

WYMIAROWANIE KONSTRUKCJI ODCIĄŻAJĄCYCH I PRZYCZÓŁÓW MOSTOWYCH Z GRUNTU ZBROJONEGO GEOSYNTETYKAMI. TEORIA I BADANIA

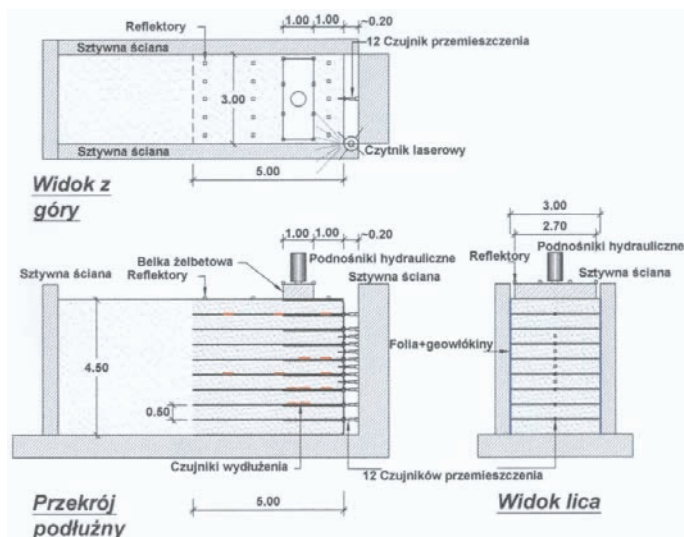
Po przystąpieniu Polski do Unii Europejskiej ilość inwestycji drogowych w naszym kraju znacznie wzrosła. Fundusze Unijne pozwoliły na dofinansowanie większej części zaplanowanych inwestycji oraz na zaplanowanie nowych. Ponad to Polska zobowiązała się do przeprowadzenia w 2012 roku Mistrzostw Europy w piłce nożnej co związane jest ze zrealizowaniem dodatkowych inwestycji m.in. drogowych. Właśnie z tego względu obserwuje się większe zainteresowanie technologiami umożliwiającymi budowę obiektów z gruntu zbrojonego, a m.in. projektowaniem konstrukcji wsporczych i odciążających za przyczółkami mostowymi oraz projektowaniem przyczółków w technologii z gruntu zbrojonego geosyntetykami. Duży rozwój tej dziedziny budownictwa jest spowodowany zaletami, jakie niosą ze sobą tego typu technologie. Oprócz dużej elastyczności i podatności na deformacje i osiadania, (m.in. na terenach górniczych i narażonych na występowanie deformacji nieciągłych) konstrukcje te charakteryzują się dość dużą swobodą w ich kształtowaniu geometrycznym oraz skróceniem czasu budowy, a co za tym idzie obniżeniem kosztów realizacji inwestycji o ok. 25-30%.

W niniejszym referacie zostaną przedstawione wyniki próbnych obciążeń przyczółka o wysokości 4,5 m z podatnym licem wykonanym z gruntu zbrojonego, w pełnej skali technicznej. Wyniki tych badań, stanowią bezpośredni dowód wystarczającej nośności dla przyczółka o wysokości 4,5 m przy nacisku 200 kN/m^2 pod belką fundamentową o szerokości 1,0 m, oddaloną od krawędzi przyczółka o 1,0 m. Z praktycznego punktu widzenia ma to szczególne znaczenie z tej racji, że jeszcze na ogół zbyt ostrożnie lub nawet nieufnie Projektanci odnoszą się do konstrukcji z gruntu zbrojonego. Daje się to szczególnie zauważyć na budowanych obecnie autostradach A-1, A-2 i A-4, gdzie nadal wykonuje się klasyczne przyczółki żelbetowe lub też kątowe ściany oporowe rezygnując z korzyści, jakie można byłoby uzyskać stosując konstrukcje z gruntu zbrojonego.

OPIS MODELU PRZYCZÓŁKA Z GRUNTU ZBROJONEGO W PEŁNEJ SKALI TECHNICZNEJ

Do przeprowadzenia prób wstępnego obciążenia przyczółka wykorzystano model wykonany w 2003 w ramach programu poświęconego statyce i konstruowaniu mostów ramowych. Był to blok z gruntu zbrojonego, oddzielony od

ściany pionowej mostu ramowego płytą ze styropianu o grubości 10 cm. Ściana mostu ramowego modelowała w tym przypadku płytę zamocowaną przegubowo dołem. Górą była możliwość przesuwu, co umożliwiało wahadłowy ruch pionowej ściany modelującej przyczółek mostu ramowego. Blok z gruntu zbrojonego miał wysokość 5,0 m i był zazbrojony 10 wkładkami geosiatki Fortrac® 80/30-35 M. Pozioma długość zbrojenia wynosiła 5,0 m. Geosiatki były wbudowywane co 0,5 m i zawijane na licu na długości 2,0 m. Celem tych badań było ustalenie wartości reakcji na płycie i wielkości deformacji sprężystych i trwałych, w płycie ze styropianu. W wyniku tych badań stwierdzono, że tego typu konstrukcje nadają się dla mostów ramowych nawet o stosunkowo dużej rozpiętości przęsła. Po szczegółowe informacje na ten temat można sięgnąć do publikacji, [3]. Po zakończeniu tych badań blok gruntu zbrojonego przystosowano i wykorzystano do następnych badań, jako model przyczółka, tym razem obciążonego pionowo belką fundamentową mostu belkowo-płytowego. Program dalszych badań obejmował przeprowadzenie próbnego obciążenia bloku zbrojonego belką o szerokości 1,0 m, oddaloną od krawędzi zewnętrznej 1,0 m, aż do utraty stateczności, rys. 1. W ramach tego badania przewidziano dodatkowo 2 cykle odciążenia i obciążenia dla typowego zakresu naprężeń $100 \text{ kN/m}^2 \div 250 \text{ kN/m}^2$, ażeby rozróżnić wpływ obciążeń zmiennych na stan deformacji bloku zbrojonego. Przed przystąpieniem do badań, zdjęto płyty ze styropianu tak, że widoczne było swobodne lico bloku z zawiniętymi geosiatkami. Zmniejszono też wysokość ściany do 4,5 m, tzn. usunięto górną warstwę gruntu o grubości 0,5 m i jedną geosiatkę zainstalowaną wcześniej na poziomie +4,5 m, ponieważ ta strefa szczególnie była rozluźniona po pierwszym etapie badań, a więc cyklicznym obciążaniu i odciążaniu ruchem wahadłowym ściany. W licu bloku z gruntu zbrojonego zainstalowano 12 indukcyjnych czujników przemieszczenia, lokalizując je na poziomach zbrojenia i w środku wybranych warstw tak, ażeby móc pomierzyć ich odkształcenie pod wpływem obciążenia belką, rys. 2. Na powierzchni naziemu zainstalowane zostały reflektory, które umożliwiały pomiary osiadań za pomocą niwelacji precyzyjnej. Obciążenie miało być zadawane poprzez dwa cylindry hydrauliczne. Obciążenie, osiadanie belki i przemieszczenia poziome lica mogły być mierzone synchronicznie z dość dużą gęstością pomiarową.



