

INŻYNIERIA MORSKA *i* GEOTECHNIKA

1
2008

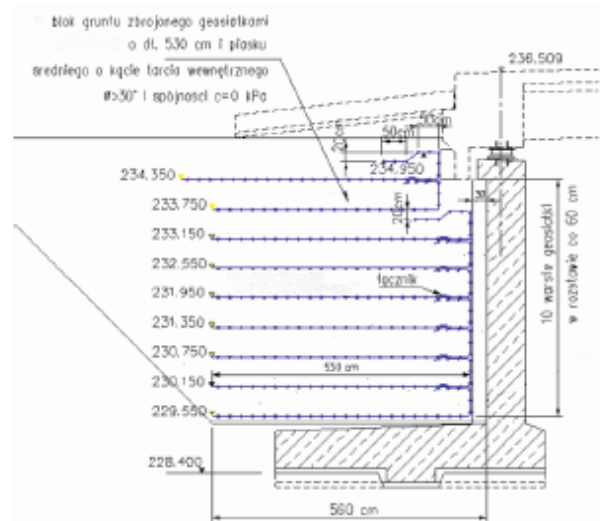
Dr inż. Janusz Sobolewski, dr inż. Dimiter Alexiew
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher, Niemcy

Próby obciążeniowe przyczółka mostowego z gruntu zbrojonego w skali technicznej

W ostatnich latach zaznacza się wyraźny wzrost budowy zboczy i ścian oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami, co przejawia się w wykonawstwie wysokich konstrukcji, w tym ścian oporowych z dość szeroką gamą oblicowań, jak również zboczy zazielenianych lub kształtowanych w tarasy [3, 9, 10]. Głównymi zaletami w stosunku do żelbetowych ścian kątowych lub masywnych konstrukcji z betonu są: niższy koszt inwestycji, duża dowolność wyboru kształtu i wyglądu konstrukcji, co pozwala lepiej dopasować je do otoczenia oraz znacznie skrócić czas budowy. Dodatkową zaletą jest ich duża elastyczność i podatność, co czyni te konstrukcje odpornymi na osiadania i deformacje, w tym deformacje wywołane uszkodzeniami górnictwem lub uskokiemi tektonicznymi. Nie bez znaczenia jest tutaj także o 25 – 30% niższy koszt budowy. W zasadzie można było się spodziewać, że konstrukcje oporowe z gruntu zbrojonego zaczną również być stosowane i w bardziej „elitarnych” budowlach, jakimi są niewątpliwie przyczółki mostowe. W tego rodzaju obiektach występują duże pionowe obciążenia statyczne, a w skład obciążeń całkowitych wchodzi również stosunkowo znaczące obciążenia cykliczne. Poza tym stawiane są dla tych obiektów wysokie wymagania dotyczące stateczności i dopuszczalnych deformacji. W zależności od tradycji, uwarunkowań i przepisów normowych – w różnych krajach stosuje się różne metody obliczeniowe, inne poziomy bezpieczeństwa i nieco inne filozofie wymiarowania. Nie zmienia to jednak faktu, że geosyntetyki stano-

wią dalsze unowocześnienie budownictwa i mają rok po roku coraz większy zakres zastosowań.

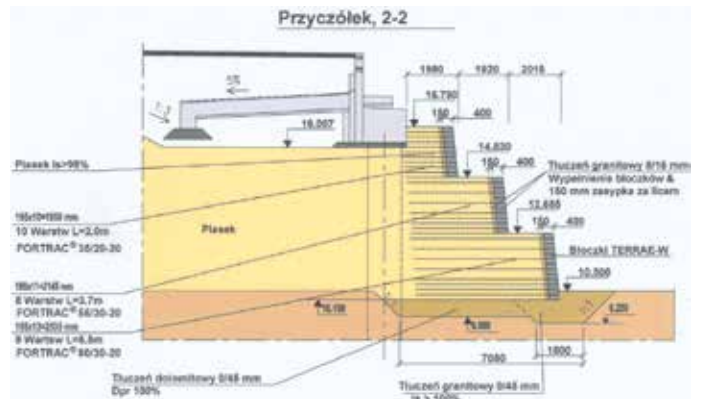
W niniejszym artykule przedstawiono wyniki próbnych obciążeń w skali technicznej przyczółka o wysokości 4,5 m z podatnym licem wykonanym z gruntu zbrojonego. Wyniki tych badań stanowią bezpośredni dowód wystarczającej nośności przyczółka o wysokości 4,5 m przy nacisku 200 kPa pod belką fundamentową o szerokości 1,0 m, oddaloną od



Rys. 1. Blok z gruntu zbrojonego za przyczółkiem na odcinku Sośnica-Wirek, na Autostradzie A4 [8]



Rys. 2. Ściana osłonowa z gruntu zbrojonego z licem z bloczków betonowych system Terrac® na obiekcie „Via Baltica” koło Rygi [9]



Rys. 3. Przekrój poprzeczny przyciółka ze ścianą osłonową z gruntu zbrojonego na obiekcie „Via Baltica” koło Rygi [9]

krawędzi przyciółka o 1,0 m. Z praktycznego punktu widzenia ma to szczególne znaczenie, ponieważ projektanci odnoszą się do konstrukcji z gruntu zbrojonego zbyt ostrożnie lub nawet nieufnie. Uwidocznia się to w Polsce na budowanych aktualnie autostradach A1, A2 i A4, gdzie nadal wykonuje się klasyczne przyciółki żelbetowe lub też kątowe ściany oporowe, rezygnując z korzyści, jakie można byłoby uzyskać stosując konstrukcje z gruntu zbrojonego.

