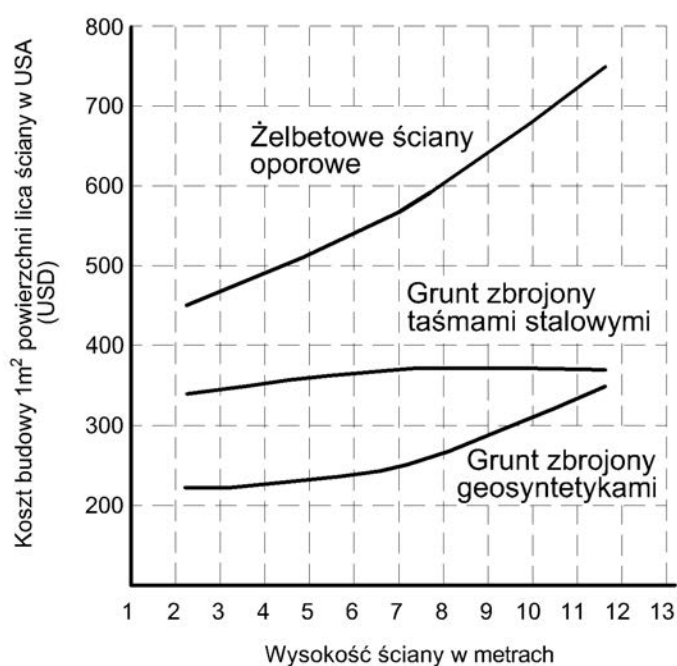


Projektowanie konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami z uwzględnieniem aktualnych norm europejskich

Dr inż. Janusz Sobolewski, mgr inż. Daniel Konopka
Przedsiębiorstwo Realizacyjne INORA Sp. z o. o., Gliwice

Konstrukcje z gruntu zbrojonego znane są od czasów antycznych. Zatem od dawna starano się wytworzyć kompozyt, który w przeciwieństwie do samego gruntu będzie miał wytrzymałość na rozciąganie. Najstarszymi znanymi budowlami, których fragmenty przetrwały do dzisiaj są Zigguraty, wzniesione około 2000 lat p.n.e. w Mezopotamii [20]. Ówczesne zbrojenie stanowiły maty z trzciny, gałęzie lub bale drewniane. Na „nowo” odkrył grunt zbrojony Henri Vidal, który w 1963 roku opracował metodę wymiarowania ścian oporowych z gruntu zbrojonego i podał zasady ich wykonawstwa [5]. Grunt w tych ścianach miał zbrojenie z taśm stalowych, a lico stanowiły elementy z blachy stalowej w formie poziomo leżącej litery U. Interesującą konstrukcją z punktu widzenia historycznego jest także ściana oporowa we Francji zbrojona geotkaniną, którą dobrze udokumentowano i przedstawiono w publikacji [19]. W późniejszych konstrukcjach stosowane były na licach prefabrykowane płyty żelbetowe w formie zbliżonej do krzyża ze zbrojeniem kotwiącym z taśm stalowych lub taśm z geosyntetyków, które po modyfikacjach stosowane są do dzisiaj. W Polsce pierwszą ścianę oporową wykonano w Chełmie na „Osiedlu Strzelecka” w 1980 roku, stosując jako zbrojenie pręty i płaskowniki stalowe. W latach 2000-2012 nastąpił znaczny wzrost zastosowania geosyntetyków w budownictwie drogowym, co widać na wielu odcinkach autostrad i dróg ekspresowych. Dzieje się tak, bo i w Polsce nie brakuje entuzjastów oraz ludzi energicznych, gotowych na rozsądne ryzyko na rzecz postępu i nowoczesności, a po części wynika to z nowej formy przetargowej „zaprojektuj i zbuduj”. Ta nowa forma zamówień publicznych wymusiła na Wykonawcach konieczność poszukiwania nowych, bardziej efektyw-

nych i szybszych technologii. Sięgnięto zatem na szerszą skalę po konstrukcje z gruntu zbrojonego. Chodzi tu już o budowlę o większym stopniu trudności lub też o wielkogabarytowe konstrukcje, takie jak nasypy autostradowe lub kolejowe, wysokie ściany oporowe i przyczółki mostowe [3, 20, 21, 22, 23, 24].



Rys. 1. Porównanie kosztów budowy ścian oporowych według [13]

Coraz częściej łączy się także systemy, tak aby uzyskać możliwie najlepsze efekty inwestycyjne. W tym przypadku chodzi o nasypy z gruntu zbrojonego tworzące rampy dojazdowe do obiektów mostowych i zajmujące stosunkowo mało terenu, ponieważ są one posadowione na palach lub kolumnach, a ich ściany wykonane są także z gruntu zbrojonego, [18]. Konstrukcje tego rodzaju stosuje się również na poszerzeniach dróg, autostrad czy linii kolejowych, co eliminuje konieczność dodatkowego zakupu terenu pod poszerzenia. Należy pamiętać również o tym, że często w tych konstrukcjach można wykorzystać grunt miejscowy, co pozwala obniżyć koszty dowozu gruntu obcego. Na rys. 1 przedstawiono porównanie kosztów 1 m² lica kilku rodzajów ścian oporowych, które sporządzono na podstawie wyników ankiety rozesłanej do wszystkich stanowych DOT's czyli Stanowych Urzędów Drogowych USA, [13]. Widać tu wyraźnie przewagę konstrukcji z gruntu zbrojonego i konstrukcji kaszycowych, przy czym w warunkach USA najtańsze są jednak konstrukcje z gruntu zbrojonego geosyntetykami.

Obserwacje poczynione w trakcie budowy dróg lub obiektów w Polsce zwróciły uwagę autorów niniejszego referatu na niektóre negatywne zjawiska. Chodzi tu przede wszystkim o następujące aspekty psujące obraz zastosowań geosyntetyków w Polsce:

- istnieje zbyt duża dowolność w doborze metod wymiarowania w odniesieniu do gruntu zbrojonego geosyntetykami, [1, 2]. Autorzy spotkali się z przypadkami mieszania metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa z metodą stanów granicznych, stosowania dla tych samych klas obciążeń różnych wartości obciążenia zastępczego lub też wymagań różnych wartości globalnych współczynników bezpieczeństwa. Na przykład $\eta \geq 1,50$ przy obciążeniu naziomu 25 kN/m², czy też $\eta \geq 1,40$ przy obciążeniu naziomu 33,3 kN/m². Często jeszcze wykonuje się projekty według starych norm, które są niezgodne z obowiązującymi normami europejskimi;
- dobór wyrobów na zbrojenia odbywa się często bez znajomości ich charakterystyk reologicznych lub też dokonuje się podmian materiałowych bez uwzględnienia wszystkich czynników i wpływów. Dobór współczynników materiałowych w obliczeniach statycznych często następuje pod dyktando producenta i nie jest on poparty materiałem dowodowym. Spotkać można również zadziwiające uproszczenia modelowe, na przykład wprowadza się dla kamiennych materacy zbrojonych geosyntetykami zastępczą spójność, zamiast wytrzymałość na rozciąganie geosyntetyku, [4];
- praktycznie nie istnieje kontrola obliczeń statycznych przez niezależnego i mianowanego przez organy państwowe geotechnika (np. przy GDDKiA czy PKP etc.). Chodzi tu o projekty publiczne, a więc projekty o dużym znaczeniu dla gospodarki. Prywatnie pisane opinie naukowe czy też ekspertyzy nie mogą zastąpić takiej kontroli projektu, ponieważ często nie są one wiążące dla firm ubezpieczeniowych i organów kontrolnych państwa. Nierzadko spotyka się tu sprzeczne ze sobą opinie co do tego samego zagadnienia, ponieważ w większym lub mniejszym stopniu pisane są one pod oczekiwania zamawiającego daną ekspertyzę;

- jak na razie nie prowadzi się praktycznie żadnej spójnej kontroli dostarczonych na budowę wyrobów. Zawierza się tu absolutnie, danemu producentowi lub dostawcy. Warto odnotować, że powstały ostatnio wytyczne PSG-IGS – stowarzyszenia firm specjalizujących się w sprzedaży oraz projektowaniu konstrukcji z zastosowaniem materiałów geosyntetycznych. Niniejszy dokument zawiera szczegółowe wymagania co do kontroli jakości wyrobów geosyntetycznych na różnych etapach realizacji zadania. Począwszy od zgłoszenia geosyntetyku do zatwierdzenia na etapie zakupu, a skończywszy na zewnętrznej kontroli z ramienia zamawiającego [17].

Przypatrując się wymienionym nieprawidłowościom można stwierdzić, że na początku geosyntetyki były stosowane do obiektów małych, a więc i stopień zagrożenia był niski, a ewentualne straty gospodarcze z tytułu ich niewłaściwego stosowania nie miały większego znaczenia. Jednak w ostatnich latach zaczęto je stosować na dużą skalę i na dużych obiektach, zatem skutki ewentualnej awarii mogą już stanowić zagrożenie dla ludzi i straty gospodarcze na większą skalę, tak jak to było na przykład z odcinkiem A4: Wirek – Batory [4]. W niniejszym referacie autorzy postanowili naświetlić niektóre przedstawione pokrótce negatywne zjawiska, aby zwrócić uwagę projektantów i nadzoru inwestorskiego na ten stan rzeczy.

Przedmiotem niniejszej publikacji są bezpieczne zasady wymiarowania zbrojeń geosyntetycznych, ponieważ zdaniem autorów polscy projektanci zbyt nieufnie i nadal zbyt ostrożnie odnoszą się do tych rozwiązań. W 2007 roku ukazała się Instrukcja 429/2007 ITB [26], która w niniejszym artykule będzie bardziej szczegółowo omówiona wraz z propozycjami, co do jej rozszerzenia lub uzupełnienia.

TECHNOLOGIE ŚCIAN OPOROWYCH W ZALEŻNOŚCI OD CHARAKTERU PRACY OBLICOWANIA

W zależności od charakteru pracy oblicowania w konstrukcjach ścian oporowych możemy rozróżnić dwie technologie: bierną i aktywną. W technologii biernej lico jest jedynie elementem wykończeniowym, nadającym ostateczną formę i kształt konstrukcji. Blok z gruntu zbrojonego tworzy niezależną konstrukcję, dzięki wydzieleniu wkładek zbrojących nasyp i wkładek kotwiących lico. Natomiast w przypadku ścian oporowych w technologii aktywnej wyrób geosyntetyczny zbrojący nasyp jest połączony bezpośrednio z elementem oblicowania, tworząc nierozłączną konstrukcję [25]. W celu optymalnego doboru systemu należy uwzględnić:

- nośność podłoża gruntowego, ewentualnie oddziaływanie szkód górniczych [10],
- wartość i sposób działania obciążenia użytkowego,
- jakość materiału nasypowego z jakiego będzie wykonywany grunt zbrojony,
- konieczność etapowania zabudowy lica,
- estetykę obiektu,
- wymagania inwestora.

Na ogół konstrukcje z gruntu zbrojonego klasyfikuje się następująco:

- zbocza (skarpy) z gruntu zbrojonego z nachyleniem lica $< 70^\circ$
- ściany oporowe i przyczółki z nachyleniem lica $\geq 70^\circ$.

Lico bierne

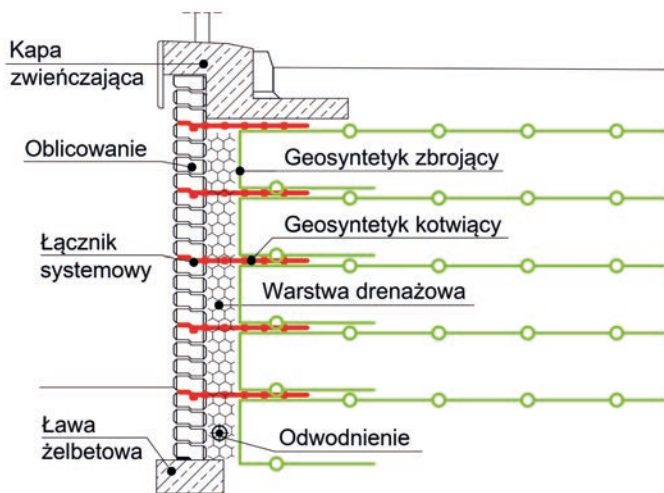
Zbrojenie geosyntetyczne w systemie lica biernego dzielimy na konstrukcyjne wkładki zbrojące zawijane w licu bloku gruntu zbrojonego oraz na zbrojenie pomocnicze (elementy kotwiące), które umieszczane są pomiędzy wkładkami zbrojącymi, do których kotwi się lico ściany, na przykład drobnowymiarowe elementy betonowe. Konstrukcja bloku z gruntu zbrojonego odsunięta jest kilkadziesiąt centymetrów od frontu przyszłego lica ściany oporowej (rys. 2 i 3).