Rys. 1. Schemat stanowiska modelowego do próbnego obciążenia przyczółka mostowego [1]



Rys. 2. Lico bloku z gruntu zbrojonego z 12 indukcyjnymi czujnikami przemieszczeń poziomych [1]

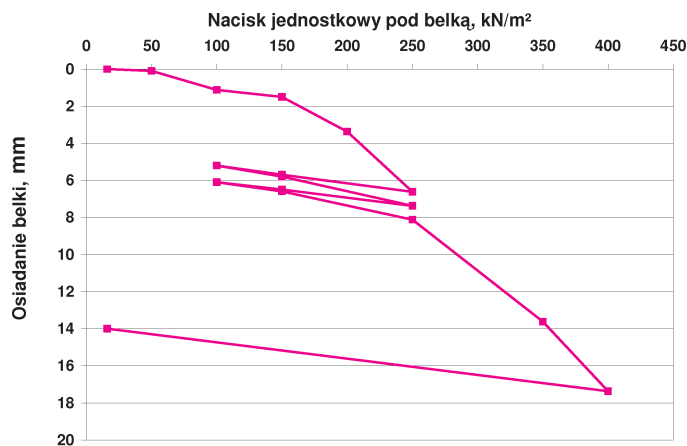
PRZEBIEG I WYNIKI PRÓBNego OBCIĄŻENIA

Doświadczenie polegało na ustaleniu „zewnętrznego” zachowania się bloku z gruntu zbrojonego pod obciążeniem belką. Głównym celem było wyznaczenie obciążenia granicznego, dopuszczalnego obciążenia z tytułu dopuszczalnych osiadań belki lub poziomych przemieszczeń lica. Poza tym chciano rozróżnić zachowanie się bloku pod obciążeniem i po odciążeniu by dokładnie zorientować się co do wielkości i charakteru deformacji bloku.

Obciążenie próbne wykonane zostało w dwóch oddzielnych testach:

Test 1: Obciążenie: $0 \div 250 \text{ kN/m}^2$ w kroku co 50 kN/m^2 ,
 odciążenie: $250 \div 150 \div 100 \text{ kN/m}^2$,
 obciążenie: $100 \div 150 \div 250 \text{ kN/m}^2$,
 odciążenie: $250 \div 150 \div 100 \text{ kN/m}^2$,
 obciążenie: $100 \div 150 \div 250 \div 350 \div 400 \text{ kN/m}^2$,
 odciążenie: $400 \div 0 \text{ kN/m}^2$.

Przebieg testu 1 z wynikami osiadań belki podano na rys. 3.

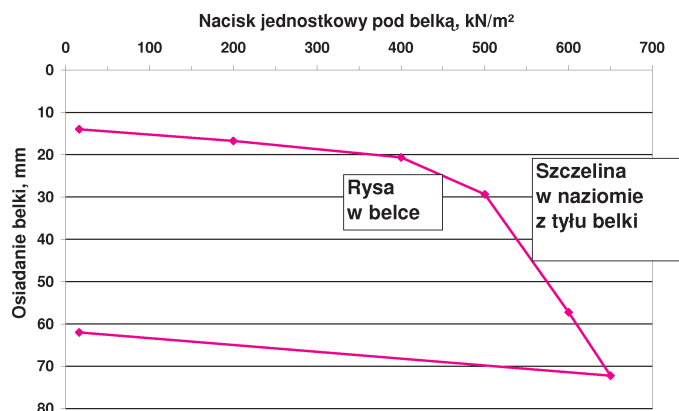


Rys. 3. Test 1 - osiadanie belki w funkcji obciążenia [1]

Z rys. 3 wynika, że stała sprężystości podłoża dla pierwszego cyklu obciążenia w zakresie naprężeń $0 \div 250 \text{ kN/m}^2$ wynosiła ca. 38 MN/m^3 , (osiadanie $6,5 \text{ mm}$). Natomiast dla obciążeń powtarzalnych w zakresie $0 \div 250 \text{ kN/m}^2$ ca. 100 MN/m^3 (przyrost osiadania $2,5 \text{ mm}$).

W teście 1 nie osiągnięto jednak osiadania dopuszczalnego, które przyjmuje się z reguły równe $0,02 \text{ m}$. Można oszacować, że osiągnięto by je pod naciskiem ca. 500 kN/m^2 . Pamiętać jednak należy, że mamy tu do czynienia z osiadaniem krótkotrwałym, ponieważ czas danego stopnia obciążenia był limitowany warunkami podanymi w normie DIN 18134. Przenosząc to na warunki obciążenia długotrwałego i po części cyklicznego należałoby zredukować tak ustaloną wielkość co najmniej współczynnikiem równym $2,0 \div 2,5$. Zatem dopuszczalne długotrwałe obciążenie ustalone metodą eksperymentalną wynosiłoby ca. 200 kN/m^2 (wartość charakterystyczna obciążenia). Obliczenia kontrolne przeprowadzone dla tego przyczółka metodą Bishopa potwierdziły tę wartość dla 1. stanu granicznego (GZ 1C DIN 1054:2005), przy kącie tarcia wewnętrznego zasypu 40° , [4].

