

Spis treści

Grzegorz HORODECKI

Ocena wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej na podstawie próbnych obciążeń kolumn
Evaluation of ground improvement with dynamic replacement method based on trial load tests of columns 257

Jacek KAWALEC

Monitoring przyczółka z gruntu zbrojonego posadowionego w skomplikowanych warunkach gruntowych
Monitoring of reinforced soil bridge abutment founded over ground with complicated soil condition 265

Maciej Kordian KUMOR, Joanna FARMAS, Łukasz Aleksander KUMOR

Wybrane związki korelacyjne parametrów zagęszczenia określone metodami VSS i LFG
The selected correlations of compaction parameters determined by VSS and LWD methods 271

Maciej MAŚLAKOWSKI, Grzegorz BARTNIK, Sebastian KOWALCZYK

Wpływ geosyntetyków na dobór metody pomiaru odkształcenia podłoża
The influence of geosynthetic reinforcement on choice of the method of subbase deformation measurements 281

Maciej OCHMAŃSKI, Joanna BZÓWKA

Wybrane przykłady zastosowań sztucznych sieci neuronowych w geotechnice
Selected examples of the use of artificial neural networks in geotechnics 287

Andrzej PLEWA

Ocena wpływu nośności podłoża gruntowego na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni drogowej w aspekcie kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego
The influence of subgrade capacity on the fatigue live pavement construction in terms of the subgrade deformation criterion 295

Jerzy SEKOWSKI, Sławomir KWIECIEŃ, Piotr KANTY

Wpływ formowania wbijanej kolumny kamiennej na parametry wytrzymałościowe słabego otoczenia gruntowego
The influence of the rammed stone column formation on strength parameters of the surrounding soil 301

Krzysztof STERNIK, Piotr KANTY

Posadowienie nasypu drogi ekspresowej na gruntach organicznych
Foundation of the expressway embankment on organic subsoil 309

Konrad WANIK, Joanna BZÓWKA

Przykłady zastosowania techniki iniekcji strumieniowej w pracach geoinżyneryjnych
Applications of jet grouting technique in geoengineering works 321

OCENA WZMOCNIENIA PODŁOŻA METODĄ WYMIANY DYNAMICZNEJ NA PODSTAWIE PRÓBNYCH OBCIĄŻEŃ KOLUMN

Grzegorz HORODECKI*

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę wykonanego wzmocnienia słabego podłoża gruntowego pod nasyp drogowy w technologii kolumn DR. Omówiono warunki geotechniczne podłoża i zastosowane rozwiązania. Wykonano analizę wstępną na podstawie wyników próbnych obciążeń kolumn oraz pomiarów osiadań wzmocnionego podłoża całego obszaru. Porównano uzyskane wyniki i wyciągnięto wnioski.

Słowa kluczowe: wymiana dynamiczna, kolumny DR, próbne obciążenia, osiadania, analiza.

1. Wprowadzenie

Lokalizacja nasypów drogowych bardzo często obejmuje tereny nie nadające się do posadowienia bezpośredniego bez wcześniejszego wzmocnienia podłoża. Wynika to z dostępności terenów oraz niższej ich wartości. Wzmocnienie podłoża można zrealizować z zastosowaniem różnych – możliwych w danych warunkach gruntowych – technologii, a wybór powinien być podyktowany zakresem stosowności poszczególnych technologii oraz względami ekonomicznymi i czasowymi. Poprawna ocena skuteczności wykonanego wzmocnienia i osiągnięcia założeń projektowych na podstawie danych wykonawczych oraz badań odbiorczych i pomiarów na etapie odbioru robót, umożliwi miarodajną prognozę będącą z reguły podstawą decyzji o rozpoczęciu ostatniego etapu prac obejmujących wykonanie konstrukcji nawierzchni oraz dopuszczenie do ruchu. Rzeczywistą weryfikację takiej prognozy, jak i zastosowanego rozwiązania stanowi dopiero etap eksploatacji.

W artykule przedstawiono inżynierską ocenę skuteczności wzmocnienia podłoża gruntowego wykonanego (w 2009 roku) metodą wymiany dynamicznej DR pod nasyp drogowy obwodnicy miasta Brodnicy na odcinkach km 0+875 ÷ 1+224 i km 1+560 ÷ 1+706 (łącznie około 500 m) na podstawie próbnych obciążeń kolumn, zweryfikowanych pomiarami rzeczywistych osiadań podłoża w trakcie budowy.

2. Warunki geotechniczne podłoża

W podłożu, poniżej warstwy nasypów o niewielkiej miąższości zalegają słabe grunty organiczne w postaci namulów i torfów podścielonych gruntami piaszczystymi (Vössing H. GmbH, Fojud sp. z o.o., 2008; POL-DRÓG sp. z o.o., 2009b). Wydzielono następujące warstwy:

- grunty nasypowe – bardzo niejednorodne, zarówno pod względem składu, jak i stanu, zbudowane głównie z przemieszanych piasków próchnicznych (PdH) z piaskami (P); miąższość nasypów zmienna, nie przekraczająca kilkudziesięciu centymetrów;
- warstwa I – rodzime grunty organiczne – torfy (T), namuły (Nm) i piaski próchniczne (PdH), generalnie występujące poniżej poziomu wody gruntowej; miąższość tych gruntów wynosi od kilkudziesięciu centymetrów do około 3 m, lokalnie więcej;
- warstwa II – holocenijskie, rodzime grunty mineralne, niespoiste – luźne piaski drobne (Pd), o $I_D = 0,25$, zalegające poniżej wody gruntowej; warstwa ta o miąższości do 2,0 m występuje bezpośrednio poniżej namulów i torfów (warstwa I);
- warstwa III – rodzime grunty mineralne, niespoiste o zróżnicowanym uziarnieniu, od piasków drobnych (Pd) do pospółek (Po), a lokalnie także żwirów (Ż); stan gruntów średnio zagęszczony, o $I_D = 0,40$.

Parametry gruntów przedstawiono w tabeli 1.

W badaniach uzupełniających (Fundament sp. z o.o., 2009) stwierdzono lokalnie występujące pomiędzy gruntami organicznymi a piaskami drobnymi soczewki pyłów piaszczystych w stanie plastycznym

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: ghor@pg.gda.pl

Tab. 1. Parametry geotechniczne (Vössing H. GmbH, Fojud sp. z o.o., 2008; POL-DRÓG sp. z o.o., 2009b)

Nr warstwy	Rodzaj gruntu	I_D / I_L	$\rho^{(n)}$ [t/m ³]	γ' [kN/m ³]	$\Phi^{(n)}$ [°]	$c^{(n)}$ [kPa]	$M_0^{(n)}$ [MPa]
I	T, Nm, PdH		1,10		10,0	10	0,2
II	Pd	0,25	1,70	9	29,2		39,5
III	Pd, Po (+Ż)	0,4	1,75	9	30,0		53,0

i miękkoplastycznym o miąższości 0,3-0,9 m. W większości otworów na głębokości 0,9-1,2 m poniżej poziomu terenu nawiercono wodę gruntową, która stabilizowała się na głębokości 0,2-0,3 m poniżej poziomu terenu.

3. Wykonane wzmocnienie

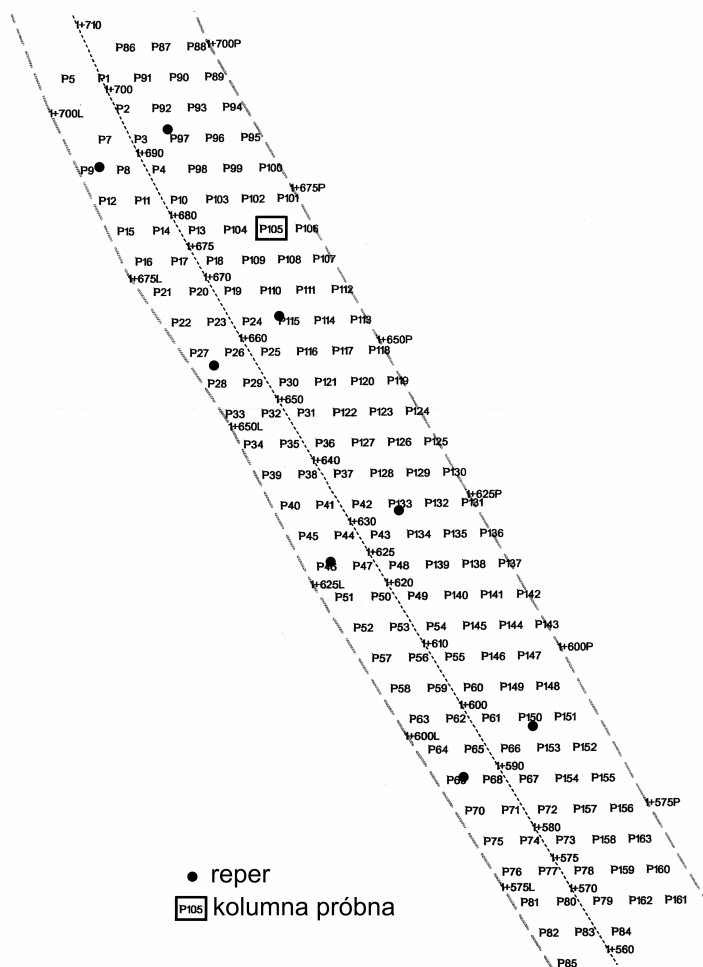
Na odcinkach km 0+875 ÷ 1+224 i km 1+560 ÷ 1+706 podłoże gruntowe wzmocniono metodą wymiany dynamicznej DR (Soletanche Polska sp. z o.o., 2009a i b), z zastosowaniem:

- rozstawu kolumn w siatce trójkąta równobocznego 5 × 5 × 5 m,

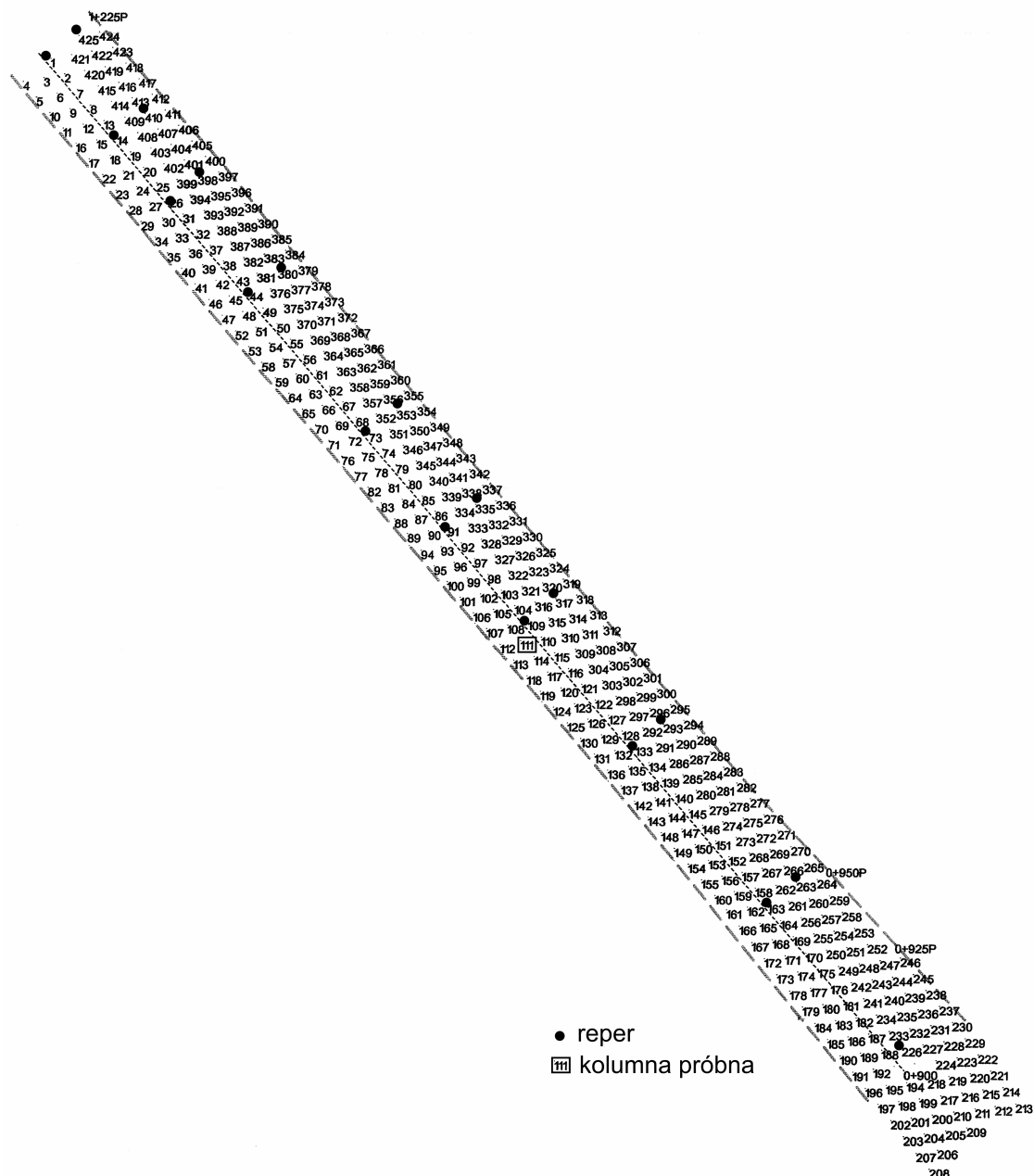
- założonej średnicy kolumn – około 2,5 m,
- do wykonania kolumn użyto pospółki o zawartości frakcji żwirowej około 20%.

Kolumny na odcinku km 1+560 ÷ 1+706 wykonano w okresie od 14-23.07.2009, na odcinku km 0+875 ÷ 1+224 w okresie 28.07-27.08.2009. Miąższość warstw gruntów organicznych na tych odcinkach wynosiła odpowiednio od 1 do 2 m, średnio 1,75 m oraz od 1 do 4 m, średnio 2,5 m.

Przeprowadzono dwa próbnе obciążenia wykonanych kolumn DR (Piletest sp. z o.o., 2009a i b): w km 1+560 ÷ 1+706 – kolumna numer 105 (rys. 1) oraz w km 0+875 ÷ 1+224 – kolumna numer 111 (rys. 2).



Rys. 1. Schemat lokalizacji kolumn, reperów pomiarowych i kolumny próbnej na km 1+560 ÷ 1+706 (POL-DRÓG sp. z o.o., 2009a)



Rys. 2. Schemat lokalizacji kolumn, reperów pomiarowych i kolumny próbnej na km 0+875 ÷ 1+220 (POL-DRÓG sp. z o.o., 2009a)

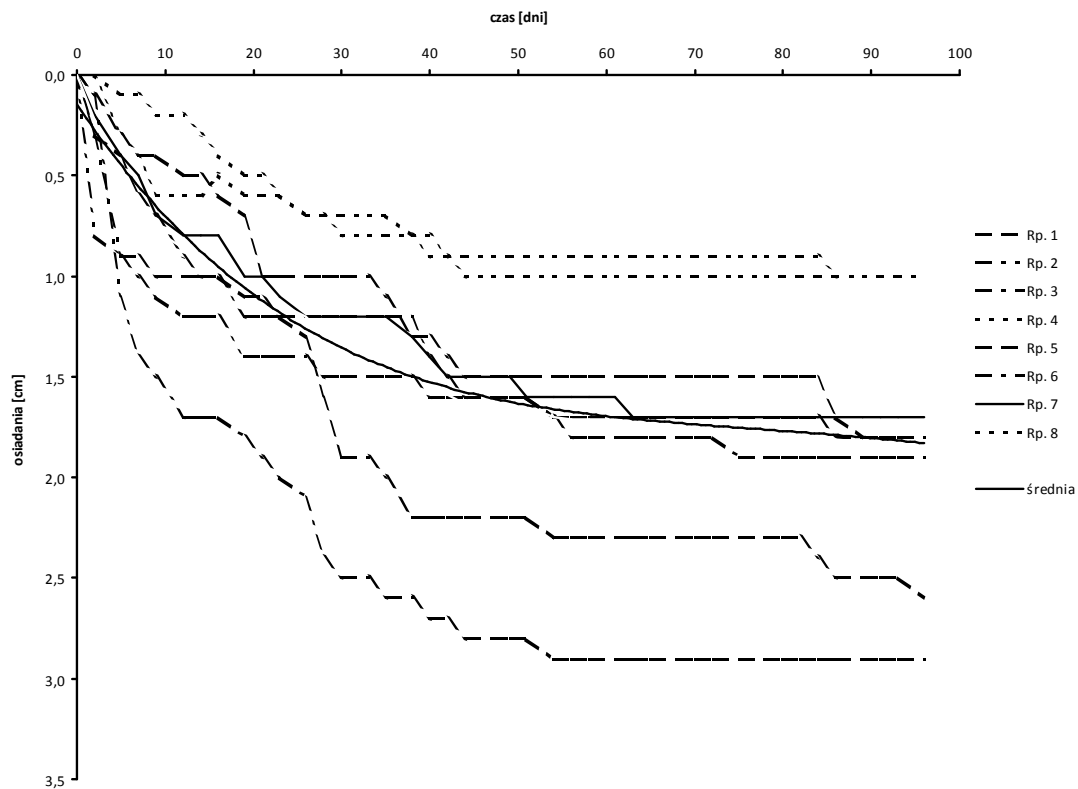
Podłoże po wzmocnieniu obciążono nasypem docelowym, zbrojonym jedną, dwoma lub trzema warstwami geotkaniny w zależności od wysokości nasypu, z przyjęciem większej liczby warstw geotkaniny przy wyższym nasypie. Wysokość nasypu na odcinku km 1+560 ÷ 1+706 wynosiła 1,8 ÷ 2,1 m, na odcinku km 0+875 ÷ 1+224 odpowiednio 1,4 ÷ 3,4 m.

4. Pomiary osiadań

Po wykonaniu wzmocnienia na podłożu zainstalowano repery wgłębne do pomiarów osiadań (POL-DRÓG

sp. z o.o., 2009c). Na odcinku km 1+560 ÷ 1+706 zainstalowano 8 reperów (po dwa w przekroju), na km 0+875 ÷ 1+220 odpowiednio 19 reperów.

Na odcinku km 1+560 ÷ 1+706 pomiary osiadań reperów prowadzono od 26.08.2009 do 30.11.2009 średnio co 2-3 dni. Stwierdzone osiadania wynosiły od 0,5 cm do 3,5 cm – średnio 1,9 cm (rys. 3). Wyraźną stabilizację osiadania stwierdzono na reperach numer 3, 6, 7 i 8. Pozostałe repery (numer 1, 2, 4, i 5) wykazały względną stabilizację osiadań, przy pewnej czułości (załamania na wykresie) na prowadzone wykończeniowe prace budowlane.

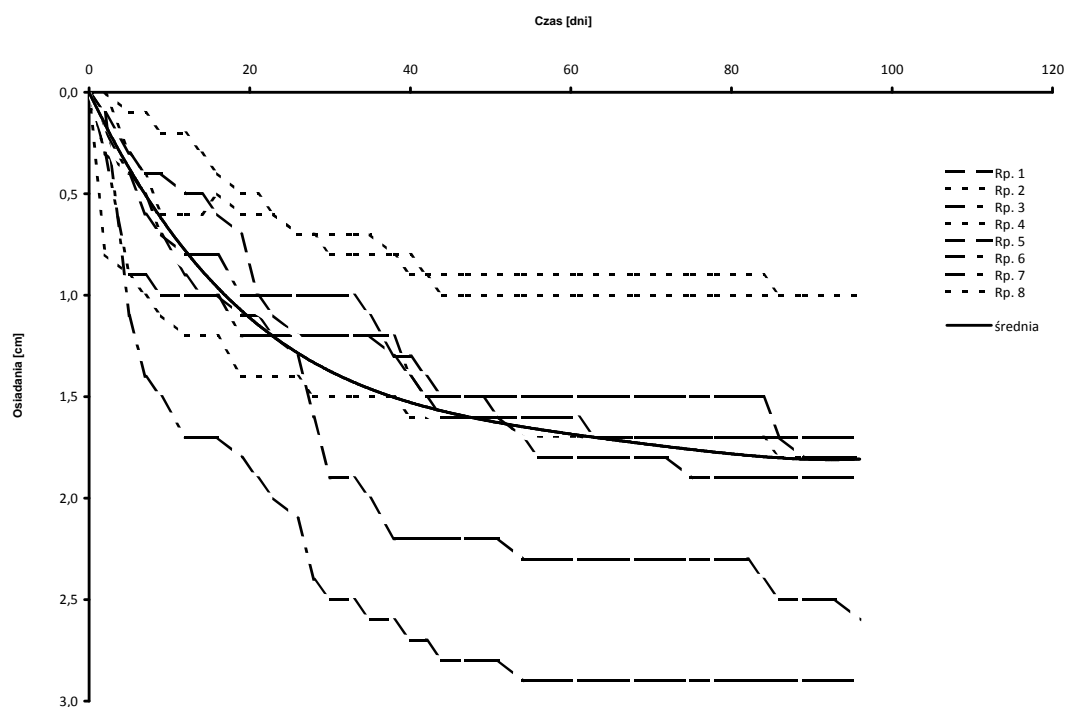


Rys. 3. Wyniki pomiarów osiadań. Odcinek km 1+560 ÷ 1+706

Na odcinku km 0+875 ÷ 1+220 pomiary osiadań prowadzono od 16.09.2009 do 30.11.2009 średnio co 2-3 dni. Pomierzone osiadania osiągnęły wartości w zakresie od 0,8 cm do 4,8 cm – średnio 2,3 cm (rys. 4). Jedynie na reperze numer wystąpiło większe osiadanie: 8,3 cm, jednak z bardzo szybką i wyraźną stabilizacją. Wyraźną stabilizację osiadań wykazały repery numer 3, 4,

5, 6, 7, 8, 14, 15, 16, 18, 19. Na pozostałych reperach (numer 2, 9, 10, 11, 12 i 13) wystąpiły niewielkie przyrosty osiadań w końcowym okresie pomiarów.

Charakter krzywych osiadań wszystkich reperów świadczy o dużej wrażliwości podłoża na każdorazową zmianę obciążenia.



Rys. 4. Wyniki pomiarów osiadań. Odcinek km 0+875 ÷ 1+220

5. Analiza wsteczna na podstawie wyników próbnych obciążeń oraz pomiarów osiadań

Na obszarze wykonanego wzmocnienia wykonano dwa obciążenia próbne: kolumny numer 105 (Piletest sp. z o.o., 2009b) i kolumny numer 111 (Piletest sp. z o.o., 2009a). W obydwu przypadkach zaprojektowano i wykonano obciążenie maksymalną siłą $Q_{\max} = 500$ kN co odpowiada $q_{\max} = 197$ kPa. Projektowane obciążenie obliczeniowe wynosiło dla kolumny numer 105 $q_r = 98,4$ kPa, a dla kolumny numer 111 $q_r = 137,8$ kPa. Wyniki próbnego obciążenia kolumn numer 105 i 111 zestawiono w tabeli 2. Obliczone na podstawie próbnych obciążeń moduły odkształcenia przedstawiono w tabeli 3.

Ponieważ pomierzone osiadania nasypu odnoszą się do obciążenia jedynie ciężarem własnym, do porównania przyjęto moduły określone dla niższego zakresu naprężeń (tab. 3).

Moduł wzmocnionego podłoża odpowiada wartości uśrednionej pomiędzy wartością modułu podłoża i modułu kolumny. Uśredniony moduł edometryczny podłoża określono z wzoru:

$$M_{0\text{sr}} \approx \frac{M_{0k} \cdot A_k + M_{0g} \cdot (A_{kj} - A_k)}{A_{kj}} \quad (1)$$

gdzie: M_{0k} jest modułem kolumny, M_{0g} jest modułem gruntu organicznego, A_k jest polem powierzchni przekroju kolumny, a A_{kj} jest polem powierzchni komórki jednostkowej.

Uzyskano następujące wyniki:

- dla odcinka km 1+560 ÷ 1+706: $M_{0\text{sr}} < 4,6$ MPa,
- dla odcinka km 0+875 ÷ 1+224: $M_{0\text{sr}} = 4,05$ MPa.

Tab. 2. Wyniki próbnego obciążenia (Piletest sp. z o.o., 2009a i b)

Kolumna	Odcinek km	Długość kolumny [m]	q [kPa]	Osiedzenia [mm]	
				$s_{\text{całk.}}$	$s_{\text{trw.}}$
105	1+560 ÷ 1+706	2	$q_{\max} = 196,8$	16,08	11,97
			$q_r = 98,4$	8,51	
111	0+875 ÷ 1+220	3	$q_{\max} = 196,8$	22,09	17,97
			$q_r = 137,8$	13,80	

Tab. 3. Wartości modułów kolumn obliczone na podstawie próbnych obciążeń (Gwizdała i Słabek, 2009a i b)

Kolumna	Odcinek km	Zakres naprężeń [kPa]	Moduł M_0 [MPa]
105	1+560	0 – 49	19,6 *)
	÷	0 – 98	17,5
	1+706	49 – 98	15,7
111	0+875	0 – 78,7	17,2
	÷	0 – 137,8	15,2
	1+220	78,7 – 137,8	13,1

*) wartość zawyżona ze względu na wstępne przeciążenie (25 kPa) w trakcie próbnego obciążenia kolumny

Odpowiednio dla pełnego zakresu naprężeń (tab. 2) uzyskano wyniki $M_{0\text{sr}} = 4,1$ MPa oraz $M_{0\text{sr}} = 3,6$ MPa. Rzeczywisty średni moduł edometryczny podłoża ma wartość większą, gdyż w technologii wymiany dynamicznej moduł podłoża rodzimego pomiędzy kolumnami zwiększa się w wyniku wpływu rozporu bocznego kolumny.

Na podstawie wyników pomiarów osiadań pod obciążeniem nasypem, dla obszarów odpowiadających poszczególnym reperom oraz odpowiadającym lokalizacji miąższościom gruntów organicznych określono metodą analizy wstecznej średnie moduły ścisłości wzmocnionego podłoża. Uzyskano następujące wyniki:

- na odcinku 1+560 ÷ 1+706: $M_0 = 2,5 \div 7,6$ MPa, przy wartości średniej $M_{0\text{sr aw}} = 4,6$ MPa,
- na odcinku km 0+875 ÷ 1+224: $M_0 = 2 (0,8) \div 8,7$ MPa, przy wartości średniej $M_{0\text{sr aw}} = 4,23$ MPa.

W analizie pominięto wyniki pomiarów osiadań reperu (numer 8), którego zachowanie odbiegało od pozostałych. Uwzględniając fakt, zawyżonej wartości modułu uśrednionego z próbnego obciążenia na odcinku km 1+560 ÷ 1+706, można stwierdzić, że wartości średnie modułów z analizy wstecznej są niewiele większe od wartości obliczonych na podstawie próbnych obciążeń kolumn (tab. 4). Różnica wartości może być między innymi efektem wpływu rozporu bocznego kolumny.

Uzyskane z powyższej analizy wyniki umożliwiły oszacowanie dalszych (oprócz wartości, które już wystąpiły) osiadań po wykonaniu konstrukcji jezdni i obciążeniu ruchem na podstawie uśrednionych modułów dla zakresu docelowego naprężeń (zakresy pośrednie z tab. 3), w zakresie 1,0 ÷ 1,9 cm, przy wartości średniej 1,8 cm dla odcinka km 1+560 ÷ 1+706 i odpowiednio

Tab. 4. Porównanie wartości modułów określonych z próbnych obciążeń z wartościami z analizy wstecznej

Odcinek	1+560	0+875
	÷	÷
	1+ 706	1+220
Wartość modułu edometrycznego określonego z próbnego obciążenia w MPa	< 4,6	4,6
Wartość średnia modułu edometrycznego określonego z analizy wstecznej na podstawie osiadań w MPa	4,05	4,23

1,35 ÷ 5,4 cm, przy wartości średniej 3,3 cm dla odcinka km 0+875 ÷ 1+224. Część z tych osiadań wystąpiła w trakcie wykonania warstw konstrukcyjnych przed oddaniem drogi do eksploatacji.

Ze względu na duże zróżnicowanie miąższości warstw gruntów wzmocnianych w poszczególnych odcinkach oraz zjawisko pełzania, powyższe oszacowania stanowią pewne przybliżenie, dopuszczalne dla celów inżynierskiej prognozy, zachowania się podłoża pod wpływem obciążeń eksploatacyjnych. Z tego względu należy zachować pewną ostrożność w ocenach odbiorowych pamiętając, że przewidywane wartości rzeczywiste osiadań na etapie realizacji konstrukcji oraz eksploatacji mogą się nieco różnić od szacowanych przedstawioną metodą.

6. Podsumowanie

Wyniki próbnych obciążeń kolumn pozwalają na weryfikację założeń projektowych oraz przybliżoną ocenę skuteczności wykonania wzmocnienia metodą wymiany dynamicznej słabego podłoża gruntowego. Umożliwiają również prognozę dalszego zachowania się wzmocnionego podłoża po wykonaniu warstw konstrukcyjnych oraz obciążeniu ruchem. Wiarygodność takiej oceny zależy od jakości, liczby oraz reprezentatywności wyników próbnych obciążeń. Celowe jest łączne wykonywanie próbnych obciążeń wzmocnianego podłoża pomiędzy kolumnami (Godlewski, 2007) opowiadające poszczególnym lokalizacjom badanych kolumn. Istotne jest również uwzględnienie zróżnicowanej budowy geotechnicznej podłoża zarówno pod względem złożoności, jak i miąższości warstw gruntów wzmocnianych. W analizowanym przypadku układ warstw był względnie jednorodny, przy znacznym zróżnicowaniu głębokości zalegania gruntów organicznych, jednak stosunkowo niewielkiej miąższości (nieprzekraczającej 3 m), a kolumny opierały się na warstwie nośnej.

W przypadku bardziej zróżnicowanego układu warstw gruntów słabych, jak również ich większych miąższościach i kolumnach zawieszonych, podstawą oceny skuteczności wzmocnienia metodą kolumn DR mogą być również wyniki próbnych obciążeń, jednak wskazana jest oddzielna analiza wydzielonych obszarów o relatywnie jednorodnej budowie podłoża, do których dostosowana będzie liczba i lokalizacja próbnych obciążeń.

Należy zwrócić uwagę również na problem nierównomierności osiadań przy zastosowaniu wzmocnienia metodą kolumn DR. W przedstawionej analizie możliwe jest jedynie określenie średnich osiadań obszaru. W celu wyrównania osiadań konieczne jest zastosowanie konstrukcji z geosyntetyków dostosowanych do rozstawu kolumn oraz warunków geotechnicznych i wysokości nasypu.

Należy podkreślić, że dokładniejsza ocena jakości wykonanych robót wzmocniających metodami dynamicznymi nie może być oparta tylko na ocenie

jakości tylko jednego elementu takiego wzmocnienia, na przykład jakości kolumny lecz musi uwzględniać uzyskane globalne parametry ośrodka gruntowego. Z tego względu bardziej miarodajna ocena jakości wzmocnienia metodą kolumn DR, jak i prognoza osiadań będąca podstawą decyzji o rozpoczęciu realizacji warstw konstrukcyjnych, powinna oprócz wyników próbnych obciążeń opierać się na wynikach kompleksowego monitoringu obejmującego pomiary osiadań w trakcie realizacji, badania geotechniczne (miedzy innymi podłoża przed i po realizacji, wykonanych kolumn, podłoża pomiędzy kolumnami, pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu, pozwalające określić bezpośrednio moduły wzmocnionego podłoża, nadwyżkę ciśnienia porowego, wytrzymałość na ścinanie bez drenażu) oraz badania dodatkowe, na przykład pomiary naprężeń i osiadań nad kolumnami i pomiędzy kolumnami, pomiary sił w geosyntetykach.

Literatura

- Fundament sp. z o.o. (2009). Sprawozdanie z geotechnicznych badań podłoża gruntowego po wykonaniu wzmocnienia na budowie trasy przemysłowej aktywizującej tereny inwestycyjne miasta Brodnicy. Województwo kujawsko-pomorskie. *Fundament sp. z o.o.*, Gdańsk.
- Godlewski T. (2007). Metody badań odbiorczych podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami wymiany dynamicznej. W: *Materiały III Symposium WPGIwP, Puszczkowo 2007*.
- Gwizdała K., Słabek A. (2009a). Opinia geotechniczna dotycząca wyników próbnego obciążenia płytą sztywną kolumny kamiennej nr 105 wykonanej metodą wymiany dynamicznej. Gdańsk.
- Gwizdała K., Słabek A. (2009b). Opinia geotechniczna dotycząca wyników próbnego obciążenia płytą sztywną kolumny kamiennej nr 111 wykonanej metodą wymiany dynamicznej. Gdańsk.
- Piletest sp. z o.o. (2009a). Wyniki próbnego obciążenia kolumny kamiennej płytą sztywną. Kolumna nr 111. Bielsko-Biała.
- Piletest sp. z o.o. (2009b). Wyniki próbnego obciążenia kolumny kamiennej płytą sztywną. Kolumna nr 105. Bielsko-Biała.
- POL-DRÓG sp. z o.o. (2009a). Budowa trasy Przemysłowej aktywizującej tereny inwestycyjne Miasta Brodnicy. Dokumentacja powykonawcza. Wymiana dynamiczna gruntów. Piła.
- POL-DRÓG sp. z o.o. (2009b). Geotechniczne rozpoznanie podłoża gruntowego rodzimego trasy przemysłowej miasta Brodnicy. Piła.
- POL-DRÓG sp. z o.o. (2009c). Pomiary osiadań reperów kontrolnych. Piła.
- Soletanche Polska sp. z o.o. (2009a). Budowa trasy przemysłowej aktywizującej tereny inwestycyjne miasta Brodnicy. Projekt technologiczny dynamicznej wymiany gruntu – etap 1 km km 1+156 ÷ 1+706. Warszawa.
- Soletanche Polska sp. z o.o. (2009b). Budowa trasy przemysłowej aktywizującej tereny inwestycyjne miasta Brodnicy. Projekt technologiczny dynamicznej wymiany gruntu – etap 2 km km 0+875 ÷ 1+224. Warszawa.
- Vössing H. GmbH, Fojud sp. z o.o. (2008). Budowa trasy Przemysłowej aktywizującej tereny inwestycyjne Miasta Brodnicy. Projekt wykonawczy. Część geotechniczna.

Wymiana dynamiczna gruntu. Konsorcjum firm
Ingenieurbüro Dipl. Ing. H. Vössing GmbH Berlin oraz
Fojud sp. z o.o. Poznań.

**EVALUATION OF GROUND IMPROVEMENT
WITH DYNAMIC REPLACEMENT METHOD BASED
ON TRIAL LOAD TESTS OF COLUMNS**

Abstract: The paper presents the analysis of realised ground improvement of soft subsoil by means of dynamic replacement method under road embankment. The description of the geotechnical properties and implemented solutions were presented. The backup analysis, based on the results of the trial load tests of columns and settlement results of the whole improvement area was done. The analysis results with the measured results were compared and conclusions were drawn.

MONITORING PRZYCZÓŁKA Z GRUNTU ZBROJONEGO POSADOWIONEGO W SKOMPLIKOWANYCH WARUNKACH GRUNTOWYCH

Jacek KAWALEC*

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5/214, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Praca dotyczy problematyki zachowania się zbrojenia geosyntetycznego w konstrukcjach ziemnych na przykładzie zrealizowanego autostradowego przyczółka mostowego. Opisano przypadek przyczółka posadowionego w skomplikowanych warunkach gruntowych, jako niestandardowego rozwiązania konstrukcyjnego. Dyskusja nad rozwiązaniem technicznym skutkowałą wykonaniem sytemu monitoringu odkształcenia zbrojenia w obiekcie. Wyniki prowadzonego monitoringu pozwolą na lepsze poznanie mechanizmu pracy zbrojenia w rzeczywistych konstrukcjach.

Słowa kluczowe: grunt zbrojony, przyczółek mostowy, odkształcenie geosyntetyku, monitoring, funkcja zbrojeniowa.

1. Wprowadzenie

Wykorzystanie geosyntetyków przy projektowaniu konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego jest jedną z bardziej zaawansowanych aplikacji wśród wszystkich zastosowań geosyntetycznych w inżynierii. Zbrojenia skarp i ścian oporowych są jednymi z niewielu zastosowań, w których realnie wykorzystuje się funkcję zbrojeniową geosyntetyku, a więc takim gdzie podstawowym parametrem przydatności geosyntetyku jest wytrzymałość materiału na rozciąganie. Drugim istotnym kryterium jest analiza odkształcalności materiału w funkcji czasu. Większość typowych aplikacji, w których stosuje się geosyntetyki wiąże się z wykorzystaniem ich funkcji filtracyjnych, separacyjnych lub stabilizacyjnych, dla których to funkcji wytrzymałość na rozciąganie jest parametrem nieistotnym. W przypadku konstrukcji oporowych funkcja zbrojeniowa jest jednak dominująca. Przy funkcji zbrojeniowej rolą geosyntetyku jest nadanie warstwie gruntu będącej z nim w interakcji wytrzymałości na rozciąganie. Interakcja z gruntem może odbywać się poprzez przenikanie ziaren lub mobilizację sił tarcia i zależy od indywidualnych właściwości geosyntetyku. Na przykład, w przypadku geotekstyliów interakcja możliwa jest wyłącznie poprzez mobilizację sił tarcia na powierzchni styku, a jej wartość rośnie wraz ze wzrostem odkształcenia w gruncie. W przypadku geosyntetyków ażurowych zachodzi przenikanie ziaren, które ogranicza mobilizację siły tarcia. Metody projektowe gruntu zbrojonego dotychczas stosowane

w praktyce inżynierskiej uwzględniają jedynie wytrzymałość na rozciąganie, określaną w warunkach laboratoryjnych dla samego geosyntetyku, bez jego współpracy z gruntem. Metody te niestety nie różnicują geosyntetyków, na przykład nie odróżniają georusztów od geotkanin. W praktyce, w szczególności dla geosyntetyków ażurowych, wartości deformacji i związana z nią wartość mobilizowanej wytrzymałości jest zdecydowanie mniejsza, co powinno znaleźć odzwierciedlenie w modyfikacji metod projektowych.

Celem niniejszego artykułu jest omówienie konstrukcji autostradowego przyczółka mostowego z gruntu zbrojonego. Na przyczółku, w wyniku krytycznych opinii co do poprawności rozwiązania, zamontowano system pomiaru odkształceń zbrojenia. W pracy omówiono wstępne wyniki tych pomiarów.

2. Opis warunków geotechnicznych w miejscu inwestycji

Omawiany przyczółek mostowy jest jednym z 18-tu obiektów mostowych zrealizowanych na odcinku węzeł Pyrzowice – węzeł Piekary w ciągu autostrady A1 (Projekt Wykonawczy, 2008). Odcinek ten przebiega przez Śląsk, czyli w praktyce przez obszary zdegradowane geotechnicznie, na których często dodatkowo występują oddziaływania górnicze. Tak też dzieje się w przypadku omawianego obiektu. Lokalizacja przyczółka jest terenem starego wyrobiska, na którym w ostatnim

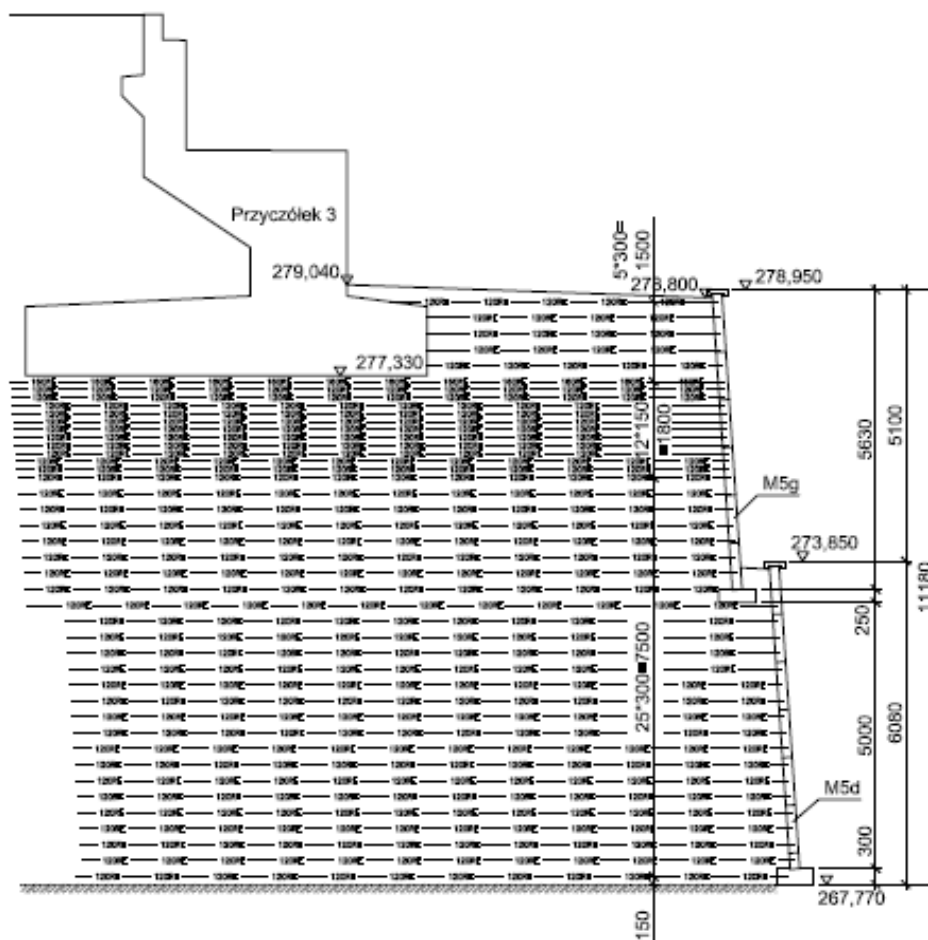
* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: jacek.kawalec@polsl.pl, jacek.kawalec@vp.pl

kilkudziesięcioleciu deponowane były grunty antropogeniczne o miąższości przekraczającej 3,0 m. Grunty antropogeniczne rozpoznane w rejonie projektowanego obiektu charakteryzowały się silnym zróżnicowaniem zarówno pod względem rodzaju, jak i stanu. Głębsze partie podłoża zbudowane są z utworów triasowych wykształconych w postaci piaskowca, wapienia i dolomitu z przewarstwieniami spoiistymi. Dużą komplikacją był fakt przebiegu uskoku geologicznego w sąsiedztwie lokalizacji obiektu. Obszar inwestycji jest zagrożony występowaniem deformacji nieciągłych wynikających z historycznej płytkiej eksploatacji rud metali oraz oddziaływaniami eksploatacji górniczej. Pod względem górniczym teren zaliczono do II-giej kategorii górniczej. Prognozowane obniżenia terenu wynoszą 250 mm, a spodziewane maksymalne wstrząsy o przyspieszeniach dochodzących do 200 mm/s.