W technologii biernej grunt zbrojony tworzy niezależną konstrukcję względem lica, a parcie silosowe wywierane na drobnowymiarowe elementy licujące wywołuje jedynie warstwa drenażowa. Pozwala to na etapowanie prac związanych z zabudową oblicowania. W pierwszej kolejności można wyko-

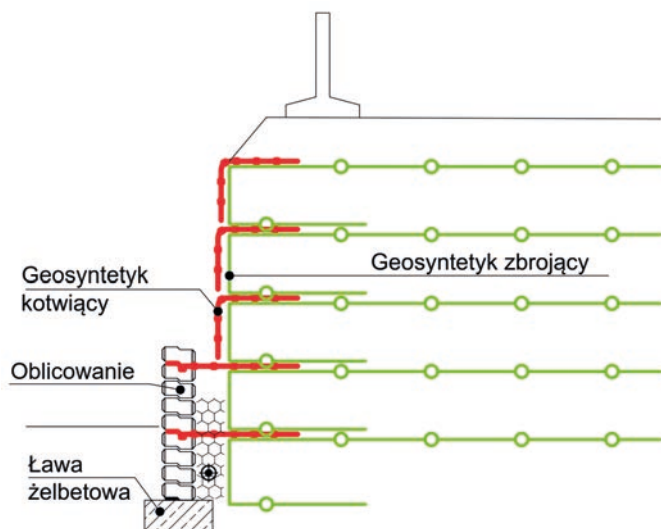
nać blok z gruntu zbrojonego na pełną wysokość, a po ustabilizowaniu się deformacji bloku z gruntu zbrojonego i podłoża można dokonać instalacji elementów licujących (zamykających konstrukcję). Blok z gruntu zbrojonego jest samostateczny, bez instalacji oblicowania można na nim prowadzić ruch ciężki aż do samej krawędzi konstrukcji (rys. 6).

Wznoszenie bloku z gruntu zbrojonego odbywa się za pomocą szalunków przestawnych (rys. 4), stalowych elementów traconych w formie koszy lub systemowych blatów szalunkowych (rys. 5). Dzięki zastosowaniu elementów szalunkowych zagęszczanie zasyпки odbywa się szybciej niż przy budowie ścian oporowych z licem aktywnym, ze względu na możliwość stosowania ciężkiego sprzętu zagęszczającego (np. walców), aż do samej krawędzi oblicowania (rys. 6).

Dzięki temu możliwe jest uzyskanie wysokiego wskaźnika zagęszczenia materiału zasypowego w niewrażliwej strefie bloku z gruntu zbrojonego, to znaczy w bezpośrednim sąsiedztwie lica. Technologia bierna daje możliwość zniwelowania ewentualnych błędów wykonawczych, umożliwia kompensację osiadań podłoża i deformacji w licu bloku zbrojonego oraz po-



Rys. 2. Przekrój charakterystyczny konstrukcji oporowej w technologii biernej, P.R. INORA [25]



Rys. 3. Schemat etapowania prac w przypadku konstrukcji oporowej w technologii biernej, P.R. INORA [25]



Rys. 4. Przykład szalunku przestawnego wykorzystywanego do formowania samostatecznego bloku z gruntu zbrojonego, P.R. INORA [25]



Rys. 5. Przykład systemowej konstrukcji szalunkowej na pełną wysokość bloku z gruntu zbrojonego, Huesker



Rys. 6. Zagęszczanie zasypki przy samej krawędzi bloku z gruntu zbrojonego w technologii biernej, P.R. INORA [25]



Rys. 9. Oblicowanie rampy dojazdowej do obiektu mostowego za pomocą systemowej okładziny trawiastej, P.R. INORA



Rys. 7. Instalacja drobnowymiarowych bloczków betonowych po wzniesieniu bloku z gruntu zbrojonego, P.R. INORA



Rys. 10. Wznoszenie samostatecznego bloku z gruntu zbrojonego, P.R. INORA



Rys. 8. Przykład oblicowania kamiennego instalowanego do samostatecznego bloku z gruntu zbrojonego geotkaninami, P.R. INORA



Rys. 11. Widok na ścianę oporową w technologii biernej po instalacji oblicowania, P.R. INORA

zwala stosunkowo tanim kosztem dokonać naprawy lica ściany w stanie awaryjnym, na przykład w wyniku wystąpienia wypadku komunikacyjnego. Ze względu na fakt, że lico w konstrukcjach w technologii biernej jest wyłącznie elementem zamykającym (osłaniającym), a nie konstrukcyjnym, można formować je z szerokiej gamy dostępnych na rynku wyrobów. Największą

popularnością cieszą się pełne elementy betonowe – prefabrykowane bloczki drobnowymiarowe o fakturze kamienia łamanego. Są to wyroby trwałe, bardzo szybkie w zabudowie z uwagi na to, że układane są bez zapraw (rys. 7). Kolejną grupą możliwych do stosowania elementów są okładziny kamienne, które cechują się dużą podatnością na odkształcenia podłoża (rys. 8). System składa się z ocynkowanych kotew oraz siatek, a wypełnienie przestrzeni między blokiem z gruntu zbrojonego wykonane jest z układanych kamieni. Do ścian o stromym pochyleniu stosować można również okładziny trawiaste wykonane z układanych z rolki trawników przymocowanych do samostatecznego

bloku z gruntu zbrojonego za pomocą elementów systemowych (rys. 9).

W związku z licznymi realizacjami nowych dróg szybkiego ruchu oraz obwodnic na terenach zurbanizowanych, ściany oporowe z gruntu zbrojonego pozwalają w sposób ekonomiczny realizować zadania. Formowanie nasypów o pochyleniu 1:1,5 wiąże się dużymi kosztami wykupu terenu pod inwestycję, stąd uzasadnione jest korzystanie z pionowych ścian oporowych z gruntu zbrojonego. Interesującym przykładem wykorzystania technologii biernej jest budowa Trasy Niepodległości (etap III) w Białymstoku, gdzie zabudowano około 19 000 m² powierzchni oblicowania konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego w formie ścian oporowych oraz ramp dojazdowych do obiektów mostowych. Dzięki zastosowaniu niniejszej technologii wykonawca w pierwszej kolejności wykonywał wznoszenie samostatecznego bloku z gruntu zbrojonego (rys. 10), a w późniejszym czasie dokonał instalacji elementów oblicowujących, w tym przypadku pełnych, drobnowymiarowych bloczków betonowych (rys. 11). Dodatkową zaletą technologii biernej jest możliwość stosowania geotkanin w formie zbrojenia bloku z gruntu zbrojonego, co w przypadku ścian oporowych w technologii aktywnej jest niemożliwe.

Lico aktywne

W konstrukcjach ścian z licem aktywnym wkładki zbrojące układane są w poziomie i kotwione bezpośrednio w elemencie oblicowania (brak dodatkowych wkładek kotwiących). Blok z gruntu zbrojonego oraz lico tworzą nierozłączną konstrukcję, ponieważ połączone są z sobą wkładkami zbrojącymi (rys. 12) [25].

Konstruowanie tego rodzaju ścian odbywa się warstwowo. Równoległe z formowaniem bloku z gruntu zbrojonego układa się lico, które spełnia funkcję szalunku dla kolejnych warstw materiału nasypowego. Wymusza to zagęszczanie gruntu przy licu wyłącznie lekkim sprzętem (rys. 13).

Ze względu na mniejszą ilość wyrobów zbrojących, konstrukcje z licem aktywnym mogą być tańsze od analogicznie

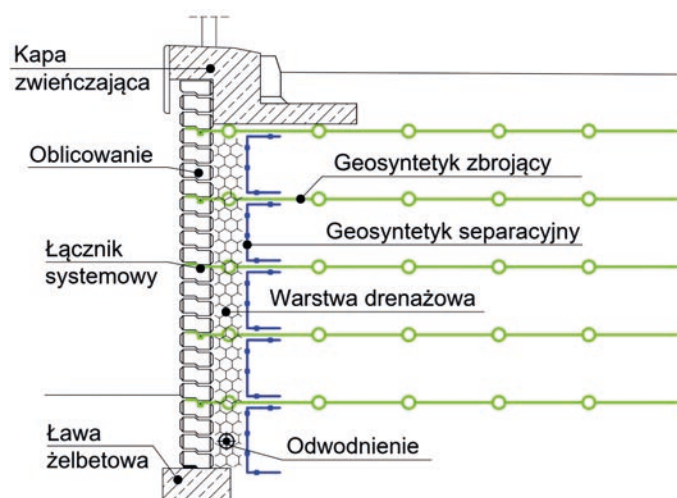
budowanych konstrukcji w systemie biernym, jednak w systemie aktywnym występują dużo większe wymagania i mniejsze tolerancje odnośnie między innymi do geosyntetyków, podłoża, gruntu zasypowego i jakości wykonania. Konstrukcje ścian z licem aktywnym są możliwe do stosowania w miejscach gdzie zminimalizowane jest ryzyko osiadania podłoża, materiał nasypowy ma wysokie parametry geotechniczne oraz brak jest kolizji z infrastrukturą znajdującą się w obszarze zbrojeń [25].



Rys. 13. Wkładka geosyntetyczna zbrojąca grunt oraz jednocześnie kotwiąca element licujący w technologii aktywnej, widok od strony zasypki, P.R. INORA [25]



Rys. 14. Przykład skrzydła z gruntu zbrojonego przy wiadukcie kolejowym, P.R. INORA



Rys. 12. Przekrój charakterystyczny konstrukcji oporowej w technologii aktywnej, P.R. INORA [25]



Rys. 15. Widok na przyczółek filarowy z zastosowaniem zapleczyń ścian oporowych z gruntu zbrojonego, P.R. INORA

Ściany oporowe w technologii aktywnej często są wykorzystywane jako alternatywne rozwiązanie dla standardowych, monolitycznych skrzydeł przyczółków (rys. 14) czy ścian zapleczy. Tego rodzaju rozwiązania każdorazowo muszą odbywać się przy odpowiedniej współpracy projektantów mostowych z projektantami ścian oporowych z gruntu zbrojonego. W takich konstrukcjach należy zwrócić szczególną uwagę na odpowiednie zabezpieczenie stref przejściowych przed nierównomiernym osiadaniami ścian oporowych względem monolitycznej konstrukcji przyczółka. Zaobserwować można ostatnio również bardzo duży wzrost realizacji przyczółków filarowych, w których to ściana zaplecza, jak i skrzydła, wykonane są w technologii gruntu zbrojonego materiałami geosyntetycznymi (rys. 15) [25].

KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA POLIMERÓW I WYROBÓW STOSOWANYCH DO ZBROJENIA GRUNTU

Z bardzo szerokiej gamy polimerów, jakie obecnie są produkowane na skalę przemysłową, do geosyntetyków na zbrojenia gruntu stosuje się w zasadzie następujące z nich: aramid (AR), poliwinylalkohol (PVA), poliester (PES, PET), poliamid (PA), polipropylen (PP) i polietylen wysokiej gęstości (PEHD). Wynika to zarówno z ceny tych polimerów, jak i ich właściwości fizyko-mechanicznych oraz odporności chemicznej. Wyżej wymienione polimery wykazują dostateczną odporność w naturalnym środowisku gruntowo-wodnym o pH w zakresie $4 \div 9$, o ile bez dłuższej zwłoki pokryte będą po instalacji gruntem lub osłonięte od działania promieniowania słonecznego. Oczywiście pod warunkiem, że polimery użyte do produkcji nie będą pochodzić z recyklingu czy też z rynku wtórnego.

