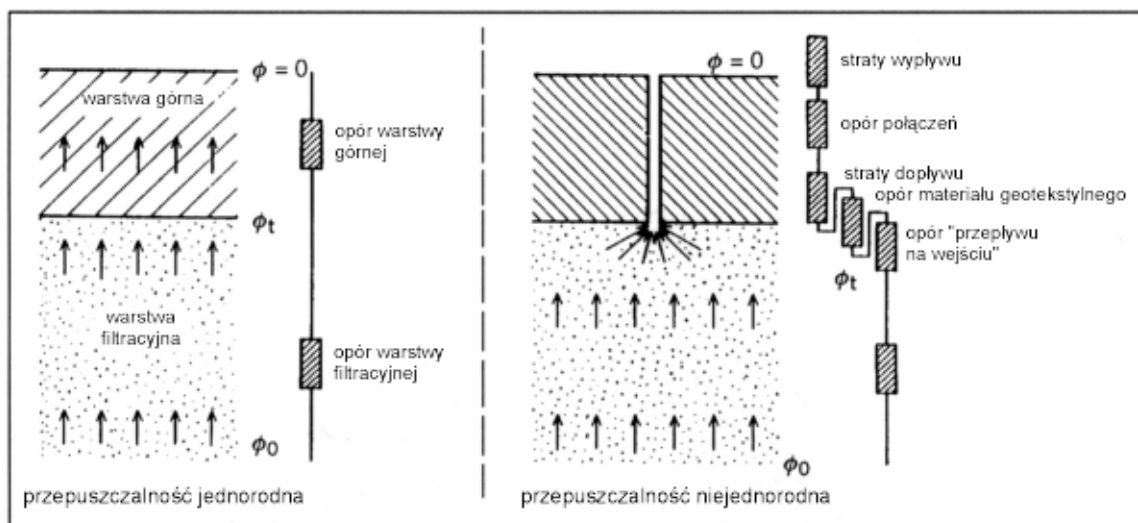
$$L = \sqrt{\frac{(k_f d_g + k_g T_g) D}{k'}} \quad (23b)$$

gdzie:

- k_f przepuszczalność warstwy filtracyjnej (kanał ściekowy) (m/s);
- d_g głębokość kanału erozyjnego/ściekowego (m);
- k_g przepuszczalność materiału geotekstylnego (m/s);
- T_g grubość materiału geotekstylnego (m);
- D grubość warstwy górnej (m);
- k' przepuszczalność warstwy górnej (m/s).

W przypadku materiału geotekstylnego, usytuowanego bezpośrednio pod warstwą przykrywającą, przepuszczalność warstwy górnej gwałtownie spada. Ponieważ materiał geotekstylny jest dociskany do warstwy przykrywającej przez wypływającą wodę, powinien on być traktowany, jako część warstwy przykrywającej.

Przepływ wody przez warstwę przykrywającą skoncentrowany jest na połączeniach (szczelinach) między bokami, osiągając bardzo wysokie prędkości przepływu i skutkując znaczną różnicą wysokości hydraulicznej na materiale geotekstylnym. Obecność materiału geotekstylnego może zmniejszyć k' o współczynnik 10 lub więcej (patrz rysunek 11).



Rysunek 11. Połączony opór hydrauliczny, określony przez przepuszczalność układu

Długość przecieku wyraźnie uwzględnia zależność między k_f a k' , a także grubość warstwy przykrywającej i filtracyjnej. W celu poznania teorii, stanowiącej podstawę dla tej zależności, należy zapoznać się ze stosowną literaturą (patrz Klein Breteler i wsp., 1998 oraz CUR/TAW, 1995). Różnica wysokości hydraulicznej, która powstaje na warstwie przykrywającej jest większa przy większej długości przecieku, niż przy mniejszej długości przecieku. Spowodowane jest to głównie zależnością k_f/k' we wzorze na długość przecieku. Wpływ długości przecieku na wymiary fali krytycznej w przypadku półprzepuszczalnych umocnień brzegowych widoczny jest w następujących równaniach:

$$\frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D}{\Lambda \xi_{op}} \right)^{0,67} = \frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D}{b} \frac{k'}{k} \right)^{0,33} \xi_{op}^{-0,67} = F \xi_{op}^{-0,67} \quad (24)$$

gdzie:

- H_{scr} znacząca wysokość fali, przy której bloki będą wypychane (wypierane) [m];
- ξ_{op} $\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))}$ = parametr fali przybojowej;
- T_p okres fali [s];
- Δ względna masa objętościowa warstwy przykrywającej = $(\rho_s - \rho)/\rho$;
- f współczynnik stateczności, zależny głównie od typu konstrukcji i o mniejszym wpływie Δ , $\tan\alpha$ i tarcia;
- F całkowity (czarna skrzynka) współczynnik stateczności.

Równania te ukazują tendencje ogólne i stosowane były razem z danymi pomiarowymi do ustalania ogólnego modelu obliczeniowego (CUR/TAW, 1995, Pilarczyk, 1998). Metoda ta działa właściwie w przypadku układanych/okładzinowych, blokowych umocnień brzegowych oraz mat blokowych w obrębie następującego zakresu: $0,01 < k'/k_f < 1$ i $0,1 < D/b_f < 10$. Poza tym, jeżeli $D/\Lambda > 1$ należy zastosować $D/\Lambda = 1$, a gdy $D/\Lambda < 0,01$ należy zastosować $D/\Lambda = 0,01$. Zakres współczynnika stateczności wynosi: $5 < f < 15$; wyższe wartości, oznaczają obecność wysokiego tarcia pomiędzy blokami lub układami blokującymi. W przypadku blokowych umocnień brzegowych zalecane są następujące wartości:

- $f = 5$ dla stateczności statycznej luźnych bloków (brak tarcia między blokami),
- $f = 7,5$ dla stateczności statycznej układu (z tarciami pomiędzy elementami),
- $f = 10$ dla dopuszczalnego/akceptowalnego ruchu układu w warunkach projektowych.

Z omówionych równań, pomijając ~~zazwyczaj~~ ~~mniejsze~~ wahania wartości 'f', wynikają następujące wnioski:

- Wzrost masy objętościowej, Δ , przynosi proporcjonalny wzrost krytycznej wysokości fali.
- Jeżeli ρ_b wzrasta z 2300 do 2600 kg/m³, H_{scr} wzrasta o około 23%,
- Jeżeli kąt nachylenia ulega zmniejszeniu z 1:3 do 1:4 ($\tan\alpha$ z 0,33 do 0,25) H_{scr} wzrasta o około 20% (ze względu na parametr fali przybojowej, ξ_{op}),
- Wzrost o 20% grubości warstwy przykrywającej, D , powoduje wzrost H_{scr} o około 27%,
- Zmniejszenie długości przecieku o 30%, Λ , powoduje wzrost H_{scr} o około 20%. Zasadniczo można to uzyskać poprzez zmniejszenie o połowę grubości warstwy filtracyjnej lub podwojenie wartości k'/k_f .

To ostatnie można osiągnąć w przybliżeniu poprzez:

- zmniejszenie wymiaru ziarna warstwy filtracyjnej o około 50%, lub
- podwojenie ilości otworów (dziur) w blokach (lub między blokami), lub
- zwiększenie wymiaru dziur 1,5 razy, lub
- podwojenie szerokości połączenia (szczelin) między blokami.

PRZYKŁAD: W roku 1983 mata Armorflex o nachyleniu 1:3 badana była na skalę prototypową na Uniwersytecie Stanowym stanu Oregon: zamknięte bloki o grubości $D = 0,12$ m i obszarze otwartym, wynoszącym 10% na dwóch typach materiału geotekstylnego oraz podłożu o bardzo szerokim zakresie gradacji ($d_{15} = 0,27$ mm, $d_{85} = 7$ mm).

W przypadku materiału geotekstynnego, szczelnego dla piasku, krytyczna wysokość fali (niestateczność maty) wynosiła jedynie $H_{scr} = 0,30$ m. W przypadku materiału geotekstynnego

o sieci otwartej (wymiar otworów około 1mm) krytyczna wysokość fali wynosiła powyżej 0,75 m (maksymalna wydajność koryta falowego).

Drugi z materiałów geotekstylnych był 20 razy bardziej przepuszczalny, niż pierwszy z nich. Oznacza to, że stateczność wzrosła o współczynnik $20^{0,33} = 2,7$.

W większości przypadków przepuszczalności warstwy przykrywającej i warstwy dolnej (warstw dolnych) nie są dokładnie znane. Jednakże, w oparciu o opisane wyżej zasady fizyczne, praktyczna metoda „czarnej skrzynki” została ustalona w ten sposób, że parametr Λ oraz współczynnik 'f' połączone są w jeden współczynnik stateczności „F”. Współczynnik F zależny jest od typu konstrukcji, scharakteryzowanego przez proporcje k'/k_f i D/b_f . Na podstawie wzorów na przepuszczalność, podanych w publikacji (CUR/TAW, 1995) należy dojść do wniosku, że parametr $(k'/k_f) (D/b_f)$ mieści się w zakresie między 0,01, a 10, prowadząc do dalszego podziału na 3 zakresy, po jednej dekadzie każdy. Dlatego, też zdefiniowane są następujące typy:

- a) stateczność niska: $(k'/k_f)(D/b_f) < 0,05 \dots 0,1$
- b) stateczność normalna: $0,05 \dots 0,1 < (k'/k_f)(D/b_f) < 0,5 \dots 1$
- c) stateczność wysoka: $(k'/k_f)(D/b_f) > 0,5 \dots 1$

W przypadku warstwy przykrywającej, układanej na materiale geotekstylnym na piasku lub glinie, bez filtra ziarnistego, długość przecieku nie może być określona, ponieważ nie ma możliwości obliczenia wymiaru b_f i k . Opis fizyczny przepływu dla tego typu konstrukcji jest inny. W przypadku takich konstrukcji nie istnieje teoria taka, jak w przypadku bloków na filtrze ziarnistym. Jednakże, zostało doświadczalnie dowiedzione, że równanie 3b lub 24 zachowuje ważność w przypadku takich konstrukcji.

