

Geosyntetyki w nasypach komunikacyjnych na terenach zdewastowanych oraz w obszarach zagrożonych deformacjami pogórnictwami, zasady projektowania i przykład zastosowania na autostradzie A1

Dr inż. Janusz Sobolewski – Huesker Synthetic GmbH, Gescher, Niemcy

Mgr inż. Jarosław Ajdukiewicz – P.R. Inora Sp. z o.o. Gliwice

Konstrukcje z gruntu zbrojonego są znane i wykonywane od czasów antycznych. Stosując zbrojenie, wytwarza się kompozyt, który w przeciwieństwie do samego gruntu będzie miał wytrzymałość na rozciąganie, której sam grunt praktycznie nie wykazuje. Na „nowo” odkrył grunt zbrojony Henri Vidal, który w 1963 roku opracował metodę wymiarowania ścian oporowych z gruntu zbrojonego i podał zasady ich wykonawstwa, [6]. Dalszym postępowaniem było zastosowanie geosyntetyków na potrzeby ulepszania i zbrojenia gruntu, które zapoczątkowano pod koniec lat siedemdziesiątych ubiegłego wieku. W zasadzie można obecnie uważać, że okres pionierski w zastosowaniu geosyntetyków zakończył się już. W wielu krajach wydano normy budowlane i nastąpiła samoregulacja rynku. Coraz więcej projektów jest przygotowywanych planowo ze zbrojeniem geosyntetycznym lub geosyntetykami spełniającymi inne funkcje, jak na przykład: separacja, filtracja, odwodnienie, uszczelnienie czy też opakowanie. Poza nasypami zbrojonymi w podstawie wykonuje się też coraz częściej ściany oporowe i przyczółki z gruntu zbrojonego, w tym także na terenach wątpliwych lub zagrożonych deformacjami pogórnictwami.

Zastosowanie geosyntetyków w Polsce ma nieco krótszą tradycję niż w krajach zachodnich, niemniej w ostatniej dekadzie zaczęto stosować materiały geosyntetyczne już i na większych obiektach. Jednym z pierwszych większych obiektów w Polsce zrealizowanym z gruntu zbrojonego jest nasyp drogowy na DW 933 w Jastrzębiu Zdroju, [1]. Ze względu na dużą skalę i duży stopień trudności projekt ten był osobiście opiniowany i nadzorowany przez prof. dr hab. inż. Eugeniusza Dembickiego. Zdaniem autorów prof. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki przyczynił się w znaczącym stopniu do popularyzacji geosyntetyków w Polsce poprzez swoją aktywną działalność zarówno w geoinżynierii, jak i hydrotechnice.

Geosyntetyki okazały się także niezbędne podczas budowy największego w Polsce węzła autostradowego Sośnica łączącego autostradę A4 z autostradą A1 w Gliwicach. W 2010 roku w trakcie budowy autostrady A1 na odcinkach Pyrzowice – Piekary Śląskie – Maciejów zastosowano wielowarstwowe zbrojenia anty-zapadliskowe z aramidem na podłożu silnie zdegradowanym poprzez historyczną i bieżącą aktywność górniczą. Tutaj skonstruowano system nośny sprzężony z dwoma systemami monitoringu ciągłego, co stanowi novum na skalę światową.

Pomimo niewątpliwego postępu, widocznym brakiem na co dzień jest jednak nadal zbyt duża dowolność w wyborze norm i metod wymiarowania, doborze współczynników bezpieczeństwa i różnic w programach obliczeniowych. Powoduje to dużą rozbieżność co do potrzebnej wytrzymałości zbrojeń i prowadzi do drastycznych różnic w specyfikacjach technicznych [11] oraz budzi nieufność zarówno u inwestorów, jak i projektantów. Stąd, w niniejszym artykule, autorzy opierając się na EC 7 [14, 15] i niektórych publikacjach lub normach związanych z tą tematyką, przedstawiają najważniejsze zasady dotyczące wymiarowania zbrojeń w konstrukcjach ziemnych. Poza tym będzie przedstawiony wyżej wymieniony zrealizowany projekt nasypu autostrady A1 na zdegradowanym terenie, gdzie geosyntetyki wykazały swoją przydatność i sprawdziły się na dużą skalę.

KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA POLIMERÓW I PRODUKTÓW STOSOWANYCH DO ZBROJENIA

Z szerokiej gamy polimerów, jakie obecnie są produkowane na skalę przemysłową do geoproduktów do zbrojenia gruntu stosuje się w zasadzie następujące: aramid (AR), poliwinylalkohol (PVA), poliester (PES, PET), poliamid (PA), polipropylen (PP), polietylen wysokiej gęstości (PEHD). Wymienione polimery wykazują dostateczną odporność w naturalnym środowisku gruntowo-wodnym o pH w zakresie $4 \div 9$, o ile bez dłuższej zwłoki będą pokryte po instalacji gruntem lub osłonięte od działania promieniowania słonecznego.

Produkty z geosyntetyków można podzielić na następujące grupy:

- geosiatki płaskie i przestrzenne,
- geotkaniny (na ogół za geotkaninę uważa się produkt o wielkości oczka < 10 mm),
- geokompozyty (geosiatka + geowłóknina),
- geosyntetyki przestrzenne o strukturze plastra miodu, tzw. geokomórki.

Czasami błędnie wydzielą się jeszcze tzw. „georuszty”, które są marketingowym określeniem pewnego rodzaju geosiatek jednego z producentów. Ma to odróżnić te produkty od innych geosiatek – tymczasem w obliczeniach i analizach stateczności proces produkcji czy też sztywność geosiatek na zginanie nie

jest w żaden sposób uwzględniana i nazwa „georuszt” funkcjonuje w zasadzie jedynie w naszym kraju.

Geosiatki wykazują się najlepszą odpornością na uszkodzenia mechaniczne i najlepszą szczepnością z gruntem, stąd są stosowane najczęściej jako elementy zbrojące w konstrukcjach oporowych i systemach anty-zapadliskowych przy mniejszej wysokości nasypów. Geotkaniny stosuje się najczęściej pod wysokimi nasypami na terenach o słabym podłożu lub też terenach zagrożonych zapadliskami. Geokompozyty znajdują zastosowanie, gdy jednocześnie wymaga się funkcji zbrojenia i odwodnienia. Natomiast geokomórki z zabudowanym w nich np. humusem umożliwiają ochronę stromych świeżych skarp nasypów przed erozją. Ze względu na małe wymiary sekcji i sposób instalacji, polegający na łączeniu kolejnych sekcji różnego rodzaju zszywkami, zaciskami itp. elementami, produkty te nie powinny być stosowane np. jako zbrojenie w podstawie wysokich nasypów i ścian oporowych.

Projektant decydując się na konstrukcję z gruntu zbrojonego, powinien mieć dostateczną wiedzę o geosyntetykach, tak ażeby mógł później opiniować propozycje oferentów i prowadzić nadzór autorski nad budową. Rodzaj gruntu nasypowego, a także rodzimego, rodzaj budowli i technologii budowy będzie miał wpływ na wybór odpowiedniego zbrojenia. Jako że mowa jest o zbrojeniu, to ważnymi właściwościami są tu nie tylko liczbowo wyrażona wytrzymałość krótkotrwała na rozciąganie ($F_{o,k}$ – doraźna wytrzymałość na rozciąganie pasma o szerokości 20 cm z prędkością 20%/min według PN-EN ISO 10319 [16], wartość gwarantowana przy poziomie ufności 95%), którą można odczytać z etykiet lub dokumentacji dostawczej producenta, ale również:

- obliczeniowa wytrzymałość długoterminowa F_d ustalona przy uwzględnieniu wszystkich wpływów w punkcie zerwania geosyntetyku; wytrzymałość ta odnosi się do I stanu granicznego;
- charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie ($F_{k,e}$) dla dopuszczalnego całkowitego wydłużenia się zbrojenia (ϵ_{gr}) (od momentu wbudowania do końca eksploatacji obiektu); wytrzymałość ta odnosi się do II stanu granicznego;
- w przypadku przyczółków mostowych dodatkowo charakterystyczna wartość wytrzymałości na rozciąganie ($F_{k,\Delta\epsilon}$) dla dopuszczalnego wydłużenia przy pełzaniu (od końca budowy do końca okresu eksploatacji);
- wartość charakterystyczna modułu sztywności na rozciąganie J_k przy uwzględnieniu wszystkich wpływów przy założonym czasie obciążenia t_d i temperaturze środowiska T (na ogół przyjmuje się w praktyce $+20^\circ\text{C}$);
- zdolność kotwienia geosyntetyku w gruncie (współczynnik zazębienia się zbrojenia w gruncie a_φ).