Skomplikowane warunki geotechniczne spowodowały zaliczenie obiektu do 3-ciej kategorii geotechnicznej, co wymusiło opracowanie odpowiednich dokumentacji: geologiczno-inżynierskiej oraz geotechnicznej.

3. Opis rozwiązań projektowych przyjętych do posadowienia i realizacji obiektu

W projekcie wzmocnienia podłoża z gruntów antropogenicznych założono zastosowanie technologii *jet-grouting*. Na tak wzmocnionym podłożu zdecydowano się na posadowienie przęseł obiektu opartych na monolitycznych przyczółkach przekazujących obciążenie na blok gruntu zbrojonego. Jako zbrojenie zastosowano monolityczne jednokierunkowe georuszty z polietylenu wysokiej gęstości (PEHD). W rozwiązaniu założono wykonanie ścian przyczółków, których wysokość dochodziła do 11 m, jako dwóch ścian oporowych posadowionych jedna na drugiej, tworząc układ złożony z dwóch stopni (rys. 1). Jako oblicowanie zdecydowano się wykorzystać monolityczne heksagonalne panele żelbetowe, w których w trakcie prefabrykacji montowano początkowe odcinki zbrojenia tzw. startery. Liczba starterów w każdym z paneli wynosiła od 2-ch do 5-ciu. Właściwe zbrojenie było dołączane do startera elementem połączeniowym i układane na odpowiednim poziomie po uprzednim doprowadzeniu zasyпки gruntowej do odpowiedniej rzędnej i potwierdzeniu uzyskanych wymagań w zakresie zagęszczenia. Poziomy zbrojenia wynikały z rozwiązania analitycznego przeprowadzonego dla bloku gruntu zbrojonego. Widok elementów zbrojenia dołączanych do starterów zabetonowanych w panelach przedstawia rysunku 2.



Rys. 1. Przekrój przez przyczółek



Rys. 2. Widok zbrojenia głównego łączonego ze starterami zabetonowanymi w panelach

Wiadukt autostradowy WA-427 w km 487+539 w Piekarach Śląskich przebiega nad ulicą Oświęcimską. Obiekt zaprojektowano jako jednoprzęsłowy wolnopodparty o rozpiętości 58 m oparty na rzucie prostokątnym (Kaczmarek i in., 2011). Ustrój nośny zaprojektowano jako zespolony stalowo-betonowy, o części stalowej w postaci kratownicy przestrzennej z rur. Sąsiednie jezdnie są przesunięte względem siebie w planie co jest efektem dużego kąta pod jakim ulica Oświęcimska przecina Autostradę A-1. Usytuowanie pionowe i poziome obiektu dostosowane jest do geometrii autostrady. Promień łuku poziomego wynosi $R = 1300$ m, a łuk pionowy wypukły zaprojektowano o promieniu $R = 4000$ m. W rejonie wiaduktu nasyp autostradowy osiąga wysokość 17 m.

4. Rozbieżności w ocenie rozwiązania zgłaszane Wykonawcy przed realizacją przyczółka

Przed przystąpieniem do realizacji przyczółka projekt został poddany dodatkowej weryfikacji mającej na celu potwierdzenie poprawności zaproponowanego rozwiązania. Prace weryfikacyjne prowadzone były przez kilka zespołów działających zarówno na zlecenie inwestora, jak również na zlecenie przedsiębiorstwa handlowego zajmującego się sprzedażą geotekstyliów, które nie były przewidziane do wykorzystania podczas realizacji przyczółka. Rozwiązanie projektowe dla obiektu WA-427 zaproponowane przez kilkuosobowy zespół autorski oparte zostało na nowoczesnej, jak

w dotychczasowej praktyce inżynierskiej w Polsce technologii, więc wzbudziło zainteresowanie zarówno środowiska mostowego, geotechnicznego jak również przedsiębiorstw handlowych oferujących dostawy geotekstyliów. W efekcie powstało kilka opinii i koreferatów o projekcie, których wnioski i sugestie różniły się między sobą. W dalszej części artykułu będą przywołane wnioski z 3-ch opinii jakie oficjalnie przekazano Wykonawcy i Projektantowi.

W opinii (1) wykonanej na zapytanie przedsiębiorstwa handlowego stwierdzono, iż projekt odbiega od polskich i europejskich zasad konstrukcji przyczółków z gruntu zbrojonego z dwóch powodów, po pierwsze niekorzystnego zdaniem autora opinii usytuowania przyczółków względem lica, a po drugie z powodu zastosowania oblicowania z paneli żelbetowych z zabetonowanymi starterami. Autor opinii wyraził pogląd, iż prostopadły względem lica kierunek ułożenia zbrojenia geosyntetycznego, będący jednym z podstawowych założeń teorii gruntu zbrojonego geosyntetykami (Vidal, 1969; Sawicki, 2000), jest niewłaściwy i sugerował możliwość błędnego schematu statycznego przyjętego przez Projektanta. W celu uzupełnienia należy dodać, iż autor opinii (1) nie analizował rozwiązań statycznych obiektu, gdyż jego zleceniodawca nie dysponował takimi danymi. Opinia (1) skupiła się w dużym stopniu na polemice ze słusznością wykorzystywania georusztów z PEHD w konstrukcjach oporowych, sugerując wyższość innych polimerów. W opinii zalecano dodatkowo objęcie obiektu systemem monitoringu.

W opinii (2) opracowanej na zlecenie tego samego przedsiębiorstwa handlowego wyrażono pogląd, iż zastosowane rozwiązanie konstrukcyjne nie spełnia warunków jednolitego masywu w miejscu występowania szkód górniczych. Zasugerowano odstąpienie od przyjętego rozwiązania obliczania ścian w postaci paneli żelbetowych z zabetonowanymi starterami i zastąpienie ich zupełnie niezwiązaną z blokiem gruntu zbrojonego, ułożoną pionowo jeden na drugim warstwą bloczków betonowych. W tej opinii również zwrócono uwagę na problem monitoringu. W opinii tej powołano się na obliczenia statyczne wykonane przez Zleceniodawcę. Przedsiębiorstwo handlowe przedstawiło wyciąg z obliczeń przeprowadzonych dla jednego przekroju przyczółka, niestety bez podania przyjętych parametrów i modelu obliczeniowego. Według obliczeń, zaprojektowany przyczółek, miał ulec bardzo dużym odkształceniom pod wpływem obciążenia przęsłem obiektu. Przedstawione wydruki wykazały maksymalne odkształcenia w górnej ścianie sięgające 52 cm w poziomie i 38 cm w pionie, a w ścianie dolnej odpowiednio 56 cm w poziomie i 15 cm w pionie. Osiedzenia skrajnych boków monolitycznego przyczółka posadowionego na bloku gruntu zbrojonego według tych wydruków wynosiły odpowiednio 28 i 10 cm, skutkując teoretyczną nierównomiernością osiedzenia rzędu 18 cm i znacznym przechyleniem przyczółka. Dołączono wydruki obliczeń potencjalnych powierzchni poślizgu wykazujących obliczeniową niestateczność całej konstrukcji bloku z gruntu zbrojonego, nawet bez uwzględniania jakichkolwiek wpływów górniczych czy deformacji podłoża gruntowego pod obiektem.

Przedsiębiorstwo handlowe przedstawiło projekt wykonawczy zamienny w którym georuszty zostały zastąpione geotkaninami, a obliczanie z paneli betonowych z zabetonowanymi starterami zastąpiono ułożonymi pionowo jeden na drugim bloczkami betonowymi. Połączenie bloku z gruntu zbrojonego z licem z bloczków miało odbywać się poprzez włożenie kawałka geosiatki pomiędzy bloczki (co 3-ci bloczek) zakotwionego pomiędzy pasmami wywinętej na obliczaniu geotkaniny. Taki sposób wykonania obliczania, zakładającego trzymanie się lica z bloczków dzięki mobilizacji sił tarcia pomiędzy geosiatką a co trzecim bloczkiem autorzy projektu zamiennego określili nazwą obliczania biernego. Projekt zamienny nie obejmował analizy statycznej przyczółka, a jedynie koncentrował się na wyznaczaniu długoterminowej obliczeniowej wytrzymałości geotkaniny na rozciąganie.

W opinii (3) wykonanej przez Konsultanta działającego na rzecz Wykonawcy i Projektanta obiektu stwierdzono, iż wykonano analizę całego przyczółka. Nie potwierdzono występowania błędów w projekcie i nie zawarto żadnych wniosków odnoszących się do zagrożenia związanego z realizacją obiektu. Jednak zawarto w niej także propozycję wykonania prac umożliwiających pomiar odkształceń zbrojenia geosyntetycznego i przemieszczeń ściany.

Wszystkie uwagi krytyczne były dokładnie analizowane przez zespół autorski prowadzący stały

nadzór autorski nad projektem. Analiza układu statycznego konstrukcji oporowych prowadzona była przy wykorzystaniu oprogramowania Plaxis oraz niezależnie przy wykorzystaniu specjalistycznego programu TensarWall. Wszystkie uwagi krytyczne były dokładnie analizowane przez zespół autorski prowadzący stały nadzór autorski nad projektem. Projekt zamienny nie uzyskał akceptacji nadzoru. Zdecydowano jednak o konieczności zamontowania systemu monitoringu odkształcenia zbrojenia geosyntetycznego.

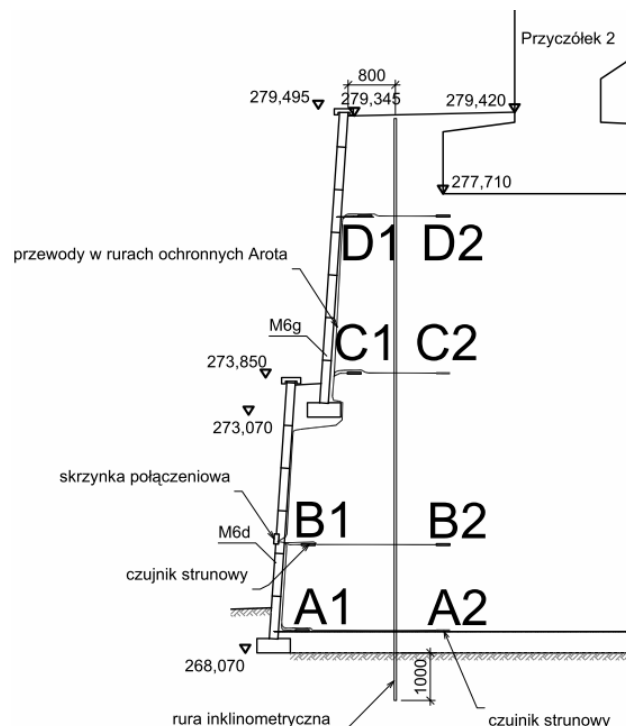
5. System monitoringu przyczółka z gruntu zbrojonego

Zastosowano dwa systemy pomiarowe, to jest:

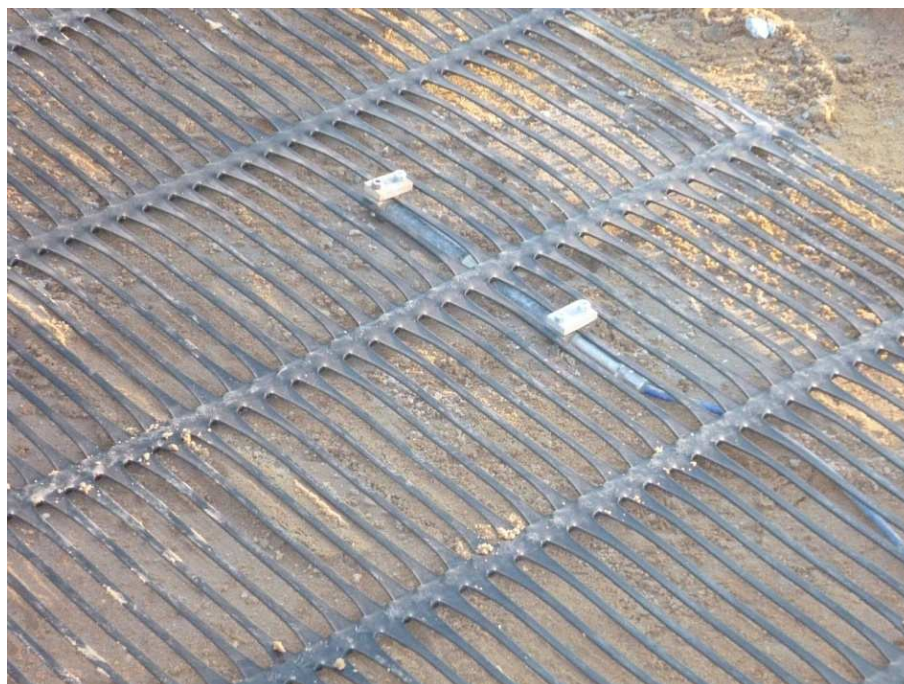
- system pomiaru przemieszczeń poziomych,
- system pomiaru wydłużeń georusztów stanowiących zbrojenie.

Pierwszy z systemów monitoringu składa się z dwóch niezależnych rur inklinometrycznych zamontowanych w odległości 80 cm od lica ściany. Jego zadaniem jest umożliwienie obserwacji odkształceń lica.

Drugi system składa się z 8 czujników strunowych zamocowanych mechanicznie do georusztu w kierunku prostopadłym do lica przyczółku (na kierunku głównym zbrojenia geosyntetycznego). Czujniki służą do odczytu temperatury w gruncie oraz wydłużenia się bazy pomiarowej będącej równocześnie wydłużeniem zbrojenia. Po uwzględnieniu kalibracji początkowej każdego z czujników danymi wyjściowymi są wydłużenia względne georusztu. Pomiaru prowadzone są w 4-ch poziomach w przekroju przyczółka (rys. 3 i 4).



Rys. 3. Układ czujników pomiarowych

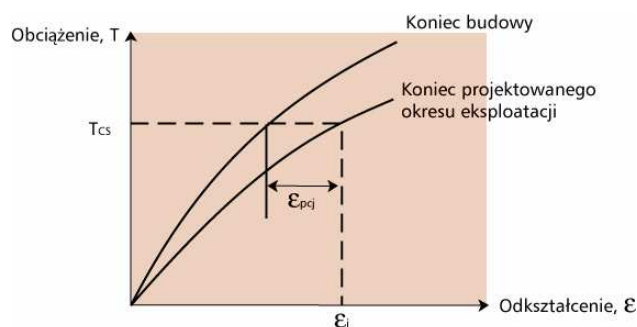


Rys. 4. Widok czujnika zamontowanego na georuszcie.

6. Wyniki monitoringu

Montaż wszystkich elementów systemu monitoringu prowadzony był sukcesywnie wraz z postępem prac przy realizacji ścian oporowych przyczółka. Pierwsze czujniki zamontowano w kwietniu 2011, a całość prac montażowych zakończona po upływie 6-ciu tygodni (Bartoszek, 2011). Od tego czasu prowadzony jest pomiar wydłużeń zbrojenia, jednak docelowym pomiarem objęte są zmiany wydłużeń od momentu przyłożenia całego obciążenia przęsłem i konstrukcją nawierzchni na wiadukcie.

Procedura BS 8006 (British Standard 8006-1:2010 *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*) o dopuszczalnych odkształceniach zbrojenia w konstrukcjach z gruntu zbrojonego, na której oparto rozwiązanie przyczółka, jest w przypadku przyczółków mostowych bardzo konserwatywna i nie dopuszcza się w niej aby odkształcenie od zakończenia budowy do końca okresu eksploatacji (rys. 5) przekroczyło 0,5% ($\epsilon_{pej} \leq 0,5\%$ dla przyczółków mostowych i 1% dla ścian) (Kawalec i Gryczmański, 2009). Odkształcenia w zbrojeniu wiaduktu WA-427 od momentu rozpoczęcia pomiarów, to jest zabudowaniu georusztu kruszywem, w najbardziej wyciężonym punkcie pomiarowym po upływie kilkunastu miesięcy nie zbliżyły się do wartości granicznych. Szczegółowe wyniki pomiarów są poddawane bieżącej analizie przez autora pracy i na jej podstawie podejmowana jest decyzja o terminie przeprowadzenia kolejnej serii odczytów. Ponieważ jednak koszty całego systemu monitoringu oraz koszty poszczególnych odczytów pokrywane są z prywatnych środków w chwili obecnej nie przewiduje się publikacji szczegółowych wyników pomiarów.



Rys. 5. Krzywe izochroniczne obciążenie – osiadanie w georuszcie

7. Podsumowanie

Przyczółek WA-427 wykonano zgodnie z pierwotnym projektem w technologii gruntu zbrojonego jednokierunkowymi georusztami z PEHD pracującymi w funkcji zbrojeniowej. Obawy o nadmierne odkształcenie w wyniku obciążenia bloku z gruntu zbrojonego okazały się nieuzasadnione. System monitoringu zbrojenia nie wykazuje odkształceń w georusztach w zakresie większym niż dopuszczalne. Wyniki obserwacji w dłuższym czasie powinny pozwolić jednoznacznie potwierdzić skuteczność i przydatność technologii zbrojenia gruntu georusztami, powszechnie stosowanych na świecie, również w warunkach obiektów realizowanych na terytorium Polski. Niestandardowe rozwiązania konstrukcyjne zastosowane na obiekcie WA427 dodatkowo realizowanym w skomplikowanych warunkach geotechnicznych mogą, dzięki wynikom monitoringu, być z czasem uznane za rozwiązania zupełnie typowe. Aktualne pomiary nie wskazują aby powyższa teza mogła być podważona, co pozwala patrzeć

z optymizmem na rozwój technologii zbrojenia gruntu georusztami z PEHD w niedalekiej przyszłości.

Literatura

- Bartoszek Z. (2011). Sprawozdanie z montażu system pomiaru przemieszczeń poziomych gruntu muru oporowego oraz wydłużeń georusztów zbrojących przyczółek wiaduktu autostradowego WA-427 w ciągu autostrady A1, km 487 + 539,09. *Geostat*, Jarosław.
- Kaczmarek T., Jaremków A., Lubieniecka I., Łusiak D., Raczkowski R., Strońska A., Sygit M., Wójcik T. (2011). Wybrane obiekty mostowe autostrady A1 odcinka Pyrzowice – Piekary. Projekt i realizacja. W: *materiały Seminarium VII Wrocławskie Dni Mostowe*, 475-482.
- Kawalec J., Gryczmański M. (2009). Zastosowania georusztów w materacach oraz w konstrukcjach oporowych. W: *Materiałach XXIV Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła, 83-113.
- Projekt Wykonawczy (2008). Projekt wykonawczy Autostrady A-1 Pyrzowice (bez węzła) – Piekary Śląskie km 475+909 do 490+427. *Complex-Projekt Sp. z o.o.*, Katowice.

- Sawicki A. (2000). Mechanics of reinforced soil. *Balkema*, Rotterdam.
- Tensar International (2003). Guidelines for the Design of Reinforced Soil Walls, Bridge Abutments, Slopes and Embankments. Issue 2. *Tensar International*.
- Vidal H. (1969). La terre armée. *Materiaux*, No. 38, 1101-1156.

MONITORING OF REINFORCED SOIL BRIDGE ABUTMENT FOUNDED OVER GROUND WITH COMPLICATED SOIL CONDITION

Abstract: Paper discusses behavior of geosynthetic reinforcement in earth reinforced structures based on constructed motorway bridge abutment. An example of abutment founded over ground with complicated soil condition is given as a project which non conventional design. Discussion on technical solution effects in monitoring system of deformations of reinforcing geogrids executed during construction works on the structure. Results taken from monitoring will help to better understand details of reinforcing mechanism within real structure.

WYBRANE ZWIĄZKI KORELACYJNE PARAMETRÓW ZAGĘSZCZENIA OKREŚLONE METODAMI VSS I LFG

Maciej Kordian KUMOR*, Joanna FARMAS, Łukasz Aleksander KUMOR

Katedra Geotechniki, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy ul. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

Streszczenie: Geotechniczna ocena poprawności wykonania korpusu drogowego obejmuje szereg zagadnień, wśród których istotne są dobór i kontrola jakości wykonywanych robót ziemnych. Artykuł przedstawia wyniki badań *in situ* nad określeniem zależności korelacyjnych pomiędzy parametrami oznaczonymi za pomocą badań płytą sztywną VSS – E_1 i E_2 , a uzyskanymi z badania lekką płytą dynamiczną LFG. Badania wskazują, iż określenie związków korelacyjnych pomiędzy parametrami charakteryzującymi uziarnienie (C_C , C_U , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}), a parametrami odkształceniowymi uzyskanymi podczas sprawdzania jakości zagęszczenia piasku średniego równoziarnistego wbudowanego w nasyp (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) jest aktualnie trudne praktycznie lub fizycznie złożone.

Słowa kluczowe: zagęszczanie nasypów, dynamiczny moduł odkształcenia, statyczny moduł odkształcenia, wskaźniki zagęszczenia.

1. Wprowadzenie

Geotechniczna ocena poprawności wykonania korpusu drogowego obejmuje szereg zagadnień, wśród których szczególnie istotne są zarówno dobór stosowanego materiału, jak i kontrola jakości wykonywanych robót ziemnych. Dotyczy to szczególnie jednoznaczności i pewności oceny stanu zagęszczenia kolejnych warstw gruntu w nasypie budowlanym. Jak wiadomo, materiał gruntowy używany do formowania nasypu powinien charakteryzować się odpowiednim składem granulometrycznym i mineralnym, gwarantującym uzyskanie wymaganych właściwości mechanicznych konstrukcji ziemnej oraz racjonalnie uzasadnione zagęszczenia. Korpus nasypu drogowego powinien uzyskać wartości liczbowe parametrów geotechnicznych zapewniające zaprojektowaną nośność, odkształcalność, trwałość i bezpieczeństwo konstrukcji (PN-S-02205:1998 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*).

Zgodnie z zaleceniami normy PN-S-02205:1998, podstawowymi parametrami gruntów, umożliwiającymi poprawny dobór i ocenę przydatności materiału są: wskaźnik jednorodności uziarnienia C_U oraz wskaźnik krzywizny C_C . Ocenę jakości zagęszczenia dokonuje się zwykle na podstawie wartości umownych parametrów, to jest wskaźnika zagęszczenia I_S lub stopnia zagęszczenia I_D . Alternatywnie można oceniać zagęszczenie gruntów w nasypie na podstawie wartości wskaźnika odkształcenia I_0 , który jest zdefiniowany jako stosunek modułów:

odkształcenia wtórnego E_2 do pierwotnego E_1 , otrzymanych podczas badania płytą sztywną VSS (PN-S-02205:1998). Badanie statyczne płytą VSS jest stosunkowo czasochłonne i kłopotliwe w praktycznych warunkach utrzymania tempa robót ziemnych. Ponieważ ze względów realizacyjnych, dąży się do skrócenia czasu oczekiwania na wynik badania zagęszczenia, istnieje potrzeba opracowania „szybkiej” metody uzyskania wyniku, najlepiej już w trakcie sprawdzających badań kontrolnych. Wyniki pozyskane w wyniku zastosowania szybkiej metody w sposób jednoznacznie wiarygodny i prosty powinny określać jakość zagęszczenia warstwy gruntu w sukcesywnie zagęszczanym nasypie, na przykład na podstawie zależności korelacyjnych.

W celu określenia możliwych związków fizycznych pomiędzy stosowanymi metodami kontroli w zależności od stanu zagęszczania nasypu, wykonano serie badań polowych na poligonie w trakcie realizacji korpusu drogowego nowo budowanej ulicy (rys. 1).

W trakcie badań przeprowadzono szczegółowe analizy geotechniczne identyfikujące cechy fizyczne i mechaniczne gruntów niespoistych zastosowanych do wbudowania w konstrukcję nasypu. Wyniki badań polowych i laboratoryjnych poddano analizie matematycznej. Poszukiwano użytecznej praktycznie, możliwie prostej formuły w postaci liniowej zależności funkcyjnej, na potrzeby szybkiej oceny zagęszczenia wbudowywanego materiału gruntowego.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: mkkumor@utp.edu.pl



Rys. 1. Widok badanych warstw nasypu korpusu drogowego

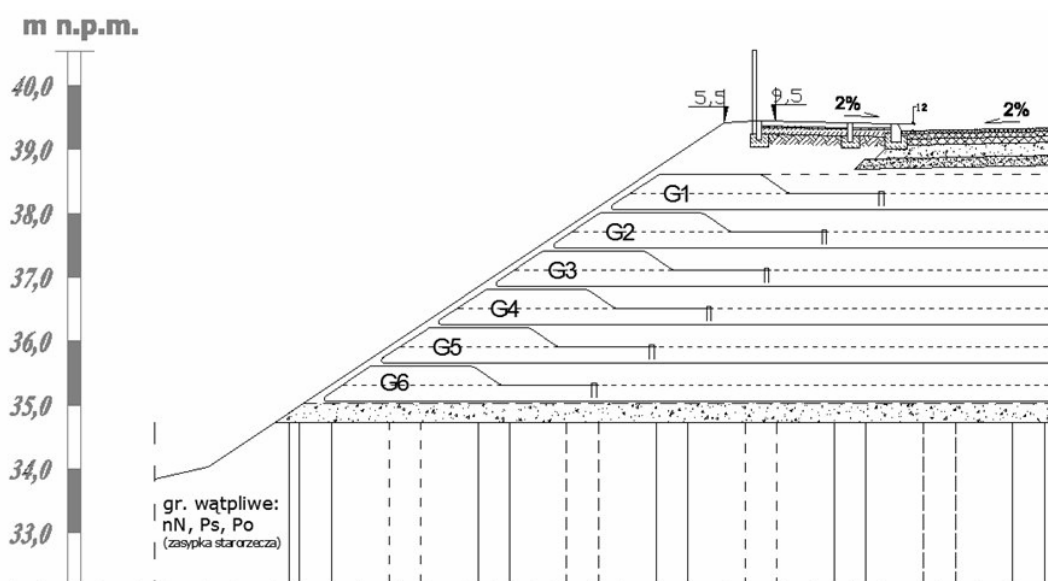
Oczekiwaniem badawczym, najbardziej przydatnym z praktycznego punktu widzenia, byłoby ustalenie zależności korelacyjnej pomiędzy modułem odkształcenia badanym płytą statyczną VSS i dynamicznym modułem odkształcenia określonym przy pomocy płyty dynamicznej LFG. Ponadto, poszukiwano innych związków formalnych pomiędzy zbadanymi parametrami geotechnicznymi gruntu. Analizę odniesiono do wymaganych projektem parametrów stanu zagęszczenia warstw konstrukcji nasypu budowlanego korpusu drogowego, na poziomie istotności statystycznej $\alpha = 0,05$.

Niniejszy artykuł przedstawia wyniki badań *in situ* nad określeniem zależności korelacyjnych pomiędzy parametrami kontrolowanymi metodą statyczną i dynamiczną, to jest – wartościami modułów odkształcenia określonymi przy pomocy badań płytą

statyczną VSS – E_1 i E_2 , a wartościami modułu dynamicznego E_{vd} uzyskanymi z badania lekką płytą dynamiczną LFG oraz poszukiwanie związków z innymi parametrami opisującymi stan ośrodka gruntowego.

2. Charakterystyka obiektu doświadczalnego

Teren poligonu badawczego stanowił nowo realizowany nasyp obejmujący ponad 700 metrowy odcinek drogi miejskiej. Nasyp korpusu drogowego zaprojektowano jako konstrukcję zbrojoną na długości około 180 m. Odcinek badawczy składał się z 6 warstw (od G1 do G6) wzmocnionych siatką geosyntetyczną oraz warstw wyrównujących (rys. 2). Przed formowaniem nasypu wzmocniono podłoże korpusu drogowego ze względu



Rys. 2. Konstrukcja nasypu zbrojonego geosyntetykami badanych warstw korpusu drogowego

na występowanie miększych, nieregularnych warstw namulów gliniastych (Nmg) i piaszczystych (Nmp), torfów (Tp) oraz węgla brunatnego (Cb), zalegających w dolinie rzecznej. Mięszczość nieskonsolidowanych organicznych gruntów w strefie przypowierzchniowej starorzecza wynosiła od 2,0 m do co najmniej 4,0 m. Warstwa słabonośna oraz strefa węgla brunatnych, gruntów organicznych i miękkoplastycznych pyłów sięgały do głębokości 11 m poniżej podstawy projektowanego korpusu drogowego (rys. 3).



Rys. 3. Warstwy węgla brunatnego oraz namulów i osadów organicznych pod badanym nasypem drogowym

Geomaterace posadowione zostały na warstwie stanowiącej platformę roboczą, zbudowanej z tłucznia melafirowego frakcji 16-32 mm, o mięszczości od 0,2 m do 0,5 m. Platforma robocza założona została na stropie podłoża wzmocnionego kolumnami betonowymi CMC. Zabiegi te miały na celu zapewnienie między innymi prawidłowego posadowienia korpusu oraz stworzenie dobrej drogi filtracji przez podstawę korpusu, w warunkach wysokich stanów wód w okresie sezonowych podtopień i stanów powodziowych (Kumor i in., 2008).

W projekcie nasypu drogowego (Kumor i in., 2008), określono szczegółowe specyfikacje i wytyczne odnośnie do wymaganych wartości liczbowych parametrów zagęszczenia poszczególnych warstw gruntu korpusu drogi zbrojonego geosyntetykami. W analizowanym nasypie wartości parametrów geotechnicznych wynosiły:

- platforma robocza o grubości 30 cm, na podłożu korpusu drogowego wzmocnionym kolumnami CMC – wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_S > 0,98$;
- warstwy konstrukcyjne korpusu drogowego (G1-G6) formowane kolejno i zagęszczane, wymagany wskaźnik zagęszczenia $I_S > 1,00$;
- przykrycie geomateraca – dwie warstwy po 25 cm, zagęszczane wibracyjnie – wskaźnik zagęszczenia $I_S > 1,03$.

W celu kontroli jakości zagęszczenia poszczególnych warstw gruntów, w projekcie określono minimalne wartości modułów odkształcenia, które stanowiły warunki progowe dla oceny badania poprawności zagęszczenia płytą sztywną VSS. Parametry progowe uznane za spełniające wymogi projektowe objęte kontrolą jakości to: moduł pierwotny odkształcenia podłoża o wartości $E_1 \geq 60,0$ MPa, moduł wtórny $E_2 \geq 120,0$ MPa oraz wskaźnik odkształcenia $I_0 \leq 3,0$ (Kumor i in., 2008).

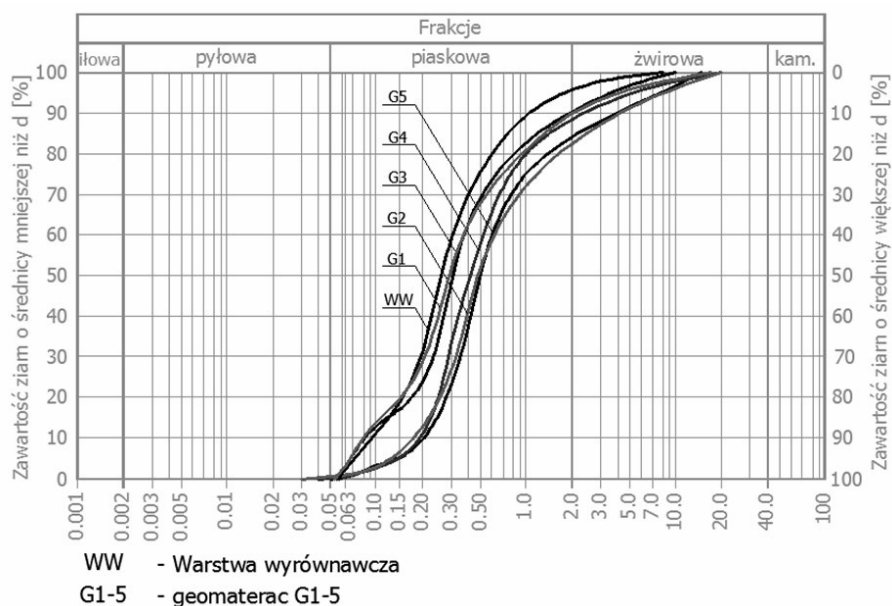
3. Kontrola jakości zagęszczenia gruntu w nasypie

3.1. Charakterystyka zastosowanego materiału

Materiał gruntowy zastosowany do wykonania nasypów charakteryzował się:

- właściwym uziarnieniem (rys. 4) umożliwiającym poprawne zagęszczenie i uzyskanie wymaganych właściwości mechanicznych nasypu, przy czym szczególne znaczenie w doborze materiału miały wytrzymałość, odkształcalność, mrozoodporność, wysadzinowość;
- odpowiednią wodoprzepuszczalnością, uniemożliwiającą podpiętrzanie się wody gruntowej w warstwach poza korpusem lub w korpusie konstrukcji;
- brakiem zanieczyszczeń chemicznych i związków rozpuszczalnych w wodzie, mających szkodliwy wpływ na długotrwałą wytrzymałość i odkształcalność zbrojenia syntetycznego (Wysokiński i Kotlicki, 2007).

Uziarnienie gruntu jest podstawową cechą fizyczną decydującą o warunkach jego zagęszczenia oraz o uzyskiwanych właściwościach mechanicznych i hydraulicznych nasypu (Wysokiński i Kotlicki, 2007). Jak wiadomo, podczas zagęszczenia gruntów niespoistych następuje przemieszczanie się i ściślejsze upakowanie ziaren gruntu względem siebie wskutek zewnętrznych wymuszeń. Proces ten zachodzi pod wpływem dostarczonej energii zewnętrznej oraz z powodu kruszenia się ziaren. Powoduje to zawsze zmniejszenie porowatości do wartości krytycznej charakteryzującej fazę zagęszczenia. W przypadku osiągnięcia w masywie maksymalnego upakowania cząstek i ziaren gruntu, dalsze zagęszczanie przynosi zwykle niekorzystne efekty (faza rozluźnienia). Prowadzi to do *quasi* cyklicznego rozgęszczania masywu, typowego dla fazy rozluźnienia. Oczekiwany końcowym efektem zagęszczania nasypu jest uzyskanie gęstości objętościowej szkieletu



Rys. 4. Przykładowe krzywe granulometryczne gruntów badanego nasypu budowlanego

gruntowego przy stałej wilgotności optymalnej (Pisarczyk, 1993b) i nieprzekroczenie stanu równowagi dla maksymalnie zagęszczonego materiału w fazie zagęszczenia, przy minimalnej liczbie przejazdów maszyny zagęszczającej.

W związku z fazowością procesu wykonano podstawowe analizy obejmujące różne wyjściowe grunty (sześć rodzajów gruntów), to jest oznaczenie składu granulometrycznego oraz wilgotności optymalnej badanej standardową metodą Proctora (Pisarczyk, 1993a). Badania powtarzano w trakcie realizacji nasypu dla próbek

kontrolnych pobranych z każdej nowo wbudowywanej warstwy. Grunt pobierano z różnych, rozproszonych punktów warstwy tak, aby próbę można było uznać za reprezentatywną. Badaniu poddano warstwy nasypu zawarte we wszystkich 5 geomateracach (G1-G5) oraz warstwę wyrównującą.

Na podstawie analizy granulometrycznej sporządzono krzywe uziarnienia dla każdej badanej warstwy (rys. 2 i 4) oraz wyznaczono wartości średnic zastępczych i wskaźnika jednorodności uziarnienia C_U oraz wskaźnika krzywizny C_C . Wyniki badań przedstawiono w tabeli 1.

Tab. 1. Wyniki (wartości średnie) geotechnicznych badań gruntów poszczególnych warstw korpusu drogowego

Warstwa nasypu	ρ_{ds}	$V(\rho_{ds})^*$	w_{opt}	$V(w_{opt})^*$	C_C	$V(C_C)^*$	C_U	$V(C_U)^*$
	(Mg/m ³)	(%)	(%)	(%)	(1)	(%)	(1)	(%)
G5	2,059	1,82	9,83	12,74	0,942	2,10	2,815	4,27
G4	2,036	2,85	9,79	3,20	1,031	49,00	3,432	30,83
G3	1,956	0,32	10,27	1,04	1,766	10,37	4,685	1,96
G2	2,019	0,53	9,61	2,71	1,563	34,23	4,660	26,43
G1	1,979	0,44	9,63	4,31	1,042	55,60	4,990	6,80
WW	1,968	0,67	9,88	6,38	1,322	3,00	3,595	6,10
Warstwa nasypu	D_{10}	$V(D_{10})^*$	D_{20}	$V(D_{20})^*$	D_{30}	$V(D_{30})^*$	D_{60}	$V(D_{60})^*$
	mm	(%)	mm	(%)	mm	(%)	mm	(%)
G5	0,215	3,29	0,28	0,00	0,35	0,00	0,605	1,17
G4	0,160	39,73	0,237	28,10	0,290	32,49	0,555	58,58
G3	0,080	0,00	0,170	8,32	0,230	6,15	0,375	1,89
G2	0,117	42,76	0,230	15,97	0,293	14,42	0,517	28,48
G1	0,150	66,00	0,220	38,57	0,305	44,05	0,765	71,17
WW	0,085	8,32	0,145	14,63	0,185	3,82	0,305	2,32

V* – współczynnik zmienności

3.2. Badania modułów płytą VSS i lekką płytą dynamiczną LFG

Korpus drogowy wznoszono sukcesywnie formując kolejne warstwy nasypu, zagęszczając je walcami wibracyjnymi. W trakcie zagęszczania warstwy wykonywano, po każdym przejeździe walca, kontrolne badania sprawdzające płytą dynamiczną. Jako badanie kontrolne porównawczo wykonano badania lekką płytą dynamiczną LFG oraz pobrano próbki typu A1 (NNS), w celu oznaczenia wskaźnika zagęszczenia. Odbiór końcowy warstwy odbywał się na podstawie pozytywnych wyników badań uzyskanych płytą statyczną VSS.

Badanie stopnia zagęszczenia warstw metodą sondowania dynamicznego DPL, nie było możliwe ze względu na zbrojenie korpusu geosyntetykami. W przypadku, gdy stwierdzono niedostateczne zagęszczenie gruntu, dogęszczano warstwę i ponownie kontrolowano stan zagęszczenia.

Badanie statyczną płytą VSS polega na pomiarze odkształceń pionowych (osiadań) warstwy podłoża pod wpływem nacisku statycznego wywieranego za pomocą

stalowej okrągłej płyty (rys. 5) o średnicy $D = 300$ mm (PN-S-02205:1998). Badanie płytą sztywną obciążoną statycznie służy do określenia pierwotnego modułu odkształcenia podłoża E_1 oznaczonego w pierwszym obciążeniu warstwy oraz wtórnego modułu odkształcenia podłoża E_2 wyznaczonego analogicznie w powtórnym obciążeniu warstwy.

Moduł odkształcenia jest iloczynem stosunku przyrostu obciążenia jednostkowego do przyrostu odkształcenia badanej warstwy podłoża w ustalonym zakresie obciążeń jednostkowych, pomnożonym przez 0,75 średnicy płyty obciążającej, co wyraża następujący wzór (PN-S-02205:1998):

$$E = \frac{3 \cdot \Delta p}{4 \cdot \Delta s} \cdot D \quad [\text{N/m}^2] \quad (1)$$

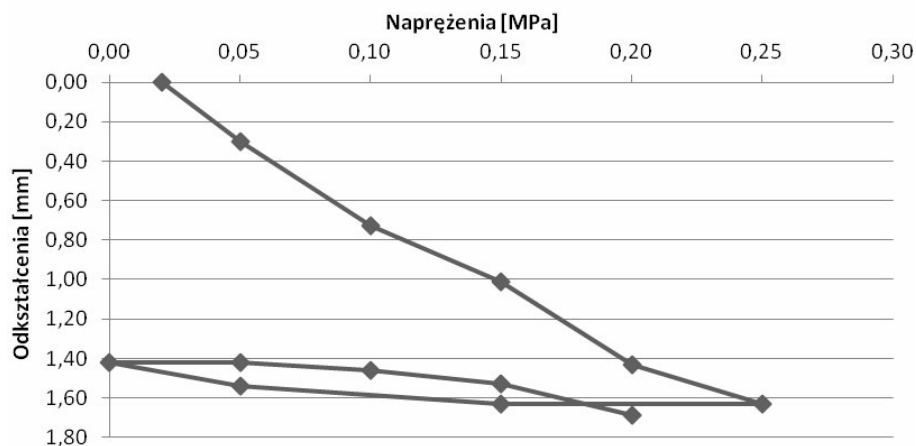
gdzie: Δp jest różnicą nacisków w N/m^2 , Δs jest przyrostem osiadań odpowiadającym różnicy nacisków w m, a D jest średnica płyty w m.

Przykładowy wynik badania płytą VSS przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 5. Badania modułów odkształcenia podłoża płytą VSS

Wykres zależności odkształceń od zadanych obciążeń gruntu



Rys. 6. Przykładowy wykres zależności odkształceń od zadanych obciążeń gruntu – badanie VSS warstwy G1

Lekka płyta dynamiczna LFG (rys. 7) przeznaczona jest do wyznaczenia dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} warstwy podłoża gruntowego w budownictwie drogowym (Pisarczyk, 1993a; Sulewska, 2009).



Rys. 7. Widok ogólny lekkiej płyty dynamicznej LFG

Dynamiczny moduł odkształcenia podłoża jest obliczany (Pisarczyk, 1993a) według wzoru:

$$E_{vd} = \frac{1,5 \cdot r \cdot \sigma}{s} \quad [\text{N/m}^2] \quad (2)$$

gdzie: r jest promieniem płyty naciskowej w m, σ jest naprężeniem w podłożu w N/m^2 , a s jest amplitudą odkształcenia podłoża pod płytą w mm (wartość średnia z trzech pomiarów badawczych następujących po trzech pomiarach wstępnych).

Zestawienie wyników końcowych badań zagęszczenia płytą dynamiczną LFG oraz płytą VSS dla poszczególnych testowanych warstw przedstawiono w tablicy 2.

