

Sławomir KWIECIEN*

Politechnika Śląska

KALIBROWANIE I WERYFIKACJA OBLICZENIOWEGO MODELU PODŁOŻA WZMOCNIONEGO METODĄ WYMIANY DYNAMICZNEJ

Streszczenie. Wymiarowanie wbijanych kolumn kamiennych na podstawie istniejących metod budzi pewne wątpliwości. Związane jest to z niedoszacowaniem ich nośności i przeszacowaniem osiadań. Alternatywą może być obliczeniowy model numeryczny podłoża wzmocnionego metodą wymiany dynamicznej, zaprezentowany w niniejszym artykule.

CALIBRATION AND VERIFYFICATION OF NUMERICAL MODEL OF GROUND IMPROVED BY DYNAMIC REPLACEMENT

Summary. There are some problems with rammed stone column designing. Their bearing capacity is higher and settlements are less than the same determined by existing analytical methods. This paper presents alternative numerical model of ground improved by dynamic replacement.

1. Wstęp

Coraz częściej zmuszeni jesteśmy do posadawiania obiektów budowlanych i inżynierskich na gruntach słabych oraz silnie odkształcalnych. W takiej sytuacji realizowane może być posadowienie pośrednie. Wiąże się ono jednak z dużymi kosztami ekonomicznymi. Jedną z kilkudziesięciu metod wzmacniania podłoża gruntowego jest metoda wymiany dynamicznej, zwana wbijanymi kolumnami kamiennymi.

* Opiekun naukowy: Dr hab. inż. Jerzy Sękowski, prof. w Politechnice Śląskiej.

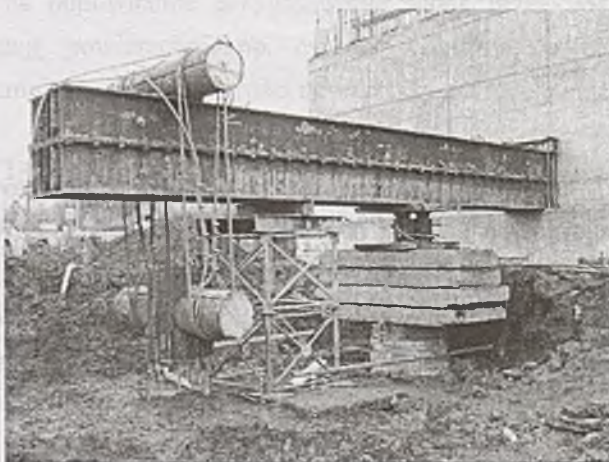
Wymiarowanie kolumn wbijanych wymaga sprawdzenia dwóch stanów granicznych. Istniejące metody obliczania nośności i osiadań powodują niedoszacowanie tej pierwszej [4] i przeszacowanie tych drugich [3]. Alternatywą stają się obliczenia numeryczne w ramach metody elementów skończonych, z doбором właściwych modeli konstytutywnych gruntu. Ich podstawą powinny być badania polowe, np. próbne obciążenia kolumn przeprowadzone w szerokim zakresie.

W artykule autor proponuje obliczeniowy model podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi, skalibrowany na drodze analizy półwstecznej na podstawie próbnych obciążeń kolumny wbijanej.

2. Próbne obciążenie kolumny kamiennej formowanej metodą wymiany dynamicznej

Badana kolumna kamienna uformowana została na poletku badawczym w miejscowości Lubień koło Myślenic [4]. Wzmocnieniu podlegały tutaj wierzchnie warstwy namulów o miąższości dochodzącej do kilku metrów, podścielone warstwą żwirów. Kolumna uformowana została z przekruszu skalnego o frakcji 0/400, ubijakiem o masie 11,5 t zrzucającym z wysokości 13,5 m.