Można przyjąć, że teoria doprowadziła do prostego wzoru na stateczność (równanie 24) oraz dalszego podziału na 4 typy (blokowych) konstrukcji umocnienia brzegowego:

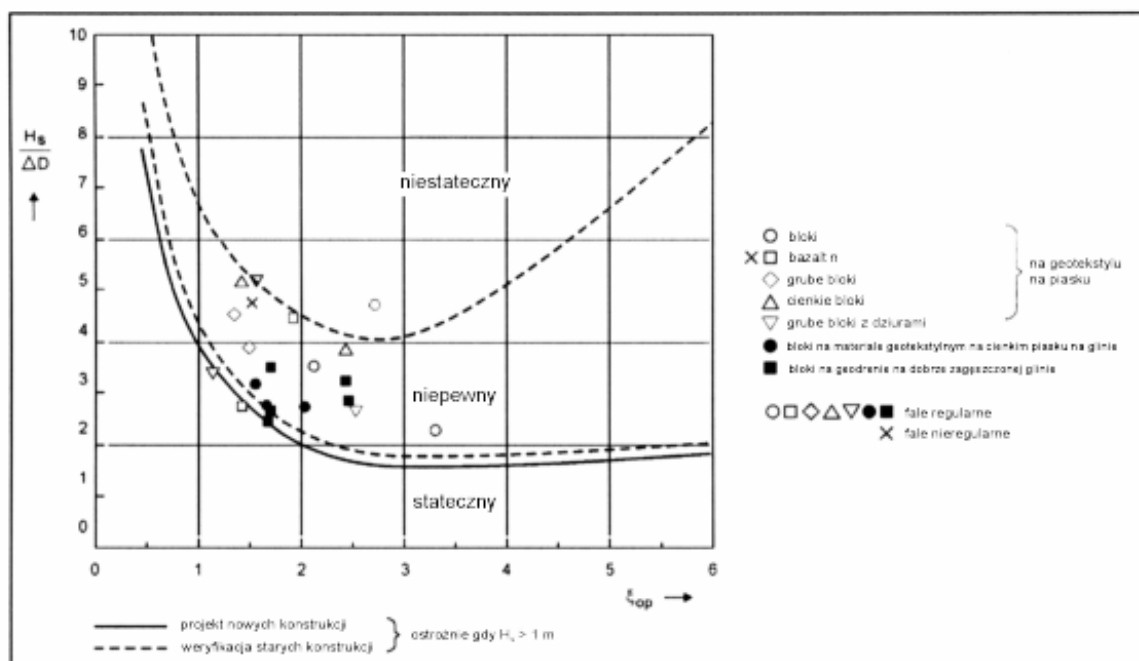
- a1) warstwa przykrywająca na filtrze ziarnistym, ewentualnie wraz z materiałem geotekstylnym, stateczność niska;
- a2) warstwa przykrywająca na filtrze ziarnistym, ewentualnie wraz z materiałem geotekstylnym, stateczność normalna;
- a3) warstwa przykrywająca na materiale geotekstylnym na piasku;
- a4) warstwa przykrywająca na glinie lub na materiale geotekstylnym na glinie.

Współczynnik F określany jest ilościowo dla każdego typu konstrukcji metodą dostosowywania równania 3b do wyników wielkiego zbioru wyników badań modelowych z całego świata. Wykorzystywane są tylko badania na dużą skalę, ponieważ zarówno fale, jak i wywołany przez nie przepływ w filtrze winny być zadawalająco przedstawione w modelu. W klasyfikacji konstrukcji zgodnych z wartością $(k'D/k_f b_f)$, górna granica wyrażenia $(k'D/k_f b_f)$ stanowi 10-krotność jego dolnej granicy. A zatem, górna granica F każdego typu konstrukcji (oprócz a1.1) stanowi $10^{0,33} = 2,14$ -krotność granicy dolnej, ponieważ $F = f(k'D/k_f b_f)^{0,33}$. Druga z krzywych została wykreślona przy użyciu tej wartości F. W tabeli 3 dokonano podsumowania wszystkich, dostępnych badań, a dla każdego typu konstrukcji podana jest dolna i górna granica wartości F (patrz też przykład na rysunku 12). Granica dolna, wraz z równaniem 3b, podaje krzywą stateczności, poniżej której stateczność jest zapewniona. Pomiędzy górną, a dolną granicą stateczność jest niepewna. To, czy konstrukcja jest stateczna, czy nie, zależne jest od różnych, nieprzewidzianych wpływów. Granica górna daje krzywą, powyżej której niestateczność jest (prawie) pewna.

Wyniki dla typu konstrukcji a3 (bloki na materiale geotekstylnym na piasku) mogą być tylko wtedy stosowane, jeśli obciążenie falami jest małe ($H_s < 1$ lub 1,5m (max)) lub w przypadku konstrukcji z podłożem z piasku gruboziarnistego ($D_{50} > 0,3$ mm) i o łagodnym nachyleniu ($\tan\alpha < 0,25$), ponieważ należy przyjąć, że zniszczenie geotechniczne (niestabilność geotechniczna) jest głównym mechanizmem zniszczenia (, a nie wypiętrzenie bloków). Zasadniczą czynnością, pozwalającą na uniknięcie poślizgu lub nawet przejścia w stan ciekły, jest dobre zagęszczenie piasku. W przypadku obciążeń wyższych, niż $H = 1,2$ m, zalecane jest wykonanie dobrze posortowanej warstwy kamieni na materiale geotekstylnym, np. warstwa 0,3-0,5 m dla $1,2 \text{ m} < H < 2,5 \text{ m}$).

Tabela 3. Dolna i góra wartość F

Opis typu	Niski F	Wysoki F	Przeciętny F
	<i>(wartość średnia)</i>		
a1.1 okładzinowe, nieregularne kamienie naturalne na filtrze ziarnistym	2,0	3,0	2,5
a1.2 luźne bloki/bazalt na filtrze ziarnistym, stateczność niska	3,0	5,0	3,5
a2 luźne bloki na filtrze ziarnistym, stateczność normalna	3,5	6,0	4,5
a3 luźne bloki na materiale geotekstylnym na zagęszczonym piasku/glinie	4,0	7,0	5,0
a4 bloki łączone/blokowane (interlocked) na materiale geotekstylnym na dobrej glinie lub mialkim (drobnym) filtrze ziarnistym	5,0	8,0	6,0



Rysunek 12. Przykład funkcji stateczności dla typu a3 (luźne bloki na materiale geotekstylnym na piasku)

Wyniki dla typu konstrukcji a4 mogą być stosowane pod warunkiem, że stosowane jest glina o wysokiej jakości i o gładkiej powierzchni. Materiał geotekstylny zalecany jest w celu zapobiegania erozji w czasie (długiego czasu trwania) obciążenia falami. Ogólne kryteria projektowe dla geotekstyliów na gruntach spoistych podaje Pilarczyk (1999).

W przypadku luźnych bloków pojedynczy blok może być wypychany poza umocnienie brzegowe z siłą, przewyższającą jego ciężar własny i tarcie. Nie jest to możliwe, w przypadku warstw przykrywających, o blokach połączonych lub blokujących/kleszczowych. Przykładami tego drugiego typu są: materace blokowe, bloki zachodzące na siebie oraz maty linowe. Jednakże, w tym przypadku duże siły wywierane będą na połączenia między blokami i/lub materiał geotekstylny. W przypadku bloków, łączonych z materiałem geotekstylnym (tj. za pomocą szpilek), stateczność winna być traktowana podobnie, jak w przypadku luźnych bloków, co ma na celu zapobieżenie ścieraniu mechanicznemu geotekstyli przez poruszające się bloki. Dolna granica stateczności mat linowych może być zwiększona o współczynnik 1,25 (lub 1,5, jeżeli dodatkowo wykonywane jest torkretowanie), w porównaniu do bloków luźnych. Taki wzrost stateczności dopuszczalny jest tylko wtedy gdy właściwie rozwiązano zagadnienie połączenia między matami. Górna granica stateczności ($F = 8$) pozostaje ta sama dla wszystkich układów. Zastosowanie tej, wyższej stateczności wymaga optymalizacji projektu. Technika takiej optymalizacji (łącznie z zastosowaniem geometrycznie otwartych, ale statecznych filtrów i geotekstyliów) przedstawiona została w publikacji (CUR, 1993 i CUR/TAW, 1995).

Aby umieć zastosować metodę projektowania w przypadku układanych, kamiennych umocnień brzegowych pod obciążeniem falami w innych układach półprzepuszczalnych, należy dokonać adaptacji następujących zagadnień: parametr umocnienia brzegowego F , (reprezentatywne) parametry wytrzymałości Δ i D , projektowana wysokość fali H_s oraz (reprezentatywna) długość przecieku Λ . Podstawowe wzory modelu analitycznego przedstawiono w pracy CUR/TAW, 1995 oraz Pilarczyk, 1998. Tabela 4 podaje przegląd wartości stosowalnych dla stałej umocnienia brzegowego F w modelu czarnej skrzynki dla bloków łączonych (mat blokowych).

Tabela 4. Zalecane wartości parametru umocnienia brzegowego F dla mat blokowych (wartości niższe dotyczą bloków łączonych z materiałem geotekstylnym, podczas, gdy wartości wyższe dotyczą bloków linowych (kablowych)).