Projektant, decydując się na konstrukcję z gruntu zbrojonego, powinien mieć dostateczną wiedzę o geosyntetykach, tak aby mógł później opiniować propozycje oferentów i prowadzić nadzór autorski nad budową. Oczywiście, rodzaj gruntu nasypowego, a także rodzimego, rodzaj budowli i technologia budowy będą miały wpływ na wybór najlepszej oferty na zbrojenie. Jako, że mowa jest tu o zbrojeniu, to ważnymi właściwościami są nie tylko liczbowo wyrażona wytrzymałość krótkotrwała na rozciąganie $F_{o,k}$, którą można odczytać z etykiet lub dokumentacji dostawczej producenta, ale również:

- obliczeniowa wytrzymałość długoterminowa F_d ustalona przy uwzględnieniu wszystkich wpływów i dla danego czasu użytkowania t_E , w punkcie zerwania się geosyntetyku lub przy umownej granicy wydłużenia, (odnosi się do SGN);
- charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie przy dopuszczalnym całkowitym wydłużeniu się zbrojenia $F_{k(e)}$ (od momentu wbudowania, praktycznie od czasu $t_B = 0$ do końca eksploatacji obiektu t_E , według Instrukcji 429/2007 [26] odnosi się do SGU; zalecenia przyjęte w Instrukcji ITB pochodzą głównie z wycofanej BS 8006:1995, obecnie obowiązuje w Wielkiej Brytanii BS:8006:2010 z innymi kryteriami dotyczącymi dopuszczalnych wydłużeń zbrojenia),
- charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie przy dopuszczalnym wydłużeniu ze względu na pełzanie $F_{k(\Delta e)}$, od końca budowy t_B (na przykład według NF XPG 38-064-2010 $t_B = 100$ h) do końca okresu eksploatacji

t_E , (odnosi się do SGU, według Instrukcji 429/2007 [26] ma zastosowanie jedynie do przyczółków mostowych; zgodnie z obecnie obowiązującą BS 8006:2010 należy stosować również dla ścian oporowych, jednak z pominięciem $F_{k(e)}$),

- wartość charakterystyczna modułu sztywności na rozciąganie J_k przy uwzględnieniu wszystkich wpływów dla założonego czasu obciążenia, dopuszczalnego wydłużenia i temperatury.

W wymiarowaniu geosyntetyków na zbrojenia należy przede wszystkim uwzględnić następujące wpływy lub oddziaływania:

- skłonność do pełzania czy też relaksacji,
- rodzaj i zakres uszkodzeń, jakie mogą powstać przy wbudowywaniu geosyntetyku w danym gruncie,
- agresje fizyko-chemiczne i starzenie się danego polimeru w danym środowisku gruntowym,
- wpływ obciążeń cyklicznych lub dynamicznych na wydłużenie i wytrzymałość danego produktu, o ile zbrojenia są mało zagłębione i znacząco ulegają wpływowi tych oddziaływań, EBGeo 2010 [12]. W niniejszym artykule autorzy ograniczą się do zagadnień statycznych lub quasi-statycznych, to znaczy takich, gdzie nie występuje lub jest pomijalnie mały wpływ zmienności obciążeń na właściwości wytrzymałościowe gruntu i zbrojenia. To znaczy będą pominięte efekty zmęczeniowe wyrobów geosyntetycznych lub kompozytów,
- stopień ząbienia (klinowania) się zbrojenia z danym gruntem jaki mamy zastosować w konstrukcji.

Na zbrojenia stosuje się głównie geosiatki, bo właśnie one najlepiej ząbieją się z gruntem. W podstawie wysokich nasypów preferowane są na ogół geotkaniny, ponieważ tutaj wpływ dynamiki jest pomijalny, a kotwienie zachodzi przy dużych naprężeniach normalnych, co nawet przy mniejszym ich szczepieniu się z gruntem nie powoduje dodatkowych nakładów na zakotwienie czy też zakładki. Za geosiatki można uważać wyroby o wielkości oczka $a \geq 10$ mm. Wyroby o mniejszym oczku niż 10 mm zalicza się do geotkanin. Jest to pojęcie umowne, ponieważ w zasadzie stosunek średnic miarodajnych ziaren gruntu, do wielkości oczka, powinien stanowić wyróżnik klasyfikacyjny. Jeżeli chodzi o optymalny wymiar oczka geosiatki to mamy tu do czynienia z rozbieżnymi opiniami, niemniej przyjmuje się w praktyce, że oczka w zakresie $20 \div 40$ mm pozwalają na korzystne ząbienie się gruntów piaszczystych i żwirowych z geosiatkami.

STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI SGN, WYZNACZANIE OBLICZENIOWEJ WARTOŚCI WYTRZYMAŁOŚCI DŁUGOTRWAŁEJ NA ROZCIĄGANIE, F_d

W metodzie stanów granicznych wyznacza się wartość obliczeniową wytrzymałości długotrwałej na rozciąganie geosyntetyków dla SGN (dla punktu zerwania się geosyntetyku po danym okresie użytkowania t_E) według EBGeo 2010 [12]:

$$F_d = \frac{F_{o,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_F} \quad (1)$$

gdzie:

- A_{1+5} – są to współczynniki materiałowe uwzględniające poszczególne wpływy:
- A_1 – pełzanie,
 - A_2 – uszkodzenia mechaniczne powstałe w trakcie wbudowywania,
 - A_3 – utratę wytrzymałości na połączeniach (jako, że na ogół unika się połączeń na głównym kierunku nośnym, pomija się zagadnienie ustalania wytrzymałości na połączeniach),
 - A_4 – wpływ środowiska wodno-gruntowego,
 - A_5 – wpływ obciążeń cyklicznych lub dynamicznych na zmęczenie materiałowe (Instrukcja ITB 429/2007 [26] pomija ten wpływ).
- Współczynniki te uwzględniają charakterystyki materiałowe, a więc są współczynnikami korygującymi wytrzymałość wyrobu;
- $F_{o,k}$ – wartość charakterystyczna krótkoterminowej wytrzymałości na rozciąganie, (UTS – *ultimate tensile strength*), według PN EN ISO 10 319 badana na taśmach o szerokości 20 cm rozciąganych ze standardową prędkością 20 %/min. Jest to wartość deklarowana dla poziomu ufności 95%;
- γ_F – współczynnik bezpieczeństwa materiałowego.

Szkoda, że w Instrukcji 429/2007 [26] definiuje się wartości współczynników cząstkowych bezpieczeństwa jedynie w odniesieniu do podstawowego stanu obciążenia, a pomija się stan budowlany/remontowy i stan wyjątkowy. W Instrukcji 429/2007 [26] naszym zdaniem niepotrzebnie przyjęto $\gamma_F = 1,30$, a nie jak w niemieckich wytycznych EB GEO 2010 [12] $\gamma_F = 1,40$. Stąd autorzy proponują przyjmować następujące wartości γ_F :

- dla stanu podstawowego obciążeń: 1,40;
- dla stanu budowlanego: 1,30;
- dla stanu wyjątkowego: 1,20.

Współczynniki materiałowe $A_1 \div A_5$ ustalane są na podstawie badań laboratoryjnych, a nawet polowych A_2 [16]. Ich wartości powinny być ustalone lub potwierdzone przez niezależne instytuty akredytowane przy UE. W Polsce jednostką taką, która ma uprawnienia UE odnośnie geosyntetyków, jest właśnie ITB w Warszawie.

Uwzględnienie pełzania A_1

Właściwości reologiczne polimerów czy też wyrobów polimerowych ustala się w badaniu pełzania przy stałym obciążeniu i w stałej temperaturze według DIN EN ISO 13 431 lub metodą SIM (*Stepped Isothermal Method* – metodą jednakowych

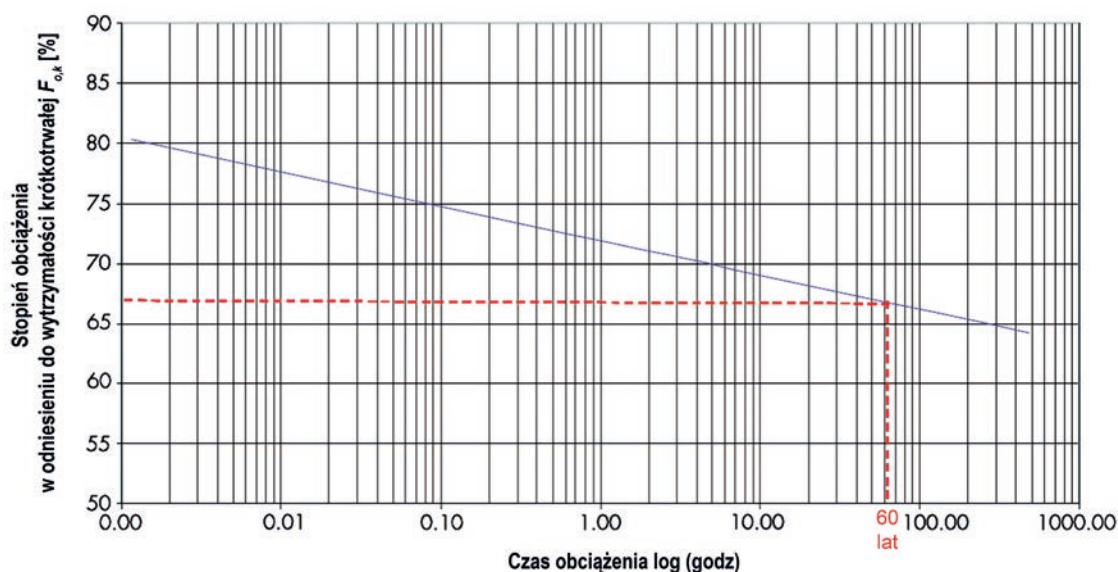
skoków termicznych [7, 9]). Według EN ISO 13 431 badanie na pełzanie należy przeprowadzić przez co najmniej 10 000 h. Wyniki badania nanosi się w sposób, jaki pokazano na rys. 16: oś pozioma $\log(t)$ – czas obciążenia w godzinach, oś pionowa, skala naturalna – stopień obciążenia w odniesieniu do wytrzymałości krótkotrwałej $F_{o,k}$ w %. A_1 – współczynnik materiałowy z tytułu pełzania dla danego czasu obciążenia t_E stanowi wartość odwrotną stopnia obciążenia w momencie zerwania się zbrojenia. A_1 można wyznaczać również metodą SIM, o ile badanie na pełzanie dla dwóch pierwszych progów temperatury trwało co najmniej 1008 h, a dla trzeciego co najmniej 4000 h [15]. Przykładowo na rys. 16 podano (za publikacją [8]) zależność stopnia obciążenia zbrojenia od czasu trwania obciążenia dla geotkanin z PET. Wartości tabelaryczne współczynników A_1 dla tego rodzaju geotkanin zamieszczono w tabl. 1. Takie dane tabelaryczne i graficzne powinny być dołączane do dowodu wystarczającej wytrzymałości danego geosyntektu dla SGN składane przez oferenta i potwierdzone przez akredytowany przy UE instytut. O ile nie ma takich badań, wartości współczynnika A_1 przyjmuje się według Instrukcji ITB [20] jak następuje: PP i PE $A_1 = 5,0$, PA, PET, AR: $A_1 = 2,5$, a w odniesieniu do PVA autorzy proponują przyjmować $A_1 = 2,5$. Przykładowe wartości współczynnika A_1 dla geotkanin z PET dla materiału przebadanego w certyfikowanym laboratorium BBA zamieszczono w tabl. 1.

