Górnictwo i Geoinżynieria • Rok 32 • Zeszyt 2 • 2008

Tomasz Godlewski[*], *Joanna Fudali*[**], *Jakub Saloni*[**]

ZWIĘKSZENIE WSPÓŁCZYNNIKA STATECZNOŚCI GLOBALNEJ SKARPY WYSOKIEGO NASYPU POPRZEZ WZMOCNIENIE PODŁOŻA SZTYWNYMI KOLUMNAMI BETONOWYMI CMC™

1. Wprowadzenie

Gwałtowny rozwój budownictwa drogowego w ostatnich latach wymusił konieczność wykorzystania pod inwestycje nowych, rozległych obszarów. Trasy ekspresowych dróg samochodowych i autostrad wyznaczane są w oparciu o różne kryteria lokalizacyjne, a trudne warunki geologiczno-inżynierskie z konieczności nie mogą powodować zmian ich przebiegu.

W przypadku przebiegu projektowanej drogi kołowej lub szynowej w wysokim nasypie, wprowadzenie na słabe podłoże gruntowe dodatkowego obciążenie nasypem powoduje powstanie w podłożu złożonego stanu naprężeń. Może to wywołać potencjalne zagrożenia przekroczenia stanu granicznego budowli. Nasypy drogowe i kolejowe często wywierają na grunt rodzimy nacisk o wartości powyżej 200 kN/m^2 i więcej. Do istotnych zadań projektowych należy zatem sprawdzenie zagrożeń związanych z mechanizmem utraty stateczności globalnej układu budowla ziemna — podłoże gruntowe, w wyniku którego dojść może do przemieszczenia mas gruntu wraz z nasypem po krzywoliniowej powierzchni poślizgu, wzdłuż której nastąpiło przekroczenie nośności gruntu na ścinanie.

Przy ocenie stopnia bezpieczeństwa z inżynierskiego punktu widzenia stosować należy następujące kryteria, oparte o wartość współczynnika stateczności globalnej:

— F = 1,3÷1,5: utrata stateczności mało prawdopodobna, nie ma przeciwwskazań do budowy,
— F = 1,0÷1,3: utrata stateczności prawdopodobna, istnieje potencjalna możliwość wystąpienia utraty stateczności, budowa możliwa wyłącznie po uprzednim przeprowadzeniu zabiegów poprawiających stateczność ogólną.

[*] Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa
[**] Menard Polska, Milanówek

Obowiązujące przepisy są bardziej rygorystyczne. Zgodnie z rozporządzeniem Ministra transportu i gospodarki morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, wskaźniki stateczności skarp i zboczy określane indywidualnie metodami podanymi w polskich normach nie powinny być mniejsze niż 1,5. Mechanizm utraty stateczności spowodowany może być niską wytrzymałością na ścinanie gruntów użytych do budowy nasypu lub gruntów zalegających w naturalnym podłożu gruntowym. Sposoby zwiększenia stateczności budowli ziemnej poprzez zbrojenia skarp nasypu geosyntetykami są stosunkowo dobrze znane polskim projektantom.

Odmienne zagadnienie stanowi zwiększenie wytrzymałości podłoża naturalnego. W praktyce inżynierskiej w przypadku budowy wysokich nasypów na gruntach słabych lub wątpliwych uzyskanie wymaganego współczynnika stateczności bez zastosowania zabiegów ulepszających podłoże i „tradycyjnego" pochylenia skarp 1:1,5 jest praktycznie niemożliwe.

W Polsce przez lata omijano tereny o skomplikowanej budowie podłoża technologia wzmacniania gruntów dopiero się rozwija. W przypadku budowy nasypów obiektów komunikacyjnych, techniki fundamentowania pośredniego nie mają praktycznie żadnego zastosowania. Dotychczas w większości przypadków przy natrafieniu na warstwy słabego podłoża polegano na technice całkowitej lub częściowej wymiany gruntów, co w przypadku warstw słabych o znacznej miąższości wiązało się niemal zawsze z dużymi kosztami i skomplikowaną organizacją zakrojonych na dużą skalę robót ziemnych. Z drugiej strony autorzy zrealizowanych projektów budowli ziemnych, często nie zdając sobie sprawy z takiej konieczności, pomijali analizę stateczności globalnej budowli ziemnej, w wyniku czego zrealizowano budowy wysokich nasypów, których obliczeniowy współczynnik stateczności globalnej jest bliski, a nawet często niższy od 1. Duża część takich budowli jest eksploatowana bez większych awarii, zaś lokalne osuwiska naprawiane są w trakcie remontów głównych. W wielu przypadkach współczynnik stateczności poprawiany jest dopiero w trakcie przebudowy drogi po przeprowadzeniu obliczeń stateczności przez autora nowego projektu. Tego rodzaju zabiegi są najczęściej znacznie trudniejsze technologicznie i bardziej kosztowne niż poprawienie właściwości podłoża rodzimego.

Wznoszone budowle muszą przekazywać obciążenia na podłoże gruntowe w sposób zapewniający odpowiednią stateczność. W sytuacjach, gdy wymagania te nie są spełnione, konieczne jest wykonanie wzmocnienia podłoża. Praktyka dowodzi, iż wciąż najczęstszą przyczyną wzmacniania istniejącego słabego podłoża jest niebezpieczeństwo wystąpienia lub przewidywanie nadmiernych albo nierównomiernych osiadań. Znacznie rzadziej stosuje się metody wzmocnienia w celu zabezpieczenia budowli przed zagrożeniami związanymi z brakiem stateczności podłoża. Często jednak zastosowane wzmocnienie wgłębne podłoża wpływa znacząco na poprawę warunków stateczności, nawet w sytuacji, gdy nie przeprowadzano obliczeń stateczności lub gdy zwiększenie współczynnika stateczności globalnej nie było główną intencją projektanta. Zwiększenie stateczności globalnej konstrukcji jest w tym przypadku funkcją spełnianą równolegle. Stosunkowo rzadko spotyka się sytuację, w której jedynym celem wzmocnienia wgłębnego podłoża jest zapewnienie stateczności globalnej nowo budowanej konstrukcji.