SYSTEM NORMOWY DO PROJEKTOWANIA Z GEOSYNTETYKAMI

W zasadzie w krajach Unii Europejskiej od stycznia 2011 roku obowiązuje w zakresie projektowania geotechnicznego Eurokod 7 i tzw. Załączniki Krajowe. System „stary” oparty na metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa można

było stosować do grudnia 2010 roku. Na przykład w Niemczech obowiązują i już są stosowane nowe normy DIN 1054:2010 [20] i DIN 4084:2009 [21], które uzupełniają postanowienia EC 7 w zakresie projektowania geotechnicznego. Wydano także w 2005 roku instrukcje do projektowania drogowego z geosyntetykami [8] oraz w 2010 roku zalecenia EBGeo [4], aby wraz z wprowadzeniem EC 7 i DIN 1054:2010 powstał w Niemczech spójny system normowy uwzględniający projektowanie z geosyntetykami. W Wielkiej Brytanii dokonano nowelizacji BS, wydając nową wersję 8006:2010. We Francji wydano dwie normy dotyczące projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego NF P 94-270:07.2009 [18] i XP G 38-064:2010 [19], które również opierają się na metodzie stanów granicznych.

Niestety w Polsce stan norm jest znacznie uboższy. Najpoważniejszą publikacją jest wydana w 2007 roku Instrukcja ITB 429/2007 [13], regulująca zasady doboru zbrojenia do konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego. W tej sytuacji autorzy zalecają opierać się na tej instrukcji oraz na bardziej szczegółowych wytycznych, tj. EBGeo 2010, [4] lub BS 8006:2010 [17]. Zwrócić należałoby przy tej okazji uwagę na konieczność jak najszybszego rozszerzenia i uzupełnienia instrukcji ITB, aby „dogonić” pod tym względem inne kraje.

Wobec mnogości dostępnych norm zagranicznych bardzo ważne jest zwrócenie uwagi na konsekwencję w ich doborze i projektowaniu. Pomimo częstokroć podobnych algorytmów i współczynników, pomieszczenie różnych systemów projektowania skutkuje błędami projektowymi o trudnych do przewidzenia skutkach, mogących kończyć się nieprawidłowym funkcjonowaniem konstrukcji. Ważne jest także, aby w projekcie widniała deklaracja projektanta co do wybranego systemu normowego, z jakim zaprojektowano daną konstrukcję z gruntu zbrojonego. Zapis ten powinien też znaleźć się w specyfikacjach technicznych, tak aby późniejsi uczestnicy procesu budowlanego mogli uwzględniać w analizach stateczności i obliczeniach czy w doborze materiałów ten sam system normowy.

OGÓLNE ZASADY WYMIAROWANIA KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO W MYŚL EC 7

W EC 7, pomimo że określono zasady projektowania geotechnicznego, nie zajęto się bezpośrednio gruntem zbrojonym. Zasad projektowania w tym zakresie należy się „doczytać” lub ustalić poprzez analogię do innych zastosowań. W wielu krajach UE wydano odpowiednie załączniki do EC 7, w których uściślono zasady projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego. W Polsce można posługiwać się w tym zakresie Instrukcją ITB 429/2007 [13], którą można traktować jako projekt Załącznika Krajowego do EC 7 w zakresie projektowania nasypów, zboczy, ścian oporowych oraz przyczółków mostowych z gruntu zbrojonego. Idąc za EC 7, autorzy tej Instrukcji proponują stosować w I stanie granicznym trzecią kombinację współczynników cząstkowych bezpieczeństwa:

Oddziaływania (A2) + Materiał (M2) + Opory (R3)

W tym zakresie w Instrukcji ITB 429/2007 podaje się jedynie wartości współczynników cząstkowych dla stanu podstawowego obciążenia. Autorzy artykułu proponują uzupełnić w tym miejscu Instrukcję ITB [13] o dane zawarte w tabl. 1.

Tabl. 1. Pierwszy stan graniczny, wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa, propozycja autorów na podstawie Instrukcji ITB 429/2007 [5] i DIN 1054:2010 [20]

Rodzaj oddziaływania	Oznaczenie współczynnika bezpieczeństwa	Stan obciążenia		
		podstawowy	budowlany	wyjatkowy
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 – wytrzymałość gruntu bez odpływu na szybkie ścinanie c_u – wytrzymałość gruntu z odpływem na ścinanie φ', c'	γ_{cu} $\gamma_{\varphi'}/\gamma_{c'}$	1,40 1,25	1,30 1,15	1,20 1,10
Wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie F_d	γ_F	1,40	1,30	1,20

W ramach obliczeń do I stanu granicznego projektant tak długo dobiera obliczeniowe wartości wytrzymałości zbrojenia F_d , aż spełnione następujące warunki równowagi:

$$(\Sigma R_d + \Sigma F_d) \geq \Sigma E_d \quad (1)$$

$$\Sigma(R_d \cdot r_R) + \Sigma(F_d \cdot r_F) \geq \Sigma(E_d \cdot r_E) \quad (2)$$

Przy czym za R_d i F_d należy rozumieć odpowiednie wartości obliczeniowe oporów, a za E_d oddziaływań. Wartości r_R , r_F i r_E oznaczają ramię działania danej siły. Powyższe ogólnie zapisane warunki równowagi oznaczają między innymi: sprawdzenie stateczności wewnętrznej (poślizg po zbrojeniu lub poślizg tnący wkładki) i stateczności zewnętrznej: wyparcie gruntu spod konstrukcji, poślizg poziomy w podstawie, obrót konstrukcji czy też stateczność ogólna przy głębszej powierzchni poślizgu. Należy także sprawdzić stateczność w przypadku mechanizmów mieszanych, tzn. kiedy linia poślizgu częściowo tnie wkładki zbrojenia, a częściowo przebiega poza zbrojeniem. Powyższe warunki dotyczą sumy sił lub momentów stanowiących opory F_d , R_d i sumy oddziaływań stanowiących obciążenia E_d . Wartości F_d , które spełniają ten warunek, należy umieścić w specyfikacji technicznej jako wymagane obliczeniowe wartości wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie. W przypadku gdy opór na wyciąganie $T_d < F_d$, we wzorach (1, 2) należy przy danych wkładkach podstawić odpowiednie wartości T_d . W myśl Instrukcji ITB 429/2007 [13] nośność zakotwienia T_d wyznacza się następująco:

$$T_d = 2 \cdot \sigma_{k,sr} \cdot L_B \cdot \frac{\mu_k}{\gamma_{\varphi'}} \quad (3)$$

gdzie:

$\sigma_{k,sr}$ – wartość charakterystyczna składowej normalnej naprężenia do zbrojenia,
 L_B – długość kotwiąca wkładki,
 μ_k – wartość charakterystyczna współczynnika tarcia grunt – zbrojenie

$$\mu_k = a_{\varphi'} \cdot \tan(\varphi'_k) \quad (4)$$

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

Uwaga autorów: w EBGeo 2010 [4] żąda się wyższego zapasu bezpieczeństwa przy zakotwieniach, zamiast $\gamma_{\varphi'}$ i $\gamma_{c'}$ stosuje się γ_B :

- stan podstawowy obciążenia $\gamma_B = 1,40$,
- stan budowlany $\gamma_B = 1,30$,
- stan wyjątkowy $\gamma_B = 1,20$.