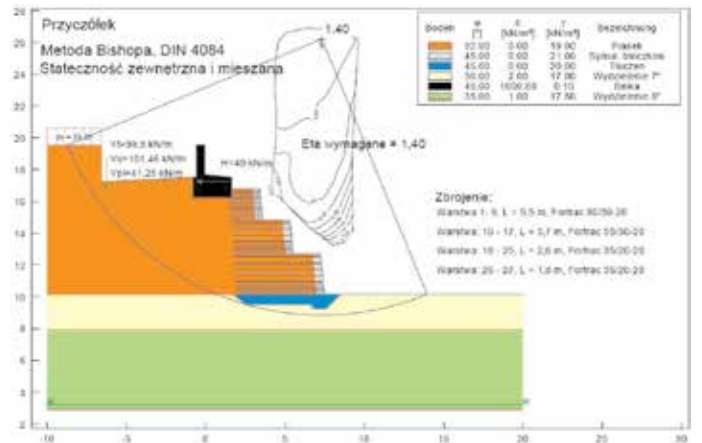
PRZYKŁADY PRZYCÍÓLKÓW MOSTOWYCH Z GRUNTU ZBROJONEGO

Pierwsze próby zastosowań w Polsce zrealizowano na Śląsku, gdzie za klasyczną ścianą przyciółka wykonano blok odciążający z gruntu zbrojonego tak, aby zredukować oddziaływania zasypu w wypadku wystąpienia szkód górniczych [6, 8]. W budowlu tej gruntu zbrojony zastosowano jednak połowicznie, ponieważ przenosi on jedynie parcie od zasypu i nie jest obciążony bezpośrednio konstrukcją mostową. Takie podejście typowe jest dla pierwszych prób lub jest stosowane w przypadku posadowienia belek fundamentowych na palach, jak to miało miejsce na obiekcie „Via Baltica” koło Rygi, na Łotwie, rys. 2, 3 i 4 [9].

W tych przyciółkach obciążenie z mostu przenoszone jest poprzez belki podporowe na pale, a lico i skrzydła przyciółka stanowią niezależne ściany oporowe z gruntu zbrojonego, posadowione bezpośrednio.

Blok z gruntu zbrojonego wykonany za ścianą przyciółka umożliwi również zwiększenie obciążeń na istniejących obiektach bez konieczności ich przebudowy lub rozbiórki. Na rys. 5 pokazano schemat takiego rozwiązania, a na rys. 6 budowę bloku z gruntu zbrojonego za istniejącą ścianą przyciółka, na autostradzie w miejscowości Jerkovo, w Bułgarii [4].

Jednym z pierwszych obiektów w Europie, w którym przyciółki przenoszą obciążenia z mostu i parcie boczne gruntu, jest wiadukt w miejscowości Ullerslev w Danii, wybudowany w 1991 [1]. Szkoda, że obiekt ten nie znalazł większego rozgłosu, pomimo że jak na tamte czasy było to „bardzo dobre pionierskie rozwiązanie”. Na rys. 7 i 8 widoczna jest konstrukcja tych przyciółków z oparciem belki bezpośrednio na bloku z gruntu zbrojonego.



Rys. 4. Schemat statyczny ściany osłonowej (metoda Bishopa) na obiekcie „Via Baltica” koło Rygi [9]

W Niemczech pierwszy obiekt mostowy z przyciółkami z gruntu zbrojonego wykonano w ciągu drogi K 1355 na rzece Ilse w 2001 (rys. 9 i 10).

Jednym z najnowszych przykładów takiego budownictwa jest wiadukt na drodze N 242 w Holandii, gdzie również wykonano przyciółki z gruntu zbrojonego [12]. Na rys. 11 pokazano przekrój poprzeczny przyciółka, a na rys. 12 i 13 obiekt w trakcie jego budowy w 2006 roku.

Generalnie można podać następujące typowe parametry przyciółków wykonanych z gruntu zbrojonego:

- wysokość ściany: 4,5 m do 10 m;
- lico pionowe lub nachylone pod kątem (70°–80°), ciągle lub tarasowe;
- lico z bloczków lub okładzin, na ogół z płyt żelbetowych wylewanych na miejscu, czasami lico z gabionów;
- belki fundamentowe wykonywane w odległości 1,0 m do 2,0 m od krawędzi lica tak, aby uniknąć większych deformacji w górnej strefie przyciółka; belki mają przeważnie szerokości od 1,5 m do 4,0 m. Naciski pod belkami wynoszą od 150 kPa do 300 kPa;
- zasyp z piasków, żwirów lub tłuczni o wysokim wskaźniku zagęszczenia, min. 1,0;
- zbrojenie: wymaga się, aby wydłużenie przy pełzaniu, a więc wydłużenie zachodzące od zakończenia budowy do końca eksploatacji (60–120 lat), nie było większe niż 0,5%; ze względu na bardzo małe dopuszczalne pełzanie autorzy zalecają stosować geosiatki z poliestru lub poliwinylalkoholu; na terenach szkód górniczych,

- a szczególnie na terenach zagrożonych tąpnięciami, powinno wykonywać się przyczółki z gruntu zbrojonego wstępnie sprężonego; w tym zakresie pomocna może być publikacja [2].