Tabl. 1. Przykładowe wartości współczynników A_1 dla geotkanin z PET według certyfikatu BBA, [8]

Okres użytkowania pod obciążeniem, t_E		
Typ geotkanina	60 lat	120 lat
Stabilenka®	1,50	1,52

Uwzględnienie uszkodzeń mechanicznych A_2

A_2 – współczynnik korygujący, uwzględniający uszkodzenia mechaniczne przy wbudowaniu, ustala się laboratoryjnie według normy PN-EN ISO 10722:2009 lub na podstawie badań polowych według [16]. W przypadku stosowania narzutów ka-



Rys. 16. Przykładowa wytrzymałość długoterminowa geotkanin z PET [8]

miennych można w celu obniżenia wartości A_2 zastosować przekładki z piasku lub żwiru, które nie zmniejszają znacznie zabezpieczenia, ale skutecznie chronią geosyntetyk przed uszkodzeniem mechanicznym. Przykładowo w tabl. 2 zamieszczono wartości współczynników A_2 dla geosiatek z poliestru, które są potwierdzone w certyfikacie [9]. Autorem referatu znane są przypadki z polskich budow, kiedy w obliczeniach statycznych przyjmowano dla geosiatek $A_2 = 1,00$, czyli zero ubytku wytrzymałości w transporcie i wbudowaniu. Takich wyidealizowanych warunków nie można przyjmować na budowie z ciężkim sprzętem i intensywnym ruchem parku maszynowego.

Tabl. 2. Przykładowe wartości współczynników A_2 dla geosiatek z poliestru potwierdzonych w certyfikacie [9]

Rodzaj gruntu	Geosiatka z PET o wytrzymałości $F_{o,k} = 35, 150, 400, 600, 800 \text{ kN/m}$				
	$F_{o,k} = 35$	$F_{o,k} = 150$	$F_{o,k} = 400$	$F_{o,k} = 600$	$F_{o,k} = 800$
$d_{90} < 10 \text{ mm}$	1,15	1,10	1,10	1,05	1,05
$d_{90} < 35 \text{ mm}$	1,20	1,10	1,05	1,05	1,05

O ile nie ma odpowiednich i wiarygodnych wyników badań, a konstrukcja należy do kategorii I (ściany oporowe do wysokości 2,0 m, skarpy do wysokości 3,0 m) wartości współczynnika A_2 można według Instrukcji ITB [26] przyjmować następująco:

- dla gruntów drobnoziarnistych i piaszczystych $A_2 = 1,40$,
- dla gruntów gruboziarnistych, żwiru i pospółki $A_2 = 1,70$,
- dla gruntów drobnoziarnistych z domieszką kruszywa łamanego $A_2 = 2,0$.

W przypadku kategorii II i III wartości A_2 powinny być potwierdzone wynikami odpowiednich badań, na przykład [16] lub atestami wydanymi przez państwowe instytuty badawcze.

Podsumowując, należy podkreślić, że trwałość i wytrzymałość długoterminowa w dużym stopniu zależy od tego, na ile dany geosyntetyk został uszkodzony w trakcie wbudowywania. Zatem należy starannie nadzorować tę część robót, pamiętając o tym, że zasypywany geosyntetyk ukrywa wszystkie wady czy uszkodzenia, które mogą być przyczyną późniejszej awarii.

Uwzględnienie wpływów środowiskowych A_4

A_4 – współczynnik korygujący, uwzględniający wpływ środowiska wodno-gruntowego, wyznacza się na podstawie badań wytrzymałości próbek poddanych normowemu oddziaływaniu różnych środowisk. Poniżej przytacza się zalecenia zawarte w [15]:

Okres użytkowania: Dowód dostatecznej odporności według
do $t_E = 5$ lat PN-EN ISO 13251, Załącznik B 2
do $t_E = 25$ lat PN-EN ISO 13251, Załącznik B 3
do $t_E = 100$ lat PN-EN ISO 13251, Załącznik B 4,
TL-Geok E-StB [18] i Merkblatt [15].

Przykładowo w tabl. 3 podano wartości współczynnika A_4 dla geosiatki z poliestru, które zostały potwierdzone w certyfikacie BBA [9].

Tabl. 3. Przykładowe wartości A_4 dla geosiatek z poliestru [9]

Wartości pH gruntu	4,0 ÷ 9,0 obojętny
A_4	1,03

Bez przedłożenia wyników odpowiednich badań wartości A_4 należy przyjmować dla okresu użytkowania do 100 lat w gruntach o pH 4 ÷ 9, na przykład według EBGO:2010 [12], jak następuje:

Poliamid i aramid	PA i A	3,3
Polipropylen i polietylen	PP i PEHD	3,3
Poliwinyloalkohol i poliestr	PVA i PET	2,0.

Z powyższych danych wynika, że na zbrojenia powinno stosować się tylko i wyłącznie wyroby z homologacją, to znaczy wyroby posiadające oznakowanie CE zgodnie z PN-EN 13251:2014-03, a więc dobrze przebadane wyroby o znanych charakterystykach i na które wydane są certyfikaty uznanych instytucji UE. Przy zastosowaniu wyrobów nowych lub mało znanych o ubogim materiale badawczym należy zredukować wytrzymałość na rozciąganie praktycznie do rzędu 10% wytrzymałości krótkotrwalej.

STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI SGU, WYZNACZANIE WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNEJ WYTRZYMAŁOŚCI DŁUGOTERMINOWEJ ZBROJENIA NA ROZCIĄGANIE

W odniesieniu do konstrukcji z gruntu zbrojonego stawia się oprócz konwencjonalnych warunków osiadania, warunek dopuszczalnego wydłużenia się zbrojenia. W praktyce warunek ten powinien chronić dany obiekt przed nadmiernymi deformacjami. W zależności od tradycji i stopnia doświadczenia, wartości dopuszczalnych wydłużeń nieco inaczej są definiowane w różnych krajach. W Instrukcji 429/2007 [26] Instytut Techniki Budowlanej oparł się głównie na ówczesnych zaleceniach brytyjskich, ponieważ większość postulowanych tam wartości jest zgodna z wycofaną obecnie BS 8006:1995. W tabl. 4 podano dopuszczalne wartości wydłużeń dla zbrojeń geosyntetycznych według omawianej Instrukcji ITB [26].

Z zestawienia w tablicy 4 wynika, że według Instrukcji ITB [26] na ogół mamy do sprawdzenia jeden warunek na wydłużenie i to wydłużenie całkowite geosyntetyku ϵ_{gr} . Niestety Polskie doświadczenia praktyczne pokazały, że przyjęte dla ścian opo-

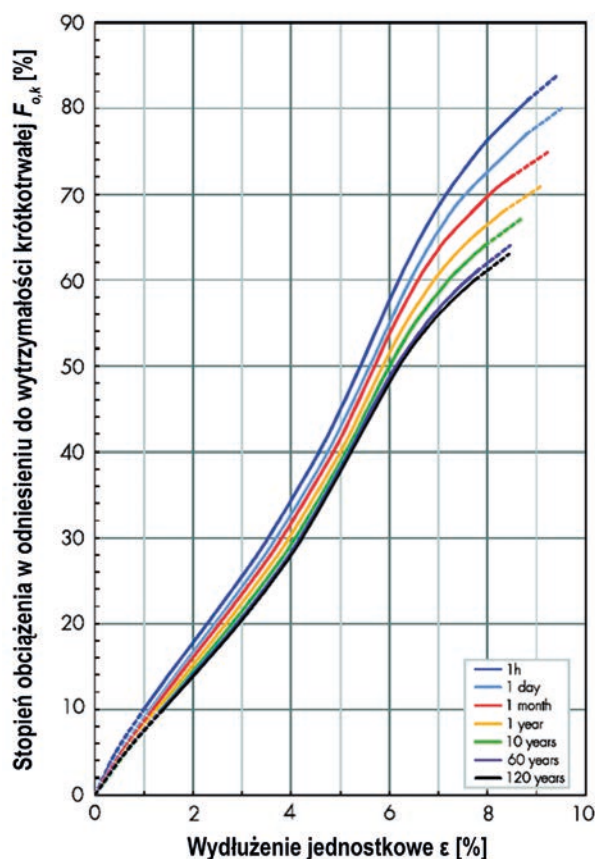
Tabl. 4. Wartości dopuszczalne wydłużeń zbrojeń geosyntetycznych ze względu na stan graniczny użytkowalności, Instrukcja ITB 429/2007 [26]

Rodzaj konstrukcji	Dopuszczalne całkowite wydłużenie zbrojenia ϵ_{gr} [%]
Ściany oporowe ze sztywną konstrukcją osłonową poza strefą oddziaływań innych obiektów	6,0
Nasypy i ściany oporowe stanowiące podparcie dróg publicznych	5,0
Nasypy i ściany oporowe stanowiące podparcie torów	2,0
Przyczółki mostów i podpory $\Delta\epsilon$ w czasie eksploatacji	2,0 0,5

rowych wydłużenia zbrojenia na poziomie 5%, nie gwarantują, że dany obiekt nie będzie nadmiernie się odkształcał. Znalezienie odpowiedniej korelacji pomiędzy dopuszczalnym odkształceniem zbrojenia, a rzeczywistą deformacją ściany oporowej wymaga przeprowadzenia szczegółowych pomiarów i analiz. Podstawą badań powinny stać się zarówno już zrealizowane ściany oporowe, jak i te nowo budowane. Autorzy zakładają, że w rezultacie takich badań można byłoby określić dopuszczalne graniczne odkształcenia projektowanej ściany oporowej względem pierwotnie założonego kształtu. W przypadku przyczółków lub podpór mostowych należy dodatkowo sprawdzić, czy przyrost wydłużenia $\Delta\epsilon$ od momentu zakończenia budowy t_B do końca okresu eksploatacji t_E nie przekroczy wartości 0,5%. Jednak wydana w 2010 BS 8006:2010 zmienia wymagania co do SGU, postulując jedynie $\Delta\epsilon$ jak następuje:

- ściany oporowe bez stałego obciążenia naziomu: $\Delta\epsilon \leq 1,0\%$,
- ściany oporowe ze stałym obciążeniem naziomu i przyczółki: $\Delta\epsilon \leq 0,5\%$.

W celu sprawdzenia tego warunku SGU należy w fazie ofertowania posłużyć się izochronami i sprawdzić wydłużenia krótkoterminowe i długoterminowe, wyznaczając tym samym dopuszczalny stopień obciążenia $\beta_{\Delta\epsilon}$ dla danego $\Delta\epsilon$ i czasu pracy pod obciążeniem $\Delta t = (t_E - t_B)$. Przykładowo na rys. 17 podano izochrony dla geotkanin z poliestru (PET) [8]. Bez izochron nie da się poprawnie wyznaczyć wartości charakterystycznej wytrzymałości długoterminowej dla SGU lub też udowodnić przydatność danego produktu dla wymagań wyspecyfikowanych



Rys. 17. Izochrony geotkanin z poliestru (PET) [8]

(UTS – $F_{o,k}$ krótkoterminowa wytrzymałość charakterystyczna lub indeksowa w badaniu na rozciąganie z prędkością 20% / min. według PN-EN ISO 10 319)

w projekcie. Niestety bardzo rzadko pojawiają się w specyfikacjach technicznych warunki stawiane wydłużeniom, co oznacza, że dany projekt nie został przemyślany do końca i nie zawiera sprawdzenia warunków na wydłużenie zbrojenia.