Stąd należy każdorazowo sprawdzić w wykorzystywanym programie obliczeniowym, jakie wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa (γ_i) są wprowadzane do obliczeń

w przypadku I stanu granicznego i ewentualnie dokonać ich korekty.

Powyższe wzory odnoszą się do gruntów niespoistych, bo nie ma w nich członu dotyczącego adhezji i do wyciągania zbrojenia z gruntu, bo widoczna liczba 2 we wzorze (3) oznacza liczbę powierzchni poślizgu, jakie stawiają opór w trakcie wyciągania wkładki. W przypadku poślizgu gruntu po zbrojeniu mamy do czynienia z jedną powierzchnią poślizgu, dlatego we wzorze (3) zamiast liczby 2 należy podstawić 1. W Instrukcji ITB 429/2007 [13] nie operuje się w zasadzie wskaźnikami ząbienia się gruntu o zbrojenie $a_{\varphi'}$, definiując jedynie współczynnik tarcia w przypadku kontaktu grunt – zbrojenie (μ_k). Zdaniem autorów bardziej praktycznym podejściem jest wprowadzenie wskaźników ząbienia, które należy wymagać w specyfikacjach technicznych. 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 dla geotkanin $0,65 \div 0,75$. W przypadku gruntów spoistych wzór (3) komplikuje się nieco, ponieważ należy uwzględnić dodatkowo opór adhezji pomiędzy gruntem a zbrojeniem. Do wyznaczenia wartości obliczeniowej oporu na wyciąganie zbrojenia z gruntu spoistego można posłużyć się w myśl instrukcji [13] następującą zależnością:

$$T_d = 2 \cdot L_B \cdot \left[\frac{a_{\varphi'} \cdot \tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}} + \frac{a_{c'} \cdot c'_k}{\gamma_{c'}} \right] \quad (5)$$

gdzie:

$a_{\varphi'}$ i $a_{c'}$ – wskaźniki ząbienia się geosyntetyku z gruntem z tytułu tarcia i adhezji.

W przypadku, gdy wkładka znajduje się pomiędzy dwoma różnymi warstwami gruntu, wzór (5) 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 odpadowe wskaźniki ząbienia powinny być wyznaczone bezpośrednio poprzez odpowiednie badania.

W przypadku II stanu granicznego, oprócz konwencjonalnych warunków na osiadanie dopuszczalne, określa się akceptowalną deformację, przechyłkę lub inne warunki zniekształcenia konstrukcji, z których wynika warunek dopuszczalnego wydłużenia się zbrojenia. Ustalone na drodze doświadczeń wartości dopuszczalne wydłużeń zbrojenia mają chronić dany obiekt przed nadmiernymi deformacjami. W zależności od tradycji i stopnia doświadczenia wartości dopuszczalnych wydłużeń

Tabl. 2. Wartości dopuszczalne wydłużeń zbrojeń geosyntetycznych ze względu na stan graniczny użytkowalności, według Instrukcji ITB 429/2007, [13]

Rodzaj konstrukcji	Dopuszczalne wydłużenie 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	2,0
$\Delta\varepsilon$ w czasie eksploatacji	0,5

są definiowane nieco inaczej w różnych krajach. W Instrukcji ITB 429/2007 [13] Instytut Techniki Budowlanej oparł się głównie na zaleceniach brytyjskich, ponieważ większość postulowanych tam wartości jest zgodna z ówczesną wersją normy BS 8006:1995. W tabl. 2 podano dopuszczalne wartości wydłużeń zbrojeń geosyntetycznych, jakie są zawarte w omawianej instrukcji [13]. Należy pamiętać, że pod pojęciem ściany oporowej rozumie się konstrukcje z nachyleniem lica powyżej 70°, stąd widać, że dla stromych zboczy nie postawiono wymagań na wydłużenie. Zdaniem autorów nie powinno się przyjmować dla zboczy wartości większych niż 5%. Z zestawienia w tabl. 2 widać, że na ogół mamy do sprawdzenia jeden warunek na wydłużenia, i to wydłużenia całkowite. Tylko w przypadku podpór mostowych należy dodatkowo sprawdzić, czy przyrost wydłużenia $\Delta\varepsilon$ od momentu zakończenia budowy do końca okresu eksploatacji nie przekroczy wartości 0,5%.

Ubolewać należy, że wciąż bardzo rzadko pojawiają się w polskich specyfikacjach technicznych warunki stawiane wydłużeniom. Oznaczać to może, że dany projekt nie był przeanalizowany w pełni i nie zawiera sprawdzenia warunku na wydłużenie zbrojenia. W praktyce w ramach II stanu granicznego wykonuje się tak długo obliczenia, aż ustali się potrzebne wartości charakterystycznej wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie $F_{k,\varepsilon}$ dla warunków:

$$(R_k + F_{k,\varepsilon}) \geq E_k \quad (6)$$

$$\Sigma(R_{k,\varepsilon} \cdot r_R) + \Sigma(F_{k,\varepsilon} \cdot r_F) \geq \Sigma(E_k \cdot r_E) \quad (7)$$

Jeśli opór na wyciąganie $T_k < F_{k,\varepsilon}$ dla danej wkładki zbrojeniowej, we wzorach (6, 7) należy podstawić odpowiednie wartości T_k , które wyznacza się wzorem:

$$T_k = 2 \cdot L_B \cdot [a_{\phi'} \cdot \tan(\phi'_k) + a_{c'} \cdot c'_k] \quad (8)$$

Oznacza to, że w ramach II stanu granicznego wszystkie współczynniki cząstkowe bezpieczeństwa są równe 1,00, a zatem obliczenia wykonuje się jedynie dla wartości charakterystycznych zarówno obciążeń, jak i parametrów wytrzymałościowych gruntu i zbrojeń. Wartości $F_{k,\varepsilon}$ spełniające warunki (6) i (7) projektant zamieszcza w specyfikacji technicznej, podając jednocześnie warunek na wydłużenie i czas eksploatacji. W przypadku przyczółków i podpór mostowych projektant żąda w specyfikacji, aby wytrzymałość $F_{k,\Delta\varepsilon}$ nie była mniejsza od wymaganej wartości $F_{k,\varepsilon}$.

Obliczeniowa wytrzymałość geosyntetyków na rozciąganie – I stan graniczny

W metodzie stanów granicznych wartość obliczeniową geosyntetyków na rozciąganie dla I stanu granicznego wyznacza się według [13] wzorem (9). $A_{1...4}$ – są to współczynniki materiałowe, uwzględniające poszczególne wpływy: A_1 – pełzanie, A_2 – uszkodzenia mechaniczne powstałe w procesie wbudowywania, A_3 – utratę wytrzymałości na połączeniach, A_4 – wpływ środowiska wodno-gruntowego. Współczynniki te stanowią charakterystyki materiałowe, a ich wielkości są w zasadzie niezależne od metody wymiarowania;

$$F_d = \frac{F_{o,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_F} \quad (9)$$

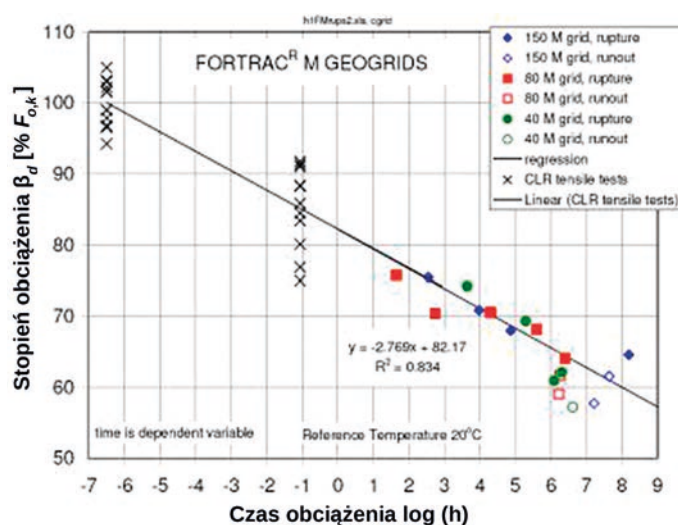
$F_{o,k}$ – wartość charakterystyczna (krótkoterminowa, w literaturze angielskiej UTS – *ultimate tensile strength*) wytrzymałość na rozciąganie według PN-EN ISO 10319 [16] na taśmach o szerokości 20 cm rozciąganych ze standardową prędkością 20%/min; wartość deklarowana przy poziomie ufności 95%;

γ_F – współczynnik bezpieczeństwa materiałowego, według tabl. 1.

