Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Przegląd Naukowy Wydziału Inżynierii i Kształtowania Środowiska

I Krajowa Konferencia Młodych Geotechników Rozwój badań i modelowanie w geotechnice

First National Young Geotechnical Engineers Conference Developments in testing and modelling in geotechnical engineering

Zeszyt 20

SCIENTIFIC REVIEW FACULTY OF ENGINEERING AND ENVIRONMENTAL SCIENCES WARSAW AGRICULTURAL UNIVERSITY

Od Redakcji:

Zeszyt 20 Przeglądu Naukowego Wydziału Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW zawiera prace zgłoszone na I Krajową Konferencję Młodych Geotechników nt. Rozwój badań i modelowanie w geotechnice. Konferencja odbyła się w dniach 9 – 10 lutego 2001 r. w gmachu Wydziału przy uł. Nowoursynowskiej 166 w Warszawie.

ZESPÓŁ REDAKCYJNY Andrzej Ciepielowski, Bonifacy Łykowski (przewodniczący), Mieczysław Połoński, Eugeniusz Koda

RECENZENCI

Kazimierz Garbulewski, Kazimierz Gwizdała, Maciej Gryczmański, Piotr Król, Zbigniew Lechowicz, Józef Mirecki, Krystyna Skarżyńska, Alojzy Szymański, Bohdan Zadroga

Konferencja Naukowa zorganizowana przez:

Polski Komitet Geotechniki, Katedrę Geoinżynierii SGGW, Oddział Stołeczny Polskiego Komitetu Geotechniki.

KOMITET NAUKOWY KONFERENCJI

prof. zw. dr hab. inż. Eugeniusz Dembieki – przewodniczący, prof. zw. dr hab. inż. Wojciech Wolski, prof. dr hab. inż. Krystyna Skarżyńska, prof. dr hab. inż. Maciej Gryczmański, prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek, prof. dr hab. inż. Bohdan Zadroga, dr hab. inż. Ałojzy Szymański, prof. SGGW, dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz, prof. SGGW.

Wydanie materiałów konferencyjnych dofinansowane przez Ministerstwo Edukacji Narodowej

SPONSORZY KONFERENCJI:

AARSLEFF Sp. z o.o., ul. Lambady 6, 02-830 WARSZAWA GEOTEKO Sp. z o.o., ul. Wałbrzyska 3/5, 02-739 WARSZAWA HEBO Sp. z o.o., ul. Podolska 27a, 60-615 POZNAŃ COBRBI-HYDROBUDOWA, ul. Modlińska 17, 03-199 WARSZAWA KELLER Polska Sp. z o.o., ul. Zaciszańska 15, 03-284 WARSZAWA ROTANES--NAUE Sp. z o.o., ul. Ciołka 14, 01-443 WARSZAWA STABILATOR Sp. z o.o., ul. Stryjska 24, 81-506 GDYNIA

ADRES REDAKCJI Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa tel. 843 90 41 (61,81) w. 11750

ISBN 83-7244-179-0

Druk: P.P. FVAN, ul. Pilicka 11, 02-629 Warszawa

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie Wydziału Inżynierii i Kształtowania Środowiska Zeszyt 20

Spis treści *Contents*

Sesja I

Wyznaczanie charakterystyk materiałowych i parametrów na podstawie badań laboratoryjnych i terenowych Session I Evaluation of soil characteristics and parameters on the basis of laboratory and field tests J. BATORY: Wykorzystanie badań in situ w ocenie stanu podłoża organicznego An evaluation of geotechnical condition of organic subsoil based on in situ

An evaluation of geotechnical condition of organic subsoil based on in situ
<i>testing</i>
A. GORĄCZKO: Odbudowa wilgotności naturalnej w iłach ekspansywnych po usunięciu
grupy topoli na przykładzie badań poligonowych
Natural water content modifications in expansive soil as a result of deciduous trees
influence basing on the ground observation
A. T. GRUCHOT: Parametry wytrzymałościowe odpadów powęglowych w świetle
badań laboratoryjnych prowadzonych na aparaturze średniowymiarowej
Strength parameters of colliery spoils derived from laboratory tests carried out using
<i>medium-size apparatus</i>
P. KOŚCIK: Analiza osiadań pali pojedynczych wykonywanych technologiami
iniekcyjnymi w świetle próbnych obciążeń terenowych
Analysis of settlements of single injected piles in the light of the field load test
P. KRZYK: Wpływ czasu składowania na zmianę wybranych parametrów geotechnicznych
nie przepalonych odpadów powęglowych Kopalni Anna
Storage time influence on the change of some geotechnical parameters of unburned
colliery spoils of Anna Coal Mine 41
J. LISOWSKA, B. MAMOK: Badania nad wpływem nieregularności kształtów cząstek
żwirów na wartości współczynnika filtracji
Investigation on influence of shape angularity of gravel particles on permeability
coefficient value 55
P. PAPROCKI: Geotechniczne badania terenowe dla potrzeb eksploatacji i rekultywacji
wysypisk odpadów komunalnych
The in situ investigation for operation and remediation works on sanitary landfills 69
K. PIĘTKA: Wpływ substancji ropopochodnych na efektywność uszczelnień gruntowych
Influence of petroleum products on effectiveness of mineral liners

M. SOBOLEWSKI, M. BAJDA: Wpływ uwilgotnienia gruntu na zmianę	
jego własności filtracyjnych	
Influence of soil saturation on permeability characteristics in cohesive soils	89
J. WIERZBICKI: Próba wykorzystania stożka dylatometyrycznego do wyznaczenia	
modułów ściśliwości piasków fluwialnych	
Evaluation of compressibility moduluses of fluvial sand on the basis of the	
dilatocone test results	99
T. ZYDROŃ: Badania zagęszczalności odpadów powęglowych wykonane	
w normowym i średniowymiarowym aparacie Proctora	
Investigations of colliery spoils compactibility carried out in standard and medium-size	
Proctor apparatus	109

Sesja II Modelowanie zachowania się gruntu Session II Modelling of soil behaviour

P. BARAN: Porównanie wybranych metod oceny stateczności obciążonych nasypów Analysis of some methods of slope stability of loaded embankments	119
J. BZÓWKA: Model numeryczny układu pal jet-grouting-grunt	
Numerical model for jet-grouting pile-soil system	131
I. DYKA: Analityczne metody obliczania osiadania grup palowych	
Analytical methods for calculation of pile groups settlement	141
M. JASTRZĘBSKA: Kalibracja i modelowanie jednopowierzchniowego modelu	
gliny o anizotropowym wzmocnieniu kinematycznym	
Calibration of one-surface elastoplastic model for clays with strongly non-linear	
anisotropic hardening	151
J. KAWALEC: Określanie parametrów wytrzymałościowych gruntów	
antropogenicznych na bazie wstecznej analizy deformacji nasypu	
Determination of strength parameters for anthropogenic soils on the basis of back analysis of embankment deformation	161
K. ŁACH: Osiowo-symetryczny stan odkształcenia konsolidującej anizotropowej półprzestrzeni gruntowej wywołany źródłem ciśnienia	
Axisymmetric strain state of consolidating anisotropic halfspace of soil	
in case of pressure source inpact	167
M. STECZNIEWSKI: Analiza nośności pali Vibro-Fundex posadowionych	107
w gruntach spoistvch	
Analysis of the bearing capacity of Vibro-Fundex piles in cohesive soils M. STĘPIEŃ: Adwekcyjne modelowanie przepływu wód gruntowych w rejonie	175
wysypiska Radiowo	
Advective modelling of groundwater flow on surroundings of Radiowo landfill	179

JAKUB BATORY

Katedra Geoinżynierii, SGGW w Warszawie Department of Geotechnical Engineering, Warsaw Agricultural University-SGGW

Wykorzystanie badań *in situ* w ocenie stanu podłoża organicznego

Wstęp

Cechą charakterystyczną gruntów organicznych jest duże zróżnicowanie ich właściwości w zależności od rodzaju i zawartości poszczególnych składników części mineralnych i organicznych. Problemy inżynierskie napotykane w podłożu organicznym są bardziei złożone w porównaniu z podłożem mineralnym ze względu na znacznie większą ściśliwość gruntów organicznych, większą zmienność przepuszczalności oraz mniejsze początkowe wartości naprężenia efektywnego i wytrzymałości na ścinanie. Ponadto zachowanie sie tych gruntów pod obciążeniem wykazuje znaczną nieliniową zmienność uzyskanych charakterystyk. Stad też nie zawsze można dla tych gruntów ściśle stosować metody badań określone normami geotechnicznymi, zostały opracowane głównie które o gruntach mineralnych, lecz z myśla trzeba je dostosowywać do specyfiki gruntów organicznych.

Parametry geotechniczne gruntów organicznych są wciąż jeszcze niedostatecznie poznane. Stosunkowo najlepiej znane są właściwości średnio rozłożonych i rozłożonych torfów, gdyż ten rodzaj utworów w stosunku do innych gruntów organicznych najczęściej występuje w podłożu obiektów budowlanych. Natomiast bardzo mało informacji istnieje na temat parametrów geotechnicznych gytii i namułów (Borys 1993).

W zależności od stopnia skomplikowania i ważności zadania geotechnicznego, rozpoznanie warunków geotechnicznych opiera się w różnym stopniu na analizie wyników badań in situ laboratoryjnych. Trudności badań i pobrania próbek gruntów organicznych do badań laboratoryjnych o nienaruszonej strukturze połączone z dynamicznym rozwojem badań in situ powoduja zwrócenie większej uwagi na możliwość wykorzystania tych ostatnich w ocenie stanu słabonośnego podłoża (Lechowicz i Szymański 1995).

W artykule na przykładzie nasypu doświadczalnego w Antoninach przedstawiono analizę wyników kontrolnych badań in situ, wykonanych po zakończeniu budowy etapowej. Badania słabonośnego podłoża przeprowadzono dla nieobciążonego i konsolidacyjnie wzmocnionego podłoża organicznego.

Charakterystyka obiektu badań

Przedstawione w artykule wyniki badań dotyczą gruntów organicznych występujących na obiekcie doświadczalnym Antoniny zlokalizowanym w dolinie rzeki Noteć w województwie wielkopolskim, gdzie Katedra Geoinżynierii SGGW przeprowadziła kompleksowe badania terenowe i laboratoryjne (Lechowicz i Rabarijoely 1997b).

Podloże organiczne na obiekcie Antoniny o miaższości ok. 8 m składa sie z warstwy torfu oraz warstwy gytii. Badania właściwości gruntów organicznych wskazuja, że warstwa torfu składa sie ze średnio rozłożonego torfu oraz torfu amorficznego. Warstwe gytii dodatkowo podzielono na trzy warstwy różniące się zawartościa części organicznych i węglanu wapnia (Tabela 1). Wystepujace w podłożu organicznym, hydrostatycznego, oprócz ciśnienia ciśnienie artezyjskie powoduje, że składowa pionowa napreżenia efektywnego przed obciążeniem wynosiła 3-10 kPa. Grunty organiczne sa prekonsolidowane o współczynniku prekonsolidacji OCR wynoszacym dla torfu 3-5, a dla gytii 1,5-2,5.

W ramach współpracy Katedry Geoinżynierii SGGW ze Szwedzkim Instytutem Geotechnicznym został wykonany na tym obiekcie nasyp doświadczalny. Nasyp został zbudowany w trzech etapach w okresie 1983-1987 do łącznej miąższości 3.9 m. W 1987 roku w czwartym etapie został on podwyższony do utraty stateczności. W roku 1993, po dziesięcioletnim okresie konsolidacji podłoża organicznego, dla strefy poza osuwiskiem przeprowadzono w dwóch profilach badawczych kontrolne badania terenowe i laboratoryjne (rys. 1). Przyrost składowej pionowej naprężenia efektywnego wywołany trzy etapową budową i czwartym etapem spowodował 2-3 krotne i ponad 5-krotne przekroczenie początkowej wartości naprężenia prekonsolidacji (Lechowicz i Rabarijoely 1997a).

Wyniki sondowań statycznych CPT uzyskane dla podłoża organicznego w Antoninach przedstawiono w postaci profili pomierzonych wartości: oporu stożka q_c , tarcia na tulei ciernej f_s i współczynnika tarcia R_f na rys. 2, natomiast wyniki badań dylatometrycznych przedstawiono w postaci profili pomierzonych wartości: wskaźnika materiałowego I_D , wskaźnika naprężenia bocznego K_D i modułu dylatometrycznego E_D na rys. 3.

Ocena stanu podłoża organicz nego na podstawie badań in situ

Badania geotechniczne słabonośnego podłoża na obiekcie Antoniny przeprowadzono w dwóch profilach badawczych Badania terenowe obejmowały:

	T	orf		Gytia		
Właściwości	(1)	(2)	(1)	(2)	(3)	
	0-1.0 m	1.0-3.1 m	3.1-4.5 m	4.5-6.8 m	6.8-7.8 m	
Wilgotność naturalna w _n [%]	420-450	310-340	130-140	105-110	110-115	
Gęstość objętościowa p [t/m³]	1.05-1.1	1.05-1.1	1.25-1.30	1.35-1.40	1.40-1.45	
Gęstość właściwa $\rho_s [t/m^3]$	1.4	1.45	2.2	2.3	2.4	
Granica płynności w _t [%]	450	305-310	100-110	80 -9 0	90-100	
Zawartość części org. Iom [%]	80-85	65-75	15-20	8-10	5-7	
Zawartość CaCO3 [%]	5-10	10-15	65-75	80-85	85-90	

Tabela I. Właściwości fizyczne gruntów organicznych z obiektu Antoniny



Rys. 1. Nasyp doświadczalny w Antoninach: a – podczas etapowej budowy, b – po utracie stateczności; lokalizacja badań terenowych: DMT – badanie dylatometryczne, PSO – badanie polową sonda krzyżakową, CPT – sondowanie sondą statyczną, NNS – próbki o nie naruszonej strukturze.



Rys. 2. Profile oporu stożka q_c , tarcia na tulei ciernej f_s i współczynnika tarcia R_n uzyskane z badań CPT na obiekcie Antoniny: a – podłoże nieobciążone, b- podłoże obciążone.



Rys. 3. Profile wskaźników I_D , K_D i E_D uzyskane z badań dylatometrycznych na obiekcie Antoniny: a – podłoże nieobciążone, b – podłoże obciążone.

sondowania statyczne CPT, badania dylatometryczne oraz badania polową sondą krzyżakową (rys.1)

W interpretacji wyników badań in słabonośnego podłoża situ w Antoninach zastosowano prezentowane w literaturze zależności do których empiryczne współczynniki określono na podstawie dotychczasowych badań przeprowadzonych na tym obiekcie przy wykorzystaniu doświadczeń uzyskanych na innych obiektach doświadczalnych Katedry Geoinżynierii SGGW. Zestawienie wykorzystanych zależności służących określeniu historii naprezenia, wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu oraz modułu ściśliwości gruntów organicznych zamieszczono w tabeli 2.

Naprężenie prekonsolidacji σ'_{p} . W interpretacji wyników badań sondą statyczną CPT pod kątem wyznaczenia naprężenia prekonsolidacji σ'_{n} zastosowano zależność (1) podaną w tabeli 2. Analiza wyników wskazuje, że dla torfu amorficznego współczynniki empiryczne do proponowanej zależności wynoszą: $\alpha_1 = 0.47$, $\alpha_2 = 0.28$. Dla gytii górnej i dolnej współczynniki wynoszą: $\alpha_1 = 0.71, \alpha_2 = 0.22$ i dla gytii środkowej odpowiednio: $\alpha_1 = 0.79$, $\alpha_2 = 0.20$.

W wyznaczeniu naprężenia prekonsolidacji z badań dylatometrycznych wykorzystano zależność (2) podaną przez Marchettiego (1980) oraz zależność (3) podaną przez Lechowicza (1997). Profile naprężenia prekonsolidacji σ_p ' uzyskane z badań sondą statyczną CPT oraz

0						
Rodzaj		Pa	arametry geotechniczne			
badania	a Historia Wytrzy naprężenia na ści				Moduł ściśliw	vości
Polowa sonda kr z yżakowa	-		$\tau_{fu} = \mu \cdot \tau_{fv}$	(4)	-	
Sonda statyczna CPT	$OCR = \alpha_1 [(q_c - \sigma_{v_0})/\sigma'_{v_0}]^{\alpha_2}$	(1)	$\tau_{fu} = (q_c - \sigma_{vo})/N_K$	(5)	$M=\alpha_o(q_c-\sigma_{vo})$	(8)
Badanie DMT	Marchetti (1980) OCR= $(0.5 \cdot K_D)^{1.56}$ Lechowicz (1997) OCR = $(0.45 \cdot K_D)^{1.40}$	(2) (3)	Lechowicz (1997) $\tau_{fu}/\sigma^*_{v}=S(0.45 \cdot K_D)^{1.20}$ Roque i in. (1988) $\tau_{fu}=(p_1-\sigma_{ho})/N_c$ Lechowicz i Rabarijoely (1997c) $N_c=c \cdot OCR^{-n}$	(6) (7)	$ \begin{array}{l} M = R_{M} \cdot E_{D} \\ Lechowicz \\ i Rabarijoely (1 \\ Torf \\ R_{M} = 0.20 + 1.6 \log \\ Gytia \\ R_{M} = 0.12 + 2.1 \log \\ R_{M} = 0.12 + 2.1 \log \\ \end{array} $	(9) 997) gK _D

Tabela 2. Zależności wykorzystane w interpretacji badań in situ słabonośnego podłoża nasypu doświadczalnego w Antoninach.

Oznaczenia:

OCR - współczynnik prekonsolidacji, OCR = $\sigma_p^{,}/\sigma_v^{,}$

 σ'_{vo} - składowa pionowa naprężenia efektywnego,

 τ_{fu} - wytrzymałość na ścinanie bez odpływu,

μ - współczynnik poprawkowy,

 τ_{fv} - wytrzymałość na ścinanie pomierzona polową sondą krzyżakową,

 σ_{vo} - składowa pionowa naprężenia calkowitego in situ.

N_K - współczynnik stożka,

 $S = (\tau_{fu}/\sigma'_v)_{nc}$ - znormalizowana wytrzymałość na ścinanie dla gruntu normalnie skonsolidowanego.

badań dylatometrycznych przedstawione zostały na rys. 4.

Porównanie wartości naprężenia prekonsolidacji uzyskanych z badań edometrycznych z wartościami wyznaczonymi z badań CPT – zależność (1) i DMT – zależność (3) podana przez Lechowicza (1997) wskazuje na dobrą zgodność wyników. Natomiast wartości σ_p ' określone z zależności (2) podanej przez Marchettiego (1980), znacznie różnią się od wartości otrzymanych z badań edometrycznych.

Wytrzymałość na ścinanie τ_{fu} . W celu wyznaczenia wartości współczynników stosowanych w interpretacji badań CPT i DMT wykorzystano wytrzymałość na ścinanie uzyskaną z badań polową sondą krzyżakową oraz z badań trójosiowych CK_oU. W oblicze-



Rys. 4. Profile naprężenia prekonsolidacji σ'_p gruntów organicznych z obiektu Antoniny: 1 badanie edometryczne; sondowanie CPT: 2 - proponowana zależność (1); badanie dyłatometryczne: 3 – zależność (2) Marchetti (1980), 4 – zależność (3) Lechowicz (1997).

niach skorygowanej wartości wytrzymałości na ścinanie z badań sondą obrotową dla torfu wykorzystano współczynnik poprawkowy wynoszący 0.5, dla górnej warstwy gytii 0.56, a dla pozostałych warstw gytii 0.60 (Lechowicz 1992).

W interpretacji wyników badania sondą CPT zastosowano do wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie zależność (5) podana w tabeli 2.

Dla prekonsolidowanego torfu współczynnik empiryczny uzyskany dla proponowanej zależności wynosi $N_K = 26$, natomiast dla torfu normalnie skonsolidowanego $N_K = 9$. Dla prekonsolidowanej gytii $N_K = 26$, a dla gytii normalnie skonsolidowanej $N_K=11$. W interpretacji badań dylatometrycznych pod kątem wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie bez odpływu (rys. 5) wykorzystano zmodyfikowaną przez Lechowicza (1997) zależność Marchettiego (6) oraz zależność (7) podaną przez Roque i in. (1988).

Wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu uzyskane z badań in situ przed obciążeniem podłoża i po dziesięcioletnim okresie konsolidacji przedstawione zostały na rys 5.

Porównanie wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu uzyskanych z badań polową sondą krzyżakową z wartościami wyznaczonymi z badań CPT – zależność (5) i DMT – zależność (6) i (7) wskazuje na dobrą zgodność wyników. Podkreślić należy, że w przypadku interpretacji



Rys. 5. Profile wytrzymałości na ścinanie gruntów organicznych z obiektu Antoniny: a - podłoże nieobciążone, b - podłoże obciążone. 1 - polowa sonda krzyżakowa; sondowanie CPT: 2 - zależność (5): badanie dylatometryczne: 3 - zależność (6) Lechowicz (1997), 4 - zależność (5) Roque i in. (1988): 5 - badania trójosiowe $CK_{\sigma}U$.

badań dylatometrycznych zmianę wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w napreżenia całvm zakresie zmiany efektywnego, a szczególnie w zakresie normalnej konsolidacji, lepiej opisuje zależność podana przez Roque i in (1988). Wykorzystanie tej zależności umożliwia poprawne określenie wytrzymałości na ścinanie pod warunkiem wyznaczenia właściwej wartości współczynnika N_c, która zależy od rodzaju gruntu i stanu naprężenia (Lechowicz i Rabarijoely 1997). Dla torfu amorficznego z Antonin c = 7, n = 0.30; dla gytii c = 6 i n = 0.35.

Moduł ściśliwości M. W interpretacji wyników badań sondą statyczną CPT pod kątem wyznaczenia modułu ściśliwości M w warunkach in situ wykorzystano zależność (8), natomiast w interpretacji badań dylatometrycznych zależność (9). Wyniki analizy wskazują, że do zależności (8) służącej wyznaczeniu modułu M z badań CPT dla torfu amorficznego współczynnik empiryczny $\alpha_o = 2$, natomiast dla gytii $\alpha_o = 5$.

Profil modułu ściśliwości w warunkach in situ uzyskany z badań dylatometrycznych oraz badań sondą CPT przedstawiony został na rys. 6.

Porównanie wartości modułu M uzyskanych z badań edometrycznych z wartościami wyznaczonymi z badań CPT i DMT wskazuje na dobrą zgodność wyników. Należy podkreślić, że wyznaczenie modułu M dła gruntów słabonośnych nie jest jednoznaczne i powinno być przeprowadzone z dużą ostrożnością (Szymański, Lechowicz i in. 2000).



Rys. 6. Profil modulu ścisliwości gruntów organicznych w warunkach in situ z obiektu Antoniny. 1 - badania edometryczne; sondowanie CPT: 2 - zależność (8): badanie dylatometryczne: 3 - zależność Marchettiego (1980).

Podsumowanie

Badania in situ przeprowadzone na obiekcie doświadczalnym Antoniny wykazały dużą przydatność sondy statycznej CPT oraz dylatometru Marchettiego w ocenie stanu podłoża organicznego obciążonego nasypem. Wymicnione badania dostarczyły danych o historii naprężenia i stanie podłoża organicznego, umożliwiając ocenę zachowania się gruntu pod obciażeniem.

Porównanie wyników badań terenowych i laboratoryjnych pozwoliło na określenie wartości współczynników empirycznych dla torfu amorficznego i gytii węglanowej, wykorzystywanych w interpretacji badań sondą statyczną CPT i badań dylatometrycznych. Wartości parametrów: naprężenia prekonsolidacji σ_p , wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu τ_{fu} oraz modułu ściśliwości M w warunkach in situ wyznaczone z badań CPT i DMT, porównane z wartościami uzyskanymi z innych badań, wskazują na dobrą zgodność wyników.

`Literatura

- BORYS M., 1993: Niskie nasypy z miejscowych gruntów organicznych dla potrzeb budownictwa wodno - melioracyjnego. Wydawnictwo IMUZ, Falenty.
- LECHÓWICZ Z., 1992: Ocena wzmocnienia gruntów organicznych obciążonych nasypem. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- LECHOWICZ Z., 1997: Undrained shear strengh of organic soils from dilatometer test. Ann. of Warsaw Agricult. Univ.-SGGW, Land Reclam.28, 85-96.
- LECHOWICZ Z., SZYMAŃSKI A., 1995: Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Załącznik nr 1. Projekt badawczy nr 7 7202 91 02. Katedra Geoinżynierii SGGW, Warszawa.
- LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S., 1996: Wykorzystanie badań in situ w ocenie wzmocnienia słabonośnego podłoża zapory budowanej etapowo. II Konferencja Technicznej Kontroli Zapór. Rytro, 8-10 XI.
- LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S., 1997a: Ocena osiadań podłoża organicznego na podstawie badań dylatometrycznych. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania "Geotechnika w Budownictwie i Transporcie", Gdańsk.
- LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S., 1997b: Wyznaczenie wskaźników ściśliwości gruntów organicznych na podstawie badań dylatometrycznych. Roczniki Akademii Rolniczej w Poznaniu – CCXCIV.
- LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S., 1997c: Use of dilatometer test in evaluation of organic subsoil strengthening. Conference on Recent Advances in Soft Soil Enigneering, 5 – 7 March, 1997, Kuching, Sarawak, Malaysia.
- MARCHETTI S., 1980: In Situ Tests by Flat Dilatometer. J. Geotech. Eng. Div., ASCE,

106, GT3: 299 – 321.

- ROQUE R., JANBON., SENNESET K., 1988: Basic interpretation procedures of flat Dilatometer tests. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing, I SOPT – 1, Orlando, 939 – 53, Balkema Pub., Rotterdam.
- SZYMAŃSKI A., LECHOWICZ Z. i in., 2000: Wyznaczanie parametrów mechanicznych gruntów mineralnych i organicznych na podstawie badań in situ. Zał. do raportu końcowego. Proj. badawczy nr 7T07E01713. Katedra Geoinżynierii SGGW, Warszawa.

Summary

An evaluation of geotechnical condition of organic subsoil based on in situ testing. The paper presents an example of in situ testing to evaluate the geotechnical conditions performed for the organic subsoil of Antoniny embankment. The results obtained from cone penetration tests and dilatometer tests are presented. Results of cone penetration tests and dilatometer tests were compared with the laboratory test results. From an analysis of the results new factors to evaluate the preconsolidation pressure σ'_{n} , the undrained shear strength τ_{fu} and modulus M of organic soils from the cone penetration test and the dilatometer test are proposed. Analysis of tests results indicates the usefulness of in situ testing in the evaluation of change in organic subsoil condition caused by embankment loading.

Author's adress:

Jakub Batory

Katedra Geoinżynierii

Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW

02-787 Warszawa, Nowoursynowska 166 Poland

Aleksandra Gorączko

Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR w Bydgoszczy Geotechnics Dept. of University of Technology and Agriculture in Bydgoszcz

Odbudowa wilgotności naturalnej w iłach ekspansywnych po usunięciu grupy topoli na przykładzie badań poligonowych

Wprowadzenie

Podłoże gruntowe zbudowane z utworów ekspansywnych, do których należą trzeciorzędowe iły serii poznańskiej, wykazuje szczególna wrażliwość na zmiany wilgotności naturalnej. W wyniku takich zmian uaktywniaja sie charakterystyczne zjawiska ekspansywne - pecznienie i skurcz. Takie właściwości podłoża ekspansywnego wymageotechników od dokładnej gaia znajomości wpływu wszelkich czynników zewnętrznych, mogących zakłócić jego równowagę wilgotnościową, oraz umiejętności przewidywania zachodzacych w ich konsekwencji procesów.

Jednym z czynników w istotny sposób kształtujących stan wilgotności gruntów jest roślinność, która poprzez systemy korzeniowe pobiera z podłoża duże ilości wody niezbędnej dla swojej wegetacji. Proces ten, będący przyczyną licznych problemów geotechnicznych, jest znany od kilku lat w Polsce i dotyczy takich miast jak Poznań (Jeż 1990, 1995), czy Bydgoszcz (Zawalski, Woziwodzki 1995, 1998, Szpakowski 1998, Gorączko 2000), na obszarze których iły trzeciorzędowe występują w płytkim podłożu budowłanym.

W artykule przedstawiono wyniki wieloletnich obserwacji zmian wilgotności podłoża ekspansywnego, poddanego oddziaływaniu systemu korzeniowego dużej grupy drzew liściastych z gatunku topoli. Badania wykonane zostały w skali naturalnej, na poligonie doświadczalnym Katedry Geotechniki Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR, zlokalizowanym w Bydgoszczy, przy ulicy Toruńskiej, w obrębie zamkniętego zakładu produkcyjnego.