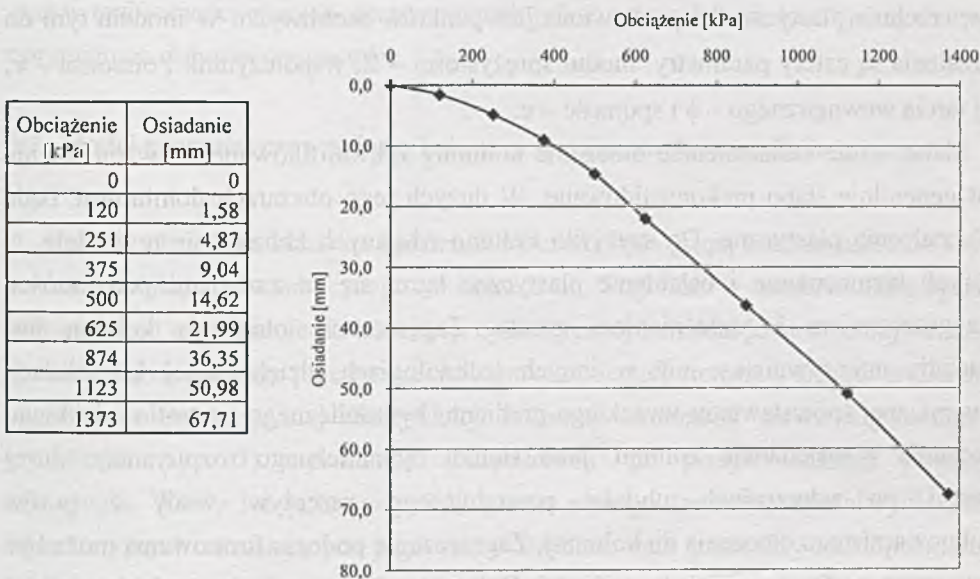
Stanowisko do próbnych obciążeń (rys. 1) zaprojektowano na siłę równą 1,5-krotnej przewidywanej nośności, ustalonej metodą Braunsa [1]. Belkę oporową stanowiła grupa dziesięciu dwuteowników I 500, zakotwionych w gruncie palami o średnicach 75 i 150 cm i długościach odpowiednio 15,8 i 10 m.



Rys. 1. Widok stanowiska do próbnych obciążeń kolumny kamiennej

Fig. 1. Model station of load plate test of stone column

Próbne obciążenie kolumny przeprowadzono metodą stałych stopni obciążenia. Każdy stopień utrzymywany był tak długo, aż prędkość osiadania kolumny wyniosła co najwyżej 0,05 mm/15 minut. Obciążenia realizowane były za pomocą trzech siłowników hydraulicznych o zakresie 0÷1300 kN. Pomiar osiadań umożliwiły trzy elektroniczne czujniki o zakresie 0÷100 mm i dokładności odczytu 0,01 mm. Obciążenie końcowe wyniosło $q = 1373 \text{ kPa}$ (rys. 2).



Rys. 2. Wyniki próbnego obciążenia kolumny kamiennej

Fig. 2. Results of load plate test of stone column

3. Kalibrowanie i weryfikacja obliczeniowego modelu gruntów wzmocnionego podłoża

3.1. Dobór modeli konstytutywnych gruntu

Rozważanie zagadnienia wzmocnienia gruntów spoistych (organicznych) materiałem ziarnistym (kruszywem kolumny kamiennej) sugeruje zastosowanie w analizie obliczeniowej określonych modeli gruntu.

W przypadku gruntów ziarnistych formujących kolumnę, charakteryzujących się małą ściśliwością, z powodzeniem może być zastosowany model sprężysto-idealnie

plastyczny z powierzchnią Coulomba-Mohra. Jego zastosowanie w niektórych przypadkach, ze względów numerycznych, komplikuje się. Powodem tego jest występowanie krawędzi i naroży w powierzchni plastyczności. Podczas obliczeń numerycznych, po dojściu ścieżki obciążenia do takiego punktu lub linii, występują problemy z określeniem kierunku wektora przyrostu odkształcenia plastycznego gruntu [2]. Alternatywą może być zastosowanie sprężysto-idealnie plastycznego modelu Coulomba-Mohra z modyfikacją Menetrey'a i Willama [6], w którym powierzchnia plastyczności pozbawiona jest punktów osobliwych. W modelu tym do określenia są cztery parametry: moduł sprężystości – E , współczynnik Poissona – ν , kąt tarcia wewnętrznego – ϕ i spójność – c .