Wzmocnienie wgłębne podłoża stosuje się najczęściej w sytuacji napotkania gruntów organicznych i spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym. Grunty te cechuje najczęściej mała wytrzymałość na ścinanie $s_u \leq 50$ kPa. Wśród najczęściej spotykanych w Polsce gruntów organicznych możemy wyróżnić:

— grunty mineralno-organiczne $5\% < I_{om} < 15\%$ (powstałe w zagłębieniach bezodpływowych poza dolinami rzek),
— namuły $5\% < I_{om} < 30\%$,
— torfy $I_{om} < 30\%$.

Polska praktyka geotechniczna pokazuje, iż lepsze parametry geotechniczne mają grunty organiczne przykryte nadkładem gruntu rodzimego lub nasypowego o miąższości kilku lub kilkunastu metrów niż zalegające w strefach przypowierzchniowych.

Należy zwrócić uwagę, iż w każdym przypadku wymagane jest indywidualne podejście do funkcji wzmocnienia podłoża. W zależności od rodzaju gruntów słabych, ich stanu, miąższości, a także wielkości obciążeń przekazywanych na podłoże wyodrębnić należy problemy, których rozwiązanie będzie funkcją wzmocnienia podłoża gruntowego. Mimo iż w wielu przypadkach możliwe jest zastosowanie podobnej technologii wzmocnienia, to dobór jej parametrów musi być określany indywidualnie w wyniku przeprowadzonych obliczeń. Praktyka dowodzi, iż mimo spełnienia wymagań dotyczących osiadań budowli zapewnienie wymaganego współczynnika stateczności globalnej nie jest w dobranym wariancie technologicznym możliwe bez korekt projektu, co najczęściej skutkuje zwiększonymi kosztami budowy.

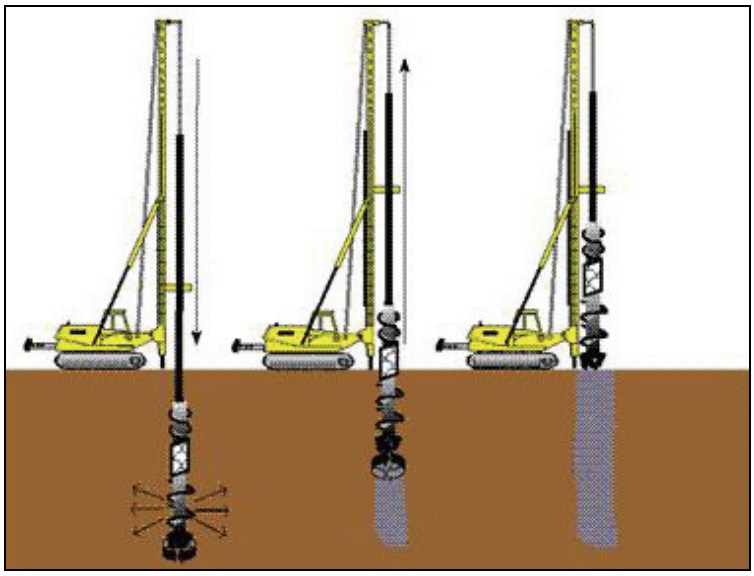
Nieskonsolidowane grunty organiczne, takie jak torfy o bardzo dużej wilgotności ($w_n = 100 \div 200\%$), wymagają szczególnego podejścia. W przypadku gruntów tego rodzaju dobrze znane technologie wzmocnienia podłoża gruntowego mają ograniczone zastosowanie. Zgodnie z obowiązującymi w Europie zachodniej standardami kolumny żwirowe nie powinny być stosowane w sytuacji, gdy wytrzymałość na ścinanie gruntów rodzimych jest mniejsza od 20 kPa lub gdy miąższość gruntów organicznych jest większa od średnicy kolumny żwirowej, co najczęściej wyklucza ich stosowanie w torfach. Kolumny kompozytowe wykonane metodą mieszania wgłębnego osiągają bardzo niskie parametry przy zastosowaniu w gruntach o zawartości cząstek organicznych powyżej 5%. W tej sytuacji dobrym sposobem na zapewnienie wymaganego współczynnika stateczności globalnej podłoża staje się wzmocnienie podłoża wykonane w technologii kolumn sztywnych typu CMC™.

2. Opis metody CMC™

Kolumny typu CMC™ są stosunkowo nową metodą wzmocnienia podłoża na rynku polskim. Wzmocnienie polega na utworzeniu w podłożu sztywnych inkluzji betonowych typu CMC™. Metodę tę cechuje brak wspomnianych wyżej ograniczeń związanych z warunkami gruntowymi.

Zastosowanie kolumn CMC™ zapewnia wyraźne ograniczenie osiadań podłoża i znaczne zwiększenie współczynników stateczności podłoża gruntowego. W porównaniu ze wzmocnieniem kolumnami żwirowymi wzmocnienie kolumnami CMC™ umożliwia uzyskanie bardzo małych osiadań resztkowych, na ogół zbliżonych do wartości uzyskiwanych w przypadku posadowień na palach. Wzmocnienie podłoża kolumnami CMC™ polega na stworzeniu kompozytu gruntu i kolumn betonowych. Ta metoda wzmocnienia została opracowana do zastosowania w bardzo słabych gruntach spoistych i organicznych. Może być stosowana nawet w młodych torfach o bardzo dużej zawartości cząstek organicznych i wilgotności znacznie przekraczającej 100%. W przypadku kolumn CMC™ nie występuje problem wyboczenia i rozpływu, stwierdzany w kolumnach żwirowych.