Rys. 5. Schemat zbrojenia geosyntetycznego za ścianą istniejącego przyczółka w miejscowości Jerkovo w Bułgarii [4]

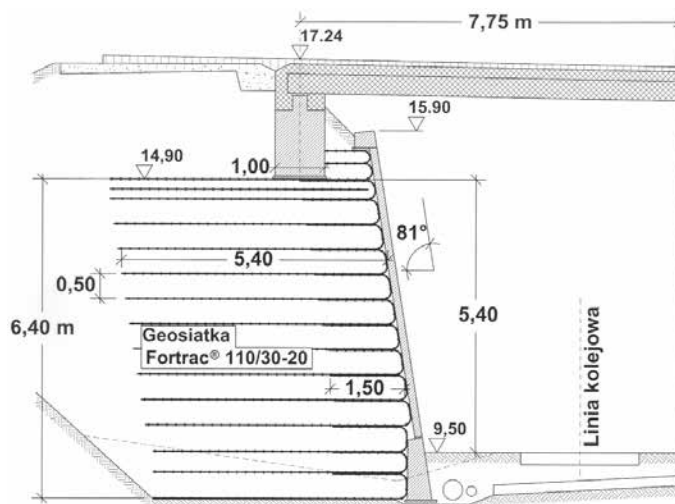


Rys. 6. Instalacja zbrojenia za ścianą przyczółka, lico z worków wypełnionych piaskiem [4]

MODEL PRZYCZÓŁKA Z GRUNTU ZBROJONEGO W SKALI TECHNICZNEJ

W 2003 r. w ramach programu poświęconego statyce i konstruowaniu mostów ramowych wykonano badania modelowe wzajemnego oddziaływania na styku: ściana żelbetowa przyczółka – grunt zasypowy. W celu zminimalizowania tego oddziaływania wykonano z tyłu ściany blok z gruntu zbrojonego, oddzielony od ściany płytą ze styropianu o grubości 10 cm. 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 lico na długości 2,0 m. Całkowita długość geosiatek wynosiła zatem 7,5 m. Ściana żelbetowa osadzona została dołem przegubowo, w celu umożliwienia wymuszania

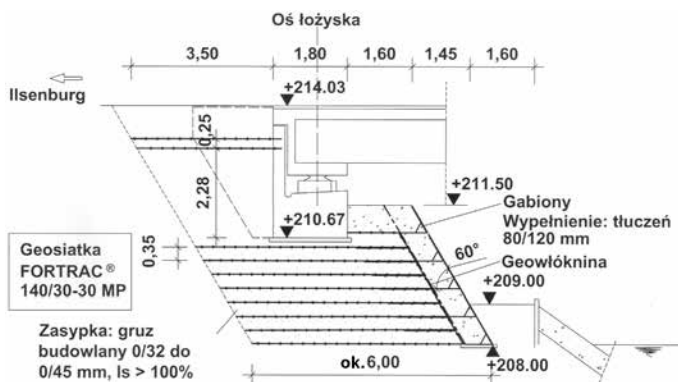
wahadłowego ruchu symulującego oddziaływania pręśla mostu ramowego, poddanego wydłużeniom i skróceniom termicznym. W badaniach tych blok gruntu zbrojonego był obciążany przez wymuszane wahadłowo górną przesuwę ściany żelbetowej. Indukowane naprężenia poziome działające na lico z gruntu zbrojonego były tłumione poprzez zainstalowaną płytę ze styropianu. Celem tych badań było ustalenie wartości reakcji na płycie i wielkości deformacji sprężystych i trwałych. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że tego typu konstrukcje nadają się dla mostów ramowych nawet o stosunkowo dużej rozpiętości pręśla. Po szczegółowe informacje na ten temat można sięgnąć do publikacji [7]. Po zakończeniu badań blok gruntu zbrojonego pozostał w hali badawczej LGA w Norymberгии przez okres jednego roku, ponieważ zamierzano wykorzystać go dalej jako model przyczółka mostu belkowo-płytowego, tym razem obciążonego belką fundamentową. 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. 14, 15). W ramach tego badania przewidziano dodatkowo dwa cykle odciążenia i obciążenia dla typowego zakresu naprężeń 100 kPa ÷ 250 kPa, aby rozróżnić wpływ obciążeń zmiennych na stan deformacji bloku zbrojonego. Przed przystąpieniem do badań zdjęto płyty ze styropia-



Rys. 7. Przekrój poprzeczny przyczółka z gruntu zbrojonego z licem żelbetowym w miejscowości Ullerslev w Danii, 1991 [1]



Rys. 8. Widok przyczółka w budowie w miejscowości Ullerslev w Danii, 1991 [1]



Rys. 9. Schemat przyczołki z gruntu zbrojonego z licem z gabionów na rzece Ilse w Niemczech [5]