Typ umocnienia brzegowego		F (-)
Bloki łączone na materiale geotekstylnym na piasku		5 do 6
Bloki łączone na materiale geotekstylnym na glinie	glina dobra (dobrej jakości)	5 do 6
	glina mierna (piaszczysta)	4,5 do 5
Bloki łączone na filtrze ziarnistym	struktura korzystna	5 do 6
	struktura normalna	4 do 5
	struktura niekorzystna	3 do 4

Terminy "korzystna", "normalna" oraz "niekorzystna" odnoszą się do składu filtra ziarnistego oraz wskaźnika przepuszczalności warstwy górnej i warstwy filtracyjnej (patrz CUR/TAW, 1995). W przypadku filtra drobnoziarnistego oraz względnie przepuszczalnej warstwy górnej,

ogólny skład można zdefiniować, jako „korzystny”. W przypadku filtra o bardzo gruboziarnistej warstwie i mniej przepuszczalnej warstwy górnej skład można zdefiniować, jako „niekorzystny”. W przypadku bloków, połączonych z materiałem geotekstylnym i wypełnianych betonem materaców na warstwie filtracyjnej struktura może być, najczęściej, definiowana, jako pośrednia między „niekorzystną” a „normalną” i może być stosowany współczynnik stateczności $F = 3,0$ do $3,5$ (maksimum $4,0$). W przypadku mat blokowych i materacy przepuszczalnych na piasku może być stosowany współczynnik $F = 5$ (maksimum $6,0$). Wyższe wartości mogą być także stosowane w przypadkach, gdy skrajne obciążenie projektowe nie jest zbyt częste lub, gdy układ jest (wielokrotnie) omywany przez materiał gruboziarnisty powodując wypełnienie szczelin a więc i współpracy między blokami.

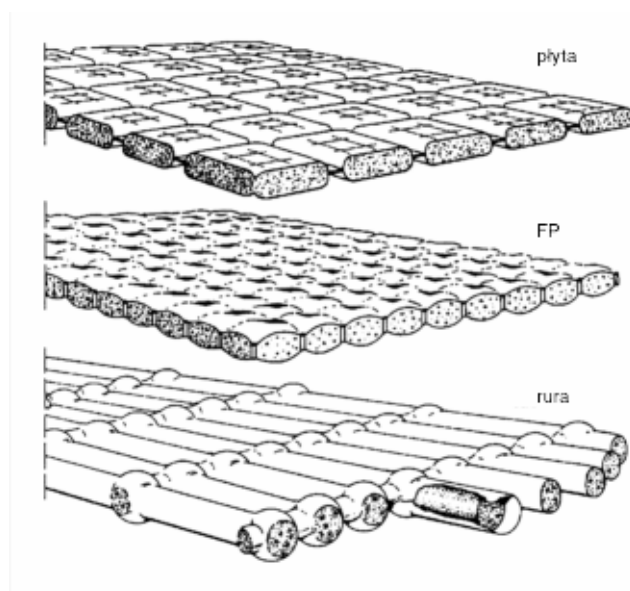
Ten szeroki zakres zalecanych wartości współczynnika F podaje jedynie pierwszą wskazówkę dla dokonania właściwego wyboru.

Ponadto, zasadniczą sprawą jest sprawdzenie stateczności geotechnicznej przy pomocy wykresów projektowych (patrz na przykład rysunek 4, a pełne zestawienie wykresów znajduje się w publikacji Pilarczyk (1998, 1999).

5. KRYTERIA STATECZNOŚCI W PRZYPADKU MATERACY WYPEŁNIANYCH BETONEM

5.1. Materace betonowe

Cechą charakterystyczną materacy betonowych jest obecność dwóch materiałów geotekstylnych, między którymi znajduje się beton lub cement. Geotekstyliami mogą być połączone ze sobą według różnych wzorów, co powoduje różnorodność w budowie układów z materacami, z których każdy ma swój własny wygląd i właściwości. Niektóre przykłady podano na rysunku 13.



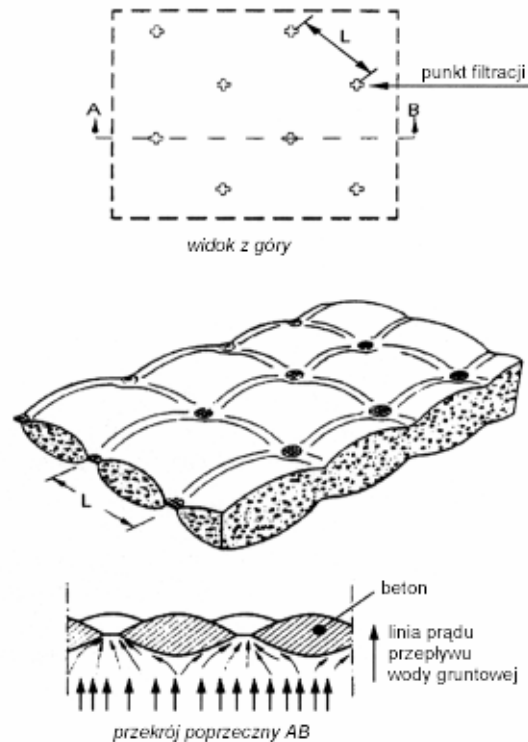
Rysunek 13. Przykłady materacy, wypełnianych betonem

Przepuszczalność materaca jest jednym z czynników, określających stateczność. Zakłada się, że przepuszczalność podawana przez dostawcę często jest przepuszczalnością materiału geotekstylnego lub tak zwanych Punktów Filtracji (rysunek 14). W obydwu przypadkach, przepuszczalność całego materaca jest o wiele mniejsza. Wysoka przepuszczalność materaca

zapewnia, że jakiegokolwiek parcie, narastające pod materacem ma możliwość ujścia, w wyniku, czego, parcia od dołu w poprzek materaca pozostają mniejsze.

Ogólnie biorąc, w przypadku podłoża z gliny i piasku ilastego przepuszczalność materaca będzie wyższa, niż przepuszczalność podłoża. A zatem, woda pod materacem może, zazwyczaj wypływać bez nadmiernych naporów wznoszących, wywieranych na materac.

Przepuszczalność materaca będzie niższa, niż przepuszczalność podłoża lub warstw dolnych, jeżeli stosowany jest filtr ziarnisty, albo w połączeniu z podłożem piaszczystym lub gliniastym o nieregularnej powierzchni (kanały ściekowe/wgłębienia między gruntem, a materacem). Wynikiem tego będą nadmierne napory wznoszące, wywierane na materac podczas ataku fali.



Rysunek 14. Zasady przepuszczalności materaca z Punktami Filtracji

5.2. Zasady projektowe, związane z obciążeniem falami

Mechanizm zniszczenia (straty stabilności) materaca betonowego przebiega prawdopodobnie w następujący sposób:

- Po pierwsze, powstawać będą wgłębienia (jamy) pod materacem, jak wynik nierównego osiadania podłoża. Materac jest sztywny i pracuje jak płyta z miejscowymi punktami podparcia.
- W przypadku dużych rozpiętości podparcia, uderzenia fal mogą powodować pęknięcie betonu, i w rezultacie – zawalenie się. Materac składa się wówczas z małych płytek betonowych, które szczepione są materiałem geotekstylnym.
- W przypadku odpowiednio wysokich fal, podczas odpływania fali występować będzie różnica parcia na materac, skierowanego ku górze, co powoduje podniesienie materaca (rysunek 1).
- Działanie pompujące, wykonywane wraz z tym ruchem powoduje migrację podłoża, w wyniku, którego następuje ukształtowanie się profilu S i umocnienie brzegowe ulegnie całkowitemu zawaleniu.

Przyjęto założenie, że miejscowe osiadanie podłoża prowadzić będzie do swobodnych rozpiętości materaca betonowego. Wówczas, uderzenie fali spowodować może przerwanie tych rozpiętości, jeżeli stosunek H_s/D jest zbyt duży dla danej długości rozpiętości. Metoda obliczeniowa wyprowadzona została na podstawie wzoru doświadczalnego dla maksymalnego parcia uderzenia fali oraz teorii belek swobodnie podpartych. Zawalenie się małych rozpiętości (mniejszych, niż 1 lub 2 m) nie jest akceptowalne, ponieważ doprowadzi to do zbyt wielu pęknięć.

Wzór doświadczalny dla uderzenia fali wgląda następująco (Klein Breteler i wsp.1 1998):

$$\frac{F_{\text{impact}}}{\rho g} = 7,2 H_s^2 \tan \alpha \quad (25)$$

gdzie:

F_{impact} siła uderzenia na m umocnienia brzegowego (N).

Wynikiem obliczenia jest przeciętna odległość między pęknięciami, wynosząca tylko 10 do 20 cm w przypadku materaca o grubości 10 cm i wysokości fali, wynoszącej 2 m. Oznacza to, że przy takiej wartości proporcji H_s/D uderzenia fal will posiekają materac na kawałki. Dla materaca, o grubości 15 cm i wysokości fali 1,5 m odległość między pęknięciami będzie rzędu 1 m.

Oprócz pęknięć, spowodowanych uderzeniami fal, materac winien także wytrzymywać parcia od dołu, spowodowane atakiem fal. Parcia te obliczane są w ten sam sposób, jak w przypadku blokowych umocnień brzegowych. W przypadku takiego mechanizmu uszkodzenia ważna jest długość przecieku.

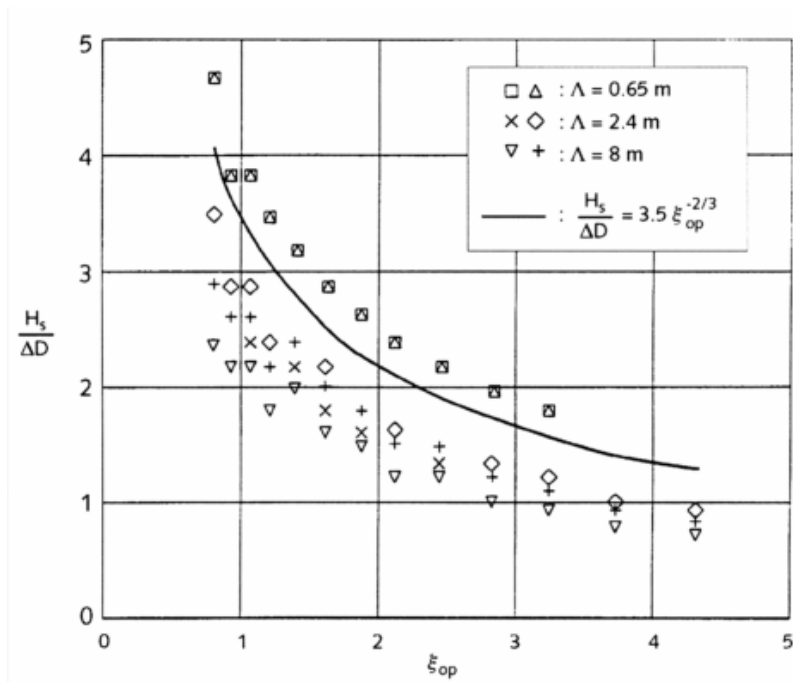
W większości przypadków mechanizm uszkodzenia przez parcia od dołu jest ważniejszy, niż mechanizm zniszczenia przez uderzenie.