Teren badań położony jest na nadzalewowej terasie rzeki Brdy (terasa III wg Galona 1953), na jej prawym brzegu (RYS. 1).



RYSUNEK 1. Lokalizacja poligonu badawczego (Tz - terasa zalewowa; II,III,IV,IX - numery teras wg Galona 1953).

W wyniku erozyjnej działalności rzeki nastąpiło odsłonięcie strefy stropowej osadów trzeciorzędowych w taki sposób, że obecnie bezpośrednio pod warstwa nasypu antropogenicznego, na głębokości około 1 metra pod poziomem terenu, zalegają iły mioplioceńskie serii poznańskiej. Na stropie iłu, wykazującym lokalnie niewielkie deniwelacie, gromadzi się okresowo woda pochodząca z opadów atmosfervcznych. Na obszarze tym nie stwierdzono występowania pierwszego ciągłego poziomu wód czwartorzędowych. Szczegółowy opis poligonu badawczezawierają prace Szpakowskiego go (1998) i Graczkowskiej (1999).

Do 1995 roku na terenie poligonu badawczego znajdował się duży zespół drzew, liczący 142 sztuki, dojrzałych 25-letnich topoli. Pierwsze oznaczenie wilgotności naturalnej, przeprowadzone w tym okresie wykazało znaczne przesuszenie podłoża ilastego, spowodowane przez intensywnie rozwijające się drzewa. Kolejne badanie, wykonane w 8 miesięcy już po usunięciu wszystkich drzew, wykazało gwałtowny przyrost wilgotności iłu. Fakt ten skłonił do podjęcia systematycznych obserwacji dynamiki odbudowy stanu wilgotnościowego podłoża.

Zarvsowały się następujące problemy badawcze:

• jaki jest wpływ opadów atmosferycznych na zmiany stanu wilgotności strefy stropowej iłu?

• jaka jest zależność rozkładu pionowego wilgotności naturalnej i jej zmian od wybranych parametrów fizycznych iłu?

• jaki jest faktyczny maksymalny zasięg przestrzennych zmian wilgotności naturalnej podłoża pod wpływem roślinności?

• jak kształtuje się dynamika przebiegu zjawiska odbudowy wilgotności podłoża ilastego po usunięciu roślinności?

Zakres i metodyka badań

Rozpoznanie stanu wilgotności podłoża wykonywano regularnie, od momentu przed wycięciem drzew w sierpniu 1995 roku, corocznie do 1999 roku.

Próbki iłów pobierano z punktów badawczych, rozmieszczonych w liniach równoległej i prostopadłej do osi nasadzeń drzew, w odległościach od 5 do 8 metrów od siebie. Badanie wilgotności naturalnej prowadzono dła stałych głębokości, wyznaczonych podczas pierwszej serii badań. Oznaczono także podstawowe parametry fizyczne i geotechniczne podłoża – zawartość frakcji iłowej (f_i), granice konsystencji (w_S, w_P, w_L) oraz ciśnienie pęcznienia (σ_{sp}).

Na podstawie uzyskanych wyników badań laboratoryjnych iłów dla każdego punktu badawczego sporządzono rozkład wilgotności wraz z głębokością w poszczególnych okresach. Wydzielono także 3 poziomy geotechniczne o zróżnicowanych właściwościach fizycznych i geotechnicznych (RYS.2.). Uwzględniono ponadto wpływ opadów atmosferycznych na wilgotność naturalną, zwłaszcza w przypadku przypowierzchniowej strefy iłu.



RYSUNEK 2. Rozkład wilgotności naturalnej w zależności od glębokości i czasu dla przykładowego otworu badawczego, w zestawieniu z charakterystyką geotechniczną podłoża

Prawidłowości, które zaobserwowano, skłoniły do podjęcia próby przestrzennego i dynamicznego opisu zjawiska odbudowy wilgotności naturalnej po usunięciu drzew w przesuszonym podłożu ilastym.

Wpływ opadów atmosferycznych

Z uwagi na bardzo niska wodoprzepuszczalność iłów (k $\approx 10^{-8}$ m/s), wpływ opadów atmosferycznych przeważnie nie sięga głębiej niż 1,0 m poniżej stropu. W analizowanym przypadku, z uwagi na zaburzenia naturalnej struktury ilu i pojawienie sie spekań i szczelin na skutek oddziaływania drzew, woda opadowa może łatwiej przenikać w głąb podłoża. Analiza wykazała, że zmiany wilgotności naturalnej, zwłaszcza w strefie stropowej ilu, po usunieciu drzew wykazują zależność od sumy opadów w ciągu ostatnich kilku lat. Na RYS. 3. pokazano, jak kształtował się poziom opadów w latach bezpośrednio poprzedzających wycinkę drzew oraz w latach późniejszych, aż do czasu ostatnich badań.



RYSUNEK 3. Sumy roczne opadów atmosferycznych za lata 1992-1998 w stosunku do średniej wieloletniej (z lat 1945-1998) opadów dla Bydgoszczy.

Można zauważyć, iż w ciągu kilku lat poprzedzających wycinkę topoli, w okresie intensywnej wegetacji drzew, poziom opadów atmosferycznych był stosunkowo niski (zwłaszcza w latach 1992 i 1995), co mogło pogłębić proces przesuszenia iłów przez korzenie roślin. Natomiast wzrost sumarycznych opadów po wycięciu drzew w 1995 roku, prawdopodobnie przyczynił się do zwiększenia dynamiki procesu odbudowy wilgotności podłoża.

Wpływ parametrów fizycznych i geotechnicznych ilu ekspansywne go na poziom i zmiany wilgotności podłoża

Jak wykazały wyniki badań laboratoryjnych, podłoże gruntowe na rozpatrywanym obszarze badawczym cechuje się strefową zmiennością parametrów geotechnicznych w zależności od głębokości. Po analizie i generalizacji właściwości fizycznych próbek wydzielono 3 poziomy sedymentacyjne - I,II,III (RYS. 4., TAB.1.).

Największe zróżnicowanie wartości liczbowych parametrów geotechnicznych ma miejsce w strefie stropowej iłu tj. 1.0 - 2.2 m p.p.t. (poziom I). Występuje tu il i il pylasty o stosunkowo malej zawartości frakcji ilowej, niskich wartościach granic plastyczności i płynności oraz niskiej wartości ciśnienia pecznienia. W poziomie przypowierzchniowym bardzo wyraźnie zaznaczają się wpływy klimatyczne. Ze względu na niewielką zawartość frakcji ilowej a także zaburzenia makro struktury gruntu (pionowe spękania i szczelinv strukturalne, konkrecje żelaziste i wapienne), woda opadowa, okresowo retencjonowana na stropie ilu, ma ulatwioną możliwość infiltracji w głąb podłoża. Jest to strefa przemywana i zdegradowana fizycznie i chemicznie.

Iły poziomu II charakteryzują się ekstremalnie wysokimi wartościami podstawowych parametrów geotechnicznych Jest to odbiciem ich składu

mineralogicznego. Z tej przyczyny cechuje się on zwiększoną retencyjnością, wiążąc infiltrującą wodę.



RYSUNEK 4. Schematyczny przekrój geotechniczny podloża poligonu badawczego w osi nasadzeń drzew.

TABELA 1. Zestawienie parametrów geotechnicznych

Parametry	Z	Zakres wartości					
geotech-	Poziom I Poziom II Poziom I						
niczne	1.0+2.2m p.p.t.	2.2÷2.6m p.p.t.	2.6÷5.0m p.p.t.				
w _P [%]	22.6÷31.4	33.0÷38.9	28.8÷34.0				
w _{I,} [%]	73.5÷98.1	116,2÷128,1	100.9÷121.0				
W _s [%]	12.2÷13.8	13.4-14.4	13.1÷13.7				
f _i [%]	45.0+65.5	70.8÷89.1	67.2÷80.9				
f _π [%]	53.7 ÷ 43.6	16.7÷27.3	17.5 ÷ 31.1				
$\rho_s~[{\rm Mg/m^3}]$	2.69	2.73	2.71				
p _c [kPa]*)	405	2015	1232				

^{*)} wartość wyznaczona w aparacie GEONOR dla próbek sproszkowanych w stanie powietrzno-suchym

W poziomie III zalegają iły o właściwościach pośrednich w stosunku do iłów poziomu I i II. Strefa ta znajduje się poza wpływem czynników zewnętrznych takich jak opady czy korzenie drzew. W tym poziomie nie obserwuje się przyrostu wilgotności naturalnej a stan wilgotności podłoża stabilizuje się na zbliżonym do wyjściowego poziomie. Strefowa zmienność parametrów fizycznych znajduje odzwierciedlenie w rozkładzie wilgotności naturalnej zarówno dla gruntu przesuszonego przed wycięciem drzew (RYS. 5a.) jak i dla stanu po odbudowie wilgotności (RYS. 5b.). Wilgotność naturalna poszczególnych próbek iłu wykazuje także ścisłą korelację z wartościami granic plastyczności i płynności (RYS. 6.).



RYSUNEK 5. Rozkład przestrzenny wilgotności naturalnej w linii usuniętych drzew a) stan z 08.1995r. b) stan z 04.1999r.



RYSUNEK. 6. Zależność wilgotności naturalnej od granicy plastyczności (w_P) i płynności (w_L) dla próbek z poligonu badawczego

Zasięg przestrzenny oddziaływania strefy korzeniowej drzew

Zasieg pionowy

Wyniki przeprowadzonych badań wykazały, że przyrost wilgotności podłoża nie jest stały i ma charakter strefowy, stopniowo zanikający wraz ze wzrostem głębokości.

Na tej podstawie określono przybliżony pionowy zasięg wpływu korzeni drzew i wyznaczono głębokość, poniżej której nie uaktywniły się procesy odbudowy wilgotności po ich usunięciu (RYS. 7.). Granica oddziaływania strefy korzeniowej drzew wyraźnie zaznacza sie na poziomie około 3.5 - 4.0 m p.p.t. Poniżej stan wilgotności podłoża stabilizuje się. Głębokość ta jest bliska akprzypowierzchniowcj tywnej strefie związanej z ryzosferą i wpływem czynklimatycznych wg ników Kumora (1992).



RYS. 7. Przyrost wilgotności naturalnej podłoża ilastego w okresie 1995-1999 w linii usuniętych drzew.

Zasięg poziomy

Zasięg poziomy oddziaływania korzeni drzew wyznaczono na podstawie badań wilgotności w punktach badawczych, usytuowanych w zróżnicowanej odległości od osi nasadzeń usuniętych drzew w zasięgu 15m. W promieniu 15m od linii usuniętych drzew wyraźnie jeszcze zaznacza się wzrost wilgotności naturalnej podłoża. (RYS. 8.).



RYSUNEK 8. Rozkład przestrzenny wilgotności naturalnej wraz z odłegłością od linii usuniętych drzew

a) stan z 08.1995r. b) stan z 07.1997r.

Widoczne jest to zwłaszcza w strefie przypowierzchniowej iłu (poziom I) oraz w zalegającej poniżej warstwie iłu o wysokich właściwościach retencyjnych (poziom II). W strefie najgłębszej (poziom III), wraz ze wzrostem odległości od osi usuniętych drzew, zmiany wilgotności podłoża zanikają lub stają się nieistotne.

Dynamika procesu odbudowy wilgotności naturalnej w podłożu

Wilgotność naturalna podłoża ilastego w osi nasadzeń drzew przed ich usunięciem kształtowała się na poziomie $w_n = 25 \div 30\%$. W ciągu ośmiu miesięcy po wycięciu topoli nastąpił przyrost wilgotności przeciętnie o $\Delta w_n=3+4\%$. Ostatnie badania geotechniczne, przeprowadzone w 1999 roku, wykazały, że wilgotność podłoża kształtowała się na średnim poziomie $w_n = 30\pm40\%$.

Wynika z tego, że bezwzględny przyrost wilgotności iłu w stosunku do stanu z 1995 roku wynosi nawet $\Delta w_n =$ $6 \div 10\%$ (RYS. 9.). Największe tempo zmian wilgotności miało miejsce w ciągu pierwszych miesięcy od wycięcia drzew. Później proces ten ulega nieznacznemu zahamowaniu. Przebieg, uśrednionego dla wszystkich zbadanych próbek, przyrostu wilgotności w czasie przedstawiono na (RYS. 10.).



RYSUNEK 9. Histogram częstości wartości wilgotności próbek ilu przed usunięciem drzew w 1995r. i w 1999r.



RYSUNEK 10. Przebieg uśrednionego przyrostu wilgotności dla próbek badanego iłu.

Przeprowadzona analiza zmian wilgotności podłoża poligonu badawczego wykazała więc, że poziom wilgotności iłów w strefie przypowierzchniowej (w zasięgu oddziaływania ryzosfery) nadal przesuwa się w kierunku wyższych wartości. Na podstawie otrzymanych wyników można wnioskować, iż mimo upływu 4 lat od usunięcia drzew stan podłoża nie jest jeszcze całkowicie stabilny, podlegając w dalszym ciągu wpływom czynników zewnętrznych, w tym opadów atmosferycznych.

Podsumowanie

W literaturze dotyczącej tematyki oddziaływania roślinności na podłoże ekspansywne zazwyczaj przyjmuje się, że wpływ korzeni drzewa zaznacza się w zasięgu półtorakrotnej wysokości pojedynczego drzewa, lub dwukrotnej wysokości ich grupy (Jeż 1995). Głębokość, z której roślina pobiera wodę jest w przybliżeniu równa zasięgowi strefy włośnikowej korzeni.

Tak przyjęte ogólne założenia ulegają weryfikacji w zależności od gatunku drzew i rodzaju ich systemu korzeniowego, budowy litologicznej podłoża, poziomu wód gruntowych oraz czynników dodatkowych takich jak występowanie nieszczelnych instalacji wodociągowych itp.

Doświadczenia, przeprowadzone w rzeczywistych warunkach poligonowych dla iłów ekspansywnych z Bydgoszczy, wykazały, że strefa wpływu dużej grupy drzew z gatunku topoli rozciąga się głębiej niż bezpośredni zasięg ryzosfery. Zmiany wilgotności zaznaczają się do głębokości 3,5-4,0 m p.p.t., tj. ok. 1 m poniżej strefy bezpośrednio nawierconych korzeni. Poziomy zasięg oddziaływania grupy topoli z pewnością przekracza jedną wysokość dojrzałego drzewa i jest wyraźnie zauważalny w odległości 15 m od osi nasadzeń. Rozległa penetracja korzeni wynikała z faktu, iż usunięte drzewa znajdowały się w fazie intensywnego wzrostu.

Uzyskane wyniki badań pozwoliły także na określenie dynamiki zjawiska odbudowy wilgotności podłoża po usunięciu grupy drzew. Stwierdzono zmienne, malejące tempo przyrostu wilgotności podłoża. Niemniej pomimo upływu 4 lat proces ten nie uległ zakończeniu, co świadczy o długotrwałym charakterze badanego zjawiska.

Szczegółowo oznaczone zostały parametry geotechniczne podłoża ilastego w zasięgu oddziaływań ryzosfery. Stwierdzono wyraźną zależność rozkładu i zmian wilgotności naturalnej od właściwości iłu i litologii.

Jako czynnik zewnętrzny, istotnie wpływający na przebieg analizowanego procesu zmian wilgotności, uwzględniono poziom opadów atmosferycznych przed i w okresie badawczym. Niedobór wody opadowej w czasie intensywnej wegetacji drzew oraz zwiększona jej ilość po usunięciu roślin nie pozostały bez wpływu na intensywność i charakter zjawiska odbudowy wilgotności w podłożu.

Wstępny matematyczny opis prezentowanych prawidłowości, przedstawiony został w pracy Gorączko (2000). Uwzględniono w nim zmienność wilgotności iłu w funkcji:

- czasu w pierwszym przybliżeniu przyjęto zależność liniową,
- głębokości przyjęto zależność liniową z uwzględnieniem litologii i parametrów geotechnicznych podłoża.

W dalszej kolejności opis matematyczny należało by uzupełnić uwzględniając:

- zmienne tempo przyrostu wilgotności podłoża,
- wielkość i strukturę opadów atmosferycznych,
- odległość od osi nasadzeń drzew,
- gatunek drzew, determinujący przebieg procesów życiowych roślin, min. gospodarkę wodną.

Literatura

- GALON R., 1953: Morfologia doliny i sandru Brdy. Studia Societatis Scientiarium Torunensis, vol.1, nr 6, Toruń.
- GRACZKOWSKA A., 1999: Analiza współpracy układu fundament – podłoże – drzewo. Praca magisterska nr 2713/B/Dz, pod kier. Prof. ATR dr hab. inż. M.K.Kumora, ATR, Bydgoszcz.
- GORĄCŻKO A., 2000: Zmiany wilgotności naturalnej ilów ekspansywnych po usunięciu grupy drzew na podstawie obserwacji poligonowych. Artykuł złożony do druku w Zeszytach Naukowych ATR
- JEŻ J., 1990: Drzewa a stateczność budowli posadowionych na gruntach pęczniejących. Przegląd budowlany Nr 2-3.
- JEŻ J., 1995: Przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.
- KUMOR M.K. 1992: Charakterystyczne parametry geotechniczne serii poznańskiej rejonu Bydgoszczy. [w:] Geologicznoinżynierskie problemy serii poznańskiej. Acta Universitatis Wratislaviensis, No 1354, Prace Geologiczno-Mineralogiczne XXVI, Wroclaw.
- KUMOR M.K., Wojciechowski E., 1986: Właściwości geotechniczne strefy przypowierzchniowej iłów plioceńskich w Bydgoszczy. Wyd. Akademia Techniczno - Rolnicza Bydgoszcz, Zeszyty naukowe nr 118; Budownictwo 21, Bydgoszcz.
- MADEJ J., NAJDER J., WERNO M., 1966: Awarie budynków mieszkalnych w dzielnicy Bielawki w Bydgoszczy - Inżynieria i Budownictwo nr 6/66.

- SZPAKOWSKI K., 1998: Wpływ drzew liściastych na zmiany parametrów fizycznych iłów poznańskich w Bydgoszczy, [w:} Współczesne problemy geologii inżynierskiej w Polsce, J.Liszkowski [red.], WIND – J.Wojewoda, Wrocław, s. 167 – 172.]
- SZPAKOWSKI K., DŁUŻEWSKI W., KRAJEWSKI S., 1997: Wphw drzew na zmiany wilgotności ekspansywnych, [w:} Problemy geotechniczne w regionie bydgoskim – Konferencja środowiskowa, Bydgoszcz, s. 65 – 77.
- ZAWALSKI A., WOZIWODZKI Z., 1998: Wpływ drzew na budynki posadowione na gruntach ekspansywnych, [w:} Ekologia a budownictwo – X Ogólnopolska Interdyscyplinarna konferencja naukowotechniczna, Bielsko-Biała, s. 283 - 292.
- ZAWALSKI A, WOZIWODZKI Z., 1995: Dyskusja oceny zagrożenia przez drzewostan budynków posadowionych na podłożu ekspansywnym na przykładzie awarii szkół, Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej, Budownictwo Lądowe, nr 40, s. 353 – 371.

Summary

Natural water content modifications in expansive soil as a result of deciduous trees influence basing on the ground obserwation. The investigations presented in this paper concern the natural water content changes in expansive clay, caused by group of deciduous trees. The research work was conducted in experimental field of the Geotechnics Dept. of University of Technology and Agriculture in Bydgoszcz. The process of renovation of natural water content in background during few years after trees removing. Analytical characteristic of water content redistribution vs. depth and time was also studied as well as geotechnical expansive soil properties.

Autor's adress

Aleksandra Gorączko

Katedra Geotechniki

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Akademii Techniczno – Rolniczej 85 – 796 Bydgoszcz, Kaliskiego 7

Poland

ANDRZEJ T. GRUCHOT

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego, Akademia Rolnicza w Krakowie Department of Soil Mechanics and Earth Structures, Agricultural University of Cracow

Parametry wytrzymałościowe odpadów powęglowych w świetle badań laboratoryjnych prowadzonych na aparaturze średniowymiarowej

Wstęp

Eksploatacja węgla kamiennego na gęsto uprzemysłowionym i zurbanizowanvm terenie GOP-u, prowadzona najczęściej metoda z tzw. zawałem stropu, powoduje poważne szkody w obiektach infrastruktury naziemnej, m.in. w obiektach budownictwa ziemnego (obwałowania rzek. nasypy drogowe). Rekonstrukcja uszkodzonych obiektów i budowa nowych powoduje znaczne zapotrzebowanie na materiały ziemne, których deficyt na terenie GOPu jest silnie odczuwalny. Powstaje wiec konieczność techniczna i zarazem ekonomiczna wykorzystania odpadów poweglowych, zwałowanych na hałdach i pochodzacych z bieżącej produkcji do celów budownictwa ziemnego jako gruntu budowlanego. Wykorzystanie tego materiału do tego celu wymaga znajomości jego właściwości geotechnicznych a szczególności cech mechanicznych. Podstawowym parametrem decydującym o stateczności nasypów, zwłaszcza pod obciążeniem, iest wytrzymałość gruntu na ścinanie.

Jak wynika z wielu przeprowadzonych badań odpady powęglowe są gruntem gruboziarnistym posiadającym

częściowo cechy gruntu spoistego, zależnie od procentowej zawartości frakcji drobnych (Skarżyńska 1997). Fakt ten powoduje konieczność prowadzenia badań na aparaturze co najmniej średniowymiarowej, gdyż wykonywanie badań na aparatach standardowych materiale pozbawionym frakcji na grubszych, najczęściej od $\phi = 10 \text{ mm}$ jest nieprawidłowe, gdyż uzyskane w ten sposób rezultaty daleko odbiegają od rzeczywistości.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na ścinanie odpadów powęglowych pochodzących z KWK "Anna".

Charakterystyka badanego materialu

Do badań wykorzystano odpady powęglowe z kopalni węgla kamiennego "Anna" zwałowane na zwałowisku Buków koło Raciborza po 30 letnim okresie zwałowania.

W składzie petrograficznym badanych odpadów przeważają iłowce – 82% i mułowce – 14%. Zawartość piaskowca i łupków węglowych jest niewielka i wynosi 4 % (Kokoszka, Włodek 2000).

Skład granulometryczny został określony dla uziarnienia $\phi < 40$ mm. Zawartość poszczególnych frakcji została przedstawiona w tabeli 1. Pod względem uziarnienia badany materiał odpowiada żwirom. Badane odpady materiałem bardzo powęglowe sa różnoziarnistvm.

Tabela 1. Skład granulometryczny odpadów powęglowych KWK "Anna" o uziarnieniu $\phi \leq 40$ mm.

Zawartość frakcji:	
- żwirowej f _z -	81 %
- piaskowej f _p -	13 %
- pylowej f _π -	4,5 %
- iłowej f ₁ -	1.5 %
Srednice zastępcze:	
- d ₁₀ -	0,22 mm
- d ₆₀ -	16, <u>0 mm</u>
Wskaźnik różnoziarnistości – U -	72,7
Nazwa wg PN-86/B-02480	Źwir (Ż)

Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego i wilgotność optymalna została określona w normowym aparacie Proctora na materiale o uziarnieniu $\phi < 40$ mm, przy standardowej energii zagęszczania równej
$$\begin{split} E_z = 0.59 \text{ J/cm}^3. \quad & \text{Uzyskane} \\ \rho_{ds.} = 1.855 \text{ g/cm}^3, \qquad & w_o \end{split}$$
wartości $w_{opt} = 8,50 \%$ posłużyły do określenia wskaźnika zageszczenia prób badanego materiału (PN-88/B-04481). Gęstość właściwa badanych wynosi odpadów $\rho_{s} = 2.29 \text{ g/cm}^{3}$

Cel i metody badań

Celem przeprowadzonych badań było określenie wpływu rodzaju badania

(bezpośrednie ścinanie, trójosiowe ściskanie) na parametry wytrzymałościowe przy różnych wartościach wskaźnika zagęszczenia. W przypadku aparatu trójosiowego ściskania dodatkowym celem była ocena zastosowanych kryteriów ścięcia w obliczeniach i próba wytypowania kryterium miarodajnego dla odpadów powęglowych.

Badania materiału o uziarnieniu $\phi < 40 \text{ mm}$ przeprowadzono w aparatach średniowymiarowych bezpośredniego ścinania i trójosiowego ściskania produkcji angielskiej firmy Wykeham Farrance Engineering Ltd.. Wszystkie badania były wykonane przy stałej wilgotności wyjściowej odpowiadającej wilgotności optymalnej badanych odpadów tj. w $\approx w_{opt} = 8,50 \%$ i trzech wskaźnikach zagęszczenia: I_S = 0,90, I_S = 0,95, I_S = 1,00.

W aparacie trójosiowego ściskania badania wykonano na próbach o średnicy d = 150 mm i wysokości H = 300 mm, przy stałej wartości naprężeń głównych σ_3 z pomiarem ciśnienia wody w porach, tj. badanie typu - CIUK₁.

Wyznaczenie parametrów ϕ i c w aparacie trójosiowego ściskania przeprowadzono przy zastosowaniu następujących kryteriów ścięcia [Pisarczyk, 1998]:

- kryterium max ($\sigma_1 - \sigma_3$),

- kryterium **max u**,

- kryterium $\varepsilon_i = 10$ %,

- kryterium max σ_1/σ_3 .

Powyższe kryteria określają moment ścięcia próby, który w zależności od przyjętego kryterium występuje przy różnych wartościach odkształcenia osiowego próby ε_i .

Badania w aparacie bezpośredniego ścinania zostały przeprowadzone w skrzvnce wymiarach 0 300x300x200 mm wysokości przy próby 136 mm. Pomiędzy skrzynkami wprowadzono 6 ramek pośrednich co umożliwiło uzyskanie strefy ścięcia o wysokości 30 mm, w celu wyeliminowania tzw. kohezji pozornej wynikajacej z zazębiania się ziarn. Badania prowadzono przy zastosowaniu jednego krvterium ścięcia dla oznaczania parametrów ϕ i c ti. kryterium max τ_f w zakresie wzglednych odkształceń poziomych próby do $\varepsilon = 10$ %.

Badania w obu aparatach prowadzone były przy tych samych stopniach naprężeń $\sigma_3 = \sigma_n = 50$; 100÷110; 200; 300; 400; 600 kPa. Czas trwania wstępnej konsolidacji był stały i wynosił 60 minut, przy czym wielkość naprężeń konsolidacyjnych odpowiadała wartości zastosowanych naprężeń σ_3 lub σ_n .

Prędkość ścinania prób została dobrana w oparciu o zalecenia Normy (PN-88/B-04481) i wieloletnie doświadczenia z badań prowadzonych przez Laboratorium Geotechniczne KMG i BZ i wynosiła:

- w aparacie trójosiowego ściskania $-v_s = 0.05 \text{ mm/min};$
- w aparacie bezpośredniego ścinania $v_s = 1,0 \text{ mm/min.}$

Wartości parametrów ϕ i c zostały obliczone metodą najmniejszych kwadratów (Instrukcja 225 1979), (PN-88/B-04481). Dla wszystkich uzyskanych wyników zostały obliczone średnie odchylenia kwadratowe.

Wyniki badań i ich analiza

Wykonanie badań parametrów wytrzymałościowych w aparacie bezpośredniego ścinania jest nieskomplikowane, posiada jednak szereg wad, takich jak: brak możliwości pomiaru ciśnienia porowego, wymuszona strefa nierównomierny ściecia. rozkład naprężeń stycznych i normalnych w wymuszonej powierzchni ścinania (Pisarczyk 1998). Z drugiej strony aparat trójosiowego ściskania dajacy znacznie wieksze możliwości modelowania badań, wymaga dobrej znajomości aparatury i wysokich kwalifikacji personelu, a ponadto same badania pochłaniają znacznie wiecej czasu.

Wyniki badań i ich analiza została przeprowadzona oddzielnie dla obydwu zastosowanych aparatów.

Aparat trójosiowego ściskania

Parametry wytrzymałościowe otrzymane dla założonych kryteriów ścięcia zostały przedstawione w tabeli 2 i 3. Dla lepszego zobrazowania otrzymanych wyników przedstawione je również w postaci wykresów blokowych na rys. 1 i 2.