Kolumny CMC^{TM} składają się w pełni z medium nośnego, co całkowicie uniezależnia obszar ich stosowania od otaczającego je gruntu. Stosowany świder przemieszcza wzmacniany grunt poziomo, co doprowadza do jego zagęszczenia wzdłuż pobocznicy kolumn i zapewnia ich lepszą współpracę z gruntem (rys. 1).



Rys. 1. Schemat wykonania kolumny CMC [1]

W kolumnach CMC™ jako medium nośne jest stosowana odpowiednio zaprojektowana mieszanka betonowa. Kolumny mają najczęściej średnicę od 0,4 m; w uzasadnionych przypadkach stosuje się kolumny o średnicy 0,25 i 0,6 m. Długość kolumn może odpowiadać długości żerdzi, na której jest zamocowany świder przemieszczeniowy. Dotychczas stosowano kolumny CMC™ do głębokości 25 m.

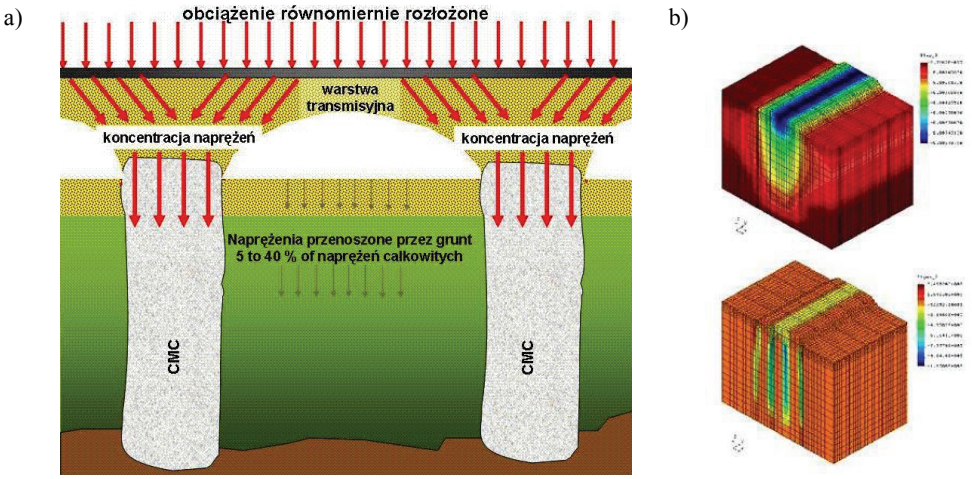
Omawiane kolumny, podobnie do kolumn żwirowych, wykonuje się do spągu warstwy nienośnej, nie wprowadzając większego fragmentu inkluzji w głębszą warstwę podłoża. Ko-

lumny są wykonywane z poziomu platformy roboczej, którą stanowi warstwa gruntu niespoistego, najczęściej piasku lub pospółki, o miąższości od 0,3 do 0,5 m. Platforma ta zazwyczaj jest częścią nasypu drogowego lub warstwy przejściowej, w sytuacji gdy konieczne staje się dodatkowe zbrojenie podstawy nasypu. W czasie wiercenia prowadzi się ciągłą kontrolę stanu gruntu oraz jakości wykonania kolumny.

Jakość wykonania wzmocnienia ocenia się na podstawie metryki kolumny, w której podaje się między innymi jej profil, pobór energii podczas wiercenia, moment obrotowy świdra, ilość zastosowanej mieszanki betonowej i ciśnienie podczas jej podawania. Inną metodą oceny jakości kolumn może być badanie ich ciągłości (PIT). Ta metoda wymaga jednak dużego doświadczenia w interpretacji wyników. Niezbędna jest również ocena jakości wzmocnienia za pomocą próbnych obciążeń.

3. Współpraca nasypu budowlanego ze wzmocnionym podłożem

Kolumny CMC™, w zależności od stosowanego medium i parametrów otaczającego je gruntu oraz rozmieszczenia, umożliwiają przejęcie wartości obliczeniowej nacisków jednostkowych na podłoże wynoszących od 300 do 400 kPa, co odpowiada nasypom ziemnym o wysokości do 20 m. Obciążenie przekazywane na podłoże jest przenoszone nie tylko przez kolumny, ale także przez otaczający je grunt. Słabe podłoże przenosi zazwyczaj od 5 do 40% obciążeń całkowitych (rys. 2).



Rys. 2. Schemat rozkładu naprężeń w metodzie kolumn CMC^{TM}, obok widok dla modelu 3D [1]

Kolumny CMC^{TM} pozwalają na zredukowanie osiadań podłoża w stopniu wyraźnie większym, niż spotyka się to w przypadku kolumn żwirowych. Obliczenia wzmocnienia

podłoża najczęściej wykonuje się metodą elementów skończonych, stosując odpowiednie programy komputerowe.

