

ZASADY WYMIAROWANIA ZBROJENIA GEOSYNTETYCZNEGO W NASYPACH I KONSTRUKCJACH OPOROWYCH LINII KOLEJOWYCH

W referacie przedstawiono ważniejsze postanowienia obowiązujących norm i zaleceń w Wielkiej Brytanii i Niemczech dotyczących konstrukcji inżynierskich, wykonywanych z gruntów zbrojonych geosyntetykami. Podano definicje, wzory obliczeniowe oraz tok postępowania projektanta wykonującego tego rodzaju projekt. Zwrócono uwagę na niedopuszczalność łączenia ze sobą przy wymiarowaniu konstrukcji inżynierskich, metody stanów granicznych (dla wyznaczenia obliczeniowej wytrzymałości zbrojenia) z metodą globalnego współczynnika bezpieczeństwa (dla wyznaczenia wymaganej wytrzymałości zbrojenia). Szeroki wykaz literatury przedmiotu oraz liczne rysunki i wykresy mogą być wykorzystane bezpośrednio przez projektantów.

Im Referat werden einige wichtige Festlegungen von den in Großbritannien und Deutschland geltenden Baunormen und Empfehlungen für die Anwendung von geosynthetischen Bewehrungen in Erdbauwerken vorgestellt. Der Vortrag enthält die wichtigsten Definitionen und Formeln und gibt die Abfolge von planerischen Aufgaben des Projektanten vor. Es wird darauf aufmerksam gemacht, daß eine Verbindung der Methode der Grenzzustände (für die Bestimmung der Bemessungsfestigkeit der gewählten Bewehrung) mit der Methode des Globalen Sicherheitsfaktors (für die Ermittlung der erforderlichen Zugfestigkeit der Bewehrung) bei der Bemessung von Bauwerken unzulässig ist. Das beigefügte umfangreiche Verzeichnis von Publikationen und viele Diagramme und Bilder können direkt von Planern angewendet werden.

In the paper some important rules related to the existing codes and recommendations in Great-Britain and Germany that regulate the use of geosynthetic reinforcements in earth structures are presented. Some definitions, formulas and the description of the step-by-step design are given. A special attention has to be drawn to the unreliability of using both well-known dimensioning methods simultaneously in the same design, i. e. the limit state method (for the estimation of the existing design tensile strength of the chosen reinforcement) and the method of the global safety factor (for the estimation of the required design tensile strength of the reinforcement). The included references, many diagrams and figures can be directly used by designers.

1. Materiały geosyntetyczne i ich funkcje w konstrukcjach ziemnych

W przypadku wykonawstwa zbroczy (skarpy o nachyleniu poniżej 70°) i ścian oporowych (nachylenie $\geq 70^\circ$) z gruntu zbrojonego oraz nasypów ziemnych ze zbrojeniem w podstawie stosuje się przeważnie:

- geosiatki lub geotkaniny

o wysokim module sztywności na rozciąganie i małym, ściśle zdefiniowanym pełzaniu - w celu ograniczenia deformacji podtorza kolejowego. W przypadku zastosowania materiałów ziemnych lub odpadów o podwyższonym geochemizmie (np. popiołów lotnych, odpadów pokopalnianych) zaleca się użycie odpowiednio odpornych polimerów. Konieczna jest więc w takim przypadku już na etapie sporządzania projektu konstrukcji ziemnej znajomość geochemizmu i uziarnienia materiałów ziemnych i składu podłoża.

Poza geosiatkami i geotkaninami stosuje się w budowie konstrukcji ziemnych także inne geosyntetyki, to jest: geowłókniny, geomebrany i geokompozyty, spełniające następujące funkcje:

- separacji (geowłókniny, geotkaniny, np. HaTe[®]);

- filtracji (geowłókniny, geotkaniny, np. HaTe[®]);
- drenażu powierzchniowego: geosyntetyczne maty drenażowe, pionowe drenaże taśmowe;
- uszczelnienia (geomembrany i maty bentonitowe, np. NaBento[®]);
- ochrony przed erozją (maty przestrzenne, geotkaniny HaTe[®], maty kompozytowe);
- opakowania względnie szalunku giętki (tutaj najczęściej geotkaniny - od tradycyjnych worków i kontenerów do walców (np. Ringtrac[®]) i mat, wypełnianych betonem lub piaskiem, (np. Incomat[®]);
- ochrony przed uszkodzeniem mechanicznym warstw uszczelniających (np. geowłókniny przesywane i wzmocnione tkaniną HaTe[®], o masie powierzchniowej dochodzącej nawet do 3600 g/m² i o CBR ≥ 18 000 N).

2. Reologiczne właściwości polimerów i dopuszczalne wartości wydłużeń wkładek zbrojeniowych

Dobór polimeru, z którego ma być wykonane zbrojenie, musi uwzględniać poza geochemizmem: czas użytkowania budowli, stopień obciążenia zbrojenia, dopuszczalne odkształcenia budowli lub dopuszczalne wydłużenia zbrojenia. Schematycznie przedstawiono stan obciążenia i zapas bezpieczeństwa w elemencie zbrojenia na rys. 1, ujmując właściwe dla polimerów wpływy: uszkodzenia mechaniczne, pełzanie i starzenie się. Z rys. 1 widać, że w budowlu z gruntu zbrojonego wraz z upływem czasu zmniejsza się zapas bezpieczeństwa. Zasadą jest tu wykazanie wystarczającej stateczności dla charakterystycznych faz: stanu budowlanego, stanu użytkowego i ewentualnie dla stanu wyjątkowego (np. powodzi, zapadłisk górniczych, itp.). Z rys. 1 wynika, że budowla czy też dana wkładka zbrojeniowa ma dłuższy niż projektowany okres żywotności, ponieważ nawet w ostatniej chwili, w samym końcu projektowanego okresu użytkowania, pozostaje jeszcze wymagany przepisami zapas bezpieczeństwa. Zapas ten jest definiowany globalnym współczynnikiem bezpieczeństwa (w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa) lub tzw. stopniem wykorzystania materiału (w metodzie stanów granicznych).

Dla ścian oporowych z gruntu zbrojonego bez okładzin (tzw. ścian zielonych) tradycyjnie ogranicza się dopuszczalne przemieszczenie poziome do wielkości wynoszącej $0,02 \times H$ gdzie (H - wysokość ściany). W przypadku ścian z licem ciągłym projektant ustala indywidualnie dopuszczalne deformacje w oparciu o normy do projektowania: konstrukcji żelbetowych (lico ciągłe żelbetowe), konstrukcji stalowych (lico z blachy falistej) lub konstrukcji z drewna (lico z desek lub bali). Dla prefabrykowanych bloczków dopuszczalne przemieszczenie lub wygięcie się ściany musi odpowiadać danym, zalecanym przez ich producentów.

Poza ograniczeniem deformacji lica stawia się warunki na dopuszczalne wydłużenie zbrojenia. I tak, dla ścian oporowych i przyczółków zaleca się (w oparciu o normę brytyjską BS 8006) przyjmować dopuszczalny od zakończenia budowy (100 h) do końca eksploatacji (60 ÷ 120 lat) przyrost wydłużenia z tytułu pełzania nie większy niż 0,5 %, niezależnie od warunków odkształcenia wykładziny.

Dopuszczalne całkowite wydłużenie zbrojenia w zboczach z gruntu zbrojonego i zbrojenia w podstawie nasypów bezpośrednio posadowionych na gruntach słabych powinno być ograniczone w myśl BS 8006 do 5 %. Podane wartości odnoszą się do okresu użytkowania budowli, a więc do okresu 60 ÷ 120 lat.

Dla nasypów posadowionych na palach, ze zbrojeniem w podstawie, wymaga się:

- drogi: całkowite wydłużenie: max. 5 % (BS 8006) [2];
- koleje: całkowite wydłużenie: max. 2 % (wymagania Niemieckiego Urzędu Kolejowego w Bonn, EBA [5]).