Słabe, silnie odkształcalne otoczenie kolumny zakwalifikowane do wzmocnienia jest generalnie słabo prekonsolidowane. W dużych jego obszarach dominować będą odkształcenia plastyczne. Do specyfiki kolumn wbijanych zbliżają się te modele, w których wzmocnienie i osłabienie plastyczne łączą się ze zmianami porowatości, tj. zagęszczaniem i rozluźnianiem gruntu. Zagęszczanie otoczenia kolumn jest znacznie intensywniejsze niż w innych technologiach, dzięki silnej konsolidacji dynamicznej (powstawaniu wysokiego gradientu hydraulicznego w strefie miękkiego otoczenia w sąsiedztwie kolumn, jako skutku dynamicznego rozpierania o dużej energii po uderzeniach ubijaka powodującego przepływ wody z porów drobnoziarnistego otoczenia do kolumn). Zagęszczenie podczas formowania może być ujęte przez strefowanie niejednorodności. Dalsze zagęszczanie i wzmacnianie podczas obciążania budowlą wymagają jednak modelu zdolnego do symulowania tych zjawisk. Preferuje to modele stanu krytycznego, a w szczególności najlepiej znany i wdrożony do programów MES Modified Cam-Clay. W modelu tym występuje pięć stałych materiałowych: nachylenie linii stanu krytycznego – M , nachylenie linii normalnej konsolidacji (NCL) – λ , nachylenie linii odprężenia – κ , parametr – Γ związany z krytycznym wskaźnikiem porowatości oraz współczynnik Poissona – ν .

3.2. Istota kalibrowania i weryfikacji

Za kryterium adekwatności modelu obliczeniowego uznaje się ścisłość dopasowania jego charakterystyki obciążenie-osiadanie do wyników badania nośności – próbnego obciążenia kolumny w szerokim zakresie od zera do 1,5-krotności nośności w akceptowanym aktualnie ujęciu Braunsa.

Kalibrowanie modelu obliczeniowego to dobór dziewięciu parametrów stosowanych modeli konstytutywnych tworzących kolumny i słabego podłoża,

zapewniający najlepsze dopasowanie. Proces optymalizacyjny realizowany jest na drodze analizy półwstecznej (część parametrów oznaczona w laboratorium i traktowana jako dane).

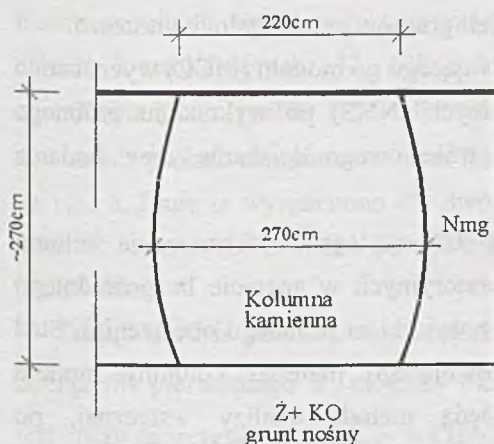
Wobec złożoności modeli konstytutywnych do optymalnego zbioru parametrów dochodzi się technikami bezpośredniego poszukiwania, dokonując w tym celu wielu analiz MES symulujących proces próbnego obciążenia.

Weryfikacja modelu obliczeniowego sprowadza się do wizualnej lub statystycznej oceny rozbieżności danych eksperymentalnych i przewidywań teoretycznych, przy optymalnym doborze parametrów.

3.3. Model geometryczny układu kolumna kamienna-słabe podłoże gruntowe

Próbnie obciążana kolumna kamienna otoczona była grupą kolumn uformowanych w siatce trójkąta równobocznego o boku 3 m. Stąd też w analizie numerycznej sprowadzono zagadnienie do koncepcji cylindrycznej komórki jednostkowej, w której rozważa się równowagę pojedynczej kolumny kamiennej otoczonej słabym podłożem.