Jak wiadomo, praktyczne badanie płytą statyczną VSS wymaga każdorazowo montażu urządzenia pomiarowego w nowym miejscu. W warunkach placu budowy jest więc badaniem czasochłonnym i kłopotliwym. Należy zapewnić odpowiednią przeciwwagę, przez co niewykonalne są badania w wykopach. Znaczącym utrudnieniem w postępie prac jest konieczność zatrzymania procesu zagęszczania odcinka na czas pomiaru. W celu otrzymania wartości modułów pierwotnego i wtórnego oraz wskaźnika odkształcenia należy po zakończeniu badania przeprowadzić obliczenia. Istnieje wysokie ryzyko popełnienia w warunkach rzeczywistych szeregu błędów podczas badania, takich jak: błąd odczytu z czujników zegarowych, czy błędy obliczeń,

Tab. 2. Wyniki badań (uśrednione) parametrów zagęszczenia badanych warstw nasypu

Wyniki badań płytą VSS		Wyniki badań płytą dynamiczną LFG	
Warstwa VI (dół platformy)			
$E_1 = 27,11 \text{ MPa}$ $E_2 = 150,00 \text{ MPa}$ $I_0 = 5,53$		$E_{vd} = 41,44 \text{ MPa}$	
Warstwa V			
$E_1 = 37,50 \text{ MPa}$ $E_2 = 150,00 \text{ MPa}$ $I_0 = 4,00$		$E_{vd} = 43,10 \text{ MPa}$	
Warstwa IV			
$E_1 = 42,45 \text{ MPa}$ $E_2 = 187,50 \text{ MPa}$ $I_0 = 4,42$		$E_{vd} = 51,61 \text{ MPa}$	
Warstwa III			
$E_1 = 33,09 \text{ MPa}$ $E_2 = 118,42 \text{ MPa}$ $I_0 = 3,58$	$E_1 = 25,86 \text{ MPa}$ $E_2 = 132,35 \text{ MPa}$ $I_0 = 5,12$	$E_{vd} = 53,32 \text{ MPa}$	
Warstwa II			
$E_1 = 40,91 \text{ MPa}$ $E_2 = 150,00 \text{ MPa}$ $I_0 = 3,67$		$E_{vd} = 51,84 \text{ MPa}$	
Warstwa I			
$E_1 = 30,81 \text{ MPa}$ $E_2 = 150,00 \text{ MPa}$ $I_0 = 4,87$	$E_1 = 31,69 \text{ MPa}$ $E_2 = 204,55 \text{ MPa}$ $I_0 = 6,45$	$E_{vd} = 61,48 \text{ MPa}$	
Warstwa wyrównawcza			
$E_1 = 40,91 \text{ MPa}$ $E_2 = 140,63 \text{ MPa}$ $I_0 = 3,44$	$E_1 = 33,58 \text{ MPa}$ $E_2 = 204,55 \text{ MPa}$ $I_0 = 6,09$	$E_{vd} = 60,98 \text{ MPa}$	

odczytu i zapisu wyników ciśnienia. Wymienione utrudnienia skłaniają nadzór budowlany w kierunku mniej uciążliwego oznaczania jakości zagęszczenia gruntów między innymi z wykorzystaniem płyty dynamicznej.

Badanie płytą LFG jest badaniem względnie szybkim w odniesieniu do badania VSS. Wyniki otrzymuje się bezpośrednio po pomiarze płytą LFG i można je zapisać wygodnie w rejestratorze współpracującym z płytą. Rezultaty badań można zatem analizować na placu budowy, a automatyczny zapis eliminuje ryzyko popełnienia błędów systematycznych i przypadkowych odczytów. Ponadto badanie można wykonać w niemal każdych warunkach, na przykład w wąskich i głębokich wykopach, gdzie ustawienie pojazdu umożliwiającego obciążenie płyty VSS byłoby niewykonalne.

W powszechnie dostępnej literaturze brakuje szerszych danych prezentujących możliwe korelacje dla różnych rodzajów gruntu i analizy sposobu porównywalnej kontroli jakości zagęszczenia gruntu w nasypie na podstawie badań lekką płytą dynamiczną i płytą statyczną oraz innymi metodami, które umożliwiłyby szybkie określanie stanu zagęszczenia.

W związku z istniejącą potrzebą podjęto próbę opracowania korelacji w warunkach rzeczywistej realizacji sześciowarstwowego typowego nasypu pod konstrukcję nawierzchni. Na podstawie otrzymanych wyników badań wykonano analizę statystyczną parametrów zagęszczenia otrzymanych lekką płytą dynamiczną i płytą statyczną.

3.3. Analiza statystyczna

W analizie uwzględniono łączne wyniki badań parametrów zagęszczenia 7 warstw nasypu, które określono w punktach pomiarowych oddalonych od siebie o około 1,0 m. Najpierw wykonywano badanie płytą LFG, następnie badanie płytą VSS. Dla każdej badanej warstwy nasypu wykonano po 3-5 badań VSS i po 15-20 badań LFG. Łącznie dysponowano wystarczającą z punktu widzenia statystycznego licznoscia populacji charakteryzującą zagęszczenie, w tym dla płyty LFG 100 wyników i 25 wyników VSS. Wyniki poddano analizie matematycznej, szukając związków korelacyjnych pomiędzy parametrami odkształceniowymi uzyskanymi metodą VSS a modulem dynamicznym z badania płytą dynamiczną LFG i parametrami charakteryzującymi cechy fizyczne (uziarnienie).

Wynikiem analizy statystycznej było uzyskanie informacji o funkcjach odpowiedzi, które można zapisać ogólnie następującymi wyrażeniami:

- Grupa 1 – zależności pomiędzy cechami fizycznymi a parametrami odkształceniowymi w nasypie:

$$E_{vd} = E_{vd}(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (3)$$

$$E_1 = E_1(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (4)$$

$$E_2 = E_2(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (5)$$

$$I_0 = I_0(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (6)$$

$$I_S = I_S(w_{opt}, \rho_{ds}, C_u, C_c, D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}) \quad (7)$$

- Grupa 2 – zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia badanymi metodą VSS a modulem dynamicznym otrzymanym z badań płytą dynamiczną LFG:

$$E_{vd} = E_{vd}(E_1, E_2, I_0, I_S) \quad (8)$$

$$E_1 = E_1(E_2, I_0, E_{vd}, I_S) \quad (9)$$

$$E_2 = E_2(E_1, I_0, E_{vd}, I_S) \quad (10)$$

$$I_0 = I_0(E_1, E_2, E_{vd}, I_S) \quad (11)$$

gdzie: w_{opt} jest wilgotnością optymalną w %, ρ_{ds} jest maksymalną gęstością objętościową szkieletu gruntowego w Mg/m^3 , C_u jest wskaźnikiem różnoziarnistości gruntu, C_c jest wskaźnikiem krzywizny uziarnienia, E_{vd} jest dynamicznym modulem odkształcenia w MPa, E_1 jest pierwotnym modulem odkształcenia w MPa, E_2 jest wtórnym modulem odkształcenia w MPa, I_0 jest wskaźnikiem odkształcenia, natomiast $D_{10}, D_{20}, D_{30}, D_{60}$ są średnicami zastępczymi w mm.

Kolejnym krokiem było określenie, czy pomiędzy rozważanymi zmiennymi istnieje istotna, w sensie statystycznym, zależność korelacyjna. Analizowano wykresy rozrzutu. W prostokątnym układzie współrzędnych na osi odciętych zaznaczono wartości zmiennej niezależnej (zmiennej objaśniającej), a na osi rzędnych wartości zmiennej zależnej (zmiennej objaśnianej).

Pomiędzy badanymi zmiennymi poszukiwano w pierwszym przybliżeniu zależności liniowej jako najbardziej użytecznej w postaci funkcji:

$$y = a + bx \quad (12)$$

gdzie: y jest zmienną zależną, a x jest zmienna niezależną.

Zależność uznawano za znaczącą w sensie statystycznym, gdy współczynnik korelacji przyjął wartość $r_{yx} \geq 0,7$ (Bobrowski, 1980).

Otrzymane postaci funkcji rozrzutu oraz wartość współczynnika korelacji dla badanych funkcji w Grupie 1 przedstawiono w tabeli 3, natomiast w Grupie 2 – w tabeli 4.

Tab. 3. Parametry charakteryzujące zależności pomiędzy cechami fizycznymi a parametrami odkształceniowymi z Grupy 1

Lp.	Badana zależność	Postać funkcji liniowej	Współczynnik korelacji r_{yx}	Uwagi
1.	$E_{vd} = f(\rho_{ds})$	$E_{vd} = 267,288 - 108,295(\rho_{ds})$	-0,5512	
2.	$E_{vd} = f(D_{20})$	$E_{vd} = 64,80 - 66,830(D_{20})$	-0,5060	$r_{yx} < 0,7$
3.	$E_1 = f(\rho_{ds})$	$E_1 = -130,895 + 83,541(\rho_{ds})$	0,5808	Warunek niespełniony
4.	$E_1 = f(C_u)$	$E_1 = 49,943 - 3,263(C_u)$	-0,5126	

Tab. 4. Parametry charakteryzujące zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia badanymi metodą VSS a modulem dynamicznym otrzymanym płytą dynamiczną LFG z Grupy 2

Lp.	Badana zależność	Postać funkcji liniowej	Współczynnik korelacji r_{yx}	Uwagi
1.	$E_1 = f(I_0)$	$E_1 = 50,889 - 3,126(I_0)$	-0,5427	
2.	$E_1 = f(I_S)$	$E_1 = 246,731 - 220,169(I_S)$	-0,6998	
3.	$E_2 = f(I_0)$	$E_2 = 73,978 + 19,884(I_0)$	0,6657	
4.	$E_2 = f(I_S)$	$E_2 = -372,858 + 562,978(I_S)$	0,6465	$r_{yx} < 0,7$
5.	$I_0 = f(E_{vd})$	$I_0 = 1,652 + 0,057(E_{vd})$	0,6201	Warunek niespełniony
6.	$I_0 = f(E_1)$	$I_0 = 7,995 - 0,094(E_1)$	-0,5427	
7.	$I_0 = f(E_2)$	$I_0 = 0,978 + 0,022(E_2)$	0,6657	
8.	$I_0 = f(I_S)$	$I_0 = -39,519 + 46,184(I_S)$	0,6039	

Z przeprowadzonej analizy statystycznej rezultatów badań zagęszczenia nasypu budowlanego wykonanego z równoziarnistych piasków średnich ($C_U = 2,8$ do $4,9$) otrzymano zależności pomiędzy badanymi parametrami o słabej korelacji lub dla części związków nie uzyskano spodziewanej zależności. Wyniki analizy statystycznej wskazują, że poszukiwane związki przydatne w praktyce, nie zostały potwierdzone wynikami z badań na rzeczywistym obiekcie.

Nawet oczywiste zależności między modułami odkształcenia pierwotnym i wtórnym a wskaźnikiem odkształcenia mają współczynniki korelacji $r_{yx} < 0,7$. Wartość współczynnika r_{yx} otrzymana dla I_0 w funkcji wskaźnika zagęszczenia I_S , która wynosi $0,6039$, nie jest wartością, jaką można uznać za znaczącą. Zwłaszcza, że wartość wskaźnika zagęszczenia otrzymano na podstawie badania gęstości objętościowej na próbkach NNS pobranych cylindrem, które to badanie może być obciążone szeregiem niepewności pomiarowych.

Spośród sporządzonych wykresów rozrzutu szczególną uwagę zwrócono na poszukiwaną zależność w Grupie 2 – pomiędzy modulem odkształcenia badanym metodą VSS a dynamicznym modulem odkształcenia otrzymanym płytą dynamiczną LFG. Współczynnik korelacji osiągał w tym przypadku niską wartość $r_{yx} < 0,7$, co można uznać za zależność praktycznie nieistotną.

4. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wskazują, iż w warunkach budowy określenie związków korelacyjnych pomiędzy parametrami charakteryzującymi uziarnienie (C_C , C_U , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}), a parametrami odkształceniowymi uzyskanymi podczas sprawdzania stanu zagęszczenia piasku średniego równoziarnistego nasypu (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) jest trudne praktycznie. Ma to miejsce także w przypadku poszukiwania zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia otrzymanymi metodą VSS (E_1 , E_2 , I_0), a dynamicznym modulem odkształcenia E_{vd} z badania płytą dynamiczną LFG. W przypadku poszukiwania związków korelacyjnych pomiędzy parametrami

odkształceniowymi modułami statycznymi i dynamicznymi, dodatkowo należałoby uwzględnić zależność wyników od różnych warunków pomiaru oraz od rodzaju gruntu.

Wpływ na małą wartość współczynnika korelacji, w analizowanych przypadkach mają, zdaniem autorów, przede wszystkim niedokładności metody oznaczenia cech fizycznych. Szczególnie dotyczą one problemu oznaczania składu granulometrycznego metodą sitową i umownego wyznaczenia średnic efektywnych materiałów ziarnistych. Istotnym czynnikiem uzyskanych rozrzutów jest duża zmienność wymiarów ziaren szkieletu mineralnego gruntu w złożu naturalnym, związanym z genezą utworów.

W warunkach rzeczywistych nasyp budowlany formowany jest z przemieszanego materiału gruntowego o różnym, losowo zmiennym uziarnieniu. Wartości parametrów charakteryzujących skład granulometryczny analizowanego gruntu są zróżnicowane, a współczynnik zmienności określony dla tych parametrów bywa bardzo wysoki (tab. 1). Wartości odczytywane z krzywej uziarnienia są obciążone szeregiem addytywnych błędów, trudnych do wyeliminowania.

Szczególnie błędy związane z wykreśleniem krzywej granulometrycznej mają charakter subiektywny. Mają one znaczący wpływ na odczyt wartości parametrów D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60} , a w konsekwencji wpływają na rozrzut, dokładność i porównywalność wskaźników jednorodności C_U i krzywizny uziarnienia C_C (tab. 1). Należy zatem przyjąć w praktyce stosowanie tych parametrów jedynie do identyfikacji badanego materiału gruntowego i określenia jego jednorodności, a także do kontroli wbudowywanego materiału gruntowego w tym tylko zakresie.

Szacowaną wartość wskaźników C_C i C_U można traktować jako wielkości odniesienia i orientacyjne, klasyfikujące grunt w kategoriach jego zagęszczalności. Niemniej autorzy uważają, że należałoby potwierdzić uzyskane spostrzeżenia dalszymi badaniami kalibracyjnymi na szerokim zróżnicowanym materiale w warunkach laboratoryjnych i poligonowych. Potwierdzają te wnioski stwierdzone fakty podczas

ostatecznej kontroli i odbioru nasypu (Farmas i Wernitz, 2010; Kumor i in., 2008), gdzie uzyskano wymagane wartości parametrów zagęszczenia dla każdej z warstw, mimo, iż parametry C_U i C_C nie osiągały referencyjnych wartości liczbowych. Podobne wyniki uzyskano w praktyce dla niesortu wapiennego (Kumor, 2006).

Na tej podstawie można wysnuć wniosek, iż poszukiwanie niektórych zależności między parametrami charakteryzującymi skład granulometryczny gruntu, a parametrami charakteryzującymi jego zagęszczenie, jak wykazały analizy (funkcje od 3 do 11, tab. 3 i 4), należy uznać za nieistotne i dyskusyjne z punktu widzenia związków fizycznych.

Istotną w realiach budowy jest technologia zagęszczania mająca zasadniczy wpływ na otrzymane wartości liczbowe parametrów zagęszczenia, między innymi: liczba przejazdów maszyn zagęszczających, wilgotność gruntu, rodzaj i rozkład materiału gruntowego. Są to losowe zmienne trudne do zweryfikowania podczas bieżącej kontroli jakości materiału gruntowego, a także w czasie kontroli jakości zagęszczenia warstwy nasypu budowlanego.

W dalszych badaniach staje się potrzebne opracowanie nowych metod badawczych, które pozwoliłyby na sparametryzowanie wybranych zmiennych, ułatwiających uzyskanie potrzebnych w praktyce korelacji, na przykład: między modułami statycznymi według VSS a modułem dynamicznym otrzymanym z badania płytą dynamiczną LFG.

W świetle przeprowadzonych badań wstępnych na obiektach rzeczywistych (Farmas i Wernitz, 2010; Kumor, 2006; Kumor i in., 2008), powstało wiele wątpliwości natury merytorycznej (Meyer, 2012) związanych z brakiem wiarygodnego modelu fizycznego przy poszukiwaniu teoretycznego uzasadnienia szukanych związków.

Literatura

- Bobrowski D. (1980). Probablistyka w zastosowaniach technicznych. *Wydawnictwo Naukowo-Techniczne*, Warszawa.
- Farmas J., Wernitz K. (2010). Geotechniczna ocena budowy korpusu drogowego w ciągu ulicy. Praca magisterska pod kierunkiem M. K. Kumor, *UTP*, Bydgoszcz.
- Kumor Ł. A. (2006). Badanie zagęszczalności wybranych kruszyw dla potrzeb budowy poduszki kompensacyjnej fundamentu silosu. *Pracownia Inżynierjno-Geologiczna*, Bydgoszcz, materiał niepublikowany.
- Kumor M. K., Kumor Ł. A., Wierzycka E. (2008). Przebudowa ulicy wraz z mostem na rzece. *Pracownia Inżynierjno-Geologiczna*, Bydgoszcz.
- Meyer Z. (2012). Obliczenia inżynierskie osiadania fundamentów. *Zapól*, Szczecin.
- Pisarczyk S. (1993a). Badania laboratoryjne i polowe gruntów. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej*, Warszawa.
- Pisarczyk S. (1993b). Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badań. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej*, Warszawa.
- Sulewska M. J. (2009). Sztuczne sieci neuronowe w ocenie parametrów zagęszczenia gruntów niespoistych. *Studia z Zakresu Inżynierii*, nr 64, *IPPT PAN*, Warszawa-Białystok.
- Wysokiński L., Kotlicki W. (2007). Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. Nr 429/2007, *ITB*, Warszawa.

THE SELECTED CORRELATIONS OF COMPACTION PARAMETERS DETERMINED BY VSS AND LWD METHODS

Abstract: Geotechnical assessment of the correctness of the road embankment erection covers wide range of issues, among which selection and quality control of the earthworks are important. The paper presents the results of *in-situ* tests determining correlations between the parameters carried out by static plate VSS test – E_1 and E_2 , and Light Weight Defectometer LWD. Studies indicate that the determination of correlations between parameters characterising the particle size distribution (C_C , C_U , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}) and parameters obtained during controlling of the embankment compaction (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) is currently practically difficult or physically complex.

WPŁYW GEOSYNTETYKÓW NA DOBÓR METODY POMIARU ODKSZTAŁCENIA PODŁOŻA

Maciej MAŚLAKOWSKI^{*a}, Grzegorz BARTNIK^a, Sebastian KOWALCZYK^b

^aWydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

^bWydział Geologii, Uniwersytet Warszawski, ul. Żwirki i Wigury 93, 02-089 Warszawa

Streszczenie: Artykuł zawiera ocenę wpływu wzmocnienia podbudowy geosyntetykami na wynik pomiaru modułów odkształcenia na podstawie badań powszechnie stosowanymi metodami. Omówiono w nim najpopularniejsze aparaty służące do pomiaru modułów odkształcenia *in situ*, takie jak płyta dynamiczna z jednym lub trzema geofonami oraz płyta statyczna VSS. Zestawiono wyniki badań otrzymane na podłożu drogowym i tramwajowym. Wartości modułów wtórnych odkształcenia wyliczono z zależności korelacyjnych na podstawie wartości modułów dynamicznych uzyskanych z badań dynamicznych i porównano je do wartości modułów wtórnych uzyskanych z badań aparatem VSS. Na podstawie analizy otrzymanych wyników można stwierdzić, iż wbudowany geosyntetyk wpłynął na wartość uzyskanego dynamicznego modułu odkształcenia, obniżając jego wartość.

Słowa kluczowe: geosyntetyki, ściśliwość, metody in-situ, statyczne i dynamiczne moduły odkształcenia.

1. Wprowadzenie

Stosowanie w coraz szerszym zakresie geosyntetycznych materiałów wzmacniających podłoże i podbudowę konstrukcji drogowych czy torowych wymaga dostosowania i usprawnienia metod badawczych *in situ*, zapewniających nie tylko szybkość, ale i wysoką jakość pomiarów.

W budownictwie liniowym, gdzie oddziaływanie konstrukcji jest stosunkowo płytkie – rzędu 2-3 m p.p.t., główną cechą badaną bezpośrednio w terenie jest zagęszczenie gruntu przez określenie wskaźnika zagęszczenia I_s oraz wtórnego modułu odkształcenia E_2 . Alternatywnie, w przypadku gruntów, dla których określenie wskaźnika zagęszczenia jest trudne, zagęszczenie gruntu można oceniać na podstawie wskaźnika odkształcenia I_0 (PN-98/S-02205 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*). Stan zagęszczenia w terenie można określić powszechnie stosowanymi metodami poprzez:

- ocenę wartości stopnia zagęszczenia gruntu I_D metodą sondowania dynamicznego, opisaną w normie PN-B-04452:2002 *Geotechnika. Badania polowe* oraz wykorzystanie zależności korelacyjnej pomiędzy stopniem zagęszczenia i wskaźnikiem zagęszczenia podanej w pracy Pisarczyka (1975),
- ocenę wartości wskaźnika odkształcenia I_0 , obliczanego jako stosunek modułu odkształcenia

wtórnego E_2 do pierwotnego E_1 , otrzymywanych z bezpośrednich próbnych obciążeń statycznych aparatem VSS,

- ocenę modułu odkształcenia dynamicznego E_{vd} i wykorzystanie zależności między tym modułem a stanem zagęszczenia badanego gruntu określonym na podstawie wskaźnika zagęszczenia lub modułem odkształcenia wtórnego, przy zastosowaniu metody ugięciomierza udarowego (Tompai, 2008; Sulewska, 1999).

2. Metoda próbnych obciążeń statycznych

Metoda próbnych obciążeń statycznych służy do oznaczania modułów odkształcenia podłoża przez obciążenie płytą. Moduł odkształcenia jest to iloraz stosunku przyrostu obciążenia jednostkowego do przyrostu odkształcenia badanej warstwy podłoża w ustalonym zakresie obciążeń jednostkowych, pomnożony przez 0,75 średnicy płyty obciążającej.

Moduły odkształcenia E_1 lub E_2 wyznacza się ze wzoru ogólnego:

$$E = \frac{3\Delta p}{4\Delta s} D \quad (1)$$

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.maslakowski@il.pw.edu.pl

gdzie: Δp oznacza przyrost obciążeń jednostkowych w zakresie od 0,05 do 0,15 MPa, Δs jest przyrostem odkształcenia odpowiadającym przyrostowi obciążeń jednostkowych w mm, a D to średnica płyty naciskowej w mm.

Znając pierwotny i wtórny moduł odkształcenia można określić wskaźnik odkształcenia ze wzoru:

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1} \quad (2)$$

gdzie: E_1 jest pierwotnym modułem odkształcenia w MPa, a E_2 jest wtórnym modułem odkształcenia w MPa.

Badanie płytą statyczną VSS polega na pomiarze odkształceń pionowych (osiadań) badanej warstwy podłoża powstających pod wpływem nacisku statycznego wywieranego za pomocą stalowej okrągłej płyty o średnicy $D = 300$ mm. Nacisk na płytę wywierany jest za pośrednictwem dźwignika hydraulicznego. Dźwignik oparty jest o przeciwwagę (rys. 1), której masa powinna być większa od wywieranej siły (PN-98/S-02205).

Główne oprzyrządowanie to:

- płyta stalowa o średnicy 300 mm z prętami do zainstalowania uchwytów czujników zegarowych,
- czujnik zegarowy,
- dźwignik hydrauliczny o średnicy tłoka 50 mm,
- pompa olejowa z manometrem o skali z podziałką elementarną 0,05 MPa.

3. Metoda dynamicznych obciążeń

Metoda dynamicznych obciążeń służy do badania dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} i określenia nośności niezwiązanych warstw nośnych jako alternatywa lub uzupełnienie badania aparatem VSS i jest opisana w niemieckiej instrukcji TP BF – StB Teil B 8.3 (2003). Szczególnymi zaletami tego badania jest to, że w przeciwieństwie do aparatu VSS nie wymaga ona zastosowania samochodu ciężarowego jako przeciwwagi (rys. 2), a pomiar przeprowadza się w bardzo krótkim czasie.



Rys. 1. Płyta VSS w trakcie badań



Rys. 2. Płyt ZFG-02 w trakcie badań

Metodyka badań wykorzystuje zjawisko sprężystych odkształceń podłoża gruntowego, następujących pod wpływem przyłożonego dynamicznego naprężenia ($\sigma = 0,1 \text{ MPa}$). Pod wpływem uderzenia bijaka, poprzez amortyzator talerzowy i płytę naciskową, energia uderu przekazywana jest ośrodkowi gruntowemu powodując osiadanie płyty. Układ elektroniczny rejestruje amplitudę przemieszczenia płyty s i pozwala na analityczne obliczenie dynamicznego modułu odkształcenia. Każda seria badań w danym punkcie pomiarowym składa się z sześciu kolejnych uderzeń. Sztywność podłoża gruntowego ocenia się na podstawie wartości średniej s z amplitud wyznaczonych w kolejnych próbach: czwartej, piątej i szóstej. Wskazywany przez aparaturę kontrolną moduł odkształcenia dynamicznego E_{vd} w MPa jest reprezentatywny dla badanego gruntu podłoża. Wartość tę otrzymuje się przy założeniu, że podłoże gruntowe stanowi izotropową półprzestrzeń sprężystą.

Dynamiczny moduł odkształcenia E_{vd} przy przyjęciu współczynnika Poissona $\nu = 0,5$ oraz przy założeniu równomiernego rozkładu naprężeń pod płytą obciążającą, oblicza się ze wzoru:

$$E_{vd} = \frac{1,5 \cdot r \cdot \sigma}{s} \quad (3)$$

gdzie: r jest promieniem płyty naciskowej w mm, σ jest to naprężeniem powstałym w podłożu pod płytą w kPa, a s jest wartością średnią z trzech pomiarów amplitudy odkształcenia w mm.

4. Metoda dynamicznych obciążeń z trzema geofonami

Jednym z urządzeń dysponującym możliwością wykorzystania trzech geofonów w trakcie badań jest lekki ugięciomierz dynamiczny PRIMA 100.

Metodyka badań podobna jest do metodyki badań płytą z jednym czujnikiem pomiarowym. Dużą zaletą tego urządzenia jest jego uniwersalność: możliwość doboru masy bijaka (10, 15, lub 20 kg), wysokości zrzutu w przedziale od 10 mm do 850 mm. Dodatkowo istnieje możliwość zastosowania jednej z trzech rodzajów płyt naciskowych różniących się średnicą – 100, 200 i 300 mm. Dzięki temu można uzyskać impuls o różnej długości pomiędzy 15 i 20 ms i wartości siły uderowej od 1 do 15 kN. Urządzenie posiada dwa typy czujników: czujnik tensometryczny do pomiaru wartości impulsu obciążającego oraz zestaw trzech geofonów do pomiaru drgania podłoża: częstotliwości i amplitudy, na podstawie których wyliczana jest wartość przemieszczenia podłoża (rys. 3 i 4). Aparat umożliwia dobór wartości współczynnika Poissona oraz rodzaju rozkładu naprężeń pod płytą obciążającą. Przyjęty rodzaj rozkładu naprężeń determinuje wartość współczynnika f występującego we wzorze (4) lub (5) pozwalającym wyliczyć wartość dynamicznego modułu odkształcenia. Wartość współczynnika uzależniona jest od sztywności płyty oraz rodzaju badanego gruntu. W tabeli 1

zestawiono wartości współczynnika rozkładu naprężeń pod płytą obciążającą.



Rys. 3. Geofon centralny



Rys. 4. Geofony boczne

Tab. 1. Zestawienie wartości współczynników rozkładu naprężeń f (Mooney i Miller, 2009)

Sztywność płyty	Rodzaj gruntu	Charakter rozkładu naprężeń	Wartość współczynnika rozkładu naprężeń f
Sztywna	spoisty	odwrócona parabola	$\pi/2$
	niespoisty	parabola	8/3
Wiotka	spoisty	równomierny	2
	niespoisty	parabola	8/3

Pomierzone wartości pozwalają na obliczenie modułu odkształcenia bazując na dwóch równaniach: dla środka płyty obciążającej (4) oraz w odległości co najmniej $2r$ od środka płyty (5):

$$E_{vd} = \frac{f(1-\nu^2) \cdot \sigma_0 \cdot r}{d_0} \quad (4)$$

$$E_{vd} = \frac{f(1-\nu^2) \cdot \sigma_0 \cdot r}{ad_0(a)} \quad (5)$$

gdzie: E_{vd} jest modułem odkształcenia w MPa, ν jest współczynnikiem Poissona, σ_0 jest naprężeniem powstałym w podłożu płyty w kPa, r jest promieniem płyty obciążającej w mm, d_0 jest odkształceniem powierzchni gruntu w mm, a oznacza odległość od środka płyty obciążającej w mm, $d_0(a)$ jest odkształceniem powierzchni gruntu w odległości a od środka płyty obciążającej w mm, a f jest współczynnikiem zależnym od rozkładu naprężeń pod płytą.

5. Charakterystyka badań

Celem przeprowadzonych badań była ocena wpływu wzmocnienia geosyntetykami podłoża gruntowego i podbudowy tłuczniowej na pomiary modułów odkształcenia powszechnie stosowanymi metodami w warunkach wykonywania robót drogowych i torowych. Teren badawczy stanowiły remontowany odcinek torowiska tramwajowego oraz drogi lokalnej.

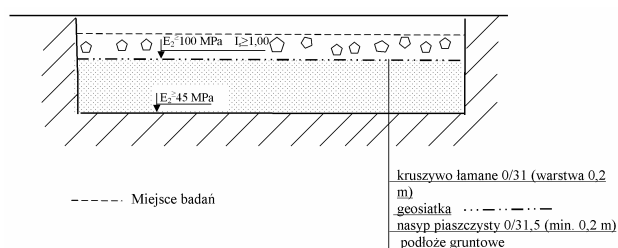
Do badań wykorzystano płytę dynamiczną ZORN ZFG 02, aparat VSS produkcji niemieckiej oraz płytę dynamiczną PRIMA 100.

W trakcie przebudowy torowiska oraz drogi, wykonywano w rozstawie co 30 cm: próbne obciążenie aparatem VSS, dynamiczne badanie lekką płytą ZORN ZFG 02 oraz płytą PRIMA 100. Przeprowadzono po pięć serii badań na każdym odcinku badawczym.

W przypadku torowiska tramwajowego badano moduły odkształcenia warstwy pospółki o grubości około 25 cm zagęszczanej na geowłókninie rozłożonej na gliniastym podłożu, przy czym podłoże spełniało warunek $E_2 \geq 45$ MPa.

W przypadku przebudowy drogi badano moduły odkształcenia kruszywa łamanego wapiennego o ciągłym uziarnieniu 0/31 mm o miąższości warstwy około 25 cm zagęszczanego na geosiatce, przy czym warstwa nasypu piaszczystego spełniała warunek $E_2 \geq 100$ MPa i $I_s \geq 1,0$.

Schemat konstrukcyjny drogi został pokazany na rysunku 5.



Rys. 5. Schemat drogowy ze wzmocnieniem geosiatką. Miejsce badań

W obu przypadkach poszczególne warstwy podłoża i podbudowy były zagęszczane płytą wibracyjną DPU 100-70, powszechnie stosowaną przy remontach nawierzchni drogowych i torowych. Podstawowe parametry tej płyty to: częstotliwość drgań – 3360 (56) 1/min (Hz) oraz siła odśrodkowa 100 kN.

W literaturze naukowej i technicznej dla płyty dynamicznej ZFG 02, można odnaleźć szereg zależności korelacyjnych dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} od innych parametrów geotechnicznych, na przykład: wskaźnika zagęszczenia, stopnia zagęszczenia I_D , pierwotnego E_1 i wtórnego modułu odkształcenia E_2 , podawanych między innymi w pracach (Sulewska, 2003; Nazzal i in., 2004; Szpikowski i in., 2005). Do obliczenia wartości modułu wtórnego odkształcenia E_2 wykorzystano wzory (Szpikowski i in., 2005):

– dla pospółki

$$E_2 = \frac{E_{vd} + 3,02}{0,54} \quad (6)$$

– zależność podana dla kruszywa dolomitowego 0/31,5 mm

$$E_2 = 2,10E_{vd} + 71,86 \quad (7)$$

Płyta dynamiczna PRIMA 100 jest urządzeniem stosunkowo nowym. W kraju badania wykonywane tą płytą nie były przedmiotem prac naukowych, jak i zastosowań praktycznych w drogownictwie. W polskiej literaturze naukowej i technicznej brak jest wyprowadzonych zależności korelacyjnych pomiędzy uzyskiwanymi w wyniku pomiarów dynamicznymi modułami odkształcenia i innymi parametrami geotechnicznymi, opisującymi stan zagęszczenia. W literaturze światowej można odnaleźć badania kilku autorów podejmujących tę tematykę badawczą z wykorzystaniem płyty dynamicznej PRIMA 100 (Nazzal i in., 2004; Alshibli i in., 2005). Biorąc pod uwagę, że uzyskane z pomiarów płytą dynamiczną PRIMA 100 wartości modułów dynamicznych są zbliżone do uzyskanych z badań płytą ZORN do wyznaczenia wartości wtórnego modułu odkształcenia wykorzystano zależności (6) i (7).

Zbiorcze zestawienie uzyskanych wartości wtórnych modułów odkształcenia E_2 z badań aparatem VSS oraz dynamicznych modułów odkształcenia E_{vd} i wyliczonych na podstawie zależności (6) lub (7) wartości wtórnych modułów odkształcenia E_2 z badań płytami dynamicznymi dla remontowanego torowiska tramwajowego zawiera tabela 2, natomiast dla remontowanej drogi tabela 3.

Tab. 2. Zestawienie wartości modułów uzyskanych na remontowanym torowisku, gdzie E_{vd1} – wartość dynamicznego modułu odkształcenia obliczona dla geofonu centralnego oraz E_{vd2} , E_{vd3} – geofonów zewnętrznych

Płyta VSS			Płyta dynamiczna ZORN ZFG 02			Płyta dynamiczna PRIMA 100				
E_1	E_2	I_0	E_{vd}	E_2	E_{vd1}	E_2	E_{vd2}	E_2	E_{vd3}	E_2
[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
52	112	2,2	11,9	27,6	11,3	26,5	9,0	22,3	8,1	20,6
46	100	2,2	9,0	22,2	10,4	26,8	7,8	20,0	7,5	19,5
59	119	2,0	10,8	25,6	12,3	28,4	9,5	23,2	9,4	23,0
50	105	2,1	8,9	22,0	11,0	26,0	7,7	19,9	7,7	19,9
50	110	2,2	10,1	24,3	13,9	31,3	9,5	23,2	9,3	22,8
Wartości średnie										
51	109	2,1	10,1	24,3	11,8	27,8	8,7	21,7	8,4	21,2

Tab. 3. Zestawienie wartości modułów uzyskanych na remontowanej drodze, gdzie E_{vd1} – wartość dynamicznego modułu odkształcenia obliczona dla geofonu centralnego oraz E_{vd2} , E_{vd3} – geofonów zewnętrznych

Płyta VSS			Płyta dynamiczna ZORN ZFG 02			Płyta dynamiczna PRIMA 100				
E_1	E_2	I_0	E_{vd}	E_2	E_{vd1}	E_2	E_{vd2}	E_2	E_{vd3}	E_2
[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
61	135	2,2	20,5	114,9	26,0	126,4	18,6	110,9	17,3	108,2
61	128	2,2	26,1	126,7	26,1	126,7	21,0	116,0	19,5	112,8
61	130	2,1	24,7	123,7	27,7	130,0	20,2	114,3	21,9	117,9
54	120	2,1	25,0	124,4	27,3	129,2	21,4	116,8	18,8	111,3
56	125	2,2	23,2	120,6	22,1	118,2	18,1	109,9	17,4	108,4
Wartości średnie										
59	128	2,2	23,9	122,1	25,8	126,1	19,9	113,6	19,0	111,7

6. Ocena wyników

Przeprowadzenie badań terenowych przy jednoczesnym użyciu trzech płyt: płyty statycznej VSS, płyty dynamicznej ZORN ZFG 02 oraz płyty dynamicznej z trzema geofonami PRIMA 100 pozwoliło na porównanie wartości modułów uzyskiwanych z metody normowej (statycznej) z modułami uzyskiwanymi za pomocą coraz powszechniej stosowanych metod dynamicznych (tab. 2 i 3).

W przypadku wyników otrzymywanych z dwóch płyt dynamicznych można zaobserwować niewielką rozbieżność otrzymanych wartości modułów dynamicznych. Wartość modułu wyznaczonego płytą ZORN (E_{vd}) jest nieznacznie mniejsza od wartości modułu wyznaczonego poprzez geofon umieszczony w płycie obciążającej płyty PRIMA (E_{vd1}). Na powyższą prawidłowość wskazują także inni badacze (Fleming i in., 2002), wskazując jako przyczynę takiej zależności różne umiejscowienie czujnika mierzącego przemieszczenia płyty – płyta PRIMA 100 posiada trzy geofony umieszczane bezpośrednio na gruncie, zaś płyta ZORN ZFG 02 akcelerometr wbudowany w płytę obciążającą.

W przypadku modułów wyznaczonych płytą PRIMA 100 da się zauważyć rozbieżność pomiędzy modułem wyznaczonym za pomocą geofonu umieszczonego w obrębie płyty (E_{vd1}) a geofonami zewnętrznymi

(E_{vd2} i E_{vd3}). W ocenie autorów może być to związane ze sposobem montażu geofonów zewnętrznych i ich niedokładnym kontakcie z badanym podłożem w trakcie badań.

Wartości wtórnych modułów odkształcenia, wyliczone z zależności korelacyjnych dla kruszywa wapiennego na podstawie wartości modułów dynamicznych uzyskanych z badań dynamicznych, w porównaniu do wartości modułów wtórnych uzyskanych z badań aparatem VSS są zgodne.

Wartości wtórnych modułów odkształcenia wyliczone z zależności korelacyjnych dla pospółki na podstawie wartości modułów dynamicznych uzyskanych z badań dynamicznych w porównaniu do wartości modułów wtórnych uzyskanych z badań aparatem VSS są około 4,5-krotnie mniejsze w przypadku płyty dynamicznej ZORN i 3,9-krotnie mniejsze w przypadku płyty PRIMA 100 (wartości średnie).

Należy zaznaczyć, iż obie wykorzystane zależności korelacyjne nie uwzględniają wbudowania geosyntetyków jako wzmocnienia. W związku z tym, można stwierdzić, iż wbudowany geosyntetyk wpłynął na wartość uzyskanego dynamicznego modułu odkształcenia obniżając jego wartość. Wartość spodziewana, po przekształceniu wzoru (6) i przyjęciu $E_{2sr} = 109$ MPa (tab. 2) powinna wynieść $E_{vd} = 55,8$ MPa, a wynosi

$E_{vd1sr} = 10,1$ MPa dla płyty ZORN i $E_{vd1sr} = 11,8$ dla płyty PRIMA 100.

Uzyskane wartości modułów odkształcenia z badań płytą VSS na obu poletkach badawczych potwierdziły poprawne zagęszczenie i spełniły założone wymagania. Wydaje się, że można przyjąć, iż wpływ wzmocnienia geosyntetykami nie zaznaczył się w badaniach płytą statyczną VSS. Niemniej jednak należy zauważyć, że nie przeprowadzono badań porównawczych na odcinkach o takich samych miąższościach i rodzajach kruszyw ale bez wzmocnienia geosyntetykami.

7. Wnioski

W świetle przeprowadzonych badań można stwierdzić, że badania modułów odkształcenia za pomocą płyty dynamicznej, gruntu ze wzmocnieniem geosyntetykiem w strefie 1,0-1,5 r poniżej płyty obciążającej mogą być obarczone dużym błędem.

Przeprowadzone pomiary implikują potrzebę prowadzenia dalszych badań wpływu geosyntetyków, wykorzystywanych w charakterze wzmocnienia w drogownictwie, na wyniki badań modułów odkształcenia płytą VSS, ale przede wszystkim płytą dynamiczną.

Literatura

- Alshibli K. A., Abu-Farsakh M., Seyman E. (2005). Laboratory evaluation of the geogauge and light falling weight deflectometer as construction control tools. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, No. 5, 560-569.
- Fleming P. R., Frost M. W., Rogers C. D. F. (2002). In-situ assessment of stiffness modulus for highway foundations during construction. W: *Proc. of the 9th International Conference on Asphalt Pavements*, Copenhagen 2002, pp12, CD-ROM.
- Mooney M. A., Miller P. K. (2009). Analysis of lightweight deflectometer test based on in situ stress and strain response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 2, 199-208.
- Nazzal M. D., Abu-Farsakh M. Y., Alshibli K. A., Mohammad L. (2004). Evaluating the potential use of a portable LFWD for characterizing pavement layers and subgrades. W: *Geotechnical Special Publication No. 126, Proc., Geo-*

Trans 2004 – Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Vol. 1, Los Angeles.

- Pisarczyk S. (1975). Zależność między wskaźnikiem zagęszczenia i stopniem zagęszczenia gruntów niespoistych. *Inżynieria i Budownictwo*, 5/1975, 213-216.
- Sulewska M. J. (1999). Metoda szybkiej kontroli zagęszczenia nasypów z gruntów niespoistych. *Inżynieria i Budownictwo*, 4/1999, 218-220.
- Sulewska M. J. (2003). Doświadczenia ze stosowania lekkiego ugięciomierza dynamicznego. *Drogownictwo*, 11/2003, 365-367.
- Szpikowski M., Dreger M., Przygoda M. (2005). Badanie i ustalenie zależności korelacyjnych dla oceny stanu zagęszczenia i nośności gruntów niespoistych płytą dynamiczną. *Instytut Badawczy Dróg i Mostów*, <http://www.gddkia.gov.pl/pl/a/3435/prace-naukowo-badawcze-zrealizowane-w-latach-2000-2009> (21.03.2013).
- TP BF - StB, Teil B 8.3 (2003). Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichtem Fallgewichtsgerätes. *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau Köln, Deutschland*.
- Tompai Z. (2008). Conversion between static and dynamic load bearing capacity moduli and introduction of dynamic target values. *Periodica Polytechnica Civil Engineering Budapest University of Technology and Economics*, Vol 52, No 2, 97-102.

THE INFLUENCE OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT ON CHOICE OF THE METHOD OF SUBBASE DEFORMATION MEASUREMENTS

Abstract: The paper contains an assessment of the impact of geosynthetic reinforcement on subbase deformation measurement results which was made by widely used methods. Dynamic plates (LWD) with different type and locations of deflection transducers and static plate load VSS are the most popular devices for *in situ* deformation modulus research. The tests results on the road and tramway subbase were compared, so the usefulness of these methods for testing subbase deformation modulus with geosynthetic reinforcement are presented. The tests results show significant influence of geosynthetic reinforcement on results obtained from dynamic plate tests. Correlations between LWD dynamic modulus for no-geosynthetic reinforced granular materials can not be used for geosynthetic reinforced road and tramway subgrade and subbase.