Można przyjąć, że wartości reprezentatywne/charakterystyczne długości przecieku dla różnych materacy są następujące:

Materac	Długość przecieku Λ (m)		
	na piasku ^{*)}	na piasku ^{**)}	na filtrze
Standardowy – FP	1,5	3,9	2,3
FPM	1,0	3,9	2,0
Płyta	3,0	9,0	4,7
Przegubowy (kaszyca)	0,5	1,0	0,5

^{*)} dobry kontakt materaca z warstwą dolną (brak kanałów ściekowych/wgłębienia pod spodem)

^{**) założenie pesymistyczne: słabe zagęszczenie podłoża i obecność wgłębien pod materacem}



Rysunek 15. Obliczenie wyników dla materacy betonowych ($H_s/\Delta D < 4$ z powodu akceptowalnej odległości między pęknięciami, spowodowanymi uderzeniami na rozpiętości).

Biorąc pod uwagę powyższy mechanizm zniszczenia, dla materacy wyprowadzony został następujący wzór projektowy (stateczności), (równanie 3b):

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \frac{F}{\xi_{op}^{2/3}} \quad \text{gdzie:} \quad \left[\frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\max} = 4 \quad (26)$$

gdzie:

- D $\frac{\text{masa na m}^2}{\rho_s}$ (wielkość tę można nazwać: $D_{\text{efektywna}}$ lub $D_{\text{przeciętna}}$)
- Δ względna masa objętościowa materaca (-) = $(\rho_s - \rho)/\rho$
- ρ_s masa objętościowa betonu (kg/m^3)
- F współczynnik stateczności (patrz niżej)

W celu dokładnego wyznaczenia długości przecieku, należy posłużyć się modelem analitycznym (Klein Breteler i wsp. 1998). Jednakże, oprócz materacy typu takiego, jak, na przykład, mata rurowa (kaszyca) o stosunkowo dużych obszarach przepuszczalnych, inne typy nie są zbyt wrażliwe na dokładność wartości długości przecieku. W obliczeniach projektowych zalecić można stosowanie następujących wartości współczynnika F:

- F = 2,5 lub (≤ 3) – dla materacy o niskiej przepuszczalności na (drobnym) filtrze ziarnistym,
- F = 3,5 lub (≤ 4) - dla materacy o niskiej przepuszczalności na zagęszczonym piasku,
- F = 4,0 lub (≤ 5) – dla materacy przepuszczalnych na piasku lub filtrze drobnoziarnistym ($D_{f15} < 2 \text{ mm}$).

Wartości wyższe mogą być używane w zastosowaniach tymczasowych lub, gdy grunt jest bardziej odporny na erozję (tj. glina), a materace są prawidłowo zamocowane (zakotwione).

6. STATECZNOŚĆ KOSZY SZAŃCOWYCH (GABIONÓW)

6.1. Wstęp

Kosze szanćcowe wykonywane są w formie prostokątnych koszy z siatki drucianej, wypełnionych kamieniami. Założeniem, jakie leży u podstaw tego systemu ochrony jest przytrzymywanie raczej drobnych kamieni przy pomocy siatki drucianej. Fale i prądy mogłyby swobodnie wymywać drobne kamienie, jednak zapobiega temu siatka drucziana. Typowa długość koszy szanćcowych wynosi 3 do 4 m, szerokość 1 do 3 m, a grubość 0,3 do 1 m. Kosze szanćcowe o małej grubości (mniejszej, niż 0,5 m) i dużej długości i szerokości, nazywane są zazwyczaj materacami Reno.

Ważnym problemem tego systemu ochrony jest trwałość. Częste ataki fal lub prądów prowadzić mogą do uszkodzenia siatki drucianej, spowodowanego ciągłym przemieszczaniem się ziaren wzdłuż drutów, prowadzącym w końcu do ich przecięcia. Innym problemem jest korozja siatki. Dlatego też, stosowane są siatki powlekane tworzywem sztucznym lub wykonane ze stali odpornej na korozję. Z drugiej strony, system ten jest mniej odpowiedni tam, gdzie fale i prądy często prowadzą do ruchu ziarna.

6.2. Obciążenie hydrauliczne i mechanizm uszkodzenia

Atak fal na kosze szanćcowe prowadzi do a) kompleksowego przepływu nad koszami szanćcowymi i przez kosze szanćcowe. Podczas przyplitwu fali siły, powodowane przez fale skierowane będą przeciwnie do sił grawitacyjnych. Dlatego też, przyplitw fali jest mniej niebezpieczny, niż jej odpływ.

Odpływ fali, jak już wspomniano w rozdziale 2, prowadzi do dwóch, istotnych mechanizmów:

Płynąca w dół woda wywierać będzie siłę naporu na wierzchołek koszy szanćcowych, a malejący poziom nasycenia będzie zbieżny z gradientem przepływu w dół w koszach szanćcowych.

- W czasie maksymalnego odpływu fali pojawi się fala nadpływająca, która chwilę później spowoduje uderzenie fali. Tuż przed uderzeniem powstaje „ściana” wody, wywierająca duży nacisk w punkcie maksymalnego odpływu. Powyżej punktu odpływu powierzchnia koszy szanćcowych jest prawie sucha, a zatem, jest tam wywierany mały nacisk na kosze szanćcowe. Oddziaływanie wzajemne dużego i małego nacisku (parcia) pokazano na rysunku 1.

Zwykła równowaga sił prowadzi do konkluzji, że odcinek od punktu odpływu do linii nasycenia w warstwie filtracyjnej ulegnie poślizgowi, jeżeli:

- brak jest wystarczającego podparcia od strony koszy szanćcowych poniżej tego odcinka;
- siły, skierowane w dół, przewyższają siły tarcia: (w przybliżeniu) $f < 2 \tan \alpha$.

gdzie:

f tarcie kosza szanćcowego na podłożu;

α kąt nachylenia skarpy.

Na podstawie tego kryterium widzimy, że strome nachylenie prowadzi do przekraczania sił tarcia, a poza tym, stroma skarpa jest krótsza, niż skarpa łagodna i dawać będzie mniej oparcia odcinkowi mającemu tendencję do poślizgu.

Siły hydrodynamiczne, takie, jak atak fali i prądu, prowadzić mogą do różnych mechanizmów uszkodzenia. Mechanizmy uszkodzenia dzielą się na trzy kategorie:

1. Niestateczność koszy szalcowych
 - a) Kosze szalcowe mogą ulegać poślizgowi w dół, ściskając dolne materace skarpy
 - b) Kosze szalcowe mogą ulegać poślizgowi w dół, prowadząc do wybożenia w górę dolnych materacy skarpy
 - c) Wszystkie kosze szalcowe mogą ulegać poślizgowi w dół
 - d) Pojedyncze kosze szalcowe mogą być wypychane z powodu wyporów
2. Niestateczność podłoża
 - a) Wystąpić może miejscowy okrąg poślizgu, prowadzący do powstania profilu S
 - b) Podłoże może być wymywane i materiał odprowadzany poprzez kosze szalcowe
3. Problemy z trwałością
 - a) Przemieszczające się kamienie mogą przecinać siatkę
 - b) Korozja siatki
 - c) Zerwanie siatki przez siły mechaniczne (wandalizm, utknięcie statku na mieliźnie, etc.).

6.3. Stateczność koszy szalcowych pod atakiem fali

Analityczne przybliżenie wyporu w koszach szalcowych może być uzyskiwane poprzez zastosowanie wzorów na wypór (parcie od dołu) pod zwykłym umocnieniem brzegowym z bloków okładzinowych, i zakładając długość przecieku: $\Lambda = 0,77 D$.

Przy tym założeniu, zależności stateczności, zgodnie z modelem analitycznym, są możliwe do zastosowania także w przypadku koszy szalcowych. Podstawienie wartości, które są uzasadnione w odniesieniu do koszy szalcowych, do zależności stateczności według (CUR/CIRIA 1991) dostarcza zależności stateczności, które faktycznie odpowiadają linii poprowadzonej przez punkty pomiarowe.

Wypór w koszach szalcowych może być wyprowadzony drogą skomplikowanych obliczeń (Klein Breteler i wsp., 1998). Wypór zależny jest od stromości i wysokości czoła nacisku na koszach szalcowych (która zależy od wysokości fali, okresu i kąta nachylenia), grubości koszy szalcowych oraz poziomu linii nasycenia w koszach szalcowych. Nie jest on zależny od przepuszczalności koszy szalcowych, jeżeli przepuszczalność jest większa, niż podłoże. Równowaga sił wyporu i sił grawitacyjnych prowadzi do następującego (przybliżonego) wzoru projektowego:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = F \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad \text{gdzie } 6 < F < 9 \text{ i nachylenie } 1:3 \text{ (} \tan \alpha = 0,33 \text{)} \quad (27a)$$