Zgodnie z Instrukcją ITB 429/2007 [26] dla SGU należy wyznaczać wartość charakterystyczną wytrzymałości na rozciąganie z warunku dopuszczalnego całkowitego wydłużenia ϵ_{gr} :

$$F_k(\epsilon) = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_{\epsilon}}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \quad (2)$$

gdzie:

β_{ϵ} – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia dla danego dopuszczalnego wydłużenia zbrojenia ϵ_{gr} i danego okresu użytkowania budowli t_E . W tym miejscu autorzy rozszerzyli wzór (2) o wpływy z tytułu A_3 i A_4 , których nie uwzględniono w Instrukcji ITB 429/2007 [26]. Rzecz w tym, że należy uwzględnić faktyczną wytrzymałość w gruncie, a więc przy uwzględnieniu wszystkich, możliwych wpływów. Wartość β_{ϵ} ustala się na podstawie izochron dla danego wyrobu. W przypadku przyczółków lub podpór mostowych według Instrukcji ITB [26] dodatkowo wyznacza się wartość charakterystyczną wytrzymałości zbrojenia z warunku nie przekroczenia $\Delta\epsilon$:

$$F_k(\Delta\epsilon) = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_{\Delta\epsilon}}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \quad (3)$$

gdzie:

$\beta_{\Delta\epsilon}$ – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia dla danego dopuszczalnego przyrostu wydłużenia zbrojenia $\Delta\epsilon$ od czasu zakończenia budowy t_B do końca eksploatacji obiektu t_E , dla przyczółków i ścian ze znaczącym obciążeniem stałym w koronie $\leq 0,5\%$, w innym przypadku, na przykład według BS 8006:2010, $\leq 1,0\%$,

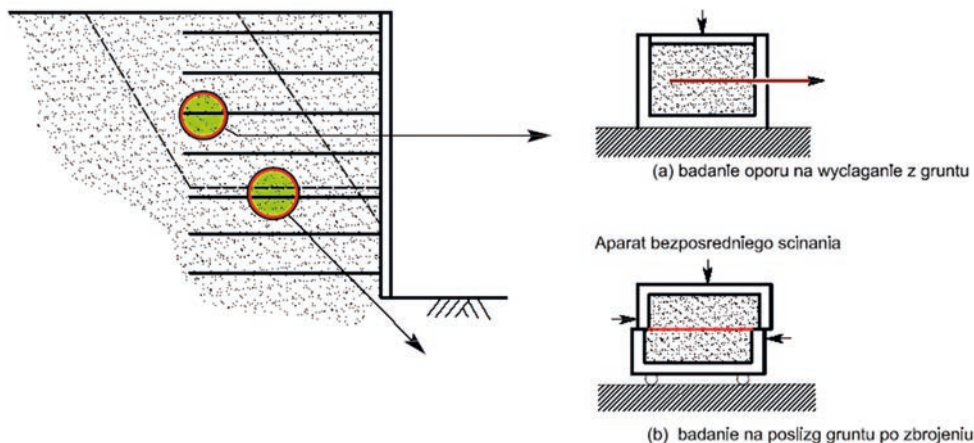
Stąd widoczne jest, że dla danego zbrojenia zaprojektowanego w ścianie oporowej czy przyczółku mostowym oferent powinien na podstawie obliczeń statycznych określić liczbowo wartość $F_{o,k}$ dla danego wyrobu, która zapewni łączne spełnienie warunków SGN i SGU zgodnie z Instrukcją ITB [26] i BS 8006:2010:

- F_d – wartość obliczeniowa wytrzymałości długotrwałej dla SGN, która odnosi się do punktu zerwania geosynteptyku lub umownej granicy na wydłużenie;
- $F_k(\epsilon)$ – wartość charakterystyczna wytrzymałości długotrwałej dla SGU z warunku całkowitego dopuszczalnego wydłużenia, ϵ_{gr} ;
- $F_k(\Delta\epsilon)$ – wartość charakterystyczna wytrzymałości długotrwałej dla SGU z warunku przyrostu wydłużenia w zbrojeniu w czasie eksploatacji konstrukcji $\Delta\epsilon$.

Oferent może też dokonać, posługując się wzorami (1), (2) i (3). W odniesieniu do przyczółków i ścian ze znaczącym obciążeniem w koronie, miarodajną wartością wytrzymałości, przy uwzględnieniu pełzania, będzie wartość minimalna z $[F_k(\epsilon)$ i $F_k(\Delta\epsilon)]$.

SPRAWDZENIE DOSTATECZNEGO ZAKOTWIENIA ZBROJENIA

Aby zbrojenie mogło przejść na siebie przewidywaną siłę rozciągającą musi być odpowiednio zakotwione w gruncie. Jest to w zasadzie analogia do żelbetu, a więc brak zakotwienia wyłącza daną wkładkę z pracy na rozciąganie. W ramach statyki konstrukcji z gruntu zbrojonego należy sprawdzić warunek jego zakotwienia lub też wyznaczyć nośność zbrojenia z tytułu zakotwienia dla zastosowanej długości wkładek, ponieważ nie



Rys. 18. Badanie wskaźników ząbienia się zbrojenia z gruntem

zawsze nośność zakotwienia jest większa od wytrzymałości na rozciąganie samego zbrojenia. Przeprowadzając obliczenia stateczności, sprawdza się poszczególne możliwe schematy zniszczenia konstrukcji, które definiowane są za pomocą linii lub krzywych poślizgu. Z chwilą, gdy linia lub krzywa poślizgu przecina zbrojenie, zakłada się, że w zbrojeniu może być zmobilizowana siła rozciągająca. Maksymalną wartość siły, jaką może przenieść dana wkładka w danym punkcie przecięcia się linii poślizgu ze zbrojeniem, ustala się, biorąc pod uwagę:

- wytrzymałość na rozciąganie: F_d w SGN lub minimalną wartość z $[F_k(\epsilon)]$ lub $F_k(\Delta\epsilon)$ w SGU,
- nośność zakotwienia zbrojenia pozostającego na lewo od linii lub krzywej poślizgu, wartość obliczeniowa T_d dla SGN i wartość charakterystyczna T_k dla SGU,
- nośność zakotwienia zbrojenia pozostającego na prawo od linii lub krzywej poślizgu. Wartość obliczeniowa T_d dla SGN i wartość charakterystyczna T_k dla SGU.

Każdorazowo wartość minimalna z wymienionych trzech wartości jest miarodajna i wprowadzana do bilansu sił lub momentów w warunkach równowagi, odpowiednio dla SGN i SGU. Zatem bez wyznaczenia nośności zakotwień poszczególnych wkładek nie można przeprowadzić obliczeń stateczności. Niezwykle istotne jest podanie w specyfikacji wskaźnika ząbienia się zbrojenia z gruntem, który przyjęto w obliczeniach statycznych. W praktyce wyznacza się wartości wskaźników ząbienia się zbrojenia z gruntem na podstawie badań w aparatach skrzynkowych o wymiarach co najmniej 30×30 cm. Bada się przy tym jak to pokazano na rys. 18:

- poślizg gruntu po produkcie, badanie na ścinanie z jedną powierzchnią poślizgu,
- opór wyciągania produktu z gruntu, dwie powierzchnie poślizgu w gruncie.

W wyniku tych badań ustala się osobno dla wyciągania i osobno dla poślizgu odpowiednie wartości wskaźników ząbienia:

- wskaźnik ząbienia się zbrojenia ze względu na tarcie w gruncie:
 $b_{\phi'}$ – dla poślizgu po zbrojeniu, $a_{\phi'}$ – dla wyciągania zbrojenia z gruntu (*pull-out*)

- wskaźnik ząbienia się zbrojenia ze względu na kohezję gruntu:

b_c – dla poślizgu po zbrojeniu, a_c – dla wyciągania zbrojenia z gruntu (*pull-out*).

Jeżeli badane są stany krótkotrwałe bez konsolidacji, to wskaźnik ząbienia się gruntu z danym wyrobem będzie odnosił się do niezdręnowanej wytrzymałości na ścinanie: b_{cu} .

Z pewnością wpływ na lepsze ząbienie się ma dobór odpowiedniej wielkości oczka geosiatki ze względu na uziarnienie gruntu. Jak wspomniano wcześniej zdania są podzielone, ponieważ trudno jest ustalić miarodajną średnicę zastępczą ziarna, jaka decyduje o najlepszym ząbieniu się. Jeżeli chodzi o optymalną wielkość oczka geosiatki, to znane są dwa zalecenia:

- Koerner (USA) [6]:

$$a \geq 3,5 \cdot d_{50} \quad (4)$$

- EBGE0 1997 [11]:

$$0,6 \cdot a \geq d_{80} \quad (5)$$

gdzie:

d_{50} i d_{80} – średnica zastępcza ziaren w mm, które wraz z mniejszymi frakcjami stanowią odpowiednio 50% i 80% suchej masy gruntu.

W tym przypadku chodzi o uziarnienie gruntu w kontakcie z geosyntetykiem. Stosując oba te kryteria jednocześnie, można spodziewać się, że uzyska się poprawne ząbienie gruntu ze zbrojeniem. Jednak dla większych obiektów autorzy zalecają wyznaczać wskaźniki ząbienia z badań w wielkogabarytowych aparatach skrzynkowych. Zdaniem autorów pora już skończyć z rysowaniem kul bilardowych spoczywających w oczkach zbrojenia, co ma obrazować nadzwyczajną skuteczność ząbienia się gruntu z geosiatkami ze sztywnym węzłem, a zacząć operować liczbowymi wartościami wskaźnika ząbienia się gruntu z danym wyrobem, wyznaczonymi z odpowiednich badań. W myśl Instrukcji 429/2007 [26] nośność zakotwienia wyznacza się następująco:

- dla SGN:

$$T_d = 2 \cdot \sigma_{k, sr} \cdot L_B \cdot \frac{\mu_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (6)$$

- dla SGU:

$$T_k = 2 \cdot \sigma_{k, sr} \cdot L_B \cdot \mu_k \quad (7)$$

gdzie:

$\sigma_{k,SR}$ – wartość charakterystyczna naprężenia normalnego do zbrojenia,
 L_B – długość kotwiąca wkładki,
 μ_k – wartość charakterystyczna współczynnika tarcia grunt – zbrojenie:

$$\mu_k = a_{\phi'} \cdot \tan(\phi'_k) \quad (8)$$

$a_{\phi'}$ – wskaźnik ząbienia się gruntu ze zbrojeniem dla wyciągania (pull-out),
 $\gamma_{\phi'}$ – cząstkowy współczynnik bezpieczeństwa dla tarcia wewnętrznego gruntu.

Powyższe wzory odnoszą się do gruntów niespoistych, bo nie ma tam członu dla adhezji i wyciągania zbrojenia z gruntu, ponieważ widoczna jest liczba 2 oznaczająca liczbę powierzchni poślizgu, jakie stawiają opór w trakcie wyciągania wkładki z jednorodnego masywu gruntowego. W przypadku poślizgu gruntu po zbrojeniu, mamy do czynienia z jedną powierzchnią poślizgu, dlatego we wzorach (6) i (7) zamiast 2 należy podstawić 1, a zamiast $a_{\phi'}$ podstawić $b_{\phi'}$.

W Instrukcji [26] nie operuje się w zasadzie wskaźnikami ząbienia się gruntu o zbrojenie, definiując jedynie współczynnik tarcia dla kontaktu grunt – zbrojenie μ_k bez rozróżniania, czy chodzi o wyciąganie, czy też o poślizg po zbrojeniu. Zdaniem autorów bardziej praktycznym podejściem jest wprowadzenie wskaźników ząbienia, które można wymagać w specyfikacjach. W praktyce wskaźniki ząbienia się z typowymi rodzajami gruntów są podawane przez producentów. Ogólnie można oczekiwać w piaskach, pospółkach i żwirach wskaźnika ząbienia się geosiatki z gruntem na poziomie $0,80 \div 0,95$ a nawet i 1,00, a dla geotkanin $0,65 \div 0,75$. W przypadku gruntów spoistych komplikują się nieco wzory (6) i (7), ponieważ należy uwzględnić dodatkowo opór adhezji pomiędzy gruntem a zbrojeniem. W celu wyznaczenia wartości obliczeniowej oporu na wyciąganie zbrojenia z gruntu spoistego (SGN) można posłużyć się następującą zależnością:

$$T_d = 2 \cdot L_B \cdot \left[\frac{a_{\phi'} \cdot \tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}} + \frac{a_{c'} \cdot c'_k}{\gamma_{c'}} \right] \quad (9)$$

Dla SGU wartość charakterystyczna oporu na wyciąganie z gruntu spoistego ustala się następująco:

$$T_k = 2 \cdot L_B \cdot \left[a_{\phi'} \cdot \tan(\phi'_k) + a_{c'} \cdot c'_k \right] \quad (10)$$

W przypadku gdy wkładka znajduje się pomiędzy dwoma różnymi warstwami gruntu wzory (9) i (10) należy odpowiednio rozwinąć, uwzględniając dwa zestawy parametrów gruntu i odpowiadające im wskaźniki ząbienia się ze zbrojeniem. Na dużych obiektach i przy zastosowaniu materiałów nietypowych, jak: łupki pokopalniane, popioły, żużle i inne materiały odpado-

we, wskaźniki ząbienia powinny być wyznaczane bezpośrednio poprzez odpowiednie badania.