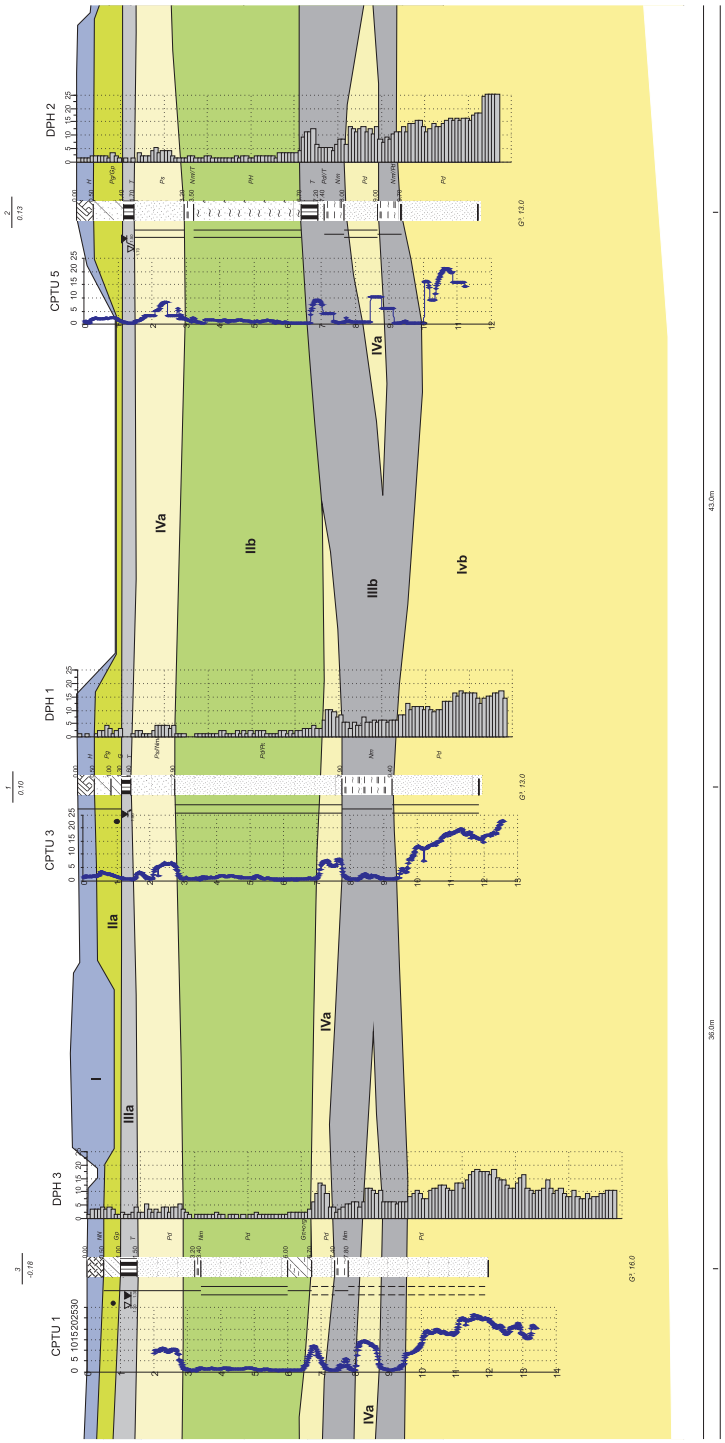
Poprawne zaprojektowanie wzmocnienia wymaga dobrania odpowiedniego rozstawu kolumn, który będzie uwzględniał przyjęte parametry kompozytu oraz wartości obciążeń od budowli ziemnej.

Proces projektowy z uwagi na stateczność budowli i eliminacje przemieszczeń horyzontalnych obejmował będzie dobór „warstwy transmisyjnej" przekazującej obciążenia ze wzmocnionego podłoża na budowlę ziemną. Należy zwrócić uwagę, iż nakłady kosztowe na warstwę transmisyjną mogą być bardzo znaczące, jednocześnie jej błędne zaprojektowanie może skutkować częściową awarią budowli ziemnej (co najczęściej objawia się nadmiernymi przemieszczeniami stopy nasypu w kierunku prostopadłym do osi drogi). Dlatego też temat ten należy rozpatrywać indywidualnie, a dobór materiałów należy za każdym razem poprzeć odpowiednimi obliczeniami. W przypadku kolumn sztywnych CMC™ warstwy transmisyjne mogą różnić się od siebie znacząco, w niektórych przypadkach wystarczająca może się okazać dobrze zagęszczona warstwa kruszywa naturalnego, w innych stosowane jest kruszywo o szczególnych cechach, zbrojenie geosyntetykami o wysokiej wytrzymałości (w jednej lub kilku warstwach), a nawet ocynkowanymi siatkami stalowymi.

4. Przykład zastosowania kolumn CMC™

Wzmocnienie podłoża metodą kolumny CMC™ zastosowano między innymi pod projektowanymi nasypami dróg dojazdowych do obiektów mostowych w Nowym Dworze i Kmiecinie. Wysokość budowanych nasypów wynosiła maksymalnie 8 m, zatem budowla ziemna miała przekazywać na podłoże gruntowe obciążenie do 190 kPa (wraz z obciążeniem użytkowym). Teren inwestycji położony był na nizinie deltowej rzeki Wisły. Proces narastania delty Wisły i tworzenia się niziny deltowej w czasie był bardzo zmienny — liczne odnogi rzeczne osadzały piaski, pomiędzy którymi znajdowały się starorzecza. W wyniku ich zarastania powstały osady bagienne namułowo-torfiaste. Powstał zatem układ naprzemianległych warstw gruntów niespoistych — piasków, oraz spoistych — glin próchniczych, namułów organicznych oraz torfów. W podłożu analizowanego terenu układ naprzemianległych gruntów organicznych i sypkich występował w strefie głębokości do około 11 m, natomiast głębiej zalegał dość jednolity pokład piasków (rys. 3).