Współczynniki materiałowe $A_1...A_4$ są ustalane na podstawie badań laboratoryjnych, a nawet i polowych (A_2) a ich wartości powinny być potwierdzone przez niezależne instytuty akredytowane przy UE. W Polsce jednostką taką, która ma do tego uprawnienia UE w odniesieniu do geosyntetyków jest Instytut Techniki Budowlanej ITB w Warszawie.

Uwaga autorów: w EBGeo 2010 [4] wprowadzono dodatkowo współczynnik redukcyjny A_5 , który ujmując wpływ zmęczenia materiałowego od obciążeń cyklicznych lub dynamicznych.

Właściwości reologiczne polimerów czy też produktów polimerowych ustala się poprzez badanie pełzania przy stałym obciążeniu w stałej temperaturze według PN-EN ISO 13431:2002 [22] lub metodą SIM (*Stepped Isothermal Method* – metodą jednakowych skoków termicznych), [7]. Według PN-EN ISO 13431:2002 badanie na pełzanie należy przeprowadzić w czasie co najmniej 10 000 h. Wyniki badania nanosi się w formie, jak to pokazano na rys. 1, oś pozioma $\log(t)$ – czas obciążenia, oś



Rys. 1. Przykładowa wytrzymałość długoterminowa geosiatek z PVA, [8]
UTS – $F_{o,k}$ krótkoterminowa wytrzymałość w badaniu na rozciąganie według PN-EN ISO 10319

pionowa, skala naturalna, stopień obciążenia β_d w odniesieniu do wytrzymałości krótkotrwałej $F_{o,k}$. A_1 – współczynnik materiałowy z tytułu pełzania przy danym czasie obciążenia t stanowi wartość odwrotną stopnia obciążenia w momencie zerwania się zbrojenia:

$$A_1 = \frac{1}{\beta_d} \quad (10)$$

Wartość A_1 można wyznaczać również metodą SIM, o ile badanie na pełzanie przy dwóch pierwszych progach temperatury trwało co najmniej 1008 h, a przy trzecim co najmniej 4000 h, [7]. Przykładowo na rys. 1 podano wyniki badań SIM geosiatek z PVA. Takie właśnie dane graficzne (lub tabelaryczne) powinny być dołączane do dowodu wystarczającej wytrzymałości danego geosyntetyku dla I stanu granicznego składane przez Oferenta i potwierdzone przez akredytowany przy UE instytut. O ile nie ma takich badań, wartości współczynnika A_1 przyjmuje się następująco: PP i PEHD: $A_1 = 5,0$, a dla PA, PES, PVA, AR: $A_1 = 2,5$ [4].

Współczynnik materiałowy A_2 uwzględniający uszkodzenia mechaniczne przy wbudowaniu według normy DIN EN ISO 10722-1 lub na podstawie badań polowych według [4]. W przypadku stosowania narzutów kamiennych można w celu obniżenia wartości A_2 zastosować przekładki z piasku lub żwiru, które nie zmniejszają znacznie zazębienia, ale skutecznie chronią geosyntetyk przed uszkodzeniem mechanicznym. O ile nie ma odpowiednich i wiarygodnych wyników badań wartości współczynnika A_2 należy przyjmować następująco [4]:

- dla gruntów drobnopziarnistych i piaszczystych $A_2 = 1,50$,
- dla gruntów żwirowych z ziarnem obtoczonym $A_2 = 2,00$,
- dla kamienia łamanego A_2 należy ustalić lub potwierdzić w oparciu o badania polowe.

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

Współczynnik materiałowy A_3 uwzględnia utratę wytrzymałości na połączeniach i szwach. W zależności od rodzaju połączeń należy indywidualnie w oparciu o badania na rozciąganie lub wyciąganie ustalać faktyczną wytrzymałość na połączeniach. Szwów lub zakładów na kierunku głównym zbrojenia należy unikać.

Współczynnik materiałowy A_4 uwzględniający wpływ środowiska wodno-gruntowego wyznacza się na podstawie badań wytrzymałości próbek poddanych normowemu oddziaływaniu różnych środowisk. Poniżej przytacza się zalecenia dotyczące odporności środowiskowej zawarte w najnowszej normie europejskiej opublikowanej w Niemczech:

Okres użytkowania:	Dowód dostatecznej odporności według:
do 25 lat	DIN EN 13249:2014, Załącznik B
do 50 lat	DIN EN 13249:2014, Załącznik B
do 100 lat	DIN EN 13249:2014, Załącznik B.

Bez przedłożenia wyników odpowiednich badań wartości A_4 należy przyjmować według [4] dla okresu użytkowania do 100 lat, jak następuje: poliamid (PA), aramid (A), polipropylen (PP) i polietylen (PEHD) $A_4 = 3,3$; poliwinylalkohol (PVA) i poliestr (PES) $A_4 = 2,0$.

Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie – II stan graniczny

Do wyznaczenia wytrzymałości geosyntetyku dla II stanu granicznego należy posłużyć się izochronami i wyznaczyć wartość charakterystyczną wytrzymałości długoterminowej $F_{k,e}$. Stąd izochrony powinny być integralną częścią każdej dokumentacji dostawczej. Przykładowo, na rys. 2 pokazano izochrony dla geosiatki z PVA. Zgodnie z Instrukcją ITB 429/2007 [13] dla II stanu granicznego należy wyznaczać wartość charakterystyczną wytrzymałości na rozciąganie z warunku dopuszczalnego całkowitego wydłużenia następującym wzorem:

$$F_{k,e} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_e}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (11)$$

gdzie:

β_e – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia przy danym dopuszczalnym wydłużeniu zbrojenia ϵ_{gr} i danym okresie użytkowania budowli t . Wartość β_e ustala się na podstawie izochron do danego produktu, rys. 2.

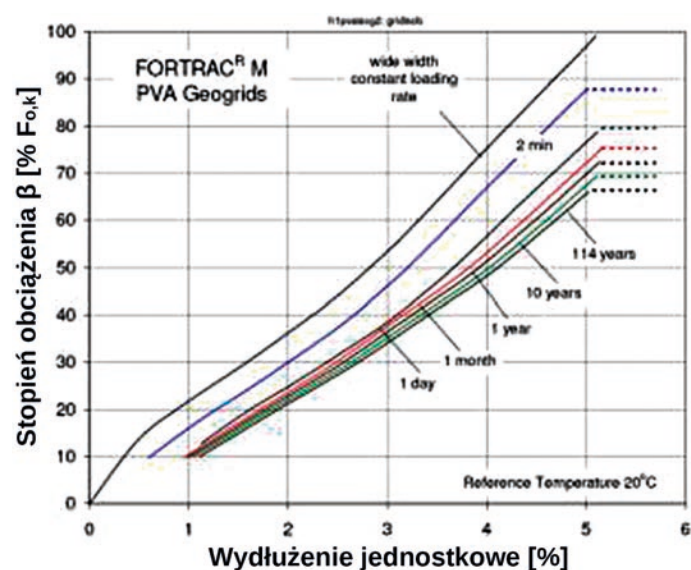
W przypadku przyczółków lub podpór mostowych wyznacza się dodatkowo wartość charakterystyczną wytrzymałości zbrojenia dla warunku nie przekroczenia $\Delta\epsilon$:

$$F_{k,\Delta\epsilon} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta_{\Delta\epsilon}}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (12)$$

gdzie:

$\beta_{\Delta\epsilon}$ – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia przy danym dopuszczalnym przyroście wydłużenia zbrojenia $\Delta\epsilon$ od czasu zakończenia budowy do końca eksploatacji obiektu t .