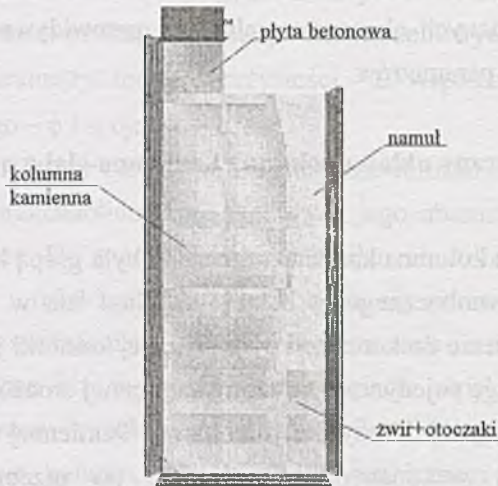
W celu geometrycznej identyfikacji kolumny kamiennej zinwentaryzowano ją w wykopie (rys. 3) wykonanym bezpośrednio po przeprowadzeniu próbnego obciążenia. Wtedy też pobrano próbki gruntu słabego (namułu) do dalszych badań laboratoryjnych określających jego cechy fizyczne oraz parametry zaadoptowanego modelu konstytutywnego Modified Cam-Clay.



Rys. 3. Wyniki inwentaryzacji kolumny kamiennej
Fig. 3. Results of investigation of stone column

Zinventaryzowana kolumna kamienna charakteryzowała się zmiennym wzdłuż długości „beczkowatym” kształtem. Badana kolumna oparła się na warstwie nośnej, którą był żwir z dodatkiem otoczek w stanie średnio zagęszczonym.

Zaimplementowana w programie Z_Soil komórka jednostkowa, w ujęciu osiowo-symetrycznym z uwzględnionym rzeczywistym kształtem kolumny, pokazana została na rys. 4.



Rys. 4. Model geometryczny układu kolumna kamienna-słabe podłoże gruntowe
Fig. 4. Geometrical model of stone column-weak subsoil system

3.4. Dobór parametrów modeli gruntów wzmocnionego podłoża

Poszukiwanie parametrów przyjętych modeli gruntów przebiegało dwutorowo.

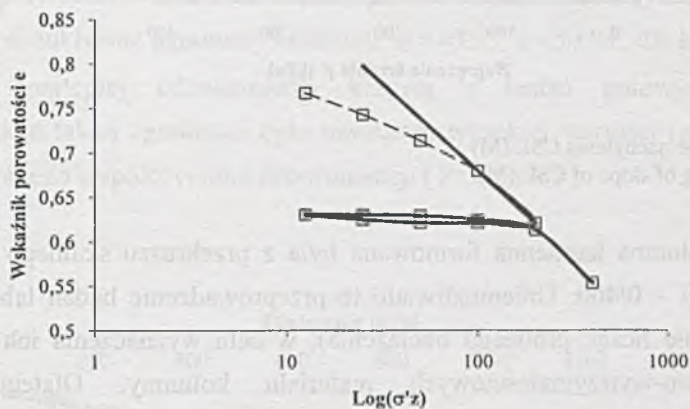
W przypadku namułu parametry odwzorowującego go modelu (MCC) wyznaczono z badań laboratoryjnych na próbkach pobranych (NNS) po wykonaniu próbnego obciążenia. Były to badania w aparacie trójosiowego ściskania oraz badania edometryczne.

Wielkość frakcji przekruszu skalnego (0/400) użytego do formowania kolumn uniemożliwiła przeprowadzenie badań laboratoryjnych w aparacie bezpośredniego ścinania i edometrze oraz badań polowych (z wyjątkiem próbnego obciążenia). Stąd też zdecydowano, że parametry odwzorowującego materiał kolumny modelu (Coulomba-Mohra (M-W)) oszacowane będą metodą analizy wstecznej, po wcześniejszym oszacowaniu parametrów namułu uzyskanych wg wspomnianej powyżej procedury.

Dla podścielającego grunt słaby żwiru, o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,5$, parametry modelu Coulomba-Mohra (M-W) określono na podstawie normy PN-81/B-03020.

Parametry modelu betonowej płyty (liniowo-sprężysty) przyjęto na podstawie normy PN-B-03264 jak dla betonu B15 (C12/15).

Parametry MCC λ i κ ustalono w standardowych badaniach edometrycznych, przeprowadzonych w cyklach: naprężenie pierwotne (0÷200 kPa), odprężenie (200÷12,5 kPa) oraz naprężenie wtórne (12,5÷400 kPa) (rys. 5). Wyniosły one $\lambda = 0,087$ i $\kappa = 0,0028$.