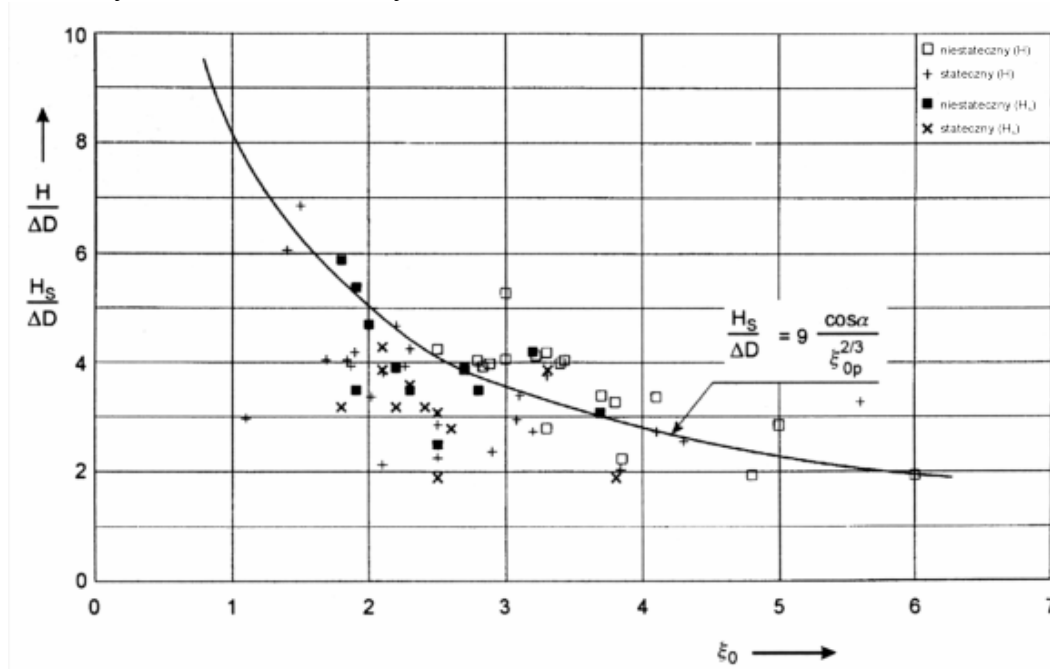
lub, korzystając z równania Pilarczyka (3c) gdzie $b=2/3$ i $F = 9$ (patrz rysunek 16):

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D} \right)_{cr} = \frac{F \cos \alpha}{\xi_{op}^b} = \frac{9 \cos \alpha}{\xi_{op}^{2/3}} \quad (27b)$$

gdzie:

- H_s znacząca wysokość fali fal napływających u podstawy konstrukcji (m);
- Δ gęstość względna koszy szalcowych (zazwyczaj: $\Delta \approx 1$);
- D grubość kosza szalcowego (m);
- F współczynnik stateczności;
- ξ_{op} parametr fali przybojowej = $\tan \alpha / \sqrt{(H_s / (1,56 T_p^2))}$;
- T_p okres fali na szczycie spektrum (s).

Nie przewiduje się, aby niestateczność wystąpiła od razu, gdy wielkość wyporu przekroczy wielkość sił grawitacyjnych. Z drugiej strony, powyższy wynik okazuje się pozostawać w zgodzie z wynikami doświadczalnymi.



Rysunek 16. Podsumowanie wyników badań Ashe (1975) i Brown (1979) oraz krzywa projektowa

Weryfikacja stateczności koszy sząncowych jest raczej ograniczona. Badania modelowe na małą skalę wykonane zostały przez Browna (1979) i Ashe'a (1975), patrz rysunek 16.

6.4. Ruch materiału wypełniającego

Ważną sprawą jest wiedzieć, czy materiał wypełniający zacznie się przemieszczać podczas często występujących warunków środowiskowych (fale i prądy), ponieważ może to prowadzić do zerwania siatki drucianej. Ponadto, na integralność układu wpłynie to, czy przemieszczeniu ulegną duże ilości materiału wypełniającego.

W czasie ataku fali ruch materiału wypełniającego występuje zazwyczaj tylko, jeżeli $\xi_{op} < 3$ (fale załamujące się). W oparciu o wzór Van der Meer'a na stateczność narzutu kamiennego (CUR/CIRIA, 1991) oraz o założenie, że wypełnienie kosza sząncowego będzie bardziej stateczne, niż luźny kamień, wyprowadzane jest następujące kryterium (wzór Van der Meer'a przy współczynniku przepuszczalności: $0,1 < P < 0,2$; ilości fal: $2000 < N < 5000$ i poziomie uszkodzenia: $3 < S < 6$):

$$\frac{H_s}{\Delta_f D_f} = \frac{F}{\sqrt{\xi_{op}}} \quad \text{gdzie } 2 < F < 3 \quad (28)$$

gdzie:

- H_s znacząca wysokość fali fal napływających u podstawy konstrukcji (m);
- Δ_f gęstość względna ziaren w koszach sząncowych (zazwyczaj: $\Delta \approx 1,65$);
- D_f średnica ziaren w koszu sząncowym (m);
- F współczynnik stateczności;
- ξ_{op} parametr fali przybojowej = $\tan \alpha / \sqrt{(H_s / (1,56 T_p^2))}$;
- T_p okres fali na szczycie spektrum (s).

7. ROZMYCIE I OCHRONA STOPY (PODSTAWY)

Na ochronę stopy składa się umocnienie plaży lub dna powierzchni u stopy konstrukcji, które zapobiega jej podmywaniu i podcięciu przez fale i prądy. Czynniki, które wpływają na wielkość rozmycia stopy, są to: łamanie fal (jeżeli w pobliżu stopy), napływ fali i strumień powrotny, odbicie fali oraz ziarnistość plaży lub materiałów dennych.

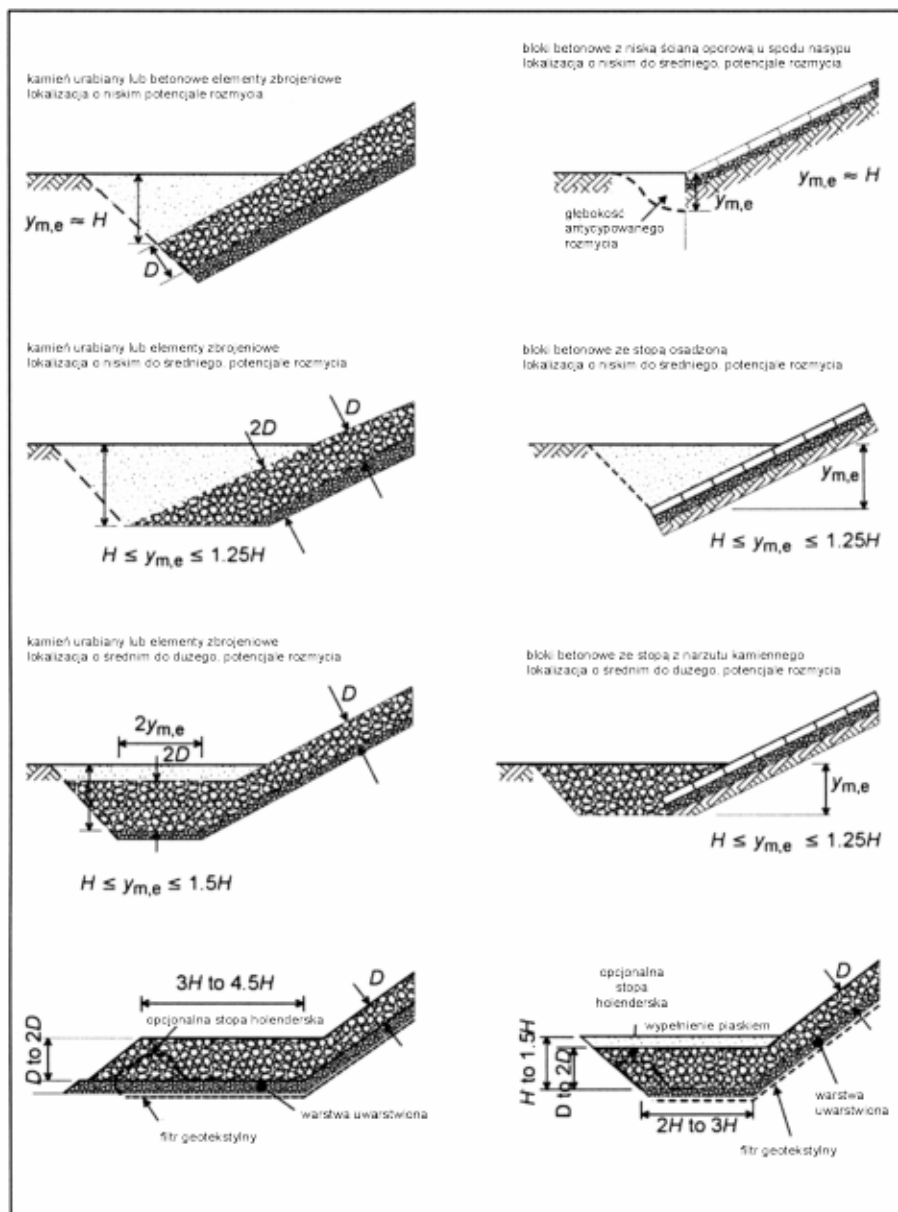
Stateczność stopy jest istotna, ponieważ uszkodzenie stopy prowadzić będzie, generalnie, do uszkodzenia całej konstrukcji. Rozmycie stopy jest to złożony proces. Ścisłe (ogólnie obowiązujące) poradnictwo, dotyczące przewidywania rozmycia oraz konstrukcji stopy, w oparciu o wyniki prototypu, czy modelu, nie zostały, jak dotąd opracowane, jednakże pewne ogólne wytyczne (o charakterze wskazówek), dotyczące projektowania ochrony stopy podane są w publikacji SPM (1984) oraz CUR/RWS (1995).

Maksymalna siła rozmycia występuje (ma miejsce) w przypadku gdy najniższy punkt odpływu fali rozszerza się na stopę i/lub gdy fala załamuje się w pobliżu stopy (tj. konstrukcja na wodzie płytkiej). Warunki takie mogą mieć miejsce, gdy głębokość wody przy stopie jest mniejsza, niż podwójna wysokość maksymalnej, oczekiwanej fali nie załamanej, jaka może istnieć na tej głębokości wody. Szerokość narzutu ochronnego w przypadku konstrukcji na wodzie płytkiej, o wysokim współczynniku odbicia, który jest z reguły właściwy w przypadku skarp bardziej stromych niż około 1 do 3, może być zaplanowana w oparciu o nachylenie konstrukcji i przewidywaną głębokość rozmycia.