Niestety bardzo rzadko pojawiają się w specyfikacjach technicznych warunki stawiane wydłużeniom, co oznacza, że prawdopodobnie projekt nie zawiera sprawdzenia warunków II stanu



Rys. 2. Izochrony geosiatek z poliwinylalkoholu (PVA) [12],
UTS – $F_{o,k}$ – krótkoterminowa wytrzymałość w badaniu na rozciąganie według PN-EN ISO 10319)

granicznego. Należy pamiętać o tym, że skutków wydłużeń pobudowlanych nie da się już kompensować bez ponoszenia kosztów, a zatem poprawnie sporządzony projekt powinien zawierać bezwzględnie dowody stateczności dla I i II stanu granicznego. Poza tym brakuje w specyfikacjach technicznych wartości wskaźników zazębienia się gruntu ze zbrojeniem a_{ϕ} , a_c , co może uniemożliwiać poprawny dobór rodzaju zbrojenia zapewniającego wymagane zakotwienie.

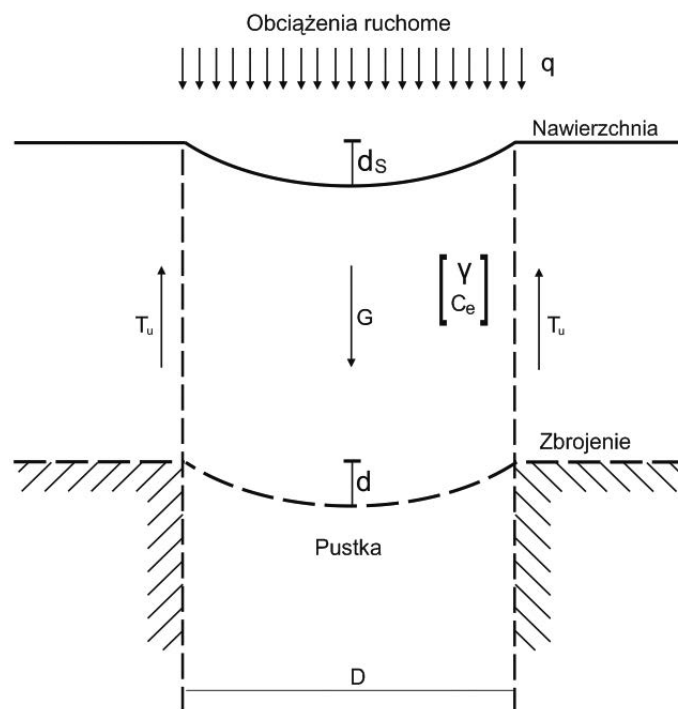
SYSTEM ZABEZPIECZENIA ANTY-ZAPADLISKOWEGO NA AUTOSTRADZIE A1

Założenia projektowe i modele obliczeniowe

W niniejszym artykule przedstawiono zabezpieczenie konstrukcji autostrady A1 na terenie szkód górniczych w dwóch narażonych na szkody górnicze śląskich odcinkach: odcinek Pyrzowice – Piekary Śląskie (km 474+350,00 – km 490+427,00) oraz Piekary Śląskie – Maciejów (km 490+427 – km 510+530,00) [3]. W procesie projektowania zbrojenia i monitoringu przewidziano dwa skrajne przypadki szkód górniczych:

- zapadlisko w postaci leja o średnicy zastępczej dochodzącej do $D \leq 5$ m,
- dowolnie skierowany uskok o wysokości do $\Delta h \leq 0,20$ m.

Przy tych deformacjach zbrojenie geosyntetyczne powinno przenieść wszystkie obciążenia i zapewnić możliwość ciągłej eksploatacji autostrady bez zagrożenia dla ruchu pojazdów przez co najmniej $t_d = 90$ dni od zajścia deformacji. W tym czasie musi nastąpić ewentualnie naprawa konstrukcji nośnej. Pierwszym etapem projektowania było określenie maksymalnych dopuszczalnych deformacji nawierzchni, akceptowalnych przez Zarządzającego autostradą. Posiłkowano się między innymi niemieckimi zaleceniami EBGeo [4] oraz BS 8006:1995 w wersjach aktualnych na czas tworzenia projektu. Cały rozdział 11 EBGeo [4] jest poświęcony zagadnieniom projektowania konstrukcji w warunkach szkód górniczych i geologicznych. Na tej podstawie określono następnie odpowiednie wartości graniczne wydłużeń elementów zbrojeniowych zainstalowanych w podstawie nasypu lub podbudowie, których stateczność należało udowodnić w ramach I stanu granicznego oraz użyteczności nawierzchni w ramach II stanu granicznego. Następnie określono potrzebne wytrzymałości na rozciąganie oraz moduły odkształceń, jakie powinny być spełnione poprzez odpowiedni dobór zbrojenia. Jako że wydłużenia i siły mobilizowane w zbrojeniu geosyntetycznym są miarą warunków działających w konstrukcji gruntowej, stąd możliwość monitorowania tych parametrów daje możliwość kontroli pracy całej budowli. Wykrycie wystąpienia deformacji, a następnie momentu przekroczenia wartości progowych zdefiniowanych dla poszczególnych poziomów alarmowych pracy geosyntetyku, umożliwia wcześniejsze ostrzeżenie służb Zarządcy drogi o zbliżającym się lub postępującym niebezpieczeństwie. Osiągnięcie wartości dopuszczalnych może wówczas powodować na przykład automatyczne wprowadzenie ograniczenia prędkości za pomocą znaków zmiennej treści lub nawet skutkować zamknięciem autostrady, gdy wartości progowe będą znacznie przekroczone. System monitoringu zespolony ze zbrojeniem geosyntetycznym,



Rys. 3. Model RAFAEL z tarcieniem na poboczniczy stempla, [4]

działający według powyższych zasad, zaprojektowano i wykonano, czyniąc przedmiotowy odcinek autostrady A1 unikalnym pod względem technicznym.

Do kołowych zapadlisk zastosowano w obliczeniach model BS 8006:1995, graficzną metodę Perriera [10] i model RAFAEL [13] opracowany na podstawie symulacji terenowych we Francji, [5]. W przypadkach uskoków przyjęto wyniki wcześniej analizowanego systemu zabezpieczającego dla odcinka autostrady A4, którą przeprowadzono, stosując program FLAC 2d v. 4, [2]. Obliczenia te uwzględniały następujące parametry w profilu podłużnym drogi:

- wysokości uskoków: 100, 200, 300 mm,
- liczba poziomów zbrojenia 0, 1 i 2,
- liczba pozycji obciążenia ruchomego: 3,
- moduł sztywności zbrojenia: krótkoterminowe, długoterminowe,
- liczba głębokości instalacji zbrojenia: 3,
- model obliczeniowy: małe odkształcenia, duże odkształcenia.

Podstawowa różnica pomiędzy zastosowanymi metodami polega na odmiennym opisie zachowania się gruntu nad powstałym zapadliskiem lub też wpływem formy zapadliska na pracę zbrojenia. W metodzie RAFAEL przyjmuje się, że zapadlisko ma w widoku z góry formę koła o średnicy D i jest przykryte zbrojeniem zainstalowanym na głębokości H . Na skutek zapadliska postępującego od dołu zbrojenie pod ciężarem naciskającego gruntu nasypowego wydłuża się i przyjmuje formę napiętej membrany o strzałce ugięcia d (rys. 3). Grunt nasypowy nad zbrojeniem tworzy zatem formę walcowego stempla, który obniża się i przylega ściśle do zbrojenia. W wyniku rozluźniania się gruntu nasypowego w stemplu strzałka ugięcia na poziomie nawierzchni d_s jest mniejsza niż strzałka ugięcia na poziomie zbrojenia d , co ujmuje wzór (13):



Rys. 4. Model obliczeniowy zbrojenia nadzapadliskowego według metody brytyjskiej BS 8006:1995, BS 8006:2010 [17]

$$d = d_s + H \cdot (C_e - 1) \quad (13)$$

gdzie:

C_e – wskaźnik rozluźnienia się gruntu nasypowego nad zapadliskiem.