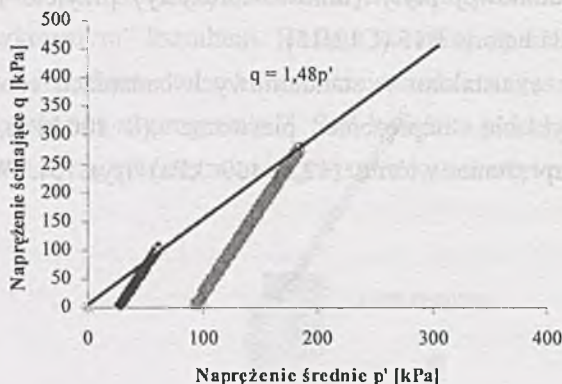
Rys. 5. Wyniki badań edometrycznych

Fig. 5. Results of edometer tests

Nachylenie linii stanu krytycznego (CSL) $M = 1,48$ określono w badaniach trójosiowych prowadzonych z konsolidacją i drenażem. Badania przeprowadzono na trzech próbkach poddanych wstępnie działaniu trzech izotropowo przyłożonych ciśnień konsolidujących: 40, 140 i 240 kPa. Badania prowadzono do momentu osiągnięcia przez próbki 10% odkształceń względnych. Ścieżki naprężeń p', q dla zbadanych próbek namułu wraz z naniesioną linią stanu krytycznego (CSL) pokazano na rys. 6. Linię tę wyznaczono dla dwóch pierwszych badań (40 i 140 kPa), uznano bowiem, że trzecie z badań powinno być przeprowadzone dla większego zakresu odkształceń.

Znając wartość początkowego wskaźnika porowatości e_0 oraz nachylenie krzywej obciążenia pierwotnego λ , możemy określić wartość $\Gamma = e_{cs} + 1$, gdzie e_{cs} określane jest przy naprężeniu średnim $p'_c = 1 \text{ kPa}$.

Współczynnik Poissona przyjęto na poziomie $\nu = 0,3$. Mieści się on w podawanym przez Lechowicza i Szymańskiego [5] przedziale dla gruntów organicznych: $\nu = 0,23 - 0,45$.



Rys. 6. Określenie nachylenia CSL (M)

Fig. 6. Dermining of slope of CSL (M)

Badana kolumna kamienna formowana była z przekruszu skalnego (piaskowca) o dużej frakcji – 0/400. Uniemożliwiało to przeprowadzenie badań laboratoryjnych i polowych (nie licząc próbnego obciążenia), w celu wyznaczenia ich parametrów odkształceniowo-wytrzymałościowych materiału kolumny. Dlatego też ich poszukiwanie odbyło się analizą półwsteczną MES dla całego układu kolumna kamienna-słabe podłoże.

Analiza prowadzona metodą heurystyczną (prób i błędów) opierała się na założeniu o przyjmowaniu powszechnie akceptowanych wartości parametrów geotechnicznych.

Zagadnieniem wyznaczania parametrów wytrzymałościowych gruntów o dużej frakcji szeroko zajmował się Pisarczyk [8]. Uzyskane w badaniach kąty tarcia wewnętrznego wahały się od 30 do 60°. Zależało to od metody badania (aparatus trójosiowy lub aparat bezpośredniego ścinania), uziarnienia materiału, zagęszczenia i wilgotności. Dla materiału wbijanej, silnie zagęszczonej kolumny kamiennej kąt tarcia wewnętrznego powinien być bliski górnego kresu. Obniża nieco tę optymistyczną ocenę obecność cienkiego filmu nawodnionego spoiwa między okruchami.