Względy harmonogramowe inwestycji nie pozwalały na długotrwałą budowę nasypów drogowych i oczekiwanie na stabilizację osiadań. Dodatkowo rozwiązanie takie wpłynęłoby w sposób znikomy na poprawę współczynnika stateczności globalnej nasypów drogowych. W tej sytuacji konieczne stało się wzmocnienie podłoża. W trakcie przygotowań wykonano dodatkowe badania geotechniczne, które porównano z badaniami archiwalnymi. W wyniku wykonanych wierceń, sondowania CPTU, DMT i DPH oraz doświadczenia praktycznego. Wyróżniono 6 (ujednoliconych) warstw podłoża, dla których zostały ustalone parametry geotechniczne podane w tabeli 1.



Rys. 3. Fragment przekroju przedstawiający budowę podłoża w miejscu wykonania wzmocnienia [11]

TABELA 1

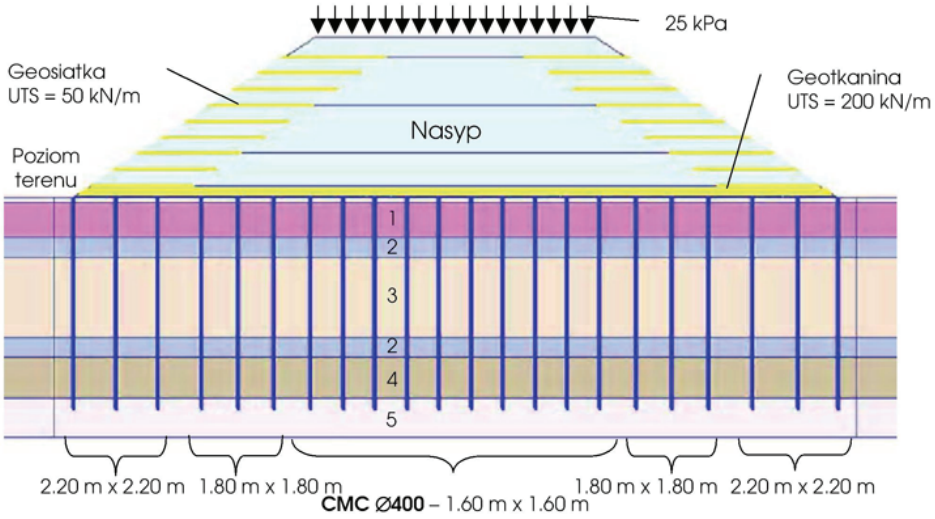
Parametry geotechniczne ustalone dla poszczególnych warstw [11]

Warstwa geotechniczna	Rodzaj gruntu i geneza	Litologia	Stan	Gęstość objętościowa gruntu ρ [T/m^3]	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ [°]	Spójność c [kPa]	Moduł odkształcenia Eo [MPa]
I	gleba i nasypy	H, NN	–	–	–	–	–
IIa	mady gliniaste, zastoiskowe	GπH, Gp	pl I_L ~0,30	2,00	12	15	12
IIb	mady pylasto-piaszczyste, zastoiskowe	Pd, Pπ, PH	ln – szg I_D = 0,3÷0,4	1,55	20	8	7,5
IIIa	grunty organiczne, młodsze	T, Nm	mpl $I_L \geq$ 0,50	1,50	7	12	4
IIIb	grunty organiczne, starsze	T, Nm	mpl I_L ~0,50	1,60	10	15	10
IVa	piaski deltowo-rzeczne	Pd	szg I_D = 0,5÷0,6	1,75	31	0	80
IVb	piaski deltowo-rzeczne	Pd, Ps	szg – zg I_D = 0,6÷0,8	1,85	34	0	100

W wyniku analizy wyników badań stwierdzono, iż warstwa nośna (piasków zgęszczonych o dużej nośności) dla obu obiektów znajduje się na głębokości 9÷11 m i charakteryzuje się bardzo wysokimi parametrami nośności, stanowi zatem pewne podłoże dla sztywnych kolumn. Stwierdzono, iż zastosowanie odpowiednio dobranej siatki kolumn betonowych CMC™ pozwoli na zminimalizowanie osiadań resztkowych nasypu do wartości ok. 2÷3 cm. Zastosowane wzmocnienie miało jednocześnie zapewnić wymagania związane ze statecznością globalną budowli ($F \geq 1{,}5$).

Przyjęto wzmocnienie kolumnami CMC™ o średnicy 0,4 m. Zaprojektowano kwadratowy układ siatki kolumn, o rozstawie podstawowym od 1,6 × 1,6 m do 2,2 × 2,2 m. Podstawa siatki kolumn zlokalizowana została pod obrysem korony drogi, pod obrysami skarp siatka została rozrzedzona w sposób adekwatny do wielkości obciążeń w danym punkcie, co pozwoliło na zminimalizowanie kosztów rozwiązania. Wykonane obliczenia pokazały, że zagęszczenie kolumn nie ma praktycznie żadnego wpływu na poprawę warunków stateczności globalnej. Aby uzyskać wymagane wartości współczynnika stateczności, należało zastosować odpowiednie rozwiązanie warstwy transmisyjnej.

Wzmocnienie gruntu rozpoczęło się na warstwie platformy roboczej, zapewniającej stabilne podłoże dla ciężkiego sprzętu. Platforma robocza wykonana została z kruszywa naturalnego i stanowiła część warstwy transmisyjnej. Warstwę spinającą głowice kolumn stanowił materac z kruszywa naturalnego (pospółki) i dwóch warstw geotkaniny o wysokiej wytrzymałości ($UTS \geq 200$ kN/50 kN) ułożonych na warstwie platformy roboczej. Stwierdzono, iż po wykonaniu kolumn i nasypu drogowego nie ma konieczności wykonania przeciążenia nadnasypem, zaś większa część osiadań podłoża wystąpi w trakcie budowy nasypu drogowego (rys. 4).