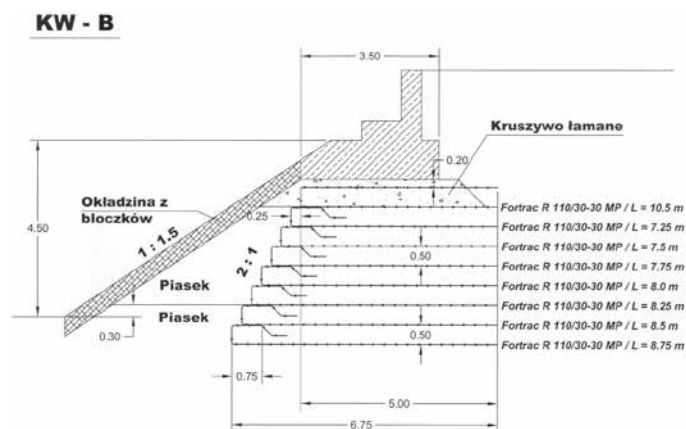
Rys. 10. Widok mostu na rzece Ilse w Niemczech [5]

nu, 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 była szczególnie 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, aby możliwy był pomiar ich odkształcenia pod wpływem obciążenia belką (rys. 16). Na powierzchni naziomu zainstalowano reflektory, które umożliwiały pomiary osiadania za pomocą niwelacji precyzyjnej. Obciążenie było zadawane poprzez dwa cylindry hydrauliczne (rys. 17). Obciążenie, osiadanie belki i przemieszczenia poziome lica mierzono synchronicznie z dość dużą częstotliwością pomiarową.

PRZEBIEG I WYNIKI PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA

W przeprowadzonych doświadczeniach chodziło głównie o ustalenie „zewnętrzny” zachowania się bloku z gruntu zbrojonego pod obciążeniem belką. Głównym celem było wyznaczenie obciążenia granicznego oraz dopuszczalnego obciążenia odpowiadającego dopuszczalnym osiadaniom belki lub poziomym przemieszczeniom lica. Poza tym chciano rozpoznać zachowanie się bloku pod obciążeniem i po odciążeniu, aby dokładnie określić wielkość i charakter deformacji bloku.

Wykonano dwa badania o charakterze obciążenia próbnego. Kolejne stopnie obciążenia i odciążenia w badaniu 1



Rys. 11. Przekrój poprzeczny przyczołki, na drodze N 242 w Holandii [12]



Rys. 12. Przyczołek z gruntu zbrojonego na drodze N242 w Holandii przed wylaniem belki fundamentowej [12]

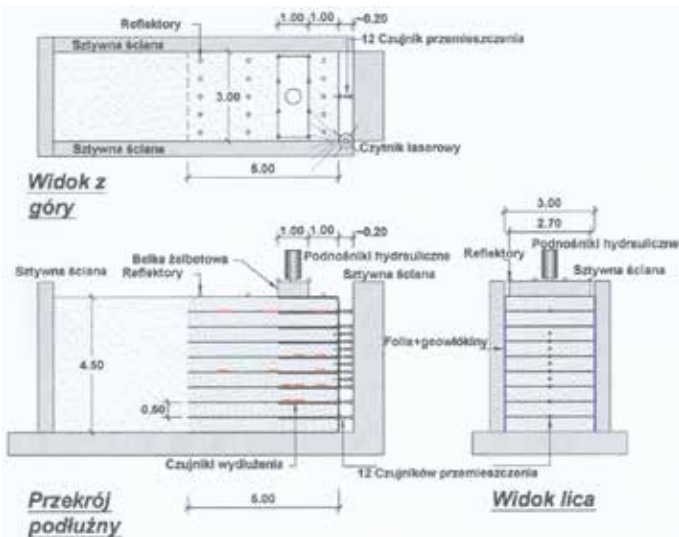


Rys. 13. Widok wiaduktu w końcowej fazie prac budowlanych na drodze N 242 w Holandii [12]

przyjęto: obciążenie $0 \div 250$ kPa stopniami co 50 kPa, odciążenie: $250 \div 150 \div 100$ kPa, obciążenie: $100 \div 150 \div 250$ kPa, odciążenie: $250 \div 150 \div 100$ kPa, obciążenie: $100 \div 150 \div 250 \div 350 \div 400$ kPa, odciążenie: $400 \div 0$ kPa.

Zależności osiadania od obciążenia i odciążenia przedstawiono na rys. 18.

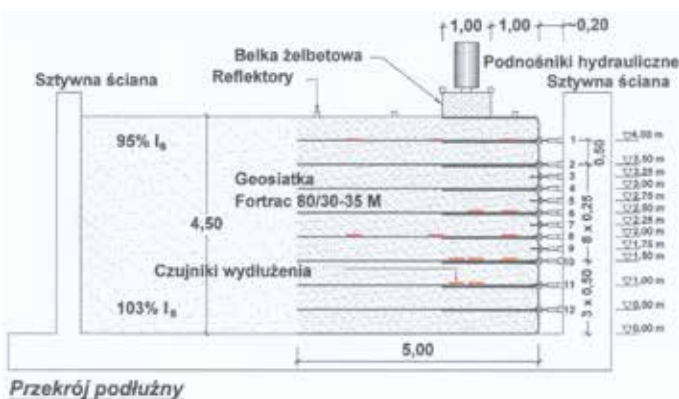
Z rys. 18 wynika, że stała sprężystości podłoża dla pierwszego cyklu obciążenia w zakresie naprężeń $0 \div 250$ kPa wynosiła około 38 MN/m^3 (osiadanie 6,5 mm). Natomiast dla obciążeń powtarzalnych w zakresie $0 \div 250$ kPa około 100 MN/m^3 (przyrost osiadania 2,5 mm).