Maksymalna głębokość rozmycia, w zależności od działania fali poniżej naturalnego łożyska, jest mniej więcej równa maksymalnej, przewidywanej fali nie załamanej, jak wystąpi w tym miejscu. Aby ochronić stateczność powierzchni czołowej, grunt stopy musi być utrzymany na miejscu poniżej powierzchni, zdefiniowanej przez przedłużenie powierzchni czołowej do dna, do maksymalnej głębokości rozmycia. Może być to osiągnięte poprzez zakopanie stopy, jeżeli pozwalają na to warunki budowlane, a tym samym przedłużenie powierzchni czołowej o wykopany rów, o głębokości równej oczekivanemu rozmyciu. Tam, gdzie narzut ochronny musi być umieszczony na istniejącym dnie lub może być zakopany tylko częściowo, jego szerokość nie powinna być mniejsza, niż podwójna wysokość fali (lub równa lokalnej głębokości wody). Niektóre rozwiązania, dotyczące ochrony stopy, znaleźć można w Wytycznych Ochrony Brzegu Morskiego (Shore Protection Manual) (SPM, 1984), publikacji CUR/CIRIA (1991) oraz PIANC (1987, 1992).

Jeżeli współczynnik odbicia jest niski (nachylenia łagodniejsze, niż 1 do 3) i/lub głębokość wody wynosi więcej niż dwukrotna wysokość fali, większość siły fali much będzie rozproszona na powierzchni czołowej konstrukcji i wystarczający może być mniejszy narzut ochronny, jednakże musi on być, co najmniej równy wysokości fali (wymóg minimalny). Ponieważ narzuty ochronne przeciw rozmyciu umieszczane są, zasadniczo, na bardzo płaskich skarpach, prawdopodobnie wystarczający będzie kamień urabiany o wymiarze (średnicy) równej 1/2 lub nawet 1/3 pierwotnej warstwy przykrywającej skarpe chyba, że narzut ochronny rozciągnięty jest powyżej powierzchni wody w czasie działania fali. Kamień urabiany o wymiarze pierwotnej warstwy przykrywającej skarpe może rozpościerać się na narzucie ochronnym stopy, jeżeli kamień będzie eksponowany (widoczny) w dołach fal, a zwłaszcza fal załamywanych. Minimalna grubość warstwy przykrywającej na narzucie ochronnym stopy winna wynosić dwa kamienie. Kamień urabiany jest najbardziej korzystnym materiałem do ochrony stopy, ze względu na jego podatność. Jeżeli, jako warstwa filtracyjna ~~wtórna~~ stosowany jest materiał geotekstylny, winien on być składany na końcu, a następnie zakopywany w warstwie kamienia i piasku przykrywającego, w postaci stopy holenderskiej (Dutch toe). Zalecane jest to wykonanie dodatkowej krawędzi elastycznej (minimum 1 m), składającej się z materiału sypkiego, który łatwo może podążać za rozmyciem przy stopie. Wymiar ochrony stopy w stosunku do fal może być też z grubsza oszacowany przez zastosowanie zwykłych wzorów na ochronę skarpy i projektowanie skarpy przy łagodnych

nachyleniach (tj. 1 do 8, do 1 do 10). Niektóre, alternatywne projekty ochrony stopy pokazano na rysunku 17.



Rysunek 17. Alternatywne systemy ochronne stopy

Ochrona stopy przed działaniem prądów wymagać może mniejszego kamienia zabezpieczającego, ale szerszych narzutów ochronnych. Niezbędne dane projektowe oszacowane mogą być na podstawie hydrografii terenu i/lub badań modelowych. Specjalną uwagę należy zwrócić na odcinki konstrukcji, gdzie rozmycie jest nasilone; tj. na głowy konstrukcji (części wystające), obszary zmiany ustawienia odcinka w linii, boki kanału pirsów oraz strony naniesienia ostróg. Tam, gdzie fale i względnie silne prądy (>1 m/s) występują razem, zalecane jest zwiększenie wymiaru warstwy przykrywającej, co najmniej o współczynnik 1.3.

Należy zauważyć, że konserwatyzm projektu narzutu ochronnego (szerokość i wymiar elementów przykrywających), zależy od dokładności metod, zastosowanych do przewidywania działania fal i prądu oraz do przewidywania maksymalnej głębokości

rozmycia. W przypadku specyficznych projektów, przed określeniem projektu końcowego, na zaplanowanym terenie należy przeprowadzić szczegółowe badanie rozmycia naturalnego dna oraz istniejących w pobliżu, podobnych konstrukcji i/lub należy wziąć pod uwagę badania modelowe. We wszystkich przypadkach, doświadczenie i logiczne podejście odgrywa ważną rolę w stosowaniu omówionych zasad projektowych.

Długość ochrony na obszarze rozbryzgiwania się fal, która zawiązana jest z zanikiem energii, zależy od przepuszczalności obszaru rozbryzgiwania. Jednakże, w przybliżeniu można przyjąć, że jest ona równa:

$$L_s = \frac{\psi}{5} T \sqrt{g(R_n - R_c)} \geq L_{\min} \quad (30)$$

gdzie realne minimum (L_{\min}) równe jest, co najmniej, całkowitej grubości umocnienia brzegowego (łącznie z warstwami dolnymi) zastosowanego na skarpie. ψ jest to współczynnik oceny technicznej, związanych z warunkami miejscowymi (znaczenie ochronne konstrukcji), $\psi \geq 1$.

Stateczność ochrony korony i skarpy tylnej ziemnych zapór lub wału ochronnego, narażonych na przelew falowy i/lub przelewanie się z uwagi na poziom wody przewyższający poziom korony, może być także rozpatrywana przy użyciu wzoru Knaussa (Knauss, 1979). Zaletą tego sposobu jest to, że natężenie przepływu wody przez korony, q ($m^3/m/s$), może być zastosowany bezpośrednio jako parametr wprowadzany do obliczenia. Knauss analizował hydraulikę przepływu na stromych przelewach (dobrze napowietrzony/burzliwy przepływ), odnośnie oceny stateczności kamieni na zaporach, wykonanych ze skalistego materiału gruntowego, na których występuje przelewania się wody.

Taki rodzaj przepływu jest nieco podobny do występującego zjawiska podczas silnego przelewu falowego. Jego (uproszczona) relacja stateczności może być przepisana w następującej postaci:

$$q = 0,625 \sqrt{g} (\Delta D_n)^{1,5} (1,9 + 0,8\phi_p - 3 \sin \alpha_i) \quad (31)$$

gdzie:

- q maksymalny, dopuszczalny przepływ jednostkowy ($m^3/s/m$);
- g przyspieszenie grawitacyjne ($9,81 m/s^2$);
- D_n równoważna średnica kamienia, $D_n = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$;
- Δ gęstość względna; $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$;
- α_i kąt nachylenia skarpy wewnętrznej;
- ϕ_p współczynnik wypełnienia układu kamieni, którego zakres wynosi od 0,6 dla w sposób naturalny usypanego, skalistego materiału gruntowego do 1,1 dla optymalnie, ręcznie ułożonych kamieni; wydaje się uzasadnionym przyjęcie wartości $\phi_p = 1,25$ dla bloków układanych.

Uwaga: w przypadku stosowania wzoru Knaussa, obliczony, krytyczny (dozwolony) przepływ winien być utożsamiany z chwilowym natężeniem przepływu w czasie przelewu falowego na część fali charakterystycznej, tj. objętość wody na falę charakterystyczną dzielona przez czas przelewu w przeliczaniu na jedną falę, czas w przybliżeniu równy $(0,3 \text{ do } 0,4)T$ ($T = \text{okres fali}$), a nie z natężeniem przepływu uśrednionym w okresie fali (q_{sr}).

9. POŁĄCZENIA I PRZEJŚCIA KONSTRUKCYJNE

Pomimo dobrze zaprojektowanego układu ochronnego, konstrukcja jest jedynie tak mocna, jak jej najsłabszy element. A zatem, szczególną troskę należy wykazać przy projektowaniu przejść konstrukcyjnych (transitions). Ogólnie biorąc, ochrona skarpy wału ochronnego lub opaski brzegowej składa się z pewnej ilości części konstrukcyjnych takich, jak: ochrona stopy, ochrona główna na obszarze wielkiej fali i ataku prądu, ochrona skarpy górnej (bardzo często mata trawiasta), ławka skarpowa (berm), której zadaniem jest zmniejszenie napływu fal lub służenie za drogę do celów konserwacyjnych. Różne materiały i różne przepisy wykonawcze stosowane są, zazwyczaj, przy budowie wymienionych części. Bardzo często nowa ochrona skarpy łączona ma być z już istniejącą konstrukcją ochronną, powodując tworzenie innego układu zabezpieczającego. Aby uzyskać jednorodną, mocną ochronę, uwzględnione winny być wszystkie części konstrukcji ochronnych.

Doświadczenie mówi, że erozja lub uszkodzenie często zaczyna się w miejscach połączeń i przejść. Dlatego też, ważnymi aspektami konstrukcji umocnień brzegowych, które wymagają specjalnej uwagi, są połączenia i przejścia; połączenia tego samego materiału oraz połączenia z innymi materiałami umocnienia brzegowego, a także przejścia do innych konstrukcji lub części umocnienia brzegowego. Ogólna wytyczna projektowania mówi, że, jeśli to tylko możliwe, przejść należy unikać, zwłaszcza na obszarze maksymalnego ataku fali. Jeżeli są one nieuniknione, wprowadzane nieciągłości należy zminimalizować. Jest to aktualne w przypadku różnic, co do zachowania się materiałów pod względem elastyczności i plastyczności oraz przepuszczalności lub szczelności gruntu. Odpowiedni projekt i wykonanie są niezmiernie ważne dla uzyskania zadowalających połączeń i przejść.

W przypadku niestosowania się do niniejszych wytycznych, połączenia lub przejścia mogą powodować dodatkowe obciążenia, charakteryzowane siłami, spowodowanymi różnicami sztywności lub osiadania, migracją podłoża z jednej części do drugiej (erozja) lub znacznymi gradientami ciśnienia, spowodowanymi skoncentrowanym przepływem wody gruntowej. Jednakże, trudno jest sformułować bardziej szczegółowe zasady i/lub rozwiązania, dotyczące połączeń i przejść. Najlepszym sposobem jest połączenie wniosków wynikających z praktyki, z pewną, fizyczną znajomością danych układów. Przykłady, ilustrujące problem przejść podane są na rysunku 19.