Rys. 4. Schemat obliczeniowy wraz z przyjętymi rozwiązaniami wzmocnienia [5]

Obliczenie współpracy wzmocnionego podłoża z nasypem drogowym wykonywano oddzielnie dla wybranych stref (w zależności od wysokości nasypu i warunków geotechnicznych). Poza typowymi obliczeniami analitycznymi wykonano analizę programem PLAXIS™, opartym na metodzie elementów skończonych (MES) — analiza deformacji i stanu naprężenia oraz programem GGU-STABILITY, w którym wykorzystano metodę Bishopa w celu określenia globalnej stateczności nasypu na wzmocnionym podłożu.

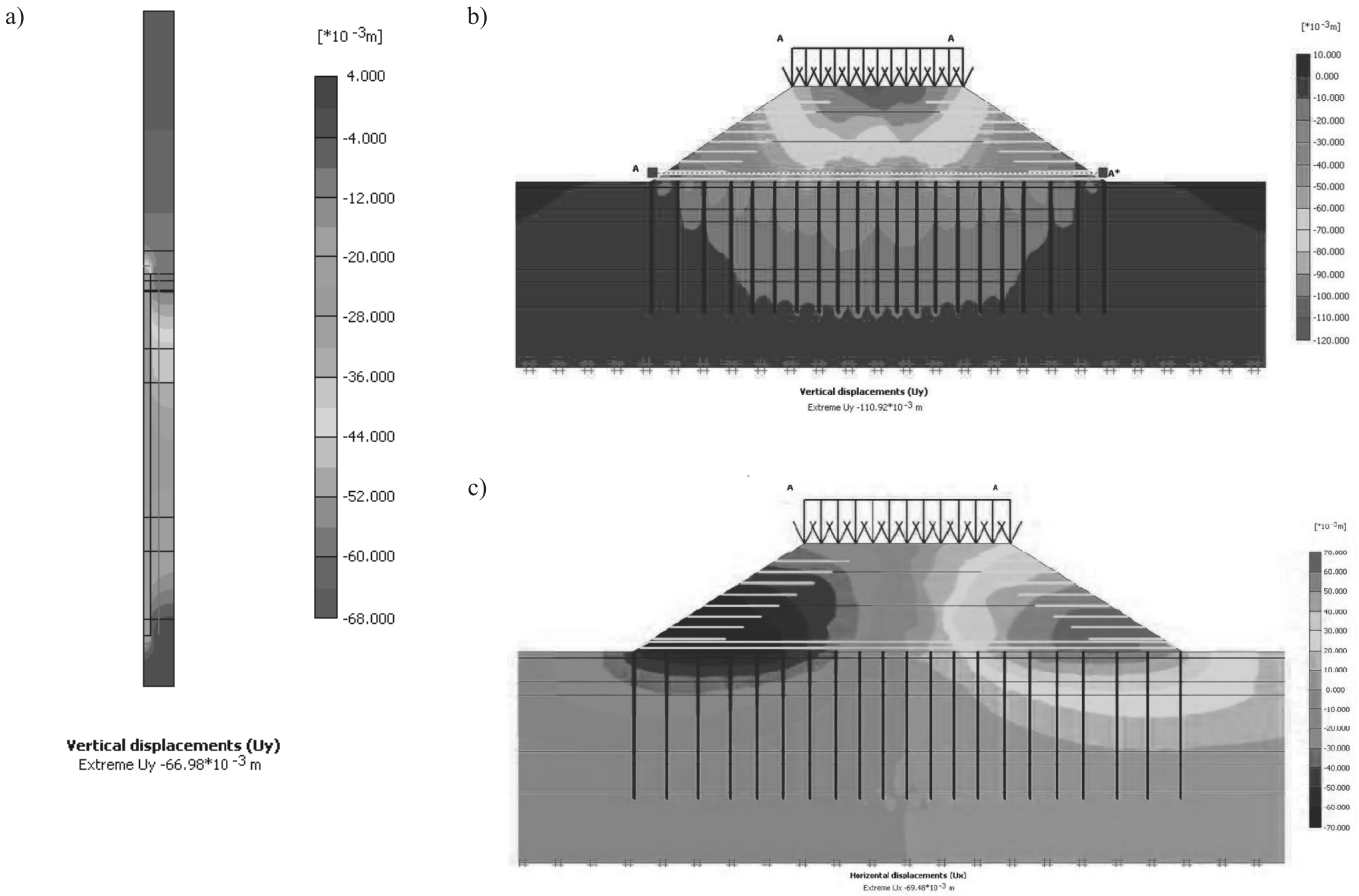
Obliczenie MES przeprowadzono dla dwóch typów układów. Obliczenia MES w układzie osiowosymetrycznym pozwalały prognozować osiadania pojedynczej kolumny w otoczeniu gruntu, poddanej obciążeniu nasypem oraz taborem samochodowym, oraz określić naprężenia w niej występujące (rys. 5a). Obliczenia w płaskim stanie odkształcenia (PSO) miały na celu określenie deformacji oraz naprężeń całego systemu: nasyp — wzmocnione podłoże (rys. 5b). W obliczeniach kolumny CMC zamodelowano przy użyciu elementów płytowych oraz stref przejściowych. Na podstawie obliczeń w PSO prognozowano deformacje nasypu i wzmocnionego podłoża (osiadania oraz przemieszczenia poziome), rozkład naprężeń we wzmocnionym podłożu oraz siłę rozciągającą działającą na geosyntetyki warstwy transmisyjnej.