Rys. 14. Stanowisko modelowe do próbnego obciążenia przyczółka mostowego [11]



Rys. 16. Lico bloku z gruntu zbrojonego z 12 indukcyjnymi czujnikami przemieszczeń poziomych [11]



Rys. 15. Lokalizacja czujników przemieszczeń poziomych, umieszczonych na lico bloku z gruntu zbrojonego [11]

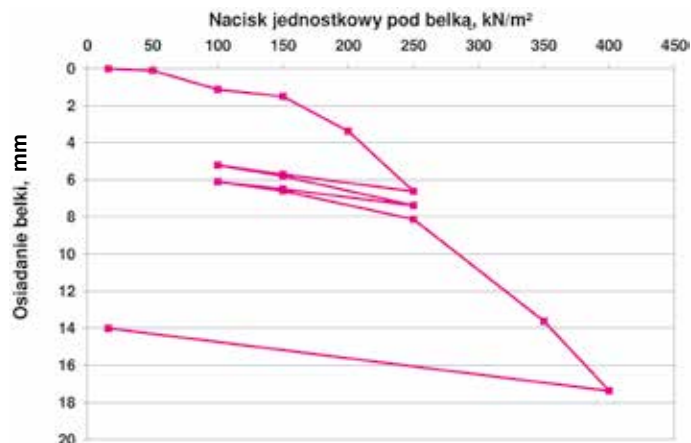


Rys. 17. Obciążenie 1,755 MN na belkę o wymiarach 1,0 m x 2,7 m za pomocą dwóch podnośników hydraulicznych [11]

W badaniu 1 nie osiągnięto osiadania dopuszczalnego, które przyjmuje się z reguły równe 0,02 m. Można oszacować, że osiągnięto by je pod naciskiem około 500 kPa. Pamiętać jednak należy, że mamy do czynienia z osiadaniem krótkotrwałym, ponieważ czas danego stopnia obciążenia był limitowany warunkami podanymi w normie DIN 18 134. 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 około 200 kPa (wartość charakterystyczna obciążenia). Obliczenia kontrolne przeprowadzone dla tego przyczółka metodą Bishopa potwierdziły tę wartość dla pierwszego stanu granicznego (GZ 1C DIN 1054:2005), przy kącie tarcia wewnętrznego zasympu równym 40° , rys. 19.

Kolejne stopnie obciążenia i odciążenia w badaniu 2 przyjęto jako: $0 \div 200 \div 400 \div 500 \div 600 \div 650 \div 0$ kPa. Zależność osiadania od obciążenia przedstawiono na rys. 20.

Badanie 2 rozpoczęto po całkowitym odprężeniu się masywu przyczółka. Na rys. 20 uwzględniono zatem osiadania trwale równe 14 mm wywołane badaniem 1 pod naciskiem 400 kPa. W zakresie obciążenia $0 \div 400$ kPa mamy do czynienia z obciążeniem wtórnym, stąd też widoczna jest duża sztywność masywu przyczółka. Osiadanie całkowite pod ponowionym obciążeniem $0 \div 400$ kPa wynosiło zaledwie 20,5 mm. Stałą



Rys. 18. Badanie 1. Osiadanie w zależności od obciążenia i odciążenia [11]

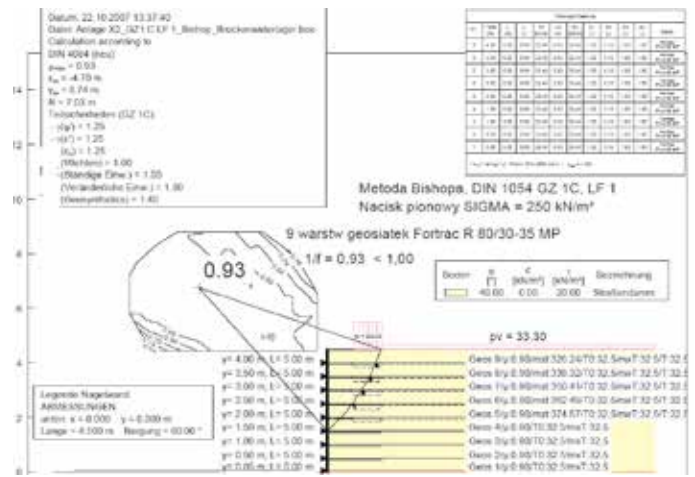
sprężystości można było szacować na poziomie $61,5 \text{ MN/m}^3$ (przyrost osiadania w zakresie $0 \div 400$ kPa wynosił zaledwie 6,5 mm). Z rys. 20 wynika, że po przekroczeniu nacisku 400 kPa przyrosty osiadania były znacznie większe, ponieważ przyczółek osiadał zgodnie z krzywą typową dla obciążenia pierwotnego. Przy obciążeniu 650 kPa wyczerpany został zakres systemu

obciążającego i zaszła konieczność przerwania badania. Nie było jednak oznak świadczących o utracie stateczności, jakkolwiek masyw przyczółka wyraźnie tracił sztywność z każdym stopniem dalszego obciążania. Przyrosty osiadania, jak i przyrosty poziomych przemieszczeń lica powiększały się przy każdym stopniu obciążenia. Biorąc pod uwagę krzywą osiadania, można oszacować, że utrata stateczności nastąpiłaby po osiągnięciu nacisku rzędu około 700 kPa. 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 kPa jest już bardzo bliski 1,00 i wynosi 0,96 (rys. 21).