UWAGA od autorów: zarówno w EBGeo 2010, jak i w BS 8006:2010 oraz NF XPG 38-064-2010 zakotwienie zbrojenia wyznacza się nieco inaczej niż w Instrukcji ITB, stąd też ten rozdział Instrukcji ITB wymaga również analizy i niezbędnej modyfikacji.

SPOSÓB PRZEPROWADZANIA OBLICZEŃ STATECZNOŚCI

Projektant powinien przygotować model obliczeniowy podłoża i konstrukcji, ustalić warunki obciążenia i inne warunki mające wpływ na stateczność konstrukcji, na przykład poziom wód gruntowych. Poza tym przyjmuje liczbę wkładek, ich rozmieszczenie, długości i wytrzymałości poszczególnych wkładek, a także ich wskaźniki ząbienia się z gruntem. Następnie należy wyznaczyć współczynniki cząstkowe bezpieczeństwa dla oddziaływań i oporów. W tym zakresie Instrukcja 429/2007 [26] zawiera jedynie wartości współczynników cząstkowych dla stanu podstawowego. Autorzy artykułu proponują uzupełnić w tym miejscu Instrukcję ITB o dane zawarte w tabl. 6.

W Instrukcji ITB [26] wprowadza się mylnie współczynniki bezpieczeństwa $\gamma_g = 1,20$ (dla ciężaru własnego i obciążeń stałych), ponieważ dla wybranego 3. podejścia obliczeniowego zgodnie z EC 7 wartości $\gamma_G = \gamma_g$ są równe 1,00 dla wszystkich stanów obciążenia. W zakresie obliczeń w ramach SGN projektant tak długo dobiera liczbowe wartości F_d i długości wkładek, aż spełni warunki równowagi:

– sił, na przykład metoda Janbu:

$$\left(\sum R_d + \sum F_d \right) \geq \sum E_d \quad (11)$$

– momentów, na przykład metoda Bishopa:

$$\sum (R_d \cdot r_R) + \sum (F_d \cdot r_F) \geq \sum (E_d \cdot r_E) \quad (12)$$

Przy czym przez R_d i E_d należy rozumieć obliczeniowe wartości oporów lub oddziaływań. Wartości r_R , r_F i r_E oznaczają ramie działania danej siły. Wartości $X^* = F_{dp}$, które spełniają ten warunek, należy umieścić w specyfikacji jako obliczeniowe wartości wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie, patrz tabl. 7. W przypadku gdy $T_d < F_d$ dla danej wkładki zbrojeniowej we wzorach (11) i (12) należy zamiast F_d użyć odpowiednie wartości T_d . Poza tym dla ścian oporowych i przyczółków zachodzi

Tabl. 6. SGN, wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa, propozycja autorów w oparciu o Instrukcję 429/2007 ITB [26] i DIN 1054:2010

Rodzaj oddziaływania	Oznaczenie współczynnika bezpieczeństwa	Stan obciążenia		
		podstawowy	budowlany	wyjątkowy
Obciążenia stałe, w tym ciężar własny gruntu G	γ_G	1,00	1,00	1,00
Obciążenia zmienne Q	γ_Q	1,30	1,20	1,10
Opór gruntu na ścinanie – niezdręnowana wytrzymałość na szybkie ścinanie c_u – zdręnowana wytrzymałość na ścinanie ϕ' , c'	γ_{cu}	1,40	1,30	1,20
	$\gamma_{\phi'}/\gamma_{c'}$	1,25	1,15	1,10
Wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie F_d	γ_F	1,40	1,30	1,20

Uwaga: w DIN 1054:2010 przyjęto $\gamma_{cu} = \gamma_{c'}$ bez wyjaśnienia. Zdaniem autorów trudniej jest dokładnie wyznaczyć c_u niż c' , stąd propozycja autorów jest podobna do postanowienia w Instrukcji 429/2007 [20] i NF XPG 38-064-2010

konieczność sprawdzenia wartości mimośrod. Jego wartość dla SGN (w 1. podejściu obliczeniowym według EC 7) nie powinna być większa niż $B/3$, B – szerokość podstawy ściany oporowej lub przyczółka (długość dolnej wkładki) [12].

Podobnie postępuje projektant w ramach SGU. Wykonuje on tak długo obliczenia, aż ustali potrzebne wartości charakterystycznej wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie, zakładając, że $F_{k(\epsilon)} = F_{k(\Delta\epsilon)}$ i sprawdzając warunki równowagi:

– sił:

$$R_k + F_k(\epsilon) \geq E_k \quad (13)$$

– momentów:

$$\sum (R_k \cdot r_R) + \sum (F_k(\epsilon) \cdot r_F) \geq \sum (E_k \cdot r_E) \quad (14)$$

W przypadku gdy $T_k < F_k(\epsilon)$, dla danej wkładki zbrojeniowej we wzorach (13) i (14) należy podstawić zamiast $F_k(\epsilon)$ odpowiednio wartości T_k . Oznacza to, że w ramach SGU wszystkie współczynniki cząstkowe bezpieczeństwa są równe 1,00, zatem obliczenia wykonuje się jedynie dla wartości charakterystycznych zarówno obciążeń, jak i parametrów wytrzymałościowych gruntu i zbrojeń. Spełniające te warunki wartości $Y^* = F_k(\epsilon) = F_{k(\Delta\epsilon)}$ projektant zamieszcza w specyfikacji, podając jednocześnie warunki na wydłużenie i czas eksploatacji, patrz tabl. 7. Dla ścian oporowych i przyczółków sprawdza się również w SGU wartości mimośrod w podstawie. Wartość mimośrod nie powinna być przy tym większa niż $B/6$, B – szerokość podstawy (długość dolnej wkładki) [12]. Ma to chronić daną konstrukcję oporową przed zbyt dużym nierównomiernym osiadaniem podstawy i wychyleniem się lica górą.

Do dziś pokutuje pojęcie stateczności wewnętrznej i stateczności zewnętrznej, co związane jest z tym, że dawniej konstruktor miał ograniczoną możliwość sprawdzenia liczby potencjalnych mechanizmów zniszczenia, jakie mógł przeanalizować w projekcie. Dawny podział mechanizmów jest w pewnym sensie anachroniczny i pomija mechanizmy mieszane. To znaczy takie, w których po części linia czy też krzywa poślizgu tnie blok z gruntu zbrojonego, a po części przebiega przez zasyp z tyłu, albo tnie blok z gruntu zbrojonego w podstawie, wychodząc na powierzchnię przed podnóżem ściany oporowej lub przyczółka. Są też i takie linie czy też krzywe poślizgu, które przebiegają przez blok z gruntu zbrojonego, nie przecinając zbrojenia. Są one dobrą kontrolą długości przyjętego zbrojenia. Powyższe mechanizmy zniszczenia są dobrze zilustrowane w Instrukcji ITB [26]. Wraz z rozwojem techniki komputerowej i rozwojem mechaniki gruntów istnieje obecnie możliwość analizowania bardzo wielu mechanizmów zniszczenia, które mogą być uznawane jako stateczność wewnętrzna czy też zewnętrzna, a nawet i stateczność mieszana, „compound”. Obecnie do stateczności zewnętrznej zalicza się:

- poślizg płaski w podstawie ściany oporowej, (2. podejście obliczeniowe według EC 7);
- sprawdzenie wartości mimośrod działania wypadkowej w podstawie, (1. podejście obliczeniowe według EC 7);
- wyparcie gruntu spod podstawy ściany oporowej, (2. podejście obliczeniowe według EC 7);
- głęboki poślizg bez mobilizacji zbrojenia (linia lub krzywa poślizgu nie przecina bloku gruntu zbrojonego (3. podejście obliczeniowe według EC 7).

Zatem do stateczności wewnętrznej i mieszanej można zaliczyć wszystkie inne mechanizmy zniszczenia, których krzywe lub linie poślizgu przecinają w jakikolwiek sposób gruntu zbrojonego, tnąc, albo i nie, wkładki zbrojeniowe. Oczywiście bez techniki komputerowej obliczenia statyczne byłyby żmudne i bardzo pracochłonne. Dzisiaj projektant może posłużyć się programami, które zawierają kilka opcji normowych, generują pewne rodzaje mechanizmów zniszczenia: na przykład kołowa krzywa poślizgu: metoda Bishopa, Krey, Felleniusa, poligonalne linie poślizgu: metoda sztywnych bloków, metoda sztywnych klinów, metoda Janbu i wiele innych. Wygenerowanie 2000 czy 5000 mechanizmów zniszczenia dla danej konstrukcji nie jest zatem dziś żadnym problemem i odbywa się w ciągu kilku minut. Przejście z jednego rodzaju mechanizmu na inny jest również niekłopotliwe. Projektant może w ciągu kilkunastu minut przebadć ścianę oporową lub przyczółek dla danego stanu obciążenia i kilku rodzajów mechanizmów zniszczenia, analizując dziesiątki tysięcy linii czy krzywych poślizgu. Projektant może również wykonać te obliczenia, stosując jedną bądź kilka norm obliczeniowych. Coraz częściej używa się już programy oparte na Metodzie Elementów Skończonych lub Metodzie Różnic Skończonych, które umożliwiają modelowanie konstrukcji, odwzorowując przemieszczenia, naprężenia, wydłużenia i siły rozciągające dla poszczególnych etapów budowy oraz warunków eksploatacji. Dla większych obiektów autorzy zalecają wykonanie obliczeń stateczności co najmniej dwoma różnymi programami, tak aby sprawdzić wiarygodność uzyskanych wyników dla analizowanego zadania. Oczywiście autorzy nie proponują obliczeń „na ślepo”, należy przeanalizować wszystkie uwarunkowania, zastanowić się, jaki będzie najbardziej prawdopodobny mechanizm zniszczenia, jaką należy użyć opcję w celu generowania linii i krzywych poślizgu oraz jak zagęścić obszary poszukiwań najbardziej niekorzystnej wartości współczynnika wykorzystania nośności konstrukcji $1/f$, patrz na równania (15) i (16). Każdorazowo wynik obliczeń przedstawia wartość wskaźnika wykorzystania nośności konstrukcji, którego definicja wygląda następująco:

– z warunku równowagi sił

$$\frac{1}{f} = \frac{\sum E_d}{\sum R_d + \sum F_d} \leq 1,00 \quad (15)$$

– z warunku równowagi momentów:

$$\frac{1}{f} = \frac{\sum E_d \cdot r_E}{\sum R_d \cdot r_R + \sum F_d \cdot r_F} \leq 1,00 \quad (16)$$

O ile T_d (opór na wyciąganie) $< F_d$ (opór na rozciąganie) dla danej wkładki zbrojeniowej, we wzorach (15) i (16) podstawiane są zamiast F_d odpowiednie wartości T_d , a więc wartości minimalnego oporu z trzech możliwych w punkcie przecięcia się krzywej poślizgu ze zbrojeniem: wytrzymałość materiału na rozciąganie, opór na wyciąganie w aktywnej części i opór na wyciąganie w pasywnej części geosyntetyku. Wartość wskaźnika ($1/f$) informuje o dodatkowym zapasie w stosunku do normowego, o ile jest ona mniejsza od 1,00.

Dla SGU uwzględnia się jedynie wartości charakterystyczne oddziaływań i oporów, stąd wzory na $1/f$ są następujące:

- z warunku równowagi sił:

$$\frac{1}{f} = \frac{\sum E_k}{\sum R_k + \sum F_k(\varepsilon)} \leq 1,00 \quad (17)$$

- z warunku równowagi momentów:

$$\frac{1}{f} = \frac{\sum E_k \cdot r_E}{\sum R_k \cdot r_R + \sum F_k(\varepsilon) \cdot r_F} \leq 1,00 \quad (18)$$

Jeżeli T_k (opór na wyciąganie) $< F_k(\varepsilon)$ (opór na rozciąganie) dla danej wkładki zbrojeniowej, we wzorach (17) i (18) podstawiane są zamiast $F_k(\varepsilon)$ odpowiednie wartości T_k , a więc wartości minimalnego oporu z trzech możliwych w punkcie przecięcia się krzywej poślizgu ze zbrojeniem: wytrzymałość materiału na rozciąganie, opór na wyciąganie w aktywnej części i opór na wyciąganie w pasywnej części geosyntetyku, (uwaga: chodzi tu o wartości charakterystyczne).