WYBRANE PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ SZTUCZNYCH SIECI NEURONOWYCH W GEOTECHNICE

Maciej OCHMAŃSKI*, Joanna BZÓWKA

Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Sztuczne sieci neuronowe (SSN) umożliwiają rozwiązywanie problemów bardzo trudnych lub wręcz niemożliwych wcześniej do rozwiązania. W referacie zostaną przedstawione przykłady zastosowania sztucznych sieci neuronowych do rozwiązań wybranych problemów geotechnicznych. Pierwszy przykład dotyczy wykorzystania sztucznych sieci neuronowych do analizy przemieszczeń dwóch bliźniaczych tuneli wykonanych w technologii SCL (*Sprayed Concrete Lining*). Konstrukcja poddana analizie jest częścią stacji Fővám, czwartej linii metra w Budapeszcie. Analizę przeprowadzono bazując na danych uzyskanych podczas budowy linii metra oraz monitoringu geotechnicznego. W celu analizy opracowano model numeryczny, który posłużył do przeprowadzenia w pierwszej kolejności analizy wrażliwości użytych parametrów modelu konstytutywnego oraz do analizy wstecznej tych parametrów. W przypadku obu analiz posłużono się sztucznymi sieciami neuronowymi, które pokazały łatwość ich zastosowania oraz wiarygodność uzyskanych wyników. W drugim przykładzie przedstawiono sposób przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych. Określenie kształtu kolumn iniekcyjnych, w tym głównie ich średnicy, jest bardzo trudne. Możliwość zastosowania sztucznych sieci neuronowych do określenia średnicy kolumn może w znaczący sposób zoptymalizować metody projektowania kolumn iniekcyjnych. W przykładzie posłużono się obszerną bazą danych zawierającą opis warunków gruntowo-wodnych podłoża, w którym wykonano kolumny iniekcyjne i pomierzone wartości średnic kolumn po ich odsłonięciu. Dane związane z kolumnami iniekcyjnymi zostały wykorzystane do utworzenia sztucznej sieci neuronowej, a następnie do określenia przewidywanych średnic kolumn iniekcyjnych. Uzyskane wyniki charakteryzują się bardzo dobrą zbieżnością z rzeczywistymi wymiarami kolumn. Wykorzystanie sztucznych sieci neuronowych stanowi alternatywę wobec tradycyjnych metod rozwiązywania problemów geotechnicznych.

Słowa kluczowe: sztuczne sieci neuronowe SSN, kalibracja modelu numerycznego, analiza wsteczna, tunel SCL, kolumny iniekcyjne.

1. Wprowadzenie

Celem pracy jest przedstawienie zastosowania Sztucznych Sieci Neuronowych (SSN) do analizy wstecznej tuneli SCL oraz przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych, jako skutecznego narzędzia do analizy zagadnień z dziedziny geotechniki.

Modelowanie numeryczne staje się nieodłączną częścią projektowania geotechnicznego. Niejednokrotnie utworzone modele numeryczne współpracy ośrodka gruntowego z projektowaną konstrukcją generują przeszacowane/niedoszacowane wyniki, co może prowadzić do nieprawidłowego projektowania konstrukcji, a co za tym idzie, do awarii konstrukcji podczas budowy czy jej użytkowania. Racjonalne zatem staje się przeprowadzenie analizy wstecznej opracowanego modelu numerycznego konstrukcji wraz z otaczającym ośrodkiem gruntowym, co jest szczególnie uzasadnione w przypadku, gdy mamy do czynienia

z konstrukcją o wysokiej odpowiedzialności, na przykład stacją metra czy tunelem. Prawdopodobnie określone parametry gruntowe stanowią solidną podstawę i są głównym czynnikiem, który zapewnia poprawność przeprowadzonych prac projektowych z zakresu geotechniki.

Kolumny iniekcyjne są obecnie szeroko wykorzystywane do wzmocnienia słabego podłoża gruntowego. Specyfika techniki iniekcji strumieniowej powoduje, iż dotychczas jeszcze nie opracowano żadnej metody projektowej, która pozwoliłaby na określenie średnicy powstałej kolumny iniekcyjnej. Firmy wykonawcze bazując na własnym doświadczeniu, w odniesieniu do istniejących warunków gruntowo-wodnych są w stanie oszacować w przybliżeniu średnicę kolumny iniekcyjnej. Celowe jest opracowanie metody, która pozwoli na dokładne określenie średnicy kolumny iniekcyjnej na podstawie parametrów formowania kolumny oraz danych gruntowo-wodnych, co w znacznym

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: maciej.ochmanski@polsl.pl

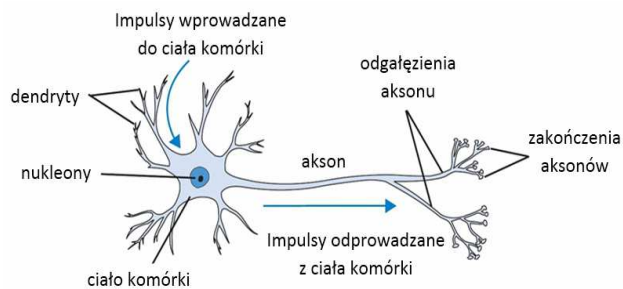
stopniu poprawiłoby efektywność metody wzmacniania podłoża gruntowego za pomocą kolumn iniekcyjnych.

Sztuczne Sieci Neuronowe (SSN) zdobywają coraz większą popularność w zagadnieniach typowo geotechnicznych, między innymi dzięki łatwości ich stosowania oraz dobrej jakości otrzymywanych wyników. Jednak należy pamiętać o pewnych ograniczeniach, które sprawiają, że SSN nie mogą być zastosowane do opisywania każdego napotkanego zjawiska ze względu na nie dość precyzyjne wyniki oraz na brak „rozumowania” wieloetapowego (Bartman, 2012).

2. Sztuczne sieci neuronowe

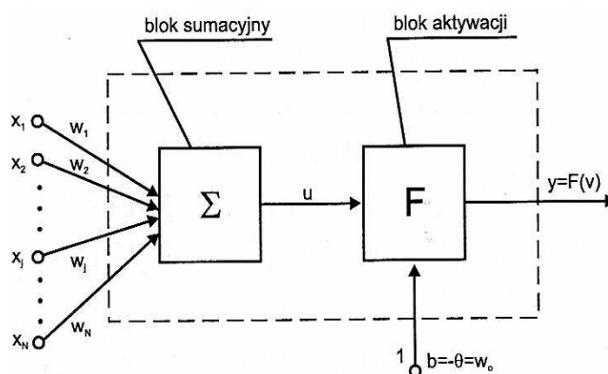
Sztuczne Sieci Neuronowe (SSN) są uproszczonym matematycznym opisem naturalnego układu nerwowego organizmów żywych. Stanowią one alternatywę dla tradycyjnych statystycznych metod analizy danych. SSN zostały z powodzeniem zastosowane między innymi do prognoz giełdowych, badań psychiatrycznych, prognozy cen, analiz spektralnych, czy chociażby w geotechnice do określania parametrów zagęszczenia gruntów niespoistych (Sulewska, 2009).

Podstawowym elementem SSN są sztuczne neurony, które odpowiadają za interpretację, modyfikację oraz dalszą propagację sygnału wejściowego. Uproszczony schemat pojedynczego neuronu pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat neuronu (www.wpclipart.com)

Każda sieć neuronowa może składać się z wielu neuronów pogrupowanych w różną liczbę warstw. W modelach informatycznych ich liczba zależna jest od rodzaju użytej sieci neuronowej, liczby danych wejściowych oraz poziomu skomplikowania procesu podlegającego opisowi. Matematyczny model sztucznego neuronu przedstawiono na rysunku 2. Zasada działania sztucznego neuronu polega na przekazie sygnału wejściowego przez więzy o odpowiednich wagach, blok sumacyjny oraz blok aktywacji, co w efekcie prowadzi do jego modyfikacji w sygnał wyjściowy.



Rys. 2. Model sztucznego neuronu (Waszczyszyn, 1999)

Każdy sygnał wejściowy przedstawiony jako x_i jest przemnażany przez wagę w_i połączenia między sygnałem wejściowym a blokiem sumacyjnym. Wszystkie sygnały wejściowe przemnożone przez odpowiadające im wagi są sumowane w bloku sumacyjnym. Następnie sygnał jest przekształcany przez funkcję aktywacyjną w tak zwany blok aktywacji w finalny sygnał wyjściowy. Funkcje aktywacyjne mogą przybierać postać różnych funkcji matematycznych, od najprostszej funkcji liniowej aż po na przykład sigmoidalną bipolarną (Waszczyszyn, 1999). Działanie sztucznego neuronu może być opisane (Bartman, 2012) za pomocą wzoru:

$$y = F\left(\sum_{i=1}^n w_i x_i\right) \quad (1)$$

gdzie: F jest funkcją aktywacji, x_i jest sygnałem wejściowym, w_i jest wagą sygnału wejściowego, i jest liczbą zmiennych wejściowych, $i = 1, \dots, n$, a y jest sygnałem wyjściowym.

SSN podlegają procesowi uczenia, który dopasowuje wagi wejść poszczególnych połączeń oraz parametry zadeklarowanych funkcji aktywacji każdego neuronu. Istnieje wiele algorytmów uczenia. Poniżej przedstawiono przykładowe metody (Haykin, 1999):

- wstecznej propagacji błędów (*back propagation*),
- zmiennej metryki,
- Levenberga-Marquardta,
- gradientów sprzężonych (*conjugate gradient*).

Podczas procesu uczenia sztucznej sieci neuronowej, istnieje możliwość tak zwanego „przeuczenia” sieci. Aby zapobiec „przeuczeniu” należy zastosować odpowiedni algorytm (Bishop, 1995), na przykład wczesnego zatrzymania (*early stopping*). Z procesem uczenia związane jest próbkowanie zbioru danych, czyli pobieranie losowe próbek. Poniżej przedstawiono niektóre z metod próbkowania danych (Haykin, 1999):

- losowe próbkowanie (metoda Monte Carlo),
- sprawdzian krzyżowy,
- metoda bootstrap.

W sieciach neuronowych zasadnicze staje się określenie generowanego przez nie błędu. Istnieje wiele różnych metod do jego określania. Poniżej przedstawiono niektóre z miar błędów sieci neuronowych (Tadeusiewicz i Lula, 2003):

- błąd średniokwadratowy MSE (*Mean Squared Error*),

- średni błąd bezwzględny MAE (*Mean Absolute Error*),
- pierwiastek z uśrednionego błędów kwadratowego RMS (*Root Mean Squared error*),
- iloraz odchyleń RSD (*Ratio of Standard Deviations*).

Należy również spojrzeć krytycznie na SSN, ponieważ nie nadają się one do rozwiązywania wszystkich problemów, między innymi, ze względu na to, że są mało precyzyjne, co wynika z tego, że operują one pojęciami rozmytymi oraz nie charakteryzują się „rozumowaniem” wieloetapowym (Bartman, 2012).

3. Analiza wsteczna tuneli SCL

W celu sprecyzowania parametrów geotechnicznych modelu konstytutywnego użytego do opisu właściwości ośrodka gruntowego przeprowadzono analizę wrażliwości, po czym wykonano analizę wsteczną.

Model numeryczny MES tuneli SCL wraz z otaczającym ośrodkiem gruntowym będących częścią stacji Fővám, 4 linii metra w Budapeszcie, przygotowano za pomocą programu Midas GTS. Trójwymiarowy model wykonano przy wykorzystaniu czterowęzłowych, czworosiennych elementów 1-go rzędu (dla elementów 3D). Natomiast do utworzenia modelu samej obudowy tuneli posłużono się płaskimi elementami trójwzłowymi 1-go rzędu. Zdyskretyzowana siatka MES składa się z około 100 000 elementów skończonych. Geometria wraz z etapami budowy analizowanego obiektu została wiernie odtworzona, co wraz z możliwie najdokładniej zamodelowanymi warunkami gruntowo-wodnymi (na przykład liczne uskoki), zapewniło odpowiednią charakterystykę przemieszczeń, jak i naprężeń ośrodka gruntowego. Siatkę MES wygenerowaną dla całego modelu numerycznego (tunele SCL wraz z otaczającym ośrodkiem gruntowym) przedstawiono na rysunku 3a, a dla obudowy tuneli SCL na rysunku 3b.

Do opisanego zachowania się podłoża gruntowego użyto modelu konstytutywnego Coulomba-Mohra, z parametrami (E , c , ϕ) uzyskanymi z licznych badań (Geovil Ltd., 2005), między innymi takich jak badania samowiercącym presjometrem. W modelu numerycznym uwzględniono zmianę parametrów gruntowych (E , c) wraz z głębokością. Do opisanego zachowania się obudowy tuneli posłużono się najprostszym modelem konstytutywnym – liniowo-sprężystym, jednocześnie stosując metodę hipotetycznego modułu Younga (HME). Metoda ta uwzględnia zmianę wartości modułu Younga E torkretu wraz z czasem. Jest to obecnie najpopularniejsza metoda uwzględniająca zmianę parametrów torkretu. Parametry torkretu przyjęto jak dla SpC25/30/III/J2/XC4/XA1/GK8 (ÖVBB, 2004).

Dodatkowo uwzględniono proces zamrażania gruntu nad budowanymi tunelami, jak i stosowaną iniekcję

w celu zapewnienia np. stabilności czoła tunelu, poprzez lokalną zmianę parametrów materiałowych elementów skończonych.

Wyżej przedstawiony model numeryczny MES posłużył do przeprowadzenia analizy wrażliwości oraz analizy wstecznej parametrów modelu konstytutywnego Coulomba-Mohra. Analizę wrażliwości przeprowadzono w celu określenia wpływu poszczególnych parametrów (E , c , ϕ) użytego modelu konstytutywnego opisującego ośrodek gruntowy na przemieszczenia obudowy tunelu (D_x , D_z). Natomiast analizę wsteczną przeprowadzono w celu sprecyzowania w/w parametrów tak, aby wartości przemieszczeń obudowy tuneli otrzymane z analizy numerycznej były możliwie bliskie wartościom przemieszczeń rzeczywistych, uzyskanych w wyniku monitoringu inklinometrycznego.

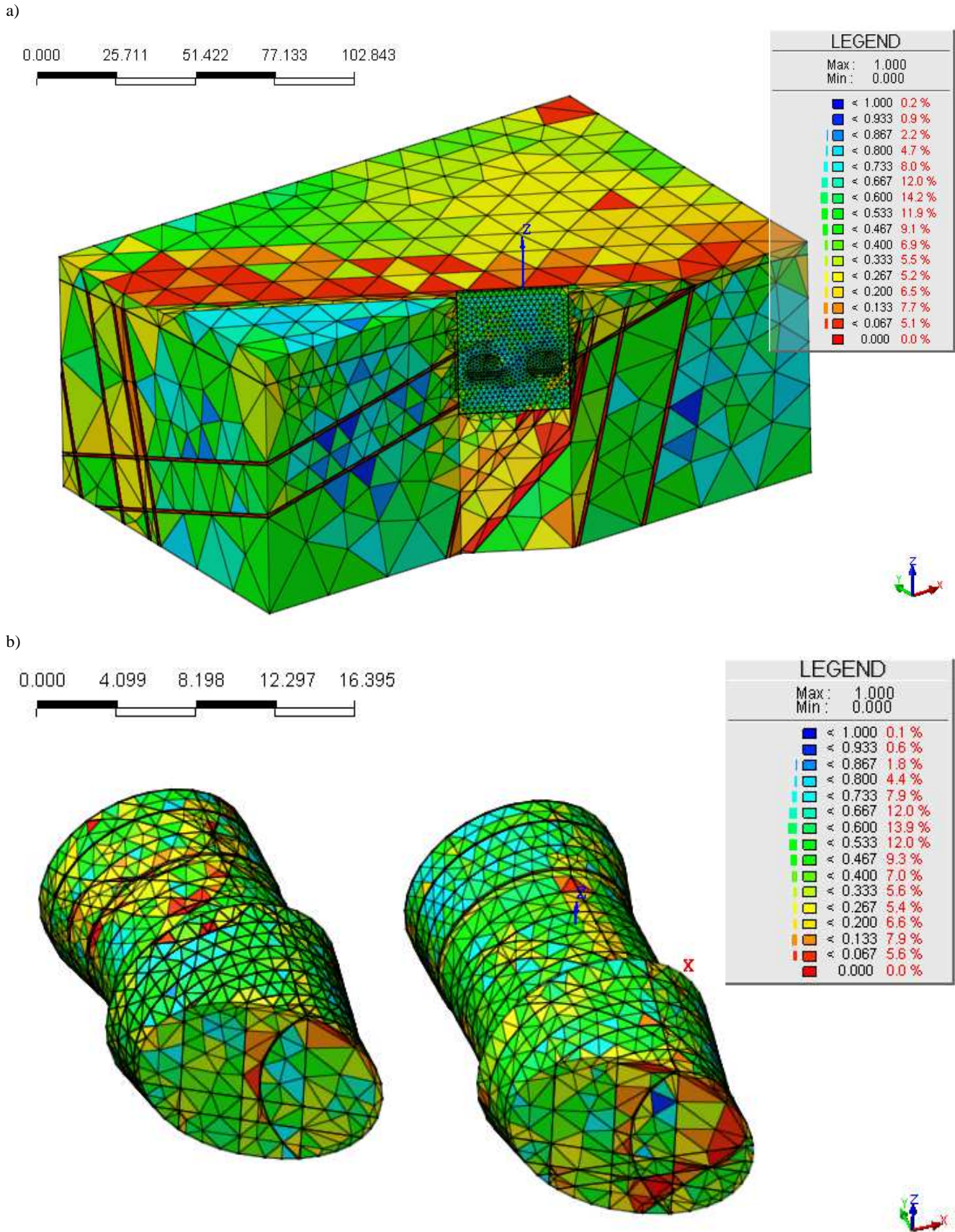
W analizie wrażliwości, za dane wejściowe posłużyły współrzędne węzłów elementów skończonych obudowy tuneli (x , y , z) oraz ich przemieszczenia (D_x , D_z). Natomiast, jako dane wyjściowe sieci neuronowej posłużyły parametry modelu konstytutywnego Coulomba-Mohra (E , c , ϕ), które zmieniają się wraz z głębokością. Dane wejściowe (przypadki) zostały odpowiednio podzielone na dane służące do oceny sieci – 60%, do walidacji – 15%, zaś pozostałe dane – 25% – posłużyły do testowania sieci. Do utworzenia sieci neuronowej opracowano skrypt w programie MATLAB. Poniżej przedstawiono architekturę utworzonej sieci neuronowej:

- liczba danych wejściowych (przypadków) – 5022;
- liczba parametrów opisujących węzeł siatki MES (x , y , z , D_x , D_z) – 5;
- zmienne wyjściowe (E , c , ϕ) – 3;
- model sieci 5-15-3, co oznacza sztuczną sieć neuronową jednokierunkową o 5 wejściach, jednej warstwie ukrytej o 15 neuronach i warstwie wyjściowej o 3 neuronach.

Utworzona sieć neuronowa posłużyła do oceny wrażliwości parametrów modelu Coulomba-Mohra (E , c , ϕ) na zmiany współrzędnych węzłów siatki elementów skończonych na podstawie wzoru (2) (Lippmann, 1987):

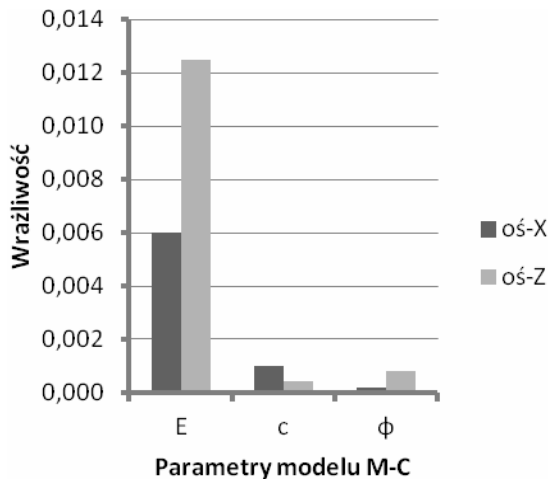
$$css_j = \left[\frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left(\left(\frac{\delta y'_i}{\delta b_j} \right) b_j \omega_{ii}^2 \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

gdzie: css_j jest przeskalowaną złożoną wrażliwością parametru j , b_j jest parametrem j podlegającym analizie, y_i jest i -tą obliczoną wartością, $i = 1, \dots, 5022$, $\delta y'_i / \delta b_j$ jest wrażliwością i -tej obliczonej wartości w odniesieniu do parametru j , j jest liczbą parametrów (E , c , ϕ), $j = 1, 2, 3$, a ω_{ii} jest wagą i -tej obserwacji.

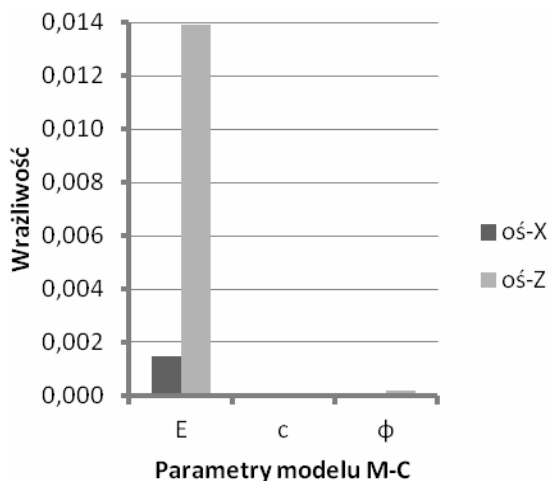


Rys. 3. Wygenerowane siatki (Ochmański, 2012; Ochmański i Bzówka, 2012a): a) dla całego modelu; b) dla tuneli SCL

W wyniku analizy otrzymano wrażliwości poszczególnych parametrów modelu konstytutywnego opisującego ośrodek gruntowy na przemieszczenia obudowy tunelu, które przedstawiono na rysunku 4 dla tunelu północnego oraz na rysunku 5 dla tunelu południowego.



Rys. 4. Wrażliwość parametrów gruntowych (E , c , ϕ) modelu Mohra-Coulomba na uzyskiwane przemieszczenia ośrodka gruntowego dla tunelu północnego (Ochmański, 2012; Ochmański i Bzówka, 2012b)



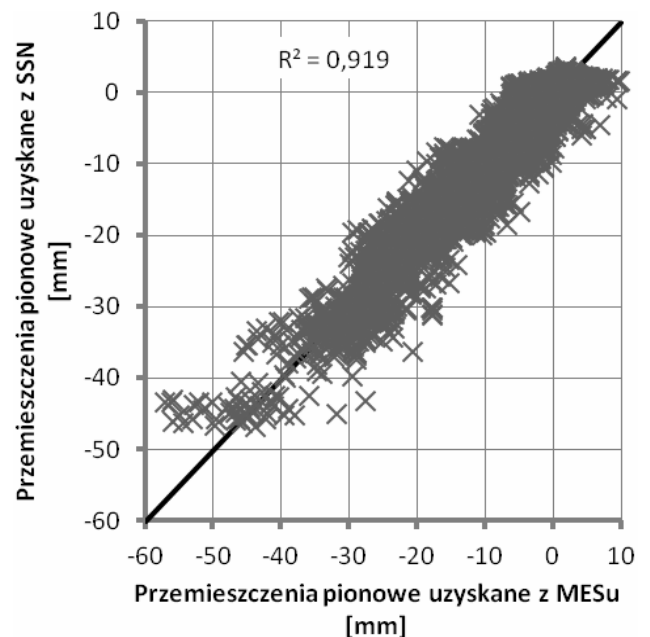
Rys. 5. Wrażliwość parametrów gruntowych (E , c , ϕ) modelu Coulomba-Mohra na uzyskiwane przemieszczenia ośrodka gruntowego dla tunelu południowego (Ochmański, 2012; Ochmański i Bzówka, 2012b)

Kolejnym krokiem było przeprowadzenie analizy wstecznej. Jako dane wejściowe SSN posłużyły współrzędne (x , y , z) oraz odpowiadające parametry gruntowe (E , c , ϕ) węzłów siatki elementów skończonych obudowy tuneli, a jako dane wyjściowe sieci neuronowej przemieszczenia pionowe (D_z) tychże węzłów uzyskane z MES. Dane wejściowe podzielono w sposób analogiczny jak przy analizie wrażliwości, czyli 60% danych do uczenia sieci, 15% do walidacji, zaś pozostałe 25% do testowania sieci. Poniżej przedstawiono architekturę utworzonej sieci neuronowej:

- liczba przypadków uczących – 5022;

- liczba parametrów opisujących węzeł siatki MES, przyjęto $\phi = \text{const} - (x, y, z, E, c) - 5$;
- zmienna wyjściowa – pionowe przemieszczenia węzłów siatki (D_z) – 1;
- model sieci 5-15-1, co oznacza sztuczną sieć neuronową jednokierunkową o 5 wejściach, jednej warstwie ukrytej o 15 neuronach i warstwie wyjściowej o 1 neuronie;
- metoda próbkowania – Monte Carlo, co oznacza SSN z losowo wybranymi danymi do walidacji, uczenia i testowania przy założeniu stałej wielkości zbiorów.

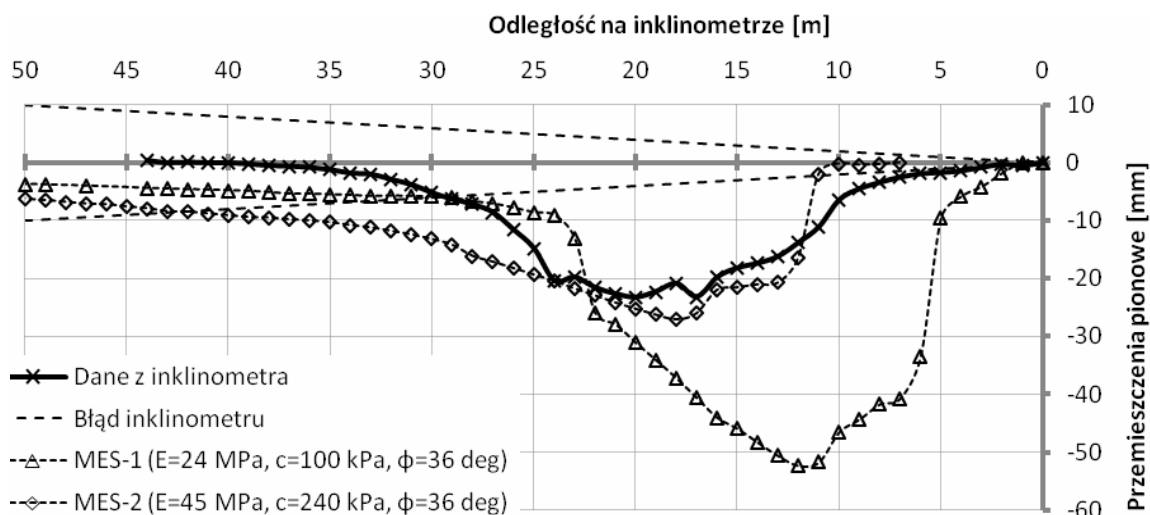
Korelacje wartości przemieszczeń pionowych otrzymanych z MES z wartościami przemieszczeń pionowych otrzymanych za pomocą sztucznej sieci neuronowej na potrzeby analizy wstecznej przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Porównanie wartości przemieszczeń pionowych (D_z) otrzymanych z MES z wartościami przemieszczeń uzyskanymi za pomocą SSN dla przypadków testowych (Ochmański, 2012; Ochmański i Bzówka, 2012b): metoda próbkowania – Monte Carlo, R^2 – współczynnik determinacji

Na podstawie przygotowanej SSN wygenerowano parametry modelu konstytutywnego Coulomba-Mohra wykorzystując dane rzeczywistych przemieszczeń uzyskane z monitoringu inklinometrycznego. Proces generowania parametrów był kilkakrotnie powtarzany tak, aby zminimalizować błąd średniokwadratowy (MSE) pomiędzy modelem numerycznym a danymi z monitoringu geotechnicznego.

Przemieszczenia pionowe obliczone za pomocą modelu numerycznego MES przy wykorzystaniu nowo wygenerowanych parametrów przedstawiono na rysunku 7. Porównano tu przemieszczenia uzyskane z monitoringu inklinometrycznego do przemieszczeń z modelu numerycznego MES, przed i po analizie wstecznej. W wyniku analizy wstecznej uzyskane przemieszczenia pionowe modelu numerycznego charakteryzują się wysoką zbieżnością



Rys. 7. Porównanie wartości przemieszczeń pionowych uzyskanych z monitoringu inklinometrycznego z wartościami przemieszczeń pionowych uzyskanymi w wyniku analizy MES (Ochmański, 2012; Ochmański i Bzówka, 2012b): przed kalibracją – MES-1 i po kalibracji – MES-2

z przemieszczeniami uzyskanymi z monitoringu geotechnicznego, co uzasadnia wybór SSN jako narzędzie do kalibracji modelu numerycznego.

4. Przewidywanie średnicy kolumn iniekcyjnych

Jedną z metod wzmocnienia słabego podłoża gruntowego jest zastosowanie kolumn iniekcyjnych. Technika iniekcji strumieniowej na przestrzeni lat potwierdziła, iż może być z powodzeniem stosowana prawie w wszystkich warunkach gruntowo-wodnych, zmieniając strukturę gruntów, co w efekcie prowadzi do zapewnienia nośności oraz zwiększenia bezpieczeństwa projektowanego / modernizowanego / remontowanego obiektu inżynierskiego.

Iniekcja strumieniowa (*jet grouting*) polega na mieszaniu cząstek gruntowych z iniektem (zazwyczaj jest nim zaczyn cementowy) tłoczonym pod wysokim ciśnieniem około 40 MPa.

W wyniku iniekcji strumieniowej powstaje kompozyt gruntowo-cementowy, zwany kolumną iniekcyjną. Można wyróżnić trzy systemy tworzenia kolumn iniekcyjnych:

- jednostrumieniowy (strumień iniektu),
- dwustrumieniowy (strumień iniektu oraz otaczający go strumień powietrza),
- trójstrumieniowy (strumień iniektu, strumień wody wraz z otaczającym go strumieniem powietrza).

Przykład odsłoniętej kolumny iniekcyjnej wykonanej przy użyciu systemu dwustrumieniowego pokazano na rysunku 8.



Rys. 8. Odsłonięte kolumny iniekcyjne –system dwustrumieniowy (Flora i in., 2012)

Podstawowym parametrem technologicznym formowania kolumny iniekcyjnej jest energia kinetyczna w dyszy przypadająca na 1 mb powstałej kolumny. Jest ona wyrażona (Flora i in., 2013) za pomocą wzoru:

$$E'_n = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{M \cdot \rho \cdot d_o^2 \cdot v_o^3}{v_s} \quad (3)$$

gdzie: M jest ilością dysz, ρ jest gęstością zaczynu cementowego w kg/m^3 , d_o jest średnicą dyszy iniekcyjnej w m, v_o jest prędkością początkową iniektu w dyszy w m/s, v_s jest prędkością podciągania monitora podczas formowania w m/s.

Aktualnie najbardziej skomplikowanym i trudnym zagadnieniem jest określenie średnicy kolumny iniekcyjnej przed jej formowaniem. Jednym z podejść jest użycie wzorów empirycznych (Flora i in., 2013) bądź zastosowanie zbiorów rozmytych (Bergschneider, 2002). Zagadnienie to jednak ciągle stanowi wyzwanie dla jednostek projektowych ze względu na poziom jego skomplikowania oraz brak jakichkolwiek wytycznych.

Wykorzystując dane z badań terenowych (Flora i in., 2013) utworzono sztuczną sieć neuronową służącą do przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych. Parametry wejściowe obejmowały:

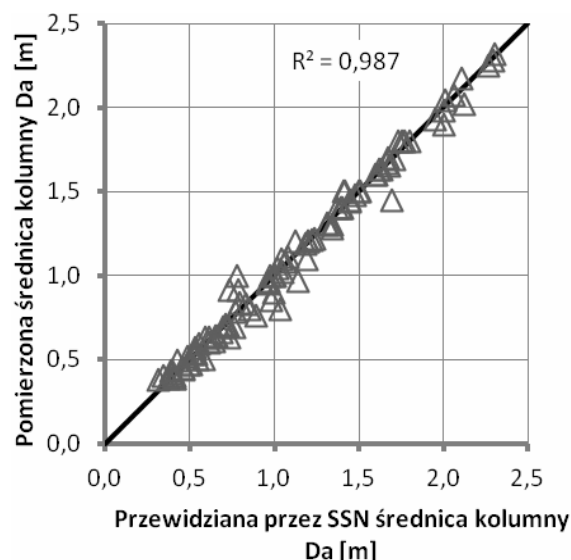
- parametry charakteryzujące ośrodek gruntowy – N_{SPT} , q_c ,
- energia kinetyczna w dyszy przypadająca na 1 mb kolumny iniekcyjnej – E'_n ,
- system formowania kolumny iniekcyjnej – pojedynczy, podwójny lub potrójny – M .

Dane wyjściowe sieci neuronowej stanowiły wymiary średnic kolumn iniekcyjnych pomierzonych po ich odstąpieniu.

Do analizy przewidywania średnicy kolumny iniekcyjnej posłużono się dwuwarstwową jednokierunkową (*feed-forward*) sztuczną siecią neuronową. Jako funkcję aktywacji w pierwszej warstwie (ukrytej) użyto funkcję sigmoidalną bipolarną, natomiast w drugiej warstwie (wyjściowej) funkcję liniową. W celu uczenia sieci neuronowej wybrano metodę Levenberga-Marquardta. Dane wejściowe podzielono odpowiednio na dane służące do uczenia sieci – 60%, do walidacji – 15%, zaś pozostałe dane – 25% – do testowania sieci. Poniżej przedstawiono architekturę utworzonej sieci neuronowej:

- liczba przypadków uczących – 106;
- liczba parametrów opisujących każdą kolumnę (zmienne wejściowe), (N_{SPT} , q_c , E'_n , M) – 4;
- model sieci 4-8-1, co oznacza sztuczną sieć neuronową jednokierunkową o 4 wejściach, jednej warstwie ukrytej o 8 neuronach i warstwie wyjściowej o 1 neuronie;
- metoda próbkowania – sprawdzian krzyżowy, co oznacza SSN uczoną tyle razy ile jest przypadków, za każdym razem pozostawiając dokładnie jeden przypadek do testowania;
- metoda próbkowania – Monte Carlo, co oznacza SSN z losowo wybranymi danymi do walidacji, uczenia i testowania przy założeniu stałej wielkości zbiorów.

Cały proces przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych przeprowadzono pięć razy w celu wyeliminowania błędnie dobranych wag połączeń między neuronami. Korelację pomiędzy przewidzianymi za pomocą SSN wymiarami średnic kolumn iniekcyjnych, a ich pomierzonymi w terenie wartościami przedstawiono na rysunku 9. Przewidziane wartości średnic kolumn iniekcyjnych charakteryzują się wysoką zbieżnością ($R^2 = 0,987$) z ich pomierzonymi w terenie wartościami, co uzasadnia wykorzystanie SSN do przewidywania ich średnic.



Rys. 9. Korelacja przewidzianych przez sztuczną sieć neuronową wymiarów średnic kolumn iniekcyjnych (przypadki testowe) z wartościami pomierzonymi w terenie (metoda próbkowania – sprawdzian krzyżowy, R^2 – współczynnik determinacji)

5. Podsumowanie

W przedstawionych w artykule przykładach zastosowań sztucznych sieci neuronowych pokazano, iż ta niekonwencjonalna metoda opisywania zjawisk oraz rozwiązywania problemów może być z powodzeniem stosowana w geotechnice.

Analiza wsteczna modelu numerycznego MES przy wykorzystaniu SSN, szczególnie w przypadku skomplikowanego modelu numerycznego, zawierającego wiele tysięcy elementów skończonych, może być sprawnie przeprowadzona, co w przypadku tradycyjnych metod niejednokrotnie może okazać się wręcz niemożliwe ze względu na wymagane wielokrotne obliczenia. Jednocześnie, w bardzo łatwy sposób można przeprowadzić analizę wrażliwości, która z punktu widzenia projektanta, daje cenne informacje o zachowaniu się ośrodka gruntowego w zależności od doboru parametrów gruntowych czy też innych parametrów, jak na przykład grubości warstwy torkretu czy wpływu iniekcji na przemieszczenia konstrukcji.

Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych stanowi skuteczną, bardzo wydajną oraz łatwą w użyciu metodę.

Wraz z upowszechnieniem się zastosowania SSN w zagadnieniach geotechnicznych SSN mogą alternatywną metodą wymiarowania (przewidywania) średnicy kolumn iniekcyjnych, ze względu na to, iż bazują na rzeczywistych pomiarach średnic tych kolumn

Literatura

- Bartman J. (2012). Sztuczne sieci neuronowe. Prezentacja pobrana z www.neurosoft.edu.pl/jbartman/NTI1.pdf, dnia 20.12.2012.
- Bergschneider B. (2002). Zur Reichweite beim Düsenstrahlverfahren im Sand. *Bodenmechanik und Grundbau*, Bericht – Nr. 24.
- Bishop C. (1995). Neural Networks for pattern recognition. *University Press*, Oxford.
- Flora A., Modoni G., Lirer S., Croce P. (2013). The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results. *Geotechnique*, (w druku - publikacja udostępniona przez Autorów).
- Geovil Ltd. (2005). Section 1 of Line #4 of the Budapest Metro Summary Expert Opinion on engineering, hydrogeological and geotechnical issues. *Geovil Ltd.*, Szentendre.
- Haykin S. (1999). Neural Networks. A comprehensive foundation. 2nd ed., *Prentice Hall Inc.*, Upper Saddle River.
- Lippmann R. (1987). An introduction to computing with neural nets. *IEEE ASSP Magazine*, Vol. 4, 4-22.
- Ochmański M. (2012). Application of back analysis for Sprayed Concrete Lined tunnels built in complex subsoil conditions. Praca dyplomowa magisterska, *Politechnika Śląska*, Gliwice.
- Ochmański M., Bzówka J. (2012a). Numerical model of SCL tunnels built in complex subsoil conditions. *Architecture, Civil Engineering, Environment – ACEE Journal*, 3/2012, 63-71.
- Ochmański M., Bzówka J. (2012b). Back analysis of SCL tunnels based on Artificial Neural Network. *Architecture, Civil Engineering, Environment – ACEE Journal*, 3/2012, 73-81.
- Sulewska M. (2009). Sztuczne sieci neuronowe w ocenie parametrów zagęszczenia gruntów niespoistych. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 64. *Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN*, Warszawa – Białystok.
- Tadeusiewicz R., Lula P. (2003). Sieci neuronowe. Materiały kursowe, *StatSoft Polska*, Kraków.
- Waszczyszyn Z. (1999). Wprowadzenie do sztucznych sieci neuronowych i ich zastosowań w mechanice konstrukcji. W: „Sztuczne sieci neuronowe, algorytmy genetyczne, zbiory rozmyte”, 5-36, red. Gajewski R., *Studio BEL s.c.*, Rzeszów, 5-36.
- ÖVB (2004). Guideline shotcrete. *Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik (ÖVB)*, Vienna.

SELECTED EXAMPLES OF THE USE OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS IN GEOTECHNICS

Abstract: Artificial Neural Networks (ANN) allow to solve difficult problems which sometimes are impossible to solve using traditional methods. In the paper the examples of application of Artificial Neural Networks for solving selected problems in geotechnics are presented. First example deals with the use of ANN to analyze two similar tunnels built using SCL technology. The structure of interest is a part of Fővám square station of the 4th metro line in Budapest. Analysis was performed based on the data obtained from geotechnical monitoring and from construction stages. The numerical model was prepared for the purpose of sensitivity and back analyses of constitutive model parameters. In both cases the applications show the possibility and reliability of conducted results. Prediction method of jet grouting columns diameter was presented in the second example. Nowadays, definition of columns geometry and estimation of their diameters are difficult task. Possibility of ANN use for estimation of jet grouting columns diameter can optimize designing method. Wide database of field trial jet grouting columns, corresponding soil properties and their forming parameters with measured values of their diameters were used in the presented example. Data describing jet grouting columns were used for creating ANN and for estimating their diameters. The results are characterized by high correlation level between measured values of columns diameter and their predicted equivalents. The use of Artificial Neural Networks is an alternative method which can allow us to solve complex geotechnical problems. Selected examples confirm that the use of ANN is characterized by high reliability level.

OCENA WPŁYWU NOŚNOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO NA TRWAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWĄ KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI DROGOWEJ W ASPEKCIE KRYTERIUM DEFORMACJI STRUKTURALNEJ PODŁOŻA GRUNTOWEGO

Andrzej PLEWA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W artykule zostały przedstawione analizy obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych z założeniem, że nośność podłoża gruntowego jest niższa, niż zakłada się to w wymaganiach przyjętych w „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”. Przedstawiono propozycje działań lub zmian grubości warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowych, aby trwałość zmęczeniowa analizowanych konstrukcji nawierzchni spełniała wymagania zakładanego okresu eksploatacji, mimo posadowienia jej na podłożu gruntowym o niższej nośności. Obliczenia trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych w aspekcie obniżonej nośności podłoża gruntowego przeprowadzono dla podłoży gruntowych o nośności od 60 MPa do 90 MPa.

Słowa kluczowe: konstrukcja nawierzchni drogowej, trwałość zmęczeniowa, nośność podłoża gruntowego.

1. Wprowadzenie

W latach siedemdziesiątych XX wieku, głównie w USA i Europie Zachodniej, rozpoczęto prace badawcze nad wdrażaniem nowoczesnych metod projektowania konstrukcji nawierzchni drogowych uwzględniających elementy mechaniki konstrukcji. Intensywny rozwój teorii sprężystości układów wielowarstwowych, badania przeprowadzone nad stałymi sprężystymi materiałami i gruntów, badania wytrzymałości zmęczeniowej, doprowadziły do powstania nowych metod projektowania nawierzchni, określanych mianem teoretyczno-doświadczalnych – metod mechanistycznych. Metody mechanistyczne obejmują analizę konstrukcji nawierzchni opartą na teoretycznych elementach mechaniki (stany naprężenia i odkształcenia) i wynikach badań eksperymentalnych dotyczących właściwości materiałów konstrukcyjnych i podłoża gruntowego. Podstawową cechą charakterystyczną tych metod jest określenie trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej w zakładanym okresie eksploatacji. Konstrukcja nawierzchni traktowana jest jako układ warstw o określonych grubościach na podłożu gruntowym o nieskończonej miąższości. Wykonanie analizy mechanistycznej konstrukcji nawierzchni jest możliwe, gdy znany jest moduł sprężystości (sztywności) E i współczynnik Poissona ν gruntu pod konstrukcją.

Wartości tych stałych materiałowych wyznacza się na podstawie badań laboratoryjnych i terenowych (na przykład metoda dynamicznego trójosiowego ściskania, badania płytą VSS). Kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego (kolein strukturalnych) opiera się na zależności pomiędzy liczbą obciążeń, a pionowym odkształceniem podłoża gruntowego bezpośrednio pod najniższą umiejscowioną warstwą konstrukcji nawierzchni drogowej. Przyjmuje się założenie, że deformacje trwałe podłoża gruntowego pod nawierzchnią drogową nie powinny przekraczać ustalonej wartości krytycznej, na przykład: 12,5 mm w metodzie Instytutu Asfaltowego (Judycki i Jaskuła, 2004; Piłat i Radziszewski, 2010).