Dodatkowo obliczono współczynnik stateczności globalnej modelowanego układu przy użyciu procedury redukcji parametrów c i tgϕ (rys. 6).

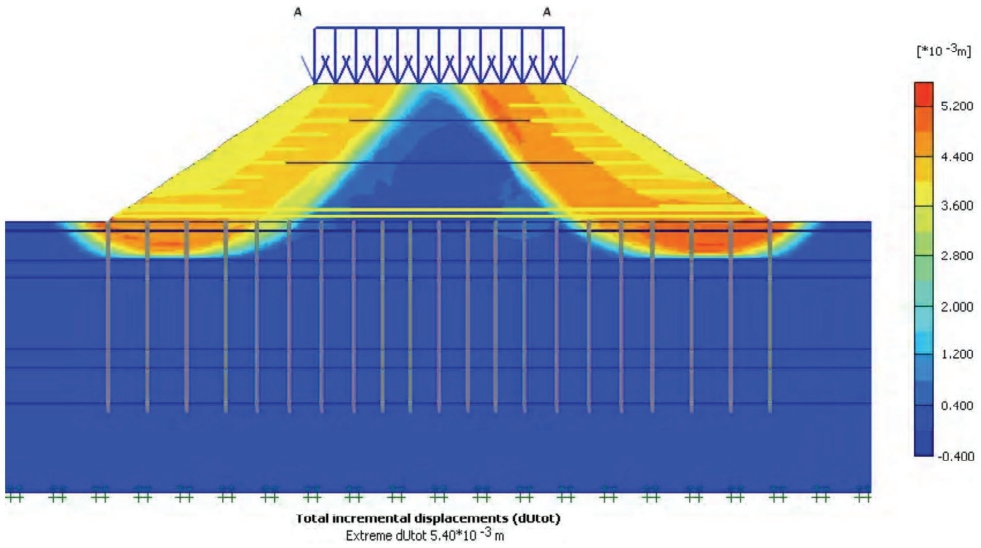
Z uwagi na fakt, iż przyjęty do obliczeń układ w PSO nie odzwierciedlał sytuacji w terenie, w której występowały pojedyncze kolumny, nie zaś elementy płytowe, uzyskane współczynniki stateczności potraktowano w sposób informacyjny. Jako reprezentatywne przyjęto obliczenia stateczności wykonane klasyczną metodą Bishopa (rys. 7).

W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, iż maksymalne obliczeniowe osiadania na poziomie stropu nasypu wyniosą około 11 cm. Maksymalne obliczone osiadania na poziomie stropu warstwy transmisyjnej wyniosą około 6 cm. Na podstawie doświadczeń osiadania resztkowe określono na ok. 30% wartości maksymalnych. Obliczenia wykazały, iż maksymalne obliczeniowe przemieszczenia poziome krawędzi nasypu wyniosą około 7 cm, co uznano za wartość akceptowalną zarówno dla budowli, jak i dla samych kolumn CMC™.

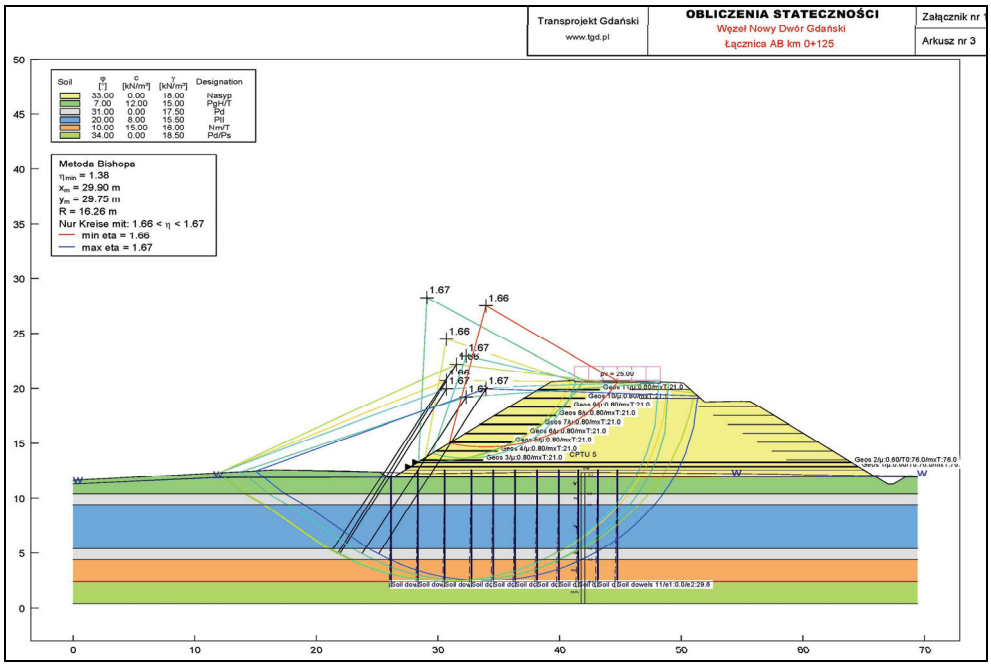
Maksymalna siła rozciągająca w geotkaninie (UTS = 200/50 kN/m) wynosiła 19,2 kN/m i była mniejsza niż obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie $LTDS$ = 76 kN/m (kierunek główny) oraz 20 kN/m (kierunek poprzeczny). Uzyskany metodą BISHOPA minimalny współczynnik stateczności dla powierzchni poślizgu (przechodzącej przez podłoże wzmocnione kolumnami CMC™) wyniósł F = 1,66. W obliczeniach MES uzyskany współczynnik stateczności wyniósł F_S = 1,6. Co ciekawe, w obliczeniach prowadzonych metodą Bishopa dla powierzchni poślizgu przechodzącej przez nasyp uzyskano, mimo zastosowanego zbrojenia geosiatkami, współczynnik stateczności wyraźnie niższy: F = 1,38. Rozwiązaniem pozwalającym na zwiększenie parametrów stateczności było w tym wypadku zastosowanie materiału nasypu o większym kącie tarcia wewnętrznego lub zmniejszenie „tradycyjnego" nachylenia skarp 1:1,5. Po analizie porównawczej uznano jednak, iż nie istnieje zagrożenie utraty stateczności w powierzchni poślizgu przechodzącej przez nasyp, nie wprowadzono zatem dodatkowych korekt rozwiązania.