Wartości badanych parametrów ¢ i c uzyskane przy wymienionych wyżej kryteriach ścięcia różnią się pomiędzy sobą. Różnice te w przypadku kąta tarcia wewnętrznego wyznaczonych z naprężeń całkowitych są niewielkie dla wszystkich zagęszczeń i nie przekraczają w zasadzie 1°. Natomiast wyznaczone z naprężeń efektywnych w przypadku zagęszczenia $I_s = 1,00$ różnią się znacznie i mieszczą się w zakresie $\phi = 36,2-42,5$ °.

Tabela 2. Wartości kąta tarcia wewnętrznego - ϕ [°] i średnich odchyleń kwadratowych parametru s_{ϕ} [°] z aparatu trójosiowego ściskania dla przyjętych kryteriów ścięcia.

Kryte-	V	Vskaźr	nik zage	szczei	szczenia I _s [-]		
rium	0,9	90	0,9	95	1,0	0	
ścięcia	ф	S.A.	φ	Se	φ	SA	
	War	tości (CAŁK	DWIT	E		
$\max_{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	26,5	0,3	29,7	0,6	27,1	2,3	
max u	27,3	0,4	30,9	0,6	26,4	4,0	
ε;=10%	26,6	0,4	30,0	0,6	26,9	2.4	
$\max_{(\sigma_1/\sigma_3)}$	13,9	6,8	29,7	0,6	27,1	2,3	
	War	tości]	EFEKT	TYWN	IE		
$\max_{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	34,0	0,7	36,8	0,6	36,5	3,0	
max u	34,6	0,7	37,5	0,6	42,3	0,2	
ε;=10%	34,2	0,7	37,1	0,6	36,2	3,1	
$\max_{(\sigma_1/\sigma_1)}$	19,4	6,7	36,7	0,5	42,5	0,9	



Rys. 1. Wyniki badań kąta tarcia wewnętrznego w aparacie trójosiowego ściskania.

Wartości efektywne kąta tarcia wewnętrznego ogólnie są wyższe o około $4\div9$ ° od wartości całkowitych. Widać także nieznaczny wpływ zagęszczenia na wzrost wartości kąta tarcia wewnętrznego.

Wartości kohezji wyznaczone z napreżeń efektywnych i całkowitych przy różnych kryteriach ścięcia różnią się znacznie między sobą zależnie od wskaźnika zagęszczenia. Jedynie wartości uzyskane kryterium dla max ($\sigma_1 - \sigma_3$) i $\varepsilon_i = 10$ % sa zbliżone. Spowodowane jest to uzyskaniem wartości maksymalnych napreżenia odkształceniu głównego przy σ_1 względnym próby $\varepsilon_i = 8 \div 10 \%$.

Ogólnie można stwierdzić, że parametr ten wyznaczany z naprężeń całkowitych jest wyższy niż wyznaczony z naprężeń efektywnych, odwrotnie niż w przypadku kąta tarcia wewnętrznego.

Niezależnie od przyjętych kryteriów ścięcia wyraźnie widoczny jest wpływ zagęszczenia na wartość kohezji. Wraz ze wzrostem zagęszczenia kohezja wzrasta zarówno w zakresie wartości całkowitych jak i efektywnych (Tabela 3).

Podstawowym problemem w przypadku badań w aparacie trójosiowego ściskania jest dobór kryterium ścięcia. Uzyskane parametry ϕ i c w znacznym

stopniu zależą od przyjętego kryterium. Pewnym wskaźnikiem w przyjmowaniu kryterium ścięcia może być wielkość średniego odchylenia kwadratowego. Wielkość ta była najmniejsza dla kryterium max ($\sigma_1 - \sigma_3$), a największa dla kryterium max (σ_1/σ_3) dla obydwu badanych parametrów, stad do dalszej analizy wyników przyjęto wartości ϕ i c uzyskane na podstawie obliczeń z kryterium $\max(\sigma_1 - \sigma_3)$. Natomiast kryterium ścięcia max (σ_1/σ_3) zostało pominiete w dalszej analizie.

Tabela 3. Wartości kohezji – c [kPa] i średnich odchyleń kwadratowych parametru – s_c [kPa] z aparatu trójosiowego ściskania dla przyjętych kryteriów ścięcia.

Kryte-	1	Wskaźi	nik zag	agęszczenia I _s [-]			
rium	0.	90	0.9	0.95		1,00	
ścięcia	C	Se	с	S _c	с	S _c	
	Wa	rtości (CAŁK	OWI	E		
$\max_{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	47,6	3,7	59,3	5,1	127,5	19,5	
max u	35,1	4,5	30,0	5,7	9,9	31,0	
$\varepsilon_i = 10\%$	45,1	3,9	54,5	5,5	127,4	19,6	
$\max_{(\sigma_1/\sigma_3)}$	96,2	5 3 ,8	59,3	5,1	127,5	19,5	
	Wai	tości l	EFEKT	FYWN	NE		
$\max_{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	44,4	5,5	46,0	4,3	80,0	22,6	
max u	36,5	6,2	29,0	4,3	14,2	0,8	
$\varepsilon_i = 10\%$	41,8	6,0	41,0	4,5	80,2	23,3	
$Max \\ (\sigma_1/\sigma_3)$	73,7	37,6	46,6	3,9	33,0	5,1	

Kryterium ścięcia max u w prowadzonych badaniach nie mogło być zastosowane do jednoznacznej interpretacji otrzymanych wyników gdyż jak widać z wykresu na rys. 3 przebieg zmian ciśnienia wody w porach silnie zależy od wskaźnika zagęszczenia I_s próby i jest bardzo różny w materiale o różnym zagęszczeniu.



Rys. 2. Wyniki badań kąta tarcia wewnętrznego w aparacie trójosiowego ściskania.

Przy wysokim zagęszczeniu ($I_s = 1,00$) występuje wyraźne maksimum ciśnienia porowego u przy odkształceniu osiowym próby równym $\varepsilon_i = 1,5 \div 2,5 \%$, natomiast przy niskich zagęszczeniach ($I_s = 0,90$) następuje powolny wzrost ciśnienia porowego i w końcowej fazie ścięcia jego stabilizacja, przy braku jednoznacznie określonej wartości maksymalnej. Dla prób o zagęszczeniu $I_s = 0,95$ wartość maksymalna ciśnienia porowego uzyskuje maksimum przy odkształceniu $\varepsilon_i = 6,5 \div 8,5 \%$. Biorąc to pod uwagę, zastosowanie tego kryterium do odpadów powęglowych jest problematyczne gdyż jest zbyt niejednoznaczne by mogło być traktowane jako miarodajne.



Rys. 3. Przebieg zmian ciśnienia wody w porach w zależności od wskaźnika zagęszczenia I_s dla naprężenia głównego $\sigma_3 = 400$ kPa.

W przypadku kryterium ścięcia $\varepsilon_1 = 10$ % wartości naprężeń głównych σ_1 i σ_3 w dużym stopniu pokrywają się z wartościami tych naprężeń dla kryterium max ($\sigma_1 - \sigma_3$). Dlatego można przyjąć, że kryterium to jest jednoznaczne z kryterium max ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Aparat bezpośredniego ścinania

Wyniki badań parametrów wytrzymałościowych wraz z ich średnimi odchyleniami kwadratowymi zostały przedstawione w tabeli 4.

Przyrost wartości kąta tarcia wewnętrznego wraz ze wzrostem wskaźnika zagęszczenia od $I_s = 0.90$ do $I_s = 1.00$ jest stosunkowo niewielki i wynosi 3,4°. Z badań wynika że najwyższy przyrost badanego parametru jest przy wzroście wskaźnika zagęszczenia do $I_s = 0.95$.

Tabela 4. Wartości kąta tarcia wewnętrznego (ϕ) i kohezji (c) wraz z ich średnimi odchyleniami kwadratowymi (s_{ϕ}, s_c) z metody bezpośredniego ścinania.

Wskaźnik zagęsz- czenia I _s	Kąt tarcia wewnętrznego [°]		Koh [kł	ezja Pa]
[-]	ф	Så	с	Sc
0,90	37,6	1,2	22,1	11,0
0,95	40,5	0,5	17,9	5,4
1,00	40,0	0,6	53,6	6,0

Zmiany kohezji nie są tak równomierne jak kąta tarcia wewnętrznego. Wartość kohezji jest najwyższa przy $I_s = 1,00$ (c = 53,6 kPa), a najniższa przy $I_s = 0,95$ (c = 17,9 kPa).



Rys. 4. Zmiany naprężeń stycznych ścinających w zależności od odkształcenia poziomego próby dla naprężenia normalnego $\sigma_n = 400$ kPa.

Badania w aparacie bezpośredniego ścinania były prowadzone zgodnie z zaleceniami normy PN-88/B-04481 do uzyskania odkształcenia względnego próby $\varepsilon_i = 10$ %. W tym przedziale odkształcenia zastosowano kryterium ścięcia max τ_f . Przykładowe zmiany naprężeń stycznych ścinających dla naprężenia normalnego $\sigma_n = 400$ kPa przedstawiono na rys. 4. Jak wynika z wykresu, przy odkształceniu $\varepsilon_i = 10$ % następuje stabilizacja wartości naprężeń ścinających, a więc przyjęte kryterium ścięcia jest prawidłowe.

Analiza porównawcza otrzymanych wyników

Porównywanie wyników badań parametrów ϕ i c zostało przeprowadzone dla wartości efektywnych i całkowitych z kryterium ścięcia max ($\sigma_1 - \sigma_3$) uzyskanych w aparacie trójosiowego ściskania oraz dla wartości tych parametrów otrzymanych z aparatu bezpośredniego ścinania.

Jak wynika z wykresów przedstawionych na rys. 5 i 6 wartości efektywne parametrów ϕ i c są bardziej zbliżone do wyników uzyskanych z aparatu bezpośredniego ścinania niż wartości całkowite.

Wartości obu badanych parametrów w obydwu aparatach zachowują taką samą tendencję zmian. Zmiany kąta tarcia wewnętrznego wraz ze wzrostem wskaźnika zagęszczenia są stosunkowo niewielkie i wykazują nieznaczny wzrost ze wzrostem wskaźnika zagęszczenia (Rys. 5).

Podobnie wartości kohezji wzrastają wraz ze wzrostem zagęszczenia prób (Rys. 6).

Z wykresów na rys. 5 i 6 wyraźnie widać, że niezależnie od zagęszczenia próby, wartości obu badanych parametrów określone dla naprężeń efektywnych, uzyskanych z aparatu trójosiowego ściskania i aparatu bezpośredniego ścinania zachowują identyczną tendencję zmian. Należy podkreślić, że aparat bezpośredniego ścinania daje wyższe wartości kąta tarcia wewnętrznego rzędu 3,6 ° tj. 9,1 %, a niższe kohezji rzędu 25,6 kPa tj. 82,1 % w stosunku do wartości efektywnych uzyskanych z aparatu trójosiowego ściskania.



Rys. 5. Porównanie wyników badań kąta tarcia wewnętrznego z obydwu zastosowanych aparatów.



Rys. 6. Porównanie wyników badań kohczji z obydwu zastosowanych aparatów.

Na wykresach przedstawionych na rys. 7, 8 i 9 została pokazana ogólna zależność wytrzymałości na ścinanie od zagęszczenia badanego materiału. Analiza wykresów wyraźnie wskazuje, że zgodnie z oczekiwaniem, niezależnie od zastosowanej metody badawczej, ogólna wytrzymałość materiału na ścinanie rośnie wraz z jego zagęszczeniem.



Rys. 7. Wytrzymałość na ścinanie wyznaczona w aparacie bezpośredniego ścinania.



Rys. 8. Wytrzymałość na ścinanie wyznaczona w aparacie trójosiowego ściskania dla kryterium ścięcia max ($\sigma_1 - \sigma_3$) na podstawie parametrów całkowitych.



Rys. 9 Wytrzymałość na ścinanie wyznaczona w aparacie trójosiowego ściskania dla kryterium ścięcia max ($\sigma_1 - \sigma_3$) na podstawie parametrów efektywnych.

Wnioski

1. Odpady powęglowe kopalni węgla kamiennego "Anna" charakteryzują się wysokimi wartościami parametrów wytrzymałościowych. Przy czym ogólna wytrzymałość na ścinanie badanych parametrów wzrasta wraz ze wzrostem zagęszczenia prób.

2. Jako miarodajne kryterium ścięcia dla badań w aparacie trójosiowego ściskania proponuje się przyjąć kryterium max ($\sigma_1 - \sigma_3$).

3. W aparacie bezpośredniego ścinania zastosowane kryterium ścięcia (max τ_f) w zakresie odkształcenia poziomego próby do $\epsilon = 10$ %, można uznać za miarodajne.

4. Aparat trójosiowego ściskania pozwala dokładniej modelować badania parametrów wytrzymałościowych. Jest to bardzo ważne w przypadku stosowania odpadów powęglowych do wypełnień obniżeń terenowych traktowanych jako podłoże budowlane lub do budowy nasypów inżynierskich.

5. Ogólna wytrzymałość na ścinanie obliczona z parametrów efektywnych wyznaczonych w aparacie trójosiowego ściskania jest wyższa od ogólnej wytrzymałości na ścinanie wyznaczonej z aparatu bezpośredniego ścinania.

6. W standardowych badaniach inżynierskich odpadów powęglowych proponuje się stosować wykonywanie oznaczeń parametrów wytrzymałościowych ϕ i c na średniowymiarowym aparacie bezpośredniego ścinania przy prędkości $v_s = 1,0$ mm/min. Uzyskane w ten sposób parametry można traktować jako wartości efektywne. Wartości te można stosować w obliczeniach geotechnicznych jako parametry bezpieczne.

Literatura

- Kokoszka R., Włodek K., 2000: Badania wpływu zbrojenia na nośność podłożą fundamentowego z odpadów powęglowych oraz popiołów (na podstawie badań modelowych). Praca Magisterska, Akademia Rolnicza, Kraków.
- Pisarczyk S., 1998: Mechanika gruntów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej Warszawa.
- Skarżyńska K., 1997: Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej, Wydawnictwo AR w Krakowie, Kraków.
- Instrukcja 225, 1979: Wytyczne oznaczania spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budowlanych. Ministerstwo Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
- PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów. Polski

Komitet Normalizacji Miar i Jakości, Warszawa.

PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badania próbek gruntu. Polski Komitet Normalizacji Miar i Jakości, Warszawa.

Summary

Strength parameters of colliery spoils derived from laboratory tests carried out using medium-size apparatus. In the paper the results of investigations on shearing strength of colliery spoils are presented. Tests were carried out using triaxial and shear box apparatuses on the material passing by sieve 40 mm.

The samples tested in triaxial apparatus had dimensions of 15,0 cm in diameter and 30,0 cm in height. Shearing strength parameters were determined for total and effective stresses using differential shearing criteria. Direct shear tests carried out in shear box apparatus at sample dimensions of 30,0x30,0x13,6 cm. The normal stresses applied were of 100+600 kPa.

It can be concluded that results obtained from triaxial apparatus for effective stresses give higher angle of internal friction and lower cohesion than those obtained from shear box tests.

Moreover the comparison between shearing strength parameters obtained using differential shearing criteria was made and the most proper was suggested.

Autor's adress:

Andrzej T. Gruchot

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego

Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, AR 30 – 059 Kraków, Al. Mickiewicza 24 Poland

PRZEMYSŁAW KOŚCIK

Przedsiębiorstwo "GEOSERVICE" Sp. z o. o., Wrocław "GEOSERVICE" Co Ltd., Wrocław

Analiza osiadań pali pojedynczych wykonywanych technologiami iniekcyjnymi w świetle próbnych obciążeń terenowych

Wstęp

Iniekcyjne wzmacnianie gruntów jest dziedziną inżynierii geotechnicznej o ugruntowanej i potwierdzonej wieloletnią praktyką pozycji. Spośród licznych technik iniekcyjnych dwie znalazły zastosowanie w wykonawstwie pali: technologia mikropali iniekcyjnych oraz technologia wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej (jet grouting).

W kraju od początku lat dziewięćdziesiątych obie technologie wykorzystywane są na skalę przemysłową w wielu dziedzinach budownictwa oraz inżynierii lądowej i wodnej.

Wzmacnianie fundamentów istniejących obiektów budowlanych, gdy mają zbyt małą nośność lub, gdy zachodzi konieczność przystosowania ich do zmienionej funkcji, to tylko jedna z form zastosowań. Coraz liczniej wykorzystywane w posadawianiu nowych obiektów, skutecznie konkurują z innymi technologiami, szczególnie tam gdzie trudne warunki geotechniczne lub ciasna zabudowa staromiejskich centrów miast ograniczają zastosowanie klasycznych rodzajów pali.

Opis technologii

Mikropale, w postaci pali "korzeni", zastosowane zostały po raz pierwszy w roku 1952 we Włoszech, dając początek dynamicznie rozwijającej się na całym świecie technologii.

Mikropale iniekcyjne charakteryzują się trzema szczególnymi cechami: niewielką średnicą (do 300 mm), możliwością wykonania w warunkach ograniczonego dostępu, oraz sposobem iniekcyjnego formowania buławy.

Proces wykonania mikropala iniekcyjnego opracowany przez "Gesoservice" składa się z czterech podstawowych faz:

1 - wiercenie w gruncie otworu ϕ 130 ÷ 180 mm na wymaganą projektem głębokość (wiercenie odbywa się na sucho lub z zastosowaniem płuczki),

II - podciąganie świdra do góry z jednoczesnym wypełnianiem otworu zawiesiną cementową lub bentonitowo-cementową,

III - wprowadzenie do otworu wypełnionego nie stężałą zawiesiną stalowej rury pełniącej jednocześnie funkcję konstrukcyjną (zbrojenie) i technologiczną, umożliwiając w fazie IV przcprowadzenie iniekcji strefowej poprzez perforacje rury. Iniekcje oparte są na bazie zaczynu cementowego przy c/w = $1,5\div2,0$ i ciśnieniach iniekcji rzędu $1,0\div2,0$ MPa. Dzięki ciśnieniowemu formowaniu następuje powiększenie przekroju mikropala, który w zależności od średnicy wiercenia, rodzaju gruntu i sposobu iniekcji osiąga średnicę $200\div300$ mm, wywołując stan wstępnego naprężenia gruntu. W gruntach niespoistych zaczyn przenika w pory otaczającego gruntu zeskalając go natomiast w gruntach spoistych powoduje w otoczeniu pala ich lokalną konsolidację.

Pierwsze wzmianki na temat iniekcji strumieniowej pochodzą z 1962 r., przy czym rozwój tej technologii przypada na lata siedemdziesiąte w Japonii, gdzie Yahiro i Yoshido przeprowadzili badania dotyczące zdolności rozdrabniania gruntów przez wysokoenergetyczny strumień wody. W Polsce pierwsze zastosowania iniekcji strumieniowej przypadły na początek lat dziewięćdziesiątych.

W przeciwieństwie do klasycznych iniekcji (mikropale) w wyniku, których struktura gruntu i jego skład granulometryczny pozostają właściwie nie zmienione, w technologii wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej grunt jest rozdrabniany strumieniem zaczynu cementowego wypływającego z dysz iniekcyjnych z ogromną energią. Prędkość (około 100 m/s) oraz ciśnienie rzędu 50 MPa powodują, że w zasięgu działania strumienia iniektu, cząstki gruntu zostają wymieszane z zaczynem a ich nadmiar wypływa na powierzchnie terenu. Utworzona w ten sposób mieszanina cemento-gruntu uzyskuje wytrzymałość na ściskanie od 3 do 8 MPa w gruntach spoistych oraz 20+25 MPa w piaskach i żwirach.

Proces formowania pala "jet grouting" odbywa się w dwóch zasadniczych fazach:

I - wiercenie otworu o średnicy ok. 100 mm, z zastosowaniem strumienia wody rozmywającego grunt w poziomie końcówki urządzenia wiertniczego, do głębokości, od której rozpocznie się formowanie pala,

II - przestawienie urządzenia na iniekcję i wykonanie pala w gruncie.

Formowanie pala odbywa się z prędkością 0,3÷0,4 m/min. poprzez podnoszenie żerdzi wiertniczej z jednoczesnym jej obrotem wokół własnej osi (15 ÷20 obrotów/min.).

Średnice pali przy najczęściej stosowanym w kraju jednomediowym systemie iniekcji (mono-jet) wahają się w granicach 0,5÷0,9 m. Wykonywać je można jako niezbrojone kolumny iniekcyjne, jak również zbroić dowolnymi elementami konstrukcyjnymi (rury, dwuteowniki, prefabrykaty itp.).

Projektowanie pali formowanych iniekcyjnie

Brak uregulowań w zakresie projektowania fundamentów palowych nowych generacji, ogranicza ich szersze rozpropagowanie i wykorzystanie. Nie ma możliwości bezpośredniego zastosowania zamieszczonych w normie PN-83/B-02482 danych do projektowania mikropali iniekcyjnych i pali "jet grouting". Odnosi się to zarówno do współczynników technologicznych jak i wartości oporów gruntu pod podstawą i na pobocznicy pala.

W projektowaniu mikropali iniekcyjnych pomocne mogą być informacje zawarte w pracach Bustamante (1994), Żmudzińskiego (1988) i Jarominiaka (1999), a pali "jet grouting" w pracach Żmudzińskiego i Motaka (1995) oraz Gwizdały i Motaka (1997).

Metodyka projektowania zawarta w powyższych opracowaniach obejmuje zagadnienie nośności pali pomijając w zasadzie problematykę osiadań fundamentów palowych, niezbędną do pełnego opisu pracy projektowanej konstrukcji.

Korzyści wynikające z bardziej realistycznego opisu pracy konstrukcji sa niewatpliwe, począwszy od zwiększenia bezpieczeństwa a skończywszy na wymiernych efektach finansowych. Szczególnego znaczenie nabiera to w przypadku omawianych technologii. które bardzo często znajdują zastosowanie we wzmacnianiu posadowień istniejacych obiektów budowlanych. Wielkością niezbędną do określenia wpływu wzmocnienia na rozkład sił wewnętrznych we wzmacnianej konstrukcji jest osiadanie pala a dokładniej jego mówiac sztywność osiowa opisana zależnościa:

$$K = \frac{Q}{s} [kN/m]$$
(1)

gdzie:

Q – obciążenie pala, kN,

s - osiadanie pala od siły Q, m.

Jak dotąd brak jest dostatecznie dokładnych i praktycznych z inżynierskiego punktu widzenia metod określania osiadań mikropali oraz pali "jet grouting" i związanej z tym sztywności. Najlepszą metodą nadal pozostaje każdorazowe przeprowadzenie badań nośności i na tej podstawie określenie interesujących nas parametrów. W przypadku obiektów wzmacnianych

Analiza osiadań pali...

często jest to z różnych względów niemożliwe lub utrudnione. Zmusza to do korzystania z metod analitycznych opisujących z pewnym przybliżeniem rzeczywiste zachowanie pala. Mając to na uwadze porównano w dalszej części referatu wielkości osiadań pali iniekcyjnych uzyskane z badań terenowych z osiadaniami określonymi na drodze rozwiązań analitycznych.

Obliczenia osiadań pali "jet grouting" przeprowadzono zgodnie z metodą normową (PN-83/B-02482), opartą na propozycji Poulosa i Davisa, która wykorzystuje rozwiązania teorii sprężystości, natomiast w przypadku mikropali iniekcyjnych zastosowano uproszczoną metodę obliczania osiadań pali zaproponowaną przez Vesica (Gwizdała, 1980).

Wybór tych dwóch metod nie był przypadkowy; po pierwsze miały być to metody stosunkowo proste i w miarę znane, po drugie możliwie realnie opisujące zachowanie pala w ośrodku gruntowym. O ile metoda normowa nie wymaga większego komentarza, o tyle metoda Vesica oraz powody, dla których zastosowano ją w analizie osiadań mikropali wymagają pewnego wyjaśnienia.

Udział odkształceń własnych w całkowitym osiadaniu głowicy mikropała jest znacznie większy niż w palach innych rodzajów. Opis pracy pala ściśliwego w ośrodku gruntowym proponowany przez PN-83/B-02482 uniemożliwia wyznaczenie skrócenia jego trzonu. Z tego też powodu w analizie osiadań mikropali iniekcyjnych zdecydowano się wykorzystać metodę, która w sposób bezpośrednio opisuje to zjawisko. W metodzie zaproponowanej przez Vesica osiadanie wynikające z osiowej deformacji trzonu pala jest jednym z trzech elementów całkowitego osiadania głowicy pala i ujęte zostało we wzorze:

$$\mathbf{s} = \mathbf{s}_{s} + \mathbf{s}_{bb} + \mathbf{s}_{bs} \tag{2}$$

gdzie:

s_s – osiadanie wynikające z osiowej deformacji trzonu pala,

s_{bb} – osiadanie podstawy pala powodowane przez obciążenie w podstawie,

s_{bs} – osiadanie podstawy pala powodowane przez przekazywanie obciążeń wzdłuż trzonu pala.

Osiadanie wynikające z osiowej deformacji pala wyznacza się ze wzoru:

$$s_{s} = (Q_{b} + \beta Q_{s}) \frac{L}{AE_{t}}$$
(3)

gdzie:

Q_b i Qs - są aktualnymi obciążeniami podstawy i pobocznicy pala, kN,

L – długość pala, m,

 $E_t - moduł$ sprężystości materiału pala, kPa,

A – pole przekroju porzecznego pala, m²,

β' – współczynnik zależny od rozkładu oporu bocznego wzdłuż trzonu pala.

Opierając się na dotychczasowych badaniach oraz metodach analiz nośności mikropali można we wzorach (2) i (3) pominąć człony "odpowiedzialne" za osiadanie pała wywołane obciążeniem podstawy (przyjmuje się, że mikropal przenosi niemal całe obciążenie pobocznicą). Pozostaje zatem określenie osiadań pała powodowane przez przekazywanie obciążeń wzdłuż trzonu pała wyznaczane ze wzoru:

(4)

 $s_{bs} = \frac{f_m D}{E_s} I_{bs}$

gdzie:

 f_m – opór na pobocznicy, kPa, D – średnica pala, m,

 $E_s = \frac{E_0}{1-v^2}$ - moduł podatności gruntu,

 I_{bs} – współczynnik wpływu aproksymowany w zakresie 0>h/D>50 przez zależność:

$$I_{bs} = 2 + 0.35\sqrt{h/D}$$
 (5)

Istotną trudnością przy obliczaniu osiadań pali iniekcyjnych, zarówno w odniesieniu do propozycji normowej jak i metody Vesica jest określenie rzeczywistych wielkości modułu sprężystości E, materiału pala i modułu odkształceń gruntu E_o. Dla pali "jet grouting" formowanych w gruntach niespoistych moduł spreżystości cemento-gruntu można przyjąć na poziomie 8-12 GPa (por. badania Rawickiego, Żmudzińskiego i Motaka). W przypadku mikropali moduł sprężystości materiału trzonu pala (rura zbrojeniowa + otaczający ją zaczyn) zawiera się w granicach od 16 GPa do 22 GPa. Natomiast moduły odkształceń gruntów skorygowane o odpowiednie współczynniki (w przypadku braku innych danych) można ustalić na podstawie normy PN-81/B-03020.

Osobnym problemem jest także dobór współczynnika β ' we wzorze (3), którego dokładna wielkość jest stosunkowo trudna do określenia i wymaga osobnych badań. Przy szacowaniu osiadań dobre wyniki daje przyjęcie wartości β ' na poziomie 0,5 (Gwizdała, Kokotkiewicz).

Wyniki terenowych badań nośności mikropali i pali "*jet grouting"*

Analizie poddano 14 sztuk mikropali iniekcyjnych oraz 14 sztuk pali "jet grouting". Materiał ten w całości pochodzi z prób przeprowadzonych na palach wykonywanych przez "Geoservice" i obejmuje pale formowane w gruntach niespoistych.

Stanowiska do badań przygotowywane były przez wykonawcę robót natomiast pomiarów dokonywały niezależne jednostki projektowo-badawcze.

Stanowiska do badań składały się ze stalowych belek: głównej oraz dwóch poprzecznych, które mocowano do czterech sąsiednich pali konstrukcyjnych przy użyciu specjalnych cięgien. W jednym przypadku badania przeprowadzono metodą balastową (por. tabela nr 1). Pale obciążano przy użyciu siłownika hydraulicznego, ustawionego na specjalnie skonstruowanych głowicach, które wykonano z żelbetu, lub stalowych płyt.

W trakcie prowadzenia obciążeń obserwowano osiadania pali za pomocą 4 czujników zegarowych z dokładnością 0,01 mm w oparciu o niezależną od sytemu obciążającego ramę pomiarową.