W najczęściej stosowanych na świecie metodach mechanistycznych (Park i in., 2005; Thompson, 2006; Piłat i Radziszewski, 2010;) do obliczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej (na przykład Shella, Instytutu Asfaltowego, Uniwersytetu w Nottingham) kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego przedstawiające zależność pomiędzy dopuszczalną liczbą powtarzalnych obciążeń a odkształceniem pionowym podłoża gruntowego wyraża się za pomocą następującego wzoru:

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.plewa@pb.edu.pl

$$N_f^{gr} = \frac{1}{\sqrt[m]{\frac{\varepsilon_{gr}}{k}}} [\text{osi obl.}] \quad (1)$$

gdzie: N_f^{gr} jest trwałością zmęczeniową określoną liczbą dopuszczalnych osi obliczeniowych do wystąpienia krytycznych deformacji trwałych, ε_{gr} jest pionowym odkształceniem ściskającym na poziomie podłoża gruntowego, a k i m są współczynnikami materiałowymi.

Wartości współczynników materiałowych przedstawiono w tabeli 1 (Piłat i Radziszewski, 2010).

Tab. 1. Wartości współczynników materiałowych k i m (Piłat i Radziszewski, 2010)

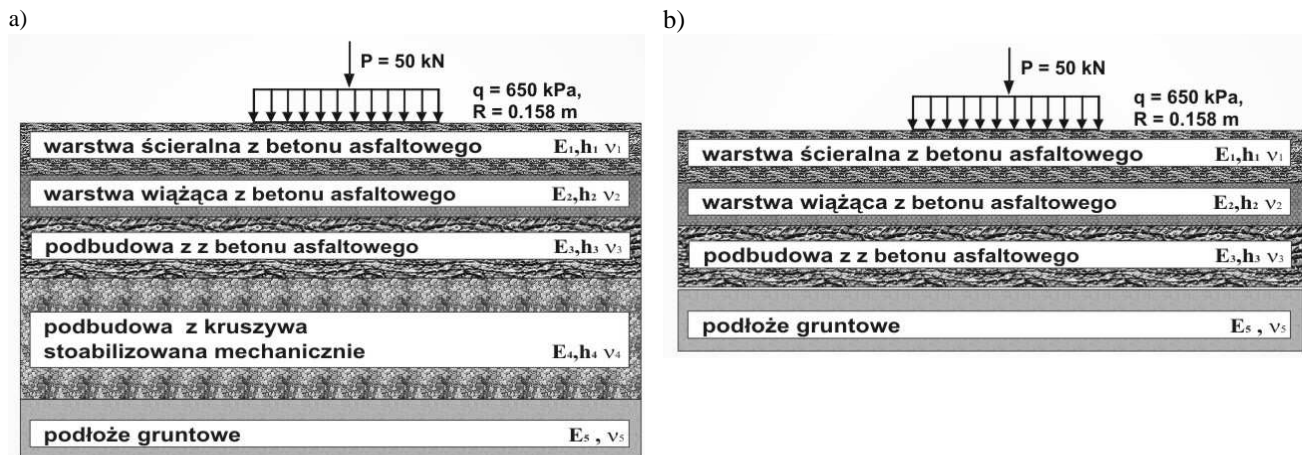
Kryterium	k ($\times 10^{-2}$)	m	Definicja stanu krytycznego nawierzchni
Dormana - Metcalfa	2,8	0,2	PSI = 2,5
Shell'a	1,8 2,1 2,8	0,25	PSI = 2,5
Instytutu Asfaltowego (Chevron)	1,05	0,223	Koleiny 12,5mm
Uniwersytetu w Nottingham	2,16	0,28	Koleiny 20mm mierzone łąką 1,8m
Francuskiej metody projektowania	1,2 1,444 1,6	0,222	-
Belgijskiej metody projektowania	1,1	0,23	-

Najczęściej stosowaną metodą badań odkształcalności i nośności podłoża, stosowaną w budownictwie drogowym, jest wyznaczenie modułów odkształcenia pierwotnego E_1 i wtórnego E_2 za pomocą płyty statycznej VSS. W metodzie mechanistycznej stosowanej w Polsce (także między innymi w Niemczech i Francji) do obliczeń

trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych moduł wtórny E_2 jest przyjmowany jako moduł sprężystości podłoża gruntowego. Według wymagań polskich, angielskich, czy niemieckich podłoże powinno charakteryzować się odpowiednią nośnością. W wymaganiach polskich mówi się o minimalnym wtórnym module odkształcenia $E_2 \geq 100$ MPa dla konstrukcji drogowych o kategorii ruchu KR1-KR2 i $E_2 \geq 120$ MPa – dla konstrukcji o kategorii ruchu KR3-KR6. Natomiast przepisy niemieckie normują najniższą wartość nośności podłoża na poziomie 45 MPa. Przepisy angielskie wymagają aby wartość wtórnego modułu podłoża na powierzchni warstwy mrozoochronnej była równo około 150 MPa (Szydło, 2006).

2. Model obliczeniowy analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych

Do obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych przyjęto konstrukcje nawierzchni typu A i C według Katalogu typowych konstrukcji podatnych i półsztywnych, stanowiącego załącznik nr 5 Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430). Do obliczeń trwałości zmęczeniowej, konstrukcji typu A przyjęto model układu (rys. 1a) z warstwą ścieralną, wiążącą i warstwą podbudowy zasadniczej wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych typu beton asfaltowy i podbudową pomocniczą z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie. Do obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych typu C przyjęto model konstrukcji (rys. 1b) z warstwą ścieralną, wiążącą i warstwą podbudowy zasadniczej wykonanych z mieszanek mineralno-asfaltowych typu beton asfaltowy posadowionych bezpośrednio na podłożu gruntowym. Parametry obliczeniowe warstw konstrukcji zestawiono w tabelicy 2.



Rys. 1. Modele konstrukcji nawierzchni drogowych przyjęte do obliczeń: a) typu A, b) typu C

Tab. 2. Zestawienie parametrów warstw konstrukcyjnych do obliczeń trwałości konstrukcji nawierzchni drogowych (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430)

Rodzaj mieszanki	Zima		Wiosna, jesień		Lato	
	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν
Beton asfaltowy o strukturze zamkniętej przeznaczony do warstwy ścieralnej	19300	0,25	10300	0,30	2800	0,40
Beton asfaltowy o strukturze częściowo zamkniętej przeznaczony do warstwy wiążącej	18800	0,25	10100	0,30	3000	0,40
Beton asfaltowy o strukturze częściowo zamkniętej przeznaczony do warstwy podbudowy	18100	0,25	9600	0,30	3000	0,40
Kruszywo łamane o ciągłym uziarnieniu, stabilizowane mechanicznie	400	0,30	400	0,30	400	0,30
Podłoże gruntowe	Zmienny	0,30	Zmienny	0,30	Zmienny	0,30

Obliczenia przeprowadzono dla nawierzchni drogowych o zmiennej grubości warstw w zależności od kategorii ruchu, okresu eksploatacji 20 lat, z podziałem roku obliczeniowego na trzy okresy temperaturowe (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430):

- okres zimy (3 miesiące) -2°C,
- okres wiosny i jesieni (6 miesięcy) 10°C,
- okres lata (3 miesiące) 23°C.

Wartość średniego dobowego ruchu SDR, oraz podział konstrukcji ze względu na kategorie ruchu – KR (tab. 3) przyjęto jak (liczba osi obliczeniowych 100kN na dobę na pas obliczeniowy). Konstrukcje nawierzchni zaprojektowano dla skumulowanej liczby osi obliczeniowych odpowiadającej dwudziestoletniemu okresowi eksploatacji przy natężeniach ruchu odpowiadających górnym granicom kategorii ruchu od KR1 do KR5 oraz 3 000 osi obliczeniowych na dobę na obliczeniowy pas dla KR6.

Tab. 3. Klasyfikacja konstrukcji nawierzchni drogowych według kategorii ruchu (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430)

Kategoria ruchu	Liczba osi obliczeniowych (100 kN) na dobę, na pas obliczeniowy	Trwałość zmęczeniowa: liczba osi obliczeniowych (100 kN) w okresie 20 lat
KR1	≤12	≤90 000
KR2	13 - 70	90 000 - 510 000
KR3	71 - 335	510 000 - 2 500 000
KR4	336 - 1000	2 500 000 - 7 300 000
KR5	1001 - 2000	7 300 000 - 14 600 000
KR6	2001 i więcej	≥22 000 000

Rozkład ruchu w poszczególnych okresach w roku jest następujący:

- okres zimy (3 miesiące) – 20%,
- okres wiosny i jesieni (6 miesięcy) – 50%,
- okres lata (3 miesiące) – 30%.

Obliczenia naprężeń i odkształceń w analizowanych konstrukcjach wyznaczono przy wykorzystaniu aplikacji BISAR 3.0. Do obliczeń trwałości zmęczeniowej

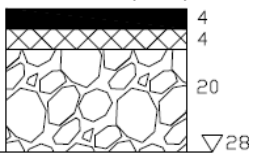
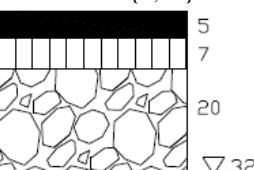
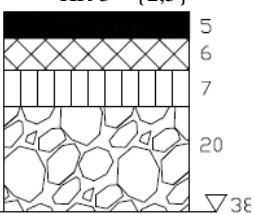
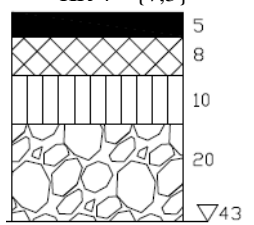
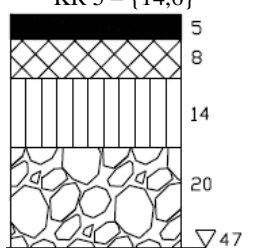
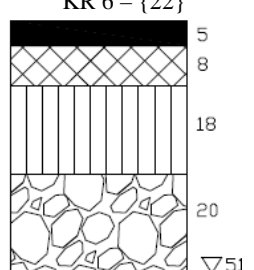
konstrukcji posłużono się kryterium zmęczeniowym Instytutu Asfaltowego, zgodnie z (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430). We wszystkich analizowanych konstrukcjach jako kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego przyjęto kryterium opracowane przez Chevron, zgodnie z (Dz.U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430). Obliczenia trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych w aspekcie obniżonej nośności podłoża gruntowego przeprowadzono dla podłoży gruntowych o nośnościach: 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa i 90 MPa. W Katalogu typowych konstrukcji podatnych i półsztywnych obliczenia trwałości konstrukcji nawierzchni drogowych przeprowadzono do podłoża gruntowego o nośności 100 MPa.

3. Analiza uzyskanych wyników obliczeń

Wyniki obliczeń trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych posadowionych na podłożu gruntowym o nośnościach: 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa i 90 MPa przedstawiono w tablicy 4 – konstrukcje nawierzchni typu A i tablicy 5 – konstrukcje nawierzchni typu C.

Na podstawie wyników obliczeń (tab. 4.) trwałości zmęczeniowych konstrukcji nawierzchni drogowych typu A posadowionych na podłożu gruntowym o niższych nośnościach niż normowe, należy stwierdzić, że o trwałości konstrukcji we wszystkich analizowanych przypadkach decyduje kryterium spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji o kategorii ruchu KR1 jest spełniona bez stosowania zmian w jej budowie, nawet dla podłoża o nośności 60 MPa. W konstrukcji KR2 należy zwiększyć grubość pakietu warstw asfaltowych o 1 cm, a podbudowę z kruszywa dla podłoża o nośności 60 MPa i 70 MPa o 15cm, a dla podłoża o nośności 80 MPa i 90MPa o 10cm. W konstrukcji KR3 zachodzi konieczność zwiększenia grubości pakietu warstw asfaltowych o 3 cm dla podłoża o nośności 60 MPa i 70 MPa i o 2 cm dla podłoża o nośności 80 MPa i 90 MPa. W konstrukcji KR4 należy zwiększyć grubość pakietu warstw asfaltowych o 4 cm dla podłoża o nośności 60 MPa i o 3 cm dla pozostałych podłoży. W konstrukcji KR5 grubości


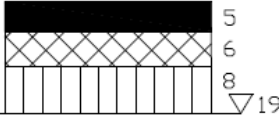
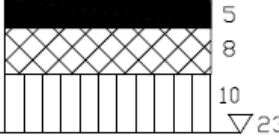
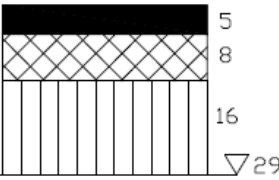
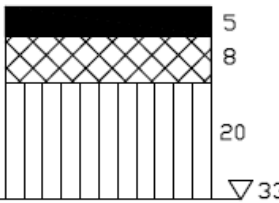
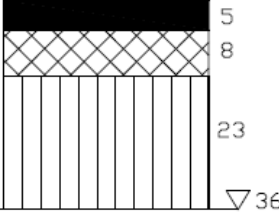
Tab. 4. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni drogowych typu A posadowionych na podłożu gruntowym o nośnościach: 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa i 90 MPa

Układ konstrukcji {Wymagana trwałość zmęczeniowa (nie mniej niż [mln osi obl.]}	Nośność podłoża gruntowego E [MPa]	Obliczona trwałość zmęczeniowa [mln osi obl.]	Proponowana korekta warstw konstrukcji	Trwałość zmęczeniowa po korekcie [mln osi obl.]
KR 1 - {0,09} 	60	$N_f^A = 0,116$	–	$N_f^A = 0,116$
	70	$N_f^A = 0,121$	–	$N_f^A = 0,121$
	80	$N_f^A = 0,143$	–	$N_f^A = 0,143$
	90	$N_f^A = 0,155$	–	$N_f^A = 0,155$
KR 2 - {0,51} 	60	$N_f^A = 0,356$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 13 cm,	$N_f^A = 0,511$
	70	$N_f^A = 0,397$	- zwiększenie gr. warstwy KŁSM do 35 cm	$N_f^A = 0,526$
	80	$N_f^A = 0,427$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 13 cm,	$N_f^A = 0,530$
	90	$N_f^A = 0,478$	- zwiększenie gr. warstwy KŁSM do 30 cm	$N_f^A = 0,546$
KR 3 - {2,5} 	60	$N_f^A = 1,458$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 21 cm,	$N_f^A = 2,776$
	70	$N_f^A = 1,839$		$N_f^A = 2,976$
	80	$N_f^A = 1,954$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 20 cm,	$N_f^A = 2,564$
	90	$N_f^A = 2,263$		$N_f^A = 2,705$
KR 4 - {7,3} 	60	$N_f^A = 3,990$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 27 cm,	$N_f^A = 8,493$
	70	$N_f^A = 4,287$		$N_f^A = 7,559$
	80	$N_f^A = 5,566$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 26 cm,	$N_f^A = 8,091$
	90	$N_f^A = 6,827$		$N_f^A = 8,559$
KR 5 - {14,6} 	60	$N_f^A = 8,493$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 31 cm,	$N_f^A = 14,610$
	70	$N_f^A = 9,123$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 30 cm,	$N_f^A = 15,451$
	80	$N_f^A = 11,719$		$N_f^A = 16,452$
	90	$N_f^A = 13,276$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 29 cm,	$N_f^A = 14,652$
KR 6 - {22} 	60	$N_f^A = 15,597$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 34 cm,	$N_f^A = 22,082$
	70	$N_f^A = 18,274$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 33 cm,	$N_f^A = 25,338$
	80	$N_f^A = 19,461$		$N_f^A = 22,951$
	90	$N_f^A = 20,591$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 32 cm,	$N_f^A = 24,274$

N_f^A – trwałość konstrukcji uwarunkowana kryterium spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych

N_f^{Gr} – trwałość konstrukcji uwarunkowana kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego

Tab. 5. Trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni drogowych typu C posadowionych na podłożu gruntowym o nośnościach: 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa i 90 MPa

Układ konstrukcji {Wymagana trwałość zmęczeniowa (nie mniej niż) [mln osi obl.]}	Nośność podłoża gruntowego E [MPa]	Obliczona trwałość zmęczeniowa [mln osi obl.]	Proponowana korekta warstw konstrukcji	Trwałość zmęczeniowa po korekcie [mln osi obl.]
KR 1 - {0,09} 	60	$N_f^A = 0,274$	–	$N_f^A = 0,274$
	70	$N_f^A = 0,306$	–	$N_f^A = 0,306$
	80	$N_f^A = 0,340$	–	$N_f^A = 0,340$
	90	$N_f^A = 0,373$	–	$N_f^A = 0,373$
KR 2 - {0,51} 	60	$N_f^A = 0,831$	–	$N_f^A = 0,831$
	70	$N_f^A = 0,919$	–	$N_f^A = 0,919$
	80	$N_f^A = 1,008$	–	$N_f^A = 1,008$
	90	$N_f^A = 1,094$	–	$N_f^A = 1,094$
KR 3 - {2,5} 	60	$N_f^A = 2,165$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 24 cm,	$N_f^A = 2,701$
	70	$N_f^A = 2,378$	–	$N_f^A = 2,962$
	80	$N_f^A = 2,586$	–	$N_f^A = 2,586$
	90	$N_f^A = 2,791$	–	$N_f^A = 2,791$
KR 4 - {7,3} 	60	$N_f^{Gr} = 6,259$	- zmniejszenie gr. warstw bitumicznych do 27 cm, - dodanie warstwy z KŁSM gr. 20 cm	$N_f^A = 7,500$
	70	$N_f^{Gr} = 6,534$	- zmniejszenie gr. warstw bitumicznych do 27 cm, - dodanie warstwy z KŁSM gr. 16 cm	$N_f^A = 7,334$
	80	$N_f^A = 6,793$	- zwiększenie gr. warstw bitumicznych do 30 cm	$N_f^A = 7,393$
	90	$N_f^A = 7,435$	–	$N_f^A = 7,435$
KR 5 - {14,6} 	60	$N_f^{Gr} = 11,019$	- zmniejszenie gr. warstw bitumicznych do 31 cm, - dodanie warstwy z KŁSM gr. 20 cm	$N_f^A = 14,620$
	70	$N_f^{Gr} = 13,511$	–	$N_f^A = 15,994$
	80	$N_f^A = 15,029$	–	$N_f^A = 15,029$
	90	$N_f^A = 16,298$	–	$N_f^A = 16,298$
KR 6 - {22} 	60	$N_f^{Gr} = 16,164$	- zmniejszenie gr. warstw bitumicznych do 34 cm, - dodanie warstwy z KŁSM gr. 20 cm	$N_f^A = 22,199$
	70	$N_f^{Gr} = 21,131$	- zmniejszenie gr. warstw bitumicznych do 33 cm, - dodanie warstwy z KŁSM gr. 20 cm	$N_f^A = 23,008$
	80	$N_f^A = 22,601$	–	$N_f^A = 22,601$
	90	$N_f^A = 24,460$	–	$N_f^A = 24,460$

N_f^A – trwałość konstrukcji uwarunkowana kryterium spekań zmęczeniowych warstw asfaltowych

N_f^{Gr} – trwałość konstrukcji uwarunkowana kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego

pakietu warstw asfaltowych należy zwiększyć o 4 cm dla podłoża o nośności 60 MPa, o 3cm dla podłoża o nośności 70 MPa i 80 MPa i o 2cm dla podłoża o nośności 90 MPa. W konstrukcji o kategorii ruchu KR6 należy pakiet warstw asfaltowych powiększyć o 3cm dla podłoża o nośności 60 MPa, o 2cm dla podłoża o nośności 70 MPa i o 1cm dla podłoża o nośności 80 MPa i 90 MPa.

Wyniki obliczeń trwałości zmęczeniowych konstrukcji nawierzchni drogowych typu C na podłożu gruntowym o niższych nośnościach niż normowe, przedstawione w tablicy 5 wskazują, że trwałość zmęczeniowa konstrukcji nawierzchni drogowych o kategorii ruchu KR1 i KR2 jest spełniona dla wszystkich analizowanych nośności podłoża gruntowego. Podobnie przedstawia się sytuacja, kiedy analizowane są trwałości zmęczeniowe pozostałych konstrukcji posadowionych na podłożu o nośnościach 80 MPa i 90 MPa, z wyjątkiem konstrukcji KR4 posadowionej na podłożu o nośności 80 MPa, gdzie pakiet warstw asfaltowych należy zwiększyć o 1cm.

Na szczególną uwagę zasługują wyniki trwałości zmęczeniowych konstrukcji KR4, KR5 i KR6 posadowione na podłożu gruntowym o nośnościach 60 MPa i 70 MPa. W tych przypadkach o trwałości zmęczeniowej konstrukcji decyduje kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego. Ze względów technologicznych, ale także i ekonomicznych proponuje się, aby trwałość konstrukcji nawierzchni drogowych zwiększyć dodając warstwę podbudowy z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie o grubości 20 cm, zmniejszając grubość pakietu warstw asfaltowych o 2 cm.

4. Podsumowanie

Na podstawie analiz literatury oraz wyników obliczeń wpływu nośności podłoża gruntowego na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni drogowej należy stwierdzić, że:

- W najczęściej stosowanych na świecie metodach mechanistycznych do odliczania trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowej, biorąc pod uwagę kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego, stosuje się zależność pomiędzy dopuszczalną liczbą powtarzalnych obciążeń (osi obliczeniowych) i odkształceniem pionowym podłoża gruntowego.
- Najczęściej stosowaną metodą badań odkształcalności i nośności podłoża, stosowaną w budownictwie drogowym, jest badanie modułów odkształcenia pierwotnego i wtórnego przy wykorzystaniu płyty VSS. W metodzie mechanistycznej stosowanej w Polsce, a także między innymi w Niemczech i Francji, do obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych moduł wtórny jest przyjmowany jako moduł sprężystości podłoża gruntowego.
- Na podstawie wyników obliczeń trwałości zmęczeniowych konstrukcji nawierzchni drogowych

typu A – we wszystkich analizowanych przypadkach i typu C posadowionych na podłożu gruntowym o nośności 80 MPa i 90 MPa, należy stwierdzić, że o trwałości konstrukcji decyduje kryterium spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych.

- Wyniki obliczeń trwałości zmęczeniowych konstrukcji typu C dla kategorii ruchu KR4, KR5 i KR6 posadowionych na podłożu gruntowym o nośnościach 60 MPa i 70 MPa świadczą o tym, że w tych przypadkach o trwałości zmęczeniowej konstrukcji decyduje kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego. Ze względów technologicznych, ale także i ekonomicznych zaproponowano, aby trwałość konstrukcji nawierzchni drogowych zwiększyć przez dodanie warstwy podbudowy z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie o grubości 20 cm, zmniejszając grubość pakietu warstw asfaltowych o 2 cm.

Literatura

- Piłat J., Radziszewski P. (2010). Nawierzchnie asfaltowe. WKiŁ, Warszawa.
- Judycki J., Jaskuła P. (2004). Nowoczesne nawierzchnie asfaltowe. W: *Materiały konferencji XLVII Techniczne Dni Drogowe*, Szczyrk 2004, 1-15.
- Thompson M. R. (2006). Perpetual pavement design. *Department of Civil Engineering University of Illinois*, presentation: www.aapaq.org (23.05.2013).
- Park H., Kim J., Kim Y., Lee H. (2005). Determination of the layer thickness for long-life asphalt pavements. W: *EASTS 2005, Asia Society for Transport Studies*, Bangkok, Vol.5, 791-802.
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 43 z dn. 2.03.1999, poz. 430.
- Szydło A. (2004). Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. *Wydawnictwo Polski Cement Sp. z o.o.*, Kraków.

THE INFLUENCE OF SUBGRADE CAPACITY ON THE FATIGUE LIFE PAVEMENT CONSTRUCTION IN TERMS OF THE SUBGRADE DEFORMATION CRITERION

Abstract: The paper presents the analysis of calculations of the fatigue life road pavement constructions with the assumption that the bearing capacity of the subgrade is lower than implied by the requirements adopted in the "Catalogue of typical road constructions anstiffness and semi-stiffness". The contents of proposals or changes in thickness of the pavement structural layers in such a way that the fatigue life of the analysed pavement structure met the requirements of the intended service life, even though its foundation on the lower subgrade capacity. Calculation of the fatigue life of pavement structures analyzed in terms of the reduced capacity of the subgrade will be carried out for the ground with a capacity from 60 MPa to 90 MPa.

Przedstawione w artykule wyniki badań i analiz zostały uzyskane w ramach pracy statutowej S/WBiŚ/2/10.

WPŁYW FORMOWANIA WBIJANEJ KOLUMNY KAMIENNEJ NA PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE SŁABEGO OTOCZENIA GRUNTOWEGO

Jerzy SĘKOWSKI, Sławomir KWIECIEŃ*, Piotr KANTY

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań polowych dotyczących wpływu formowania wbijanej kolumny kamiennej na jej otoczenie gruntowe. Wpływ ten wyrażony został zmianą efektywnego kąta tarcia wewnętrznego i spójności określonych w sondowaniu statycznym CPTU w trakcie, jak i po uformowaniu kolumny kamiennej.

Słowa kluczowe: wymiana dynamiczna, kolumny kamienne, sondowania statyczne CPTU.

1. Wprowadzenie

Lokalizacja obiektów budowlanych i inżynierskich na gruncie o małej nośności i/lub dużej ściśliwości wymaga posadowienia pośredniego bądź wzmocnienia podłoża. Jedną z wiodących metod drugiego podejścia jest wymiana dynamiczna, potocznie nazywana wbijaniem kolumnami kamiennymi (Gryczmański, 2003). Polega ona na formowaniu w gruncie słabym kolumn z kruszywa grubookruchowego, z użyciem uderów o dużej energii.

Projektowanie tak wzmocnionego podłoża napotyka na pewne problemy. Istniejące analityczne metody wymiarowania, ze względu na ich założenia, nie uwzględniają specyfiki wymiany dynamicznej. W obliczeniach przyjmowane są kolumny o stałym cylindrycznym kształcie a podłoże gruntowe charakteryzuje się parametrami fizyczno-mechanicznymi przed jego wzmocnieniem (Brauns, 1978; Priebe, 1976). Jak wykazały wcześniejsze badania autorów, kształty uzyskiwanych kolumn mogą różnić się od cylindrycznych (Kwiecień i Sękowski, 2012; Sękowski i Kwiecień, 2012), a parametry wzmocnianego podłoża mogą ulec zmianie (Kwiecień, 2009). Może to z kolei prowadzić to do błędnego określenia nośności, jak i osiadań tak wzmocnionego podłoża zarówno w analizach analitycznych, jak również numerycznych (na przykład metodą elementów skończonych).

Badania dotyczące kształtów wbijanych kolumn kamiennych prowadzone są przez autorów od kilku lat. Pozwoliły one na określenie wpływu warunków gruntowo-wodnych na kształt uformowanych kolumn (Kwiecień i Sękowski, 2012).

Dotychczasowe badania autorów nad wpływem formowania kolumn na słabe otoczenie gruntowe były skromne (Kwiecień, 2009) i nie pozwalały na wyciągnięcie szerszych wniosków. Stąd też powstała koncepcja przeprowadzenia szerszych badań, obejmujących określenie wpływu formowania pojedynczej wbijanej kolumny kamiennej na parametry wytrzymałościowo-odkształceniowe otoczenia gruntowego. Wpływ ten wyrażony został zmianą parametrów uzyskanych w sondowaniach statycznych CPTU oraz w badaniach dylatometrycznych DMT, przeprowadzonych w trakcie formowania kolumny, jak i po jej wykonaniu, w różnych odstępach czasowych, oraz w różnych odległościach od kolumny. Ze względu na szeroki charakter przeprowadzonych badań, w artykule zaprezentowano wyniki i analizę parametrów wytrzymałościowych uzyskanych w badaniach CPTU.

2. Badania polowe

2.1. Poletko badawcze

Badania polowe zostały prowadzone na poletku zlokalizowanym w południowo-wschodniej części kraju, w bezpośrednim sąsiedztwie budowanej arterii komunikacyjnej. O wyborze jego lokalizacji zadecydowały warunki gruntowo-wodne określone na podstawie sondowań statycznych CPT, zrealizowanych dla potrzeb projektowanej inwestycji.

Po wytyczeniu poletka badawczego o wymiarach 14×14 m przeprowadzono badania uszczegóławiające

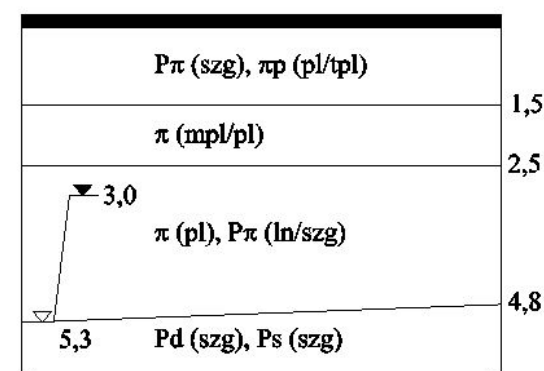
* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: Sławomir.Kwiecien@polsl.pl

w postaci sondowań CPTU, DMT oraz wierceń mechanicznych. Głębokość przeprowadzonych badań wyniosła od 6 m (sondowania CPTU) do 7,5 m poniżej poziomu terenu (wiercenia badawcze).

Jak wynika z przeprowadzonych badań (Tschuschke i Kroll, 2012) podłoże budują cztery charakterystyczne strefy gruntów (rys. 1):

- średnio zagęszczone piaski pylaste i pyły piaszczyste w stanie na pograniczu twaroplastycznego i plastycznego do głębokości około 1,5 m;
- plastyczne i miękkoplastyczne osady pylaste, zalegające na głębokości od 1,5-2,5 m;
- plastyczne warstwy pylaste z większym udziałem luźnych i średnio zagęszczonych gruntów piaszczystych, występujących do około 4,8 m;
- średnio zagęszczone piaski średnie, drobne i pylaste stanowiące warstwę nośną.

Pod względem geologicznym opisane grunty są czwartorzędowymi osadami rzecznyymi.



Rys.1 Warunki gruntowo-wodne w miejscu formowania kolumny

W wyniku badań ustalono również poziomy występowania wody gruntowej. Jej nawiercone zwierciadło znajdowało się na głębokości 5,3 m poniżej poziomu terenu, a ustabilizowane – na głębokości 3,0 m poniżej poziomu terenu.

2.2. Program badań

Przedstawione w artykule badania są fragmentem szerszych analiz zespołu autorskiego. Ich celem było określenie wpływu formowania kolumny kamiennej na parametry wytrzymałościowo-odkształceniowe otoczenia gruntowego, jak również na jego odkształcalność. Przeprowadzono to wykonując testy CPTU, DMT oraz badania inklinometryczne w różnych odległościach od formowanej kolumny jak i w różnym czasie.

W przypadku badań CPTU, ich pierwsza seria („a”), przeprowadzona została przed rozpoczęciem formowania kolumny i obejmowała wykonanie pięciu testów zlokalizowanych kolejno: w punktach numer 1, 2, 3, 4 i 5 usytuowanych odpowiednio w miejscu przewidzianej kolumny oraz 2, 3, 4 i 6 m od jej osi.

Kolejne serie badań obejmowały wykonanie

każdorazowo czterech testów penetracyjnych zlokalizowanych jak w serii pierwszej, za wyjątkiem badania w osi wzmocnienia. Aby uniknąć efektu wpływu testów na wyniki badań, lokalizację kolejnych badań przesuwano po obwodzie okręgów przechodzących przez poprzednie punkty badawcze. Wspomniane badania przeprowadzono po uformowaniu: 1/3 kolumny, 2/3 kolumny, pełnej kolumny oraz po 1, 8 i 30 dniach od momentu wykonania kolumny (kolejno serie „b”, „c”, „d”, „e”, „f” i „g”).

2.3. Kształtowanie kolumny

Kolumna kamienna formowana była z użyciem sprzętu pozwalającego na zrzut 12-tonowego ubijaka, o kształcie zbliżonym do „beczki” z wysokości do 15 m (rys. 2).



Rys. 2. Formowanie wbijanej kolumny kamiennej

Proces formowania kolumny podzielony został na trzy etapy (w przybliżeniu do 1/3, 2/3 i 3/3 jej wysokości), po których każdorazowo przeprowadzane były sondowania statyczne CPTU.

Materiałem kolumn była mieszanina pospółki i tłuczni, o frakcji 0-200 mm, w proporcji 1/1.

W procesie formowania kolumny wybity został krater przez swobodny zrzut ubijaka, a następnie był n zasypywany. Kolejne zrzuty pograżały uzupełniany na bieżąco materiał w podłoże. Łącznie w etapie pierwszym (1/3 kolumny) wykonano sześć zasypów materiału a ubijak zrzucany był z wysokości od 5 do 15 m.

Etap drugi to zrzuty ubijaka z pełnej wysokości – 15 m, przy czterech zasypach krateru.

W kończącym kolumnę etapie trzecim ubijak zrzucany był z coraz mniejszej wysokości, mieszczącej się w przedziale od 15 do 2 m a kruszywo w kraterze uzupełniane było pięć razy.

Do ukształtowania kolumny zużyto 20,9 m³ luźnego kruszywa. Średnica głowicy kolumny, zinwentaryzowana po jej wbiciu, wynosiła 1,9 m.

2.4. Sondowania statyczne CPTU

Sondowania CPTU (Tschuschke i Kroll, 2012) przeprowadzono stożkiem o powierzchni 10 cm² o kącie wierzchołkowym 60°, zagłębianym w grunt z prędkości 2 cm/s. Powierzchnia tulei ciernej wynosiła 150 cm², a filtr pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu zlokalizowany był bezpośrednio za ostrzem stożka. Sondowania prowadzono do głębokości 6 m.

Wydzielone poletko badawcze, sondę statyczną oraz wytyczoną część punktów sondowań przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Badania CPTU na poletku badawczym

W trakcie badań rejestrowano i zapisywano w formie elektronicznej: opór stożka q_c , tarcie na tulei ciernej f_s oraz nadwyżkę ciśnienia wody w porach u_2 . Wielkości te poddano standaryzacji uzyskując w ten sposób odpowiednio: skorygowany opór stożka q_t , współczynnik tarcia R_f , parametr ciśnienia porowego B_q oraz znormalizowany, efektywny opór stożka Q_t .

Określenie rodzaju gruntu przeprowadzono dwuetapowo. W pierwszym etapie zastosowano procedurę Hardera-Bloha, która pozwoliła rozdzielić warstwy i zlokalizować je w systemie klasyfikacyjnym Katedry Geotechniki Uniwersytetu Przyrodniczego w Poznaniu. W drugim etapie grupowanie przeprowadzono procedurą Heghaziego-Mayne'a a rodzaj gruntu określono z diagramu Robertsona. Pozwoliło to na zweryfikowanie zgodności wcześniejszych ustaleń.

Parametry stanu gruntów niespoistych i spoistych określono na podstawie diagramów opracowanych w Katedrze Geotechniki Uniwersytetu Przyrodniczego

w Poznaniu oraz procedur Jamiołkowskiego i Mayne'a. W przypadku parametrów wytrzymałościowych wykorzystano procedury Janbu-Senneseta oraz Lunne'a i Mayne'a.

2.5. Wyniki i analiza badań

Sondowania statyczne CPTU pozwoliły na określenie parametrów wytrzymałościowych przed wzmocnieniem podłoża (seria a), w czasie wbijania kolumny (serie: b, c, d), oraz po jej uformowaniu (serie: e, f, g).

Przedstawiając uzyskane wyniki autorzy zawężili ich obszar do gruntów o najmniejszej nośności i sztywności. Są to grunty drugiej i trzeciej strefy, zalegające od około 1,5 m do około 4,8 m poniżej poziomu terenu. Powodem pominięcia pierwszej warstwy był również fakt, że na jej parametry oprócz wbijania kolumny miało wpływ: poruszenie się sprzętu formującego kolumnę, dowożącego materiał i wykonującego badania. Nie bez znaczenia są również zmiany wilgotności warstwy przypowierzchniowej na skutek zmieniających się w czasie warunków atmosferycznych.

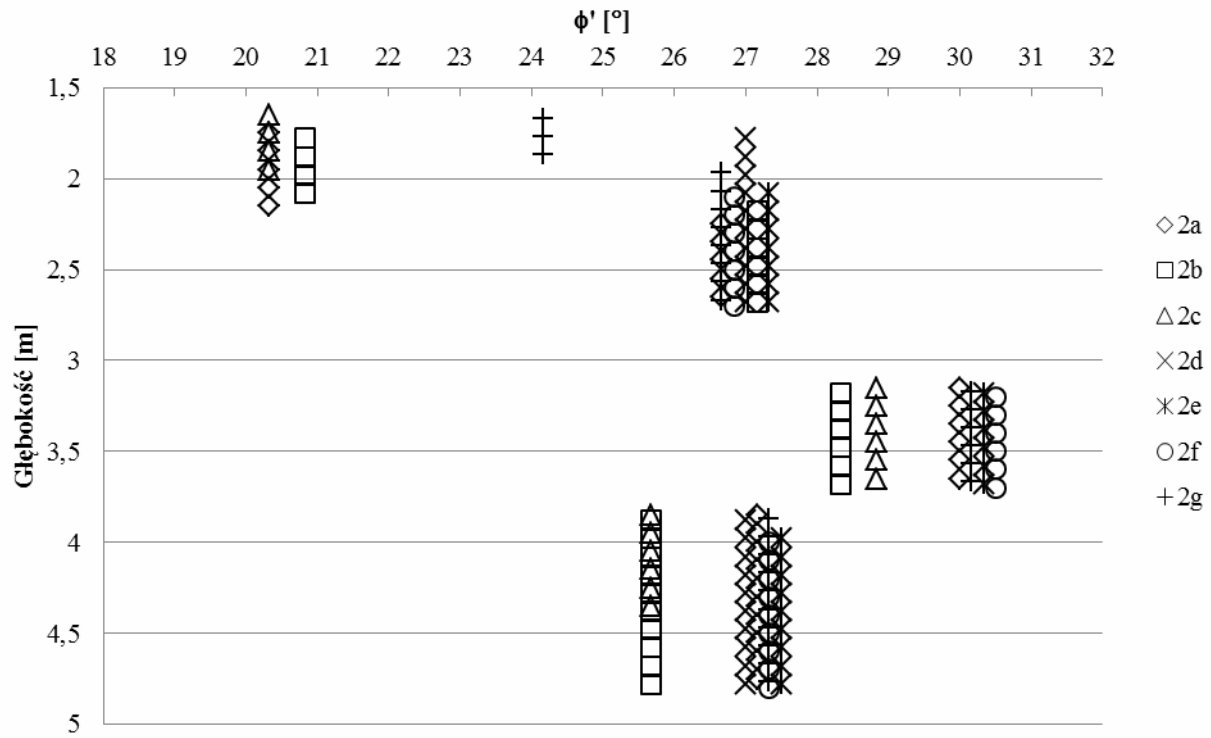
Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono efektywne wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności dla wybranych warstw i poszczególnych serii badań przeprowadzonych w punkcie numer 2, oddalonym od osi wzmocnienia o 2 m.

Analizując uzyskane wyniki można zauważyć, że zarówno kąt tarcia wewnętrznego, jak i spójność gruntu ulegają zmianie. Różny jest jednak charakter tych zmian.

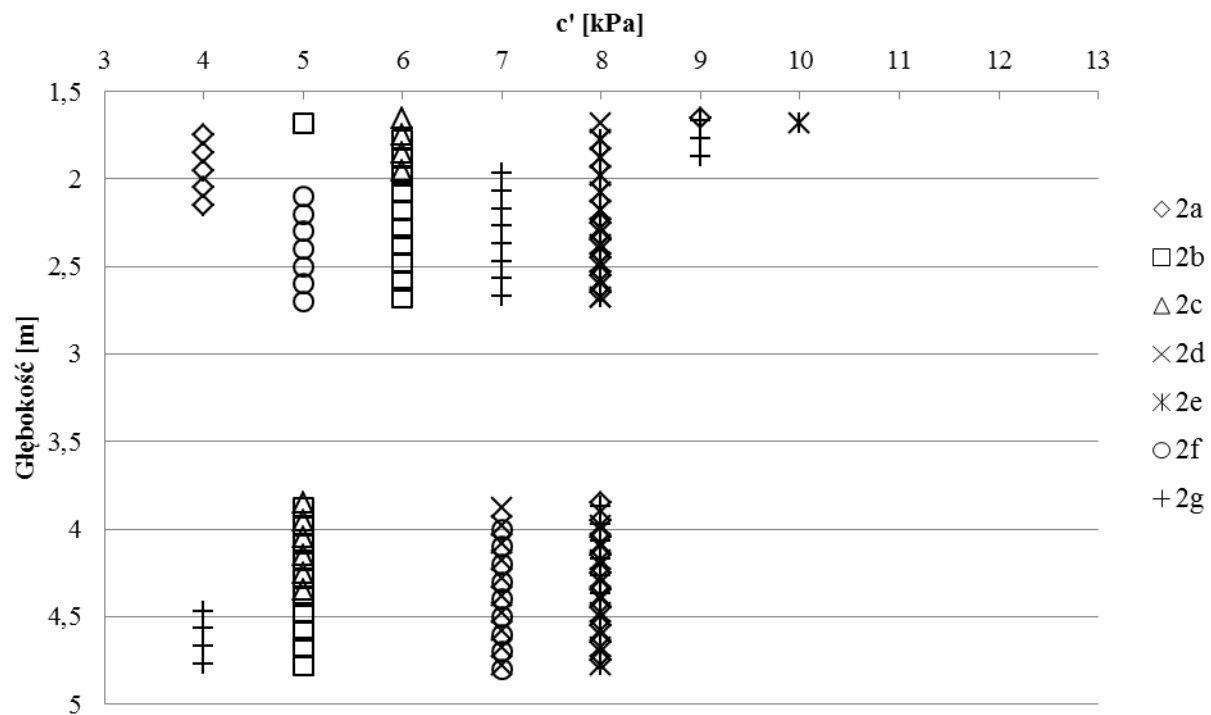
Wartości kąta tarcia wewnętrznego rosną już od momentu formowania kolumny (dla gruntów na głębokości od 1,5-3 m) lub po jej uformowaniu (dla głębokości poniżej 3 m) i są one wyższe w końcowej fazie od wartości przed wzmocnieniem (do kilku procent). Natomiast wartości spójności na przeważającej części podłoża (na głębokości od 2-5 m) podczas formowania kolumny maleją by po jej uformowaniu wzrosnąć, nie przekraczając jednak w badanym czasie wartości pierwotnej. Spostrzeżenia te korespondują z wynikami wcześniejszych badań autorów (Kwiecień, 2009), przeprowadzonych dla gruntów znajdujących się bezpośrednio przy kolumnie.

Wyniki badań zmienności efektywnego kąta tarcia wewnętrznego i efektywnej spójności w punkcie numer 3, oddalonym od osi wzmocnienia o 3 m, przedstawiono na rysunkach 6 i 7. Charakter zmian wartości rozważanych parametrów, w punkcie numer 3, jest podobny do punktu numer 2. Na głębokości 2 m wartości kąta tarcia wewnętrznego zwiększają się od razu, poniżej – wartości kąta – w pierwszej kolejności maleją by później wraz z czasem wzrosnąć do wartości większych od wyjściowych (do kilku procent). W przypadku spójności jej wartość jest wyższa od wyjściowej tylko do głębokości 2 m.