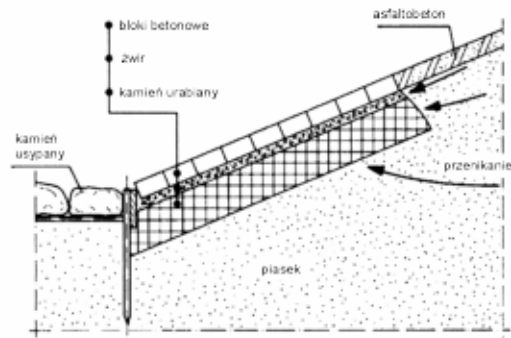
Jako ogólną zasadę należy przyjąć, że przejście winno być pod względem wytrzymałości równe lub mocniejsze, niż w łączonych układach. Bardzo często wymaga to wzmocnienia, wykonanego na jeden z niżej wymienionych sposobów:

- a) wzrost grubości warstwy ochronnej w miejscu przejścia,
- b) torkretowy narzut kamienny lub użycie bloków ze szczelinami wypełnionymi bitumem oraz
- c) użycie betonowych pasów lub płyt brzegowych, w celu zapobieżenia uszkodzeniu, postępującemu wzdłuż konstrukcji.

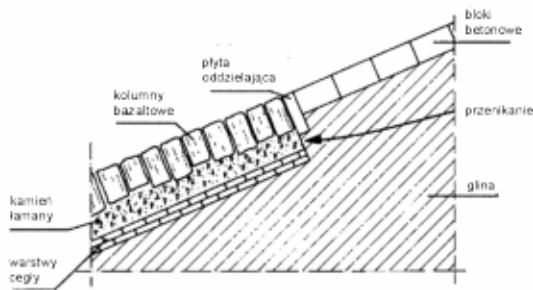
Ochrona krawędzi górnej i boku są niezbędne, aby ograniczyć podatność umocnienia brzegowego na erozję, mogąca mieć miejsce wokół jego końców. Przedłużenie umocnienia brzegowego poza miejsce czynnej erozji winno być rozważone, jednak często jest niewykonalne. Dlatego też, należy zwrócić uwagę na to, aby nieciągłość między obszarem chronionym i niechronionym była możliwie jak najmniejsza (np., wykorzystując przejścia z materiałów o pośredniej szorstkości), i żeby nie było podmywania. W niektórych przypadkach, jako materiał przejściowy mogą być użyte otwarte bloki modułowe lub otwarte maty blokowe (ewentualnie porośnięte roślinnością), (tj. przejście od twardej ochrony do mat trawiastych). Ochrona powierzchni bocznej między obszarami chronionym i niechronionym, wymaga zwykle zagęszczonej lub torkretowej warstwy przykrywającej, albo betonowego

pasa
o pewnej elastyczności przejścia, np. z narzutu kamiennego.

brzegowego



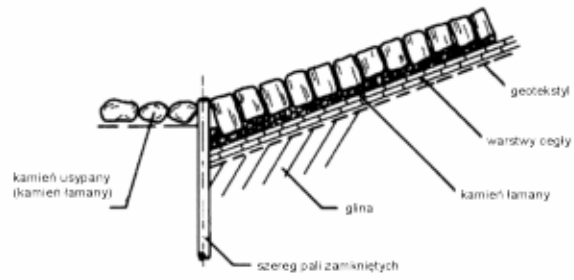
Przenikanie piasku przez kamień z odpadów kopalinianych; niezbędny jest materiał geotekstylny między piaskiem a odpadami kopalinianymi/zwirem



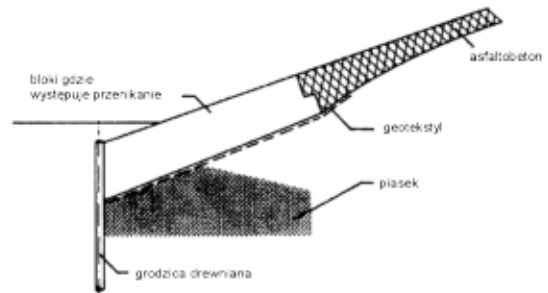
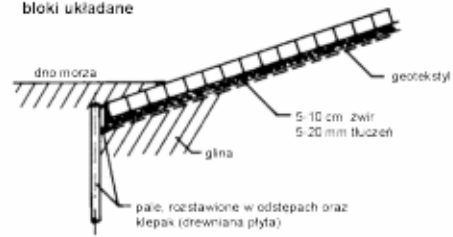
Przejście od kolumn bazaltowych do bloków betonowych; za krótka płytka oddzielająca

rysunek a) zobrazowanie problemów związanych z przejściem

bazalt: tradycyjne/stare rozwiązanie holenderskie



bloki układane



rysunek b) przykłady przejść (ochrona stopy)

Rysunek 19. Przejścia w umocnieniach brzegowych

10. OGÓLNE ASPEKTY BUDOWY (WYKONANIA)

Umocnienia brzegowe wykonywane są w różnych fazach budowy, na przykład:

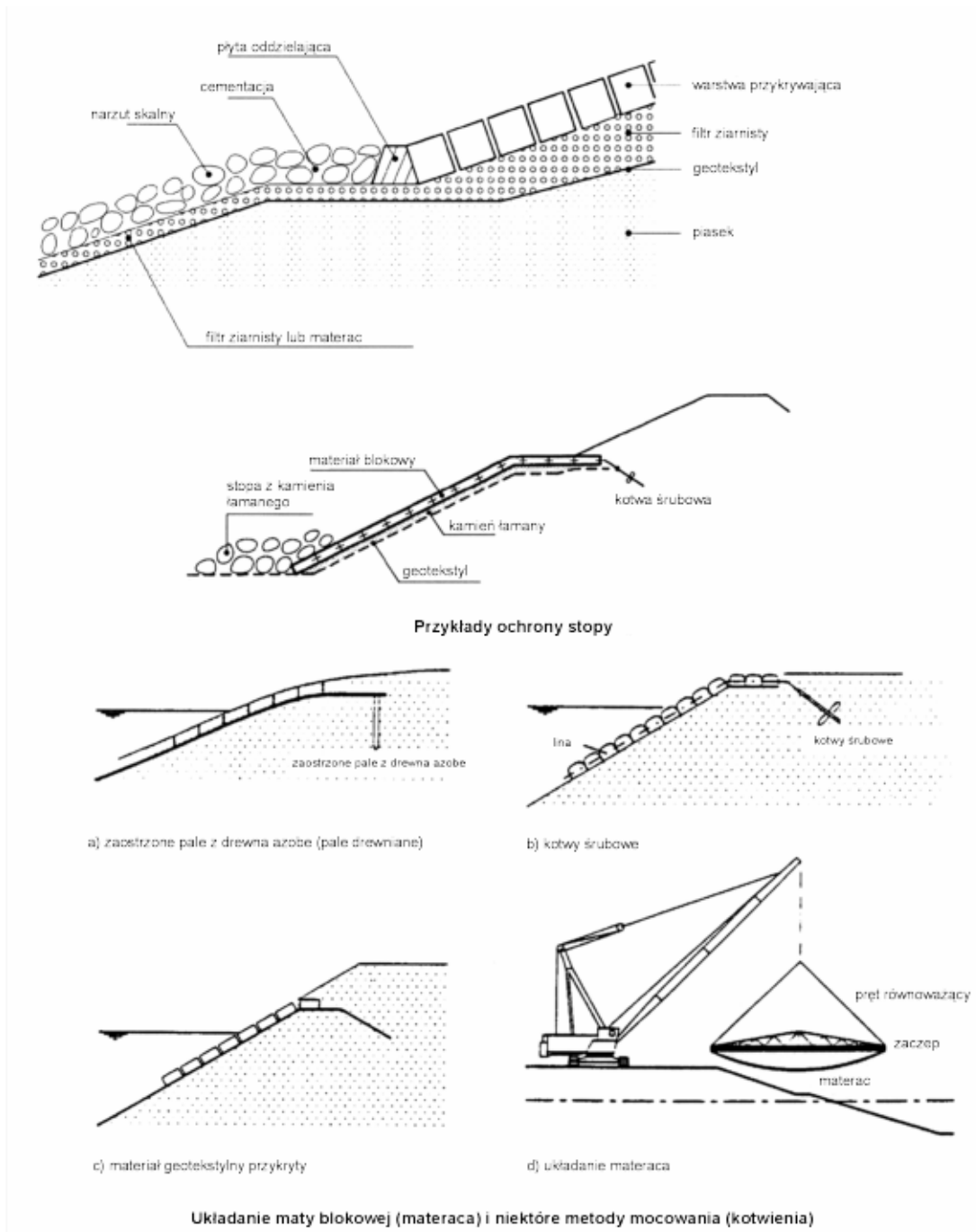
- w fazie budowania korpusu nasypu/wału ochronnego;
- układania konstrukcji stopy;
- układania warstw dolnych umocnienia brzegowego (warstw gliny i/lub filtracyjnych);
- układania bloków lub materacy;
- kotwienia materacy oraz, ewentualnie, umieszczania wypełnienia połączenia.

Dobre zagęszczenie skarpy jest ważne, aby wytworzyć gładką powierzchnię, a tym samym, zapewnić dobre połączenie między materacem, a warstwą dolną (podpowierzchniową). Jeżeli materace układane są na nasypach, zdecydowanie zalecane jest, aby układane były one na niezakłóconym podłożu gruntowym oraz, aby obszary zbyt głęboko ukopane ostrożnie napelnić ponownie. Przed użyciem materiału geotekstylnego, skarpa musi być starannie skontrolowana pod względem obecności wszelkich elementów wystających, które mogłyby przebić materiał. Jeżeli materace układane są na materiale geotekstylnym, należy zwrócić uwagę na zapewnienie, że nie będzie parcia dodatkowego oraz, że materiał geotekstylny nie jest wypychany z miejsca ułożenia. Arkusze materiału geotekstylnego muszą być układane na zakładkę i/lub zszywane ze sobą, a szerokość zakładki musi wynosić co najmniej 0,5 do 1,0 m, w celu zapobieżenia wymywania podłoża. Jest to szczególnie ważne, jeżeli materac układany jest bezpośrednio na piasku lub glinie.