Z pełnej krzywej obciążenie – osiadanie każdego analizowanego pala wybrano jeden punkt odpowiadający projektowanemu obciążeniu i dla niego odczytywano osiadanie trwałe oraz sprężyste. Wyniki poszczególnych pomiarów zestawiono w tabelach nr 1 i nr 2.

Analiza osiadań pali

Analizując osiadania pali iniekcyjnych formowanych iniekcją klasyczną i strumieniową daje się zauważyć wyraźna różnica między nimi polegająca na udziale osiadań sprężystych w osiadaniu całkowitym (przynajmniej w zakresie obciażeń roboczych). W odniesieniu do pali "jet grouting" udział ten waha się w granicach 35 % natomiast w przypadku mikropali kształtuje się na poziomie 70 %. Generalnie należy zauważyć niewielkie osiadania pali iniekcyjnych obydwu rodzajów w zakresie obciażeń roboczych. W przypadku mikropali poddanych obciążeniom 100-300 kN osiadania te kształtują się na poziomie nie większym niż 2 mm, jedynie w dwóch przypadkach wartości te zbliżyly się do 4 mm (rys. 3). Natomiast pale "jet grouting" poddane obciążeniom rzędu 500-700 kN doznają osiadań rzedu 4-5 mm (rys. 1).

Związana z całkowitymi osiadaniami, odpowiadająca powyższym obciążeniom sztywność mikropali kształtuje się na poziomie 100-200 MN/m a pali "jet grouting" na poziomie 150-350 MN/m. W tabelach nr 3 i nr 4 zestawiono wyniki rzeczywistych osiadań pali z osiadaniami obliczonymi. Z porównania tvch wielkości wynika, iż średni współczynnik zgodności n określony jako średnia ze stosunku osiadań obliczonych do pomierzonych kształtuje się na poziomie 1,214 przy odchyleniu standardowym $\sigma = 0.687$ i współczynniku zmienności v = 0,566 (pale "jet grouting") oraz $\eta = 1,166, \sigma = 0,455$ i v = 0,390 (mikropale iniekcyjne). Zbliżone parametry uzyskano dla sztywności osiowych.

Podsumowanie

Przedstawiona powyżej analiza osiadań pali iniekcyjnych (mikropali i pali formowanych iniekcją strumieniową) pozwala na następujące podsumowanie:

1. Osiadania pali iniekcyjnych w gruntach niespoistych w zakresie obciążeń roboczych są stosunkowo niewielkie i nie przekraczają 5 mm.

2. Znaczna część osiadań mikropali iniekcyjnych przypada na deformację osiową trzonu pala.

3. Pomimo znacznych rozrzutów wyników pomiędzy osiadaniami obliczonymi, a pomierzonymi można szacować osiadania oraz sztywność pali podanymi powyżej metodami z zastrzeżeniem, iż powinny być one weryfikowane w terenie próbnymi obciążeniami.

4. Uzyskanie powyższymi metodami dokładniejszych wyników wymaga przeprowadzenia badań dotyczących wpływu wykonania pali iniekcyjnych na zmianę wartości modułu odkształcenia gruntu w otoczeniu pala oraz wyznaczenia rzeczywistych wartości β'.

5. W zakresie obciążeń roboczych pali iniekcyjnych zmienność sztywności ze wzrostem obciążenia nie jest zbyt duża, jednakże rozkład wartości nie wykazuje jednoznacznych prawidłowości.

6. Zachowanie pali iniekcyjnych w gruncie predysponuje je szczególnie do wzmacniania istniejących obiektów budowlanych.

Lp.	Długość	Średnica	Miąższość	Rodzaj	Obciążenie	Osiadania	pomierzone
	pala		gruntów	i stan gruntu	pala	sprężyste	całkowite
	L	φ	nienośnych	nośnego	Q	Sps	Sp
	[m]	[mm]	[m]		[kN]	[mm]	[mm]
1.	4,95	600	2,95 (NN)	$P_0/P_s \circ I_p=0,4$	136	0,20	0,30
2.	8,65	600	3,65 (NN)	$P_0/P_s \circ I_{D}=0,4$	545	0,50	1,90
3.	9,60	600	2,65 (NN)	$P_0/P_s \circ I_p=0,4$	591	0,40	1,70
4.	9,05	600	3,65 (NN)	P_0/P_s o $I_p=0,4$	591	0,60	1,60
5.	9,55	600	5,15 (NN)	$P_0/P_s \circ I_p=0,4$	545	0,60	0,90
6.	8,20	600	2,65 (NN)	$P_0/P_s \text{ o } I_p=0,4$	545	2,60	3,80
<u>7[*].</u>	6,25	700	3,25 (Nm, T)	$P_d \circ I_D = 0,7$	473	1,00	2,00
8.	5,00	600	-	P _s o I _D =0,6	777	1,50	7,70
9.	4,90	600		P _s o I _D =0,6	764	1,00	4,70
10.	4,90	600	-	P _s o I _D =0,6	764	1,30	4,00
11.	4,50	500/600	-	$P_S/P_d \circ I_D=0,3$	344	0,40	2,30
12.	6,00	500/600	-	$P_{s}/P_{d} \circ I_{D}=0,3$	458	1,30	4,40
13.	4,50	500/600	-	$P_S/P_d \circ I_D=0,3$	344	0,70	2,50
14.	6,00	500/600	-	$P_S/P_d o I_D=0.3$	591	1,70	4,20

TABELA nr 1. Osiadania pali , jet grouting"

pal obciążany metoda balastową

TABELA nr 2. Osiadania mikropali iniekcyjnych

Lp.	Długość	Średnica	Miąższość	Rodzaj	Obciążenie	Osiadania	pomierzone
	pala		gruntów	i stan gruntu	pala	sprężyste	całkowite
	L	фф	nienośnych	nośnego	Q	Sps	Sp
	[m]	[mm]	[m]	1	[kN]	[mm]	[mm]
1.	10,80	290	6,50 (NN)	P _s o I _D =0,4	117	0,56	1,20
_ 2.	8,80	290	5,50 (NN)	P _s o I _D =0,4	151	1,20	1,55
3.	10,20	290	3,50 (NN)	P _s o I _D =0,4	210	1,29	1,85
4.	8,00	200	-	P _S /Z o I _D =0,6	312	1,06	1,24
5.	8,00	200	-	$P_{\rm S}/Z \text{ o } I_{\rm D}=0,6$	277	0,95	1,17
6.	8,00	200	_	P _s /Z o I _D =0,6	277	0,97	1,06
7.	6,95	200	3,45 (NN)	$P_{\rm S}/P_{\rm d}$ o I _D =0,6	210	0,85	1,29
8.	6,95	200	3,45 (NN)	$P_{\rm S}/P_{\rm d}$ o I _D =0,6	210	1,04	1,16
9.	6,80	250	4,20 (NN)	P _s o I _D =0,5	210	1,5	4,10
10.	6,70	180	4,20 (NN)	P _S o I _D =0,5	151	0,96	1,15
11.	6,00	180	4,00 (NN)	P _s o I _D =0,5	119	0,68	1,00
12.	7,50	180	3,40 (NN)	P _s o I _D =0,5	245	1,65	3,50
13.	6,00	250	2,00 (NN)	P _s o I _D =0,55	113	0,40	0,55
14.	6,00	250	1,5 (NN)	P _s o I _D =0,55	113	0,36	0,54
Lp.	Modul od-	Osiadania	Osiadania	Wsp.	Podatność	Podatność	Wsp.
-----	-------------	-----------	------------	-----------	-------------	-------------	----------------
•	kształcenia	obliczone	pomierzone	zgodności	osiowa pala	osiowa pala	zgodności
	gruntu				obliczona	pomierzona	
	Eo	S	Sp	η,	K	K	η _κ
	[MPa]	[mm]	[mm]		[MN/m]	[MN/m]	
Ι.	56	0,80	0.30	2,667	170,0	453,0	0,375
2.	63	2,10	1.90	1,105	259,5	286,8	0,905
3.	67	2,11	1,70	1,241	280,1	347,6	0,806
4.	64	2,24	1,60	1,400	263,8	369,4	0,714
5.	58	2,26	0,90	2,511	241,2	605,5	0,398
6.	67	2,08	3,80	0,547	262.0	143,4	1,827
7.	65	3,98	2,00	1,990	118,8	236,5	0,502
8.	90	2,77	7.70	0,360	280,5	100,9	2,780
9.	90	2,77	4,70	0,589	275,8	162,6	1,696
10.	90	2,77	4,00	0,693	275,8	191,0	1,444
11.	50	2,60	2,30	1,130	132,3	149,6	0,884
12.	50	3,21	4,40	0,730	142,7	104,1	1,371
13.	50	2,60	2,50	1,040	132,3	137,6	0,961
14.	50	4,14	4,20	0,986	142,7	140,7	1,014
				1,214		2	1,120
			4	0,687		1 -	0,633
			<u></u>			σ	

TABELA nr 3. Porównanie osiadań pali "jet grouting" obliczonych wg PN-81/B-03020 z osiadaniami rzeczywistymi



Rysunek 1. Zmienność osiadania pali "jet grouting" w funkcji obciążenia



Rysunek 2. Sztywność osiowa pali "jet grouting" w funkcji obciążenia

Lp.	Moduł od-	Osiadania	Osiadania	Wsp.	Podatność	Podatność	Wsp.
	kształcenia	obliczone	pomierzone	zgodności	osiowa pala	osiowa pala	zgodności
	gruntu				obliczona	pomierzona	
	Eo	S	Sp	η,	<u> </u>	Kp	η _κ
	[MPa]	[mm]	[mm]		[MN/m]	[MN/m]	
1.	46	0,72	1,20	0,600	162,5	97.5	1,667
2.	45	0.91	1,55	0,587	165,9	97,4	1,703
3.	56	1,19	1,85	0,643	176,5	113,5	1,555
4.	130	1,86	1,24	1,500	167,7	251,6	0,666
5.	130	1,65	1,17	1,410	167.9	236,7	0,709
6.	130	1,65	1,06	1,557	167,9	261,3	0,643
7.	50	2,19	1,29	1,697	95.9	162.8	0.589
8.	50	2,19	1,16	1.888	95,9	181.0	0,530
9.	55	1,61	4,10	0,392	130,4	51,2	2,547
10.	55	1,76	1,15	1,530	85,8	131.3	0,653
11.	53	1,31	1,00	1,310	90,8	119,0	0.763
12.	62	3,02	3,50	0.863	81,1	70,0	1,159
13.	70	0,65	0,55	1,182	173,8	205.4	0,846
14.	75	0,63	0,54	1,167	179,4	209,3	0,857
				1,166			1.063
			η	0,455		η	0,570
			σ			σ	

TABELA nr 4. Porównanie osiadań mikropali iniekcyjnych obliczonych wg metody VESICA z osiadaniami rzeczywistymi



Rysunek 3. Zmienność osiadania mikropali iniekcyjnych w funkcji obciążenia



Rysunek 4. Sztywność osiowa mikropali iniekcyjnych w funkcji obciążenia

Literatura

- BORYS R., i in., 1992: Zastosowanie techniki jet grouting w Polsce. Materiały Konferencji: Krajowe doświadczenia wzmacniania podłoża. Gdańsk.
- BORYS R., i in., 1992: Fundamenty obiektów przemysłowych na mikropalach iniekcyjnych. Krajowe doświadczenia wzmacniania podłoża. Gdańsk.
- BUSTAMANTE M., DOIX B., 1985: Une méthode pour le calcul des triants et des micropieux injectés. Bull. Liaison labo P. et Ch., nr 140.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., 1994: Nośność pionowa wiązki słupów formowanych w gruncie metodą iniekcji strumieniowej. Inżynieria i Budownictwo nr 8.
- GWIZDAŁA K., 1980: Zagadnienie przemieszczeń pali w ośrodku gruntowym pod wpływem obciążenia. Archiwum Hydrotechniki, nr 1.
- GWIZDAŁA K., 1994: Ocena zależności osiadań pali od obciążenia. Inżynieria i Budownictwo, nr 10.
- GWIZDAŁA K., MOTAK E., 1996: Ocena krzywej osiadania wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych. XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB. Kraków – Krynica.
- GWIZDAŁA K., MOTAK E., 1997: Analityczna i doświadczalna ocena nośności pali fundamentowych nowych technologii. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w Budownictwie i Transporcie. Gdańsk.
- GWIZDAŁA K., KOKOTKIEWICZ P., 1998: Praktyczne określenie skrócenia trzonu pala. Inżynieria i Budownictwo, nr 11.
- GWIZDAŁA K., KOKOTKIEWICZ P., 2000: Obliczenie skrócenia trzonu pala. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Problemy geotechniczne obszarów przymorskich. Szczecin – Międzyzdroje.
- GWIZDAŁA K., KOŚCIK P., 2000: Osiadanie pali "jet grouting" w świetle próbnych obciążeń terenowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 6.
- JAROMINIAK A., 1999: Lekkie konstrukcje oporowe. WKŁ, Warszawa.
- KŁOŚIŃSKI B., 1988: Pale małośrednicowe. Inżynieria i Budownictwo, nr 11.

- KŁOSIŃSKI B., 2000: Doświadczalna ocena sztywności osiowej mikropali. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Problemy geotechniczne obszarów przymorskich. Szczecin – Międzyzdroje.
- KRASIŃSKI A. i in., 1998: Obliczanie fundamentów palowych z uwzględnieniem zmiennej podatności pal. I Problemowa Konferencja Geotechniki. Współpraca budowli z podłożem gruntowym. Białystok – Wigry.
- RAWICKI Z., MOTAK E., 1996: Wybrane właściwości tworzywa gruntowocementowego wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych. Konferencja Naukowo-Techniczna. Zagadnienia Materiałowe Inżynierii Lądowej. Kraków.
- RAWICKI Z., MOTAK E., 1996: Badania tworzywa gruntowo - cementowego wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych. XLII Konferencja Naukowa KILIW PAN i KN PZiTB. Kraków –Krynica.
- RYBAK Cz., RYBAK J., 1999: Zabezpieczenia wykopów i posadowienia obiektów z zastosowaniem technologii jet grouting. V Konferencja Naukowo – Techniczna. Warsztaty Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego. Kielce.
- RYBAK Cz., BORYS R., NOGA L., 1993: Iniekcja strumieniowa – nowoczesna technologia wzmacniania podłoża i posadowienia budowli. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4.
- STOCKER M., 1994: 40 lat mikropali, 20 lat gwoździowania gruntu. Gdzie jesteśmy dzisiaj? Inżynieria i Budownictwo, nr 8.
- ŻMUDZIŃSKI Z., 1988: Ocena nośności mikropali iniekcyjnych na podstawie wyników próbnych badań geotechnicznych. XXXIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB. Krynica
- ŻMUDZIŃSKI Z., SALA A., 1992: Analiza wyników obciążeń próbnych mikropali intekcyjnych w gruncie niespoistym i spoistym. Krajowe doświadczenia wzmacniania podłoża. Gdańsk.
- ŻMUDZIŃSKI Z., MOTAK E., 1995: Ocena obliczeniowa nośności pali wykonywanych metodą wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej. Problemy Naukowo-Badawcze Konstrukcji Inżynierskich. Monografia 194. Politechnika Krakowska. Kraków.
- ŻMUDZIŃSKI Z., MOTAK E., 1995: Badama nośności i tworzywa pali iniekcyjnych jet

grouting. Zeszyt 3-B. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. Kraków.

PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednie budowli.

PN-83/B-02482. Nośność pali i fundamentów palowych.

Summary

Analysis of settlements of single injected piles in the light of the field load tests. In this paper was done the loading test results surway of injected micropiles and "jet grouting" 's piles. These loading tests have been done on the structure realized by "Geoservice" Company from Wrocław. On the basis of the received results, the axial stiffness of the piles was described and the measured settlements were compared with the analytical solutions.

Author's adress:

Przemysław Kościk Przedsiębiorstwo "Geoservice" Sp. z o. o. ul. Odrzańska 23, 50-114 Wrocław Poland

PIOTR KRZYK

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego, AR w Krakowie Department of Soil Mechanics and Earth Structures, Cracow Agricultural University- AR

Wpływ czasu składowania na zmianę wybranych parametrów geotechnicznych nieprzepalonych odpadów powęglowych Kopalni Anna

Wprowadzenie

Ze względu na wykorzystywanie odpadów w budownictwie ziemnym do wznoszenia różnego rodzaju budowli jak nasypy drogowe, kolejowe, obwałowania rzek i innych, istotne jest poznanie, jak parametry geotechniczne odpadów zmieniają się w czasie, co warunkuje prognozowanie stateczności tych budowli. Zmiany parametrów geotechnicznych związane są z procesami wietrzenia skał wchodzących w skład materiału odpadowego.

Wietrzenie, to całokształt zmian, jakim podlegają skały i ich składniki (minerały) wystawione na działanie atmosfery, hydrosfery i biosfery. Zmiany te mają zarówno charakter zmian fizycznych jak i chemicznych. Czynniki fizyczne powodują rozdrobnienie skał, czynniki chemiczne natomiast działają w kierunku przeobrażenia składników mineralnych i powstania nowych o zmienionym składzie chemicznym (Chodyniecka i in. 1993).

Najbardziej charakterystycznymi zmianami parametrów geotechnicznych odpadów kopalnianych związanych z procesami wietrzenia jest rozpad materiału w czasie na skutek destrukcyjnego działania czynników atmosferycznych. Proces rozpadu i jego intensywność zależy od podatności materiału na te działania a więc przede wszystkim od składu petrograficznego materiału oraz stopnia początkowego rozpadu związanego z procesami technologicznymi, w wyniku których powstają odpady. Istotnym czynnikiem jest miejsce i sposób składowania odpadów oraz zagęszczenie materiału na składowisku. Wraz ze zmianami uziarnienia następuje też zmiana innych parametrów geotechnicznych odpadów powęglowych, zwłaszcza wytrzymałości na ścinanie.

Metoda badań

Przedmiotem badań sa nieprzepalone odpady poweglowe pochodzace z KWK Anna, pobrane ze składowiska w Bukowie, o różnym okresie zalegania na zwałowisku: materiał półroczny, 2letni i zleżały 30-letni. Materiał pólroczny i 2-letni zalegał luźno na składowisku zaś 30-letni pochodził z zageszczonej hałdy. Próby do badań pobierano losowo z różnych miejsc na każdej z trzech hałd. Określenie ewentualnych zmian wybranych parametrów geotechnicznych materiału odpadowego w czasie pozwoli na sprawdzenie jego odporności na procesy wietrzenia w warunkach naturalnych, również przy różnym sposobie składowania.

Jak zostało ustalone (Kozielska-Sroka 1998), odpady powęglowe z Kopalni Anna pochodzą z warstw geologicznie najstarszych (z grupy brzeżnej), silnie zdiagenezowanych. Dla takich odpadów o teksturze masywnej proces rozpadu przebiega bardzo wolno. Podatność na procesy wietrzenia warunkowana jest zróżnicowaniem właściwości skał w zależności od pochodzenia stratygraficznego.

Procesy wietrzenia najbardziej widoczne są na przykładzie zmian składu granulometrycznego, co potwierdzają dostepne publikacje, oparte na wynikach badań laboratoryjnych i terenowych (Cisek 1982, Kozielska- Sroka 1998, Skarżyńska 1997, i in.). Autorzy tych publikacji uważają, że większość odpadów z kopalń węgla kamiennego GZW za bardzo podatne na procesy wietrzenia. Wyniki ich badań wykazują, że zwałowane odpady zmieniają z czasem uziarnienie na skutek wietrzenia, ponieważ w przeważającej części materiał ten stanowią podatne na procesy wietrzenia iłowce. Degradacja uziarnienia dotyczy przede wszystkim zmiany zawartości poszczególnych frakcji odpadów. Zawartość frakcji kamienistej i żwirowej opisać można jako funkcję malejącą a frakcji pyłowej z iłową, jako funkcje rosnąca w czasie.

Do badań wybrano materiał odpadowy z KWK Anna, który na podstawie szeregu badań wstępnych wykazywał cechy materiału trudno rozdrabnialnego (Gilarski 1997). Z tego powodu w pracy podjęto szczegółowe badania tych odpadów i wytypowano próby o różnym okresie zalegania na zwałowisku.

Praca zawiera porównanie wybranych parametrów geotechnicznych materiału o różnym czasie zalegania na zwale. Dotyczy to przede wszystkim składu petrograficznego, który wpływa na właściwości geotechniczne materiału a w dalszej kolejności składu uziarnienia, wilgotności naturalnej, wilgotności optymalnej i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego, oraz wytrzymałości na ścinanie. Oznaczenia parametrów wykonano zgodnie z normami stosowanymi w geotechnice, adaptowanymi dla odpadów powęglowych (Skarżyńska, Setmajer 1985).

Ogólny skład petrograficzny i mineralogiczny odpadów powęglowych Górnośląskiego Zagłębia Węglowego

Materiał odpadowy kopalni węgla kamiennego podzielić można na trzy zasadnicze grupy: materiał skał towarzyszących pokładom węgla, to jest występujących w spągu, stropie bądź w formie przewarstwień; materiał uzyskany w wyniku głębienia szybów; materiał pochodzący z przeróbki odpadów dla pełniejszego odzyskania węgla (Skarżyńska 1997).

Główną masę materiałów odpadowych stanowią skały karbońskie towarzyszące pokładom wegla. W skład skał karbońskich wchodzą głównie skały ilaste, mułowce, piaskowce, i zlepieńce. Skały_ilaste (iłowce i łupki ilaste). Wielkość cząstek mineralnych skał ilastych waha sie od 0,01mm do wymiarów cząstek koloidalnych. Zawierają one głównie produkty wietrzenia glinokrzemianowych skał magmowych, przede wszystkim skaleni i łyszczyków. Howce i łupki ilaste z terenu GZW to głównie skonsolidowane iły kaolinitowe, w których kaolinit stanowi 70 % wszystkich składników. W składzie mineralnym tych skał dominują minerały ilaste, do których oprócz kaolinitu zaliczyć można illit . W składzie chemicznym skał ilastych dominuje tlenek krzemu SiO₂ w ilościach 55- 60 % oraz tlenek glinu Al₂O₃ w ilościach 17- 28 %.

<u>Mułowce</u> to skonsolidowane grunty pylaste o przewadze ziaren średnicy 0,1- 0,01 mm. Charakteryzują się strukturą aleurytową, psamitowo- aleurytową lub aleurytowo- pelitową, teksturą bezładną lub warstwową. W składzie mineralnym mułowców z GZW oprócz kwarcu, którego zawartość może dochodzić do 40 %, występują głównie minerały ilaste. W składzie chemicznym mułowców, podobnie jak w iłowcach przeważa tlenek krzemu SiO₂ w ilości 51- 58 % oraz tlenek glinu Al₂O₃ w ilości 18- 23 %.

<u>Łupki weglowe</u> należą do skał węglowych zbudowanych z naprzemianległych warstewek węgla i skały płonnej, głównie iłowców. Ich skład mineralny jest niejednolity, czasami przeważa kaolinit i kwarc a niekiedy syderyt i ankeryt. Przy zawartości węgla przekraczającej 30 % łupki ulegają łatwo samozapłonowi.

<u>Piaskowce</u> zbudowane są głównie z ziaren kwarcu: drobnych (0,3- 0,5 mm), średnich (0,5- 1mm), grubych (1- 2 mm). Skład mineralny piaskowców zbliżony jest do mułowców, dominuje w nich kwarc, skalenie, łyszczyki i węglany. Spoiwo w piaskowcach średnio i drobnoziarnistych jest ilaste i ilastokrzemionkowe, w piaskowcach gruboziarnistych spotyka się też spoiwo węglanowo- ilasto- krzemionkowe.

Żwirowce i zlepieńce to skały osadowe, w których wielkość ziarn kwarcu i okruchów skał pierwotnych przekracza 2 mm. Należą one na ogół do skał słabo zwięzłych o spoiwie ilastym i ilastoweglanowym; w żwirowcach o ziarnach drobniejszych występuje również spoiwo ilasto- krzemionkowe. W składzie mineralnym dominuje kwarc i skalenie sodowo- wapniowe. Łyszczyki występują w małej ilości nieco większy udział mają okruchy skał macierzystych szczególnie metamorficznych.

Wyniki badań odpadów Kopalni Anna o różnym okresie zalegania na zwałowisku

Skład petrograficzny

W celu określenia składu petrograficznego pobrano reprezentatywne próby materiału skalnego o wadze 50-100 kg. Skład petrograficzny określano wagowo w kolejnych frakcjach materiału, a następnie obliczono średnią ważona zawartości danej skały w całej próbie. Na podstawie barwy, struktury, tekstury, łupliwości i rysy oraz porównania z istniejącymi wzorcami skał, określono rodzaj skał występujących w odpadach. Wyniki analizy makroskopowej zestawiono w tabeli 1. Dla materiału dwuletniego przykładowo przedstawiono w tabeli 2 zawartość skał w poszczególnych frakcjach materiału. Badany mapółroczny, dwuletni i trzydzieteriał stoletni charakteryzuje się zbliżonym składem petrograficznym. Dominuja iłowce stanowiace 73- 82% (tab. 1). Druga pod wzgledem ilościowym grupa skał są mułowce, których procentowa zawartość wynosi 13-14%. Najwięcej mułowców występuje w obrębie największych frakcji materiału (tab. 2), są to skały bardzo twarde, w większości bez widocznych warstwowań. Bardzo twarda skała sa też piaskowce o spoiwie krzemionkowym, których w próbach znajdowało się do 12 %. Podobnie jak w przypadku mułowców najwięcej ich występuje w obrębie frakcji największych Ø> 80 mm. W materiale dwuletnim zaobserwowano nieliczne piaskowarkozowe charakteryzujące ce sie mniejsza odpornościa na wietrzenie. W materiale drobniejszym pojawiają się łupki węglowe, oraz mniej niż 1 % węgla występującego w pojedynczych okruchach. W miarę zmniejszania się frakcji odpadów wzrasta procentowa zawartość węgla. Jest to z pewnościa związane z procesami wietrzenia przewarstwień i inkrustacji.

Badane odpady powęglowe ogólnie wykazywały się dużą wytrzymałością mechaniczną zwłaszcza piaskowce i mułowce ale również i iłowce, co świadczy o znacznym zdiagenzowaniu tych skał (Kozielska- Sroka 1998). Skały cechowała tekstura masywna i duża zwięzłość, co może również wpływać na mniejszą ich podatność na procesy wietrzenia. Okruchy skał charakteryzowały się ponadto jednorodnym uziarnieniem w obrębie tych samych rodzajów skał a występujące warstwopoziome dotyczyło wanie przede wszystkim łupków weglowych i iłowców, również w mniejszym stopniu mułowców, w których obserwowano cienkie warstewki substancji węglowej. Cechy strukturalno- teksturalne badanych skał oraz znaczna ilość mułowców (14 %) i piaskowców (do 12 %) w próbie odpadów decydują o odporności materiału na wietrzenie. zwłaszcza łupków weglowych i iłowców, zawieraja-

cych węgiel w formie

Skład granulometryczny i parametry uziarnienia

Oznaczenie składu granulometrycznego odpadów o trzech różnych okresach zalegania na zwałowisku wykonano na podstawie analizy sitowej materiału z przemywaniem oraz analizy areometrycznej. Z każdego materiału pobierano reprezentatywne próby w ilości od 65-160 kg, które poddano wstępnemu przesiewaniu przez sita Ø 80, 60, 40 mm. Następnie z materiału Ø< 40 mm, pobrano po dwie próby o masach około 4 kg, które przemyto na mokro przez sita. Dla materiału o uziarnieniu Ø< 0,063 mm wykonano analize areometryczną na dwóch próbach, zgodnie z normą PN- 74/B- 02480 i przepisami zawartymip w pracy Gryczmańskiego i in. (1998).