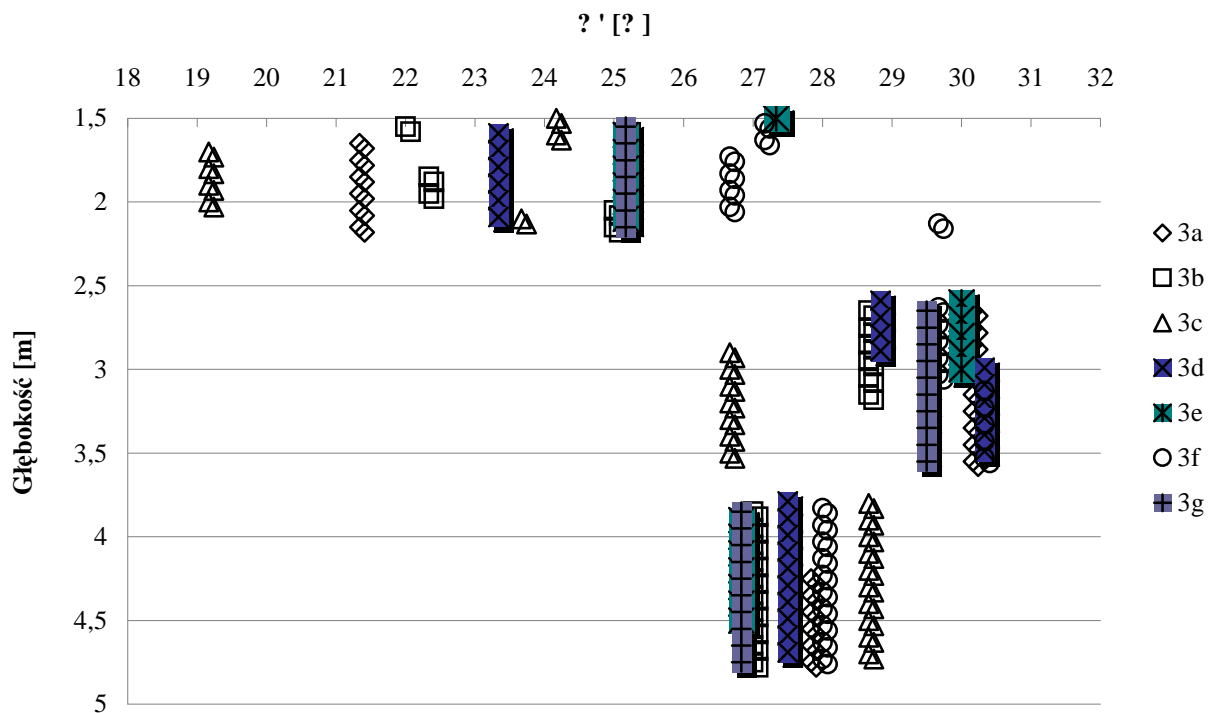
Podobne spostrzeżenia zauważono w wynikach badań w punkcie oddalonym od osi kolumny o 4 m (rys. 8 i 9).



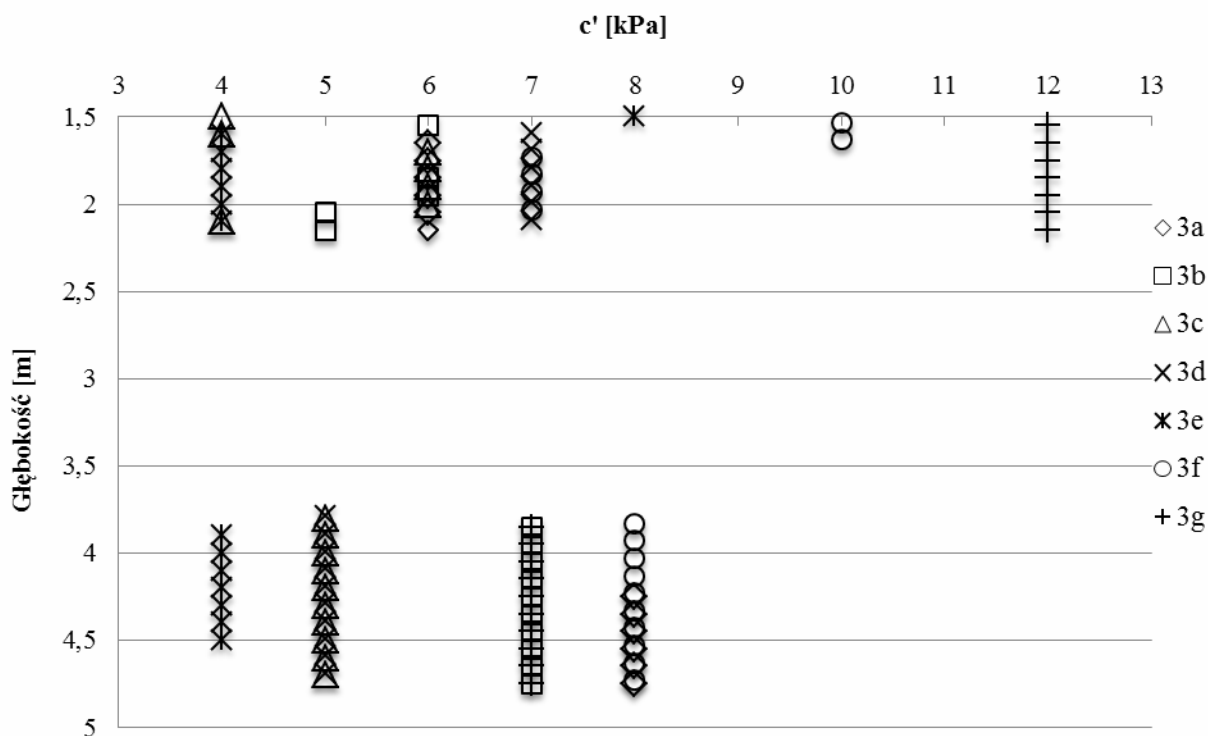
Rys. 4. Efektywne wartości kąta tarcia wewnętrznego w punkcie numer 2, dla serii badań: a-g



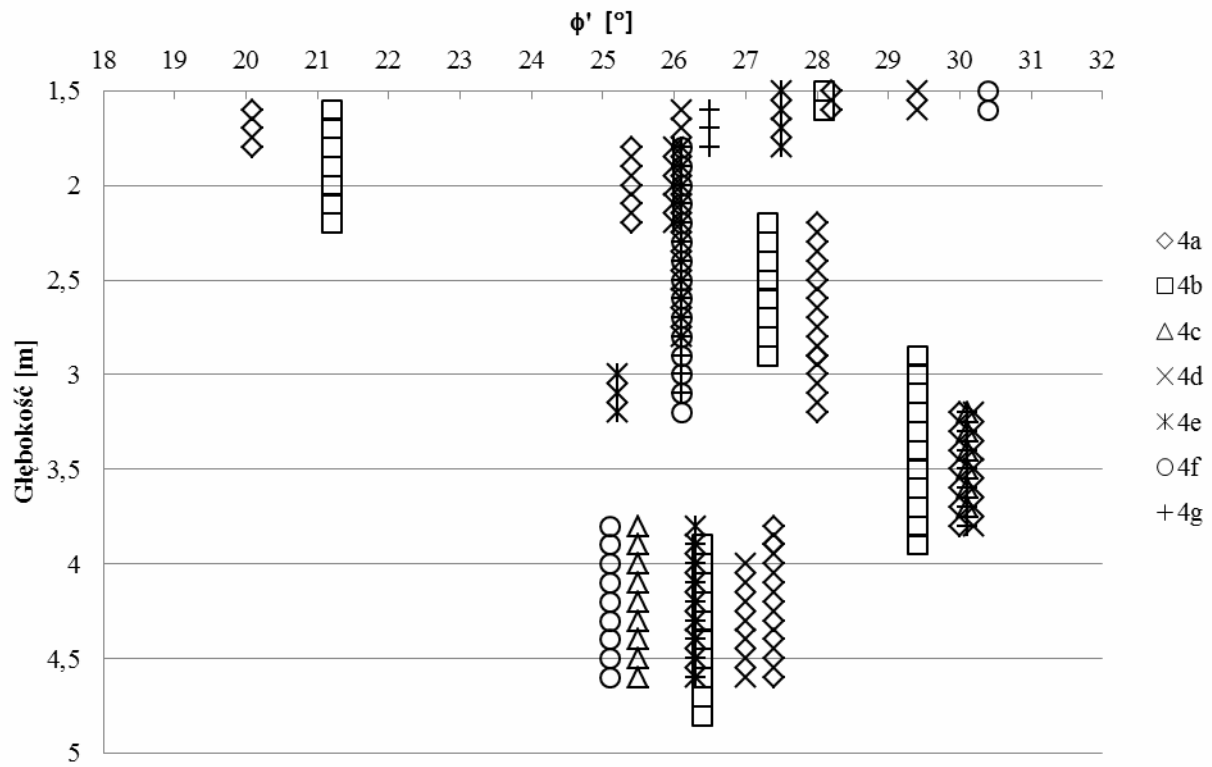
Rys. 5. Efektywne wartości spójności w punkcie numer 2, dla serii badań: a-g



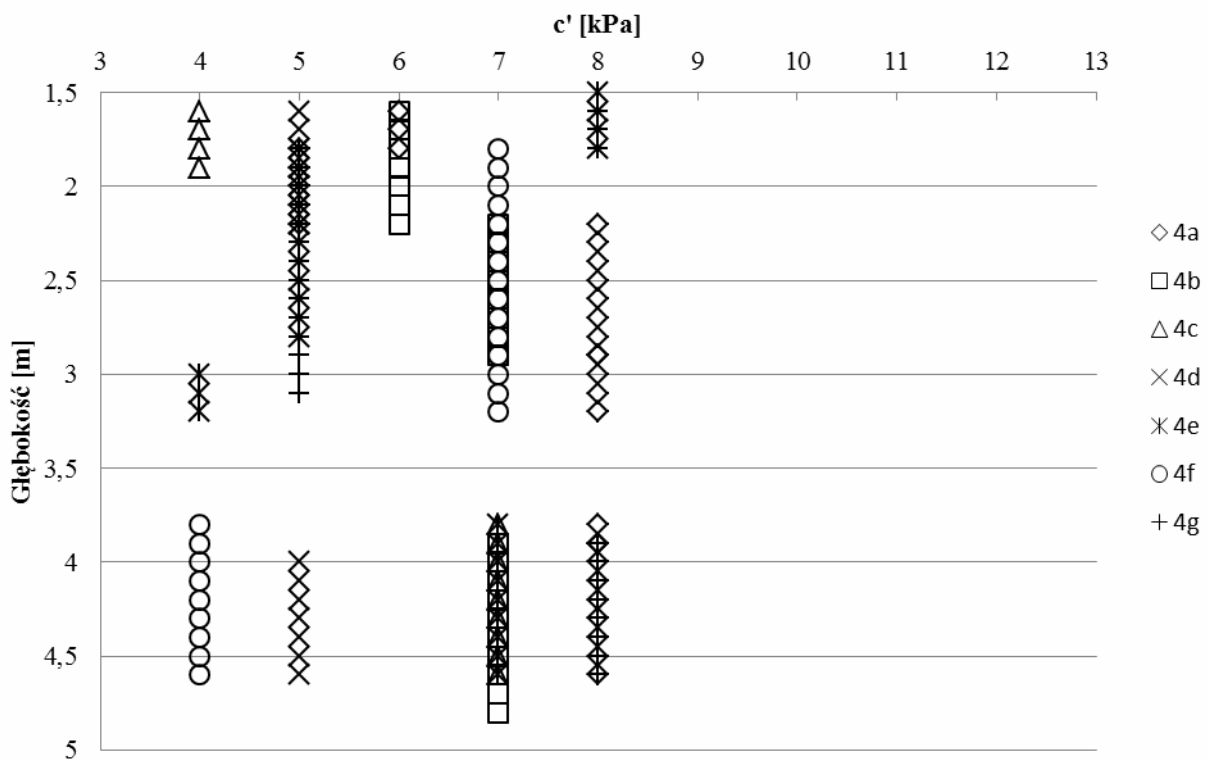
Rys. 6. Efektywne wartości kąta tarcia wewnętrznego w punkcie numer 3, dla serii badań: a-g



Rys. 7. Efektywne wartości spójności w punkcie numer 3, dla serii badań: a-g



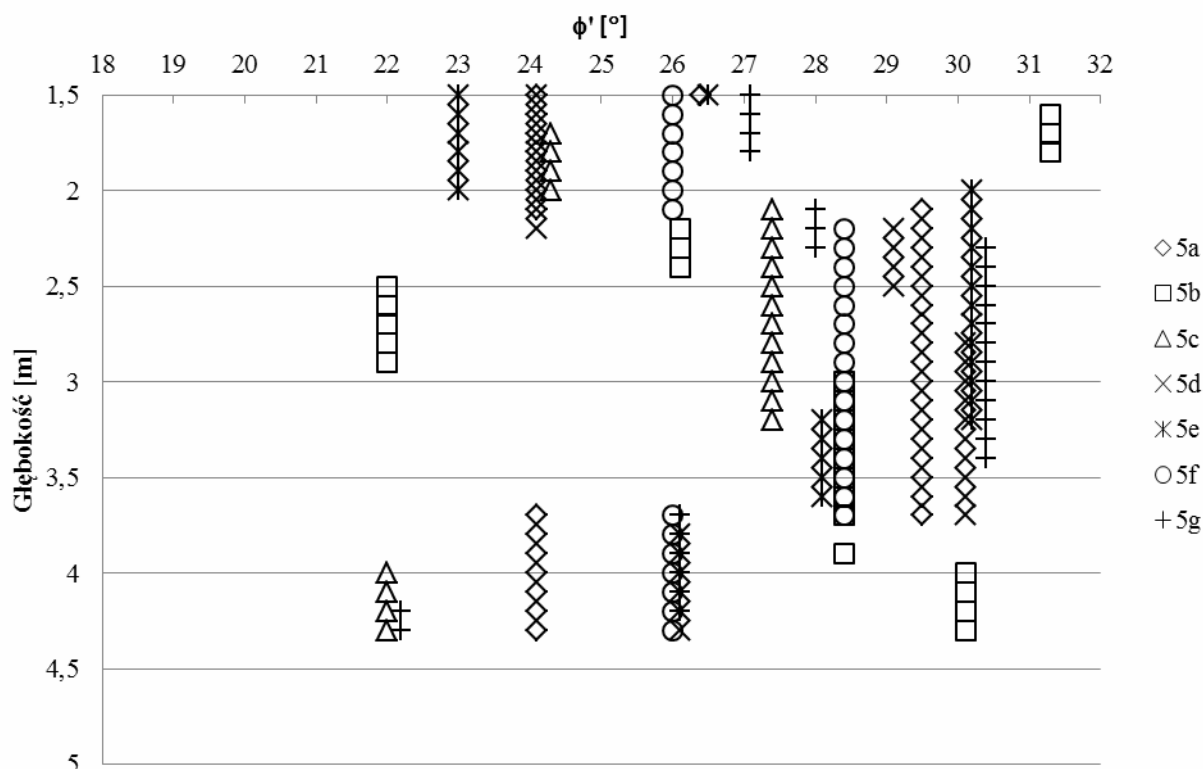
Rys. 8. Efektywne wartości kąta tarcia wewnętrznego w punkcie numer 4, dla serii badań: a-g



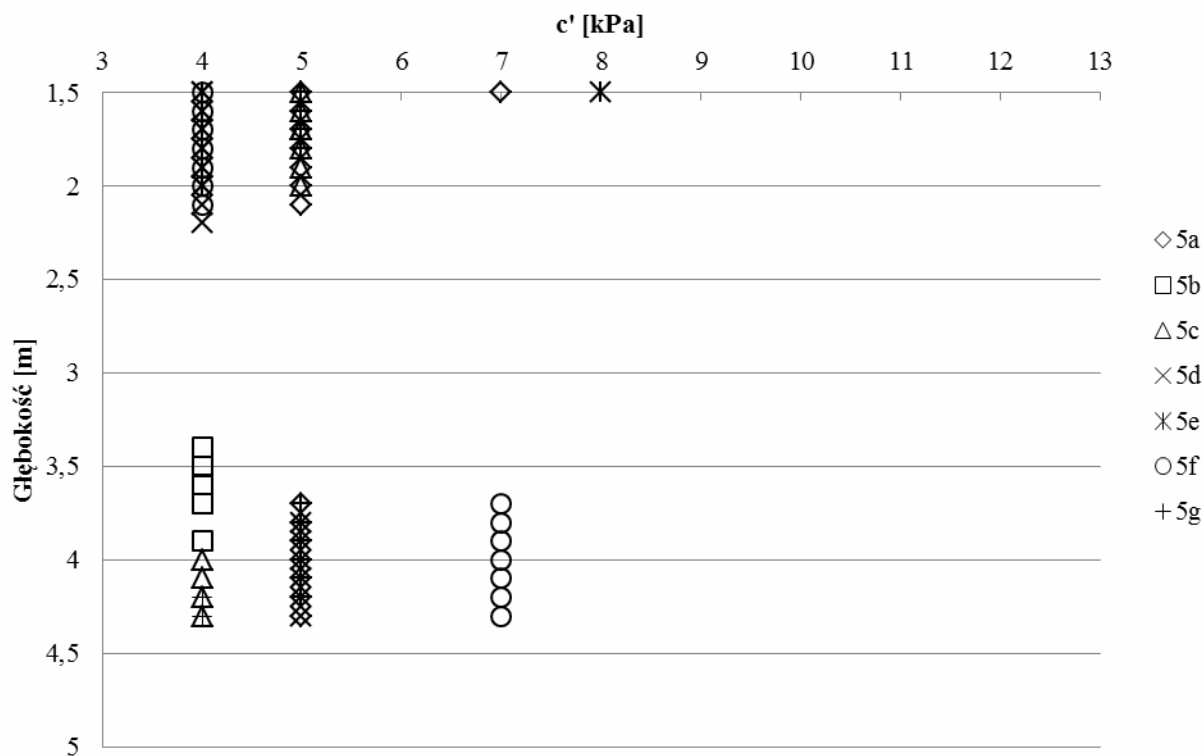
Rys. 9. Efektywne wartości spójności w punkcie numer 4, dla serii badań: a-g

Wyjątkiem są wartości kąta tarcia wewnętrznego, na głębokości od 2,2-3,3 m oraz 3,7-4,6 m, które po spadku w wyniku formowania kolumny, w dalszej kolejności rosną nie uzyskując jednak wartości pierwotnej.

Wpływ formowania kolumny na wartości parametrów wytrzymałościowych uwidacznia się również w miejscu oddalonym od kolumny o 6 m (rys. 10 i 11).



Rys. 10. Efektywne wartości kąta tarcia wewnętrznego w punkcie numer 5, dla serii badań: a-g



Rys. 11. Efektywne wartości spójności w punkcie numer 5, dla serii badań: a-g

Po początkowym spadku wartości kąta tarcia wewnętrznego i spójności, wartości te rosną i dla obu parametrów są większe od wartości wyjściowych.

Analizując wszystkie z uzyskanych wyników (rys. 4-11) można zauważyć, że uformowanie kolumny kamiennej powoduje zmianę parametrów wytrzymałościowych jej otoczenia gruntowego. Zmiany te zależą od głębokości na jakiej dana warstwa występuje, w jakim jest ona stanie oraz od odległości od miejsca formowania kolumny. Praktycznie we wszystkich punktach badawczych wartości parametrów wytrzymałościowych, w procesie formowania kolumny spadają poniżej wartości pierwotnych przed wzmocnieniem. Powodem tego jest niszczenie struktury gruntu na skutek wprowadzenia w podłoże dużej energii, jak i wzrostu ciśnienia wody w porach. Po zakończeniu procesu formowania w gruncie zachodzą procesy odbudowy i konsolidacji podłoża, w wyniku czego wartości parametrów wytrzymałościowych rosną, w części warstw uzyskując wartości wyższe od pierwotnych (od kilku do kilkunastu procent). Największe wzmocnienie wystąpiło w najsłabszych warstwach (warstwa II). Ponieważ badania prowadzone były do 30 dnia od momentu wykonania kolumny, stąd nie można wykluczyć dalszego wzrostu wartości rozpatrywanych parametrów.

3. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badań na polu doświadczalnym mających na celu określenie wpływu formowania kolumny wbijanej na zmiany wartości parametrów wytrzymałościowych jej otoczenia.

Wykazały one, że uformowanie wbijanej kolumny kamiennej powoduje w jej otoczeniu gruntowym zmianę parametrów wytrzymałościowych. Zmiany te mają charakter złożony i zależą od stanu gruntu, jego odległości od uformowanej kolumny oraz czasu.

Ponieważ na zachowanie się podłoża na skutek jego obciążenia, oprócz parametrów wytrzymałościowych, mają również wpływ parametry odkształceniowe, będzie to przedmiotem dalszej analizy autorów.

Literatura

- Brauns J. (1978). Initial bearing capacity of stone column and sand piles. W: *Proc. Symp. Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practise*, Sydney 1978.
- Gryczmański M. (2003). Wzmacnianie podłoża wbijanymi kolumnami kamiennymi. Przegląd doświadczeń śląskich. *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2003, 123-126.
- Kwiecień S., Sękowski J. (2012). Kolumny kamienne formowane w technologii wymiany dynamicznej. Monografia. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Kwiecień S. (2009). Próbné obciążenia wbijanych kolumn kamiennych i wpływ ich formowania na słabe otoczenie gruntowe. W: „*Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoża ekspansywnych*”. *Materiały XV Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej*, Bydgoszcz 2009, 153-160.
- Priebe H. (1976) Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverriichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*, Vol. 53, No. 5, 160-162.
- Sękowski J., Kwiecień S. (2012). Badania polowe kształtu kolumn formowanych metodą wymiany dynamicznej. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/2012, 426-432.
- Tschuschke W., Kroll M. (2012). Interpretacja wyników testów dylatometrycznych (DMT) i statyczne sondowania (CPTU) na potrzeby Grantu badawczego pt. Analiza teoretyczna i doświadczalna wpływu wymiany dynamicznej na otoczenie gruntowe. Poznań.

THE INFLUENCE OF THE RAMMED STONE COLUMN FORMATION ON STRENGTH PARAMETERS OF THE SURROUNDING SOIL

Abstract: This paper presents the results of field tests performed to examine the influence of the rammed stone column formation process on the surrounding soil. The influence is expressed by cohesion and internal friction angle changes. These parameters were determined in cone penetration test (CPTU) during and after the stone column formation process performed with the use of dynamic replacement method.

POSADOWIENIE NASYPU DROGI EKSPRESOWEJ NA GRUNTACH ORGANICZNYCH

Krzysztof STERNIK*, Piotr KANTY

Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Omawiany problem związany jest z projektem przebudowy nasypu modernizowanej drogi. Skarpa istniejącego nasypu wykazywała oznaki utraty stateczności, której przyczyną były występujące pod częścią nasypu ściśliwe grunty organiczne o miąższości dochodzącej do 12 m. Na pozostałym obszarze podłoże było nośne i mało ściśliwe. Bardzo zróżnicowane charakterystyki gruntów podłoża i niestateczność istniejącej skarpy skłoniły projektantów do posadowienia nowo projektowanego nasypu na płycie żelbetowej opartej na palach. Artykuł pokazuje alternatywne rozwiązanie, wykorzystujące istniejący nasyp zabezpieczony kotwioną ścianką szczelną. Skuteczność rozwiązania uzasadniają wyniki analiz stateczności. Wykonano je dwoma sposobami: tradycyjną uproszczoną metodą Bishopa i metodą elementów skończonych. Wyniki obliczeń poddano krytycznej ocenie.

Słowa kluczowe: stateczność nasypu, MES, metoda Bishopa, konsolidacja.

1. Wprowadzenie

Rozwój infrastruktury drogowej sprawia, że modernizacji i przystosowaniu do aktualnych wymogów techniczno-eksploatacyjnych podlegają istniejące obiekty inżynierskie. Obiekty projektowane i wykonane w odległej przeszłości nie tylko nie spełniają obecnych standardów, ale niejednokrotnie znajdują się w stanie granicznym użytkowania. Ten stan bywa często związany z posadowieniem w trudnych warunkach gruntowych.

Przykładem modernizowanego obiektu jest projektowana na nasypie obwodnica Ostródy. Droga biegnie częściowo na istniejącym nasypie. Nasyp ten wykonano w latach siedemdziesiątych. W wyniku posadowienia na gruntach organicznych skarpy istniejącego nasypu miejscami osuwają się.

Projektanci przyjęli, że posadowienie nasypu po modernizacji będzie zrealizowane na płycie żelbetowej opartej na palach prefabrykowanych. W takim przypadku podłoże nie ma wpływu na stateczność skarp nasypu, co w pełni uzasadnia ocenę stateczności za pomocą jednej z metod równowagi granicznej (zwykle uproszczonej metody Bishopa).

Konstrukcyjne rozwiązanie posadowienia jest teoretycznie najprostszym wyjściem, ale nie wykorzystuje w pełni potencjału tkwiącego w znajomości mechaniki gruntów oraz nowoczesnych metodach obliczeniowych. Posadowienie przebudowywanego nasypu bezpośrednio na ściśliwym podłożu jest możliwe, ale wymaga znacznie

staranniejszej (a tym samym bardziej czasochłonnej) analizy numerycznej uwzględniającej historię obciążenia i zmieniające się w czasie relacje między naprężeniami efektywnymi a ciśnieniem wody w porach. Problematyka posadawiania nasypów na ściśliwym organicznym podłożu omówiona była w literaturze polskiej na przykład przez Molisza i in. (1986) oraz Lechowicza i Szymańskiego (2002).

Celem pracy jest przedstawienie możliwości wykorzystania stałych kotew gruntowych do podparcia istniejącej ścianki szczelnej w szczególnych warunkach słabego podłoża gruntowego. W artykule przedstawiono rozwiązanie alternatywne do zaproponowanego w projekcie. Autorzy założyli bezpośrednie posadowienie nasypu z ograniczeniem wypierania słabego gruntu spod jego podstawy za pomocą kotwionej ścianki szczelnej z grodziec stalowych. Skuteczność tego rozwiązania potwierdziła analiza przemieszczeń oraz ocena stateczności z zastosowaniem metody elementów skończonych i wykorzystaniem teorii dużych przemieszczeń oraz konsolidacji. Dokonano porównania wyników ocen stateczności nasypu uzyskanych metodą elementów skończonych i uproszczoną metodą Bishopa.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: Krzysztof.Sternik@polsl.pl

2. Opis rozwiązania projektowego i rozważanej alternatywy

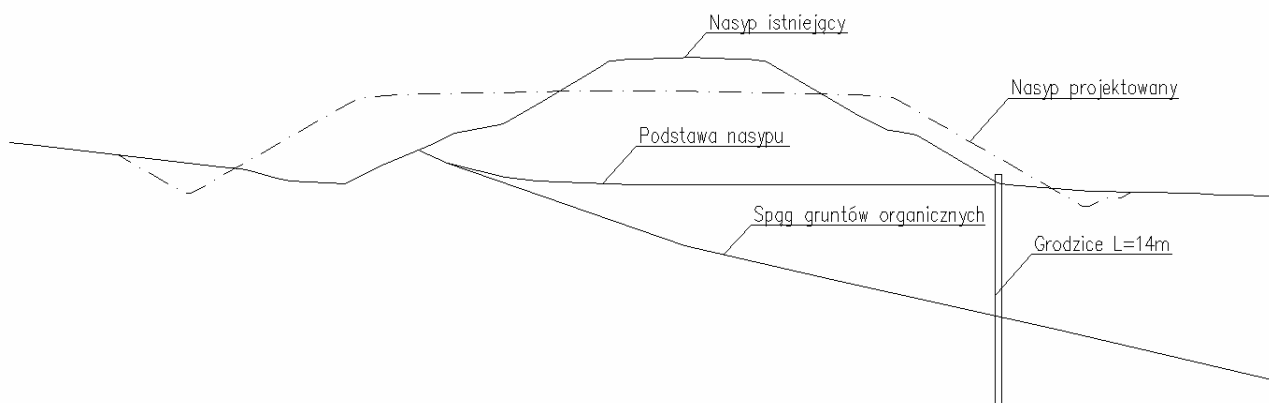
Wysokość istniejącego nasypu jest zróżnicowana i dochodzi do 7,4 m, zaś szerokość jego korony wynosi 9,2 m. Ze względu na lokalne osunięcia skarpy istniejącego nasypu zabezpieczono wbijając u jej podstawy ściankę szczelną z grodziec stalowych długości 14 m (rys. 1). Na rysunku 1 można zauważyć pochylone drzewa i krzewy świadczące o ruchach osuwiskowych skarpy.

Po przebudowie nasyp będzie niższy o około 1 m, ale ze względu na przewidywany wzrost natężenia ruchu, projektowany nasyp musi być szerszy od istniejącego. Nachylenie projektowanych skarp założono jako 1:1,75. Kształty obu nasypów w rozważanym przekroju pokazano na rysunku 2.

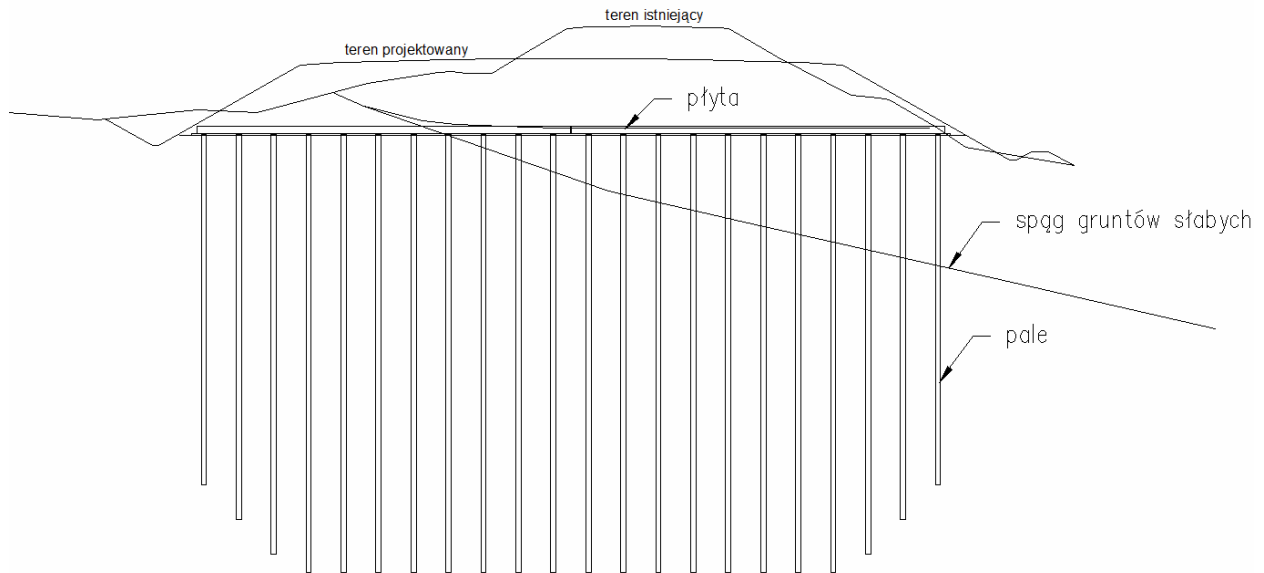
Bardzo zróżnicowane charakterystyki gruntów podłoża i niestateczność istniejącej skarpy skłoniły projektantów do zaprojektowania posadowienia nasypu drogowego na płycie żelbetowej wspartej na żelbetowych palach wbijanych. Schemat takiego rozwiązania pokazano na rysunku 3. Zaprojektowane pale wbijane charakteryzują się kwadratowym przekrojem poprzecznym o boku 0,3 m i długością od 20 m pod skarpami do 25 m pod środkiem nasypu. W takim rozwiązaniu cały nasyp znajduje się na płycie żelbetowej o grubości 0,4 m. Jego niewątpliwą zaletą jest brak zagrożenia nierównomiernym osiadaniem oraz utratą stateczności skarp na skutek wypierania gruntu słabego zalegającego w podłożu.



Rys. 1. Skarpa istniejącego nasypu drogi krajowej (Dokumentacja geologiczno-inżynierska, 2011)



Rys. 2. Kształt istniejącego i projektowanego nasypu



Rys. 3. Pierwotne rozwiązanie projektowe

Niestety, rozwiązanie to ma też szereg wad. Aby je zrealizować należy w całości usunąć istniejący nasyp. Poza tym, aby zapewnić spełnienie warunku stanu granicznego nośności, zagłębienie pali w średnio zagęszczonych i zagęszczonych piaskach zalegających pod warstwą słabą musi sięgać 20 m. Wbicie pali na taką głębokość mogłoby być niewykonalne, zatem nierozstrzygniętą pozostałaby kwestia nośności i przemieszczeń układu pali pograżonych na mniejszą głębokość niż założona w projekcie. Ze względu na kolizję (w planie) z płytą żelbetową wymagane byłoby usunięcie istniejących grodzic stalowych.

Konstrukcyjne rozwiązanie problemu posadwienia nasypu nie wykorzystuje w pełni właściwości podłoża, w dużym stopniu skonsolidowanego ciężarem istniejącego nasypu i podnosi koszty inwestycji. Dodać należy, że w związku ze zmniejszeniem wysokości nasypu obniżeniu ulegną obciążenia działające na podłoże.

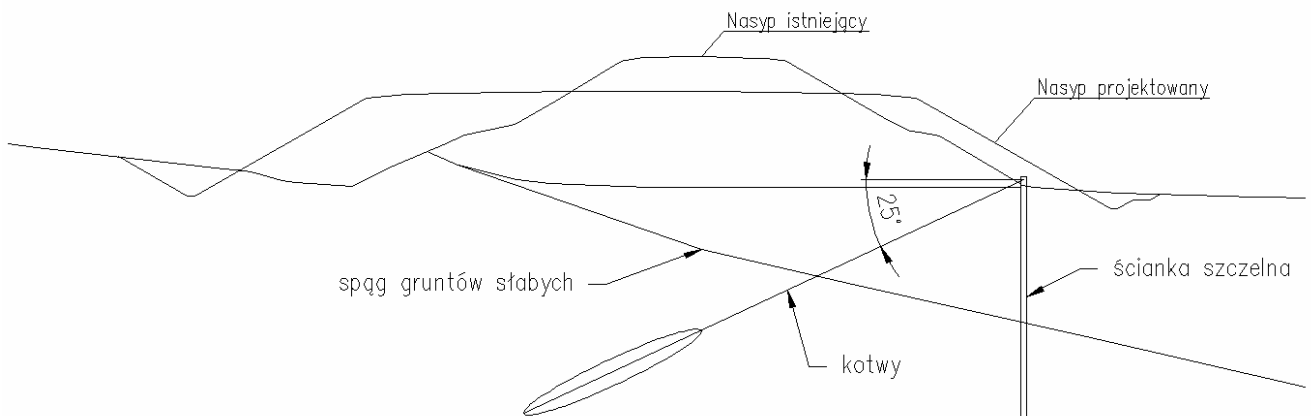
Rozwiązaniem alternatywnym może być wykorzystanie istniejących grodzic GU16-400 (dawniej G62) do utrzymania stateczności nasypu. W celu zmniejszenia przemieszczeń podstawy nasypu proponuje

się kotwienie ścianki w górnej części. Dzięki temu uniemożliwione zostanie wypieranie ściśliwych gruntów organicznych spod podstawy poszerzonego nasypu, a kotwienie ograniczy przesunięcie poziome grodzic. Ideę rozwiązania pokazano na rysunku 4.

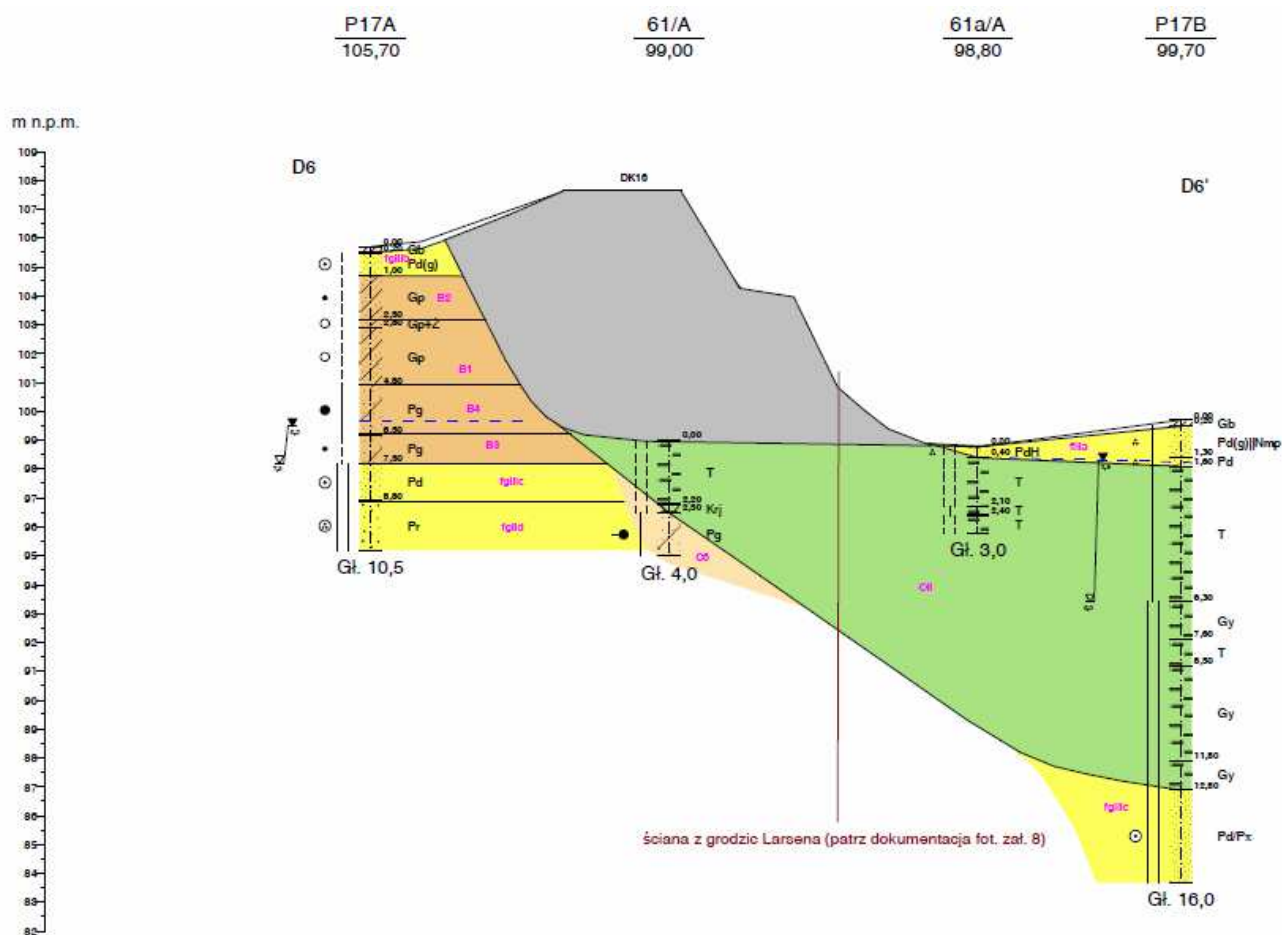
Kotwienie ścianki szczelnej musi odbyć się przed przystąpieniem do poszerzania nasypu. Zakłada się, że kotwy o całkowitej długości 20 m wykonane będą z cięgna stalowego o przekroju 150 mm^2 i zakończone buławą o długości 5 m. Zakłada się ich wstępne naprężenie siłą 100 kN i rozstaw poziomy 2 m.

3. Opis warunków gruntowo-wodnych

Wykonana do celów projektowych dokumentacja geologiczno-inżynierska (2011) podaje, że w podłożu projektowanego nasypu drogowego stwierdzono występowanie gruntów organicznych o miąższości dochodzącej do 12 m (rys. 5). Projektowana droga będzie częściowo na istniejącym nasypie drogowym widocznym na rysunku 5.



Rys. 4. Idea rozwiązania alternatywnego



Rys. 5. Przekrój geotechniczny (Dokumentacja geologiczno-inżynierska, 2011)

Skarpa prawa ulega ruchom osuwiskowym. Pod nią występuje zagłębienie wypełnione gruntami organicznymi. W rejonie skarpy oszacowano ich miąższość na 8 m. Pod skarpą lewą wykonane badania wykazały zaleganie glin piaszczystych w stanie twardoplastycznym oraz piasków drobnych w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym.

Parametry geotechniczne gruntów w rejonie rozważanego przekroju drogi pokazano w tabeli 1. W tabeli scharakteryzowano najważniejsze grunty budujące podłoże: grunty organiczne, piaski (fgIIIc) zalegające najniżej w rozpoznanej strefie podłoża, piaski

(fIIIa) zalegające przypowierzchniowo na warstwie gruntów organicznych oraz materiały budujące nasyp istniejący. Dodatkowo w tabeli 1 zamieszczono charakterystykę materiału projektowanego nasypu.

Parametry geotechniczne są podstawą do wykonania obliczeń stateczności nasypu projektowanego. Wartości kąta tarcia wewnętrznego ϕ , spójności c , ciężaru objętościowego γ i modułu odkształcenia E_0 podano w Dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (2011). Pozostałe wartości parametrów: współczynnik Poissona ν , wskaźnik porowatości e_0 i współczynnik filtracji k zaczerpnięto z literatury (Wiłun, 1987).

Tab. 1. Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych najważniejszych warstw podłoża

Nazwa gruntu	Symbol	ϕ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	E_0 [MPa]	ν [-]	e_0 [-]	k [m/dzień]
Torf, Gytia	OII	29	3	13,0	3,5	0,35	4	0,000364
Piasek drobny	fgIIIc	29	3	19,0	52,5	0,24	0,73	19,1
Piasek drobny	fIIIa	29	3	17,0	31,6	0,27	0,86	8,64
Nasyp istniejący	nB (istniejący)	16	22	21,5	26,0	0,17	0,39	-
Nasyp projektowany	nB (projektowany)	34	4	20,0	120,0	0,22	0,62	-

4. Metodyka wykonanych analiz

Ze względu na rozległość zagadnienia w artykule przedstawiono tylko problem stateczności układu nasyp – podłoże. Pominięto kwestię wymiarowania ścianki szczelnej oraz obliczeń nośności kotwy gruntowej w rozwiązaniu alternatywnym. Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych programem Z_Soil oraz uproszczoną metodą Bishopa programem GGU Stability.

Sprawdzenie stateczności można wykonać wieloma metodami (Wysokiński, 2006). W praktyce inżynierskiej stosuje się najczęściej metody blokowe, zakładające kołowe powierzchnie poślizgu. Oprócz tego stosuje się metodę elementów skończonych (MES) oraz inne metody numeryczne jak metodę różnic skończonych (MRS), czy metodę punktów materialnych (MPM). Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) nie wymienia przypadku analizy stateczności metodami innymi niż blokowe, natomiast norma PN-EN 1997-1:2008 *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne* przewiduje taką możliwość.