Test 2: Obciążenia: $0 \div 200 \div 400 \div 500 \div 600 \div 650 \div 0 \text{ kN/m}^2$. Przebieg tego testu pokazano na rys. 4.

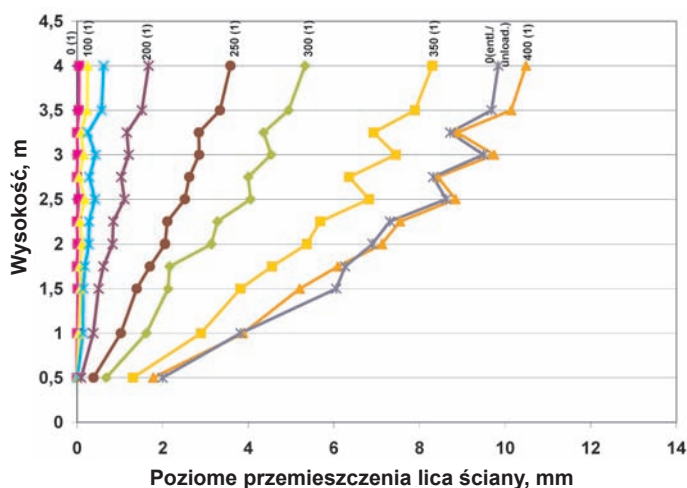


Rys. 4. Test 2 - osiadanie belki w funkcji obciążenia [1]

Test 2 podjęto po całkowitym odprężeniu się masywu przyczółka. Na rys. 4 uwzględniono zatem osiadania trwałe równe 14 mm wywołane testem 1 pod naciskiem 400 kN/m^2 . W zakresie obciążenia $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ mamy tu z kolei do czynienia z obciążeniem wtórnym, stąd też widoczna jest duża sztywność masywu przyczółka. Osiadanie całkowite pod ponowionym obciążeniem $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ wynosiło zaledwie $20,5 \text{ mm}$. Stałą

sprężystości można było szacować na poziomie $61,5 \text{ MN/m}^3$ (przyrost osiadania w zakresie $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ wynosił zaledwie $6,5 \text{ mm}$). Z rys. 4 wynika, że po przekroczeniu nacisku 400 kN/m^2 przyrosty osiadań były znacznie większe, ponieważ przyczółek osiadał zgodnie z krzywą typową dla obciążenia pierwotnego. Przy obciążeniu 650 kN/m^2 wyczerpana została zdolność systemu obciążającego, zatem zaszła konieczność przerwania tego badania. Nie było jednak oznak świadczących o utracie stateczności, jakkolwiek masyw przyczółka wyraźnie tracił sztywność z każdym stopniem dalszego obciążania. Zarówno przyrosty osiadań jak i przyrosty poziomych przemieszczeń lica powiększały się z każdym stopniem znacząco. Biorąc pod uwagę krzywą osiadania można oszacować, że utrata stateczności nastąpiłaby po osiągnięciu nacisku rzędu ca. 700 kN/m^2 .

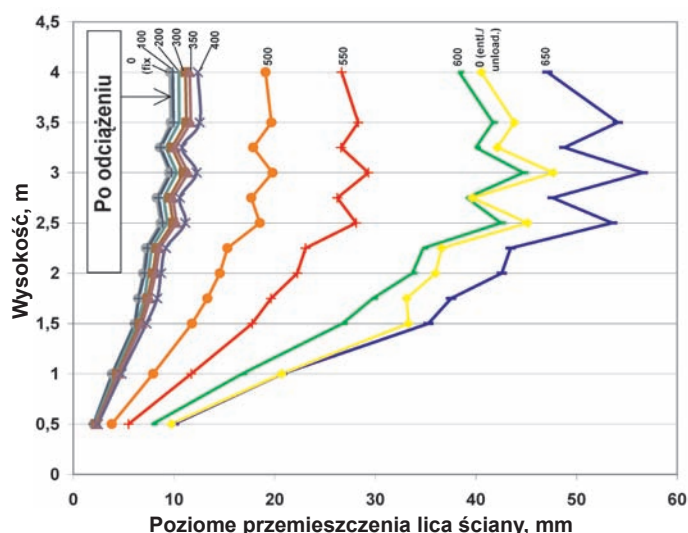
Obliczenia statyczne przeprowadzone metodą Bishopa dla stanu granicznego nośności (wszystkie cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa równe 1,0) potwierdzają ten szacunek, ponieważ wskaźnik wykorzystania nośności pod obciążeniem 700 kN/m^2 jest już bardzo bliski 1,00 i wynosi 0,96, [4]. W rzeczywistości współczynnik wykorzystania nośności mógł być znacznie bliższy jedności, ponieważ w tej metodzie badania stateczności zakłada się równomierny rozkład sił rozciągających w zbrojeniu. Badając stateczność przyczółka programem MSEW 3.0 i posługując się tu metodą AASHTO 98/ Demo 82 (ASD) uzyskuje się stan graniczny już przy obciążeniu 650 kN/m^2 z tytułu wyczerpania się nośności najwyższej położonej wkładki zbrojenia na poziomie $+4,0 \text{ m}$, [4]. W rzeczywistości wkładka ta nie uległa zerwaniu ani nie została wyciągnięta, co oznaczać może, że zastosowany w MSEW model obliczeniowy nie zawsze daje precyzyjne odzwierciedlenie sił działających w zbrojeniu. Przyjmując charakterystyczną wartość obciążenia (obciążenie dopuszczalne) równe 200 kN/m^2 uzyskanoby globalny zapas bezpieczeństwa $700/200 = 3,5$. Pamiętać jednak należy, że odnosi się to jedynie do obciążeń krótkotrwałych. Dla 120 letniej prognozy zapas bezpieczeństwa dla badanego przyczółka możnaby oszacować na poziomie $1,5 - 2,0$. Innym indykatorem wytrzymałości konstrukcji są przemieszczenia poziome lica



Rys. 5. Test 1, poziome przemieszczenia lica przyczółka z gruntu zbrojonego pod obciążeniem $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ [1]

ściany przyczółka. Na rys. 5 i 6 przedstawione zostały wyniki pomiarów bocznych przemieszczeń lica w obu testach.