Dla tych zastosowań najlepiej nadają się produkty z: poliestru [drogi] i aramid (aromatyczny poliamid) oraz PVA (poliwinyloalkohol) [koleje], które to materiały wykazują dostatecznie wysoką sztywność na rozciąganie i bardzo małe pełzanie. W przypadku zastosowania polipropylenu (PP) lub polietylenu o wysokiej gęstości (PEHD) należy, z uwagi na ograniczenie pełzania, znacznie obniżyć stopień obciążenia tzn. obniżyć efektywność wykorzystania materiału zbrojącego.

Dla przykładu, na rys. 2 podano (za [24]) charakterystyki niektórych produktów z polietylenu (PE), polipropylenu (PP) i poliestru (PET, PES) z uwzględnieniem pełzania. Z rysunku tego wynika, że polietylen i polipropylen wykazują większą sztywność na rozciąganie w okresie początkowym (do 1 dnia od momentu wystąpienia pierwszego obciążenia). Dla długoterminowej prognozy poliester wykazuje wyraźnie mniejsze pełzanie i co za tym idzie, mniejsze wydłużenie całkowite - dla $t \geq 1$ dzień, („t” – czas od momentu przyłożenia obciążenia).

Tablica 1 przedstawia wyniki najnowszych badań reologicznych polimerów, wykonanych w TRI Austin USA w 2000 r.[23] , z których to danych wynika, że wydłużenie z tytułu pełzania w czasie do 114 lat jest dla poszczególnych polimerów drastycznie różne. W szczególności, duże pełzanie wykazują PP i PEHD, dla których wskaźnik pełzania wynosi, odpowiednio: 94,9 % (PP) i 87,6 % (PEHD). Autorzy zalecają wnikliwą analizę zawartości tablicy 1 jak też i treści publikacji [23], ponieważ wyniki tych badań prezentują fundamentalne właściwości reologiczne polimerów.

Analizując wyniki badań, autorzy publikacji [23] zwrócili uwagę na konieczność modyfikacji sposobu wyznaczania współczynnika materiałowego z tytułu pełzania (A_1) dla takich polimerów jak: PP i PEHD. Podkreślają oni, że dotychczasowy sposób ustalania współczynnika A_1 (np. wg DIN EN ISO 13 431 i wg BS 8006), tzn. dla PP, przy wydłużeniu przy zerwaniu około 36 % i PEHD - ponad 25 %, jest przestarzały i nie uwzględnia specyfiki poszczególnych polimerów. Biorąc pod uwagę praktycznie dopuszczalny zakres wydłużeń dla konstrukcji budowlanych autorzy publikacji [23] proponują wyznaczać współczynnik A_1 dla PP i PEHD dla umownego specyficznego dla danego polimeru dopuszczalnego wydłużenia, (np. dla PP i PEHD: 10%). Na rys. 3 i 4 pokazano schematycznie sposób wyznaczania współczynników materiałowych A_1 .

Tablica 1. Wydłużenia natychmiastowe i wydłużenia przy pełzaniu.
Wyniki uzyskane metodą: SIM, $T = 20^\circ C$, [23]

Produkt (Polimer)	Stopień obciążenia	Wydłużenie natychmiastowe ϵ_0 (0 sek.)	Wydłużenie całkowite ϵ		Pełzanie ϵ_k w okresie: od 0 sek. do 114 lat	Wskaźnik pełzania $(\epsilon_k/\epsilon) \cdot 100$
			po 1000 sek. obciążenia	po 114 latach i pod obciążeniem		
Jednostka	(% UTS)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
Fortrac [®] M (PVA)	69,0	4,0	4,87	5,65	1,65	29,2
Fortrac [®] A (Aramid)	67,1	1,94	2,05	2,28	0,34	14,9
Fortrac [®] MP (PA)	50,5	10,1	10,9	11,57	1,47	12,7
Fortrac [®] (PET)	62,2	8,3	9,05	9,79	1,49	15,2
Fornit [®] (PP)	30,5	1,9	4,35	37,8	35,9	94,9
Tensar [®] (PEHD)	37,2	2,9	5,26	23,3	20,4	87,6

UTS = Ultimate Tensile Strength; wytrzymałość nominalna; w badaniach według EN ISO 10 319.

W tablicy 2 podano wartości A_1 wyznaczone tradycyjnie tj. ustalone dla sił zrywających przy pełzaniu w określonym czasie „t” i dla sił, wywołujących wydłużenie całkowite w wysokości 10 % i w danym czasie „t”. Z tablicy tej wynika, że dla PP i PEHD należy w praktyce inżynierskiej przyjmować znacznie wyższe, niż dotychczas były podawane przez producentów, wartości A_1 , jeżeli zachowanie się budowli ma w przybliżeniu odpowiadać zachowaniu się obiektu zbrojonego poliestrem.

Na zakończenie zwraca się uwagę na konieczność starannego prześledzenia podawanych przez producentów danych, dotyczących pełzania lub określających wartości współczynnika A_1 . Można tego dokonać, zapoznając się z treścią protokołów badań wyspecjalizowanych laboratoriów (Instytutów), które stanowią dowód lub źródło przyjęcia poszczególnych parametrów pełzania.

Graficzną formą zobrazowania własności reologicznych danego produktu geosyntetycznego są *izochrony*, które zobrazowują zależność: odkształcenie jednostkowe wywołane po czasie „t” przy stałym stopniu obciążenia i w danej temperaturze otoczenia. Na „rys. rys.” 5 i 6 podano izochrony dla geosiatek Fortrac® i geotkanin Stabilenka®, wykonanych z poliestru. Są to znormalizowane krzywe, a więc można je zastosować dla każdego typu geosiatki Fortrac® lub geotkaniny Stabilenka®. W tym miejscu zaznacza się, że dla właściwego wykonania projektu konstrukcji z gruntu zbrojonego, projektant musi umieć posługiwać się izochronami przy wyznaczaniu wydłużeń (ϵ) dla poszczególnych stanów obciążenia (% UTS) i czasów trwania obciążeń (t). Dla ułatwienia wymiarowania konstrukcji zbrojonych np. geosiatkami Fortrac® i geotkaninami Stabilenka® wykonanymi z poliestru, w tabelicy 3 podano wartości współczynnika A_1 dla różnych czasów użytkowania obiektów zbrojonych tymi materiałami.

Tablica 2. Wartości współczynnika materiałowego A_1 (czas obciążenia 114 lat, temperatura 20°C, wyniki uzyskane metodą SIM) [23]

Produkt Polimer	Wytrzymałość nominalna (UTS)	A_1 - wartości uzyskane dla przyjętych granicznych wydłużeń, specyficznych dla danego polimeru		A_1 - wartości uzyskane dla sił zrywających przy pełzaniu
		Wydłużenie specyficzne	A_1	
Jednostka	(kN/m)	(%)	(-)	(-)
Fortrac® M (PVA)	50	5	1,63	1,57
Fortrac® A (Aramid)	175	2,3	1,49	1,49
Fortrac® MP (PA)	25	10	2,26	1,98
Fortrac® (PET)	40	10	1,62	1,61
Fornit® (PP)	35	10	4,63	3,27
Tensor® (PEHD)	70	10	3,04	2,69

Tablica 3. Współczynnik materiałowy A_1 , uwzględniający pełzanie geosiatek Fortrac® i geotkanin Stabilenka®

Czas obciążenia											
t =	1 godz.	1 dzień	1 tydzień	1 miesiąc	1 rok	2 lata	3 lata	5 lat	10 lat	60 lat	120 lat
A_1 [-]	1,20	1,28	1,33	1,37	1,43	1,47	1,49	1,50	1,53	1,56	1,67

Pośrednie wartości mogą być interpolowane. Temperatura gruntu < 30°C.