Rys. 5. Obliczenia MES-em: a) osiadania pojedynczej kolumny,
b) osiadania pionowe w PSO całej konstrukcji nasypu, c) przemieszczenia poziome [5]



Rys. 6. Powierzchnie zniszczenia z obliczeń stateczności metodą redukcji parametrów tgϕ i c, F_s = 1,6 [5]



Rys. 7. Wyniki obliczeń stateczności metodą Bishopa [5]

5. Podsumowanie

Warto zwrócić uwagę na fakt, iż przyjęte rozwiązanie pozwoliło na wykorzystanie jedynie ok. 25% wytrzymałości geotkaniny na rozciąganie w kierunku głównym (poprzecznym do osi nasypu). Zastosowanie geosyntetyków o mniejszej wytrzymałości nie było jednak dopuszczalne z uwagi na ich znacznie mniejszą sztywność, a w efekcie większe przemieszczenia podstawy nasypu w kierunku poziomym. W tym wypadku rozwiązaniem dobrym, choć nie wykorzystanym, było zastosowanie jednej warstwy zbrojenia siatkami stalowymi, które mogą zapewnić odkształcalność na poziomie wielokrotnie niższym niż rozwiązania z wykorzystaniem geosyntetyków.

W ramach realizacji opracowano szczegółowy plan badań odbiorczych, obejmujący wykonanie metryki z automatycznego urządzenia rejestrującego, pozwalającej na odczytanie oporu penetracji, czasu formowania kolumny oraz objętości betonu dla wszystkich kolumn, 20 obciążeń próbnych dla określenia nośności pojedynczych kolumn oraz badania wytrzymałości betonu na ściskanie, ścinanie i rozciąganie. Plan badań obejmował także monitoring przemieszczenia nasypów za pomocą siatki reperów umieszczonych w podstawie nasypu.

Wyniki przeprowadzonych badań zostały ocenione pozytywnie [2]. Osiadania pionowe nasypu nie przekroczyły wartości obliczeniowych i ustabilizowały się przed wykonaniem nawierzchni drogowych. Nie zaobserwowano przemieszczeń poprzecznych nasypu ani symptomów świadczących o braku stateczności skarp nasypu. Indywidualnie dobrane rozwiązanie technologiczne pozwoliło na spełnienie wymagań I i II SG w trudnych warunkach gruntowych, przy napiętym harmonogramie i racjonalnym kosztem.

LITERATURA

[1] *Bertrand Soyez*: Methodes de dimensionnement des colonnes ballastees
[2] *Bolt A.*: Opinia na temat koncepcji wzmocnienia podłoża za pomocą kolumn CMC, sierpień 2006
[3] *Cyril Plomteux, Charles Spaulding*: Reinforcement of Soft Soil by Means of Controlled Modulus Columns
[4] Design and Construction of Stone Columns, US Departament of Transportation, Federal Highway Administration
[5] *Dziadziuszko P.*: Projekt wykonawczy wzmocnienia podłoża oraz zbrojenia skarp nasypów i nawierzchni węzła drogowego w Nowym Dworze Gdańskim, Transprojekt Gdański, kwiecień 2005
[6] *Gryczmański M., Sękowski J.*: Problemy i metody posadowienia na gruntach słabych. VI Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy rzeczoznawstwa budowlanego", Cedzona, 2000
[7] *Kania M.M.*: Projektowanie geotechniczne posadowień bezpośrednich w obrębie zboczy i skarp, [w:] Mat. XX Ogólnopolskiej Konferencji „Warsztat pracy projektanta konstrukcji", Wisła – Ustroń, marzec 2005, Kraków, PZITB Oddział w Krakowie, 2005, t. II, 269–280
[8] *Kłosiński B.*: Współczesne sposoby wzmacniania podłoża i fundamentów budowli. Seminarium IBDiM i PZWFS, Warszawa, 2007
[9] *Saloni J., Świeca M.*: Wzmocnienie podłoża gruntowego metodą kolumn CMC™. Budowa węzła drogowego w Nowym Dworze Gdańskim. Projekt Wykonawczy, wrzesień 2006
[10] *Sanecki L., Truty A., Urbański A.*: O możliwościach modelowania komputerowego stateczności złożonych układów geotechnicznych. W: Mat. XLV Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica'99, Krynica – Wrocław, wrzesień 1999, t. 7, 175–182
[11] *Wysokiński L., Godlewski T.*: Uzupełniająca dokumentacja geotechniczna w ramach wzmocnienia podłoża gruntowego drogi krajowej nr 7 Gdańsk — Warszawa — Chyżne. Odcinek B: Kiezmark — Jazowa oraz budowa węzła w Nowym Dworze Gdańskim i wiaduktu w Kmiecinie. ITB Warszawa, wrzesień 2006
[12] *Wysokiński L.*: Instrukcja ITB nr 424/2006. Ocena stateczności skarp i zboczy. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2006