W zakresie obciążeń pierwotnych $0 \div 300 \text{ kN/m}^2$ widocz-



Rys. 6. Test 2, poziome przemieszczenia lica przyczółka z gruntu zbrojonego pod wtórnym obciążeniem: $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ i pierwotnym $400 \div 650 \text{ kN/m}^2$ i odciążeniu $650 \div 0 \text{ kN/m}^2$ [1]

ny był liniowy przyrost przemieszczeń poziomych po wysokości ściany, rys. 5. Jednocześnie absolutne przemieszczenie górą wzrastało liniowo wraz ze wzrostem obciążenia. Przy nacisku 200 kN/m^2 lico górą wychyliło się o niespełna 2 mm , ($0,5 \text{ mm/m}$). Od 300 kN/m^2 obserwowano powolne narastanie wybrzuszania się ściany w górnej partii (w szczególności pomiędzy poziomami $+2,5 \div +3,5$), a także przyrosty absolutne przemieszczeń zaczęły wzrastać nieliniowo wraz z następującymi stopniami obciążenia. Pod obciążeniem 400 kN/m^2 przesunięcie boczne na poziomie zbrojenia $+4,0 \text{ m}$ wynosiło ca. 11 mm , ($2,75 \text{ mm/m}$). Po zdjęciu obciążenia ściana przyczółka nieznacznie cofnęła się górą (o ca. 1 mm), co oznacza, że masyw przyczółka pozostał w stanie sprężonym. Tłumaczy to, dlaczego w teście 2 przy ponownym obciążeniu w zakresie $0 \div 400 \text{ kN/m}^2$ obserwowano tak mały przyrost osiadania belki, $6,5 \text{ mm}$. Przyczółek „wyraźnie mięknie” począwszy od nacisku 500 kN/m^2 . Zarówno wybrzuszanie jak i absolutna wartość przemieszczeń poziomych powiększają się nieliniowo. Na poziomie $+2,5 \text{ m}$ przy obciążeniu 650 kN/m^2 przemieszczenie lica wynosiło 56 mm ($22,4 \text{ mm/m}$). Jednak nie było jeszcze żadnych oznak świadczących o całkowitym wyczerpaniu się nośności. Po odciążeniu lico cofnęło się w partii środkowej i górnej o ca. 10 mm , a zatem geosiatki nie zostały zerwane i były w stanie częściowo przywrócić kształt lica z poprzedniego stopnia obciążenia.

W świetle uzyskanych wyników można domniemać, że szczególnie silnie obciążone były wkładki pomiędzy poziomami $+2,0 \div +3,5 \text{ m}$. Wkładka na poziomie $+4,0 \text{ m}$ teoretycznie nie może w pełni zmobilizować swojej nośności z tytułu zbyt małej siły kotwienia. Biorąc pod uwagę te spostrzeżenia, zasugerowane w publikacji [4], ażeby dwie najwyższe wkładki zbrojenia wykonywać z jednego pasma zawijanego na licu (forma litery c). Poza tym dwie górne wkładki powinny mieć nieco wyższą wytrzymałość na rozciąganie i większą długość tak, ażeby przy ich pomocy zmniejszyć wybrzuszanie się lica górą. W badanym przypadku długość względna zbrojenia wynosiła $L/H = 5,0 / 4,5 = 1,1$. W praktyce autorzy sugerują stosować podstawową długość zbrojenia $L/H \geq 1,0$ a dwie górne wkładki z $L/H \geq 1,2$.

WNIOSKI I REFLEKSJE Z PRZEPROWADZONEGO TESTU

Scharakteryzowane powyżej doświadczenie próbnego obciążenia przyczółka z gruntu zbrojonego było typowym badaniem inżynierskim. Blok gruntu zbrojonego był jedynie adaptowany do próbnego obciążenia, stąd nie było możliwości instalacji specjalnie dopasowanego zbrojenia i bardziej intensywnego systemu monitoringu. Jednak mimo to udało się wykonać bardzo interesujące próby obciążenia, symulujące oddziaływania od belki fundamentowej. Skoncentrowano się wyłącznie na „zewnętrznych” oznakach pracy konstrukcji, mierząc osiadania belki obciążającej i przemieszczenia lica. Pomocniczo obserwowano zachowanie się naziomu. Wykonane próby pozwoliły na uchwycenie ważnych dla projektowania aspektów, czyli na wstępną weryfikację metod i programów obliczeniowych. Wyznaczone metodą stanów granicznych DIN 1054:2005 obciążenie belki na poziomie 200 kN/m² (wartość charakterystyczna obciążenia od obciążeń stałych i zmiennych) potwierdziły się praktycznie. Oddalona o 1,0 m belka fundamentowa o szerokości 1,0 m wywołała przy tym obciążeniu krótkotermi- nowo wychylenie się lica od pionu o około 3 mm/m. Osiadania belki nie przekroczyły wartości 4 mm. Dlatego można jedno- znacznie stwierdzić, że przyczółki z gruntu zbrojonego posia- dają dostatecznie wysoką sztywność i sprężystość, zatem nie ustępują w tym zakresie konwencjonalnym przyczółkom.

ZASADY WYMIAROWANIA PRZYZCŁÓKÓW MOSTOWYCH Z GRUNTU ZBROJONEGO

Zasada wymiarowania konstrukcji mostowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami polega przede wszystkim na sprawdzeniu dwóch stanów granicznych:

- I stan graniczny nośności,
- II stan graniczny użytkowalności.

I stan graniczny nośności należy sprawdzać w każdym przypadku, natomiast II stan sprawdzamy, gdy powstają ograniczenia dotyczące przemieszczeń konstrukcji czyli osiadania, obrotu a także odkształceń od wymaganych właściwości konstrukcji. Stany graniczne nośności należy sprawdzać zakładając wszystkie wartości jako obliczeniowe, (obciążenia oraz wartości wytrzymałości gruntu i zbrojenia) natomiast stany graniczne użytkowalności należy sprawdzać podstawiając wartości charakterystyczne.