Uproszczoną klasyfikację polimerów przydatnych na zbrojenia geosyntetyczne podano na rys. 25; ułatwia ona projektantom podjęcie wstępnego wyboru przydatnego dla danych warunków polimeru.

3. Ogólne zasady wymiarowania konstrukcji z gruntu zbrojonego

Obecny stan wiedzy i techniki pozwala projektować i wykonywać budowle z gruntu zbrojonego lub też budowle ze zbrojeniem geosyntetycznym w sposób inżynierski, tzn. w oparciu o normy budowlane (np. BS 8006, [2]) lub zalecenia techniczne [3,4,5]. Dla większych obiektów, o pionierskim charakterze konstrukcji (np. nasypów na palach ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie) prowadzi się monitoring - zarówno w okresie budowy, jak też i podczas eksploatacji obiektów - dla ustalenia stopnia ich konsolidacji i bezpieczeństwa robót, a także dla weryfikacji metod obliczeniowych [5].

W krajach Unii Europejskiej następuje w ramach unifikacji norm budowlanych powolne przechodzenie od metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa do metody stanów granicznych. To powolne przechodzenie ma miejsce szczególnie w Niemczech, gdzie, jak dotychczas, projekty nowych norm geotechnicznych oparte są o metodę stanów granicznych. Są to:

- E DIN 1054:2000.12 – „Obliczenia stateczności w geotechnice” oraz
- DIN V 4084-100 – „Stateczność zboczy”.

Nie uzyskały one jednak większego poparcia ze strony inżynierów-specjalistów i ciągle są przedmiotem dyskusji. W praktyce inżynierskiej nadal obowiązują w tym zakresie normy: DIN 1054, DIN 4084 oraz DIN 4085, które oparte są na metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa.

Inna sytuacja jest w Wielkiej Brytanii, która wydała w 1995 normę budowlaną BS 8006 [2]. Zasady wymiarowania konstrukcji z gruntu zbrojonego elementami metalowymi i geosyntetykami bazują w niej na metodzie stanów granicznych. Wadą tej normy jest to, że w wielu ustaleniach odbiega ona znacznie od EUROCODE 7 i projektu normy E DIN 1054:2000-12 w: przyjmowaniu stanów obciążenia, wartości współczynników cząstkowych, jak też i w ustalaniu wartości obliczeniowych parametrów geotechnicznych.

Stowarzyszenie Inżynierów Niemieckich [DGGT], spodziewając się szybkiego zatwierdzenia projektów norm DIN V 1054 – 100 oraz DIN V 4084-100, wydało pośpiesznie w 1997 zalecenia, dotyczące wymiarowania konstrukcji z gruntu zbrojonego materiałami geosyntetycznymi, opublikowane pod nazwą EBGEO - 97 [3]. Te zalecenia oparto o projekt normy DIN V 1054 – 100, a zatem bazując na metodzie stanów granicznych. Skutkiem tego jest to, że skądinąd daleko i śmiało idące zalecenia znalazły tylko częściowe zastosowanie w praktyce, gdyż projekty nowych norm nie mają jeszcze, jak dotąd, pełnej mocy prawnej. Dlatego nadal prowadzi się w RFN wymiarowanie w oparciu o „stare normy“ DIN i "Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus", FGSV 1994, [22]. W warunkach wolnego rynku występują tu i ówdzie próby "łączenia" obu metod w wymiarowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego, co z inżynierskiego punktu widzenia, jest niedopuszczalne. Niestety takie próby miały miejsce także i w Polsce, przyczyniając się jedynie do powstania określonego zamętu w środowisku projektantów i geotechników.

Ze względu na wagę tego problemu podjęta zostanie poniżej próba przedstawienia obu metod wymiarowania i wykazania różnic, tak ażeby polski projektant mógł niezawodnie prześledzić i sprawdzić dowodowy (czy też obliczeniowy) tok, przedkładany wraz z ofertą na dostawy materiałów geosyntetycznych. Tutaj autorzy skoncentrują się jedynie na wytrzymałości wewnętrznej konstrukcji, a więc na mechanizmach zniszczenia, które to mechanizmy „tną” zbrojenie, mobilizując siły oporu na rozciąganie lub wyciąganie, ponieważ właśnie tutaj w celu "wygenerowania" fałszywie pojętych oszczędności próbuje się w warunkach polskich łączyć obie metody wymiarowania z sobą.

3. 1. Metoda globalnego współczynnika stateczności

Metoda ta obowiązywała w Polsce do 1976. Filozofia tej metody opiera się na następujących zasadach:

- dla obciążeń i oddziaływań przyjmuje się charakterystyczne wielkości (Q_k);
- wartości parametrów geotechnicznych odpowiadają wartościom charakterystycznym i dla nich wyznacza się reakcje (R_k);
- współczynniki globalnego bezpieczeństwa ustalone są dla trzech stanów obciążenia:
 - stanu podstawowego, (np. wg DIN 4084 dla zboczy i metody pasków $\eta_{dop} = 1,40$);
 - stanu budowlanego, (np. wg DIN 4084 dla zboczy i metody pasków $\eta_{dop} = 1,30$);
 - stanu wyjątkowego, (np. wg DIN 4084 dla zboczy i metody pasków $\eta_{dop} = 1,20$).

Dowód wystarczającej stateczności sprawdza się według następującej zależności :

$$\eta = \frac{R_k}{Q_k} \geq \eta_{dop} \quad \{1\}$$

gdzie „ η ” oznacza globalny współczynnik stateczności.

W skład reakcji R_k , która stanowi sumę wszystkich sił utrzymujących (lub momentów), wchodzi, w przypadku gruntów zbrojonych, suma nośności zbrojenia, które przecinane jest przez daną linię poślizgu. Przyjmuje się tu jednak, dla każdej wkładki, najmniejszą z trzech możliwych wartości:

- opór na wyciąganie ze strefy pasywnej, względnie
- opór na wyciąganie ze strefy aktywnej, lub
- obliczeniową wytrzymałość na rozciąganie, dla danego okresu użytkowania budowli i w ściśle zdefiniowanych warunkach gruntowo-wodnych, F_d (oznaczenie według [22]), gdzie:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma} \quad \{2\}$$

w którym to czasie poszczególne symbole oznaczają:

F_k – charakterystyczną wytrzymałość na rozciąganie, ustaloną dla poziomu ufności 95 %, w badaniu według EN ISO 10 319;

A_1 – współczynnik materiałowy, uwzględniający pełzanie dla danego stopnia obciążenia i czasu użytkowania obiektu (dla geosiatek Fortrac® i geotkanin Stabilenka® wartości liczbowe współczynnika A_1 podano w tablicy 3);

A_2 - współczynnik materiałowy, uwzględniający uszkodzenia mechaniczne podczas transportu i procesu wbudowania (ustalany dla danego uziarnienia i wskaźnika zagęszczenia gruntu; dla geosiatek Fortrac® i geotkanin Stabilenka® wartości współczynnika A_2 podano w tablicach 4 i 5);

A_3 – współczynnik, uwzględniający obniżenie wytrzymałości na połączeniach pasów geosyntetyków (w głównym kierunku nośnym należy unikać występowania połączeń - dla zbrojenia bez połączeń: $A_3 = 1,00$);

A_4 - współczynnik materiałowy, uwzględniający wpływ środowiska gruntowego na obniżenie się wytrzymałości na rozciąganie (dla geosiatek Fortrac® i geotkanin Stabilenka®, wykonanych z poliestru, wartości liczbowe współczynnika A_4 podano w tablicy 6);

$\gamma = 1,75$ - globalny współczynnik bezpieczeństwa materiałowego, uwzględniający niepewność co do: ustalania poszczególnych wpływów, dokładności metod obliczeniowych i odchyłek cech produktu według [22].