Widać zatem, że procedury projektowe są w sumie proste, o ile projektant nie uwikła się w działania pomocowe dla producenta i nie zacznie sam wyznaczać wartości F_d , $F_k(\varepsilon)$, $F_k(\Delta\varepsilon)$ dla jakiś z góry przyjętych konkretnych wyrobów, starając się później w specyfikacji zatrzeć ślady takiego podejścia. Jest sprawą oczywistą, że projektant powinien sprawdzić, czy wyznaczone wielkości dadzą się zrealizować w praktyce. To znaczy czy dostępne są wyroby charakteryzujące się tym zakresem wytrzymałości i sztywności na rozciąganie i przyjętymi wskaźnikami zazębienia się gruntu ze zbrojeniem. Natomiast kosztorys inwestorski powinien zawierać w miarę poprawne szacunki kosztów zbrojenia, jednak nie oznacza to, że koniecznie na etapie projektu trzeba wskazywać konkretnych producentów lub dostawców. Mogą oni pozostawić potem swoje piętno w specyfikacji do projektu, formułując zalecenia, które nie mają nic wspólnego ze statyką lub też są sloganami reklamowymi, a nie konkretnymi właściwościami, które mają istotne znaczenie dla warunków pracy danego obiektu.

SPECYFIKACJE NA ZBROJENIA GEOSYNTETYCZNE

Końcowym efektem pracy projektanta, po przeprowadzeniu analizy statycznej, jest sporządzenie rysunków konstrukcyjnych i przygotowanie specyfikacji. Dla większych obiektów należy wykonać plany instalacji zbrojeń. W specyfikacji projektant powinien ująć wszystkie najważniejsze parametry, które przyjął w obliczeniach statycznych i uwzględnić te aspekty, które wynikają z rozwiązań konstrukcyjnych. Najlepiej zestawień specyfikację w formie tabelarycznej, żądając od oferenta podania wszystkich najważniejszych danych w formie jawnej, to znaczy każda wielkość liczbową powinna być naniesiona do oferty, tak aby można było ją porównać z wartością żadaną w specyfikacji. Oferent powinien w załącznikach przedłożyć potwierdzenie tych wartości w formie skróconych raportów z badań lub certyfikatów potwierdzających te parametry, które podał w ofercie. Samo podanie wielkości liczbowych bez ich potwierdzenia powinno być odrzucone. Projektant lub nadzór opiniujący daną ofertę powinien zajrzeć do raportów z badań w celu ustalenia, na ile spełniają one wszystkie warunki danej normy, np. czas badania na pełzanie, liczbę takich badań, zakres badań starzeniowych, okres ich trwania itd.

W większości konstrukcji oporowych zachodzi potrzeba zbrojenia tylko w przekroju poprzecznym, zatem w większości projektów statyka sporządzona jest tylko dla przekrojów poprzecznych. Wyjątkiem mogą być tu przyczółki i narożniki ścian oporowych, gdzie należy uwzględniać dwa kierunki rozciągania, to znaczy, że należy wykonywać oddzielne obliczenia dla obu kierunków. W obiektach liniowych (zbozca i ściany oporowe wzdłuż dróg) nie ma potrzeby wymagania dużych wytrzymałości wyrobów w poprzek pasma (rolki). Często jednak w specyfikacjach żąda się wyrobów dwuosioowych lub para dwuosioowych, a więc takich, które w obu kierunkach mają praktycznie takie same wytrzymałości, chociaż dowodu na taką właśnie potrzebę nie ma w analizie statycznej, ani też nie zachodzi taka potrzeba ze względów konstrukcyjnych. Wytrzymałość poprzecznych zeber na rozciąganie i rodzaj węzłów (w tym splotów dla wyrobów tkanych) nadają w ogólnym przypadku pewną konkretną wytrzymałość strukturalną danemu wyrobowi. Dla większości zastosowań wystarcza następująca wytrzymałość krótkoterminowa na rozciąganie w poprzek pasma:

- wytrzymałość wzdłuż do 35 kN/m: 20 kN/m,
- wytrzymałość wzdłuż 35 ÷ 200 kN/m: 30 kN/m,
- wytrzymałość wzdłuż 200 ÷ 400 kN/m: 50 kN/m,
- wytrzymałość wzdłuż ponad 400 kN/m: 100 kN/m.

Praktyka wykazała, że taka korelacja pomiędzy wytrzymałością wzdłuż i w poprzek zarówno w wyrobach tkanych, jak i ekstrudowanych lub ciągnionych, czy też zgrzewanych w węzłach jest wystarczająca oraz zapewnia dostateczną wytrzymałość strukturalną w trakcie instalacji i zachowania odpowiedniego szczepienia się z gruntem. W zasadzie badanie na wyciąganie danego wyrobu z gruntu najlepiej weryfikuje jego strukturalną wytrzymałość. W przypadku zbyt słabych połączeń pomiędzy elementami podłużnymi i poprzecznymi doszłoby bowiem do ich wzajemnego odspajania się lub przesuwu w węzłach lub splotach, co miałoby wpływ na wyniki badań. Mówiąc wprost, wskaźniki zazębienia się tych wyrobów z gruntem byłyby bardzo małe. Zatem projektant przez zdefiniowanie wskaźników zazębienia się gruntu z danym wyrobem i ich zastosowaniu w analizie statycznej powinien sprawdzić w fazie ofertowania, czy dany wyrób wykazuje podobne wartości i czy materiał dowodowy w tym zakresie jest wystarczający. A zatem i tutaj można dokonywać obiektywnego doboru i przeprowadzać obiektywną kontrolę przydatności. Wcale nie trzeba odwoływać się w specyfikacji do „sztywnego węzła” ani 2% sadzy w produkcji, gdyż w obliczeniach statycznych nie stosuje się takich pojęć.

W celu zmniejszenia strat na zakłady, projektant może postulować w specyfikacji minimalną szerokość i długość rolki. Poza tym przy większych obiektach powinno wymagać się w specyfikacji sporządzenia planów układania geosyntetyków. Ma to szczególne znaczenie w zbrojeniu szerokich podstaw nasypów i wyrobów o wysokiej wytrzymałości, a więc i wysokiej cenie jednostkowej. W takich przypadkach należy unikać strat materiałowych i cięcia wyrobów na budowie. Rolki powinny mieć odpowiednią długość i być układane zgodnie z planem montażu. Autorzy zalecają przy sporządzaniu specyfikacji korzystać także z innych neutralnych źródeł pomocowych, na przykład [14].

Tabl. 7. Przykład specyfikacji na jednoosiowe zbrojenie geosyntetyczne w konstrukcji z gruntu zbrojonego

Nazwa i oznaczenie produktu:..... Rodzaj produktu (geotkanina, geosiatka, kompozyt) Wytrzymałość krótkotrwała $F_{o,k}$ według PN-EN ISO 10319: – wzdłuż rolki, – w poprzek rolki Wielkość oczka (dla geosiatek) lub wielkość porów dla geotkanin	kN/mkN/mmm	
Długość i szerokość rolki Masa rolki Certyfikat CE na oferowany produkt Certyfikaty Producenta	 /mMg	
Kierunek rozwijania produktu (wzdłuż rolki)		
Wytrzymałość obliczeniowa F_d dla okresu eksploatacji $t_E = \dots$ lat, z uwzględnieniem współczynników materiałowych $A_1 = \dots$ $A_2 = \dots$ $A_3 = \dots$ $A_4 = \dots$ oraz współczynnika bezpieczeństwa materiałowego $\gamma_F = \dots$	kN/m	 $\geq X^*$
Wytrzymałość charakterystyczna $F_k(\epsilon)$ dla całkowitego dopuszczalnego wydłużenia się zbrojenia $\epsilon_{gr} \leq \dots$ % określonego według Instrukcji ITB 429/2007 dla danego okresu eksploatacji $t_E = \dots$ lat $\beta_{\epsilon} = \dots$ Izochrony według załącznika Nr...	kN/m	 $\geq Y^*$
Maksymalna siła rozciągająca ze względu na dopuszczalne wydłużenie od pełzania zbrojenia, $F_{k(\Delta\epsilon)}$ – dla przyczółków mostowych według Instrukcji ITB 429/2007 i ścian ze znaczącym obciążeniem stałym na naziomie według BS 8006:2010 $\Delta\epsilon_{gr} \leq 0,5\%$ $t_B = \dots$ dni, czas budowy $t_E = \dots$ lat, okres eksploatacji $\beta_{\Delta\epsilon} = \dots$ według załącznika ... Izochrony Uwaga: dla ścian bez znaczącego obciążenia na naziomie według BS 8006:2010 $\Delta\epsilon_{gr} \leq 1,0\%$		 $\geq Y^*$
Kierunek rozwijania produktu: współczynnik ząbienia się zbrojenia z gruntem: – dla wyciągania $a_{\phi'}$ a_c – dla poślizgu w kontakcie: $b_{\phi'}$ b_c	(-) (-) (-) (-)	 $\geq u^*$ $\geq w^*$ $\geq x^*$ $\geq y^*$
Rodzaj polimeru (A, PVA, PET, PA, PP, PEHD)		
Kierunek poprzeczny do rozwijania rolki		
– rodzaj polimeru polimer (A, PVA, PET, PA, PP, PEHD) – wytrzymałość krótkotrwała $F_{o,k}$ według PN EN-ISO 10319 (nie mniejsza niż 25 % wytrzymałości krótkoterminowej wzdłuż pasma według PN-EN ISO 10319)	kN/m	

* – wartości X^* , Y^* , u^* , w^* , x^* , y^* Projektant przyjmuje z obliczeń statycznych dla danego obiektu

Statykę dla przedmiotowej konstrukcji wykonano w projekcie technicznym Nr: według normy

Uziarnienie i własności gruntu nasypowego podano w załączniku Nr:

Właściwości gruntów rodzimych i warunków gruntowo-wodnych podano w załączniku Nr:

Uwaga od autorów: pH gruntu czy też odciek ma duży wpływ na wartość $A_{\phi'}$, a d_{90} i kształt ziaren na wartość A_2

KONTROLA ROBÓT I WYROBÓW W KONSTRUKCJACH Z GRUNTÓW ZBROJONYCH

Na większych lub ważniejszych obiektach, na przykład III kategorii geotechnicznej, zalecane jest przez autorów opracowanie planu instalacji geosyntetyków i planu kontroli jakości oraz prowadzenie monitoringu. Zdaniem autorów autostrada czy linia kolejowa w szczególności na terenach szkód górniczych czy też na gruntach niekontrolowanych, nasypowych, wzmocnianych lub ulepszanych, bądź też na gruntach organicznych na ogół kwalifikuje się do III kategorii geotechnicznej. W związku z tym ściany oporowe i przyczółki na tych odcinkach można zakwalifikować również do tej kategorii. Geosyntetyki podlegają tutaj według [15] 3-stopniowej kontroli jakości, a mianowicie:

- kontrola własna producenta: co każde 5 000 m² (należy przebadać co najmniej 5 próbek ze względu na odpo-

wiednią obróbkę statystyczną): badanie wytrzymałości na rozciąganie według PN EN ISO 10 319, badanie masy powierzchniowej według PN-EN ISO 9864:2007 i dla geosiatek pomiary wielkości oczek. Poza tym, producent lub dostawca zobligowany jest do przedłożenia dowodów w postaci protokołów z badań wartości współczynników $A_1 \div A_5$ i izochron. Na większych budowach każdorazowo wykonuje się badania polowe w celu sprawdzenia współczynnika A_2 , niezależnie od przedłożonego materiału dowodowego;

- niezależna kontrola produkcji, na przykład według DIN 18 200, co najmniej 2 razy do roku, niezapowiedziana, niezależna od producenta kontrola produkcji z pobraniem próbek do badań w zakresie jak wyżej. Protokoły z tych kontroli producent dołącza do dokumentacji badań własnych dla danej dostawy materiałowej;

- identyfikacja dostarczanych geosyntetyków na budowie przez wykonawcę, na przykład według [17];
- kontrola inwestorska na budowie, na każde 10 000 m² pobranie losowe próbek materiałowych (5 badań) i wykonanie badań w zakresie jak powyżej.