Według [4] należy stosować wskaźnik rozluźnienia $C_e \leq 1,03$ do gruntów z ziarnem zaokrąglonym i $C_e \leq 1,05$ do gruntów z ziarnem ostrokrawędziowym. Przyjęcie wyższych wartości C_e wymaga przeprowadzenia odpowiednich badań gruntu nasypowego.

Obliczenia wykonuje się od przyjęcia dopuszczalnej wartości zagłębienia względnego w nawierzchni, a zatem wskaźnika d_s/D . W zależności od postanowień normowych danego kraju wymagania te różnią się nieco. Przykładowo w Niemczech według [4] wymaga się:

- autostrady, drogi krajowe i tranzytowe poza obszarem zabudowanym: $d_s/D \leq 0,017$,
- drogi krajowe na terenie zabudowanym i inne drogi poza terenem zabudowanym: $0,017 \leq d_s/D \leq 0,025$,
- inne drogi na terenie zabudowanym, parkingi itp. $0,025 \leq d_s/D \leq 0,07$.

Natomiast w Wielkiej Brytanii BS 8006:2010 obowiązują następujące regulacje:

- magistrale drogowe: $d_s/D \leq 0,01$,
- drogi publiczne: $d_s/D \leq 0,02$,
- przy autostradach wymaga się odrębnego uzgodnienia z Zarządcą drogi.

Zwraca się przy tym uwagę, że w modelu brytyjskim grunt obsuwa się w dół ponad zapadliskiem, tworząc stożek ścięty, odwrócony (rys. 4). Kąt rozwarcia stożka θ_d zaleca się w tej normie przyjmować równy kątowi tarcia przy maksymalnym naprężeniu ścinającym (ang. *peak value*). Model z tym założeniem spotkał się jednak z krytyką w Niemczech, stąd w EBGeo [4] zaleca się przyjmować ten kąt nie mniejszy niż 85° , o ile nie dysponuje się materiałem dowodowym na przyjęcie mniejszych wartości.

Wymiarowanie zbrojenia w metodzie Perriera wykonuje się graficznie, nanosząc na nomogramy izochrony do danego produktu i krzywe reprezentujące równania membrany, [10].

Ze względu na ograniczone ramy w niniejszej publikacji będzie omówiona bliżej jedynie metoda RAFAEL w wersji opublikowanej w EBGeo 2010 [13]. Model RAFAEL zalecany jest do zbrojeń ekstremalnie jednoosiowych (produkt jednoosiowy

układany wzdłuż osi drogi) o względnej grubości pokrycia zbrojenia H/D . W pierwszej kolejności należy ustalić czas pracy zbrojenia pod obciążeniem t_d i wymagany czas trwałości systemu t_b (zdolności do przejścia obciążeń). W omawianym projekcie przyjęto $t_d = 90$ dni, a $t_b = 120$ lat. Mamy tutaj do czynienia z systemem zabezpieczenia tymczasowego w przypadku wystąpienia zapadliska lub uskoku na okres 90 dni, ale zbrojenie musi mieć trwałość 120 lat, tzn. być zdolne do przenoszenia obciążeń nawet po prawie 120 latach „uśpienia” w oczekiwaniu na mogącą pojawić się deformację.

Obliczenia przeprowadza się metodą stanów granicznych, przy czym za wystąpienie stanu granicznego nośności uważa się w [4] osiągnięcie przez deformacje w nawierzchni wartości dopuszczalnej d_s/D , (rys. 3), a nie jak to jest przyjmowane w innych przypadkach – moment zerwania się zbrojenia. Stąd też w Niemczech zespółono do strony bezpiecznej I stan graniczny z II stanem granicznym, co oznacza, że nośność systemu wyczerpuje się po osiągnięciu dopuszczalnej deformacji w nawierzchni. Znając D i H oraz dopuszczalną wartość (d_s/D), można, korzystając z wzoru 13, obliczyć dopuszczalny zwis zbrojenia d . Korzystając z wartości d , można w następnym kroku obliczyć odpowiadające temu zwisowi wydłużenie jednostkowe zbrojenia ε :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \cdot \frac{d^2}{D^2} \quad (14)$$

Charakterystyczna wartość składowej pionowej naprężenia od ciężaru własnego gruntu nasypowego na poziomie zbrojenia przy uwzględnieniu tarcia na poboczniczy teoretycznego stempla wyznacza się następująco:

$$\sigma_{v,G,k} = \frac{D}{2} \cdot \left(\gamma_k - \frac{4 \cdot c_k}{D} \right) \cdot \left[1 - e^{-K_{a,k} \cdot \tan \phi'_k \cdot \left(\frac{4 \cdot H}{D} \right)} \right] \quad (15)$$

gdzie:

$K_{a,k}$ – współczynnik parcia czynnego kąta tarcia na poboczniczy stempla $\delta_k = 0$,
 ϕ'_k, c_k – wartości charakterystyczne kąta tarcia wewnętrznego i spójności gruntu nasypowego

przy czym wartość c_k powinna spełniać warunek:

$$c_k \leq \frac{\gamma_k \cdot D}{4} \quad (16)$$

Charakterystyczna wartość składowej pionowej naprężenia na poziomie zbrojenia od obciążenia ruchomego na naziomiu oblicza się z zależności:

$$\sigma_{v,Q,k} = q_k \cdot e^{-K_{a,k} \cdot \tan \phi'_k \cdot \left(\frac{4 \cdot H}{D}\right)} \quad (17)$$

gdzie:

q_k – wartość charakterystyczna obciążenia ruchomego na poziomie nawierzchni.

Wartość obliczeniowa siły rozciągającej zbrojenie oblicza się następująco (podejście geotechniczne STR):

$$E_d = (\gamma_G \cdot \sigma_{v,G,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{v,Q,k}) \cdot \frac{D}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad (18)$$

gdzie:

γ_G – cząstkowy współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń stałych, dla tymczasowej funkcji (90 dni): 1,20 (według DIN 1054:2010),

γ_Q – cząstkowy współczynnik bezpieczeństwa od obciążeń zmiennych, dla tymczasowej funkcji (90 dni): 1,35 (według DIN 1054:2010).

Dobór zbrojenia polega na tym, że powinny być zachowane następujące warunki równowagi:

$$F_{Z,d} \geq E_d \quad (19)$$

$$F_{W,d} \geq E_d \quad (20)$$

gdzie:

$F_{Z,d}$ – wartość obliczeniowa wytrzymałości produktu na rozciąganie przy zerwaniu po 90 dniach obciążenia: $t_d = 90$ dni (indeks Z od Zerwanie – moment zerwania zbrojenia)

$$F_{Z,d} = \frac{F_{o,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_M} \quad (21)$$

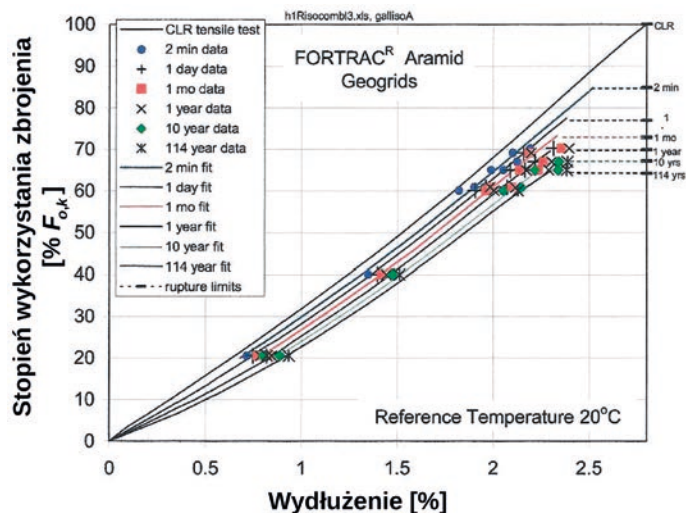
$F_{W,d}$ – wartość obliczeniowa wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie w odniesieniu do dopuszczalnego jego wydłużenia ε w czasie t_d , np. jak w tym przypadku $t_d = 90$ dni, (indeks W od Wydłużenie – moment osiągnięcia przez zbrojenie dopuszczalnej wartości wydłużenia)

$$F_{W,d} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_M} \quad (22)$$

β – dopuszczalny stopień obciążenia zbrojenia ze względu na dopuszczalne jego wydłużenie się ε w czasie t_d .