Tablica 4. Współczynnik materiałowy A_2 , uwzględniający uszkodzenia mechaniczne, dane dla geosiatek Fortrac[®], wykonanych z poliestru:

Grupa gruntu wg DIN 18 196	Typ geosiatki Fortrac [®] :			
	35/20-20	55/30-20	80/30-20	110/30-20
Drobnziarniste	1,05	1,02	1,02	1,02
Piaski i pospółki	1,10	1,05	1,05	1,05
Żwir i tłuczeń	1,40	1,30	1,2	1,05

Tablica 5. Współczynnik materiałowy A_2 , uwzględniający uszkodzenia mechaniczne, dane dla geotkanin Stablenka[®], wykonanych z poliestru:

Stablenka [®] typ:	200 ÷ 60 mm; tłuczenie	60 ÷ 2 mm; żwiry	2 ÷ 0,06 mm; piaski	< 0,06 mm; łyły
150/45	1,40	1,35	1,17	1,10
200/45	1,40	1,35	1,17	1,10
300/45	1,40	1,35	1,17	1,10
400/50	1,40	1,14	1,10	1,10
400/100	1,40	1,14	1,10	1,10
600/50	1,40	1,14	1,10	1,10
600/100	1,40	1,14	1,10	1,10
800/100	1,40	1,14	1,10	1,10
1000/100	1,40	1,14	1,10	1,10

Tablica 6. Współczynnik A_4 , uwzględniający chemizm gruntu, dane dla geosiatek Fortrac[®] i geotkanin Stablenka[®], wykonanych z poliestru:

pH - gruntu	2,0 do 4,0	4,1 do 8,9	9,0 do 9,5
A_4	1,10	1,00	1,15

Inne parametry geosiatek Fortrac[®] i geotkanin Stablenka[®] można znaleźć w Aprobatach Technicznych ITB i IBDiM

Współczynników materiałowych (A_1 , A_2 , A_3 , A_4) nie należy mylić ze współczynnikami bezpieczeństwa, ponieważ są to współczynniki redukcyjne, przyjmowane (stosowane) w obliczeniach inżynierskich z tytułu właściwości polimerów lub produktów geosyntetycznych, za pomocą których to współczynników definiuje się zmiany wytrzymałości, wynikające z różnorodnych wpływów. Natomiast globalny współczynnik bezpieczeństwa (γ równy 1,75) ma tu znamiona współczynnika bezpieczeństwa materiałowego.

W praktyce oznacza to, że dla danej ściany oporowej poszukuje się takiej wielkości F_d poszczególnych wkładek, która pozwala uzyskać, dla badanego stanu użytkowania, wymagany współczynnik bezpieczeństwa ściany oporowej η_{dop} . Równolegle zatem przyjmuje się odpowiednią wytrzymałość na rozciąganie i długość zbrojenia, starając się o optymalizację konstrukcji.

Na rynku znajdują się programy obliczeniowe „neutralne“, jak np. „Boesch“, w którym projektant ma wolny wybór, ponieważ sam zadaje wartości liczbowe wytrzymałości na rozciąganie i wielkości długości wkładek oraz „Reslope“ i „MSEW“, w których, dla zadanej wytrzymałości wkładek, wyznaczana jest automatycznie długość zbrojenia.

Można także spotkać programy opracowane przez poszczególnych producentów wyrobów geosyntetycznych, w których to programach wynikiem końcowym jest określenie danego i konkretnego produktu tej a nie innej firmy, o zdefiniowanej długości wkładek i określonym ich rozmieszczeniu. Wadą tych programów są ograniczenia co do geometrii, ilości i kształtu warstw gruntu zbrojonego, warunków gruntowo-wodnych oraz ograniczenia w zakresie wielkości i rodzaju obciążeń. Są to programy w zasadzie przeznaczone do wymiarowania wstępnego lub też zachęcające do zapoznania się z podstawami wymiarowania konstrukcji z gruntu zbrojonego. Przy ich pomocy nie można jednak wymiarować konstrukcji o bardziej złożonych kształtach lub pracujących w złożonych warunkach obciążenia i nad skomplikowanymi podłożami. Zainteresowanych programami do obliczeń konstrukcji zbrojonych geosyntetykami odsyła się do publikacji [25].

3.2. Metoda stanów granicznych

W metodzie stanów granicznych zasady wymiarowania zbrojonych konstrukcji gruntowych nie odbiegają znacznie od zasad wymiarowania budowli żelbetowych czy też stalowych, tzn. należy udowodnić, że:

- pierwszy stan graniczny - wymagana stateczność dla tego stanu granicznego, z uwagi na nośność, jest zachowana;
- drugi stan graniczny - dopuszczalne deformacje lub przemieszczenia będą zachowane dla stanu użytkowania.

W odróżnieniu jednak od konstrukcji stalowych czy też żelbetonowych, zbrojenie geosyntetyczne ma wyższą podatność na pęczanie. W niektórych warunkach dochodzi dodatkowo wpływ takich czynników jak: podwyższonego chemizmu wody gruntowej lub gruntu użytego do budowy, podwyższonej temperatury otoczenia, obniżenia wytrzymałości konstrukcji ze względu na dynamiczny charakter obciążenia. Wpływ promieniowania UV zostaje zazwyczaj pominięty, ponieważ materiały geosyntetyczne muszą być, po ich ułożeniu i w ściśle zdefiniowanym okresie czasu, osłonięte, jeżeli mają spełniać długoterminowo wyznaczone dla nich funkcje. Stosowane dodatki stabilizujące lub dodatkowe powleczenia ochronne spełniają jedynie funkcję zabezpieczenia na czas budowy; nie gwarantują jednak długoterminowej ochrony przed degradacją surowca zasadniczego ze strony promieniowania UV. A więc przykrycia tego typu konstrukcji materiałem ziemnym lub dostatecznie gęstą pokrywą roślinną są nieodzowne i powinny być bezwzględnie wymagane.

W ramach pierwszego stanu granicznego sprawdza się stateczność zewnętrzną i wewnętrzną konstrukcji dla:

- stanu budowlanego tzn. w chwili wznoszenia wraz ze wszystkimi obciążeniami montażowymi i dla założonego czasu realizacji obiektu. Znaczy to, że współczynnik A_1 ustala się dla czasu (okresu) trwania budowy;
- stanu użytkowania tzn. dla obciążeń użytkowych i dla założonego czasu użytkowania (przeważnie dla okresu 60 ÷ 120 lat).

Dla stanu budowlanego ustala się (określa) wytrzymałość podłoża, która jest definiowana poprzez wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody, c_u .

Dla stanu końcowego (stan użytkowania) w obliczeniach stateczności stosuje się parametry efektywne gruntu: c' , ϕ' (spójność i kąt tarcia wewnętrznego).

W ramach drugiego stanu granicznego sprawdza się osiadania, a dla ważniejszych konstrukcji oporowych, również przemieszczenia poziome. W odniesieniu do zbrojenia, sprawdza się czy określone przepisami dopuszczalne wydłużenia natychmiastowe, pęczanie lub wydłużenia całkowite nie zostaną przekroczone.

Na „rys. rys. rys.” 7, 8, 9 pokazano schematycznie najważniejsze potencjalne mechanizmy zniszczenia ścian oporowych, które trzeba sprawdzić w ramach pierwszego stanu granicznego, badając zewnętrzną i wewnętrzną stateczność konstrukcji. Rys. 10 przedstawia natomiast zakres wymiarowania wg normy BS 8006 w ramach drugiego stanu granicznego. W przypadku podłoży piaszczystych i zwirowych rezygnuje się ze sprawdzenia osiadań i przemieszczeń poziomych

konstrukcji ziemnych, ograniczając kontrolę do sprawdzenia wydłużenia zbrojenia dla warunków podanych w rozdziale 1. Dla podłoży słabych i podatnych, a w szczególności dla złożonych warunków obciążenia i dla trudnych warunków gruntowych, sporządza się analizę stateczności i deformacji przy pomocy programów numerycznych, np. programu Plaxis 7.0.