Współczynniki obciążeń i wartości obciążenia przyjmuje się zgodnie z odpowiednimi normami obciążeń. Tabela nr 1 przedstawia wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa dla parametrów wytrzymałościowych gruntu i zbrojenia w Instrukcji ITB 427/2007, [2]. Wartości te odnoszą się do stanu podstawowego obciążeń.

Zdaniem autorów Instrukcja powinna być rozszerzona o stan budowlany i wyjątkowy, tak ażeby umożliwić Projektantom sprawdzenie stateczności budowli w przypadku różnym od podstawowego stanu obciążenia. Propozycja autorów w tym zakresie zawarta jest poniżej.

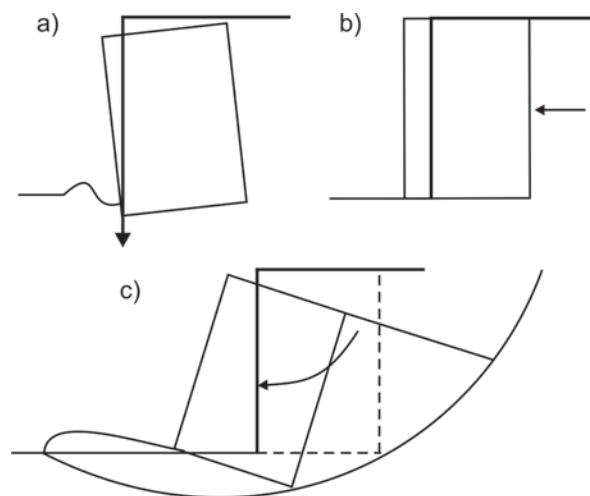
Tabela nr 1. Zalecane wartości częściowych współczyn- ników bezpieczeństwa dla parametrów wytrzymałościowych gruntu i zbrojenia, podstawowy stan obciążenia, [2].

Parametr	Oznaczenie współczynnika	Wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa
φ	γ_{φ}	1,25
c	γ_c	1,25
c_u^*	γ_{cu}	1,4
F	γ_F	1,3

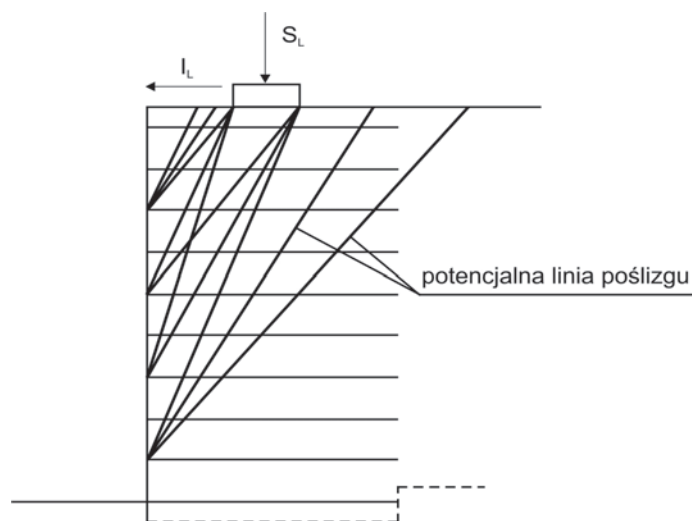
* tzw. wytrzymałość na ścinanie „bez odpływu”

Stan graniczny nośności

W zakresie stateczności zewnętrznej należy przewidzieć możliwość utraty nośności podłoża pod konstrukcją na skutek wyparcia gruntu, poślizgu konstrukcji w poziomie posadowie- nia (lub w gruncie), oraz utraty stateczności ogólnej konstrukcji, rys 7.



Rys. 7. Stany graniczne utraty stateczności zewnętrznej. a - utrata nośności na skutek wyparcia gruntu, b - poślizg ściany po gruncie w poziomie posadowienia lub w gruncie, c - utrata stateczności ogólnej [2]



Rys. 8. Przykłady potencjalnych linii poślizgu dla stateczności wewnętrznej [2]

W zakresie stateczności wewnętrznej należy rozpatrywać utratę stateczności tylko fragmentu konstrukcji lub fragmentu gruntu otaczającego, wzdłuż najbardziej niekorzystnej linii poślizgu, która działa na analizowany obiekt, rys 8.

Zazwyczaj utrata stateczności wewnętrznej jest spowodowana utratą nośności zbrojenia wywołaną zerwaniem zbrojenia lub brakiem przyczepności zbrojenia do otaczającego gruntu.

Sprawdzając stateczność wewnętrzną należy wykazać, że dla najbardziej niekorzystnej i najbardziej prawdopodobnej linii poślizgu fragment, który został wydzielony tą linią poślizgu nie utraci równowagi pod działaniem obliczeniowych wartości obciążeń, parametrów gruntu i wytrzymałości zbrojenia na linii poślizgu.

Warunek obliczeniowy:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

lub

$$1/f = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,00 \quad (2)$$

gdzie:

- E_d – siła lub moment działający na linii poślizgu,
- R_d – opór graniczny konstrukcji wzdłuż linii poślizgu, przeciwstawiający się zsuwaniu,
- $1/f$ – wskaźnik wykorzystania nośności konstrukcji.

R_d ustala się jako sumę oporu granicznego wynikającego z wytrzymałości gruntu R_{dg} i zbrojenia R_{dz} .

Należy zakładać, że przy ustalaniu oporu granicznego R_{dz} we wszystkich pasmach zbrojenia na linii poślizgu siły w zbrojeniu są równe mniejszej z sił wynikających z wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie F_d oraz na wyciąganie T_d w stanie równowagi granicznej.