Rodzaj skaly i jej opis		Zawartość skał [%] w materiale: półrocznym (1), 2-letnim (2), 30- letnim (3)			
	(1)	(2)	(3)		
Ilowiec jasny o dość znacznej wytrzymałości mechanicznej barwy szarej, struktura pelitowa, tekstura masywna. Spora- dycznie pojawiają się inkrustacje węgla o nieregularnych kształtach. Skałę charakteryzuje brak łupliwości, przełam równy, dość gładki, rysa biała oraz ilowiec ciemny barwy ciemnoszarej i czarnej z czarnymi połyskującymi wkładkami detrytusa roślinnego, osłabiające- go wytrzymałość mechaniczną skały; przełam gładki niere- gularny. struktura skały pelitowa, tekstura masywna , rysa biała.	75	73	82		
Mułowiec t wardy, masywny, w większości warstwowany, o strukturze aleurytowej. W skale niewarstwowanej pojawiają się nieregularne inkrustacje matowego węgla a również przewarstwienia błyszczącego antracytu. Przy przełupywaniu skała wykazuje znaczną wytrzymałość mechaniczną, przełam równy, szorstki.	14	13	14		
Piaskowiec bardzo twardy barwy beżowej lub żółto- beżo- wej, strukturze psamitowej, teksturze masywnej, przełam równy, szorstki, ziarna głównie drobnoziarniste rzadziej średnioziarniste głównie o spoiwie krzemionkowym oraz żółto- beżowe piaskowce arkozowe wykazujące znacznie mniejszą wytrzymałość niż pozostałe.	7	12	2		
Lupek węgłowy barwy czarno- szarej o strukturze pelitowo- alcurytowej i wyraźnej łupliwości; tekstura łupkowa, płasz- czyzny łupliwości szare i czarne błyszczące o tłustym poły- sku.	4	2	2		
Węgiel czarny błyszczący ze złocistymi nalotami pirytu, przełam nierówny.	<1	<1	1		

TABELA 1.Skład petrograficzny i opis skał występujących w odpadach powęglowych KWK Anna.

Na podstawie analizy składu granulometrycznego odpadów (rys. 1) określono ich rodzaj pod względem geotechnicznym. Obliczono również parametry uziarnienia, do których należą: wskaźnik niejednorodności uziarnienia, wskaźnik krzywizny oraz

cechę dominacji uziarnienia. Wskaźnik niejednorodności uziarnienia dla gruntów równoziarnistych wynosi U \leq 5, dla gruntów nierównoziarnistych 5< U \leq 15, zaś dla bardzo nierównoziarnistych U> 15. Wskaźnik krzywizny uziarnienia C określa czy grunt jest dobrze uziarniony i nadaje się do wznoszenia nasypów. Grunt jest dobrze uziarniony wówczas, kiedy C= 1 ± 3 a U> 4 dla żwirów i U> 6 dla piasków.

Frakcje Ø{mm]	Iłowce jasne [%]	Iłowce ciemne [%]	Mułowce [%]	Piaskowce [%]	Łupki węglowe [%]	Węgiel [%]
>80	12	42	40	6	brak	brak
80-60	21	54	5	20	brak	brak
60-40	24	55	9	8	4	brak
40-20	18	39	11	11	10	11
20-10	25	42	7	6	brak	20
Cała próba	~	73	13	12	2	<1

TABELA 2. Zawartość skał w poszczególnych frakcjach materiału odpadowego (materiał 2-letni)

TABELA 3. Charakterystyka uziarnienia materiału odpadowego Kopalni Anna.

Wskaźnik	Materiał półroczny	Materiał 2-letni	Material 30-letni
Zawartość frakcji [%]			
f_k f_z f_p f_{π^+i}	25 58 11 6	43 40 11 6	20 63 10 7
Wskaźnik niejednorod- ności uziarnienia U= d _{se} d _{re}	40 grunt bardzo różno- ziarnisty	100 grunt bardzo różno- ziarnisty	100 grunt bardzo różno- ziarnisty
Wskaźnik krzywizny uziarnienia $C = \frac{(d_{Ja})^2}{d_{Ja} * d_{4a}}$	2,03 grunt jest dobrze uziarniony	3,24 grunt jest źle uziarnio- ny	11,14 grunt jest žle uziar- niony
Cecha dominacji $C_d = \frac{d_{iy} \cdot d_{iy}}{(d_{j_a})^2}$	0.21 dominują ziarna drob- niejsze niż Ø13mm	0,04 dominują ziarna drob- niejsze niż Ø30mm	0,04 dominują ziarna drobniejsze niż Ø17mm

÷,



RYSUNEK 1. Skład granulometryczny materialu

Cecha dominacji C_d określa równowagę frakcji lub sygnalizuje przewagę określonych frakcji gruntowych, gdy $C_d>1$ to oznacza, że w gruncie dominują ziarna grubsze, gdy $C_d<1$, wówczas dominują ziarna drobniejsze w odniesieniu do d₅₀ (Plewa 1998).

Materiał półroczny, dwuletni i trzydziestoletni charakteryzował się zbliżonym składem granulometrycznym zwłaszcza jeżeli chodzi o zawartość frakcji kamienistej i żwirowej wynoszącej łącznie około 83% (tab.3 i

rys.1). Podobna jest także zawartość frakcji pyłowej z iłową, która wynosi 6-7%. Rozpatrywany materiał zaklasyfikowano pod względem geotechnicznym jako żwir. Wysokie wartości wskaźnika różnoziarnistości U wynoszącego 40-110 świadczą o bardzo dużej różnoziarnistości gruntu, która to cecha jest korzystna ze względu na zagęszczalność.

Wilgotność optymalna i maksymalna gęstość objętościowa

Wilgotność naturalną oznaczono na podstawie 4 prób o wadze ok. 2 kg pobieranych z każdego materiału, obli-

czając następnie średnią arytmetyczną z uzyskanych wyników. Wartości wilgotności naturalnej materiału nieznacznie wzrastają wraz z czasem składowania odpadów (tab. 4.).

Badania maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i wilgotności optymalnej przeprowadzono dla dwóch prób z

każdego materiału o uziarnieniu $\emptyset < 10$ mm w standardowym aparacie Proctora, stosując cylinder 997 cm³ i normową energię zagęszczania 0,59 J/cm³. Na podstawie literatury można stwierdzić, że dla większości odpadów powęglowych wraz upływem czasu ich składowania rośnie wilgotność optymalna, co jest efektem wzrostu zawartości frakcji pyłowej z iłową. Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu zaś w funkcji czasu posiada swoją maksymalną wartość przy czasie składowania około 30 lat (Cisek i in. 1982).

Na podstawie uzyskanych wyników prezentowanych w tabeli 4 zauważyć można niewielki (0,8 %) wzrost wilgotności optymalnej z czasem składowania odpadów. Podobnie jednak jak w przypadku wilgotności naturalnej nie jest to wynikiem zmiany składu ziarnowego materiału w czasie, ponieważ materiał zleżały, półroczny i dwuletni posiadają zbliżoną ilość frakcji pyłowej z iłową.

.47

Parametr	Material półroczny	Materiał 2-letni	Material 30-letni
wilgotność naturalna- w _n [%]	4,7	7,3	9,4
wilgotność optymalna- w _{opt} [%]	9,9	10	10,7
max. gęstość obj. szkieletu grunto- wego- ρ _{ds} [g/cm ³]	1,85	1,64	1,76
gęstość wł aści wa szkieletu grunto- wego- ρ _s [g/cm ³]	2,25	2,15	2,29

TABELA 4. Charakterystyka zagęszczalności materialu.

Istotna więc w tym przypadku jest zapewne nasiąkliwość materiału, wzrastająca z czasem i związana ze składem petrograficznym materiału. Materiał 30letni posiada więcej iłowców (82 %) w porównaniu do półrocznego i 2-letniego (73 i 75 %). Iłowce zaś są skałami charakteryzującymi się największą nasiąkliwością spośród wszystkich innych występujących w badanych odpadach, ponieważ zawierają znaczne ilości (70 %) minerałów ilastych, które odznaczają się dużą chłonnością w stosunku do wody (Maciak 1999).

Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego zależy od uziarnienia materiału, składu petrograficznego i podatności okruchów skalnych na rozpad mechaniczny (Gryczmański i in.). Uzyskane z badań wartości $\rho_{ds.}$ w zakresie 1,64- 1,85 g/cm³ nie wykazują zmian parametru wraz z czasem składowania odpadów.

Oznaczenie gęstości właściwej przeprowadzono dla prób o masie po 25- 30 g. Gęstość właściwa odpadów powęglowych jest niższa od odpowiednich wartości gęstości właściwej gruntów mineralnych. Parametr ten jest zależny od składu petrograficznego skał budujących odpady i zawartości węgla. Dla odpadów GZW średnie wartości ρ_s są rzędu 2,16 g/cm³ (Cisek i in. 1982), a uzyskane z badań wahają się od 2,15 do 2,29 g/cm³. Niższe wartości ρ_s dla od-

padów w porównaniu z gruntami mineralnymi należy tłumaczyć udziałem w skałach tworzących odpady drobno rozproszonej substancji węglowej i organicznej powodującej obniżenie parametru. Dla węgli kamiennych (fuzyt, witryt, klaryt, duryt) wartości gęstości właściwej mieszczą się w zakresie 1,25- 1,90 g/cm³, a dla substancji organicznej w zakresie 1,28-

1,96 g/cm³ (Kozielska- Sroka 1998).

Czas składowania nie ma zasadniczego wpływu na wartości gęstości właściwej, gdyż skład petrograficzny nie ulega znaczącym zmianom.

Wytrzymałość na ścinanie

Przv projektowaniu korpusów ziemnych niezbędna jest znajomość wartości kąta tarcia wewnętrznego i kohezji, jako parametrów bezpośrednio związanych ze statecznością tych budowli. Istotnym zagadnieniem jest zmiana parametrów wytrzymałości odpadów powęglowych na skutek wietrzenia. Dostarczany na zwałowiska materiał odpadowy narażony jest na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych, ułatwiających wietrzenie fizyczne związane z rozpadem materialu na frakcje drobniejsze. Zmiany te sa powodem przeobrażania materiału nawet w materiał spoisty (Kozielska-Sroka 1995). Wytrzymałość na ścinanie uzależniona jest od założonych warunków badań. Oprócz uziarnienia, na wytrzymałość na ścinanie wpływają wilgotność i zagęszczenie odpadów. Ogólnie znane jest zjawisko zmniejszania się wytrzymałości na ścinanie gruntów wraz ze wzrostem wilgotności.

Oznaczenie wytrzymałości na ścinanie odpadów przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania AB- 2A na materiale pozbawionym frakcii wiekszych od 10 mm. Zastosowano skrzynki o wymiarach 120 x 120 mm i pięć ramek pośrednich, co dawało grubość płaszczyzny ścięcia 10 mm równą grubości największego ziarna. Stosowano pięć stopni obciażenia normalnego $\sigma_n = 50, 100, 150, 200, 300 \text{ kPa przy}$ predkości ścinania równej 1 mm/min. Przy każdym stopniu obciażenia była wykonywana konsolidacja materiału

przez okres pół godziny. Badanie wytrzymałości na ścinanie przeprowadzono na próbach o dwóch zageszczeniach I_s= 0,90 i 0,95 i dla różnych wilgotności zbliżonej materiału wilgotności do optymalnej (9- 10,9 %) i powietrzniesuchej (1,8-5,4 %). Dla prób o wyższej wilgotności powtórzono badanie z nawodnieniem. Nawodnienie przez podsiąk kapilarny przeprowadzano utrzymujac zwierciadło wody na poziomie strefy ścięcia. Uzyskane z pomiarów wartości kąta tarcia wewnętrznego przeliczono stosuiac współczynniki korekcyjne Kawalca uwzględniające rzeczywiste uziarnienie materiału (Kawalec 1973). Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie zamieszczono w tabelach 5 i 6.

Wartości kąta tarcia wewnętrznego są wysokie zarówno dla odpadów

	Wartości kąta tarcia wewnętrznego φ[°]				
Warunki ścinania	Material I półroczny	Materiał 2 2-letni	Material 3 30-letni		
$I_s = 0.90$ wilgotność powietrznie- sucha w ₁ = 5,0%; w ₂ = 5,4%; w ₃ = 1,8%	46,5	46,7	51,8		
$I_s = 0.90$ wilgotność $\approx w_{opt}$ $w_1 = 9.0\%$; $w_2 = 10.0\%$; $w_3 = 10.9\%$	42,5	42,1	46,4		
$I_s = 0.90$ zawodnienie $w_1 = 11,8\%$; $w_2 = 13,1\%$; $w_3 = 12,6\%$	45,1	48,0	45,8		
$l_s = 0.95$ wilgotność powietrznie- sucha $w_1 = 5.0\%$; $w_2 = 5.4\%$; $w_3 = 1.8\%$	47,9	45,7	48,9		
$I_s = 0.95 \text{ wilgotność} \approx w_{opt}$ $w_1 = 9.5\%; w_2 = 9.5\%; w_3 = 10.6\%$	43,6	46,9	46,1		
$I_s = 0.95$ zawodnienie w ₁ = 12.0%; w ₂ = 12.5%; w ₃ = 12.3%	45,9	48,9	44,5		

TABELA 5. Kąt tarcia wewnętrznego odpadów.

	Wartości kohezji c [kPa]				
Warunki ścinania	Materiał 1 półroczny	Materiał 2 2-letni	Materiał 3 30-letni		
$I_s = 0.90$ wilgotność powietrznie- sucha w ₁ = 5,0%; w ₂ = 5,4%; w ₃ = 1,8%	13,1	29,3	15,9		
$I_s = 0.90$ wilgotność $\approx w_{opt}$ w ₁ = 9,0%; w ₂ = 10,0%; w ₃ = 10,9%	20,8	21,1	18,9		
$I_s = 0.90$ zawodnienie $w_1 = 11.8\%; w_2 = 13.1\%; w_3 = 12.6\%$	16,8	0	15,4		
$I_s=0.95$ wilgotność powietrznie- sucha w ₁ = 5.0%; w ₂ = 5.4%; w ₃ = 1.8%	18,6	47,7	46,9		
$I_s = 0.95$ wilgotność $\approx w_{opt}$ $w_1 = 9.5\%; w_2 = 9.5\%; w_3 = 10.6\%$	13,9	20,1	22,6		
$I_s = 0.95$ zawodnienie w ₁ = 12.0%; w ₂ = 12.5%; w ₃ = 12.3%	11,1	0	17,5		

świeżych jak i zleżałych i mieszczą się w zakresie 42,1°- 51,8° (tab. 5). Wysokie wartości kąta tarcia wewnętrznego tłumaczyć można ostrokrawędzistymi klinującymi się okruchami skalnymi, występującymi w materiale odpadowym, co powoduje wzrost kohezji, szczególnie w stanie powietrzno- suchym (tab.6.).



RYSUNEK 2. Wpływ wilgotności na wartość kąta tarcia wewnętrznego odpadów z KWK Anna przy zagęszczeniu $I_s=0.90$

Kohezja świeżych odpadów powęglowych jest na ogól niska rzędu 9 kPa, lub nawet może wynosić 0. W miarę tworzenia się frakcji drobnych kohezja może być rzędu 50 kPa i więcej (Skarżyńska 1997).



RYSUNEK 3. Wpływ wilgotności na wartość kąta tarcia wewnętrznego odpadów z KWK Anna przy zagęszczeniu I_s = 0,95

Analizując wyniki badań wytrzymałości na ścinanie odpadów kopalni Anna o różnym czasie zalegania na zwałowisku stwierdzono, że różnice w wartościach kohezji są dość znaczne i wynoszą od 0 do 47,7 kPa (tab. 6). Uzyskane wartości potwierdzają spadek kohezji ze wzrostem wilgotności wyraźnie widoczny dla zagęszczenia I_s = 0,95 (rys. 4). Największe wartości kohezji uzyskano dla prób powietrznie suchych.



RYSUNEK 4. Wpływ wilgotności na kohezję odpadów z KWK Anna przy zagęszczeniu $I_s=0.95$

Stosunkowo większe wartości kohezji obserwowano w materiale półrocznym i 30-letnim. Materiał 2-letni w warunkach zawodnienia stracił wyraźnie spójność.



RYSUNEK 5. Wpływ wilgotności na kohezję odpadów z KWK Anna przy zagęszczeniu $I_s=0,90$

Dyskusja wyników badań i wnioski

Porównując uzyskane przez autora pracy wartości parametrów geotechnicznych odpadów Kopalni Anna (tab. 7) z parametrami uzyskanymi przez Kozielską- Srokę (1998), można ogólnie stwierdzić, że wartości uzyskane w obu przypadkach są zbliżone. Dotyczy to zarówno uziarnienia, rzutującego na zagęszczalność jak i wytrzymałość na ścinanie. Wpływ wietrzenia zaznacza się bardzo wyraźnie w składach uziarnienia Kozielskiej- Sroka (1998), która porównując materiał świeży z 7-letnim wykazała znaczny ubytek frakcji kamienistej i przyrost frakcji piaskowej oraz pyłowej z iłową. Należy tu jednak dodać, że badane odpady składowane były bez zagęszczenia.

Wartości kąta tarcia wewnętrznego są wysokie i zbliżone. Większe różnice natomiast zaobserwować można dla kohezji, co związane jest z różnicą wilgotności przyjętą do badań.

Na podstawie wyników badań można wysunąć następujące wnioski:

1. Na procesy wietrzenia odpadów powęglowych i towarzyszące im zmiany parametrów geotechnicznych ma przede wszystkim wpływ odporność poszczególnych skał na wietrzenie oraz sposób ich składowania.

2. Materiał odpadowy KWK Anna jest materiałem gruboziarnistym, zbudowanym ze skał twardych o dużej odporności na procesy wietrzenia. Przedstawione wyniki badań świadczą, iż czas zalegania na zwałowisku ma niewielki wpływ na zmianę badanych parametrów geotechnicznych.

3. Skład granulometryczny materiałów półrocznego i dwuletniego składowanych bez zagęszczenia nie wykazuje postępu wietrzenia w czasie.

4. Widoczny jest wpływ zagęszczenia na znaczne spowolnienie procesów wietrzenia przy porównaniu składu

Parametr	Kozielska- Sroka [1998]	Krzyk [2000]
Zawartość frakcji [%]materiał świeży		
f _k	35	25
f,	59	58
f	4,5	11
$f_{\pi^{+}i}^{\nu}$	1,5	6
Zawartość frakcji [%]		
materiał zleżały (* 7-letni, ** 30-letni)		
$\mathbf{f}_{\mathbf{k}}$	17*	20**
f_{z}	61*	63**
f _p	13*	10**
$f_{\pi^{+}i}$	9*	7**
Rodzaj materiału	Żwir	Żwir
Wilgotność naturalna w [%]	5	4,7
Kąt tarcia wewnętrznego Φ ['] przy w< w _{opt}		
a) materiał świeży		
$I_{s} = 0,90$	39	47
$I_{s} = 0,95$	48	48
b) materiał zleżały		
$I_{s} = 0,90$	44*	52**
$J_{s} = 0.95$	45*	49**
Kohezja [kPa] przy w< w _{opt}		
a) material świeży		
$I_{s} = 0,90$	23	13
$l_s = 0.95$	33	19
b) materiał zleżały		
$I_{s} = 0.90$	30*	16**
$I_s = 0,95$	57*	47**

granulometrycznego materiału półrocznego i dwuletniego zdeponowanych luźno z materiałem trzydziestoletnim zwałowanym na zagęszczonej hałdzie. Brak jest wyraźnego wzrostu zawartości frakcji

pyłowej z iłową w materiale trzydziestoletnim w porównaniu do materiałów zwałowanych w krótszych okresach czasu.

5. Duża wytrzymałość mechaniczna poszczególnych okruchów skalnych budujących odpady oraz ich ostrokrawędzisty kształt mają wpływ na wysokie wartości kąta tarcia wewnętrznego (42,1- 51,8°), których zakres jest zgodny z podawanymi w literaturze (Skarżyńska 1997).

6. Dla materiałów o różnym czasie składowania (półrocznym, 2-letnim, 30letnim) nie zaobserwowano znacznych różnic w wartościach kąta tarcia wewnętrznego ze względu na podobny skład petrograficzny i dużą wytrzymałość okruchów skalnych. 7. Uzyskane wartości kohezji wahają się od 0 do 47,7 kPa przy czym wartość kohezji spada po zawodnieniu, co zaobserwowano wyraźnie dla badanych materiałów przy zagęszczeniu $I_s= 0.95$.

Literatura

- CHODYNIECKA L., GABZDYL W., KA-PUŚCIŃSKI T. 1993. Mineralogia i petrografia dla górników, Śląskie Wyd. Techn., Katowice, 398
- CISEK T., KAWALEC B., KOPKA Z., SO-CZAWA A. 1982. Wpływ czasu składowania na właściwości nieprzepalonych odpadów kopalnianych, Zesz. Nauk. Polit. Śląska, Seria Bud., 57, 25-45
- GILARSKI R. 1997. Określenie wskaźnika nośności wybranych gruntów antropogenicznych. Praca magisterska. AR Kraków; maszyn., 51
- GRYCZMAŃSKI M., SKARŻYŃSKA K., KAWALEC B., MICHALSKI P., ZAWI-SZA E., KAWALEC J. 1998. Podstawy geotechniczne wykorzystania odpadów powęglowych jako gruntu budowlanego do wznoszenia nasypów inżynierskich wysokich klas technicznych. Sprawozdanie końcowe z wykonania grantu 7 TO 7 E 02609. AR Kraków- Polit. Śląska Gliwice
- KAWALEC B. 1973. Właściwości fizyczne i mechaniczne odpadów kopalnianych jako gruntu budowlanego. Praca doktorska. Polit. Śląska
- KOZIELSKA-SROKA E. 1995. Wpływ wietrzenia na wytrzymałość na ścinanie odpadów powęglowych., Zesz. Nauk. AR Kraków, 298, 365-376
- KOZIELSKA-SROKA E. 1998. Prognoza wpływu wietrzenia nieprzepalonych odpadów powęglowych na zmianę ich właściwości. Rozprawa doktorska. AR Kraków; maszyn., 149
- MACIAK F. 1999. Ochrona i rekultywacja środowiska, Wyd. SGGW Warszawa, 418
- PLEWA M. 1998. Geologia inżynierska w inżynierii środowiska, Wyd. Polit. Krak., 367
- SKARŻYŃSKA K., SETMAJER J. 1995. Budowle hydrotechniczne wykonywane z nieprzepalonych odpadów węgla kamiennego. Wytyczne projektowania budowy i odbioru. AR Kraków; maszyn.

SKARŻYŃSKA K. 1997. Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej, Wyd. AR Kraków, 1997

Summary

Starage time influence on the change of some geotechnical parameters of unburned colliery spoils of Anna Coal Mine. The paper comprises a comparison of some geotechnical parameters of unburt colliery spoils from Anna Coal Mine after various time of depositing on the dumping ground i. e. 0,5 year, 2-years and 30-years. Investigations concerned petrographic composition, grain size distribution, natural moisture content, optimum moisture content and maximum dry density, specific gravity and shearing strength. It was stated that colliery spoils from Anna Coal Mine are coarse grain material containing hard rocks relatively resistant to weathering processes. Results obtained from the investigations revealed that petrographic composition and rock diagenesis as well as the way of depositing and compaction, apart from atmospheric factors and time of depositing, have basic influence on weathering processes and changes of geotechnical parameters resulted from them.

Autor's adress:

Piotr Krzyk

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego

Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji AR 30- 059 Kraków al. Mickiewicza 24

Wpływ czasu składowania....

JOLANTA LISOWSKA, BOGUSŁAWA MAMOK

Instytut Inżynierii Środowiska, Akademia Rolnicza, Wrocław Institute of Environmental Engineering, Agricultural University, Wrocław

Badania nad wpływem nieregularności kształtów cząstek żwirów na wartości współczynnika filtracji

Przebieg procesu filtracji

Filtracja w ośrodkach porowatych określa się ruch wody przesączającej się przez system drobniutkich kanalików jakie tworzą pory gruntowe. Rozkład porów będący układem nieregularnych kanalików stanowiacych system niekształtnych przewodów o zmiennych przekrojach i zakrzywionej osi podłużnej powoduje, że istniejaca w nim dynamika przepływu jest zmienna. Wobec niemożliwości obliczenia nateżenia przepływu w poszczególnych kanalikach oraz ich zsumowania przyimuje się umownie, że przepływ odbywa się nie tylko przez kanaliki zbudowane z układów por między ziarnami, lecz przez cały przekrój, łącznie z polami powierzchni zajętymi przez ziarna [Wieczysty, 1982]. Intensywność tego procesu uzależniona jest głównie od wielkości najmniejszego przeweżenia danego kanalika płynacej strugi.

Jak wiadomo o wielkości porów w gruntach zasadniczo decydują cztery czynniki:

wielkość ziarn gruntu i ich różnoziarnistość, co powoduje, że wymiary porów są bardzo różne, o rozpiętości od dziesiętnych części milimetra w piaskach pylastych do kilku centymetrów w żwirach i rumoszach, kształty cząstek zmieniające się od kulistych do nieregularnych, m.in. o kształtach soczewkowatych, klinowatych czy tabliczkowatych,

zagęszczalność określająca sposób ułożenia tych cząstek w masie gruntowej.

Wielkość por determinuje także niezwykle złożone oddziaływanie sił napięcia kapilarnego w kontakcie wody z powierzchniami minerałów budujących cząstki. Pazdro [1977] proponuje przyjąć podział por gruntowych na:

- nadkapilarne o średnicy większej niż 0.5 mm, umożliwiającej wodzie wolnej poruszanie się w nich pod wpływem działania sił ciężkości,
- kapilarne o szerokości 0.5-0.0002 mm, w których woda może odbywać jedynie ruchy kapilarne,
 - subkapilarne o średnicy mniejszej od 0.0002 mm, w których woda zostaje całkowicie związana i unieruchomiona działaniem sił cząstkowych.

O wodoprzepuszczalności gruntu decyduje zatem porowatość efektywna, którą stanowi przestrzeń zajęta przez wodę wolną. Jest ona pomniejszona w stosunku do porowatości całkowitej o objętość porów zajętą przez cienkie błonki wodne związane molekularnie z powierzchniami cząstek.

Wielkość tej porowatości przy założeniu jednakowego uziarnienia gruntu, przy określonym stanie zagęszczenia zależy od nieregularności kształtów czastek. Powszechnie wiadomo, że w procesie zageszczania wyższe porowatości uzyskuje się dla gruntów o ziarnach nieforemnych i płaskich [Horn, Deere, 1962]. Jak ustalono doświadczalnie w pracy Parylaka [2000] ze zmianą kształtu i nierówności powierzchni ziarn zmienia się struktura por. Zazębiające się niekształtności i nierówności powierzchni utrudniają wzajemne przemieszczanie cząstek, powodujące powstanie między nimi większych pustek. Znaczenie tego czynnika jest tak duże, że granicznie zróżnicowanych nieregularności w jedprzeprowadzonym nakowo procesie zagęszczania cząstek jednakowo uziarnionych gruntów powodowały zmienwskaźnika porowatości ność emax o 12%, a e_{min} o 14%.

W niniejszej pracy różnica e_{max} pomiędzy wynikami kwarcowego żwiru (0.59) a niesortu melafiru (0.98) wyniosła aż 37%.

Pochodzenie i właściwości użytego materiału Pochodzenie materiału

Do badań użyto niesortowanego odpadu melafiru i sztucznie spreparowanej mieszanki żwiru rzecznego o tym samym uziarnieniu.

Melafiry to hercyńskie skały wylewne. Mineralogicznie i chemicznie reprezentują szereg trachybazaltów. W ich składzie mineralnym dominują pirokseny i plagioklazy, w mniejszych ilościach pojawia się oliwin, ortoklaz i kwarc. Badany melafir pochodzi ze złoża położonego pomiędzy Grzędami Dolnymi a Czarnym Borem na Dolnym Śląsku. Należy on do melafirów masywnych powstałych w cyklu czerwonego spagowca, ma barwę czerwonobrunatną, w przełomie szarą. Melafiry stosowane są głównie w budownictwie drogowym jako kamień podkładowy, tłuczeń, kliniec, grys [Dziedzic i in., 1979].

Użyty do badań żwir jest osadem akumulacji Odry o zaokrąglonych cząstkach. W dolinach rzek sudeckich osady żwirowo-piaszczyste budują system tarasów różnych wysokości, utworzonych w plejstocenie i holocenie. W jego składzie mineralnym dominuje kwarc [Dziedzic i in., 1979].

Właściwości materiału *Uziarnienie*

Podstawowym warunkiem określenia wpływu zróżnicowania kształtu cząstek na wartość współczynnika filtracji jest zachowanie jednakowego uziarnienia i porównywalnej porowatości badanych gruntów. Użyty do badań niesort melafiru jest pod względem uziarnienia według normy PN-86/B-02480 żwirem gliniastym - oznaczono go jako grunt A. Użyty porównawczo drugi materiał (grunt B) został złożony z różnych, obtoczonych frakcji naturalnego żwiru gliniastego, w ten sposób, aby obydwa grunty były uziarnione jednakowo. Badania wykonano zgodnie PN-88-B-04481 norma metoda Z sitowo-areometryczną, a wyniki przedstawiono na rys. 1.