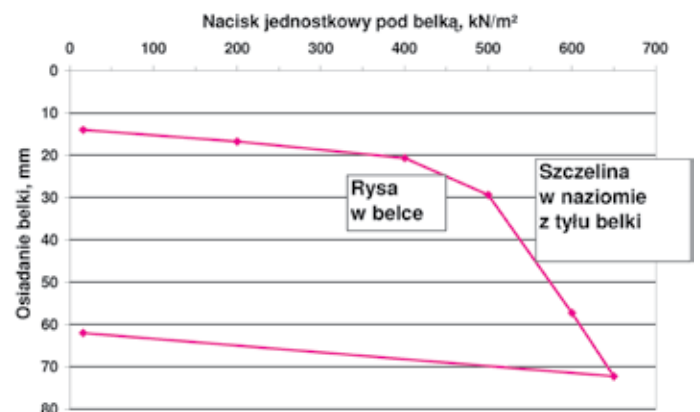
W rzeczywistości współczynnik wykorzystania stateczności mógł być znacznie bliższy jedności, ponieważ w tej metodzie badania stateczności zakłada się równomierny rozkład sił rozciągających w zbrojeniu. Badając stateczność przyczółka za pomocą programu MSEW 3.0 i posługując się metodą AASHTO 98/ Demo 82 (ASD), uzyskuje się stan graniczny już przy obciążeniu 650 kPa z tytułu wyczerpania się nośności najwyższej położonej wkładki zbrojenia na poziomie +4,0 m. W rzeczywistości wkładka ta nie uległa zerwaniu, ani nie została wyciągnięta, co może oznaczać, że zastosowany w MSEW model obliczeniowy nie zawsze daje precyzyjne odzwierciedlenie sił działających w zbrojeniu. Przyjmując charakterystyczną wartość obciążenia (obciążenie dopuszczalne) równą 200 kPa, uzyskano by globalny zapas bezpieczeństwa $700 / 200 = 3,5$. Pamiętać jednak trzeba, że odnosi się to jedynie do obciążeń krótkotrwałych. Dla 120-letniej prognozy zapas bezpieczeństwa dla badanego przyczółka można by oszacować na poziomie 1,5 – 2,0. Innym wskaźnikiem wytrzymałości konstrukcji są przemieszczenia poziome lica ściany przyczółka. Na rys. 22 i 23 przedstawiono wyniki pomiarów bocznych przemieszczeń lica ściany przyczółka w obu testach.

W zakresie obciążeń pierwotnych $0 \div 300$ kPa widoczny był liniowy przyrost przemieszczeń poziomych po wysokości ściany (rys. 22). Jednocześnie całkowite przemieszczenie górną wzrastało liniowo wraz ze wzrostem obciążenia. Przy nacisku 200 kPa lico górną wychyliło się o niespełna 2 mm (0,5 mm/m). Od 300 kPa obserwowano powolne narastanie wybrzuszania się ściany w górnej partii (szczególnie pomiędzy poziomami +2,5 ÷ +3,5), a także przyrosty całkowite przemieszczeń zaczęły wzrastać nieliniowo wraz z następującymi kolejno stopniami obciążenia. Pod obciążeniem 400 kPa przesunięcie boczne na poziomie zbrojenia +4,0 m wynosiło około 11 mm (2,75 mm/m). Po zdjęciu obciążenia ściana przyczółka nieznacznie cofnęła się górną (o około 1 mm), co oznacza, że masyw przyczółka pozostał w stanie sprężystym. Tłumaczy to, dlaczego w badaniu 2 przy ponownym obciążeniu w zakresie $0 \div 400$ kPa obserwowano tak mały (4,5 mm) przyrost osiadania belki. Przyczółek „wyraźnie mięknie” począwszy od nacisku 500 kPa. Zarówno wybrzuszenie, jak i całkowita wartość przemieszczeń poziomych powiększają się nieliniowo. Na poziomie +2,5 m przy obciążeniu 650 kPa przemieszczenie lica wynosiło 56 mm (22,4 mm/m).

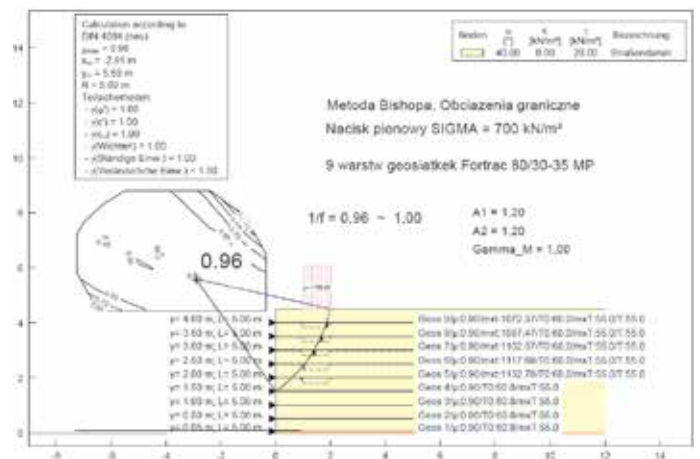
Jednak nie było jeszcze żadnych oznak świadczących o całkowitym wyczerpaniu się nośności. Po odciążeniu lico cofnęło się w części środkowej i górnej o około 10 mm, a zatem geosiatki nie zostały zerwane i były w stanie częściowo przywrócić kształt lica z poprzedniego stopnia obciążenia.