Poniższy wzór przedstawia zależność, z której należy wyznaczyć obliczeniową wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie:

$$F_d = \frac{F_k}{\gamma_F} \quad (3)$$

$$F_k = \frac{F_{o,k}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (4)$$

gdzie:

- $F_{o,k}$ – wartość charakterystyczna wytrzymałości krótkotrwałej zbrojenia na rozciąganie;
- F_d – obliczeniowa wartość długotrwałej wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie;
- A_1 – współczynnik uwzględniający pełzanie w projektowanym okresie użytkowania konstrukcji;
- A_2 – współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości zbrojenia na skutek uszkodzeń w transporcie i przy wbudowaniu (transport, instalacja, zasypka, zagęszczenie);

A_3 – współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości zbrojenia na skutek połączeń;

A_4 – współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości na skutek działania czynników środowiskowych;

γ_F – cząstkowy współczynnik bezpieczeństwa materiałowego: propozycja autorów referatu:

- stan obciążeń podstawowy: $\gamma_F = 1,40$
- stan budowlany lub remontowy: $\gamma_F = 1,30$
- stan wyjątkowy (powódzie, wybuchy, udary...) $\gamma_F = 1,20$.

UWAGA: W Instrukcji ITB 429/2007 [2] podano jedynie $\gamma_F = 1,30$ dla stanu podstawowego obciążenia.

Powyższe wartości odnoszą się do metody stanów granicznych, która wraz z wejściem EC 7 w 2011, będzie jedyną obowiązującą metodą wymiarowania. Jeżeli projekt został sporządzony w oparciu o „starą” metodę globalnego współczynnika stateczności, zamiast γ_F we wzorze (4) należy stosować γ , wartości współczynnika bezpieczeństwa materiałowego dla metody globalnego współczynnika stateczności. Autorzy proponują stosować następujące wartości γ :

- stan obciążeń podstawowy: $\gamma = 1,75$
- stan budowlany lub remontowy: $\gamma = 1,50$
- stan wyjątkowy (powódzie, wybuchy, udary...) $\gamma = 1,35$.

Stąd ważnym jest aby w specyfikacji znalazł się zapis, co do zastosowanej metody wymiarowania zbrojenia w projekcie, bez tego zapisu specyfikacja powinna być wycofana z przetargu.

Natomiast obliczeniową wytrzymałość zbrojenia na wyciąganie należy ustalić na podstawie równania:

$$T_d = 2 \cdot \sigma_{k,sr} \cdot L_B \cdot \frac{\mu_k}{\gamma_\phi} \quad (5)$$

gdzie:

- $\sigma_{k,sr}$ – średnia wartość naprężeń pionowych w poziomie zbrojenia w strefie zakotwienia,
- μ_k – wartość charakterystyczna współczynnika tarcia zbrojenia o grunt,
- L_B – długość zakotwienia zbrojenia poza linią poślizgu.

Stan graniczny użyteczności

Konstrukcje z gruntu zbrojonego należy sprawdzać ze względu na możliwość występowania stanów granicznych użyteczności. Należy w tym przypadku wykazać, że przemieszczenia korpusu konstrukcji, oraz jego odkształcenia, nie przekraczają wielkości dopuszczalnych z uwagi na wymagane warunki użytkowania samej konstrukcji lub współpracującego z nią obiektu.

Należy sprawdzić:

- osiadania korpusu,
- różnicę osiadań korpusu,
- odkształcenia korpusu.

Warunek obliczeniowy w przypadku nie wystąpienia stanów granicznych osiadań i różnic osiadań wygląda następująco:

$$[s] \leq [s]_{gr} \quad (6)$$

gdzie:

$[s]$ – wskaźnik osiadań lub różnic osiadań

$[s]_{gr}$ – graniczna wartość wskaźnika.

Sprawdzenie stanu granicznego odkształceń konstrukcji można przeprowadzić przez kontrolę odkształceń zbrojenia, wówczas warunek niewystąpienia stanu granicznego przyjmuje się w postaci:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{gr} \quad (7)$$

gdzie:

ε – maksymalna wielkość odkształcenia zbrojenia z uwzględnieniem pełzania w projektowanym okresie użytkowania konstrukcji,

ε_{gr} – dopuszczalna wielkość odkształcenia.

Wartości odkształceń ε ustala się w oparciu o tzw. izochrony, które są ustalane w wyniku badań pełzania produktu przy różnych poziomach wyężenia produktu i temperaturze 10° lub 20°. Odkształcenia należy ustalać dla projektowanego okresu eksploatacji i dla maksymalnych sił jakie występują w zbrojeniu przy uwzględnieniu wartości charakterystycznych.

Sprawdzenie stanu granicznego odkształceń można połączyć ze sprawdzeniem stanu granicznego (nośności) utraty stateczności wewnętrznej.

Należy w tym przypadku:

- wyznaczyć na podstawie izochron siły $F_k(\varepsilon)$ i $F_k(\Delta\varepsilon)$ jakie można dopuścić w zbrojeniu dla projektowanego okresu użytkowania konstrukcji i dopuszczalnych odkształceń;
- sprawdzić stateczność wewnętrzną przy założeniu, że w zbrojeniu występuje mniejsza z sił;
- dopuszczalnych z uwagi na wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie F_{σ} ,
- dopuszczalnych z uwagi na odkształcenia $F_k(\varepsilon)$ i $F_k(\Delta\varepsilon)$.

$$F_{k(\varepsilon)} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (8)$$

$$F_{k(\Delta\varepsilon)} = \frac{F_{o,k} \cdot \beta(\Delta\varepsilon)}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (9)$$

gdzie:

β – dopuszczalny stopień obciążenia dla danego ε i czasu obciążenia t

$\beta(\Delta\varepsilon)$ – dopuszczalny stopień obciążenia dla danego przyrostu odkształcenia przy pełzaniu $\Delta\varepsilon$ i danego czasu obciążenia Δt (koniec okresu eksploatacji – czas budowy obiektu).

Wartość maksymalnych sił rozciągających w zbrojeniu z uwagi na dopuszczalne odkształcenia zbrojenia powinien określić Projektant na podstawie danych uzyskanych od Producenta wyrobu. Wartości odkształceń dopuszczalnych należy przyjmo-

wać na podstawie danych zawartych w tabeli 2.