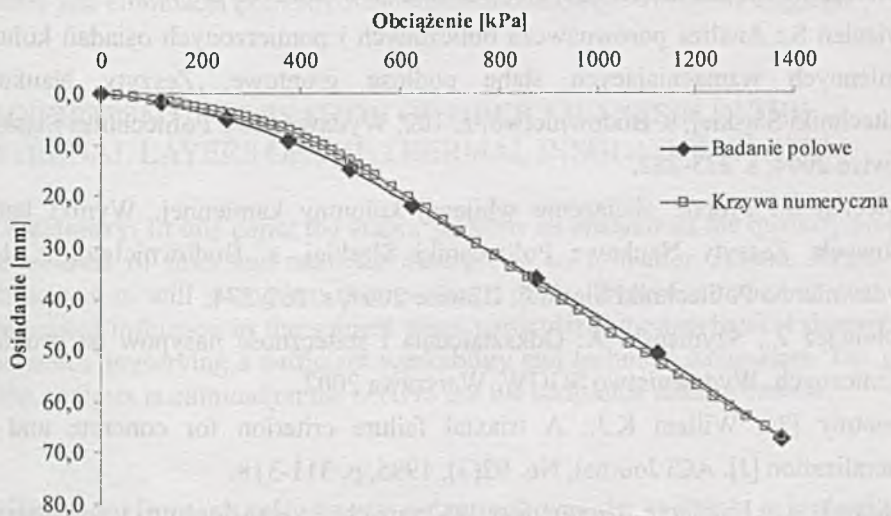
W przypadku modułu sprężystości E , jak zaleca Pieczyrak [7], za wartość wyjściową w analizie półwstecznej przyjmuje się tangens nachylenia początkowej krzywej eksperymentalnej obciążenie-osiadanie.

W analizowanym przypadku (rys. 2), w przedziale od 0÷120 kPa, wynosi on $E = 76 \text{ MPa}$.

Wartość współczynnika Poissona ν przyjęto za Jurikiem [9], równą $\nu = 0,2$. Podobną wartość współczynnika Poissona przyjęł również w swoich badaniach numerycznych Pieczyrak [7] podczas poszukiwania parametrów kolumny kamiennej metodą analizy wstecznej.

3.5. Numeryczna symulacja próbnego obciążenia

Po przeprowadzeniu kilkudziesięciu pełnych analiz numerycznych ustalono ostatecznie poszukiwane parametry kolumny: $\phi = 43,5^\circ$, $c = 5 \text{ kPa}$, dla których krzywa numeryczna najlepiej odzwierciedla krzywą z badań polowych (rys. 7). Wyznacznikiem takiej zgodności było uzyskanie wysokiej wartości (zbliżonej do 1) zmodyfikowanego współczynnika determinancji ($R^2 = 0,9982$).



Rys. 7. Wyniki analizy MES

Fig. 7. Results of FEM analysis

Wyniki dopasowania, pokazane na rys. 7, pozytywnie weryfikują zaproponowany model.

4. Uwagi końcowe

Próbne obciążenie wbijanej kolumny kamiennej stało się podstawą do stworzenia kalibracji oraz weryfikacji zaproponowanego modelu obliczeniowego podłoża wzmocnionego wbijanymi kolumnami kamiennymi.

Proces kalibracji przyjętych modeli konstytutywnych gruntu odbywał się na drodze analizy półwstecznej.

Tak przeprowadzona kalibracja oraz przyjęcie rzeczywistego kształtu kolumny pozwoliły na uzyskanie bardzo dobrej zbieżności wspomnianych krzywych. Świadczy o tym bardzo bliska jedności wartość zmodyfikowanego współczynnika determinancji ($R^2 = 0,9982$). Należy jednak zaznaczyć, że weryfikacja ta dotyczy jednego przypadku. Nieuniknione są dalsze badania i porównania.

BIBLIOGRAFIA

1. Brauns J.: Initial bearing capacity of stone column and sand piles. Proc. Symp. Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practise, Sydney 1978.
2. Cudny M., Binder K.: Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 6, 2005, s. 456-465.
3. Kwiecień S.: Analiza porównawcza obliczonych i pomierzonych osiadań kolumn kamiennych wzmacniających słabe podłoże gruntowe, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 102, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2004, s. 273-282.
4. Kwiecień S.: Próbne obciążenie wbijanej kolumny kamiennej. Wyniki badań polowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 111, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2007, s. 267-274.
5. Lechowicz Z., Szymański A: Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2002.
6. Menetrey Ph., Willam K.J.: A triaxial failure criterion for concrete and its generalization [J]. ACI Journal, No. 92(3), 1995, p. 311-318.
7. Pieczyrak J.: Ustalanie parametrów wybranych modeli gruntu na podstawie próbných obciążeń. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, s. Budownictwo, z. 91, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.
8. Pisarczyk S.: Wytrzymałość gruboklastycznych gruntów z dorzecza górnej Wisły stosowanych w nasypach budowli hydrotechnicznych. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, z. 32, Warszawa 2000, s. 5-51.
9. Wiłun Z.: Zarys Geotechniki. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2003.