4.1. Model MES

Efektywność zaproponowanego rozwiązania sprawdzono metodą elementów skończonych wykonując model dwuwymiarowy w płaskim stanie odkształcenia (rys. 6). Do obliczeń przyjęto charakterystyczne wartości parametrów gruntów. Zastosowano model materiałowy sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią zniszczenia Coulomba-Mohra z modyfikacją Menetreya-Williamsa w przekroju dewiatorowym oraz niestowarzyszonym prawem płynięcia (Zimmermann i in., 2009). W obliczeniach zastosowano sformułowanie dużych przemieszczeń (współrzędne węzłów elementów skończonych były aktualizowane w miarę deformacji układu). Analizę przeprowadzono przy założeniu sprzężenia zmian naprężeń w szkieletie gruntowym

i ciśnień przepływającej wody związanych ze zmianami kształtu i ciężaru nasypu (konsolidacji podłoża).

Oprócz kinematycznych warunków brzegowych zdefiniowanych jako unieruchomienie na brzegach modelu zadeklarowano również warunki brzegowe dla ciśnień wody w porach. Na poziomie ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej zdefiniowano linię zerowych ciśnień, zaznaczoną na rysunku 6.

Analiza rozpoczyna się od wyznaczenia naprężeń początkowych w podłożu przy założeniu, że grunty są normalnie skonsolidowane. Współczynnik parcia spoczynkowego poszczególnych gruntów wyznaczono ze wzoru:

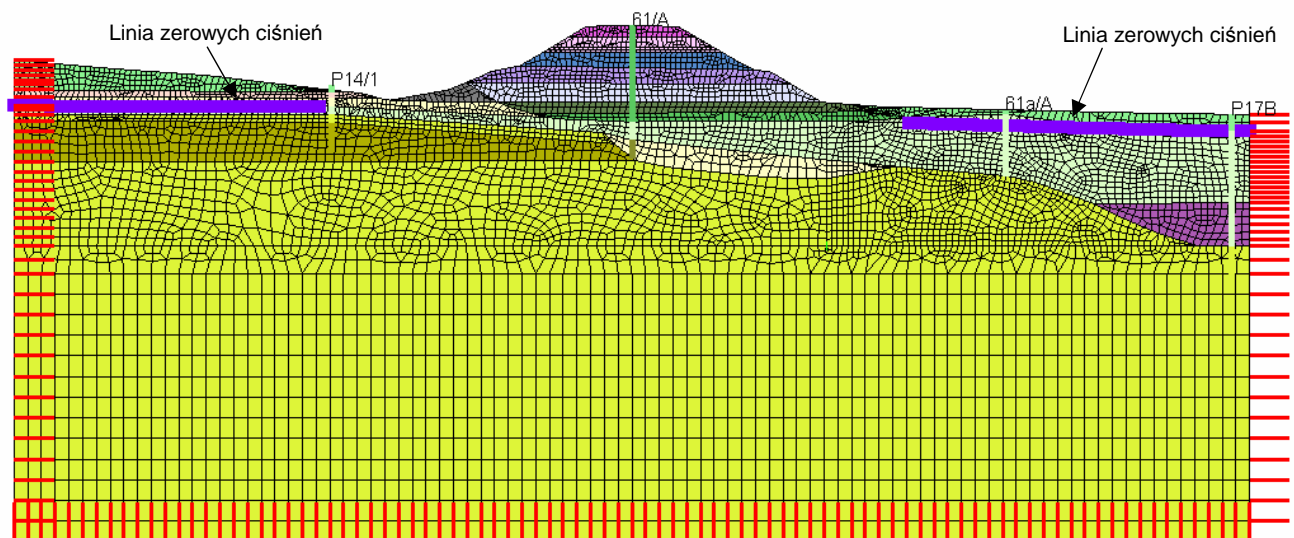
$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1)$$

gdzie ϕ' jest efektywnym kątem tarcia wewnętrznego gruntu.

Na podstawie wstępnych analiz oszacowano czas konsolidacji podłoża obciążonego nasypem istniejącym. Wyniósł on niecałe 11 lat. Po tym czasie nie zachodzą już w podłożu zmiany naprężeń i odkształceń. Czas ten (4000 dni) determinuje rozpoczęcie symulacji zmian w kształcie i ciężarze nasypu.

Rzeczywisty moment wbicia ścianki szczelnej nie jest znany autorom. W modelu przyjęto, że ściankę wbito w podłoże po stwierdzeniu początków utraty stateczności skarpy nasypu. Ten czas ustalono na 350 dni. Oznacza on możliwość kontynuacji obliczeń bez wprowadzania do modelu numerycznego elementów belkowych reprezentujących grodzice.

Zasadnicza analiza MES polegała na odtworzeniu stanu naprężeń i odkształceń układu symulacją budowy nasypu istniejącego oraz jego późniejszej przebudowy. Budowę nasypu zrealizowano w siedmiu warstwach o miąższości 1 m. Pojawienie się każdej kolejnej warstwy poprzedzał trzydniowy proces konsolidacji. Na zakończenie tego etapu koronę nasypu obciążono zalecaną w rozporządzeniu wartością 25 kPa, reprezentującą obciążenie nawierzchnią drogową



Rys. 6. Dyskretyzacja układu nasyp – podłoże elementami skończonymi

i ruchem. Po kolejnych dwóch dniach konsolidacji podłoża sprawdzono stateczność układu za pomocą algorytmu redukcji wytrzymałości na ścinanie (Griffiths i Lane, 1999). Ponowne sprawdzenie stateczności odbyło się po 350 dniach konsolidacji podłoża.

Po tym czasie do modelu wprowadzono elementy belkowe reprezentujące grodzice i ponownie sprawdzono stateczność tak wzmocnionego układu. Nasyp z grodzicami w konsolidującym podłożu pozostawiono do konsolidacji na 10 lat, po czym sprawdzono jego stateczność.

Po dziesięciu latach konsolidacji część elementów skończonych z okolic korony nasypu usunięto, a dodano elementy po bokach nasypu istniejącego, symulując w ten sposób przebudowę nasypu. Uległ on obniżeniu, poszerzeniu i obciążeniu ruchem. Ściankę szczelną zakotwiono i ponownie sprawdzono stateczność nasypu.

4.2. Obliczenia stateczności uproszczoną metodą Bishopa

Oceny stateczności dokonano również uproszczoną metodą Bishopa za pomocą programu GGU Stability. Obliczenia przeprowadzono dla nasypu istniejącego bez ścianki szczelnej, nasypu istniejącego ze ścianką szczelną oraz nasypu nowo projektowanego w wersji z grodzicami kotwionymi oraz niekotwionymi. Obliczenia współczynnika stateczności skarp nasypu wykonano wykorzystując charakterystyczne parametry geotechniczne gruntu podane w tabeli 1.

Należy zauważyć, że w przypadku określania stateczności na podstawie metody pasków duża odkształcalność gruntów organicznych przestaje mieć znaczenie. Na wynik obliczeń mają wpływ tylko parametry wytrzymałościowe (kąt tarcia wewnętrznego, spójność) i ciężar gruntu, co nie oddaje w pełni stanu zagrożenia nasypu utratą stateczności.

5. Wyniki obliczeń

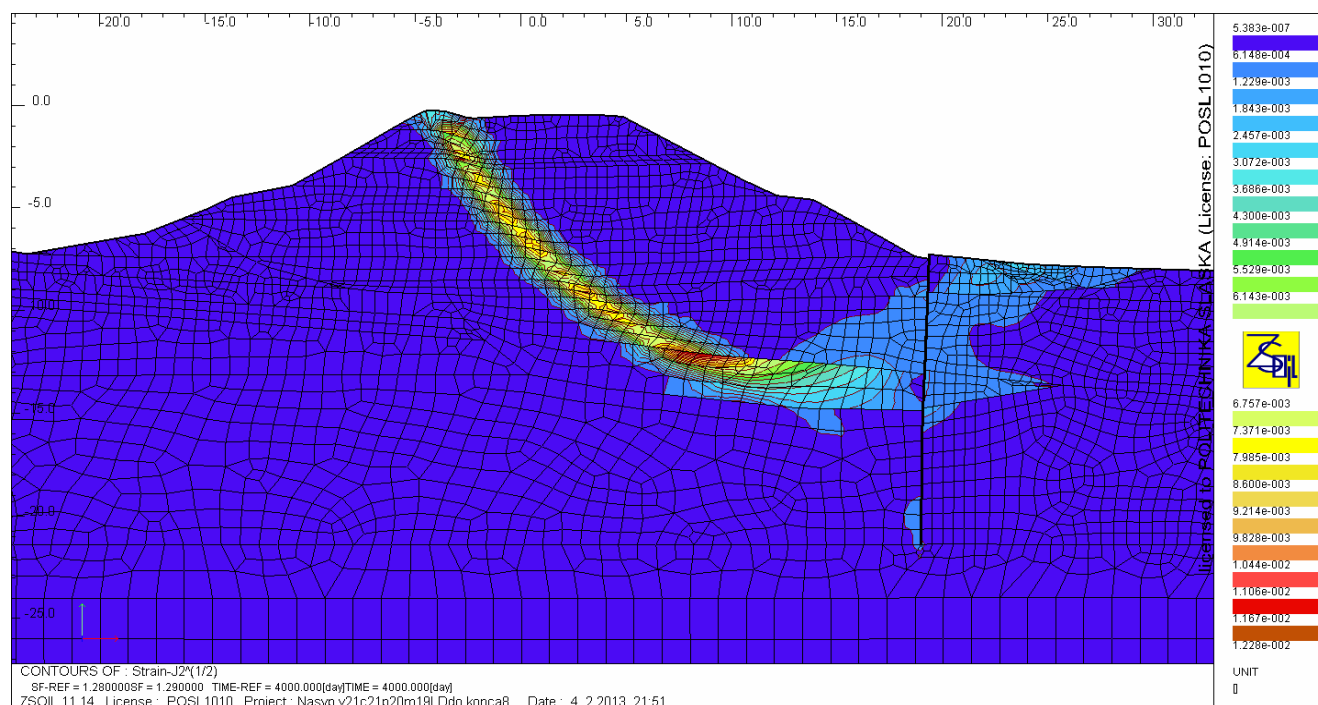
5.1. Wyniki uzyskane metodą elementów skończonych

Analizy stateczności wykonane po kolejnych etapach obliczeń metodą elementów skończonych pozwoliły na określenie wartości współczynnika bezpieczeństwa F , zestawione w tabeli 2.

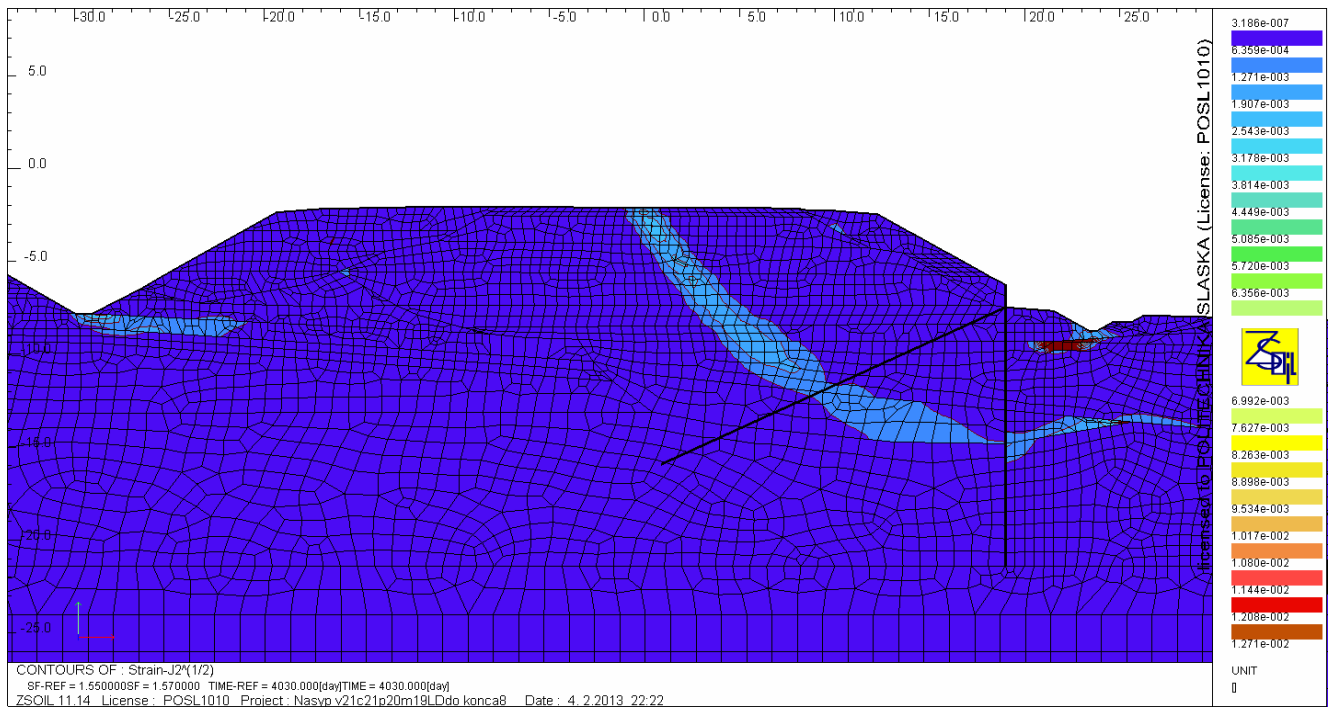
Tab. 2. Wyniki analiz stateczności MES

Etap	Współczynnik bezpieczeństwa F
Nasyp istniejący obciążony ruchem	1,11
350 dni konsolidacji podłoża (przed wbiciem grodzic)	1,27
Po wbiciu grodzic	1,27
Po 10 latach konsolidacji	1,29
Po zakotwieniu ścianki i przebudowie nasypu	1,57

Formę utraty stateczności nasypu istniejącego i przebudowanego ilustrują rysunkach 7 i 8. Przedstawiają one koncentrację odkształceń postaciowych (drugiego niezmiennika dewiatora tensora odkształcenia) po przeprowadzeniu redukcji wytrzymałości na ścinanie. Rysunek 7 odnosi się do stanu nasypu i podłoża po 11 latach konsolidacji podłoża pod wpływem ciężaru nasypu istniejącego, natomiast rysunek 8 do stanu po przebudowie nasypu i wzmocnieniu ścianki szczelinowej kotwami gruntowymi.



Rys. 7. Kształt powierzchni poślizgu w nasypie istniejącym po wbiciu grodzic i czasie konsolidacji 10 lat ($F = 1,29$)



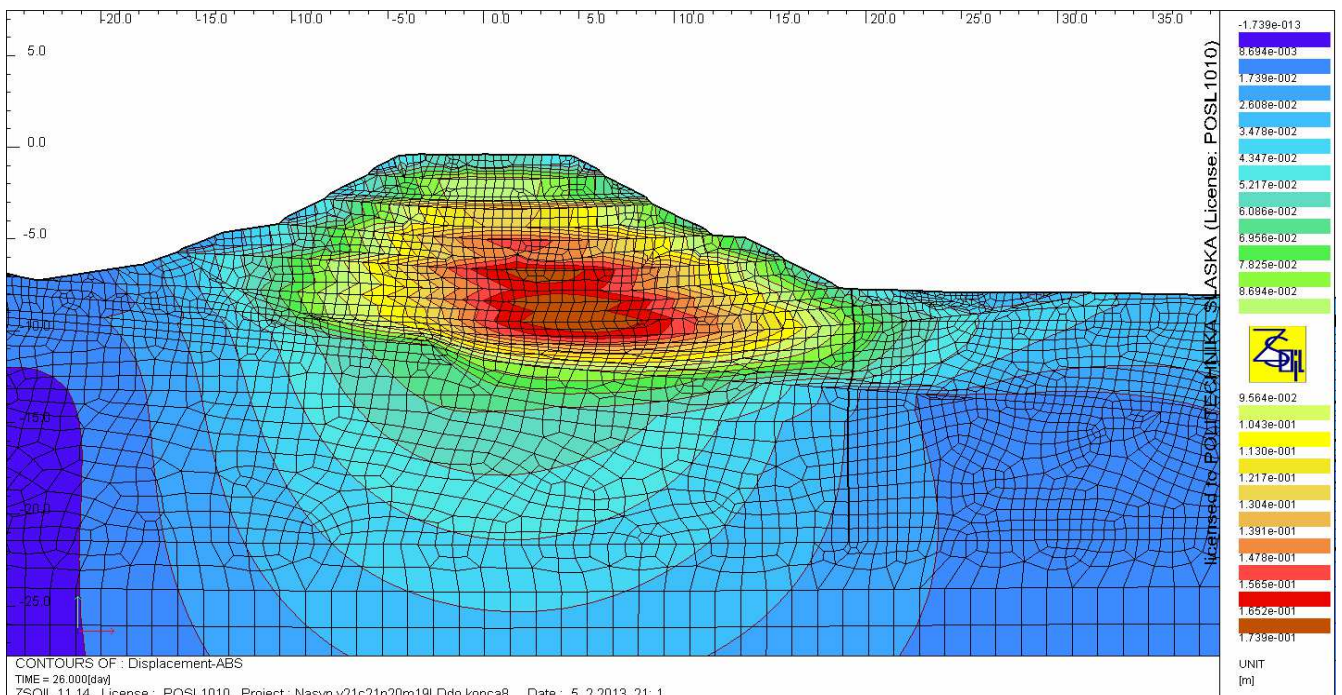
Rys. 8. Kształt potencjalnej powierzchni poślizgu w przebudowanym nasypie po zakotwieniu grodzic ($F = 1,57$)

Maksymalne przemieszczenia podłoża przed przebudową nasypu wystąpiły pod prawą skarpią nasypu. Po wybudowaniu istniejącego nasypu wyniosły one 17,4 cm. Po niemal rocznej konsolidacji, przed wbiciem ścianki zwiększyły się do 20,1 cm. Konsolidacja podłoża po wykonaniu ścianki spowodowała dalszy nieznaczny wzrost przemieszczeń do wartości 21,8 cm. Wartości te wskazują na fakt, iż większa część przemieszczeń wystąpiła w stosunkowo krótkim czasie, jeszcze podczas budowy nasypu. Rozkład przemieszczeń po zakończeniu budowy nasypu pokazano na rysunku 9.

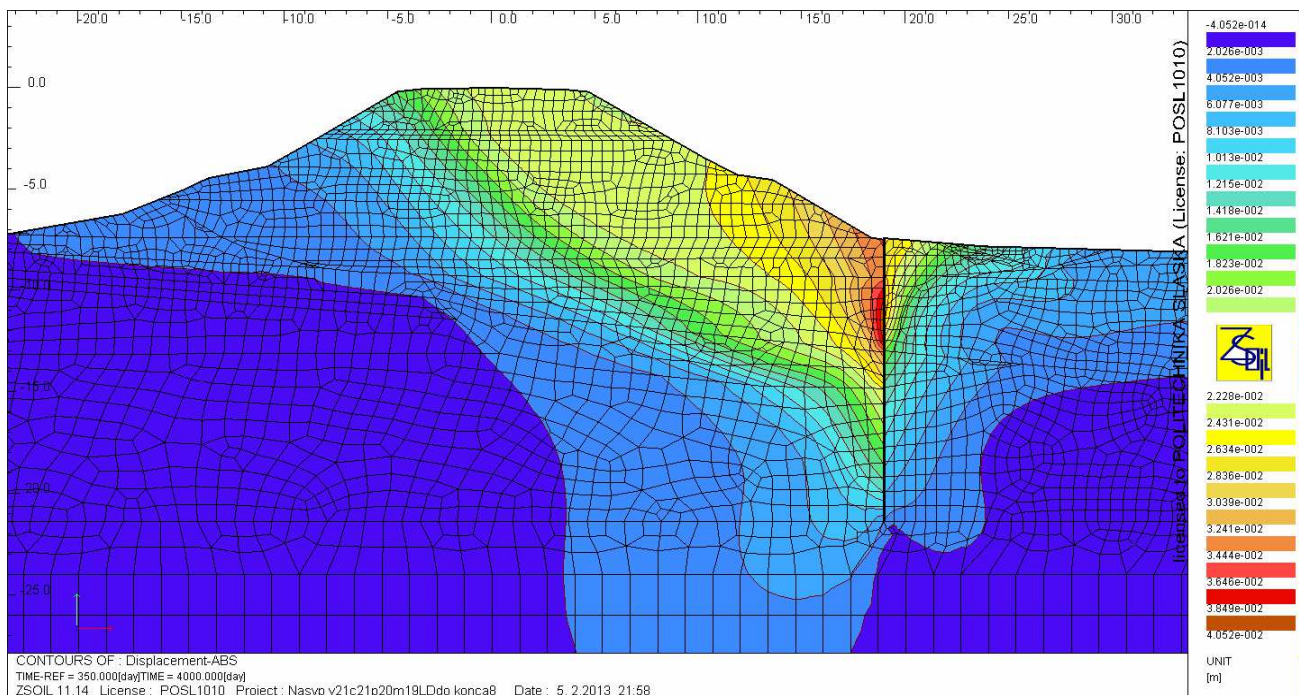
Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują, że nasyp

osiadał pod wpływem ciężaru własnego w kierunku niecki gruntów organicznych. Największe przemieszczenia w fazie konsolidacji po wbiciu grodzic występują w sąsiedztwie ścianki szczelnej (rys. 10).

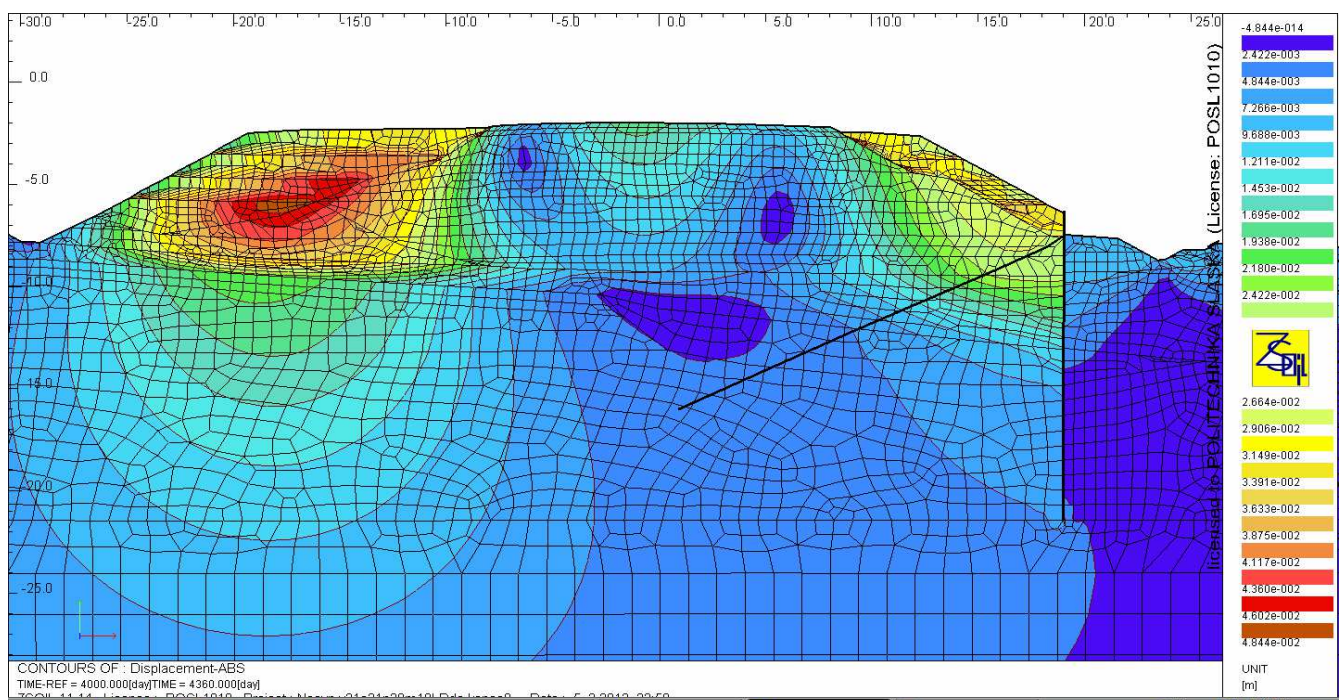
Po przebudowie nasypu przemieszczenia pod jego podstawą nie uległy istotnej zmianie. Największe przemieszczenia odnotowano w obrębie poszerzonych skarpi, przy czym przemieszczenia skarpy prawej są ograniczone przez zakotwioną ściankę szczelną do 3 cm, natomiast skarpa lewa odkształca się o niecałe 5 cm. Rozkład przemieszczeń wywołany przebudową nasypu pokazano na rysunku 11.



Rys. 9. Rozkład przemieszczeń po zakończeniu budowy nasypu



Rys. 10. Rozkład przemieszczeń konsolidacyjnych od momentu wbicia ścianki



Rys. 11. Rozkład przemieszczeń wywołanych przebudową nasypu

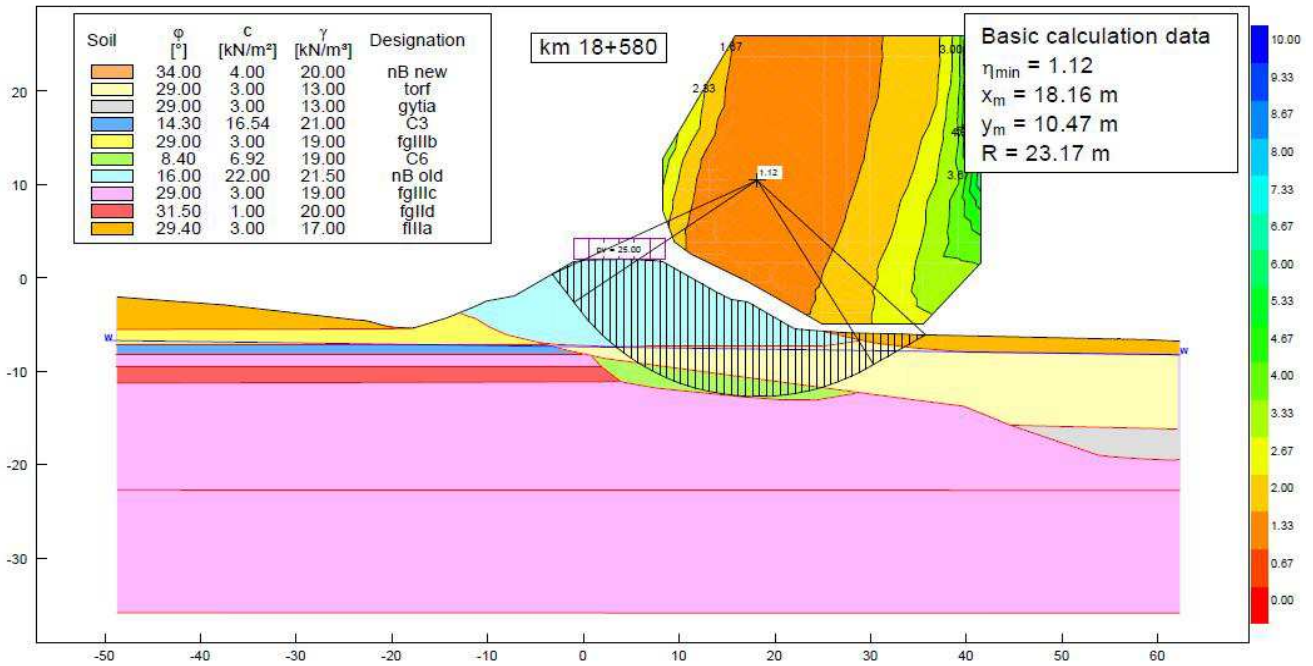
5.2. Wyniki uzyskane uproszczoną metodą Bishopa

Wartości współczynnika bezpieczeństwa uzyskane metodą równowagi granicznej zestawiono w tabeli 3. Analiza stateczności nasypu istniejącego przed wbiciem ścianki szczelnej (rys. 12) pokazuje krytyczną powierzchnię poślizgu sięgającą miękkoplastycznych gruntów spoistych zalegających pod nasypem i osadami organicznymi. Uzyskana wartość współczynnika bezpieczeństwa $F = 1,12$ jest mała, co wskazuje na istnienie dużego ryzyka utraty stateczności związanego z lokalnym występowaniem w podłożu gruntów charakteryzujących

się parametrami o obniżonych wartościach w stosunku do przyjętych w analizie.

Tab. 3. Wyniki analiz stateczności uproszczoną metodą Bishopa

Etap	Współczynnik bezpieczeństwa F
Nasyp istniejący obciążony ruchem	1,12
Nasyp istniejący zabezpieczony ścianką szczelną	1,66
Nasyp przebudowany zabezpieczony ścianką kotwioną	1,97



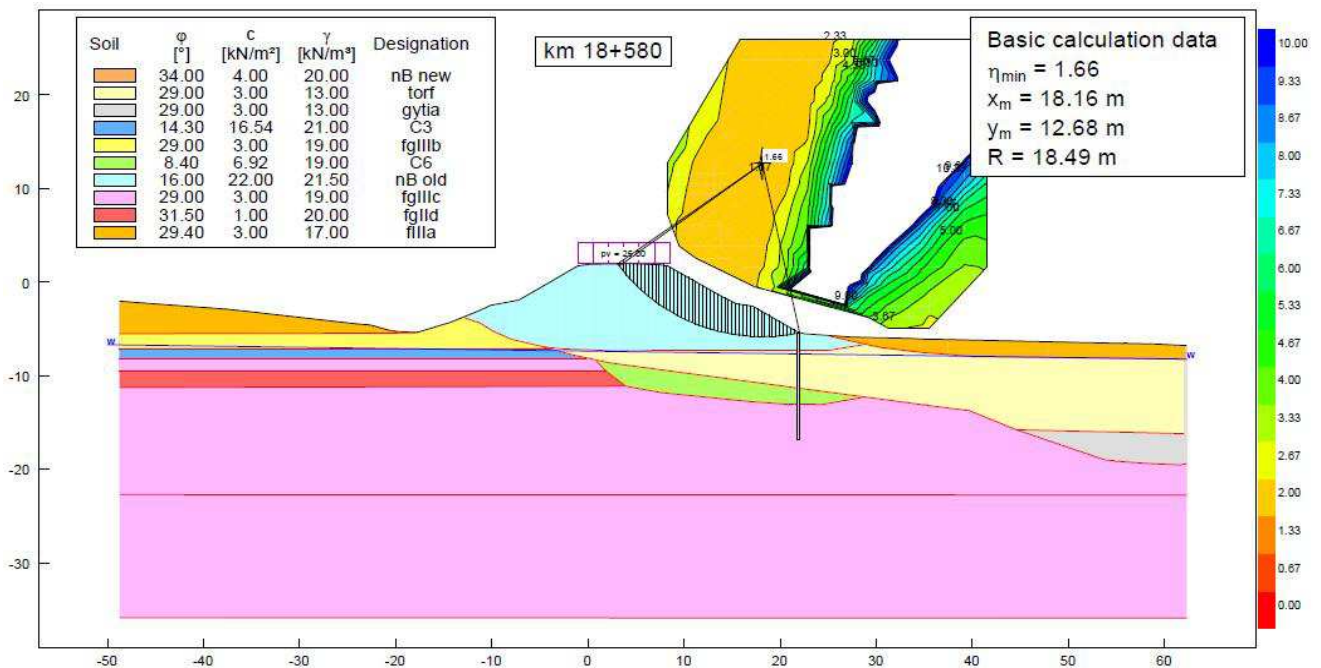
Rys. 12. Powierzchnia poślizgu w nasypie istniejącym zlokalizowana metodą Bishopa

Po wprowadzeniu do modelu sztywnych elementów reprezentujących grodzice krytyczna powierzchnia poślizgu, charakteryzująca się najmniejszą z obliczonych wartością współczynnika bezpieczeństwa $F = 1,66$, znajduje się w całości w materiale nasypu (rys. 13). Jest to wartość większa od wymaganej w rozporządzeniu MTiGM $F_{min} = 1,5$.

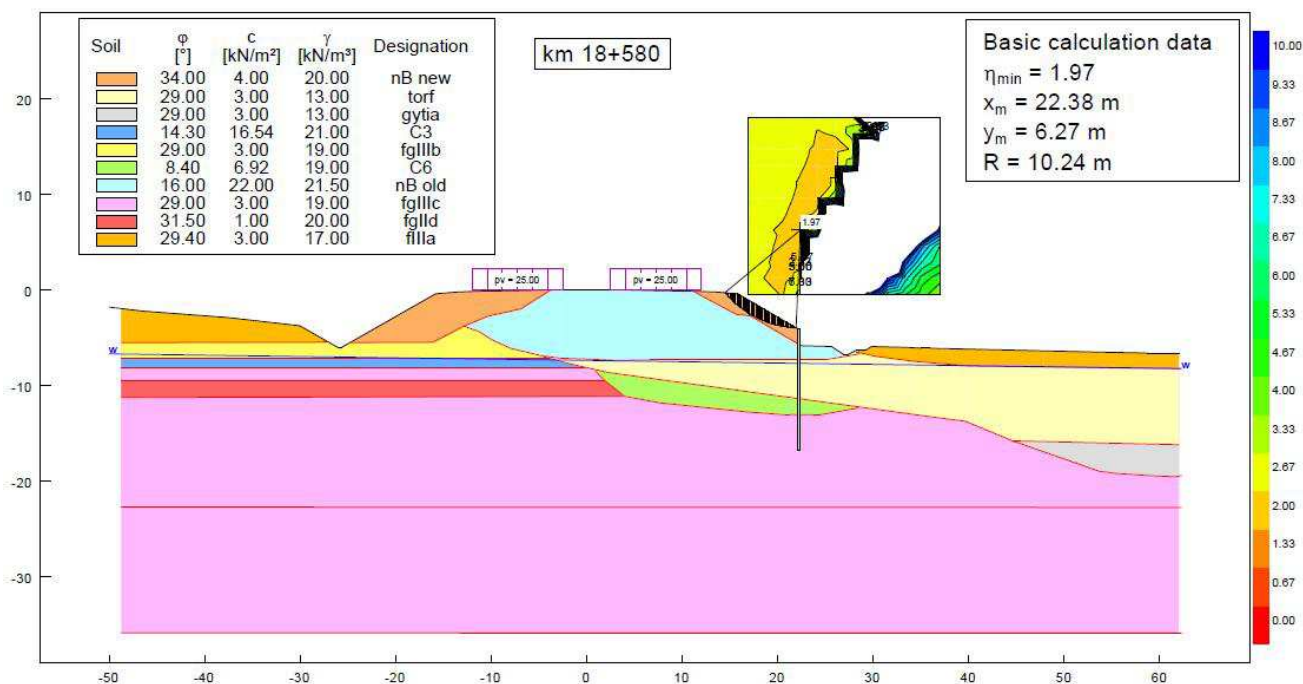
Analiza stateczności nasypu po przebudowie określa zapas bezpieczeństwa na poziomie $F = 1,97$ z uwzględnieniem zabezpieczenia skarpy prawej ścianką szczelną (rys.14). Zaznaczyć należy, że wartość $F = 1,97$

charakteryzuje nasyp bez względu na to, czy ścianka jest kotwiona czy nie.

Wysokie wartości współczynnika bezpieczeństwa uzyskane we wszystkich analizach z udziałem ścianki szczelnej są związane ze sposobem analizy przyjętym w programie GGU Stability. Polega on na pominięciu powierzchni poślizgu przechodzących przez element belkowy reprezentujący grodzice. Z tego względu krytyczna powierzchnia poślizgu zlokalizowana jest w obszarze nad ścianką szczelną (rys. 13 i 14).



Rys. 13. Powierzchnia poślizgu w nasypie istniejącym zabezpieczonym ścianką szczelną



Rys. 14. Powierzchnia poślizgu w nasypie projektowanym

6. Analiza porównawcza uzyskanych wyników

Zarówno analiza MES, jak i uproszczona metoda Bishopa dały niemal identyczną wartość współczynnika bezpieczeństwa charakteryzującą nasyp istniejący zaraz po zbudowaniu (odpowiednio 1,11 i 1,12). Po niemal rocznej konsolidacji wartość współczynnika określona metodą elementów skończonych zwiększyła się o około 14% ($F = 1,27$). Efekt ten jest zgodny z oczekiwaniami ze względu na fakt rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach i wzrostu wartości naprężeń efektywnych. Na tym etapie zapas bezpieczeństwa przewidywany obliczeniami MES jest większy niż w metodzie Bishopa.

Po uwzględnieniu zabezpieczenia skarpy nasypu istniejącego ścianką szczelną współczynnik bezpieczeństwa określony metodą elementów skończonych prawie nie zmienia swej wartości ($F = 1,29$) i pozostaje na poziomie niższym od wymaganej w rozporządzeniu MTiGM (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) – $F_{\min} = 1,5$, zaś w ocenie metodą Bishopa wzrasta do $F = 1,66$. W tym miejscu należy zwrócić uwagę, że nasyp istniejący w rzeczywistości nawet po zabezpieczeniu grodzicami wykazywał nadmierne deformacje i oznaki utraty stateczności. Zatem prognoza metodą Bishopa, pozornie bezpieczna, może okazać się niepoprawna. Wynika to z charakteru metody równowagi granicznej opartej wyłącznie na analizie równowagi statycznej, nie uwzględniającej stanu odkształcenia nasypu i jego podłoża, co ma miejsce w metodzie elementów skończonych.

Dopiero wprowadzenie do modelu MES zakotwienia grodzic w trakcie przebudowy nasypu zwiększa zapas bezpieczeństwa powyżej wymaganego $F_{\min} = 1,5$. Jednocześnie przemieszczenia utrzymane są znacznie poniżej wymaganych 10 cm. Zakotwienie ścianki nie ma

wpływu na już dużą wartość współczynnika bezpieczeństwa $F = 1,97$ prognozowaną metodą Bishopa.

7. Podsumowanie i wnioski

Zasadniczą zaletą obliczeń wykonanych metodą elementów skończonych jest możliwość ujęcia skomplikowanej natury gruntu jako ośrodka rozdrobnionego przy ocenie stateczności skarp nasypu. Wyniki uzyskane metodą elementów skończonych potwierdzają, że stateczność nasypu poprawia się wraz z upływem czasu i konsolidacją podłoża. Należy jednak pamiętać, że wzrastający stopień skonsolidowania podłoża wpływa na wzrost wytrzymałości i sztywności gruntów w nim zalegających. Ten fakt nie znajduje odbicia w zastosowanym sprężysto-idealnie plastycznym modelu fizycznym gruntów. Użycie bardziej zaawansowanego modelu konstytutywnego bez wątpienia miałooby wpływ na uzyskane wartości przemieszczeń i ocenę stateczności na poszczególnych etapach analizy.

Wytrzymałość gruntów organicznych (torfów, gytii) wyrażona za pomocą wartości parametrów wytrzymałościowych c' i ϕ' jest stosunkowo duża (Lechowicz i Szymański, 2002). Wprowadzenie wartości kąta tarcia wewnętrznego równej około 30° do obliczeń metodą równowagi granicznej może skutkować zbyt optymistyczną oceną zapasu bezpieczeństwa, gdy nie weźmie się pod uwagę przemieszczeń konstrukcji ziemnej.

Rozporządzenie MTiGM (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie stawia nasypom drogowym dwa wymagania: mają się cechować współczynnikiem bezpieczeństwa o wartości nie mniejszej niż 1,5 oraz wartości osiadań

eksploatacyjnych korpusu i podłoża budowli ziemnej nie powinny przekraczać 10 cm. Jak wykazały przeprowadzone analizy, te dwa warunki uzupełniają się wzajemnie. Do prawidłowego określenia bezpieczeństwa konstrukcji ziemnych posadowionych w trudnych warunkach gruntowych niezbędna jest analiza stateczności uwzględniająca stan przemieszczeń konstrukcji i podłoża. Taką możliwość dają jedynie metody numeryczne.

Literatura

- Dokumentacja geologiczno-inżynierska ustalająca warunki geologiczno-inżynierskie projektowanej Obwodnicy Ostródy w ciągu DK16 (km 9+350 – 15+975 i 18+500 – 23+586), 2011.
- Griffiths D. V., Lane P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, Vol. 49, No. 3, 387-403.
- Lechowicz Z., Szymański A. (2002). Odkształcenia i Stateczność Nasypów na Gruntach Organicznych. *Wydawnictwo SGGW*, Warszawa.
- Molisz R., Baran L., Werno M. (1986). Nasypy na Gruntach Organicznych. *WKŁ*. Warszawa.
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. *Dz. U.* Nr 43 poz. 430 z 14 maja 1999r.
- Wiłun Z. (1987). *Zarys Geotechniki*. *WKŁ*, Warszawa.
- Wysokiński L. (2006). Ocena Stateczności Skarp i Zboczy. *ITB*, 424/2006. Warszawa.
- Zimmermann Th., Truty A., Podleś K. (2009). *Z_Soil.PC Manual*.

FOUNDATION OF THE EXPRESSWAY EMBANKMENT ON ORGANIC SUBSOIL

Abstract: A reconstruction of the embankment in the context of the modernisation of an existing road has been designed. The embankment exhibits unstable behaviour. Compressible organic soils with a thickness up to 12 m underlay part of the embankment base. The rest of the foundation ground is made of bearing, hard soils. Very different characteristics of the foundation soils and the existing slope instability led designers to foundation of the rebuilt embankment on a concrete slab based on driven piles. The paper shows an alternative solution which makes use of the existing embankment supported with an anchored sheet pile wall. Effectiveness of the solution has been proved by stability analysis carried out in two ways: by FEM and simplified Bishop's procedure. Results of the analyses have been compared and discussed.

Piotr Kanty jest stypendystą w Projekcie „SWIFT (Stypendia Wspomagające Innowacyjne Forum Technologii)” POKL.08.02.01-24-005/10 współfinansowanym ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

PRZYKŁADY ZASTOSOWANIA TECHNIKI INIEKCJI STRUMIENIOWEJ W PRACACH GEOINŻYNIERYJNYCH

Konrad WANIK*, Joanna BZÓWKA

Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: W artykule przedstawiono wybrane przykłady zastosowania techniki iniekcji strumieniowej w pracach inżynierskich, w zależności od celu i rodzaju wykonywanych prac. Przedstawiono technikę polegającą na niszczeniu struktury gruntów budujących podłoże, a następnie na mieszaniu gruntów i ich częściowej wymianie na czynnik wiążący uzyskiwany w efekcie działania wysokoenergetycznego strumienia iniektu. Scharakteryzowano obszary wykorzystania elementów iniekcyjnych do posadowienia nowych obiektów oraz wzmocnienia istniejących konstrukcji inżynierskich, jak również formowania konstrukcji oporowych oraz podchwyceń iniekcyjnych. Zwrócono uwagę na specyfikę technologii z uwzględnieniem jej zalet oraz ograniczeń. Poruszono kwestię pracy w ograniczonej przestrzeni, możliwość formowania kolumn pod istniejącymi konstrukcjami oraz kształtowania elementów iniekcyjnych o zróżnicowanej geometrii. Podano również ograniczenia dotyczące zabudowy zbrojenia w kolumnach iniekcyjnych oraz możliwości wykorzystania zrzutów technologicznych. Posłużono się przykładami prac zrealizowanych na przestrzeni kilku ostatnich lat.