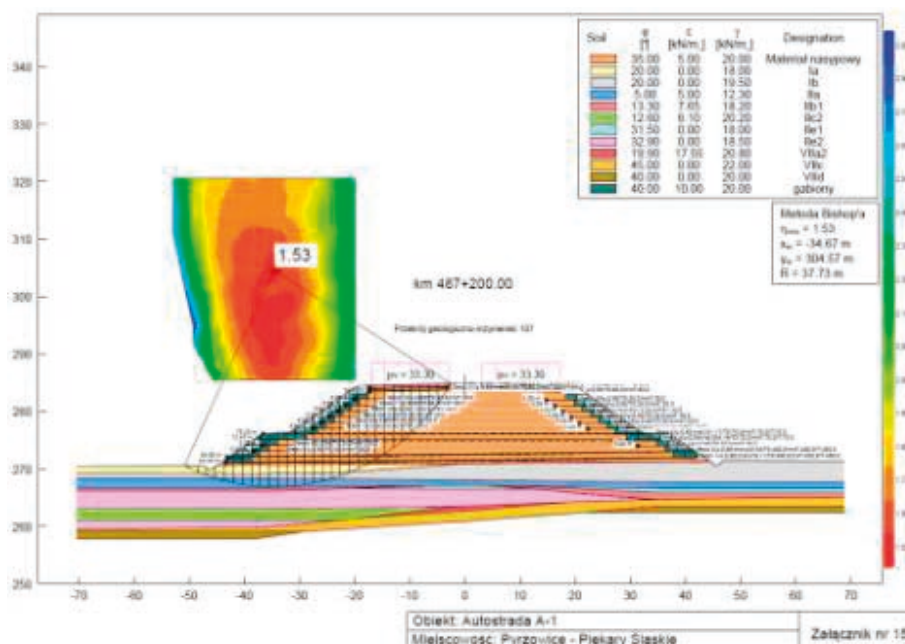
Pozostałe oznaczenia w poprzednich rozdziałach.

W wyniku obliczeń ustalono, że w celu zabezpieczenia autostrady przed zapadliskami o średnicy do $D \leq 5,0$ m należy wbu-

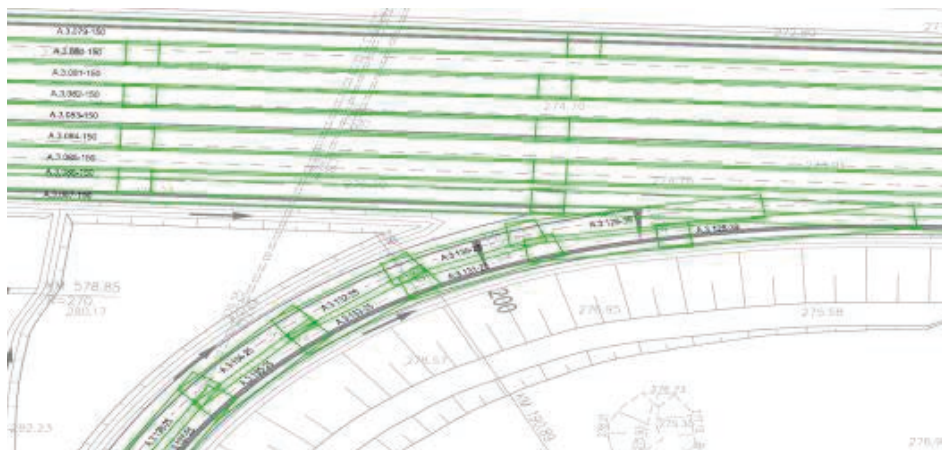


Rys. 5. Izochrony wydłużeń geosiatek z aramidem [24]

dować w podstawę nasypu zbrojenie geosyntetyczne o wytrzymałości obliczeniowej (długoterminowa, przy 90 dniach obciążenia) $F_{B,d} = 808$ kN/m na kierunku wzdłużnym. Zaproponowano wbudować 2 wkładki zbrojenia, każda o wytrzymałości 404 kN/m (doraźna wytrzymałość krótkoterminowa na rozciąganie jednej wkładki $F_{o,k} = 1200$ kN/m, przy jednoczesnym ograniczeniu wydłużenia materiału geosyntetycznego do $\varepsilon \leq 2,25\%$ w ciągu $t_d = 90$ dni od momentu powstania maksymalnej założonej wartości deformacji. Czas 90 dni określono w ustaleniach z Zamawiającym, jako czas potrzebny na zlokalizowanie zagrożenia i jego awaryjną naprawę. Podane powyżej wartości należy rozumieć jako graniczne, których osiągnięcie będzie oznaczać stan awaryjny, a zatem bliski zerwaniu się zbrojenia. Dodatkowo określono wartość progową dla zbrojenia: dopuszczalne wydłużenie $\varepsilon \leq 1,4\%$. Przekroczenie tej wartości będzie połączone ze zgłoszeniem alarmowym, gdyż oznacza, że system pracuje między wartością dopuszczalną a wartością graniczną i wymaga wzmoczonego monitoringu i bieżącej permanentnej oceny stanu bezpieczeństwa.



Rys. 6. Nasyp w strefie rozluźnienia wywołanego uszkodzami górnymi, metoda globalnego współczynnika stateczności, Bishopa [3]



Rys. 7. Fragment z planu instalacji geosiatek z zaznaczonym położeniem i identyfikacją kolejnych brytów geosiatki zbrojącej [3]

Z obliczeń metodą różnic skończonych (FLAC 2D) przy uskoku o wysokości 200 mm i danego czasu trwania obciążenia 90 dni wynikała potrzeba zastosowania tej samej klasy zbrojenia o możliwie niskim wydłużeniu. Ze względu na niemożliwość do przewidzenia kierunek przebiegu uskoku, konieczna była instalacja zbrojenia także poprzecznie w stosunku do osi drogi. Dowód spełnienia warunków na dopuszczalne wydłużenie ϵ przeprowadzono na podstawie izochron, potwierdzając przydatność danego geosyntetyku do zastosowań zarówno krótko-, jak i długoterminowych, rys. 5.

Stateczność nasypu na rozluźnionym na skutek szkód górniczych podłożu autostrady A1 sprawdzano metodą Bishopa przy uwzględnieniu zbrojenia geosyntetycznego zgodnie z rys. 6. Niezwykle istotny wpływ na parametry wytrzymałościowe gruntów spoistych mają odkształcenia poziome. W dotychczas przeprowadzonych badaniach wykazano redukcję składowej strukturalnej spójności gruntów odkształconych do wartości 3 mm/m o rząd $40 \div 75\%$. W modelu Bishopa wprowadzono odpowiednio zredukowane wartości spójności, co pozwalało uwzględnić efekt rozluźnienia gruntu, jaki może zachodzić w ośrodku gruntowym poddanym wpływom eksploatacji górniczej. Zadaniem zbrojenia geosyntetycznego jest udział w bilansie sił i momentów utrzymujących korpus nasypu posadowiony na gruntach osłabionych (o zmniejszonej spójności) przez aktywną eksploatację górniczą. Stateczność nasypu badano metodą globalnego współczynnika stateczności, wymagając każdorazowo wartości 1,50, zgodnie z ówczesnymi polskimi przepisami.