Poprawnie sporządzony projekt powinien zawierać plany instalacji geosyntetyków, zestawienia materiałowe (liczby i długości rolek dla poszczególnych rodzajów zbrojenia) i określać sposób wbudowania wraz ze specyfikacją zakresu kontroli. Wstępny naciąg zbrojenia geosyntetycznego jest tu wymogiem technologicznym, a zatem firma wykonawcza powinna być sprzętowo przygotowana do tego rodzaju robót. Ruch pojazdów ogumionych może odbywać się, o ile geosyntetyk wcześniej pokryty jest warstwą gruntu o grubości co najmniej 15 cm. Pojazdy gąsienicowe można dopuścić do ruchu, ale z ograniczeniem manewrów i prędkości poruszania się do 10 km/h.

Grunt nasypowy kontrolowany jest na ogół dwustopniowo:

- kontrola własna wykonawcy: krzywa uziarnienia co najmniej na każde 2 500 ton, stopień zagęszczenia nasypu minimum co 500 mb (dla ulic co 100 m) lub na każde 6000 m² warstwy zagęszczanej, moduły odkształcenia podłoża E_1 , E_2 i wskaźniki zagęszczenia E_2/E_1 , grubość i równomierność powierzchni zgodnie ze specyfikacją;
- kontrola zamawiającego: krzywa uziarnienia co najmniej na każde 5000 ton, kontrola stopnia zagęszczenia na każde 6000 m² warstwy zagęszczanej, moduły odkształcenia podłoża E_1 , E_2 i wskaźniki zagęszczenia E_2/E_1 , moduł deformacji, grubość i równomierność powierzchni zgodnie ze specyfikacją.

Dostawca gruntu nasypowego zobowiązany jest do przedłożenia dowodów, że kruszywo po jego wbudowaniu będzie spełniać wszystkie wymagania określone w projekcie: parametry wytrzymałości na ścinanie, moduł odkształcenia, odporność na wietrzenie etc. Na ogół wymaga się dla ścian oporowych i przyczółków zagęszczenia do wskaźnika $I_s \geq 1,00$. W podstawie ścian oporowych i przyczółków wymaga się odpowiedniego przygotowania podłoża w poziomie posadowienia: $E_2 \geq 45 \text{ MN/m}^2$ przy $E_2/E_1 \leq 2,1 \div 2,2$. Ma to szczególne znaczenie w przypadku ścian i przyczółków z licem aktywnym z bloczków lub prefabrykatów. Jak widać z powyższego, grunt zbrojony należy traktować jako kompozyt i kontrola powinna obejmować wszystkie jego składniki, to znaczy: geosyntetyki, grunt nasypowy użyty do konstrukcji i samą podstawę budowli. Jeżeli do budowy konstrukcji oporowych będą użyte maty stalowe, prefabrykaty betonowe i inne materiały, ich jakość należy ustalać według odpowiednich norm branżowych. W trakcie budowy trzeba również prowadzić pomiary geodezyjne, aby sprawdzić, czy nie zagraża przekroczenie dopuszczalnych tolerancji. Wartości tolerancji powinny być określone w projekcie budowli, w odniesieniu do konstrukcji z gruntu zbrojonego (ściany i przyczółki) można się tu posłużyć normą PN-EN 14475:2006 lub zaleceniami producentów tych elementów.

PODSUMOWANIE

Technologia gruntów zbrojonych geosyntetykami otwiera coraz większe możliwości w budownictwie. Korzyści płynące

z ich stosowania są duże – począwszy od skrócenia czasu realizacji inwestycji poprzez oszczędności materiałowe, a skończywszy na obniżeniu kosztów inwestycyjnych. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, że dziedzina ta jest jeszcze stosunkowo młoda i ta „sztuka inżynierska” nie jest jeszcze powszechnie znana, nauczana i praktycznie stosowana. Co prawda jest polski normatyw Instrukcja ITB 429/2007, ale wymaga ona uzupełnienia, aktualizacji i znaczących korekt. Przejściowo można stosować dodatkowo zalecenia BS 8006:2010 przy analizie SGU, uzupełniając go o warunek dopuszczalnego wydłużenia po zakończeniu budowy $\Delta\epsilon \leq 0,5\%$ lub $\Delta\epsilon \leq 1,0\%$ w zależności od charakteru obciążenia konstrukcji.

W artykule omówiono zasady projektowania i sporządzania specyfikacji na zbrojenie geosyntetyczne oraz skrótkowo przedstawiono zasady budowy tych konstrukcji. Skromnym zdaniem autorów technologia ta jest już na tyle dojrzała, że można ją stosować nie tylko zamiennie lub w sytuacjach „bez wyjścia”. Powinna ona być brana pod uwagę już w fazie przygotowania projektu, co pozwoliłoby na wybór najbardziej optymalnej konstrukcji w danych warunkach posadowienia, uwarunkowaniach z tytułu lokalizacji i warunkach obciążenia. Nie należy dawać posłuchu nawoływaniom, że budownictwo z geosyntetykami jest nieracjonalne, wręcz przeciwnie, należy szkolić kadrę inżynierską i prowadząc monitoring już wykonanych budowli udoskonalać normy do projektowania i wykonawstwa konstrukcji z gruntu zbrojonego. Zdaniem autorów nie da się już wyeliminować geosyntetyków. Stały się one rzeczywistością w skali ogólnoswiatowej, co powinno również dotrzeć do inwestorów, projektantów i wykonawców. Rzecz w tym, aby je stosować racjonalnie i na równi z innymi materiałami, jak: kruszywo, cement, beton, stal, żelbet, beton sprężony, drewno itd. oraz profesjonalnie się nimi zajmować.

LITERATURA

1. Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami - możliwe zagrożenia dla projektantów - cz. I, Autostrady, nr 5/2004, 84-91.
2. Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami - możliwe zagrożenia dla projektantów - cz. II, Inne, popełniane w procesie projektowania błędy w odniesieniu do pracujących w reżimie wytrzymałościowym materiałów geosyntetycznych, Autostrady, nr 6/2004, 20-27.
3. Ajdukiewicz J.: Strome nasypy drogowe zbrojone geosyntetykami efektem wyspecjalizowanych prac inżynierskich, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 2003.
4. Gryczmanski M., Sternik K.: Awaria wysokiego nasypu autostrady A-4 między węzłami „Wirek”- „Batorego”, XXII Konferencja Naukowo-Techniczna, Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 2005, 545-552.
5. Jones C.: Earth reinforcement and soil structures, Thomas Telford Publishing, Revised print, London 1998.
6. Koerner R.: Designing with Geosynthetics, Third Edition, Prentice Hall, New Jersey, 1994.
7. Lothspeich S.E., Thorton J.S.: Comparison of different long term reduction factors for geosynthetic reinforcing materials, Proc. of the Second European Geosynthetic Conference EUROGEO 2000, Bolonia, 341-346.
8. Praca Zbiorowa: BBA British Board of Agrément 13/4979, Agrément Certificate Product Sheet related to Stablenkia Geotextiles, Date of Second issue: 13.09.2017.

9. Praca Zbiorowa: BBA British Board of Agrément 13/H197, Agrément Certificate Product Sheet related to Fortrac T Geogrids, Date of Second issue: 05.09.2014.
10. Praca Zbiorowa: Design of Highway Structures in Areas of Mining Subsidence, The Highways Agency, The Scottish Office Development Department, The Welsh Office Y Swyddfa Gymreig, The Department of the Environment for Northern Ireland, BD 10/1997.
11. Praca Zbiorowa: EBGeo 1997, Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, e.V., 1997, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
12. Praca Zbiorowa: EBGeo 2010, Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnungen von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
13. Praca Zbiorowa: GRI Report No. 20, Geosynthetic Research Institute, Drexler University, 1998.
14. Praca Zbiorowa: Hinweise für die Ausschreibung von Geotextilien und Geogittern bei Anwendungen im Erdbau des Straßenbaues, Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen Ausgabe 2001.
15. Praca Zbiorowa: Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues, M Geok E mit Checklisten (C Geok E), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2005.
16. Praca Zbiorowa: Technische Lieferbedingungen für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaues, TL Geok E-StB 05, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2005.
17. Praca Zbiorowa: Wytyczne do oceny zgodności geosyntetyków stosowanych w budownictwie infrastrukturalnym, PSG-IGS – Polskie Stowarzyszenie Geosyntetyczne, 15.07.2016, źródło: <http://psg-igs.pl/wp-content/uploads/2016/09/wytyczne1.pdf>, data dostępu: 01.04.2019.
18. Praca Zbiorowa: Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym, IBDiM Warszawa 2002.
19. Risseuw P., Alexiew D.: Erfahrungen mit einer der ältesten geotextilbewehrten Stützwände in Europa: Bauweise, Statik, Verhalten, Langzeitbeständigkeit, 7. Inform.- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, 2001. Sonderheft "Geotechnik". DGGT, Essen, 2001. 177-180.
20. Sobolewski J.: Konstrukcje ziemne z gruntu zbrojonego, XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła, 17-20 Marca 2009, Tom III, 197-228.
21. Sobolewski J.: Uwagi co do zasad projektowania nasypów ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie, w tym nasypów na terenach szkód górniczych, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2006, 548-552.
22. Sobolewski J., Alexiew D.: Nasypy kolejowe na palach ze zbrojeniem w podstawie. Zasady projektowania i przykłady realizacji na niemieckich kolejach, Materiały Konferencyjne: Problemy Modernizacji i Naprawy Podtorza Kolejowego, Żmigród – Węglewo, 29-30.05.2008, 91-102.
23. Sobolewski J., Pilch M.: Wymiarowanie konstrukcji odciążających i przyczółków mostowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami, teoria i badania; Inżynieria Morska i Geotechnika; 1/2008, 31-38.
24. Stigler-Szydło E., Szydło A.: Projektowanie i wykonawstwo nasypów drogowych na terenach eksploatacji górniczej, Drogownictwo 8/2003, 239-243.
25. Strona Internetowa adres: www.oporowe.pl, data dostępu 29.03.2019.
26. Wysokiński L., Kotlicki W., Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego, ITB Seria Instrukcje, wytyczne, poradniki, nr 429/2007.

WYKAZ POWOŁANYCH NORM

- PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- BS 8006-1:2010, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, BSI 2010.
- BS 8006:1995, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, BSI 1995.
- NF XPG 38-064-2010, Utilisation des géotextiles et produits apparentés, AF-NOR 2010.
- DIN 1054:2010 Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.
- PN-EN ISO 13431:2002 Geotekstyli i wyroby pokrewne – Wyznaczanie pelzania podczas rozciągania i zniszczenia przy pelzaniu.
- PN-EN ISO 10722:2009 Geosyntetyki - Procedura badania wskaźnikowego do oceny uszkodzenia mechanicznego pod wpływem obciążeń powtarzalnych-Uszkodzenie spowodowane materiałem ziarnistym.
- PN- EN 13251:2014-03, Geotekstyli i wyroby pokrewne – Właściwości wymagane w odniesieniu do wyrobów stosowanych w robotach ziemnych, fundamentowaniu i konstrukcjach oporowych, wersja angielska.
- PN EN ISO 9864:2007 Geosyntetyki – Metoda badań do wyznaczania masy powierzchniowej geotekstyliów i wyrobów pokrewnych.
- PN-EN 14475:2006, Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Grunt zbrojony, Execution of special geotechnical works – Reinforced fill, wersja angielska.
- PN-EN ISO 10320:2002, Geotekstyli i wyroby pokrewne – Identyfikacja w miejscu zastosowania.
- PN-EN ISO 10319:205-08, Geosyntetyki – Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek, Geosynthetics-Wide-width tensile test, wersja angielska.