Niestety w swej zawartości normy: PN-81/B-03020, BS 8006, EUROCODE 7 i E DIN 1054:2000-12 różnią się znacznie co do wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa (różne też są w nich wartości obciążeń charakterystycznych - np. obciążenia śniegiem, wiatrem i obciążenia od pojazdów), co uniemożliwia bezpośrednie porównania czy też transponowanie pomiędzy tymi normami wyników obliczeniowych. W ramach pierwszego stanu granicznego używa się wartości obliczeniowych, a więc odpowiednio zmienionych przez poszczególne współczynniki cząstkowe bezpieczeństwa wyjściowych wartości charakterystycznych. W ramach drugiego stanu granicznego stosuje się charakterystyczne wartości parametrów i oddziaływań i tu wszystkie normy są w znacznie większym stopniu kompatybilne.

W myśl zaleceń normy E DIN 1054:2000-12 stateczność zewnętrzna konstrukcji i stateczność wewnętrzna przy uwzględnieniu oporu na wyciąganie wkładek zbrojeniowych z gruntu sprawdza się dla tzw. „stanu 1C”, tzn. po założeniach, że: 1° linia poślizgu nie przecina zbrojenia (stateczność zewnętrzna) oraz, że: 2° - linia poślizgu przecina przynajmniej jedną wkładkę (stateczność wewnętrzna).

Stan graniczny 1B oznacza wymiarowanie elementów nośnych (a więc i wkładek zbrojeniowych z tytułu ich nośności na rozciąganie - wytrzymałość materiałowa) ponieważ tutaj zbrojenie każdorazowo przecinane jest przez linię poślizgu, a zatem jest włączone do współpracy z konstrukcją. Dla przykładu, w tablicach 7 i 8, podano wartości współczynników cząstkowych dla stanów granicznych 1B i 1C, przytaczanych za normą E DIN 1054:2000-12.

W praktyce oznacza to, że dla stanu 1B wyznacza się poszczególne oddziaływania, mnożąc poszczególne ich wartości charakterystyczne przez współczynniki cząstkowe „ γ_{xy} ” z tablicy 7.

Dla stanu granicznego 1B reakcje lub opory wyznacza się dla wartości charakterystycznych parametrów i obciążeń, dzieląc je przez cząstkowe współczynniki „ γ_{xy} ” z tablicy 8. W zakresie ustalania wartości obliczeniowej wkładek zbrojenia na rozciąganie E DIN 1054:2000-12 odsyła do norm branżowych lub do innych dokumentów, np. do EB GEO 1997.

Tablica 7. Cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa dla oddziaływań wg E DIN 1054:2000-12

Oddziaływanie, rodzaj, definicja	Oznaczenie, symbole γ_{xy}	Stan obciążenia:		
		1 - podstawowy	2 - budowlany	3 - wyjątkowy
Stan graniczny 1B-utrata stateczności budowli lub jej elementów konstrukcyjnych				
Reakcje podłoża	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Parcie gruntu bierne i opór na wyparcie spod fundamentu	γ_{GI}	1,10	1,10	1,10
Stan graniczny 1C-utrata stateczności budowli				
Opór na ścinanie				
Współczynnik tarcia, $\tan \varphi'$	γ_{φ}	1,30	1,20	1,10
Kohezja c' i wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody c_u	γ_c, γ_{cu}	1,30	1,20	1,10
Opór na wyciąganie z gruntu: gwoździe, pale kotwiące, kotwy iniekcyjne i wiotkie wkładki zbrojeniowe				
Gwoździe i pale kotwiące	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Kotwy iniekcyjne	γ_A	1,10	1,10	1,10
Wiotkie wkładki zbrojeniowe	γ_B	1,40	1,30	1,20

W przypadku stanu 1C wszystkie oddziaływania (poza parciem gruntu) wyznacza się dla wartości charakterystycznych, mnożąc je przez wartości współczynników cząstkowych z tablicy 7. Parcie gruntu oblicza się dla stanu 1C stosując obliczeniowe wartości parametrów, które uzyskuje się poprzez podzielenie ich przez współczynniki cząstkowe „ γ_{xy} ” z tablicy 8. Wartości reakcji lub oporów dla stanu 1C uzyskuje się dzieląc ich wartości charakterystyczne przez odpowiednie współczynniki „ γ_{xy} ” z tablicy 8. Należy podkreślić, że dla stanu granicznego 1C opór gruntu na ścinanie wyznacza się dla obliczeniowych parametrów gruntu! W ramach tego stanu granicznego sprawdza się, czy długość wkładek zbrojenia jest wystarczająca dla danych warunków gruntowych i rozkładu sił rozciągających w zbrojeniu.

Tak skonstruowana metoda wymiarowania jest skomplikowana i na razie nie można tu stosować bezpośrednio istniejących programów obliczeniowych, ponieważ posługując się którymkolwiek z dostępnych programów projektant musi każdorazowo dla danej linii poślizgu ustalić, czy przecina ona zbrojenie i podejmować decyzje o doborze właściwego stanu dla każdej z badanych linii poślizgu:

- dla linii poślizgu, przecinających zbrojenie obliczenia przeprowadza się dla stanów: 1B (tu bada się wytrzymałość obliczeniową na rozciąganie - wytrzymałość materiałowa) i 1C (tu bada się minimalny opór na wyciąganie po lewej lub po prawej stronie linii poślizgu);
- dla linii przechodzących poza zbrojeniem obliczenia prowadzi się dla stanu granicznego: 1C.

Tablica 8. Cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa dla reakcji gruntu wg E DIN 1054:2000-12

Stan	Reakcja, opór	Oznaczenie, symbol „ γ_{xy} ”	Stan obciążenia		
			1 - podstawowy	2 - budowlany	3 - wyjątkowy
1B	Parcie bierne	γ_{Ep}	1,40	1,30	1,20
	Opór na wyparcie gruntu spod podstawy	γ_S	1,40	1,30	1,20
	Opór na ścinanie (poślizg płaski)	γ_{St}	1,50	1,35	1,20
	Pojedyncze pale, wciskane i wyciągane osiowo	γ_{Pp}	1,40	1,20	1,10
	Kotwy iniekcyjne	γ_A	1,10	1,05	1,00
	Gwoździe	γ_N	1,20	1,10	1,05
	Giętkie elementy zbrojeniowe	γ_B	1,40	1,30	1,20
1C	Tarcie ($\tan \varphi$)	γ_φ	1,25	1,15	1,10
	Spójność (drenowana)	γ_c	1,60	1,50	1,40
	Wytrzymałość na ścianie bez odpływu wody	γ_{cu}	1,40	1,30	1,20
	Pojedyncze pale, wciskane i wyciągane osiowo	γ_M	1,00	1,00	1,00
	Kotwy iniekcyjne	γ_A	1,30	1,20	1,10
	Gwoździe	γ_N	1,30	1,20	1,10
	Giętkie elementy zbrojeniowe	γ_B	1,40	1,30	1,20

W tym miejscu należy zwrócić uwagę, że wytrzymałość obliczeniowa zbrojenia geosyntetycznego w metodzie stanów granicznych wyznacza się wzorem {3}, w którym „ γ_B ” ma inne znaczenie niż we wzorze {2} i co za tym idzie - inne wartości aniżeli $\gamma = 1,75$, występująca w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa.