Rys. 19. Wystarczająca stateczność przyczółka dla charakterystycznego nacisku pod belką 200 kN/m², DIN 1054:2005, GZ 1C, LF 1



Rys. 20. Badanie 2. Osiedlenie w zależności od obciążenia [11]



Rys. 21. Stan obciążenia bliski stanowi granicznemu nośności (wszystkie cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa równe 1,0), nacisk: 700 kPa

Zainstalowane czujniki przemieszczeń poziomych pozwoliły również na pomiar wybrzuszeń lokalnych (różnica przemieszczeń lica pomiędzy środkiem a spągami i stropem danej warstwy gruntu zbrojonego). W badaniu 1, w zakresie obciążenia $0 \div 400$ kPa wybrzuszenia lokalne wynosiły około 5 mm, a więc około 0,01 grubości warstw gruntu zbrojonego. W badaniu 2 w zakresie obciążeń $400 \div 650$ kPa wybrzuszenia lokalne nie przekraczały 10 mm, a więc około 0,02 grubości warstwy gruntu zbrojonego. Można zatem stwierdzić, że lokalne wybrzuszenia lica są praktycznie nieistotne, o ile zastosuje się w bez-

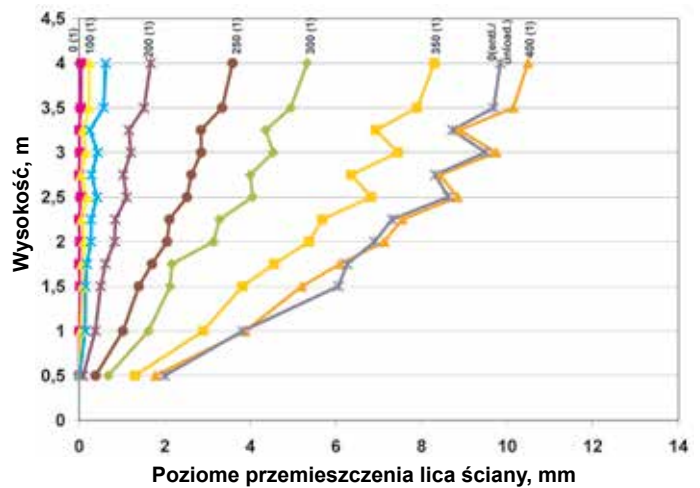
pośredniej strefie zawinięcia geosiatek tłuczeń lub żwir dobrze zagęszczony.

Biorąc pod uwagę zachowanie się lica ściany, można z całą pewnością stwierdzić, że największe rozciąganie występowało w strefie od +2,0 m do +4,0 m. Potwierdzają to również wyniki analizy stateczności (rys. 21), gdzie krytyczna linia poślizgu nie przecina czterech dolnych wkładek zbrojenia. Pamiętać należy o tym, że blok gruntu zbrojonego był zaprojektowany dla innego celu badawczego i został jedynie adaptowany do obciążenia belką. W świetle uzyskanych wyników można przypuszczać, że szczególnie silnie obciążone były wkładki pomiędzy poziomami od +2,0 do +3,5. Wkładka na poziomie +4,0 teoretycznie nie mogła w pełni zmobilizować swojej nośności z powodu zbyt małej siły kotwienia. Biorąc pod uwagę te spostrzeżenia, autorzy sugerują dwie najwyższe wkładki zbrojenia wykonywać z jednego pasma zawijanego na licu (forma litery c), np. rys. 7 i 11. Poza tym dwie górne wkładki powinny mieć nieco wyższą wytrzymałość na rozciąganie i większą długość tak, aby za ich pomocą zmniejszyć wybrzuszenie się lica ściany górą. W badanym przypadku długość względna zbrojenia wynosiła $L/H = 5,0 / 4,5 = 1,1$. W praktyce autorzy sugerują stosowanie podstawowej długości zbrojenia $L/H \geq 1,0$, a dwie górne wkładki z $L/H \geq 1,2$.