Tabela 2. Dopuszczalne wartości odkształceń zbrojenia z uwagi na stan graniczny użytkowalności. [2]

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

WYSPECYFIKOWANIE SYNTETYCZNEGO MATERIAŁU ZBROJĄCEGO

Oprócz założeń, analiz i obliczeń projektowych na szczególną uwagę zasługuje przygotowanie specyfikacji zbrojącego materiału geosyntetycznego. Aby zbrojenie geosyntetyczne spełniało swoje zadanie od momentu zabudowy, aż do końca okresu eksploatacji analiza stateczności konstrukcji musi być przeprowadzona dla założonego okresu eksploatacji. Oznacza to, że na koniec okresu eksploatacji obiektu zbrojenie geosyntetyczne musi posiadać większą (min. równą) wytrzymałość na rozciąganie niż wytrzymałość, jaka jest potrzebna do zrównoważenia działających od obciążeń sił rozciągających. W tym celu zbrojenie geosyntetyczne musi być wyspecyfikowane jako zbrojenie długotrwałe!!! Należy zwrócić w tym momencie uwagę na to, że wytrzymałość geosyntetycznych materiałów zbrojących jest definiowana przez producentów jako wytrzymałość krótkoterminowa ($F_{o,k}$) – czyli zbadana po jego wyprodukowaniu w/g ściśle określonej procedury standardowej, np. w/g EN PL 10319. Wytrzymałość długotrwała (wartość charakterystyczna F_k), to wytrzymałość zredukowana w stosunku do wytrzymałości krótkoterminowej o współczynniki materiałowe, które powinny być określone przez niezależne laboratorium dla każdego typu geosyntetyku. Wartości liczbowe tych współczynników zależą od polimeru z jakiego wykonane jest zbrojenie, własności gruntu zasypowego i sposobu obciążenia. Stąd wartość wytrzymałości długoterminowej jest ustalana indywidualnie dla każdego konkretnego przypadku i nigdy nie należy jej utożsamiać z wytrzymałością krótkotrwałą określaną przez producenta na etykietach lub dokumentach dostawczych.

Ze względu na brak polskich normatywów regulujących sposób wymiarowania zbrojenia geosyntetycznego bardzo często dochodzi do zaniedbań, pomyłek lub podmian związanych z zastosowaniem zbrojenia geosyntetycznego w etapie realizacyjnym (w Polsce dopiero w 2007 roku wydano wytyczne ITB [2]). Pomimo zapisu w specyfikacji technicznej, dotyczącego zastosowania geosyntetyku o wytrzymałości długotrwałej x (dla założonego okresu eksploatacji t), zostają dopuszczone do zabudowy materiały o wytrzymałości krótkoterminowej x , tzn. wytrzymałości ustalonej z prędkością odkształcenia 20%/min w powietrzu o temperaturze 20°C. Wartości liczbowe zgadzają

się tylko do czasu zabudowy geosyntetyku. Następnie wytrzymałość maleje w skutek uszkodzeń związanych z zabudowywaniem materiału nasypowego. Stąd wartość współczynnika redukcyjnego A_2 znacząco wpływa na obniżenie wytrzymałości wyjściowej i zależy od rodzaju materiału nasypowego. W dalszym etapie pracy zbrojenia geosyntetycznego dochodzą jeszcze inne czynniki wpływające na obniżenie wytrzymałości wyjściowej: obniżenie nośności zbrojenia na połączeniach poszczególnych pasów geosyntetyków A_3 , środowisko - w jakim pracuje zbrojenie A_4 i przede wszystkim reologia polimeru, z którego jest wykonany geosyntetyk zbrojący czyli wpływ pełzania A_1 . Każdy z tych czynników, wpływających na obniżenie wytrzymałości w czasie, jest uwzględniany przez odpowiedni współczynnik redukcyjny: A_1, A_2, A_3, A_4 , patrz wzory (4), (8) i (9).

Brak polskich normatywów w dziedzinie zbrojenia gruntów geosyntetykami wymaga dokładnego i szczegółowego przygotowania specyfikacji technicznej, która określi jednoznacznie sposób doboru geosyntetyków do zbrojenia gruntów. Specyfikacja musi zawierać pełen komplet parametrów technicznych (a w szczególności parametry długoterminowe), polimer z jakiego musi być wykonany geosyntetyk i załącznik w postaci formularza do wyznaczenia (już na etapie zakupu) deklarowanej przez producenta krótkoterminowej wytrzymałości geosyntetyku. Przykładowa specyfikacja, zawierająca najważniejsze parametry wytrzymałościowe powinna wyglądać następująco:

**SPECYFIKACJA ZBROJĄCEGO MATERIAŁU
GEOSYNTETYCZNEGO**

W tym przypadku uzupełnieniem specyfikacji powinien być niezbędny formularz do przeliczenia w/w wytrzymałości, zawierający co najmniej takie dane jak to pokazano na rys 9. Taki formularz pozwoli na dokładne zweryfikowanie sposobu przeliczania wytrzymałości geosyntetyku zbrojącego, który ma zamiar zastosować Wykonawca. W przypadku pominięcia precyzyjnego zapisu dotyczącego geosyntetycznego zbrojenia długotrwałego pojawia się duże ryzyko pomyłek, podmian i nie-trafnych decyzji.

Powyższe zalecenia wskazują jednoznacznie, że ważnym jest aby w specyfikacji znalazł się zapis co do zastosowanej w projekcie metody wymiarowania zbrojenia, bez tego zapisu specyfikacja powinna być bezwzględnie wycofana z przetargu.

Podsumowanie

Technologie gruntów zbrojonych geosyntetykami otwierają na dzień dzisiejszy coraz większe możliwości w budownictwie mostowym. Korzyści płynące z ich stosowania są bardzo duże - począwszy od szybkości realizacji inwestycji a skończywszy na pozyskaniu oszczędności materiałowych. Rozwój tych technologii jest coraz szybszy a wiedzy i doświadczeń na temat zbrojenia obiektów inżynierskich jest z roku na rok coraz więcej. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, iż dziedzina ta jest jeszcze stosunkowo młoda i ta „sztuka inżynierska” nie jest jeszcze powszechnie znana. Co prawda nie ma jeszcze polskich normatywów regulujących sposób stosowania geosyntetyków jako zbrojenia, ale powstają wytyczne, poradniki i instrukcje.