Realizacja

Ze względu na relatywnie duży zakres zbrojenia geosyntetycznego po raz pierwszy w warunkach polskich na etapie realizacji przygotowano projekt technologiczny instalacji geosyntetyków, zawierający szczegółowe plany instalacji materiałów (rys. 7) tak, aby wyeliminować straty materiałów i konieczność przycinania siatek na budowie, a także, aby przyspieszyć i zoptymalizować czas instalacji zbrojenia geosyntetycznego. Dzięki temu każdą rolkę już na etapie produkcji przycięto i przygotowano na wymaganą długość oraz oznaczano numerem iden-



Rys. 8. Instalacja geosiatki Fortrac® R 1200/100 A (aramid) w warunkach kontrolowanego napięcia



Rys. 9. Zdjęcie lotnicze budowy autostrady A1 – widoczne ułożone i zakotwione zbrojenie geosyntetyczne wraz z drugim systemem monitoringu

tyfikacyjnym. Można traktować tę fazę budowy jako montaż zbrojenia, analogicznie jak odbywa się to na przykład w konstrukcjach żelbetowych czy pokryciach dachowych.

Monitoring

W efekcie przeprowadzonych analiz numerycznych określono wymagane charakterystyki długoterminowe geosyntetycznych wzmocnień, takie jak: wytrzymałość, dopuszczalne wydłużenie czy stopień wykorzystania nośności zbrojenia.



Rys. 10. Instalacja systemu monitoringu

a) warstwa dolna: monitoring wczesnego ostrzegania,

b) warstwa górna: instalowana na geosiatkach do pomiaru wydłużenia zbrojenia



Rys. 11. Oddany do użytku fragment autostrady A1 – węzeł Piekary Śląskie

Przyjęto, że konstrukcja ma za zadanie zabezpieczyć autostradę przed ujawnieniem się deformacji nieciągłych w nawierzchni autostrady, a w przypadku powstania zapadliska lub szczeliny – zapewnić bezpieczne użytkowanie autostrady przez okres nie krótszy niż 90 dni. W tym czasie działający w dwóch warstwach system monitoringu powinien zapewnić możliwość precyzyjnej kontroli i śledzenia stanu wyężenia zbrojenia geosyntetycznego w najbardziej zagrożonej tzw. konstrukcji nr 4, a przez to określić dokładny charakter i zasięg deformacji. Wymagania określono w specyfikacji funkcjonalnej, pozostawiającej wykonawcy robót budowlanych dobór technologii, projekt technologiczny i instalację systemu. W wyniku szeregu analiz wybrano system monitoringu gwarantujący niezawodną pracę przez wymagany okres minimum 30 lat, a jednocześnie najbardziej ekonomiczny w budowie i utrzymaniu. Rozwiązanie opiera się na systemie czujników strunowych NeoStrain®, pozwalających na precyzyjny pomiar wartości i miejsca wystąpienia deformacji. Przykładowe zdjęcia z procesu instalacji obydwu warstw monitoringu przedstawiono na rys. 10.

Zgodnie z wymaganiami Projektanta i Zamawiającego obydwie zainstalowane systemy monitoringu musiały być w pełni uruchomione w momencie instalacji i budowy kolejnych warstw nasypu. Oba systemy monitoringu pracują nieprzerwanie, pozwalając na bieżącą ocenę stanu bezpieczeństwa autostrady, którą oddano do ruchu w 2012 roku (rys. 11).

WNIOSKI

Pomimo znacznego rozwoju technologii geosyntetycznych w Polsce w ostatnich latach i mnogości często bardzo dużych projektów projektowanie konstrukcji ziemnych z geosyntetykami napotyka w Polsce na niedosyt norm, przepisów i zaleceń technicznych. Przedstawione w artykule zasady wymiarowania zbrojonych geosyntetykami konstrukcji ziemnych pozwalają na poprawne wykonanie statyki i to zarówno do I, jak i II stanu granicznego oraz poprawne sporządzenie specyfikacji technicznej do dokumentacji przetargowej. Do czasu wydania Polskiego Załącznika do EC 7 w zakresie projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego autorzy artykułu proponują opierać się przy projektowaniu na Instrukcji ITB 429/2007, [13] lub najnowszej wersji EBGeo 2010 [4]. Wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa proponuje się ustalać na podstawie tabl. 1 zawartej w niniejszym artykule.

Zaprezentowana praktyczna strona stosowania geosyntetyków na przykładzie autostrady A1 stanowi bardzo skrótowy jej opis. Przytoczone powyżej konstrukcje są niewątpliwie jednymi z najtrudniejszych i zarazem najciekawszych z punktu widzenia inżynierskiego obiektów komunikacyjnych zaprojektowanych i zbudowanych w ostatnich latach w Polsce zgodnie z podanymi powyżej regułami. Stanowiły one wyzwanie zarówno dla Wykonawców, jak i Projektantów, a także dla firm zajmujących się geotechniką i techniką pomiarową. Warte zwrócenia szczególnej uwagi jest fakt zastosowania po raz pierwszy na tak dużą skalę specjalistycznego elektronicznego monitoringu, dostarczającego Projektantowi i Zamawiającemu niezwykle istotnych informacji dotyczących zachowania się konstrukcji i jej pracy w warunkach ciągłego stanu zagrożenia deformacjami górnymi w podłożu.

LITERATURA

1. Ajdukiewicz J.: Strome nasypy drogowe zbrojone geosyntetykami efektem wyspecjalizowanych prac inżynierskich. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 2003.
2. Bergakademie Freiberg, A4 – Polen – Erdversatz, Statische Berechnungen mit FLAC 2d v4.00. 2003, Maszynopis.
3. Complex Projekt sp. z o.o. Katowice, Dokumentacja projektowa odcinka Autostrady A1 Pyrzowice (bez węzła) – Piekary Śląskie km 475+909 do km 490+427. Maszynopis, 2009.
4. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen-EBGEO. Ernst & Sohn, Berlin 2010.
5. Gourc, J.P., Villard, P., Giraud H.: Sinkholes beneath a reinforced earth fill a large-scale motorway and railway experiment. Proc. of the Inter. Conference on Geosynthetics, Boston 1999, Vol. 2, 833-846.
6. Jones C.: Earth reinforcement and soil structures. Thomas Telford Publishing, Revised print, London 1998.
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. 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.
9. Miłkowski A., Pilecki Z., Kłosek K.: Autostrada A1 zaprojektowana na „dziurawym” podłożu, cz. 1. Magazyn Autostrady 3/2010, 104-112, cz.2, Magazyn Autostrady 5/2010, 152-160.
10. Papiau, Ch., Baraize, E., Perrier, H.: Reinforcement de Plate-Forme autoroutière au-dessus de Cavités Karstiques. Proc. Intern. Conf. „Recontres 1995”, 93-99.
11. Sobolewski J.: Uwagi co do zasad projektowania nasypów ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie, w tym nasypów na terenach szkód górniczych. XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej, Krynica Górna 2006.
12. TRI / Environmental Inc. Austin, Creep and Creep-Repture Behaviour of Fortrac M (PVA) Geogrids. USA, 2002 (maszynopis).
13. Wysokiński L., Kotlicki W.: Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego. ITB Seria Instrukcje, wytyczne, poradniki, nr 429/2007.
14. PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
15. PN-EN 1997-2 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
16. PN-EN ISO 10319:2010 (U) Geosyntetyki – Badania wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek.
17. BS 8006:2010, Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, BSI 2010.
18. NF P 94-270: 07.2009, Calcul géotechnique, Ouvrages de soutènement, Remblais renforcés et massifs sol cloué, AFNOR 2009.
19. XP G 38-064:2010, Utilisation des géotextiles et produits apparentés, Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques, AFNOR 2010.
20. DIN 1054:2010 Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.
21. DIN 4084:2009 Baugrund, Geländebruchberechnungen.
22. PN-EN ISO 13431:2002 Geotekstylia i wyroby pokrewne –Wyznaczanie pełzania podczas rozciągania i zniszczenia przy pełzaniu.
23. DIN EN 13249:2014 Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Geforderte Eigenschaften für die Anwendung beim Bau von Straßen und sonstigen Verkehrsflächen.
24. TRI / Environmental Inc. Austin: Creep and creep-repture behaviour of Fortrac® aramid geogrids. USA, 2003 (maszynopis).