Słowa kluczowe: iniekcja strumieniowa, jet grouting, kolumny iniekcyjne.

1. Wprowadzenie

Iniekcja strumieniowa polega na niszczeniu struktury gruntów budujących podłoże oraz ich mieszaniu i częściowej wymianie na czynnik wiążący. Niszczenie struktury gruntu jest uzyskiwane w efekcie działania wysokoenergetycznego strumienia cieczy nazywanej iniektem, która zazwyczaj jest równocześnie czynnikiem wiążącym (rys. 1). Elementy powstające podczas procesu iniekcji zgodnie z definicją nazywamy kolumnami iniekcyjnymi bądź ścianami iniekcyjnymi w zależności od ich kształtu (PN-EN 12716:2002 *Wykonawstwo specjalistycznych robót geotechnicznych. Iniekcja strumieniowa*).

Iniekcja strumieniowa może być wykonywana w systemie pojedynczym, podwójnym lub potrójnym (Bzówka i in., 2013). Systemy te różnią się między sobą ilością mediów zastosowanych do odpajania i urabiania gruntu. Najpowszechniej stosowany system pojedynczy wykorzystuje jedno medium, którym jest zazwyczaj zaczyn cementowy. Iniekt po wymieszaniu z gruntem podłoża twardnieje tworząc cemento-grunt. Materiał ten może mieć właściwości zbliżone do betonu, z tego powodu często nazywany jest również grunto-betonem. Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie powstałego tworzywa jest zależna od rodzaju gruntów występujących

w podłożu i w przybliżeniu wynosi odpowiednio: dla kolumny wykonanej w gruntach organicznych 1 MPa, w glinach 5 MPa, w piaskach 15 MPa i w żwirach 20 MPa. Należy jednak zaznaczyć, że dla większości gruntów wytrzymałość na ściskanie można zwiększyć poprzez modyfikację technologii iniekcji, idącą w kierunku wydłużenia czasu formowania kolumn, przekładającego się na ilość zużytego materiału wiążącego i/lub modyfikację składu zaczynów iniekcyjnych.

2. Zestaw roboczy i praca w ograniczonej przestrzeni

Jedną z niezaprzeczalnych zalet iniekcji strumieniowej (*jet grouting*) jest możliwość wykorzystania do formowania kolumn małowabarytowego sprzętu oraz usytuowanie części ciągu technologicznego poza obiektem. Ma to ogromne znaczenie w przypadku konieczności prowadzenia prac w obrębie pomieszczeń lub konstrukcji przy znacznie ograniczonej przestrzeni. Ograniczenia mogą wynikać zarówno z konieczności pracy wewnątrz obiektu, jak również z bliskości istniejących konstrukcji (rys. 2). Możliwość wprowadzenia wiertnicy w wąskie przestrzenie i ukośne formowanie kolumn pod istniejącym fundamentem

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: konrad.wanik@polsl.pl



Rys. 1. Wysokoenergetyczny strumień iniektu formujący kolumny iniekcyjne (fot. własna)



Rys. 2. Formowanie kolumn iniekcyjnych z wykorzystaniem małogabarytowej wiertnicy w obrębie istniejącej konstrukcji przy znacznie ograniczonej przestrzeni roboczej (fot. własna)

są niejednokrotnie jednym z niewielu możliwych sposobów wzmocnienia posadowienia.

Do formowania kolumn w technologii iniekcji strumieniowej wykorzystuje się między innymi: wiertnicę wraz z przewodem wiertniczo-iniekcyjnym uzbrojonym w iniektor, wysokociśnieniową pompę iniekcyjną, zestaw mieszalników obejmujący ultramikser oraz mieszalnik wolnoobrotowy, silosy z cementem oraz przewody łączące poszczególne elementy systemu. W zależności od rodzaju prac i zastosowanego systemu w skład zestawu wchodzić mogą dodatkowe elementy. Przykładowo, w systemie podwójnym wykorzystującym sprężone powietrze, wymagane jest zastosowanie kompresora (Bzówka i in., 2013).

Z wymienionych elementów jedynie wiertnica uzbrojona w przewód wiertniczo-iniekcyjny musi znaleźć się bezpośrednio w miejscu formowania kolumny (rys. 2). Pozostałe elementy technologiczne mogą być usytuowane w oddaleniu, dochodzącym nawet do 100 m. Najmniejsze samostojdne wiertnice charakteryzują się możliwością zastosowania oddzielnego agregatu hydraulicznego, który również można zlokalizować poza miejscem ich pracy.

Uwzględniając wymienione możliwości w połączeniu z zastosowaniem małogabarytowych wiertnic napędzanych hydraulicznie możliwe jest formowanie kolumn w obrębie ograniczonej przestrzeni. Przyjmuje się, że minimalna wysokość pomieszczenia, w którym można bez większych utrudnień prowadzić prace powinna wynosić minimum 2,5 m. Szerokość otworów wjazdowych nie może być mniejsza niż 1,0 m. Wymiary te oczywiście pozostają w ścisłej korelacji z zastosowaną wiertnicą.

Przykładem prac prowadzonych wewnątrz pomieszczeń, ilustrującym opisane zalety iniekcji strumieniowej, może być wykonanie podchwycenia fundamentów dwóch sąsiednich kamienic zlokalizowanych w Alejach Jerozolimskich w Warszawie (rys. 3-4). Opisywane budynki zostały zlokalizowane na dwóch w pełni zabudowanych i przylegających do siebie działkach o kształcie zbliżonym do prostokąta. Dostęp do niewielkiego dziedzińca wewnętrznego, w obrębie którego należało zlokalizować ciąg technologiczny, zapewniały dwa przejazdy bramowe. Prowadzony kapitalny remont obiektów zakładał adaptację pomieszczeń piwnicznych charakteryzujących się niewielką wysokością mieszczącą się w przedziale od 1,7 do 2,5 m. Chcąc w pełni wykorzystać kondygnację podziemną konieczne stało się wykonanie obniżenia poziomu posadzki, które pociągnęło za sobą konieczność wykonania nowych, znacznie głębszych fundamentów. Istniejące ławy fundamentowe charakteryzowały się bardzo płytkim poziomem posadowienia wynoszącym od 0,2 do 0,5 m. W opisywanym przypadku maksymalne różnice rzędnych spodu istniejących fundamentów i dna wykopu wynosiły od 1,8 do 2,1 m. Lokalnie występowały przegłębienia o różnicy wysokości dochodzącej do 3,25 m, związane ze zbiornikiem technologicznym oraz fundamentem dźwigu.

Podłoże gruntowe w obrębie posadowienia kamienicy budowały grunty spoiste wykształtowane jako gliny

piaszczyste, występujące w stanie od twaroplastycznego do półzwarłego. Do głębokości wierceń badawczych wynoszącej 12,0 m poniżej poziomu terenu nie nawiercono poziomu wodonośnego, rejestrując jedynie nieznaczne sączenia.

Konieczność wykonania prac w sposób ograniczający wymaganą ingerencję oraz zły stan istniejącego obiektu zdecydowały o zastosowaniu podchwycenia formowanego iniekcyjnie. Ciąg technologiczny zlokalizowano w obrębie dziedzińca, a wiertnicę wprowadzono do istniejących pomieszczeń piwnicznych. Z uwagi na zbyt małą wysokość pomieszczeń część stropów wymagała wyburzenia. W zależności od dostępności do miejsc wierceń, zastosowano dwa układy kolumn iniekcyjnych o średnicy 0,5 m. W pomieszczeniach, do których możliwy był dostęp obustronny przewidziano wykonanie kolumn iniekcyjnych w układzie koźlowym, naprzemiennie z obu stron fundamentu. W pozostałych przypadkach zeskalenie wykonywano jednostronnie, co wymagało zwiększonej liczby elementów iniekcyjnych w celu zapewnienia należytego podparcia ław.

3. Formowanie kolumn i zabudowa zbrojenia

W przypadku konieczności zabudowy zbrojenia kolumny iniekcyjne wymagają zastosowania elementów sztywnych. Powszechnie wykorzystuje się dwuteowniki i rury stalowe zabudowane jako jeden ciągły element bądź łączone odcinkowo. Można też użyć wiązki złożonej na przykład z kilku prętów, lecz jest to rozwiązanie rzadko stosowane. Brak możliwości zabudowy koszy zbrojeniowych wynika z technologii kształtowania kolumny i charakterystyki tworzywa gruntowo-cementowego.

Formowanie kolumn iniekcyjnych przebiega wieloetapowo (Bzówka i in., 2013). W pierwszym etapie wykorzystując przewód iniekcyjny uzbrojony w iniektor, wierci się otwór na projektowaną głębokość, odpowiadającą długości kolumny. Średnica otworu jest znacznie mniejsza od średnicy kolumny. Średnice powszechnie stosowanych przewodów wiertniczych zawierają się w przedziale 90-150 mm.

Podczas wiercenia dochodzi także do wstępnego rozluźnienia struktury gruntu. Ma to na celu zwiększenie zasięgu strumienia iniektu formującego kolumnę, co przekłada się w efekcie na większą średnicę elementu iniekcyjnego. Następnie rozpoczyna się właściwe formowanie kolumny. Tworzywo kolumny stanowi iniekt wymieszany z gruntem podłoża, zawierający w swej objętości wszystko to, co w podłożu znalazło się w obrębie jego oddziaływania (Wanik, 2010). Część cząstek gruntu zostaje wyniesiona wraz z nadmiarem zaczynu iniekcyjnego tworząc tak zwany zrzut technologiczny.

Jeśli w podłożu gruntowym występują kamienie, gruz bądź inne elementy, wejdą one w strukturę kolumny (rys. 4), która dodatkowo może charakteryzować się niejednorodnością. W tak powstałym ośrodku nie



Rys. 3. Podchwycony iniekcyjnie fundament kamienicy w Alejach Jerozolimskich w Warszawie z usuniętymi odsadzkami. Widoczne miejsca przewierćów przez ławy ceglane (fot. własna)



Rys. 4. Głaz narzutowy zalegający w podłożu, w strukturze kolumn tworzących podchwyconie iniekcyjne kamienicy w Alejach Jerozolimskich w Warszawie (fot. własna)

ma możliwości zabudowy zbrojenia o małej sztywności i średnicy zbliżonej do średnicy formowanej kolumny.

Technikę iniekcji strumieniowej w większości przypadków stosuje się w trudnych warunkach gruntowych, z warstwą gruntów nienośnych, które zazwyczaj zawierają składniki utrudniające zabudowę zbrojenia. Zbrojenie koszowe jest możliwe do zabudowy w kolumnach formowanych poza istniejącymi fundamentami, w górnym odcinku na głębokość około 1,0-2,0 m.

Wymóg stosowania sztywnych elementów zbrojących wynika ze specyfiki technologii oraz tworzywa gruntowo-cementowego. W wielu przypadkach, szczególnie gdy prace prowadzone są w obrębie istniejących obiektów, zachodzi również potrzeba zabudowy zbrojenia odcinkowego. Najprostszym, choć nie najtańszym rozwiązaniem, jest wykorzystanie rur grubościennych łączonych za pomocą złączek gwintowanych. Rury zabudowuje się w uformowanej kolumnie poprzez zakładanie i skręcanie kolejnych odcinków.

Z powodzeniem zbrojenie można także łączyć z wykorzystaniem spawania, co eliminuje konieczność wykonywania połączeń gwintowanych. Wydłuża to jednak znacznie czas potrzebny na zabudowę zbrojenia w terenie.

Przykładem prac wykonanych w technologii iniekcji strumieniowej wymagających zastosowania zbrojenia łączonego odcinkowo jest palisada oporowa przytrzymująca skarpy przyczółka wiaduktu w ciągu drogi wojewódzkiej nr 935 w Żorach. Konieczność wykonania prac wynikała z braku wolnej przestrzeni pomiędzy filarem oraz skarpy przyczółka. W celu wykonania połączenia drogowego wymagane było znaczne podcięcie istniejącej konstrukcji ziemnej. Dodatkowym elementem komplikującym prace była zabudowa w odległości około 3,5 m, w obrębie konstrukcji jezdni, kolektora średnicy DN1500 mm, znacznie zwiększającego głębokość wykopu.

Podłoże gruntowe na terenie objętym pracami budowały utwory czwartorzędowe wykształtowane w postaci średnio zagęszczonych piasków drobnych i średnich z przewarstwieniami twaroplastycznych oraz plastycznych pyłów i glin. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym występowała na głębokości od 1,6 do 1,7 m poniżej poziomu terenu, w obrębie warstwy piasków średnich.

Z uwagi na ograniczoną przestrzeń pod konstrukcją wiaduktu wykonano kotwioną palisadę oporową. Uwzględniając różnicę poziomów wynoszącą 5,3 m (bez uwzględnienia przegłębienia pod kolektor) kolumny wykonano w dwóch rzędach. Zbrojenie kolumn iniekcyjnych średnicy 0,5 m stanowiły rury grubościenne 88,9×8,0 mm łączone odcinkowo poprzez spawanie. Na górze palisady wykonano oczep żelbetowy, w który wprowadzono zbrojenie rurowe spinając poszczególne elementy (rys. 5).

Kotwienie wykonano z wykorzystaniem samowierzących iniekcyjnych kotew gruntowych opartych na belkach oporowych. Z uwagi na wysokość przytrzymywanej skarpy oraz kolejność prowadzenia prac zróżnicowano układ kotwienia obejmujący od 1 do 3

poziomów. Górny rząd kotwienia był wymagany na końcowym etapie pracy konstrukcji z uwagi na konieczność odbudowy części skarpy rozebranej dla wykonania platformy roboczej.

Po odkopaniu i oczyszczeniu powierzchni palisady wykończono z wykorzystaniem koszulki żelbetowej wylewanej na mokro. Zbrojenie zewnętrznej warstwy połączono ze zbrojeniem kolumn iniekcyjnych. Wygląd docelowej konstrukcji oporowej przedstawiono na rysunku 5.

Czynniki decydujące o wyborze techniki iniekcji strumieniowej w prezentowanym przykładzie były następujące: możliwość doboru sprzętu pozwalającego na prowadzenie robót pod istniejącą konstrukcją wiaduktu, zabudowa odcinkowego zbrojenia oraz prowadzenie prac nie zagrażających obiektowi.

Część skarpy przyczółka zlokalizowaną poza konstrukcją wiaduktu zabezpieczono z wykorzystaniem ścianki szczelnej, co znacznie przyspieszyło prace prowadzone w okresie zimowym. Grodzice stalowe na odcinku powyżej konstrukcji nawierzchni docelowo obłożono białymi panelami (rys. 6).

4. Zrzuty technologiczne i możliwość ich wykorzystania

Do wad iniekcji strumieniowej można zaliczyć powstawanie podczas procesu wiercenia i formowania kolumn odpadów, które powszechnie nazywane są zrzutami technologicznymi. Jest to nadmiar mieszaniny zaczynu iniekcyjnego z gruntem, powstający podczas formowania kolumn i wypływający na powierzchnię przez pierścieniową przestrzeń między żerdzią a ścianą otworu iniekcyjnego (PN-EN 12716:2002).

Zaklasyfikowanie zrzutów technologicznych jako urobku sugeruje analogię do urobku wynoszonego podczas formowania pali wierconych. Zrzuty pozostawione w miejscu prowadzenia prac z czasem twardnieją, tworząc cemento-grunt o właściwościach niewiele gorszych od materiału kolumn. W większości przypadków traktuje się je jako odpad wymagający usunięcia po zakończeniu prac. W praktyce, dbając o ich w miarę równomierne rozproszczenie na powierzchni, zrzuty mogą być wykorzystane jako warstwa wyrównująca pod przyszłą konstrukcję. Pozwala to ograniczyć grubość betonu wyrównawczego pod konstrukcją (Wanik, 2010). W przypadku formowania nasypów nad głowicami kolumn, zrzuty można wykorzystać do wstępnej stabilizacji podłoża.

Zrzuty technologiczne były wykorzystane podczas prowadzenia rozbudowy siedziby oddziału ZUS w Sosnowcu. Pod stopami oraz ławami fundamentowymi wykonano układ kolumn iniekcyjnych średnicy 0,5 m i długości 5,0 m, zbrojonych kształtownikami stalowymi IPE 140 ze stali St3S.

Podłoże gruntowe w miejscu prowadzenia prac stanowiły nasypy niebudowlane zalegające od powierzchni terenu do głębokości 2,0 m, składające się z piasków średnich, piasków gliniastych oraz glin



Rys. 5. Wykonana palisada oporowa podtrzymująca skarpe przyczółku wiaduktu w Żorach z widocznym zbrojeniem rurowym przed zabetonowaniem oczepu (fot. własna)



Rys. 6. Konstrukcja oporowa podtrzymująca skarpe przyczółka wiaduktu w Żorach (fot. własna)

piaszczystych. Poniżej do głębokości 3,0 m zalegały luźne piaski średnie. Najniższą, nośną warstwę gruntową stanowiły zagęszczone piaski średnie. W czasie wierceń poziomu zwierciadła wody gruntowej nie nawiercono.

Część zrzutów powstających podczas formowania kolumn wykorzystano jako warstwę wyrównawczą (rys. 7). Pozwoliło to zredukować grubość potrzebnej warstwy podkładowej oraz ograniczyć ilość materiałów odpadowych.

W przytoczonym przykładzie budowa podłoża gruntowego sprzyjała wykorzystaniu zrzutów technologicznych. Z uwagi na występowanie gruntów składających się w przeważającej mierze z piasków, cemento-grunt charakteryzuje się dobrymi i jednorodnymi parametrami wytrzymałościowymi.

Decyzje o wykorzystaniu powstających podczas formowania kolumn odpadów technologicznych należy każdorazowo wnikliwie przeanalizować. Pozostawienie i wykorzystanie zrzutów powstających podczas prac prowadzonych w okresie zimowym lub na zamrażonym podłożu należy wykluczyć. Dotyczy to zarówno okresów, w których panują ujemne temperatury, jak również miejsc, w których podłoże nie zdąży rozmarznąć. Wypływające na powierzchnię terenu zrzuty technologiczne przykrywają zamrażony grunt i wodę. Po rozmarznięciu może okazać się, że pod warstwą cemento-gruntu pozostała pusta przestrzeń.

5. Drgania podczas prowadzenia prac

Prace z zastosowaniem iniekcji strumieniowej bardzo często wykorzystywane są do wzmacniania posadowienia obiektów, których konstrukcja charakteryzuje się złym stanem technicznym. Brak drgań podczas wiercenia i formowania kolumn zalicza się w takiej sytuacji do niezaprzeczalnych atutów opisywanej technologii.

Wprowadzenie oddziaływań dynamicznych o pomijalnym wpływie na konstrukcję może być związane z koniecznością wykorzystania młotka udarowego do przejścia przez trudno zwiercalne przeszkody. Zaliczają się do nich głównie głązy (rys. 4) oraz betonowe elementy konstrukcji. Jednakże nawet w tym przypadku drgania te nie są zagrożeniem dla obiektu, co zostało potwierdzone licznymi realizacjami wykonanymi na przestrzeni ostatnich lat. Często prowadzonymi w obrębie obiektów wpisanych do rejestru zabytków.

6. Rozwiązania alternatywne

Specyfika formowania elementów iniekcyjnych sprzyja wykorzystaniu kolumn w posadowieniach alternatywnych. Możliwość wykonania kolumn o zróżnicowanej średnicy oraz występujących w grupie pozwala na dostosowanie prac do wymaganej geometrii oraz nośności. Wymiar uzyskanej kolumny jest zależny od doboru parametrów wiercenia i iniekcji oraz możliwy do uzyskania bez zmiany zestawu technologicznego (Bzówka, 2009; Bzówka i in., 2013).

Przykładowym wykorzystaniem zróżnicowanych układów kolumn może być realizacja posadowienia zamiennego (rys. 8) sali gimnastycznej VI Liceum Ogólnokształcącego przy ul. Warszawskiej w Białymstoku (Klem i Wanik, 2009).

Wyjściowy projekt zakładał posadowienie obiektu na studniach fundamentowych o zróżnicowanej średnicy. Poszukiwano rozwiązania zamiennego, pozwalającego przyspieszyć prace oraz wyeliminować konieczność prowadzenia odwodnienia zagrażającego istniejącym obiektom. Nie bez znaczenia był również aspekt ekonomiczny.

Podłoże gruntowe na terenie objętym pracami charakteryzowało się niekorzystnymi warunkami gruntowo-wodnymi, na które składały się warstwy nasypów niebudowlanych oraz gruntów organicznych wykształconych jako namuły. Warstwy nienośne zalegały na głębokości od 2,7 do 3,6 m poniżej poziomu terenu. Poniżej występowały nośne średnio zagęszczone i zagęszczone piaski drobne i średnie oraz twardoplastyczne gliny morenowe. Woda gruntowa o zwierciadle napiętym występowała na głębokości od 2,7 do 3,6 m i stabilizowała się na głębokości od 2,4 do 2,6 m poniżej poziomu terenu. Warunki wodne pozostawały w ścisłej korelacji ze stanami wody w pobliskiej rzece Białej.

Ostatecznie przyjęte rozwiązanie wykorzystywało układy kolumn formowanych w technologii iniekcji strumieniowej. W miejscach węzłów konstrukcyjnych wykonano grupy liczące od 3 do 5 kolumn iniekcyjnych średnicy 0,8 m, zapewniając tym samym warunki podparcia niezmiennie do pierwotnie zaprojektowanych (rys. 8). Dzięki utrzymaniu pierwotnych założeń nie wystąpiła konieczność zmian sposobu utwierdzenia i konstrukcji belek podwalinowych.

Prowadzone prace prowadzono bez wywoływania drgań, mogących stanowić zagrożenie dla istniejących obiektów, a wykonane układy kolumn nie zmieniły warunków gruntowo-wodnych.

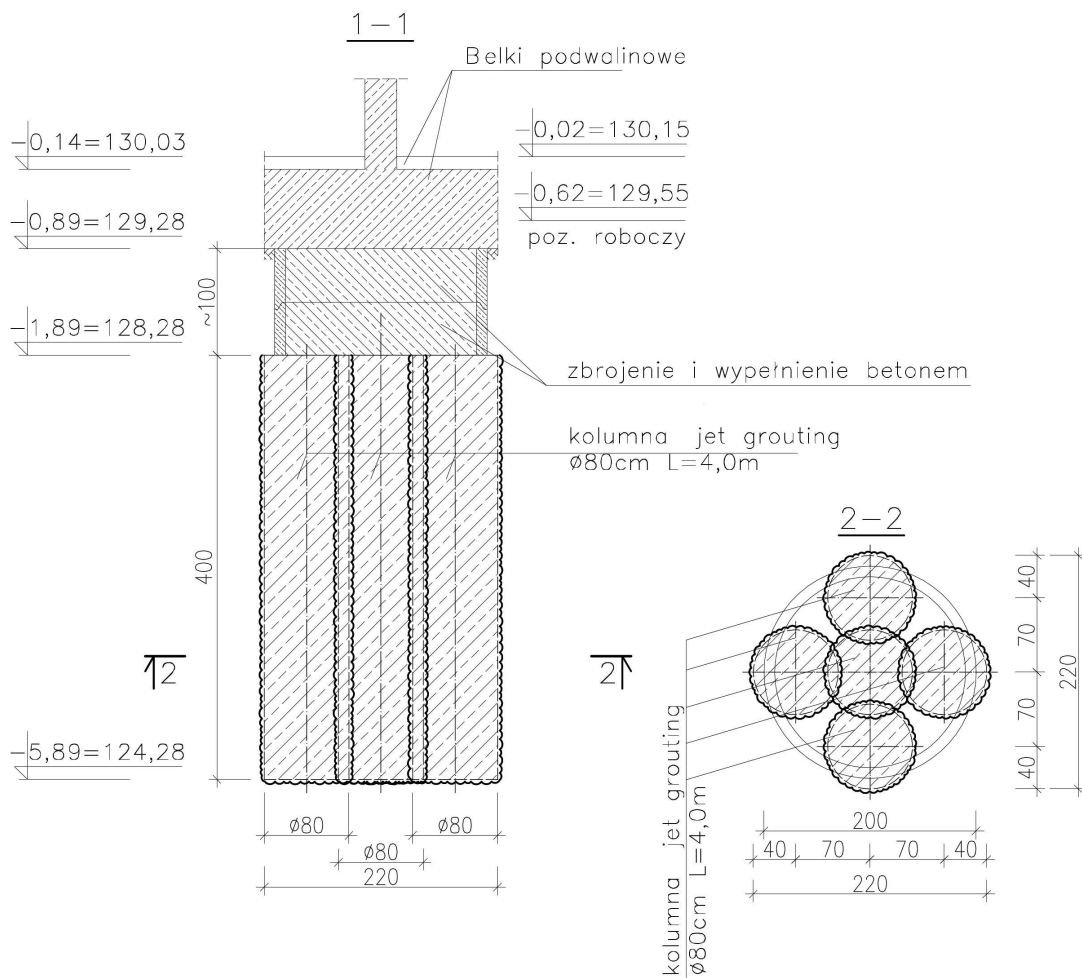
7. Podsumowanie

Przedstawione przykłady nie wyczerpują szerokiego zakresu możliwych zastosowań iniekcji strumieniowej. Przybliżają jedynie najważniejsze cechy technologii wykorzystywanej do kształtowania nowych posadowień i wzmacniania istniejących fundamentów, jak również formowania konstrukcji oporowych oraz podchwyceń iniekcyjnych. Z powodzeniem technika iniekcji strumieniowej może być stosowana jako wzmocnienie oraz uszczelnienie ośrodka gruntowego.

Możliwość kształtowania elementów iniekcyjnych o zróżnicowanej geometrii sprzyja poszukiwaniu nowych, nietypowych zastosowań. Prowadzone prace badawcze dążą do bliższego poznania procesów zachodzących podczas formowania kolumn (Wanik i Modoni, 2012) oraz modyfikacji składu zaczynów. Możliwość precyzyjnego doboru parametrów wiercenia i iniekcji pozwala na bezpieczne oraz ekonomiczne projektowanie



Rys. 7. Wykorzystanie zrzutów technologicznych jako wstępnej podbudowy pod warstwy konstrukcyjne przy rozbudowie siedziby oddziału ZUS w Sosnowcu (fot. własna)



Rys. 8. Fundament zastępczy składający się z pięciu kolumn iniekcyjnych średnicy 0,8 m wykonany zamiennie do studni fundamentowej średnicy 2,0 m w ramach budowy sali gimnastycznej VI Liceum Ogólnokształcącego przy ul. Warszawskiej w Białymstoku, 2008 rok

przekładające się na powszechne i częste stosowanie iniekcji strumieniowej.

Literatura

- Bzówka J. (2009). Współpraca kolumn wykonywanych techniką iniekcji strumieniowej z podłożem gruntowym. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
- Bzówka J., Wanik L., Wanik K. (2013). Proces technologiczny iniekcji strumieniowej. W: Proc. of the 18th International Seminary "Reinforcement, Sealing and Anchoring of Rock Massif and Building Structures 2013", Ostrava 2013, 100-105.
- Klem B., Wanik K. (2002). Sport na jet grouting. *Aktualności Budowlane*, nr 1(12)/2009, 14-15.
- Wanik K. (2010). Wybrane uwarunkowania projektowe i technologiczne stosowania iniekcji strumieniowej. *Inżynieria i Budownictwo*, 2/2010, 68-70.

Wanik L., Modoni G. (2012). Numerical analysis of the diffusion of submerged jets for jet grouting application. W: *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2012 - IARG 2012*, Padova 2012.

APPLICATIONS OF JET GROUTING TECHNIQUE IN GEOENGINEERING WORKS

Abstract: The paper presents selected examples of jet grouting technique in engineering works, depending on the purpose and type of the works. The use of injection elements for foundation of new facilities and the strengthening of existing engineering structures was characterized. Attention to the specificity of technology including its advantages and limitations was paid. The examples of works carried out in the last few years were presented.

Abstracts Vol. 4 No. 4

Grzegorz HORODECKI

Ocena wzmocnienia podłoża metodą wymiany dynamicznej na podstawie próbnych obciążeń kolumn
Evaluation of ground improvement with dynamic replacement method based on trial load tests of columns

W artykule przedstawiono analizę wykonanego wzmocnienia słabego podłoża gruntowego pod nasyp drogowy w technologii kolumn DR. Omówiono warunki geotechniczne podłoża i zastosowane rozwiązania. Wykonano analizę wsteczną na podstawie wyników próbnych obciążeń kolumn oraz pomiarów osiadań wzmocnionego podłoża całego obszaru. Porównano uzyskane wyniki i wyciągnięto wnioski.

The paper presents the analysis of realised ground improvement of soft subsoil by means of dynamic replacement method under road embankment. The description of the geotechnical properties and implemented solutions were presented. The backup analysis, based on the results of the trial load tests of columns and settlement results of the whole improvement area was done. The analysis results with the measured results were compared and conclusions were drawn.

Jacek KAWALEC

Monitoring przyczółka z gruntu zbrojonego posadowionego w skomplikowanych warunkach gruntowych
Monitoring of reinforced soil bridge abutment founded over ground with complicated soil condition

Praca dotyczy problematyki zachowania się zbrojenia geosyntetycznego w konstrukcjach ziemnych na przykładzie zrealizowanego autostradowego przyczółka mostowego. Opisano przypadek przyczółka posadowionego w skomplikowanych warunkach gruntowych, jako niestandardowego rozwiązania konstrukcyjnego. Dyskusja nad rozwiązaniem technicznym skutkowałą wykonaniem systemu monitoringu odkształcenia zbrojenia w obiekcie. Wyniki prowadzonego monitoringu pozwolą na lepsze poznanie mechanizmu pracy zbrojenia w rzeczywistych konstrukcjach.

Paper discusses behavior of geosynthetic reinforcement in earth reinforced structures based on constructed motorway bridge abutment. An example of abutment founded over ground with complicated soil condition is given as a project which non conventional design. Discussion on technical solution effects in monitoring system of deformations of reinforcing geogrids executed during construction works on the structure. Results taken from monitoring will help to better understand details of reinforcing mechanism within real structure.

Maciej Kordian KUMOR, Joanna FARMAS, Łukasz Aleksander KUMOR

Wybrane związki korelacyjne parametrów zagęszczenia określone metodami VSS i LFG
The selected correlations of compaction parameters determined by VSS and LWD methods

Geotechniczna ocena poprawności wykonania korpusu drogowego obejmuje szereg zagadnień, wśród których istotne są dobór i kontrola jakości wykonywanych robót ziemnych. Artykuł przedstawia wyniki badań *in situ* nad określeniem zależności korelacyjnych pomiędzy parametrami oznaczonymi za pomocą badań płytą sztywną VSS – E_1 i E_2 , a uzyskanymi z badania lekką płytą dynamiczną LFG. Badania wskazują, iż określenie związków korelacyjnych pomiędzy parametrami charakteryzującymi

uziarnienie (C_C , C_U , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}), a parametrami odkształceniowymi uzyskanymi podczas sprawdzania jakości zagęszczenia piasku średniego równoziarnistego wbudowanego w nasyp (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) jest aktualnie trudne praktycznie lub fizycznie złożone.

Geotechnical assessment of the correctness of the road embankment erection covers wide range of issues, among which selection and quality control of the earthworks are important. The paper presents the results of *in-situ* tests determining correlations between the parameters carried out by static plate VSS test – E_1 and E_2 , and Light Weight Defectometer LWD. Studies indicate that the determination of correlations between parameters characterising the particle size distribution (C_C , C_U , D_{10} , D_{20} , D_{30} , D_{60}) and parameters obtained during controlling of the embankment compaction (E_{vd} , E_1 , E_2 , I_0) is currently practically difficult or physically complex.

Maciej MAŚLAKOWSKI, Grzegorz BARTNIK, Sebastian KOWALCZYK

Wpływ geosyntetyków na dobór metody pomiaru odkształcenia podłoża

The influence of geosynthetic reinforcement on choice of the method of subbase deformation measurements

Artykuł zawiera ocenę wpływu wzmocnienia podbudowy geosyntetykami na wynik pomiaru modułów odkształcenia na podstawie badań powszechnie stosowanymi metodami. Omówiono w nim najpopularniejsze aparaty służące do pomiaru modułów odkształcenia *in situ*, takie jak płyta dynamiczna z jednym lub trzema geofonami oraz płyta statyczna VSS. Zestawiono wyniki badań otrzymane na podłożu drogowym i tramwajowym. Wartości modułów wtórnych odkształcenia wyliczono z zależności korelacyjnych na podstawie wartości modułów dynamicznych uzyskanych z badań dynamicznych i porównano je do wartości modułów wtórnych uzyskanych z badań aparatem VSS. Na podstawie analizy otrzymanych wyników można stwierdzić, iż wbudowany geosyntetyk wpłynął na wartość uzyskanego dynamicznego modułu odkształcenia, obniżając jego wartość.

The paper contains an assessment of the impact of geosynthetic reinforcement on subbase deformation measurement results which was made by widely used methods. Dynamic plates (LWD) with different type and locations of deflection transducers and static plate load VSS are the most popular devices for *in situ* deformation modulus research. The tests results on the road and tramway subbase were compared, so the usefulness of these methods for testing subbase deformation modulus with geosynthetic reinforcement are presented. The tests results show significant influence of geosynthetic reinforcement on results obtained from dynamic plate tests. Correlations between LWD dynamic modulus for no-geosynthetic reinforced granular materials can not be used for geosynthetic reinforced road and tramway subgrade and subbase.

Maciej OCHMAŃSKI, Joanna BZÓWKA

Wybrane przykłady zastosowań sztucznych sieci neuronowych w geotechnice

Selected examples of the use of artificial neural networks in geotechnics

Sztuczne sieci neuronowe (SSN) umożliwiają rozwiązywanie problemów bardzo trudnych lub wręcz niemożliwych wcześniej do rozwiązania. W referacie zostaną przedstawione przykłady zastosowania sztucznych sieci neuronowych do rozwiązań wybranych problemów geotechnicznych. Pierwszy przykład dotyczy wykorzystania sztucznych sieci neuronowych do analizy przemieszczeń dwóch bliźniaczych tuneli wykonanych w technologii SCL (*Sprayed Concrete Lining*). Konstrukcja poddana analizie jest częścią stacji Fővám, czwartej linii metra w Budapeszcie. Analizę przeprowadzono bazując na danych uzyskanych podczas budowy linii metra oraz monitoringu geotechnicznego. W celu analizy opracowano model numeryczny, który posłużył do przeprowadzenia w pierwszej kolejności analizy wrażliwości użytych parametrów modelu konstytutywnego oraz do analizy wstecznej tych parametrów. W przypadku obu analiz posłużono się sztucznymi sieciami neuronowymi, które pokazały łatwość ich zastosowania oraz wiarygodność uzyskanych wyników. W drugim przykładzie przedstawiono sposób przewidywania średnicy kolumn iniekcyjnych. Określenie kształtu kolumn iniekcyjnych, w tym głównie ich średnicy, jest bardzo trudne. Możliwość zastosowania sztucznych sieci neuronowych do określenia średnicy kolumn może w znaczący sposób zoptymalizować metody projektowania kolumn iniekcyjnych. W przykładzie posłużono się obszerną bazą danych zawierającą

opis warunków gruntowo-wodnych podłoża, w którym wykonano kolumny iniekcyjne i pomierzone wartości średnic kolumn po ich odsłonięciu. Dane związane z kolumnami iniekcyjnymi zostały wykorzystane do utworzenia sztucznej sieci neuronowej, a następnie do określenia przewidywanych średnic kolumn iniekcyjnych. Uzyskane wyniki charakteryzują się bardzo dobrą zbieżnością z rzeczywistymi wymiarami kolumn. Wykorzystanie sztucznych sieci neuronowych stanowi alternatywę wobec tradycyjnych metod rozwiązywania problemów geotechnicznych.

Artificial Neural Networks (ANN) allow to solve difficult problems which sometimes are impossible to solve using traditional methods. In the paper the examples of application of Artificial Neural Networks for solving selected problems in geotechnics are presented. First example deals with the use of ANN to analyze two similar tunnels built using SCL technology. The structure of interest is a part of Fővám square station of the 4th metro line in Budapest. Analysis was performed based on the data obtained from geotechnical monitoring and from construction stages. The numerical model was prepared for the purpose of sensitivity and back analyses of constitutive model parameters. In both cases the applications show the possibility and reliability of conducted results. Prediction method of jet grouting columns diameter was presented in the second example. Nowadays, definition of columns geometry and estimation of their diameters are difficult task. Possibility of ANN use for estimation of jet grouting columns diameter can optimize designing method. Wide database of field trial jet grouting columns, corresponding soil properties and their forming parameters with measured values of their diameters were used in the presented example. Data describing jet grouting columns were used for creating ANN and for estimating their diameters. The results are characterized by high correlation level between measured values of columns diameter and their predicted equivalents. The use of Artificial Neural Networks is an alternative method which can allow us to solve complex geotechnical problems. Selected examples confirm that the use of ANN is characterized by high reliability level.

Andrzej PLEWA

Ocena wpływu nośności podłoża gruntowego na trwałość zmęczeniową konstrukcji nawierzchni drogowej w aspekcie kryterium deformacji strukturalnej podłoża gruntowego

The influence of subgrade capacity on the fatigue live pavement construction in terms of the subgrade deformation criterion

W artykule zostały przedstawione analizy obliczeń trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni drogowych z założeniem, że nośność podłoża gruntowego jest niższa, niż zakłada się to w wymaganiach przyjętych w „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”. Przedstawiono propozycje działań lub zmian grubości warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowych, aby trwałość zmęczeniowa analizowanych konstrukcji nawierzchni spełniała wymagania zakładanego okresu eksploatacji, mimo posadowienia jej na podłożu gruntowym o niższej nośności. Obliczenia trwałości zmęczeniowej analizowanych konstrukcji nawierzchni drogowych w aspekcie obniżonej nośności podłoża gruntowego przeprowadzono dla podłoży gruntowych o nośności od 60 MPa do 90 MPa.

The paper presents the analysis of calculations of the fatigue life road pavement constructions with the assumption that the bearing capacity of the subgrade is lower than implied by the requirements adopted in the "Catalogue of typical road constructions anstiffness and semi-stiffness". The contents of proposals or changes in thickness of the pavement structural layers in such a way that the fatigue life of the analysed pavement structure met the requirements of the intended service life, even though its foundation on the lower subgrade capacity. Calculation of the fatigue life of pavement structures analyzed in terms of the reduced capacity of the subgrade will be carried out for the ground with a capacity from 60 MPa to 90 MPa.

Jerzy SĘKOWSKI, Sławomir KWIECIEN, Piotr KANTY

Wpływ formowania wbijanej kolumny kamiennej na parametry wytrzymałościowe słabego otoczenia gruntowego

The influence of the rammed stone column formation on strength parameters of the surrounding soil

W pracy przedstawiono wyniki badań polowych dotyczących wpływu formowania wbijanej kolumny kamiennej na jej otoczenie gruntowe. Wpływ ten wyrażony został zmianą efektywnego kąta tarcia wewnętrznego i spójności określonych w sondowaniu statycznym CPTU w trakcie, jak i po uformowaniu kolumny kamiennej.

This paper presents the results of field tests performed to examine the influence of the rammed stone column formation process on the surrounding soil. The influence is expressed by cohesion and internal friction angle changes. These parameters were determined in cone penetration test (CPTU) during and after the stone column formation process performed with the use of dynamic replacement method.

Krzysztof STERNIK, Piotr KANTY

Posadowienie nasypu drogi ekspresowej na gruntach organicznych

Foundation of the expressway embankment on organic subsoil

Omawiany problem związany jest z projektem przebudowy nasypu modernizowanej drogi. Skarpa istniejącego nasypu wykazywała oznaki utraty stateczności, której przyczyną były występujące pod częścią nasypu ściśliwe grunty organiczne o miąższości dochodzącej do 12 m. Na pozostałym obszarze podłoże było nośne i mało ściśliwe. Bardzo zróżnicowane charakterystyki gruntów podłoża i niestateczność istniejącej skarpy skłoniły projektantów do posadowienia nowo projektowanego nasypu na płycie żelbetowej opartej na palach. Artykuł pokazuje alternatywne rozwiązanie, wykorzystujące istniejący nasyp zabezpieczony kotwioną ścianką szczelną. Skuteczność rozwiązania uzasadniają wyniki analiz stateczności. Wykonano je dwoma sposobami: tradycyjną uproszczoną metodą Bishopa i metodą elementów skończonych. Wyniki obliczeń poddano krytycznej ocenie.

A reconstruction of the embankment in the context of the modernisation of an existing road has been designed. The embankment exhibits unstable behaviour. Compressible organic soils with a thickness up to 12 m underlay part of the embankment base. The rest of the foundation ground is made of bearing, hard soils. Very different characteristics of the foundation soils and the existing slope instability led designers to foundation of the rebuilt embankment on a concrete slab based on driven piles. The paper shows an alternative solution which makes use of the existing embankment supported with an anchored sheet pile wall. Effectiveness of the solution has been proved by stability analysis carried out in two ways: by FEM and simplified Bishop's procedure. Results of the analyses have been compared and discussed.

Konrad WANIK, Joanna BZÓWKA

Przykłady zastosowania techniki iniekcji strumieniowej w pracach geoinżyneryjnych

Applications of jet grouting technique in geoen지니어ing works

W artykule przedstawiono wybrane przykłady zastosowania techniki iniekcji strumieniowej w pracach inżyneryjnych, w zależności od celu i rodzaju wykonywanych prac. Przedstawiono technikę polegającą na niszczeniu struktury gruntów budujących podłoże, a następnie na mieszanii gruntów i ich częściowej wymianie na czynnik wiążący uzyskiwany w efekcie działania wysokoenergetycznego strumienia iniektu. Scharakteryzowano obszary wykorzystania elementów iniekcyjnych do posadowienia nowych obiektów oraz wzmacniania istniejących konstrukcji inżynierskich, jak również formowania konstrukcji oporowych oraz podchwyceń iniekcyjnych. Zwrócono uwagę na specyfikę technologii z uwzględnieniem jej zalet oraz ograniczeń. Poruszono kwestię pracy w ograniczonej przestrzeni, możliwość formowania kolumn pod istniejącymi konstrukcjami oraz kształtowania elementów iniekcyjnych o zróżnicowanej geometrii. Podano również ograniczenia dotyczące zabudowy zbrojenia w kolumnach iniekcyjnych oraz możliwości wykorzystania zrzutów technologicznych. Posłużono się przykładami prac zrealizowanych na przestrzeni kilku ostatnich lat.

The paper presents selected examples of jet grouting technique in engineering works, depending on the purpose and type of the works. The use of injection elements for foundation of new facilities and the strengthening of existing engineering structures was characterized. Attention to the specificity of technology including its advantages and limitations was paid. The examples of works carried out in the last few years were presented.