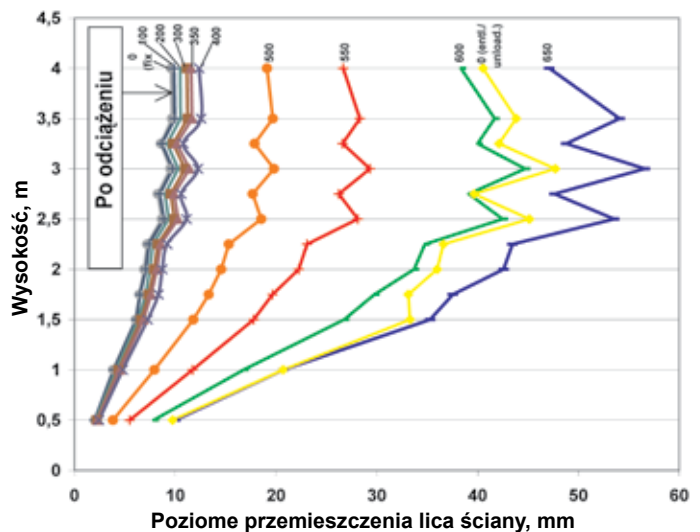
PODSUMOWANIE

Przedstawione próbne obciążenie przyczółka z gruntu zbrojonego było typowym badaniem inżynierskim. Badany blok gruntu zbrojonego był jedynie adaptowany do próbnego obciążenia, stąd nie było możliwości instalacji specjalnie dopasowanego zbrojenia i bardziej intensywnego systemu monitoringu. Pomimo tego udało się wykonać bardzo interesujące próby obciążenia, symulujące oddziaływania od belki fundamentowej. Skoncentrowano się wyłącznie na „zewnątrznych” oznakach pracy konstrukcji, mierząc osiadania belki obciążającej i przemieszczenia lica. Pomocniczo obserwowano zachowanie się naziomu. Pomimo tych ograniczeń wykonane próby pozwoliły na uchwycenie ważnych dla projektowania aspektów. Badania te pozwoliły na wstępną weryfikację metod i programów obliczeniowych. Wyznaczone metodą stanów granicznych DIN 1054:2005 obciążenie belki na poziomie 200 kPa (wartość charakterystyczna obciążenia od obciążeń stałych i zmiennych) potwierdziły się w praktyce. Oddalona o 1,0 m belka fundamentowa o szerokości 1,0 m wywołała przy tym obciążeniu krótkoterminowe wychylenie się lica od pionu o około 3 mm/m. Osiadania belki nie przekroczyły wartości 4 mm. Można zatem stwierdzić, że przyczółki z gruntu zbrojonego mają dostatecznie wysoką sztywność i sprężystość i nie ustępują w tym zakresie konwencjonalnym przyczółkom. Lico takich przyczółków należy wykonywać po montażu przęsła tak, ażeby skompensować deformacje powstałe od obciążeń budowlanych i obciążeń stałych.

Przedstawione fakty należy traktować jako wstępną analizę wyników uzyskanych z próbnymi obciążeniami. W późniejszym terminie autorzy zamierzają przedstawić bardziej pogłębioną analizę wraz z porównaniem uzyskanych wyników z wynikami analiz numerycznych i z wynikami uzyskanymi za pomocą szerszej gamy programów obliczeniowych.



Rys. 22. Badanie 1. Poziome przemieszczenia lica przyczółka z gruntu zbrojonego pod obciążeniem $0 \div 400$ kPa [11]



Rys. 23. Badanie 2. Poziome przemieszczenia lica przyczółka z gruntu zbrojonego pod wtórnym obciążeniem: $0 \div 400$ kPa i pierwotnym $400 \div 650$ kPa i odciążeniu $650 \div 0$ kPa [11]

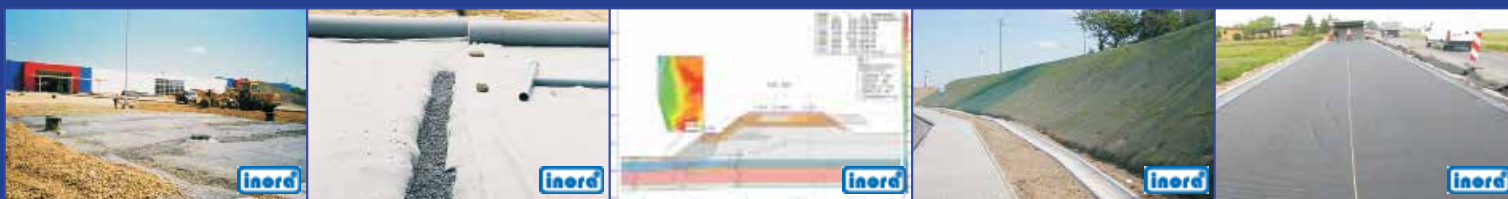
LITERATURA

1. Kirschner R., Hermansen E.: Abutments in Reinforced Soil for a Road Bridge. Proc. 5th IGS Conf., Singapore 1994.
2. Uchimura T., Tatsuoka F., Tateyama M., and Koga T.: Preloaded-Prestressed Geogrid-Reinforced Soil Bridge Pier, Proc. 6th ICG, Atlanta, IFAI, 1998.
3. Ajdukiewicz J.: Strome nasypy drogowe zbrojone geosyntetykami efektem wyspecjalizowanych prac inżynierskich. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, 2002.
4. Jossifowa S., Alexiew D.: Geogitterbewehrte Stützbauwerke und Böschungen an Autobahnen und Nationalstraßen in Bulgarien. Geotechnik 25 (2002) No. 1.
5. Herold A.: The First Permanent Road-Bridge Abutment in Germany Built of Geosynthetic-Reinforced Earth. Proc. 7th ICG – Nice, France 2002, A. A. Balkema Publ.
6. Judycki J., Alenowicz J., Gołos M., Urbański P., Przejęcie parcia przez zasypkę z gruntu zbrojonego geosiatekami o sztywnych węzłach na przykładzie obiektów inżynierskich na szkodach górniczych w ciągu autostrady A4, II Problemowa Konferencja Geotechniki, Współpraca budowlanej z podłożem gruntowym, Białowieża 17-18 czerwca 2004,

Politechnika Białostocka.

7. Pötzl M., Naumann F.: Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) Wydawnictwo Ernst & Sohn, Berlin.
8. Kawalec J., Gołos M.: Budowa przyczółków mostowych w technologii Tensar, EKO MOST 2006, Kielce 2006.
9. Sobolewski J., Alexiew D.: Erdbewehrte Blockwände – System Terrae® - an Widerlagern einer Brücke auf der „Via Baltica“ bei Riga. 9. Information and Präsentation Seminar „Kunststoffe in der Geotechnik“, Monachium, luty 2005, Wydanie specjalne, Geotechnik 2005, Essen.
10. 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.
11. 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.
12. Snijders B., Brok C.: N 242 Bridge abutments on geogrid reinforced soil near the city Alkmaar in the Netherlands, Geotechniek, Special English Edition for ECSMGE in Madrid, September 2007.

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 zabezpieczenia 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.
44-100 Gliwice; skr. poczt. 482; ul. Prymasa Stefana Wyszyńskiego 11
tel.: 32 238 86 23; fax: 32 230 49 97; e-mail: inora@inora.pl