Podstawowy wzór obliczeniowy dla tej metody ma postać:

$$F_{Bd} = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_B} \quad \{3\}$$

Współczynnik „ γ_B ” jest w tym przypadku cząstkowym współczynnikiem bezpieczeństwa i przyjmuje wartości, odpowiednio: 1,40, 1,30 i 1,20 - w zależności od stanu obciążenia. Zasady ustalania tej wartości określone są szczegółowo w treści wytycznych EBGeo 1997 [3]. W praktyce inżynierskiej, ażeby „wygenerować oszczędności” zaczęto sięgać do wzoru {3} i do wartości współczynników „ γ_B ” przy wyznaczaniu obliczeniowej wytrzymałości na rozciąganie zbrojenia, wymiarując konstrukcje oporowe według „starej normy” DIN 4084, a więc wg metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa. Dla podstawowego stanu obciążenia i dla tych samych warunków uzyskuje się z tego tytułu następującą "pseudo oszczędność" materiałową:

$$\frac{\gamma - \gamma_B}{\gamma} = \frac{1,75 - 1,40}{1,75} = 0,20 \quad \{4\}$$

A zatem widoczne jest, że wartość obliczeniowa wytrzymałości na rozciąganie, dla tego samego typu zbrojenia, jest inna w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa a inna w metodzie stanów granicznych. Wynika to stąd, że w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa siły w zbrojeniu wyznacza się dla wartości charakterystycznych obciążenia i parametrów gruntowych, ale stosuje się jeden globalny współczynnik bezpieczeństwa dla całej konstrukcji, „ η ”. Natomiast w metodzie stanów granicznych, siły w zbrojeniu wyznacza się, powiększając oddziaływania i pomniejszając opory za pomocą cząstkowych współczynników bezpieczeństwa „ γ ”. Stąd też, liczbowo, siły, jakie muszą być przeniesione przez zbrojenie, są większe w metodzie stanów granicznych i dlatego współczynniki „ γ_B ” zostały w normie E DIN V 1054:2000-12 odpowiednio zredukowane, tak, aby zapewnić co najmniej obecny „stary poziom bezpieczeństwa”. Mieszając obie metody wymiarowania „generuje się” oszczędności w sposób niedopuszczalny, ponieważ tak wymiarowane budowle mają w efekcie znacznie zaniżony stopień bezpieczeństwa.

4. Typy ścian oporowych z gruntu zbrojonego

Oprócz zastąpienia tradycyjnych ścian oporowych z żelbetu lub masywnych, wykonanych z kamienia albo też z betonu, grunt zbrojony stosuje się do wykonawstwa przyczółków mostowych a nawet i podpór pośrednich mostów i wiaduktów [14, 15]. Na rys. 11 pokazano konstrukcje przyczółka wiaduktu kolejowego z gruntu zbrojonego z licem żelbetowym. Zamieszczone zdjęcia dokumentują wysoką jakość robót, jaka jest obecnie możliwa przy zastosowaniu specjalnych deskowań ślizgowych lub przestawnych, np. deskowania przestawne firm HUESKER / Inora, rys. 26.

Na rynku budowlanym oferowanych jest obecnie wiele typowych systemów, które rozróżnia się, jeżeli chodzi o ukształtowanie lica i typu zbrojenia. Dla przykładu podano poniżej niektóre z nich:

- Ściany oporowe z licem sztywnym kotwionym do konstrukcji oporowej z gruntu zbrojonego; zbrojenie zasadnicze zawijane do tyłu (rys.11);
- Ściany oporowe z licem podatnym (konstrukcja drewniana) i z możliwością zazieleniania (rys.12);
- Ściany oporowe z licem w postaci skrzyń wielkowymiarowych, kotwionych za pomocą geotkanin; np. system Betex[®] (rys. 13);
- Ściany oporowe z licem w postaci pustaków kotwionych za pomocą zbrojenia pomocniczego (geotkaniny HaTe[®] 60.006) i zbrojenia zasadniczego (geosiatki Fortrac[®]); np. system Macono[®], pustaki typu Kronimus[®] (rys. 14);
- Ściany oporowe z licem z bloczków małowymiarowych, zbrojenie kotwione w bloczkach poprzez zaklinowanie tłuczniem; system Allan Block[®] (rys. 15), zbrojenie kotwione w bloczkach poprzez zakleszczenie w zamkach lub ząbieniach; system Pisa II[®] (rys. 16);
- Ściany oporowe bez okładzin, ze zbrojeniem zawijanym, zazieleniane, z szalunkiem i ochroną w postaci krat stalowych; system Vector[®] (rys. 17) oraz Inorex[®];
- Ściany oporowe, wykonane systemem schodkowym, z okładziną ziemną i z matą antyerozyjną (rys. 18).

W przypadku ścian oporowych, używa się przeważnie geosiatek, które w przeciwieństwie do geotkanin wykazują się lepszym ząębieniem z gruntem lub z elementami osłonowymi. Wyjątkiem tu jest system Betex[®], w którym jako zbrojenie stosowana jest geotkanina Stablenka[®], kotwiona na żelbetowych belkach elementów skrzyniowych [16].

W ramach pierwszego stanu granicznego należy sprawdzić stateczność dla wielu możliwych mechanizmów zniszczenia, które obejmują stateczność zewnętrzną, wewnętrzną i tzw. mieszaną. Na „rys. rys. rys.” 7, 8, 9 pokazano potencjalne mechanizmy zniszczenia, które należy przebadać w ramach analizy stateczności konstrukcji. W przypadku ścian bez lica obliczenia statyczne są znacznie uproszczone. Poza podanymi mechanizmami zniszczenia należy sprawdzić i wykazać wystarczającą stateczność na poślizg pomiędzy dwoma dolnymi wkładkami zbrojenia, wzdłuż tzw. szwajcarskiej linii poślizgu [17].

W przypadku zagrożenia powodziowego lub zagrożenia wstrząsami podziemnymi należy również wykonać obliczenia stateczności dla stanu wyjątkowego. W tym zakresie można wykorzystać zalecenia zawarte w publikacjach [1, 14, 20]. Należy się tu liczyć ze znacznie dłuższym zbrojeniem, szczególnie w górnej części ściany oporowej. W Japonii zaleca się na terenach zagrożonych trzęsieniem ziemi wykonywać lica sztywne, kotwione do ścian oporowych (idealne lico powinno być elastyczne, lekkie, o dużej wytrzymałości i możliwie tanie [14]). Zbrojenie geosyntetyczne powinno być zawijane. Pozwala to na naprawę spękanych partii lica, ponieważ zasadnicza konstrukcja z gruntu zbrojonego, przy dostatecznej długości zawinięcia, pozostaje na ogół bez większych uszkodzeń i deformacji. Poza tym wykonuje się wstępne sprężenie konstrukcji w celu zmniejszenia osiadań przyczółków lub podpór i poprawy dynamicznej charakterystyki konstrukcji [14].

W USA, w przypadku lica z bloczków lub z elementów pustakowych i skrzyniowych, zaleca się w skotwienie lub monolitycznie połączenie dwóch lub trzech górnych rzędów tych elementów [20]. Wynika to z faktu występowania stosunkowo małych naprężeń pionowych w górnej części ściany i w związku z tym - słabego docisku na styku tych elementów. Poza tym zaleca się posadawianie lica z bloczków na poduszkach żwirowych, silnie zagęszczonych, co ma chronić przed nadmiernymi lokalnymi deformacjami lica oraz polepszać sprawność odwodnienia (drenażu) całości konstrukcji.

W przypadku zagrożenia powodziowego, należy ścianę oporową posadawiać głębiej (poniżej przewidywanej rzędnej poziomu możliwego podmycia dna) lub też rejon posadowienia zabezpieczać przed erozją wodną. Na rys. 15 pokazana jest konstrukcja ściany oporowej, którą zastosowano na terenie zalewowym, w związku z budową centrum handlowego. Widoczne jest stosunkowo głębokie posadowienie na poduszce kamiennej, otoczonej odpowiednio dobraną geowłókniną. Poza tym zastosowano w tym przypadku zarówno drenaż powierzchniowy, jak i geosyntetyczny drenaż w linii tylnej ściany wykopu. W strefie wahań zwierciadła wody należy w obrębie filtrów kamiennych stosować geowłókninę, ażeby zabezpieczyć grunt zasypowy przed wymywaniem a same filtry przed kolmatacją. Ściana oporowa, bezpośrednio po jej wykonaniu, zdała pomyślnie pierwszą poważną próbę, tzn. wodę 100 letnią, (USA; Charlotte; 28.08.1995; opad 108 mm w ciągu 16 h [21]), dzięki rozsądnie i prawidłowo zaprojektowanym drenażom.