Obliczone na tej podstawie wskaźnikowe cechy U i c_c wyniosły 14 i 1.1, co wskazuje, że według kryteriów Bureau of Reclamation [1968] obydwa materiały są dobrze zagęszczalne.

Gęstości właściwe

Oznaczenie gęstości właściwych przeprowadzone zgodnie z normą PN-88-B-04481, wykazało, że dla gruntu A wynosi ona średnio 2.73 g/cm³, a dla gruntu B - 2.65 g/cm³.

Zagęszczalność

Ocena zagęszczalności tak gruboziarnistych materiałów jest w warunkach laboratoryjnych kłopotliwa zarówno ze względu na duże wymiary największych ziaren, jak i na ich niekształtność. Z tego powodu zastosowano dwa testy badawcze. Metodę wibrowania w wielkowymiarowym cylindrze, wibrowanym na stoliku Ve-Be, zachowujac zasady procedury badawczej zbliżone do normy PN-88-B-04481. Uniknieto w ten sposób łamania ziaren jakie następowałoby w procesie ubijania. Po zakończeniu badań filtracji, gdy ilość czastek złamanych w procesie ubijania nie ma już znaczenia, wykonano porównawcze badania w dużym cylindrze aparatu Proctora metoda II, zachowując zasadę, że pierwsze badanie wykonano przy wilgotności zbliżonej do optymalnej [Parylak, 1999].

W wyniku badań metodą wibracji dla próby o masie około 10 kg (tab. 1) dla gruntu A uzyskano średnią wartość ρ_{dmax} =1.787 g/cm³, a dla gruntu B -2.001 g/cm³.

Tak duże zróżnicowanie gęstości, pomimo większej gęstości właściwej gruntu A, powodowane jest głównie zróżnicowaniem stopnia niekształtności cząstek.

Badania metodą ubijania powodujące łamanie płaskich i wydłużonych cząstek gruntu A wykazały, że przy energii zgęszczania 0.59 dżula/cm³ gruntu, uzyskana gęstość była o 3% wyższa niż w przypadku okrągłych cząstek gruntu B. Przy czym w metodzie wibrowania gęstość gruntu o zaokrąglonych cząstkach (grunt B) była wyższa o 11%.

Badania kształtu cząstek

Do pomiarów użyto losowo wybranych 30 ziaren każdego z materiałów z frakcii 10÷20 mm. uznajac, że zmienność niekształtności cząstek w innych frakcjach będzie zbliżona. Do opisu kształtu ziaren posłużono się najprostszym sposobem polegającym na określeniu wymiarów boków prostopadłościanu, miedzy ścianami którego można ograniczyć badane ziarno [Harr, 1977]. Każde z badanych ziaren pomierzono suwmiarką określając: długość prosto padłościanu opisanego na okruchu (L), jego szerokość (B) i wysokość (G). Dla otrzymanego zbioru pomiarów obliczono: średnią arytmetyczną (\mathbf{x}) wartości L, B, G dla każdego z gruntów odchylenie standardowe (s) oraz i współczynnik zmienności (v):

$$v = \frac{s}{x} \times 100\%$$

Ze względu na dużą wartość współczynnika (v) otrzymanego z pomiarów wykonanych dla gruntu A odrzucono po 2 skrajne odczyty, tak aby współczynnik zmienności v < 25%.

Dla nowego zbioru ponownie obliczono parametry statystyczne.



RYSUNEK 1. Wykresy uziarnienia badanych gruntów



RYSUNEK 2. Krzywe zagęszczalności dla badanych gruntów

Rodzaj gruntu	Próba	ρ_{dmax}	Pdmax średnie	ρ_{dmin}	P _{dmin} srednie	e _{max}	e _{min}
Count A	Ι	1.744	1 707	1.323	1 202	0.075	0.539
Grunt A	II	1.830	1.787	1.440	1.382	0.975	0.528
Count D	Ι	1.949	2 00 1	1.652	1.000	0.501	0.224
Grunt B -	Η	2.052	2.001	1.680	1.000	0.591	0.324

TABELA 1. Wyniki badania zagęszczenia metodą wibracji



RYSUNEK 3. Prostopadłościany przyjęte do opisu kształtów ziarn; a – kubiczny (cząstka kulista z tablic Krumbeina), b – spłaszczony (grunt B),c – spłaszczony (grunt A), d – wydłużony (najbardziej nieregularna cząstka z tablic Krumbeina)

Rodzaj gruntu	L _{śr} [mm]	B _{śr} [mm]	G _{śr} [mm]	(L+G)/2B [-]	(L+B)/2G [-]	L/(B+G) [-]	α" [-]
Grunt B	17.90 s=2.70mm v=15.07%	13.46 s=2.25mm v=16.68%	9.56 s=1.40mm v=14.62%	1.020	1.640	0.778	1.146
Grunt A	20.96 s=5.23mm v=24.97%	13.78 s=2.18mm v=15.81%	5.71 s=1.38mm v=24.10%	0.968	3.042	1.075	1.695
Kula	10.00	10.00	10.00	1.000	1.000	0.500	0.833
Cząstka nieregularna	17.00	3.00	3.00	3.333	3.333	2.833	3.166

TABELA 2. Porównanie wskaźnika α_n gruntu A i B z granicznymi cząstkami wzorcowych tablic Krumbeina

W dalszej interpretacji dla średnich wartości długości boków prostopadłościanu obliczono: współczynnik izometryczności (L+G)/2B, współczynnik spłaszczenia, (L+B)/2G, współczynnik wydłużenia L/(B+G) [Parylak, 2000].

Aby odnieść te stosunkowo niekonwencjonalne badania do jednej z metod opisu kształtu cząstek, wyniki badań porównano do kształtów wzorcowych. Jako kryterium odniesienia przyjęto wymiary czastki kulistej, na której opisano sześcian o wymiarach boków 10 mm i najbardziej nieregularnej cząstce ze zbioru tablic Krumbeina [Kolbuszewski, 1967], na której opisano prostopadłościan o wymiarach L=17 mm, B=3 mm, G=3 mm. Wyznaczono dla nich wprowadzony do potrzeb tej pracy wskaźnik niekształtności umowny cząstki:

 $\alpha_n = 1/3 \times (współczynnik izometryczno$ ści + współczynnik spłaszczenia + współczynnik wydłużenia)

Obliczono go dla cząstek gruntu A i B oraz dla skrajnie niekształtnych i kulistych cząstek z tablic Krumbeina.

Wyniki przedstawiono w tabeli 2. Zmienność wartości α_n od 1.15 do 1.70 w przedziale ekstremalnych zmian 0.83÷3.17 wskazuje, że niekształtności cząstek występujące w naturalnych gruntach mieszczą się na ogół w granicach od 50 do 73% tej skali.

Badania współczynnika filtracji

Badania wodoprzepuszczalności gruntów mogą być prowadzone różnymi metodami. Spośród nich w pracy wykonano badania laboratoryjne, a ich wyniki skonfrontowano z kilkoma wzorami empirycznymi opartymi na cechach uziarnienia i zagęszczenia gruntów.

W świetle rozważań literatury [Pazdro, 1977; Pisarczyk, 1974; Dowgiałło i in., 1971; Kollis i in., 1966] ustalono, że dla badanych gruntów relatywnie najbliższe wartości współczynników filtracji uzyskuje się zależnością USBR, oraz dwoma wzorami opracowanymi przez Slichtera. Uwzględniono przy tym zalecenia normy BN-76-8950-03, określając współczynnik filtracji metodą Beyera. Uzyskane wyniki zestawiono z rezultatami badań laboratoryjnych na rys. 5.

Badania współczynnika filtracji na podstawie wzorów empirycznych i uziarnienia

Zgodnie z normą BN-76-8950-03 dla gruntów mających średnicę efektywną mieszczącą się w przedziale d₁₀=0.06÷0.6 mm oraz wskaźnik różnoziarnistości U=1÷20 należy stosować *tablicę Beyera*. Uzyskany tą metodą współczynnik wodoprzepuszczalności wynosił 151 m/d.

Z innych wzorów, których przydatność uwzględniona jest w ocenie wodoprzepuszczalności gruntów niespoistych wybrano:

Wzór amerykański USBR [Pazdro, 1977]

 $k_{10}=0.36 \times d_{20}^{2.3}$ [cm/s]

Wzór Slichtera [Dowgiałło i in., 1971]

 $k_t = 88.3 \times d_{10}^2 \times m \times 1/\eta \ [m/d]$

Drugi wzór Slichtera [Kollis i in., 1966]

 $k_{10}=7.8 \times C \times d_{10} \text{ [cm/s]}$

Wzór	e	k _{i0} [m/d]
Tablica Beyera	-	151
Wzór USBR $k_{10}=0.36 \times d_{20}^{23}$	-	387
	0.413	29
Wight Slighton	0.502	44
W_{201} Sincinera	0.528	53
$K_{10} = 88.3 \times 0_{10} \times 111 \times 171$	0.591	64
	0.667	83
	0.826	123
	0.413	60
Drugi augén Slightere	0.502	91
Drugi wzor Silchiera	0.528	110
K ₁₀ -7.8×C×0 ₁₀	0.591	132
	0.667	170
	0.826	249

TABELA 3. Wyniki badania współczynnika filtracji na podstawie wzorów empirycznych i uziarnienia

Laboratoryjne oznaczanie współczynnika filtracji

W przeprowadzonej serii badań współczynnika wodoprzepuszczalności określano ilości wody Q, która przepływała przez próbkę o powierzchni przekroju F, w czasie t, przy określonym spadku hydraulicznym.

Badanie prowadzono w aparacie ze stałym spadkiem hydraulicznym typu ITB – ZW k2, na próbkach o powierzchni przekroju F=100 cm³, przy stopniach zagęszczenia I_D=0.00, 0.33, 0.66, 1.00. Przepuszczana odpowietrzona woda miała temperaturę T=19°C. Dla każdej z próbek o przyjętym I_D wykonano serię pomiarów przy 4 spadkach hydraulicznych każda (0.08, 0.10, 0.26, 0.34). Ponieważ wyniki nie odbiegały od siebie o więcej niż 2% uzyskane wartości uśredniono.

Aby wyeliminować wpływ powietrza zawartego w porach gruntu, przed każdą serią pomiarową przepuszczano wodę kilkakrotnie z dołu do góry i odwrotnie.

Badania prowadzono po ustaleniu się warunków filtracji, przy przepływie wody z dołu do góry. Odczyty rejestrowano co 10 minut, a filtracja trwała bez przerwy.

Współczynnik filtracji obliczono wzorem Darcy'ego, sprowadzono do wartości współczynnika filtracji odpowiadających temperaturze filtrującej wody równej +10°C, a wyniki wraz z ich oceną statystyczną podano w tab. 4 [Wiłun, 1987].

Analiza wyników badań współczynnika filtracji

Analizując wyniki badań wodoprzepuszczalności jako funkcji gestości objętościowej szkieletu należy założyć, że jednakowe współczynniki filtracji odpowiadają wartością p_d różniącym się od 0.2 do 0.3 g/cm³, co odpowiada zmianie wskaźnika porowatości od 0.20 do 0.35 (rys. 4, 5). Przy określonym porowatości wskaźniku np. 0.53 w gruncie A o niekształtnych cząstkach uzyskano wartość k=70 m/d, a w gruncie o czastkach zaokraglonych czterokrotnie większą. Zagadnienie to można wyjaśnić różnicą w sposobie układania się cząstek w procesie zagęszczania. Cząstki płaskie i wydłużone mają tendencje do takiego ułożenia, w którym środek ciężkości każdej z nich będzie najniżej, a wiec do układu poziomego, Pod płaskimi płaszczyznami powstaja zatem pory, które nie zawsze tworzą drogę przepływu wody. Przy okrągłych ziarnach istnienie takich por w zasadzie nie jest możliwe. Ponadto obecność takich por o układzie płaszczyznowym w przypadkach, gdy odbywa się ruch wody, wydłuża drogę płynięcia wody, co faktycznie zmniejsza nie uwzględniony w obliczeniach spadek hydrauliczny.

Udział tych por jest tak duży, że przy największym zagęszczeniu $I_D=1.0$ zajmują one aż 50% objętości próby, gdzie w gruntach o zaokrąglonych cząstkach (grunt B) stanowią one ok. 32%.

Interpretacja zjawiska zróżnicowanej wodoprzepuszczalności jednakowo uziarnionych gruntów o zmiennym α_n od 1.15 do 1.70 wykazuje, że także przy różnych wskaźnikach porowatości wartości k wzrastają ponad trzykrotnie w przypadku gruntów zagęszczonych i 2.6-krotnie w stanie luźnego usypania (rys. 6).

Rodzaj		e []	k_10	k _{i Ośr}	S [/d]	V 7071
gruntu		<u>[1</u>	349		[m/a]	90
Grunt B	0.00	0.591	357 346 355	352	5.08	1.45
	0.33	0.502	282 289 267 279	279	9.33	3.34
	0.66	0.413	119 125 113 121	120	4.76	3.98
	1.00	0.324	49 45 43 47	46	2.60	5.60
Grunt A	0.00	0.975	411 393 409 400	403	8.51	2.11
	0.33	0.826	369 281 334 295	320	39.85	12.47
	0.66	0.677	255 232 210 186	221	29.68	13.43
	1.00	0.528	79 72 69 69	72	4.62	6.42

TABELA 4. Wyniki badania współczynnika filtracji w aparacie ITB – ZW k2



RYSUNEK 4. Załeżność współczynnika filtracji (k₁₀) od gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ρ_d)



RYSUNEK 5. Zależność współczynnika filtracji (k10) od wskaźnika porowatości (e)



RYSUNEK 6. Zależność współczynnika filtracji (k_{10}) od wskaźnika niekształtności (α_n)

Powodują to zarówno wydłużone drogi płyniecia filtrujących strug, inna struktura por i zwiększona powierzchnia kontaktu płynącej wody z cząstkami gruntów. Można zatem przyjąć, że w interpretacjach wpływu kształtu cząstek na wartości współczynników wodoprzepuszczalności właściwym byłoby się posługiwanie zaproponowanym wskaźnikiem nieregularności kształtu α_n , który jak wykazano jednakowo wpływa na zwielokrotnienie wodoprzepuszczalności w stopniu niezależnym od stanu zagęszczenia.

W procesie filtracji żwirów gliniastch zaobserwowano także zjawisko wynoszenia frakcji pyłowych i iłowych. Wykonane badania uziarnienia (rys. 1) po badaniach filtracji i badaniach zageszczenia w aparacie Proctora wykazały, że zawartość frakcji mniejszych od 0.02 mm spadła do zera. Porównanie pierwotnego uziarnienia gruntu В z uziarnieniem po filtracji wskazuje ubytek zawartości frakcji mniejszych od d₅₀. Obrazuje to przesunięcie się krzywej uziarnienia gruntu B w stronę frakcii grubszych. Natomiast przesunięcie sie krzywej uziarnienia gruntu A w strone frakcji drobniejszych dowodzi dominacji kruszenia czastek wydłużonych i płaskich w badaniu Proctora wykonanym kontrolnie po badaniu filtracji. Przyjeto, że wymywanie w czasie filtracji cząstek drobnych gruntu B było zbliżone jak w gruncie A. Zjawiska te dowodza, że pod względem filtracyjnej stateczności grunty te są źle uziarnione. W zakresie tych zagadnień należy także podkreślić zjawisko łamania się cząstek wydłużonych i płaskich. Oceniając te zmiany można przykładowo przeanalizować, że średnica d_{20} w gruncie B po procesie filtracji zwiększyła się od 1.1 do 1.7 mm. Można przyjąć, że w grun-

cie A zjawisko to przebiegało podobnie. Jednakże łamanie cząstek gruntu A było na tyle duże, że gdy po procesie filtracji d_{20} zmniejszyło się tak jak w gruncie B, to po procesie ubijania spadło aż do 0.75 mm, co spowodowało przesunięcie krzywej uziarnienia w lewo (rys. 1).

Wykonane obliczenia współczynników filtracji wzorami empirycznymi wykazały, że spośród ponad dziesięciu proponowanych w literaturze zależności najlepszą zbieżność z badaniami laboratoryjnymi wykazały zależności zamieszczone na rys. 5. Szczególną przydatność w tym zagadnieniu ma wzór Slichtera wymagający określenia porowatości gruntu oraz przewidziana normą BN-76-8950-03 tablica Beyera.

Wnioski

- W badaniach oceny niekształtności cząstek gruntów gruboziarnistych przydatnym parametrem może być wskaźnik niekształtności α_n obejmujący kulistość, spłaszczenie oraz wydłużenie cząstek. Jego wartości dla występujących najczęściej w naturze gruntów zmieniają się od ok. 1.1 dla gruntów o zaokrąglonych ziarnach do 1.7 dla gruntów o cząstkach wydłużonych.
- 2. Niekształtność cząstek ma niezwykle istotny wpływ na zagęszczalność gruntu. Wykazano, ze w jednakowo uziarnionych żwirach ghniastych wzrost wskaźnika α_n od 1.15 do 1.70 powoduje, że przy jednakowym wskaźniku porowatości e=0.60 zróżnicowanie stopnia zagęszczenia wynosiło aż 0.84.
- Niekształtność ziarn ma bardzoistotny wpływ na wartości współ czynnika filtracji (grunty o cząst-

kach niekształtnych i płaskich wykazują znacznie niższą wodoprzepuszczalność od gruntów o cząstkach zaokrągłonych). W badaniach laboratoryjnych wykazano, że wzrost α_n od 1.15 do 1.70 powoduje ok. trzykrotny spadek wodoprzepuszczalności. Relacja ta jest niezależna od stanu zagęszczenia gruntu.

4. Współczynnik wodoprzepuszczalności gruntów gruboziarnistych można z wystarczającym przybliżeniem dla potrzeb praktycznych określić wzorami podanymi w p. 4.1. Najwyższą zgodność w tym zakresie uzyskano wzorem Slichtera, oraz z zastosowaniem tablicy Beyera.

Literatura

- BUREAU OF RECLAMATION, 1968: Earth manual. Denver.
- DOWGIAŁŁO J. i in. 1971: Poradnik hydrogeologa. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- DZIEDZIC K. i in. 1979: Surowce mineralne Dolnego Śląska. Wydawnictwa PAN.
- HARR M.E. 1977: Mechanics of particulate media. McGraw-Hill, Inc. USA.
- HORN H., DEERE M.: 1962, *Frictional characteristics of minerals*. Geotechnique 12, no 4, p. 319- 335.
- KOLBUSZEWSKI J. 1967: Porowatość graniczna. Wykład. SGGW, Warszawa.
- KOLLIS W. i in. 1966: Gruntoznawstwo techniczne. Arkady, Warszawa.
- PARYLAK K. 1999: Ocena przydatności kruszywa odpadowego z kamieniołomu w Grzędach koło Czarnego Boru do wykonywania podbudów drogowych i podsypek konstrukcyjnych.Maszynopis. Wrocław.
- PARYLAK K. 2000: Charakterystyka kształtu cząstek drobnoziarnistych gruntów niespoistych i jej znaczenie w ocenie wytrzymałości, Seria Budownictwo, Zeszyt 90. Żeszyty naukowe Politechniki Śląskiej. Gliwice

- PAZDRO Z. 1977: Hydrogeologia ogólna. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- PIECZYRAK J. 1981: Propozycja klasyfikacji kształtu i stopnia obtoczenia okruchów skalnych. Tom XXVIII, Zeszyt 4, Archiwum Hydrotechniki.
- PISARCZYK S. 1974: Badanie współczynnika fîltracji w gruntach gruboziarnistych. Gospodarka Wodna nr 6.
- WIECZYSTY A. 1982: *Hydrogeologia inżynierska*. PWN, Warszawa.
- WILUN Z. 1987: Zarys Geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- BN-76-8950-03 Obliczanie współczynnika filtracji gruntów na podstawie uziarnienia i porowatości.
- PN-88/B-04481 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- PN-86/B-02480 Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.

Summary

Investigations on influence of shape angularity of gravel particles on permeability coefficient value. In the paper results of soil permeability determined in permeability coefficient apparatus and with empirical formulas were presented. In experiments two clayey gravels with the same grain size distribution, but different grain shape were used. Some random selected particles from fraction 10÷20mm of each soil were measured. For these particles the index of angularity was determined. The index was referenced to the model particles from the Krumbein's tables. Laboratory tests were carried out with ITB-ZW k2 apparatus at 4 compaction indexes and 4 hydraulic gradients. Results have shown angularity of particles significantly influent on remarkable diversity of void ratio. Three times increase of permeability in soils with rounded particles comparing to soils with angular particles was indicated. It is result of horizontal packing of flat particles in compaction process. This effects some part of pores between the solid particles do not participate in flow in the soil specimen. The highest convergence of laboratory permeability tests results for clayey gravels was obtained with the Slichter's formulas and the Beyer's tables. Autor's adress: Jolanta Lisowska, Bogusława Mamok Instytut Inżynierii Środowiska Akademia Rolnicza we Wrocławiu 50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24 Poland

Badania nad wpływem

PIOTR PAPROCKI

GEOTEKO Sp. z o.o. Projekty i Konsultacje Geotechniczne, Warszawa GEOTEKO Ltd. Geotechnical Consultants, Warsaw

Geotechniczne badania terenowe dla potrzeb eksploatacji i rekultywacji wysypisk odpadów komunalnych

Wprowadzenie

Projektowanie, eksploatacja i prace rekultywacyjne na starych wysypiskach odpadów komunalnych wymagają rozwiązania wielu zagadnień z zakresu inżynierii sanitarnej, hydrogeologii i geotechniki (Daniel 1993, ISSMFE 1993). Szczególne problemy pojawiaja sie w przypadku przedłużania eksploatacji starych wysypisk i naprawy wieloletnich zaniedbań. Trudności wynikają głównie z braku zabezpieczeń przed wpływem na tereny przyległe, występowania dużych osiadań oraz zapewnienia stateczności skarp. Wszystkie te problemy występują na wysypiskach Radiowo i Łubna, jedynych przyjmujących aktualnie odpady bytowe z terenu Warszawy i okolic. Obydwa wysypiska są nadpoziomowe, zlokalizowane w bardzo podobnych warunkach geologicznych, hydrograficznych i hydrogeologicznych. Wysypiska nie posiadały zabezpieczeń przed wpływem na tereny przyległe (Wasiak i in. 1993; Kazimierski i in. 1994; Augustyniak i in. 1996).

Z uwagi na konieczność przedlużenia czasu eksploatacji, prowadzone są polowe badania i obserwacje dla opracowania projektów zagospodarowania i rekultywacji tych wysypisk, umożliwiające uzyskanie dodatkowych objętości do składowania odpadów w ramach obecnych granic. Ocenę parametrów mechanicznych do analizy stateczności i prognozy osiadań, przeprowadzono na podstawie badań obejmujących: próbne obciążenia, sondowania statyczne i dynamiczne, analizy wsteczne osuwisk obserwowanych na wysypiskach oraz okresowe geodezyjne pomiary odksztalceń.

Charakterystyka obiektów

Wysypisko odpadów "Radiowo" o powierzchni ok. 15 ha, zlokalizowane jest na terenie gminy Babice Stare, przv północno-zachodniej granicy Warszawy. Od ponad 30 lat byly na nim skladowane odpady bytowe z Warszawy. Obecnie obiekt jest wysypiskiem technologicznym przyjmującym około 300 ton/dobe tzw. odpadów balastowych z kompostowni. Ze względu na ogranipowierzchniowe możliwości czone rozbudowy i jednocześnie konieczność wydłużenia czasu eksploatacji wysypiska, odpady te są transportowane samochodami do miejsca skladowania (Rys.1). Przy wysokości przekraczajacej 55m i pierwotnie dużych pochyleniach skarp (lokalnie 1:1), kluczowym zagadnieniem stało się zapewnienie stateczności umożliwiającej bezpieczny ruch pojazdów i sprzetu pracującego na wysypisku.



RYSUNEK 1. Plan zagospodarowania i miejsca badań polowych na wysypisku Radiowo.

Z uwagi na końcowa faze eksploatacji wysypiska (planowane zamkniecie za 3-4 lata), ukształtowanie skarp wykonywane jest z uwzględnieniem projektu końcowej rekultywacji obiektu. Prowadzone sa również badania kontrolne zageszczenia odpadów i podbudowy drogi oraz geodezyjne pomiary odkształceń wysypiska (Koda i Paprocki 1994-2000). W ramach końcowej rekultywacji, oprócz prac związanych z kształtowaniem bryły wysypiska, wykonano system ujęcia i zagospodarowania odcieków i przesłone przeciwfiltracyjna wokół wysypiska. Planowane jeszcze jest wykonanie systemu odgazowania i mineralnego przykrycia wysypiska oraz regulacji stosunków wodnych na terenach sasiednich.

Wysypisko Łubna położone jest na terenie gminy Góra Kalwaria, w odległości ok. 35 km na południe od centrum Warszawy Wysypisko zajmuje obecnie powierzchnię ok. 20 ha, przy wysokości ok. 35 m. Od 1978 roku składowane sa na nim odpady komunalne, a w latach 1995-96 składowano również osady z oczyszczalni "Czajka". Aktualnie jest to jedyne wysypisko przyjmujące wszystkie rodzaje odpadów z terenu Warszawy, w ilości ok. 1000 ton/dobe. Planowane jest zamknięcie wysypiska za 2 lata. Od sierpnia 1996 roku prace na wysypisku prowadzone są już jako realizacja komrekultywacji pleksowej (Bluhm-Kwiatkowski i Koda 1996). W projekcie rekultywacji wysypiska Łubna uwzględniono wykorzystanie odpadów, które w przeważającej mierze (plus grunty i gruz) stanowia materiał do wykonania nasypów dociążających i podbudowy dróg. W ramach rekultywacji wysypiska wykonano już drenaże odcieków (opaskowy i palczaste), regulację sieci melioracyjnej na terenach przyległych, przesłonę przeciwfiltracyjną wokół wysypiska oraz oczyszczalnię odcieków (obecnie w trakcie rozruchu technologicznego). Ponadto, przewiduje się odgazowanie wysypiska, wykonanie mineralnego przykrycia z warstwą rekultywacyjną i adaptację bryły wysypiska do celów rekreacyjnych (Rys.2).

Nad pracami rekultywacyjnymi, w tym szczególnie nad robotami związanymi z kształtowaniem brył wysypisk prowadzony jest staly nadzór geotechniczny (na wysypisku Radiowo od 1994 r., na wysypisku Łubna od 1997 r.). Badania geotechniczne i pomiary geodezyjne prowadzone w ramach nadzoru pozwalaja na stały monitoring obiektów, określają wielkości osiadań i pozwalają na szacowanie wielkości parametrów mechanicznych wykorzystywanych w obliczeniach stateczności skaro i prognozie odkształceń. Jakość wód podziemnych w sąsiedztwie obydwu wysypisk kontrolowana jest okresowo w sieci piezometrów w ramach lokalnego monitoringu wód powierzchniowych i podziemnych.

Badania polowe dla oceny parametrów mechanicznych odpadów

Odpady komunalne są materiałem bardzo zróżnicowanym i niejednorodnym. Skład morfologiczny odpadów jest brany pod uwagę przy wyborze technologii ich utylizacji oraz do oceny parametrów mechanicznych odpadów Uśrednione zawartości poszczególnych składników w odpadach świeżych i balastowych pokazano w Tab.1.



RYSUNEK 2. Plan zagospodarowania i miejsca badań polowych na wysypisku Łubna.

Dla oceny parametrów wytrzymałościowych odpadów na wysypiskach Radiowo i Łubna prowadzone są terenowe badania geotechniczne obejmujące: próbne obciążenia, sondowania sondą CPT i sondą wkręcaną WST, geodezyjne pomiary odkształceń oraz analizy wsteczne osuwisk i skarp stabilnych o dużym nachyleniu (Koda 1997).