Tabela nr 3. Charakterystyka Techniczna Zbrojenia
Typ budowli: Przyczółek mostowy

Wytrzymałość obliczeniowa (F_d) dla okresu: eksploatacji lat, z uwzględnieniem współczynników materiałowych A_1, A_2, A_3, A_4 oraz współczynnika bezpieczeństwa materiałowego $\gamma_F = \dots\dots\dots$	kN/m	$\geq X$
Wytrzymałość charakterystyczna $F_k(\epsilon)$ dla całkowitego dopuszczalnego wydłużenia się zbrojenia $\epsilon_{gr} \leq 2,0\%$ określonego w/g Instrukcji ITB 429/2007 dla danego okresu eksploatacji lat	kN/m	$\geq Y^*$
Maksymalna siła z uwagi na dopuszczalne odkształcenie zbrojenia $\Delta\epsilon_{gr} \leq 0,50\%$ określone w/g Instrukcji ITB 429/2007 w fazie eksploatacji, $F_k(\Delta\epsilon)^*$ okres eksploatacji lat	kN/m	$\geq Z^*$
Współczynnik zazębienia się zbrojenia z gruntem: - dla wyciągania - dla poślizgu w kontakcie:	(-) (-)	$\geq a$ $\geq b$
Typ zbrojenia: geosiatka geotkanina geokompozyt	(-) (-) (-)	 +
Typ polimeru: AR (aramid) PVA (poliwinylalkohol) PES (poliester) PA (poliamid) PEHD (polietylen wysokiej gęstości) PP (polipropylen)	(-) (-) (-) (-) (-) (-)	 +

** W celu udokumentowania przyjętych danych należy załączyć izochrony dla danego produktu.
Statyka konstrukcji z gruntu zbrojonego wykonana została w projekcie technicznym Nr: w/g normy:
Uziarnienie i pH gruntu nasypowego podano w załączniku
Własności gruntów rodzimych i wody gruntowej podano w załączniku*

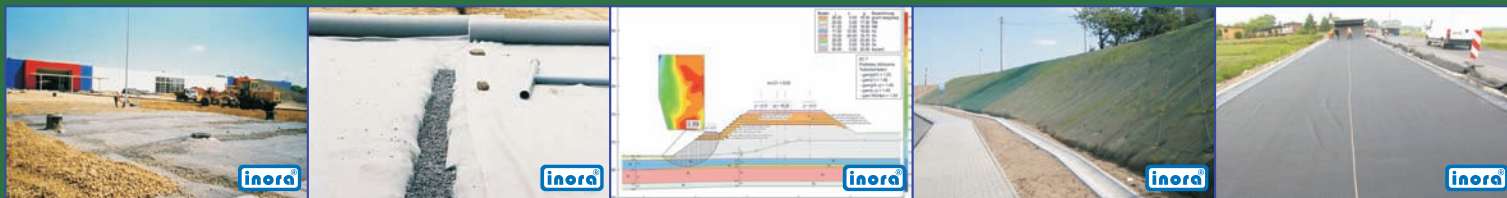
Ponadto bazuje się na doświadczeniach przeprowadzanych w różnych krajach europejskich i dlatego budowa obiektów w technologii gruntów zbrojonych znajduje coraz śmielsze zastosowania. Technologia gruntu zbrojonego może z powodzeniem być stosowana w konstrukcjach mostowych. W referacie przedstawiono próbne obciążenie takiego przyczółka i omówiono zasady projektowania i sporządzania specyfikacji na zbrojenie geosyntetyczne. Skromnym zdaniem autorów technologia ta jest już na tyle dojrzała, że można ją stosować nie tylko zamiennie. Powinna ona być brana pod uwagę już w fazie przygotowania projektu, co pozwoli na wybór najbardziej optymalnej formy przyczółków w danych warunkach posadowienia i danych warunkach geometrycznych.

LITERATURA

1. Alexiew D.: Belastungsversuche an einem 1:1 Modell eines geogitterbewehrten Brückenwiderlagers. 10. Information and Präsentation Seminar „Kunststoffe in der Geotechnik“, Monachium, Luty 2007, Wydanie specjalne, Geotechnik 2007, Essen. s. 105-112.
2. Instytut Techniki Budowlanej: „Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami”; Instrukcje, Wytyczne, Poradniki; 429/2007; Warszawa 2007.
3. Pötzl M., Naumann F.: Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) Wydawnictwo, Ernst & Sohn, Berlin, s. 675.
4. Sobolewski J., Alexiew D.: „Próby obciążeniowe przyczółka mostowego z gruntu zbrojonego w skali technicznej; Inżynieria Morska i Geotechnika”; 1/2008, str. 31-38.

**Polski Partner firmy
HUESKER Synthetic GmbH,
Gescher, Niemcy**

PROFESJONALNA GEOTECHNIKA I INŻYNIERIA Z GEOSYNTETYKAMI



Jednostka ekspercko-inżynierska specjalizująca się w GEOTECHNICE, GEOINŻYNIERUNGU i aplikacjach GEOSYNTETYKÓW, udzielająca czynnej pomocy Inwestorom, Projektantom, Wykonawcom i Inżynierom Nadzoru m.in. w ułatwieniu, potanieniu, przyspieszeniu a czasami wręcz w ogóle w umożliwieniu realizacji budowy w zakresie m.in.:

- * posadowień konstrukcji obiektów na terenach nienośnych i słabonośnych *
- * skutecznych odwodnień terenów „drenem francuskim” *
- * konstrukcji nasypów i antyerozyjnego zabezpieczania skarp przed erozją *
- * renowacji nawierzchni asfaltowych *
- * wielu innych konstrukcji i zastosowań *

... FORTRAC®, STABILENKA®, FORNIT®, HATELIT®, HATE®, FORTRAC® 3D, RINGTRAC®, DUOGRID®, COMTRAC®, NABENTO® ...

Przedsiębiorstwo Realizacyjne *INORA* Sp. z o.o.
44-101 Gliwice; skr. poczt. 482; ul. Prymasa Stefana Wyszyńskiego 11
tel.: (032) 238.86.23; fax: (032) 230.49.97; e-mail: inora@inora.com.pl