W przypadku projektowania ścian oporowych z gruntu zbrojonego na terenach zagrożonych powodzią lub intensywnymi opadami deszczu można również skorzystać z doświadczeń japońskich [14]. Należy zwrócić uwagę, że tego typu konstrukcje z gruntu zbrojonego ze względu na ich bardzo dużą elastyczność i odporność na erozję wodną znalazły również zastosowanie w rekonstrukcji osuwisk, jakie wystąpiły na liniach kolejowych i drogach na terenie Japonii. Dla unaocznienia skali „problemu japońskiego“ podawany jest przykładowo katastrofalny w skutkach okres na wyspie Kyushu: czerwiec-wrzesień 1993, z opadem łącznym w wysokości 3.000 mm (!!!) [14].

5. Zasady wymiarowania nasypów ze zbrojeniem w podstawie

Dla tego typu konstrukcji i rodzajów zbrojenia, w ramach pierwszego stanu granicznego, sprawdza się stateczność zewnętrzną i wewnętrzną konstrukcji dla stanu budowlanego i dla stanu końcowego (tzn. stanu po zakończeniu konsolidacji). Dla stanu budowlanego wytrzymałość podłoża definiowana jest poprzez wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody, c_u . Dla stanu końcowego (eksploatacji) w obliczeniach stateczności stosuje się parametry efektywne gruntu: c' , ϕ' . Celem obliczeń statycznych jest wyznaczenie wymaganej obliczeniowej wytrzymałości zbrojenia ($F_{B,d}$), lub też sprawdzenie stateczności budowli dla założonego schematu zbrojenia. Dla nasypów lub wałów, ze zbrojeniem w podstawie, sprawdza się następujące mechanizmy zniszczenia:

- a) płaski poślizg ponad zbrojeniem, bez przecięcia zbrojenia (rys. 19);
- b) płaski poślizg poniżej zbrojenia, z przecięciem zbrojenia (rys.19);
- c) poślizg po walcowej powierzchni poślizgu (rys. 20);
- d) boczne wyparcie gruntu (rys. 21).

Dla mechanizmów zniszczenia, polegających na przecięciu zbrojenia, należy każdorazowo uwzględniać: albo wytrzymałość obliczeniową zbrojenia, $F_{B,d}$ (stan graniczny 1B), albo też obliczeniową wartość siły zakotwienia, $F_{A,d}$ (stan graniczny 1C). W myśl normy BS 8006 [2] należy przy tym ograniczyć wydłużenie jednostkowe zbrojenia dla przewidywanego czasu obciążenia lub użytkowania „ t ” i dla siły rozciągającej „ $F_{B,d}$ ” do wielkości nie większych niż 5 %. Tutaj należy posłużyć się izochronami, sprawdzając czy działające obciążenie dla danego czasu użytkowania „ t ” nie wywoła wydłużenia większego niż 5 %.

Obliczenia statyczne dla drugiego stanu granicznego wykonuje się tak samo jak dla nasypu bez zbrojenia, ponieważ zakłada się, że obecność zbrojenia w gruncie nie wpływa w sposób zasadniczy na osiadanie samej budowli, jako takiej. Jest to założenie czynione po stronie bezpiecznej, ponieważ w praktyce występuje co najmniej „wygładzenie niecki osiadania“. Obliczenia w tym zakresie można wykonać na bazie polskiej normy PN-81/B-03020 [6].

Dla skrócenia czasu osiadań wykonuje się nasypy z odpowiednim przeciążeniem i geosyntetycznym drenażem pionowym.

Poza konwencjonalną metodą budowy wałów lub nasypów „na sucho“ wykonuje się je również poprzez refulacje lub hydrotransport, to jest „na mokro“. Na rys. 22 pokazano przebieg budowy nasypu drogowego, o wysokości projektowej (wyniesienie) 6 m, zlokalizowanego na terenie torfowym, w północno-zachodniej części Niemiec, gdzie zastosowano jako zbrojenie w podstawie geotkaninę poliestrową Stabilenka[®] 300/45. Na „rys. rys.“ 23 a oraz 23 b widoczne jest koryto przyszłej drogi, wyścielone geotkaniną, przygotowane do napławiania piasku. Widoczne są tu także repery płytowe, za pomocą których obserwowane były osiadania podłoża. Należy dodać, że w omawianym przypadku wykonano przeciążenie (wysokość przeciążenia: 1,5 m ÷ 2,0 m), przy spodziewanym osiadań podstawy nasypu o 1,5 m. Zaletą tego systemu budowy jest hydrauliczny transport, który eliminuje uciążliwy dla środowiska dowóz materiału ziemnego transportem kołowym. Oprócz tego, można zrezygnować z zastosowania ciężkiego sprzętu do zagęszczania, ponieważ hydraulicznie napławiony piasek uzyskuje wysoki stopień zagęszczenia ($I_s \geq 1,0$) w sposób naturalny, tzn. poprzez siły spływowe w trakcie odsączania. W warunkach trudnego dostępu można sięgnąć po jeszcze bardziej radykalną metodę budowy, tzn. wały startowe, które mogą być wykonane w postaci walców wypełnionych piaskiem z zastosowaniem hydrotransportu mieszaniny wodno-piaskowej. Tego typu rozwiązanie pociąga za sobą znacznie lepszą odporność na podmycie stopy wału, ponieważ obwałowanie startowe pokryte jest geotkaniną. Walce wypełnione metodą napławiania znane są w literaturze jako „*geotubes*“ („georury“). Rury geotekstylne wytwarzane w technologii tkania radialnego (bez szwu) znane są pod nazwą handlową „Ringtrac[®]“. W literaturze technicznej z tego zakresu można znaleźć metody wymiarowania „georur“, przykłady zastosowań i dane dotyczące kosztów [12, 13].

Ochrona przed erozją nowo wybudowanych względnie zrekonstruowanych nasypów stanowi oddzielny temat sam w sobie. W zależności od warunków miejscowych i od przewidywanego zagrożenia erozyjnego (np. prędkości przepływu wody powodziowej i czasokresu jej trwania) można dobrać odpowiedni system zabezpieczający, który w najprostszym przypadku stanowić może geotkanina np. typu HaTe[®], o odpowiednio dobranej konstrukcji. Przy spodziewanym większym zagrożeniu erozyjnym należy sięgnąć po systemy komórkowe lub po maty wypełniane piaskiem lub betonem, np. po system Incomat[®].

6. Uwagi końcowe

* Zadaniem projektanta jest:

- wyznaczenie (obliczenie) wymaganej wytrzymałości obliczeniowej zbrojenia (wytrzymałość materiałowa): $F_{B,d}$ - w metodzie stanów granicznych - stan graniczny 1B wg E DIN 1054:2000-12 albo F_d - w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa wg DIN 4084);
- sprecyzowanie wymagań dotyczących maksymalnej dopuszczalnej wielkości wydłużenia pod obciążeniem z uwzględnieniem pełzania ($\epsilon_{t,max}$);
- zwymiarowanie zakotwienia zbrojenia (długości zbrojenia dla danego układu - stan graniczny 1C wg E DIN 1054:2000-12 lub wg DIN 4084 dla metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa);
- zdefiniowanie wielkości oczka geosiatki - dla założonego uziarnienia (tu można posłużyć się rys. 24);
- zdefiniowanie geochemizmu gruntu, tak aby można było dokonać wyboru właściwego dla danych warunków polimeru, stanowiącego materiał z którego skonstruowany jest przewidywany do wbudowania wyrób geosyntetyczny.