Materace blokowe układane są przy pomocy dźwigu (żurawia) i belki wyrównawczej. Przed położeniem go materac musi znajdować się we właściwej pozycji, ponieważ ponowne jego podniesienie jest trudne, jak również czasochłonne. Pod warunkiem, że część materaca jest układana powyżej linii wody, może on być układany bardzo dokładnie, a spoiny między sąsiednimi materacami mogą być ograniczone do 1-2 cm. Układanie materaca całkowicie pod wodą jest o wiele trudniejsze. Pomimo to, odstęp między blokami sąsiednich materacy nigdy nie powinien być większy, niż 3 cm.

W kilku miejscach materac powinien być łączony tak, aby krawędzie nie mogły być podnoszone/skręcane pod działaniem fal. Szczególnie wrażliwe są swobodne narożniki. Ponadto, górne i dolne krawędzie umocnienia brzegowego powinny być kotwione (mocowane), zgodnie z rysunkiem 20. W takim przypadku, konstrukcja stopy nie jest potrzebna do zatrzymywania poślizgu materacy.

Więcej informacji, dotyczących aspektów wykonawczych umocnień brzegowych znaleźć można w publikacjach (CUR/RWS, 1995, CUR/TAW, 1995 oraz Pilarczyk, 1998, 1999).



Rysunek 20. Aspekty budowy umocnień brzegowych

11. WNIOSKI

Nowoopracowane metody projektowania i kryteria stateczności stanowiąc będą pomoc w przygotowywaniu wstępnych projektów alternatywnych o różnych systemach umocnień brzegowych. Jednakże, te metody projektowania wciąż zawierają w sobie wiele niewiadomych. Dlatego też, konieczna jest weryfikacja doświadczalna i dalsze doskonalenie metod projektowania. Wciąż niezbędne jest także więcej doświadczenia praktycznego w różnych warunkach obciążenia hydraulicznego.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ashe, G.W.T., 1975, Beach erosion study, gabion shore protection (Badanie erozji plaży, ochrona podpory kosza szafcowego) *Hydraulics Laboratory*, Ottawa, Kanada;
- [2] BAW, 1993, Norma czynnościowa: Use of Geotextile Filters on Waterway, Bundesanstalt für Wasserbau, (Wykorzystanie filtrów geotekstylnych na drogach wodnych, Federalny Urząd Budownictwa Wodnego), Karlsruhe, Niemcy;
- [3] Brown, C., 1979, Some factors affecting the use of maccaferri gabions (Niektóre czynniki, wpływające na stosowanie koszy szafcowych maccaferri), *Water Research Lab.*, Australia, raport 156;
- [4] CFGG, 1986, Recommendations pour l'emploies geotextiles dans les systems de drainage et de filtration, Comite Francis des Geotextiles et Geomembranes, Paryż, Francja;
- [5] CUR, 1993, Filters in Hydraulic Engineering (in Dutch), Civil Engineering Research and Codes (CUR) (Filtry w budownictwie wodnym (po holendersku), Badania i normy budownictwa lądowego i wodnego), Gouda, Holandia;
- [6] DVWK, 1993, Guidelines for water managementno.306: application of geotextile in hydraulic engineering, German Association for Water Resources and Land Improvement (DVWK) (Wytyczne do zarządzania gospodarką wodną nr 306: stosowanie geotekstyliów w budownictwie wodnym, Niemieckie Stowarzyszenie Zasobów Wodnych i Melioracji), Bonn, Niemcy;
- [7] CUR/CIRIA, 1991, Manual on use of rock in coastal engineering (Podręcznik stosowania skał w inżynierii brzegowej), CUR/CIRIA raport 154 Gouda, Holandia;
- [8] CUR/RWS, 1995, Manual on use of rock in hydraulic engineering (Podręcznik stosowania skał w budownictwie wodnym), CUR raport 169, Gouda, Holandia;
- [9] CUR/TAW 1995, Design Manual for Pitched Slope Protection (Podręcznik projektowania ochrony skarp okładzinowych), CUR raport 155, A.A. Balkema (Publ.), Rotterdam;
- [10] Flexible Armoured Revetments (Elastyczne, zbrojone umocnienia brzegowe), 1984, Sprawozdanie z Konferencji Międzynarodowej, Thomas Telford Ltd., London;
- [11] FHWA, 1995, Geosynthetics Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration (Projektowanie geosyntetyków i wytyczne konstrukcyjne, Federalny Zarząd Dróg Publicznych), FHWA-HI-95-038, Waszyngton, D.C.;
- [12] Heerten, G., 1982, Dimensioning the Filtration Properties of Geotextiles Considering Long-term Conditions, Proc. 2nd Int. Conf. On Geotextiles, (Wymiarowanie właściwości filtracyjnych geotekstyliów z uwzględnieniem warunków długotrwałych, Sprawozdanie z 2 Międzynarodowej Konferencji nt. Geotekstyliów), Las Vegas;
- [13] Heerten, G., 1982, Geotextiles in Coastal Engineering, 25 years experience, Geotextiles and Geomembranes (Geotekstyli w inżynierii brzegowej, 25 lat doświadczeń, geotekstyli i geomembrany) tom 1, nr 2;
- [14] Holtz, R.D., Christopher, B.R, i Berg, R.R., 1997, Geosynthetic Engineering (Inżynieria geosyntetyków), BiTech Publishers Ltb., Richmond, Kanada;
- [15] Klein Breteler, M. I wsp., 1998, Alternatieve open taludbekledingen (Alternative open slope revetments, in Dutch (Alternatywne umocnienia brzegowe o skarpie otwartej, po holendersku), Delft Hydraulics, H1930;
- [16] Klein Breteler, M., K. W. Pilarczyk, T. Stoutjesdijk, 1998, Design of alternative revetments, Proceedings of the 26th International Conference on Coastal Engineering (Projektowanie alternatywnych umocnień brzegowych, Sprawozdanie z 26 Międzynarodowej Konferencji Inżynierii Brzegowej), Kopenhaga, Dania;
- [17] Knauss, j., 1979, Computation of maximum discharge at overflow rock-fill dams, 13th Congress des Grand Barrages (Obliczanie maksymalnego wypływu przepływu przy

- przelewaniu nad wałami ochronnymi o wypełnieniu skalistym, 134 Kongres Wielkich Zapór) (ICOLD), New Delhi, Q50, R.9;
- [18] Mlynarek, J., 1994, Evaluation of filter performance of geotextiles, prepared for Road and Hydraulic Engineering Division (Ocena właściwości filtracyjnych geotekstyliów, przygotowana dla Działu Techniki Drogowej i Wodnej), Delft, Holandia;
- [19] PIANC, 1984, Report of the International Commission For Improving The Design Of Fender Systems, Supplement to Bulletin No. 45 (Raport międzynarodowej komisji ds. projektowania systemów ochronnych, suplement do biuletynu nr 45), Bruksela;
- [20] PIANC, 1987, Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways (Wytyczne w sprawie projektowania i budowy elastycznych umocnień brzegowych, zawierających geotekstylię, na śródlądowych drogach wodnych), Raport WG 4, PTC I, Supplement do biuletynu nr 57, Bruksela, Belgia;
- [21] Biuletyn PIANC, 1987, Special issue on propeller jet action, erosion and stability criteria near the harbour quays (Specjalne wydanie nt. działania strumienia śrubowego, erozji i kryteriów stateczności w pobliżu nabrzeży portowych), Biuletyn PIANC nr 58, Bruksela;
- [22] PIANC, 1992, Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles in marine environment (Wytyczne w sprawie projektowania i budowy elastycznych umocnień brzegowych, zawierających geotekstylię, w środowisku morskim), Raport WG 21, PTC II, Supplement do Biuletynu nr 78/79, Bruksela, Belgia;
- [23] PIANC, 1997, Guidelines for the design of armoured slopes under piled quay walls (Wytyczne, odnośnie projektowania skarp zbrojonych pod ścianami nabrzeży), Supplement do biuletynu nr 96, Bruksela;
- [24] Pilarczyk, K.W., (wydawca), 1990, Coastal Protection (Ochrona brzegów), Opublikowane przez A.A. Balkema, Rotterdam.
- [25] Pilarczyk, K.W., (wydawca), 1998, Ostrogi i umocnienia brzegowe, Opublikowane przez A.A. Balkema, Rotterdam;
- [26] Pilarczyk, K.W., 1999, Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering (Geosyntetyki i geosystemy w budownictwie wodnym i inżynierii brzegowej), Opublikowane przez A.A. Balkema, Rotterdam; balkema@balkema.nl;
- [27] EAU, 2000, Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, German Society for Harbour Engineering (Zalecenia Komitetu ds. Konstrukcji Nabrzeży, Niemieckie Stowarzyszenia Budownictwa Morskiego), Ernst & Sohn, Berlin;
- [28] RWS, 1987, The Closure of Tidal basins (Zamknięcie basenów pływowych), Rijkswaterstaat, opublikowane przez Delft University Press, Delft;
- [29] SPM, 1984, Shore Protection Manual (Podręcznik ochrony brzegu), Korpus Inżynierski Armii USA, Vicksburg;
- [30] Van Santvoort, G., ed., 1994, Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering (Geotekstylię i geomembrany w inżynierii lądowej i wodnej), wydanie poprawione, A.A. Balkema, Rotterdam.

Informacje na internecie:

www.tawinfo.nl (English, downloads)

<http://www.wldelft.nl/rnd/publ/search.html> (insert for Author: Pilarczyk, or other name)

www.pilarczyk.nl/Krystian

http://www.waterbouw.tudelft.nl/index.php?menu_items_id=65

<http://www.unesco-ihe.org/we/dicea/default.htm?http://www.unesco-ihe.org/we/dicea/cress.htm>

<http://www.ihe.nl/we/dicea/int01/default.htm?/we/dicea/int01/glosd.htm>

SŁOWA KLUCZOWE:

Umocnienia brzegowe;
Stateczność umocnień;
Atak fali;
Obciążenie prądem;
Materace blokowe;
Kosze szalcowe;
Materace betonowe;
Stateczność geotechniczna;
Mechanizm uszkodzenia.