Przykładowe wyniki badań sondą WST (dla różnych rodzajów odpadów) pokazano na Rys.3, a wyniki sondowań

+

S



RYSUNEK 3. Przykładowe wyniki badań odpadów sondą wkręcaną WST (wysypisko w Radiowie)



RYSUNEK 4. Przykładowe wyniki badań sondą CPT dla oceny wytrzymałości odpadów na wysypisku w Radiowie (Koda 1997)

CPT na Rys.4. Parametry wytrzymałościowe dla odpadów balastowych zweryfikowano na podstawie próbnych obciążeń (Rys.5), a dla odpadów starych w oparciu o analizę wsteczną osuwiska na wschodniej skarpie wysypiska Radiowo z 1991 roku. Przebieg powierzchni poślizgu został potwierdzony badaniem CPT (Rys.6). Parametry dla świeżych odpadów zweryfikowano na podstawie analizy wstecznej osuwiska na północnej skarpie wysypiska Łubna z 1995 roku. Parametry wytrzymałościowe odpadów do analizy stateczności zestawiono w Tab.2.
TABELA	1.	Skład	morfologiczny	odpadów	z
terenu War	rsza	iwy (Ko	oda i Paprocki 1	995)	

Material	Zawartość składników [%]		
	Odpady świeże	Odpady balast.	
Odpady roślinne	26.4	тфа	
Odpady zwierzęce	3.4	1	
Papier	22.2	8.0	
Szkło	11.9	16.0	
Plastyki	9.1	38.0	
Tekstylia	4.5	22.0	
Metale	4.9	4.0	
Odpady mineralne (>10 mm)	4.4	8.0	
Odpady organiczne (>10 mm)	2.8	4.0	
Frakcje drobne (0-10 mm)	10.4	14	

TABELA 2. Parametry wytrzymałościowe odpadów komunalnych (Koda 1997)

Kategorie odpa- dów / Obiekt	γ kN/m³	¢ [°]	c [kPa]	Met. badań i weryfikacji
Balastowe Radiowo	9.0	20	25	CPT, WST. próbne obciążenie.
Balast + piasek Radiowo	12.0	25	23	CPT, WST, próbne obciążenie.
Stare odpady Lubna	14.0	26	20	CPT, WST, analiza wsteczna.
Świeże odpady Lubna	11.0	21	15	WST, analiza wsteczna.



RYSUNEK 5. Schemat próbnych obciążeń na nasypie doświadczalnym (Koda 1997).



RYSUNEK 6. Schemat osuwiska na skarpie wschodniej wysypiska Radiowo (Koda 1997).

Od 1993 roku na wysypisku Radiowo i od 1996 roku na wysypisku Łubna prowadzone są stałe pomiary geodezyjne przemieszczeń poziomych skarp i osiadań korpusu wysypiska. Przemieszczenia poziome skarpy zachodniej wysypiska Radiowo pokazano na Rys.7, a osiadania pierwszego odcinka drogi wjazdowej wykonanej na podbudowie z odpadów balastowych (miąższość odpadów w podbudowie na tym odcinku wynosiła 3-10 m) przedstawiono na Rys.8. Dynamika przyrostu przemieszczeń jest największa w pierwszym okresie (do 3 lat) po wbudowaniu odpadów i maleje wraz z upływem czasu. Wstępnie oszacowane wartości modułów ściśliwości wynosiły od 500 kPa (odpady balastowe świeże) do 2000 kPa (odpady silnie zagęszczone z przekładkami piasku). Wyniki pomiarów wykorzystywane sa do prognozy osiadań drogi wjazdowej na dalszych odcinkach, do projektu ukształtowania bryły wysypisk oraz do oceny chłonności wysypisk.

Dla opracowania optymalnej technologii zagęszczania odpadów balastowych wbudowywanych na wysypisku, umożliwiającej zwiększenie jego chłonności, we wstępnym okresie nadzoru prowadzono obserwacje i badania na



RYSUNEK 7. Przemieszczenia poziome skarpy zachodniej na wysypisku Radiowo.



RYSUNEK 8. Osiadanie pierwszego odcinka drogi wjazdowej na wysypisko Radiowo.

nasypie doświadczalnym zlokalizowanym obok wysypiska (Koda 1997). Nasyp wykonano z trzech sekcji o różnych technologiach wbudowywania. Na podstawie badań ustalono, że dobry efekt zagęszczenia uzyskuje się przy jednorazowym zagęszczaniu warstwy składającej się z 0.7 m odpadów i 0.3m piasku.

Wzmocnienie skarp wysypiska Radiowo

Dla poprawy stateczności skarpy północnej (wysokość około 15 m) wzdłuż pierwszego odcinka nowej drogi wjazdowej, zlokalizowanej w bezpośrednim sąsiedztwie ul. Kampinoskiej, wykonano (Koda i in. 1997):

- mur oporowy w rejonie placu przesypowego odpadów balastowych (Rys.1);
- złagodzenie pochylenia skarpy z 1:1.1 do 1:1.75;
 - wymianę odpadów (ok. 6 m) w podbudowie drogi, z doziarnieniem piaskiem;
 - wzmocnienie 5 warstwami geosiatki PE, ograniczające dodatkowo osiadania drogi.

Od strony zachodniej wysypisko graniczy z bocznicą kolejową do Huty L. Warszawa. Ponadto, w pobliżu podstawy skarpy przebiega gazociąg. Skarpa wysypiska ma pochylenie 1:1.28, co naraża ją na powstanie osuwisk. W okresie wykonywania projektu skarpa miała ok. 20 m wysokości, a docelowa osiągnięta wysokość wynosi ponad 55 m. Dolną część skarpy wzmocniono nasypem dociażającym o szerokości w

podstawie 10 m (ograniczony teren w sasiedztwie). Górna cześć skarpy wzmocniono jedną warstwą geosiatki PE oraz trzema warstwami materacy z opon samochodowych (Rys.9). Opony wiązano taśmą polipropylenową lączona na spinki PE. Taśmę i spinki dobrano na podstawie przeprowadzonych laboratoryjnych badań zrywania (Koda i Paprocki 1994-2000]. Dla zapewnienia wymaganej wytrzymałości połączenia, odpowiadającej wytrzymałości opon, zastosowano na jedno połączenie 8 zwojów taśmy. W podstawie nasypu dociażającego wykonano warstwę drenażowa o uziarnieniu filtra odwrotnego dla odprowadzenia odcieków z podstawy wysypiska, a zewnętrzną warstwę nasypu wykonano z gruntu spoistego spełniającego rolę mineralnego uszczelnienia przykrycia (Koda i in. 1997).

Zagrożenie utratą stateczności skarpy wschodniej było sygnalizowane przez nadzór geotechniczny w kwietniu 1995 roku, jednakże z uwagi na skomplikowaną sytuację własnościową terenów przyległych należących do gminy Warszawa-Bemowo, opóźniono rozpoczęcie zabiegów wzmacniających. We wrześniu 1995 roku na skarpie tej powstało lokalne osuwisko (Rys.1). Po





16

uzgodnieniach projektu wzmocnienia, w 1997 roku, rozpoczęto budowę nasypu dociążającego. Nasyp wykonany został z odpadów balastowych, gruzu i gruntu. Warstwa zewnętrzna nasypu dociążającego wykonana jest z gruntu spoistego, a w podstawie ułożono warstwę o uziarnieniu filtra odwrotnego dla odprowadzenia odcieków z wysypiska.

Wyniki analizy stateczności skarp wysypiska Radiowo, bez i z zabiegami wzmacniającym wykazały, że wszystkie uzyskane współczynniki stateczności dla skarp z wykonanymi lub projektowanymi wzmocnieniami są wyższe od 1.3, co wskazuje na skuteczność zastosowanych rozwiązań.

Poprawa warunków stateczności wysypiska Łubna

Na wysypisku Łubna w ramach rekultywacji obiektu wykonano drenaż i system ujęcia odcieków, przesłonę

przeciwfiltracyjną wokół wysypiska, przebudowę sieci melioracyjnej, drogę wokół wysypiska i drogi wjazdowe (glówną i dla sprzętu ciężkiego) na wysypisko. W trakcie bieżacej eksploatacji obiektu trwaia prace zwiazane Z ukształtowaniem bryły wysypiska. W przypadku ewentualnej budowy Zakladu Utylizacji Odpadów "Łubna II", celowe jest powiązanie zachodniej skarpy istniejącego wysypiska ze skladowiskiem projektowanego obiektu. Zagospodarowanie odcieków również powinno uwzględniać istniejący obiekt jak i projektowany.

Przy dużych wysokościach i pochyleniach skarp wysypiska Łubna, za najbardziej efektywne rozwiązania dla poprawy warunków stateczności wysypiska uznano budowę nasypów dociążających (Koda i in. 1996-2000). Konstrukcja ta pozwala na uzyskanie znacznej dodatkowej objętości do wbudowania odpadów (Rys.10), co w warunkach warszawskich jest szczególnie korzystne. Od strony zachodniej, przy ograni-



RYSUNEK 10. Schemat wzmocnienia północnej skarpy wysypiska Łubna (Koda i Pejda 1998).

czonym pasie terenu w sąsiedztwie wysypiska (granica własności w odległości ok. 12 m od skarpy), początkowo zaprojektowano przyporę kaszycową. Przy wymaganej wysokości przypory (ok. 15 m), było by to rozwiązanie bardzo kosztowne i trudne do realizacji w warunkach wysypiska. Po przekazaniu w 1998 roku części terenu (4000 m²) przez gminę Góra Kalwaria, do wzmocnienia skarpy zachodniej zamiast przypory kaszycowej zaprojektowano nasyp dociążający.

Bez projektowanych wzmocnień, dla skarpy północnej i zachodniej, z obliczeń uzyskiwano współczynniki stateczności niższe od 1.1, świadczące o stanie równowagi zbliżonym do granicznej. Na skarpie północnej wystąpiło osuwisko w 1995 roku, a na skarpie zachodniej obserwowane są liczne pęknięcia i lokalne obsuwy. Po wykonaniu zabiegów wzmacniających, wszystkie uzyskane z analiz współczynniki stateczności są wyższe od 1.4. Realizacja wzmocnień powinna zapewnić stateczność bryły wysypiska.

Przy kształtowaniu bryły wysypiska uwzględniono wymagania dalszych robót rekultywacyjnych, tj. zapewnienie komunikacji, stanowisk dla systemu odgazowania, uszczelnienie i przykrycie warstwą rekultywacyjną (pochylenia skarp rzędu 1:2.5).

Podsumowanie

Zabczpieczenie stateczności skarp, obok zanieczyszczeń wód podziemnych, jest kluczowym zagadnieniem które jest rozwiązywane na wysypiskach Radiowo i Łubna.

Parametry wytrzymałościowe do obliczeń stateczności skarp wysypisk

były wyznaczane z zastosowaniem technik insitu (sondowania CPT i WST) z uwzględnieniem składu i wieku odpadów. Dla weryfikacji parametrów wykorzystano próbne obcłążenia oraz analizy wsteczne osuwisk inwentaryzowanych na wysypiskach.

Ponadto, sondowania sondą wkręcaną WST są wykorzystywane do bieżącej kontroli stanu zagęszczenia odpadów wbudowywanych w poszczególne partie wysypiska. Prowadzenie bieżącej kontroli zagęszczenia odpadów jest konieczne ze względu na zachowanie statyki formowanej bryły wysypiska (wyeliminowanie powstawania stref odpadów w stanie luźnym).

Pomiary geodezyjne przemieszczeń poziomych i osiadań pozwalają na ocenę parametrów odkształceniowych odpadów do analizy stateczności i prognozy osiadań.

Koniecznym elementem eksploatacji i rekultywacji wysypiska jest prowadzenie monitoringu lokalnego wód w rejonie obiektu (pomiary kierunków przepływu i pobór próbek wody do analiz chemicznych).

Najskuteczniejszym sposobem poprawy stateczności skarp starych wysypisk jest budowa nasypów dociążających. Nasypy mogą być wykonane częściowo z odpadów, co umożliwia uzyskanie znacznej dodatkowej objętości do ich składowania.

Po zakończeniu wszystkich prac przewidzianych w ramach projektów rekultywacji, tereny wysypisk mogą być przystosowane do celów rekreacyjnych.

Literatura

- AUGUSTYNIAK E., KODA E., PAPROCKI P., FOŁTYN P., MUSIAŁ R., 1996: Dokumentacja hydrogeologiczna i geotechniczna dla istniejącego wysypiska odpadów Radiowo. Geoteko. Warszawa.
- BLUHM-KWIATKOWSKI J., KODA E., 1996: Kompleksowa rekultywacja wysypiska odpadów komunalnych Łubna. Projekt bud. Inżynieria pro-eko i Geoteko, Warszawa.
- DANIEL D., 1993: Geotechnical practice for waste disposal. Chap. and Hall. London.
- GARBULEWSKI K., 1999: Geotechnika Środowiskowa. Zeszyt I. Skład i geotechniczne właściwości odpadów komunalnych. Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- ISSMFE. 1993: Geotechnics of Landfills Design and Remedial Works - Technical Recommendations GLR. Ernst & Sohn., Berlin (tłumaczenie Geoteko, 1994)
- KAZIMIERSKI B., PLICHOWSKA-KAZIMIERSKA E., SIKORSKA-MAYKOWSKA M., LYSIAK-KONARZEWSKA B., CABALSKA J., 1994: Wpływ wysypiska śmieci w Radiowie na wody terenów sąsiednich. Oprac. na zlecenie Prochem S.A, Warszawa.
- KODA E., 1999: Rekultywacja starych wysypisk odpadów komunalnych. III Międzynarodowe Forum Gospodarki Odpadami "Techniczne i społeczne aspekty gospodarowania odpadami", Poznań, 335-363.
- KODA E., PAPROCKI P., 1994-2000: Sprawozdania z badań w ramach nadzoru geotechnicznego nad budową drogi i ukształtowaniem wysypiska Radiowo. Geoteko. Warszawa.
- KODA E., PAPROCKI P., 1995: Shear strength of municipal wastes on the Radiowo landfill. Proc. of the 12th Young Geotech. Engineers Conf., Ghent. Vol.I: 89-94.
- KODA E., PAPROCKI P., PEJDA K., 1996-2000: Sprawozdania z nadzoru geotechnicznego i inwestorskiego nad ukształtowaniem skarp i rekultywacją wysypiska Łubna. Geoteko, Warszawa.
- KODA E., PEJDA K., GOLĘGOWSKI P., 1997: Poprawa warunków stateczności starego wysypiska odpadów komunalnych. Roczniki AR, CCLXX, Vol.2, 129-139, Poznań.
- KODA E., 1997: In situ tests of MSW geotechnical properties. Proc. of the 2nd Intern.

Symp. on Geot. and the Environment., Kraków.

- KODA E., PEJDA K., 1998: Wysypisko odpadów w Łubnej - rekultywacja, rozwiązania inżynierskie. Seminarium nt.: Wysypisko odpadów w Łubnej i nowy Zakład Utylizacji Odpadów Komunalnych Łubna-II. ZOM, Warszawa.
- KODA E., ŻAKOWICZ S. 1998: Physical and hydraulic properties of the MSW for water balance of the landfill. Rotterdam. Vol.I, 217-222.
- WASIAK G., SIUTA J., MALINOWSKI J., LECHNIO J., SIENKIEWICZ R., 1993: Ocena wpływu wysypiska Lubna, gm. Góra Kalwaria, na środowisko. IOŚ, Warszawa.

Summary

The in situ investigation for operation and remediation on sanitary landfills. The design, operation and remediation works of sanitary landfills involve a variety of geotechnical problems. The determination of mechanical properties (shear strength, compressibility) is necessary in order to perform even basic analysis. The paper presents the in situ tests performed on two old large landfills localized nearby to Warsaw, i.e. Radiowo and Łubna. The test purposes were the determination of municipal solid waste geotechnical parameters for remediation works design. Field investigation consisting of morphological analysis, settlement measurements, WST and CPT sounding, back analysis as well as slope failure tests were carried out. The paper presents also the stability reinforcement solutions on these landfills. The methods consist of retaining wall, berms, geogrid and tyre mattres.

Autor's adrees:

Piotr Paprocki Geoteko Sp. z o.o. Projekty i Konsultacje Geotechniczne

02-739 Warszawa, Walbrzyska 3/5 Poland

79

KATARZYNA PIĘTKA

Katedra Geoinżynierii, SGGW w Warszawie Department of Geotechnical Engineering, Warsaw Agricultural University – SGGW

Wpływ substancji ropopochodnych na efektywność uszczelnień gruntowych

Wstęp

Coraz częstsze przypadki wycieków produktów naftowych podczas ich produkcji, transportu lub magazynowania powoduja groźna w skutkach degradację gruntów i wód podziemnych na długi okres czasu, stanowiąc zarazem potencjalne zagrożenie dla zdrowia ludzi i zwierząt (Malina i Szczepański, 1994). Należy zauważyć, że spośród wszystkich awarii prowadzących do skażenia gruntu, a w konsekwencji również wód gruntowych, niemal 40% to skażenia paliwami, olejami oraz smarami. W Polsce stopień zagrożenia skażeniami niekontrolowanymi rozlewami produktów ropopochodnych jest poważny i jak się ocenia ma tendencje wzrostową (Lepkowska i Rabiej, 1993).

Ocena potencjalnego zagrożenia substanciami ropopochodnymi dla zdrowia ludzi uzasadnia konieczność podjęcia działań mających na celu zabezpieczanie i monitorowanie zanieczyszczonych miejsc. Na szczególną uwagę zasługują metody polegające na terenów zanieczyszczonych, izolacii które są pierwszym i bardzo ważnym krokiem do zabezpieczania środowiska wodno-gruntowego. Sukces w dalszych krokach remediacyjnych zależy w dużym stopniu od ograniczenia migracji substancji zanieczyszczających poza

teren bezpośrednio skażony. Powszechnie do izolacji terenów zanieczyszczonych stosowane są bariery fizyczne i hydrauliczne oraz techniki stabilizacji gruntu. W ostatnich latach opracowano nowe technologie i wyprodukowano nowe materiały, które proponowane są do wykonywania barier, między innymi system uszczelniający CS2 (Williams i in., 1997; Garbulewski i in., 1999) oraz wykładziny bentonitowe (GCL).

W artykule przedstawiono wyniki badań wpływu substancji ropopochodnych na właściwości hydrauliczne zawiesiny CS2 i zdolność do pęcznienia wykładziny bentonitowej BENTIZOL[®]. Właściwości hydrauliczne zawiesiny i zdolność do pęcznienia wykładziny bentonitowej warunkują efektywność tych materiałów jako uszczelnień gruntowych (Piętka, 2000).

Charakterystyka i badania systemu CS2

Zawiesinowy system uszczelniający CS2 został zaproponowany przez amerykańską firmę Reclamation Technology Inc.-RTI współpracującą z University of Georgia (Williams i in., 1997). W systemie tym wykorzystywana jest zawiesina składająca się z "uzdatnionego" iłu (3%) i piasku (97%). Może ona być stosowana do wykonania wykładzin w przykryciu składowisk, jak również w dnie i na skarpach. Wykładziny mogą być budowane metoda mechaniczna przez układanie i zageszczanie warstw zawiesiny za pomocą typowego sprzętu budowlanego lub metoda hydrauliczna, która jest szczególnie przydatna w przykryciu składowiska. Wykładzina w przykryciu składowiska jest nieprzepuszczalna dla wody i powietrza, co zapobiega przedostawaniu się wód opadowych do odpadów, pyleniu i pobieraniu zanieczyszczonej wody przez roślinność. Roślinność rozwija się na wykładzinie z zawiesiny bardzo łatwo, co poprawia walory estetyczne terenu składowania odpadów i chroni teren przed erozja. Poza wykładzinami, zawiesina CS2 może być z powodzeniem wykorzystywana do wykonania szczelnych barier pionowych jako materiał wypełniający ściany szczelinowe.

W ramach współpracy Katedry Geinżynierii SGGW i University of Georgia przeprowadzono badania, których celem było potwierdzenie, że proponowana w systemie CS2 zawiesina charakteryzuje się przepuszczalnością hydrauliczną k<1·10⁻⁹m/s, tzn. spełnia wymagania dla uszczelnień składowisk odpadów. Ponadto sprawdzono przydatność zawiesiny do izolacji terenów zanieczyszczonych produktami ropopochodnymi, prowadząc badania współczynnika przepuszczalności przy zastosowaniu jako cieczy filtrującej oleju napędowego.

Próbki do badań przepuszczalności hydraulicznej przygotowano zgodnie z zaleceniami producenta, zachowując optymalne parametry zawiesiny: wilgotność wagowa - 12-13%, gęstość objętościowa - 2 g/cm³. Badania uziarnienia metodą sitową wykazały, że główna część mieszaniny to równomiernie uziarniony grunt na granicy pomiędzy piaskiem grubym i pospółka, według PN-86/B-02480, charakteryzujący się następującymi średnicami miarodajnymi: $d_{10} = 0.18$ mm, $d_{30} = 0.33$ mm, $d_{50} = 0.52$ mm, $d_{90}=2$ mm. Gęstość właściwa zawiesiny określona metodą piknometryczną wynosiła 2.65 g/cm³.

W badaniach przepuszczalności hydraulicznej próbek zawiesiny CS2 zastosowano metodę zmiennego gradientu. Badania przeprowadzono stosując dwa następujące aparaty:

- 1. aparat MAKS,
- 2. cylinderki Borrosa z rurkami piezometrycznymi.

Badania w aparacie MAKS miały na celu określenie miarodajnych wartości przepuszczalności współczynników hydraulicznej zageszczonej zawiesiny CS2. Aparat ten, opisany szczegółowo przez Garbulewskiego i innych (1999) umożliwia przeprowadzenie pomiarów z kontrola stanów odkształcenia badanych próbek gruntu. Badania wykonano stosując jako ciecz filtracyjna wode destylowana o temperaturze w zakresie 19-24°C. Współczynnik przepuszczalności obliczony na podstawie tych pomiarów wyniósł $\dot{K}_{10}=2.52\cdot10^{-10}$ m/s $(k_1=3.20\cdot10^{-10} \text{ m/s})$ (rys. 1) i potwierdził, że zawiesina może być materiałem izolacvinym.



RYSUNEK 1. Wyniki badań współczynnika przepuszczalności zawiesiny CS2 w aparacie MAKS

Próbki zawiesiny CS2 w cylinderkach Borrosa miały wysokość 5 cm i średnice 6 cm (rys. 2). W warunkach laboratoryjnych doprowadzono mieszaninę iłu i piasku do wilgotności optymalnej (12-13%) i zageszczono ją bezpośrednio w cylinderkach, co zapobiegło filtracji na styku pomiędzy gruntem a ściankami cylinderka. Jedną próbkę przygotowano z zawiesiny CS2 zanieczyszczonej olejem napędowym. Przygotowanie tej próbki polegało na wymieszaniu 300g zawiesiny z 36g oleju napędowego. We wszystkich próbkach osiagnieto po zageszczeniu zalecana dla CS2 gęstość objętościową 2 g/cm³.

Pierwszą serię badań przeprowadzono stosując wodę destylowaną jako ciecz filtracyjną. Z badań tych uzyskano wartość współczynnika przepuszczalności K_{10} =5.73·10⁻¹⁰ m/s (k_t =8.14·10⁻¹⁰ m/s) (rys. 3). Następną serię badań wykonano z zastosowaniem jako cieczy filtracyjnej oleju napędowego uzyskując współczynnik przepuszczalności k_t =2,84·10⁻¹⁰ m/s (rys. 3).



RYSUNEK 2. Schemat cylinderka Borrosa do badań współczynnika przepuszczalności metodą zmiennego gradientu



RYSUNEK 3. Wyniki badań współczynnika przepuszczalności zawiesiny CS2 dła wody i oleju napędowego (ON)

Poza badaniami przepuszczalności zawiesiny nasyconej całkowicie wodą przy zastosowaniu oleju napędowego jako cieczy filtracyjnej przeprowadzono pomiary współczynnika przepuszczalności wody przez próbkę zawiesiny zanieczyszczonej olejem napędowym. Z badań tych uzyskano wynik K_{10} =4.69·10⁻¹⁰ m/s (k_t=6.90·10⁻¹⁰ m/s). Wyniki badań wykazały niewielki wpływ oleju napędowego na wartość przepuszczalności hydraulicznej zawiesiny CS2. Wszystkie uzyskane z badań wartości przepuszczalności są tego samego rzędu (10⁻¹⁰ m/s). Przepuszczalność próbki zanieczyszczonej olejem napędowym jest w niewielkim stopniu mniejsza od przepuszczalności zawiesiny "czystej". Zastosowanie oleju napędowego jako cieczy filtracyjnej wpłynęło na niewielkie zmniejszenie przepuszczalności zawiesiny.

Charakterystyka i badania wykładziny GCL

Wykładzina bentonitowa nazywana w języku angielskim GCL (*Geosynthetic Clay Liner*), składa się z warstwy bentonitu ułożonego zwykle pomiędzy dwiema warstwami materiałów geosyntetycznych (rys. 4). Charakteryzuje się ona niską przepuszczalnością $(k=10^{-10}-10^{-11} \text{ m/s})$ oraz posiada wiele zalet technologicznych, co w połączeniu z konkurencyjną ceną spowodowało dużą jej popularność i powszechne stosowanie w systemach uszczelniających (Borowa i Garbułewski, 2000).



RYSUNEK 4. Schemat igłowanej wykładziny GCL

Elementem wykładzin bentonitowych, który decyduje o ich skuteczności jako uszczelnienia, jest sproszkowany lub granulowany bentonit. Bentonit jest naturalną ilastą skałą osadową, która powstała z popiołów wulkanicznych w środowisku silnie zasolonym (woda morska) i alkalicznym (pH=8.0). Głównym minerałem bentonitu jest montmorillonit, charakteryzujący się najwyższą spośród minerałów ilastych hydrofilnościa i pojemnością wymiany jonowej. Wysokiej jakości bentonit zawiera 70montmorillonitu; pozostałymi 95% mineralami sa: kwarc, mika, skalenie i inne. W zależności od obecności kationów w przestrzeniach międzypakietowych wyróżnia się montmorillonity sodowe, wapniowe i inne. Budowa strukturalna i właściwości montmorillonitu powoduja, że minerał ten w kontakcie z woda odznacza się rzadko spotykanymi zdolnościami do pęcznienia, wynoszącymi ok. 900%. Grunty, w tym bentonit, zawierające minerały montmorillonitowe zaliczane sa do gruntów ekspansywnych, czyli charakteryzujących się zdolnością do dużych zmian objętości (pęcznienia i/lub kurczenia sie) pod wpływem działania wody. Mechanizm działania wykładzin bentonitowych jako uszczelnień jest złożony i wpływają na niego różne czynniki. Zasadniczym elementem tego mechanizmu jest zjawisko pecznienia bentonitu, który przy zachowaniu niskiej przepuszczalności hydraulicznej powoduje docisk wykładziny do obciążenia zewnętrznego. Do niewatpliwych zalet wykładzin bentonitowych, które dają gwarancję skutecznego działania, poza niską przepuszczalnością hydrauliczną, należy zaliczyć ich odporność na uszkodzenia (przebicia) i zdolność do samouszczelnienia oraz odporność na cykliczne zawilgocenie i wysychanie, jak również cykliczne zamarzanie i odmarzanie. Dodatkowymi zaletami sa:

- łatwość układania bez konieczności stosowania ciężkiego sprzętu, w zasadzie niezależnie od warunków atmosferycznych,
- łatwość napraw i możliwość szybkiej wymiany układanych na zakład arkuszy,
- łatwość wykonania przejść instalacyjnych.

Pomimo ciągle rosnącej popularności wykładzin bentonitowych i wyników badań potwierdzających ich efektywność, istnieją pewne wątpliwości dotyczące głównie wpływu czasu i zanieczyszczeń na właściwości wykładzin.

W celu sprawdzenia, w jakim stopniu zanieczyszczenia substancjami ropopochodnymi wpływają na zdolność bentonitu do zmian objętości przeprowadzono badania swobodnego pęcznienia oraz badania modelowe w kolumnach.

Badania swobodnego pecznienia bentonitu zostały przeprowadzone według normy ASTM:D5890-95, przy czym zamiast wody stosowano olej napędowy. Metoda podana w normie ASTM jest metodą wskaźnikową, umożliwiającą ocenę właściwości pęczniejących minerałów ilastych w wodzie. Metoda ta jest zalecana do oceny przydatności bentonitu jako materiału wykorzystywanego w produkcji wykładzin GCL. Według w/w normy za odpowiedni uważa się bentonit o wskaźniku pęcznienia $FS_{ASTM} \ge 25ml/2g$ uzyskany po upływie min. 16 godz. Objętość spęczniałego bentonitu określa się z dokładnościa do 0,5 ml.