Te powyżej wymienione parametry powinny znaleźć się w specyfikacji, tak aby dostawca mógł dobrać odpowiedni produkt, spełniający wymagania konstrukcyjne i wykazać tym samym jego przydatność. W uzasadnionych przypadkach, projektant powinien sam dokonać wyboru polimeru, z którego ma być wykonane zbrojenie, jeżeli warunki gruntowo-wodne odbiegają znacznie od przeciętnych, tak aby w fazie oszacowania kosztów budowy ująć poprawnie tą pozycję.

* Dostawca geosiatki, w oparciu o zdefiniowane w specyfikacji parametry, zobowiązany jest dokazać, czyli udowodnić, że oferowany produkt:

- wykazuje wymaganą wytrzymałość obliczeniową: wielkość $F_{B,d}$ [metoda stanów granicznych, wzór {3}] bądź też wielkość F_d [metoda globalnego współczynnika bezpieczeństwa, wzór {1}] – w obydwu przypadkach dla ustalonego czasu obciążenia „t”. Na tym etapie definiuje się współczynniki materiałowe A_1 , A_2 , A_3 i A_4 , dla zaoferowanego produktu, sposobu jego wbudowania oraz wpływów środowiska gruntowego. W środowisku alkalicznym zaleca się stosować geosiatki wykonane z PVA (poliwinylalkoholu). Tworzywo to ma najwyższą odporność chemiczną i pod względem parametrów mechanicznych i reologicznych przewyższa polipropylen (PP), polietylen (PEHD), a nawet i poliester (PES).
- spełnia warunek dopuszczalnego wydłużenia przy uwzględnieniu pełzania ($\epsilon_{t,max}$) zdefiniowanego w projekcie (tu należy się posłużyć izochronami, wyznaczając dla danej siły i czasu jej działania wielkość wydłużenia (ϵ_t) przy pełzaniu w czasie „t”). W przypadku bardzo małych dopuszczalnych wydłużeń należy rozważyć zastosowanie produktów z PVA lub aramidu, a więc z tworzyw o najwyższej sztywności na rozciąganie i o małym pełzaniu.

Przy takim podziale ról pomiędzy projektantem i dostawcą należy oczekiwać, że produkty geosyntetyczne na zbrojenie zostaną zwymiarowane prawidłowo i będą odpowiednio dobrane do istniejących czy też prognozowanych warunków obciążenia i geochemizmu.

Na koniec zwraca się uwagę na właściwy i konsekwentny sposób prowadzenia obliczeń statycznych, bez "kompromisów inżynierskich". Pamiętać należy, że kontrola jakości wykonawstwa, a więc nadzór uprawnionego geotechnika, jest w przypadku poważniejszych obiektów, lub też, złożonych warunków gruntowo-wodnych, nieodzowny. Dla prawidłowej

instalacji geosyntetyków zaleca się stosowanie specjalistycznych urządzeń z kontrolowanym wstępnym naciąganiem (rys. 27), tak, aby zmobilizować wstępnie zbrojenie do współpracy z gruntem już na etapie jego (zbrojenia) montażu i zabudowy.

Przy zachowaniu wszystkich powyżej omówionych zasad i toku czynności, zostanie zapewniona długowieczność trwałości i sprawności eksploatacyjnej zaprojektowanej konstrukcji z gruntu zbrojonego.

Literatura

1. Van Santvoor G., (1994), *Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering*, Balkema, Rotterdam.
2. British Standard Institution; (1995), BS 8006, Code of practice for strengthened / reinforced soil and other fills.
3. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - DGGT; (1997), *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO*, Verlag Ernst & Sohn.
4. American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO; (1990), *Design Guidelines for Use of Extensible Reinforcements (Geosynthetics) for Mechanically Stabilized Earth Walls in Permanent Applications*.
5. Gartung E., Verspohl J., Alexiew D., Bergmair F.; (1996), *Geogrid Reinforced Railway Embankment on Piles – Monitoring*, Proceedings of The First European Geosynthetic Conference, EUROGEO 1, Maastrich, Balkema, Rotterdam, Van Santvoor G., (1994), *Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering*, Balkema, Rotterdam, s. 251-260.
6. PN-81/B-03020, (1981), *Grunty budowlane. Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich*.
7. Bathurst R., Cai Z., (1994), „In-Isolation Cyclic Load – Extension Behaviour of Two Geogrids”, *Geosynthetics International*, Vol. 1. No. 1, s. 1–19.
8. DIN EN ISO10 319; (1993), *Geotextiles, Wide-Width Tensile Test*.
9. E DIN V 1054:2000:12 (2000), *Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*.
10. Instytut Badawczy Dróg i Mostów Warszawa; (1997), *Aprobata Techniczna nr AT/97-03-0166, Geotkanina Stabilenka®*.
11. Instytut Techniki Budowlanej Warszawa; (1998); *Aprobata Techniczna Stabilenka® nr AT-15-31-79/98*.
12. Fowler J., (1997), *Geotextile Tubes and Flood Control*, *Geotechnical Fabrics Report*, Vo. 15, No. 5, s. 28-37.
13. Leshchinsky D., Leshchinsky O., (1996), *Geosynthetic Confined Pressurized Slurry (GeoCoPs): Supplement Notes for Version 1.0*, Technical Report CPAR-GL-96-1.
14. Tatsuoka F., Tateyama M., Uchimura T., Koseki J., (1997), *Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures*, Proceedings of International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Balkema Rotterdam, s. 3-24.
15. Gotteland Ph., Gourc J.P., Villard P., (1997), *Geosynthetics Reinforced Structures as Bridge Abutments: Full Scale Experimentation and Comparison with Modelling*, Proceedings of International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Balkema Rotterdam, s. 25-34.
16. Nimmegern M., Schöck J., (1997), *Bau eines 17 m hohen Lärmschutzsteilwalles mit rückverhängten Betonfertigteilen beim Ausbau der BAB A5 bei Sandweiler*, Vortrag bei K-GEO 1997 in München, Sonderdruck.
17. SVG-Schweizer Verband der Geotextilfachleute; (1988), *Das Geotextil – Handbuch*, St. Gallen.
18. Instytut Badawczy Dróg i Mostów Warszawa; (1997), *Aprobata Techniczna nr AT/97-03-0167, Geosiatki poliestrowe Fortrac®*.
19. British Board of Agreement; (1997), *Certificate No 97/R096, Fortrac® Geogrids*.
20. Bathurst R.J., Cai Z., Alfaro M., Pelletier M., (1997), *Seismic Design Issues for Geogrid Reinforced Segmental Retaining Walls*, Proceedings of International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Balkema Rotterdam, s. 79-100.

21. Martin J.S., (1997), The Use of Geogrid Reinforced MSE Walls at Carolina Pavilion Project, Proceedings of International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Balkema Rotterdam, s. 209-216.
22. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, (1994), Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus.
23. Lothspeich S., Thornton J., Comparison of different long term reduction factors geosynthetic reinforcing materials, EURO GEO 2000, Bologna , s. 341-346.
24. Koerner R., Designing with Geosynthetics, Third Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 1986, s. 141.
25. Spink T., Software for geosynthetic engineering, Geotechnical Fabrics Report, Volume 19, No. 3, April 2001, pp. 24-27.

W referacie wykorzystano poza tym prospekty firm:

- * Kronimus® AG Betonsteinwerke, RFN: system Macono®;
- * Allan Block Corporation, USA: system Allan Block®;
- * Byggros AS, Dania: system Vector®;
- * Rothbury International Inc., Kanada: Risi Stone Retaining Wall System; system Pisa II®;
- * Evergreen GmbH, RFN: system Betex®;
- * Huesker Synthetic GmbH & Co., RFN: Stabilenka®, Fortrac®, Incomat®, Nabento®, Ringtrac®.