Badanie polegało na stopniowym wsypywaniu wysuszonej i sproszkowanej próbki bentonitu do cylindra o pojemności 100 ml wypełnionego olejem napędowym (rys.5). Próbka bentonitu o masie 2g została podzielona na porcje o masie ok. 0.1g i kolejne porcje bentonitu wsypywano co 10 minut do cylindra. Poszczególne porcje były wsypywane bardzo powoli, w czasie ok. 30 sekund, tak aby nad powierzchnia oleju tworzył się kurz bentonitowy. Przerwy pomiedzy wsypywaniem poszczególnych porcji bentonitu umożliwiły zhydratyzowanie i swobodne opadnięcie na dno każdej poprzedniej porcji bentonitu.



RYSUNEK 5. Schemat badania swobodnego pęcznienia bentonitu

Z badań otrzymano współczynnik pęcznienia bentonitu w oleju napędowym $FS_{ASTM} = 3ml/2g$. Temperatura cieczy oraz otoczenia podczas wykonywania badania wynosiła 23.5°C. Wyniki badań zestawiono w tab. 1 wraz z badaniami prowadzonymi wcześniej w Katedrze Geotechniki SGGW (Borowa, 1999) z zastosowaniem 7 różnych substancji chemicznych.

Lp	Srodowisko chemiczne	Wskaźnik
		pęcznienia
		[ml/2g]
1	woda destylowana	28
2	10% kwas fosforowy	16
3.	10% kwas azotowy	4
4.	10% wodorotlenek sodowy	3
5.	5% roztwór soli	5
6.	10% roztwór soli	5
7.	odcieki ze składowiska	10
	odpadów komunalnych w	
	Radiowie	
8.	olej napędowy	3

Na podstawie otrzymanych wyników badań można podać następujące wnioski:

- bentonit pęcznieje w różnym stopniu w kontakcie z różnymi cieczami; największy wskaźnik pęcznienia otrzymano w kontakcie z wodą destylowaną, najmniejszy w kontakcie z wodorotlenkiem sodowym oraz olejem napędowym,
- badany bentonit nadaje się do produkcji wykładziny GCL – wskaźnik pęcznienia jest większy od wymaganego przy zastosowaniu wody destylowanej,
- srodowisko, w jakim znajdował się badany bentonit w istotny sposób wpływa na jego konsystencję po

pęcznieniu: w cylindrach wypełnionych kwasami i roztworami soli spęczniały bentonit nie miał ściśle żelowej konsystencji, były to raczej pojedyncze drobiny mineralne położone blisko siebie (wskazuje to na możliwość zwiększenia przepuszczalności bentonitu); w kontakcie z wodą destylowaną, odciekami ze składowiska odpadów oraz olejem napędowym bentonit miał żelową strukturę, nie dawał się usunąć z cylindrów wraz z cieczą (Borowa, 1999; Piętka, 2000).

Badania kolumnowe miały na celu sprawdzenie w warunkach laboratorvinych możliwości zastosowania wykładziny geosyntetyczno-ilastej GCL do terenów zanieczyszczonych izolacii substancjami ropopochodnymi. Badania zostały przeprowadzone w kolumnie (rys.6) wykonanej z tworzywa sztucznego - plexi o grubości 10 mm, odpornego chemicznie na działanie oleju napędowego. W skład kolumny wchodza dwie rury połączone ze soba kołnierzowo za pomocą śrub. Tworzywo sztuczne zastosowane do budowy kolumny jest przezroczyste, co pozwalało na obserwacje zachodzących w badanej próbce wykładziny i otaczającym ją środowisku zmian. Kolumna badawcza została wyposażona w przyrząd pomiarowy umożliwiający określenie zmian objętości próbki wykładziny. Przyrząd ten składa się ze sztywnego, stalowego trzpienia zakończonego z jednaj strony perforowana płytką z tworzywa sztucznego, z drugiej płytką stalową.



RYSUNEK 6. Schemat kolumny badawczej (wymiary w mm)

Badania zostały przeprowadzone dla próbki wykładziny bentonitowej produkowanej przez firmę Lentex w Polsce (nazwa handlowa Bentizol[®]). Próbke umieszczono w kołnierzu połaczeniowym, między dwiema częściami kolumny. W dolnej części kolumny znajdowała się 22 cm warstwa piasku wiślanego o stopniu zagęszczenia $I_D =$ 0.5. Przy pomocy biurety doprowadzono wode destylowana do dolnej cześci kolumny i nasączono piasek. Poprzez piasek woda dostawała sie do próbki wykładziny bentonitowej powodując jej pęcznienie. Z badań wynika, że wykładzina powiększyła swoją objętość o 90%. Pecznienie spowodowało uszczelnienie wszystkich otworów znajdujących się na styku kołnierza połączeniowego. Następnie górna część kolumny została wypełniona olejem napędowym, który nie wpłynął na dalsze zwiększanie obietości wykładziny.

Tak przygotowana kolumne pozostawiono na okres 4 miesięcy w temperaturze 10-15°C. Po tym czasie, przeprowadzono badania rozkładu lotnych weglowodorów w próbce piasku. Badania wykonano przy użyciu fotojonizera DL-101 (produkowanego przez HNU Systems, Inc.). Próbki piasku przed zainstalowaniem w kolumnie wykazały zawartość zanieczyszczeń weglowodorami na poziomie 0.6-0.8 ppm. Rozklad zawartości weglowodorów w próbce piasku po 4-miesiecznych obserwacjach w kolumnie przedstawiono na rys. 7. Z badań wynika, że wraz z oddalaniem się od wykładziny występuje coraz większe steżenie weglowodorów.

Olej napędowy GCL
0.7 ppm
3.6 ppm
14.0 ppm
29.0 ppm

RYSUNEK 7. Rozkład zawartości węglowodorów w kolumnie po 4 miesiącach

Podsumowanie

Badania zawiesinowego systemu uszczelniającego CS2 potwierdziły jego małą przepuszczalność hydrauliczną oraz niewielki wpływ oleju napędowego na jego właściwości filtracyjne. Wyniki potwierdzają możliwość zastosowania zawiesiny CS2 do izolacji terenów zanieczyszczonych substancjami ropopochodnymi.

Na podstawie przeprowadzonych badań wykładziny bentonitowej GCL można podać następujące wnioski:

- bentonit w niewielkim stopniu pęcznieje w oleju napędowym; wskaźnik swobodnego pęcznienia FS_{ASTM} = 3ml/2g.
- olej napędowy może migrować przez wykładzinę, co stwierdzono w badaniach modelowych.

W związku z tym możliwość stosowania wykładzin bentonitowych do izolacji terenów zanieczyszczonych substancjami ropopochodnymi jest ograniczona.

Literatura

- ASTM:D5890-95: metoda badania wskaźnika pęcznienia elementu mineralnego wykładzin gcosyntetyczno-iłowych.
- BOROWA M.: Analiza efektywności zastosowania wykładzin geotekstylno-ilowych GCL w uszczelnieniach składowisk odpadów komunalnych. Praca magisterska. SGGW, Warszawa, 1999.
- BOROWA M., GARBULEWSKI K.: Wykładziny bentonitowe (GCL) jako element uszczelnienia składowisk odpadów. Gospodarka Wodna 7/2000, 270-275; 8/2000, 305-309.
- GARBULEWSKI K. i inni: Engineered soils (CS2) as a containment technology for protection of waste disposal sites. Konferencja Naukowa Przyrodnicze i Techniczne Problemy Ochrony i Kształtowania Środowiska Rolniczego i Leśnego. Sielinko, 1999. 63-73.
- LEBKOWSKA M., RABIEJ W.: Biorekultywacja gruntów i wód gruntowych zanieczyszczonych substancjami węglowodorowymi.

Materiały Międzynarodowego Sympozjum Szkoleniowego: Zanieczyszczenie i skażenie wód i gruntów produktami ropopochodnymi. Ocena zagrożenia i metod ich likwidacji. Kiekrz k/Poznania, 1993.

- PIĘTKA K.: Ocena efektywności metod oczyszczania gruntów zanieczyszczonych substancjami ropopochodnymi. Praca magisterska. SGGW, Warszawa, 2000.
- WILLIAMS J. R. i inni: Clay slurry and engineered soils as containment technologies for remediation of contaminated sites. In: Proceedings of the International Containment Technology Conference. St. Petersburg, Florida, 1997: 327-332.

Summary

Influence of petroleum products on effectiveness of mineral liners. Mineral seaing are common use facilities for protection of waste landfills and contaminated sites. Sometimes the sealing have contact with petroleum products, which may influence the hydraulic conductivity and may result in partial or complete reduction of the efficiency of sealing system.

This paper presents the results of a laboratory testing program carried out to determine the influence of petroleum contaminants on hydraulic conductivity of the clay slurry capping system (CS2) and on swelling potential of GCL. Results of test show that contamination of soil with petroleum products has a significant effect on both CS2 system and GCL.

Author's adress: **Katarzyna Piętka** Katedra Geoinżynierii Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska, SGGW 02 – 787 Warszawa, Nowoursynowska 166 Poland

MARIUSZ SOBOLEWSKI MAREK BAJDA

Katedra Geoinżynierii, SGGW w Warszawie Department of Geotechnical Engineering, Warsaw Agricultural University – SGGW

Wpływ uwilgotnienia gruntu na zmianę jego właściwości filtracyjnych

Wstęp

Polska znajduje się w strefie klimatu umiarkowanego, w którym odnotowywane są okresy suszy i długotrwałych opadów, a w miesiącach zimowych niskie temperatury. Taki klimat niewątpliwie oddziaływuje na powierzchniowe i płytko zalegające warstwy gruntowe.

Wraz ze zmiana wilgotności gruntów drobnoziarnistych następują zmiany objętościowe, określane jako kurczenie bądź pęcznienie gruntu. Innym problemem inżynierskim jest wysadzinowość powstająca pod wpływem niskiej temperatury. Oprócz wymienionych mechanizmów zachodzących pod wpływem zmian wilgotności w tych gruntach zaznacza się także zmiana parametrów filtracyjnych ośrodka. Zjawiska te są przyczyną licznych awarii budowlanych. W ostatnich latach w Polsce wiele katastrof przypisywanych jest aktywności gruntów drobno- ziarnistych w wyniku zmniejszenia opadów deszczu i przedłużających się lokalnych okresów posuchy. Dlatego też istnieje konieczność wiarygodnego rozpoznania mechanizmów rządzących procesem zmian właściwości gruntu. Słabo bowiem, rozpoznany jest wpływ uwilgotnienia na przepuszczalność gruntów drobnoziarnistych. Przez wiele lat naukowcy wykonywali badania parametrów przepuszczalności tylko przy pełnym stanie nasycenia próbki wodą. W wyniku tego opracowano metody laboratoryjne i terenowe badań służących wyznaczeniu parametrów przepuszczalności hydraulicznej (przy $S_r=1$). W ostatnim dziesięcioleciu rozwój techniki badawczej umożliwił przeprowadzanie badań przy kontrolowanym stanie nasycenia.

W artykule przedstawiono wyniki badań przepuszczalności gruntów spoistych wykonanych w Zakładzie Geotechniki SGGW piezometrem BAT. Badania wykonano na próbkach iłu i gliny z regionu Warszawy.

Metodyka pomiaru

Pomiar współczynnika przepuszczalności hydraulicznej sondą BAT wcześniejszego zarejestrowymaga wania ciśnienia wody w porach gruntowych. Ciśnienie wody w porach gruntowych traktuje się jako wartość skalarną, ponieważ w danym punkcie posiada jednakową wielkość we wszystkich kierunkach. Ciśnienie to jest jednostkową siłą, z jaką woda działa na szkielet gruntowy. Ciśnienie porowe może przybierać zarówno wartości dodatnie jak i ujemne w zależności od historii napreżenia gruntu i jego stanu nasvcenia. Piezometr BAT stanowi zamkniety system pozwalający na pomiar ujemnych jak i dodatnich wartości ciśnień w strefie aeracji i saturacji (rys. 1).

Wartość ciśnienia porowego u_0 otrzymuje się z zależności:

$$u_0 = (A+B-C)+0,2$$
 (1)

gdzie:

u₀- ciśnienie porowe [mH₂0]

- A- ustabilizowany odczyt na stożku
- B- odczyt początkowy zwykle równy 0.00
- C- odczyt uwzględniający temperaturę i poziom odniesienia
- 0,2- wysokość słupa wody w piezometrze

Po określeniu ciśnienia porowego przystępuje się do pomiaru współczynnika przepuszczalności hydraulicznej k_h. Badanie to polega na połączeniu końcówki zestawu pomiarowego zawierającej szklany pojemnik (wypełniony wodą, w którym przed badaniem wytwarza się ciśnienie wielokrotnie wyższe od ciśnienia panującego w gruncie) z przetwornikiem ciśnienia, a następnie opuszczenie jej do otworu i połączenie z piezometrem BAT. W trakcie badania rejestruje się zmianę ciśnienia wewnątrz szklanego pojemnika o objętości 35 ml.

Zmiany ciśnienia podczas testu opisane są równaniem Hvorslev'a (1951):

 $q = F \cdot k (P_1 - P_0)$ (2)

gdzie:

- q- przepływ [m³/s]
- F-współczynnik przepływu [m]
- k- współczynnik przepuszczalności hydraulicznej
- P₁- ciśnienie porowe [mH₂0]
- Po- początkowe ciśnienie w badaniu

Zależność między ciśnieniem panującym w zbiorniku szklanym a jego objętością opisana została przez prawo Boyle's – Mariotte's:

$$P_0 V_0 = P_t V_t \tag{3}$$

gdzie:

- Po- początkowe ciśnienie w badaniu
- V₀- początkowa objętość zbiornika
- V_t- objętość wody w czasie t

Pt- ciśnienie w czasie t



RYSUNEK 1 Zestaw pomiarowy BAT

Prędkość wtłoczenia wody, tym samym spadek ciśnienia w układzie pomiarowym powiązane są z przepuszczalnością hydrauliczną ośrodka gruntowego. Na tej podstawie Torstensson i Bengtsson (1984) podali równanie, z którego obliczany jest współczynnik przepuszczalności hydraulicznej:

$$k = \frac{P_0 V_0}{Ft} \left[\frac{1}{P_1 P_0} - \frac{1}{P_1 P_t} + \frac{1}{P_t^2} \ln \left(\frac{P_0 P_1}{P_0} \times \frac{P_t}{P_t - P_1} \right) \right]$$
(4)

gdzie:

- k- współczynnik przepuszczalności hydraulicznej [m/s]
- t- czas [sek]
- P,V- odpowiednio jak we wzorach (2) i (3)

Współczynnik przepływu F obliczany jest ze wzoru:

$$F = \frac{2 \pi l}{\ln \left(\frac{l}{d} + \sqrt{l + \left(\frac{l}{d}\right)^2} \right)}$$
(5)

gdzie: l- długość filtra [m] d- średnica filtra [m]

Obliczenia wartości współczynnika k dokonuje się w poszczególnych krokach czasowych. Powstaje zatem wykres jego zależności od czasu t. na którym są widoczne dwie fazy badania. W fazie pierwszej obserwuje się gwałtowny spadek ciśnienia i relatywnie duży wypływ wody wynikający z wypełniania porów dostarczana wodą w ośrodku trójfazowym. W gruntach nienasyconych drobnoziarnistych faza ta jest długa. W przypadku glin trwa około 3 godzin, a dla iłów jest dwukrotnie dłuższa. W fazie drugiej występują niewielkie spadki ciśnienia a obliczenia dotyczą współczynnika przepuszczalności hydraulicznej w ośrodku dwufazowym.

Badania warunków pracy gruntu w sąsiedztwie końcówki pomiarowej

Z uwagi na fakt, że wypływ z cylindrycznego porowatego filtru teoretycznie jest radialny mierzony współczynnik przepuszczalności hydraulicznej określa przepuszczalność w kierunku poziomym. Zgodnie z naturalnymi uwarstwieniami poziomy współczynnik przepuszczalności hydraulicznej iest czesto wiekszy od współczynnika w pionowym (Torstensson kierunku 1984). Opinia ta pozostawała nadal dyskusyjną i nasuwała wiele wątpliwości. Niektórzy badacze twierdzą, że pomierzona współczynnika wartość przepuszczalności piezometrem BAT jest wartością pomiędzy współczynnikiem w kierunku poziomym i pionowym (Daniel 1994). Aby móc rozwiazać ten problem należy przeprowadzić analizę zachowania się gruntu wokół filtru podczas pogrążania piezometru i wykonywania testu.

Od dawna były prowadzone badania oceny wpływu naruszenia w celu struktury podczas pogrążania sondy stożkowej na uzyskane wyniki pomiarów. Dotychczasowe prace w tym zakresie skupiały się na badaniach modelowych i analizie numerycznej. Badaniami modelowymi zajmowali się między innymi Baligh i Scott (1975), zaś wyniki obliczeń numerycznych przedstawili Whitte i Aubeny (1992). Z prac tych autorów można stwierdzić, że zasieg wywołanych odkształceń zależy od kształtu końcówki sondy, prędkości badania i właściwości badanego gruntu. Największy wzrost naprężeń i odkształceń występuje w strefie ostrza, gdzie następuje przemieszczenie gruntu na boki. Dla łopatki dylatometru przemieszczenie to przeciętnie wynosi ok. 7 mm, zaś dla końcówki w postaci stożka jest wieksze. Słuszne wydaje się być

umieszczenie środka filtru 50 mm nad ostrzem piezometru BAT. Jest to strefa najmniejszych zaburzeń wywołanych penetracją.

Należy zatem postawić pytanie czy zasięg oddziaływania filtru jest większy od strefy o naruszonej strukturze? Znajac zasieg oddziaływania filtru można łatwo określić objętość gruntu biorącego udział w badaniu. Trautwein i William (1990) podają, że w badaniach terenowych objętość gruntu biorąca udział w badaniu musi być wystarczajaco duża, aby była reprezentatywna dla stanu gestości gruntu. Jeżeli w ośrodku sa obecne makropory (10÷50 mm) to zasieg ten powinien być wiekszy niż 15 cm. W przypadku, gdy makropory zostana zminimalizowane wymiar strefy wpływu nie ma znaczenia na przewodpość hydrauliczna.

Daniel (1994). Garbulewski (1998) twierdza, że pomiar piezometrem BAT obejmuje małą objętość badanego gruntu, a na pewno mniejszą od objętosci gruntu stosowanego w badaniach łaboratoryjnych. Wymiar badanej strefy jest uważany za zbyt mały, aby można było uwzględnić w badaniach czynniki związane z makroporowatością gruntu i zbyt mały do pomierzenia rzeczywistej wartości przepuszczalności hydraulicznej w terenie.

Powierzchnia badanego gruntu także budzi wątpliwości. Może ona być zmieniona na skutek naruszenia struktury gruntu podczas instalowania końcówki pomiarowej, co może wpłynąć na zaniżenie wartości przepuszczalności hydraulicznej lub przepuszczalność ta może być zawyżona w skutek otwierania makroporów przez przemieszczanie się grubych cząstek gruntu na badanej powierzchni.

Z badań szwedzkich wynika (Torstensson 1984), że zasięg strefy wpływu jest relatywnie mały. Badania były słabo przeprowadzane w gruntach przepuszczalnych o współczynniku k = $1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-8}$ m/s. W zależności od czasu przeprowadzanego testu (1+10 godzin) uzyskano wielkość strefv wpływu w zakresie 0.8÷3.7 cm. Zwykle w gruntach drobnoziarnistych wtłaczane zostaje kilka ml wody. Zauważono także, że front zwilżania wzrastał a stopień nasycenia zmieniał się z 0 do 100 %. Najwieksza objętość gruntu, bioraca udział w badaniu przepuszczalności uzyskana podczas tych testów wynosiła 311 cm². Objętość tą można zamienić na walec o średnicy 6 cm i wysokości 11 cm. Odpowiada to próbkom stosowanym w laboratorium.

Podobne badania zostały przepro-Zakładzie Geotechniki wadzone W SGGW w październiku 1999 i czerwcu 2000. Badaniom poddano ił plioceński z regionu Warszawy. W pierwszym etapie został pobrany ił o naruszonej strukturze z giębokości 10 metrów w pobliżu ulicy Warneńskiej na Stegnach. Grunt zageszczono w specjalnie przygotowanym wielkowymiarowym cylindrze o średnicy d = 25 cm i wysokości h = 60 cm. Ił zagęszczano recznie zmodyfikowana metoda Proctora z podwojona energią zagęszczenia do wysokości 35 cm. Taki sposób zagęszczenia zapewnił wyeliminowanie makroporów. W ił następnie wciśnięto piezometr BAT na głębokość ok. 30 cm. Celem określenia zasięgu oddziaływania urzadzenia określono odczyn gruntu (pH>8) i użyto błękitu bromofenylowego, który w środowisku alkalicznym zmienia barwę z żółtego na silnie niebieski. Wskaźnik ten wpuszczano do próbki przy ciśnieniu stosowanym w warunkach in-situ przez 12 godzin. Po przecięciu zagęszczonej próbki okazało się, że zasięg barwnika wahał się w granicach 0,6÷0.8 cm. Wynik testu przedstawia rysunek 2. teczną objętość gruntu uczestniczącego w badaniu, możemy założyć że w gruntach bardziej przepuszczalnych objętość ta będzie odpowiednio większa. Ponadto w obu przypadkach strefa



RYSUNEK 2. Próbka iłu ze Stegien



RYSUNEK 3. Próbka ihu ze stacji A16

W drugim etapie pobrano ił o nienaruszonej strukturze z wykopu stacji Metra A16 z głębokości 16 m. Pobrana próbka miała średnicę d = 25 cm i wysokość h = 50 cm. Piezometr BAT wciśnięto na głębokość 40 cm i poddano identycznemu badaniu. W efekcie końcowym okazało się, że zasięg barwnika był dwukrotnie większy niż za pierwszym razem i wynosił $1.4 \div 1.6$ cm.

Wynik badania przedstawiono na rysunku 3.

Taką objętość gruntu reprezentuje próbka o wymiarach d = 4 cm i h = 8cm. Jeżeli w iłach uzyskujemy dostanasycenia barwnikiem świadczy wyraźnie o poziomym rozchodzeniu się roztworu, co potwierdza, że z badań piezometrem BAT uzyskuje się wartość współczynnika przepuszczalności hydraulicznej w kierunku poziomym. Nadmienić należy, że oba iły podczas badań były w stanie twardoplastycznym. Ił ze Stegien charakteryzował sie wilgotnością $w_n = 26$ %, ił ze stacji \triangle 16 posiadał wilgotność $w_n = 15$ %. Krzywe uziarnienia pokazano na rysunku 4.

W ostatnim czasie w Zakładzie Geotechniki SGGW były prowadzone badania iłów plioceńskich regionu Warszawy z udziałem piezometru BAT (Skutnik, Garbulewski, 2000). Jak wykazują autorzy iły plioceńskie występujące w rejonie Warszawy są gruntami bardzo niskiej przepuszczalności 0 $10^{-11} + 10^{-13}$ m/s. hydraulicznej, rzedu Wyniki badań pozwoliły stwierdzić, że zarówno pośrednia technika zastosowana w badaniach dylatometrem bezpośrednie Marchetti'ego. iak i pomiary rozpraszania ciśnień wody w badaniach sonda BAT, moga być z powodzeniem stosowane do określania przepuszczalności gruntów drobnoziarnistych. Podobna zgodność wyników BAT z badaniami w laboratorium uzyskali autorzy (Sobolewski, 1998: Bajda, 1998).

Podczas instalacji piezometrów w gruntach nienasyconych istnieje zagrożenie zapowietrzenia końcówek pomiarowych Garbulewski (1998). W przypadku piezometru BAT cylindryczny filtr wykonany jest z ceramicznego spieku o przeciętnej wielkości porów 1.8 µm. Taka budowa filtru zapewnia dobre warunki do wnikania wody, nauniemożliwia przewodzenie tomiast powietrza. Producent podaje wartość ciśnienia w przybliżeniu 13 mH₂0 jako te, przy której może dostać się do wewnątrz piezometru powietrze. Absolutne ciśnienie atmosferyczne osiąga wartość 10.33 mH₂0. Faza gazowa w gruntach zwykle nie przekracza tej wartości, zatem nie powinny występować problemy związane z zapowietrzeniem urzadzenia.



RYSUNEK 4. Wykresy krzywych uziarnienia

Badania zmian przepuszczalności

Podczas badania przepuszczalności przyrost stanu nasvcenia nastepuje określonej objętości gruntu wokół filtru. Zatem powstaje pytanie czy zmiany uwilgotnienia maja wpływ na zmianę parametrów filtracyjnych gruntów spoistych? Grunty drobnoziarniste wystepują zwykle w stanie częściowego nasycenia wodą. Grunty takie określa się jako nienasycone. Cecha gruntów nienasyconych jest ujemna wartość ciśnienia porowego. Mamy, wiec do czynienia z zjawiskiem ssania gruntu. Uiemne ciśnienie porowe charakteryzuje możliwość danego gruntu do wchłonięcia określonej ilości dostępnej wody. Im grunt jest mniej nasycony tym wieksza jest wartość ssania. Zatem rozróżnić należy przepływ w warunkach stanu nasycenia i w warunkach stanu nienasyconego. Przy przepływie w gruntach nasyconych znane jest równanie opisujące przepływ wody w ośrodku zgodne z prawem Darc'ego (1856):

$$V_{y} = k (\partial h / \partial y)$$
(6)
gdzie:

 V_y - składowa prędkości wg osi y ∂ h- zmiana naporu

hydrodynamicznego

∂y- zmiana długości wg osi y

W odniesieniu do przepływu w strefie nienasyconej równanie powyższe przybiera postać następującą:

 $V_{y} = k (u_{a} - u_{w}) (\partial h / \partial y)$ (7)

gdzie:

u_a- ciśnienie powietrza w porach gruntu,

 u_{w} - ciśnienie wody w porach gruntu $(u_{a} - u_{w})$ - ssanie macierzyste gruntu

Żakowicz i Garbulewski (1996) podali propozycję metodyki badań przepuszczalności hydraulicznej gruntów nienasyconych z możliwością kontroli zarówno naprężeń, odkształceń jak i stanu wilgotności podczas badania. Do tego celu zastosowali zmodyfikowana komorę aparatu trójosiowego ściskania. Modyfikacja polegała na zainstalowaniu w górnej i dolnej części próbek gruntu ceramicznych, końcówek pozwalajacych określić zmiany potencjału wodnogruntowego w zakresie dodatnich, jak i ciśnień. Badania ujemnych zostały przeprowadzone na próbkach gliny pylastej pobranej z rdzenia zapory w Czorsztynie. Z badań wynikało, że współczynników wartości przepuszczalności hydraulicznej zmniejszały się od k = 2.4×10^{-9} m/s przy całkowitym nasyceniu do $k = 7 \times 10^{-11}$ m/s przy S_r = 0.50 i odpowiednio do $k = 8 \times 10^{-12} \text{ m/s}$ przy $S_r = 0.30$. Ponizej wartości $S_r =$ 0.30 zaobserwowano bardzo wyraźne zmniejszenie współczynnika się przepuszczalności hydraulicznej do k = 1.5×10^{-17} m/s. Wyniki badania prezentowane przez Żakowicza i Garbu-

lewskiego (1996) przedstawiono na rys. 5.



RYSUNEK 5. Krzywa zależności k [cm/s] od Sr

Do rozwiązywania wielu zadań hydrogeologicznych wykorzystywanych przy projektowaniu budowli inżynierskich stosuje się często metody modelowe. Modelowanie warunków wodnogruntowych potrzebne jest do opisywania skomplikowanych zjawisk zachodzących w ośrodku trójfazowym oraz różnych charakterystyk obszaru, dla którego dane badanie modelowe jest prowadzone. Rozróżnia się modelowanie matematyczne i fizyczne. Model fizyczny zaopatrzony jest w urządzenia doprowadzające i odprowadzające wodę oraz w urządzenia pomiarowe. Taki model fizyczny został specjalnie wykonany w Zakładzie Geotechniki SGGW. Schemat modelu pokazany jest na rysunku 6. Całkowita wysokość modelu wynosi 86 cm, średnica wewnętrzna zaś 57 cm. Nad dnem cylindra umieszczono zawór doprowadzający wodę do gruntu. Na dnie cylindra ułożono 5 cm warstwę piasku zapewniającego równomierny podsiąk wody w drugim etapie badania. Ściany boczne i piasek wyłożono geowłókniną. Cylinder wypełniono gliną piaszczystą zwięzłą pochodzącą z

Wierzbicy koło Serocka. Glinę zagęszczano zmodyfikowaną metodą Proctora używając ubijaka ręcznego o masie 4.5 kg z energią 256 kNcm/dm³. wszystkich poziomach. W etapie drugim grunt był w stanie nasyconym przy wilgotności $24 \div 26$ %. Wyniki zestawiono poniżej w tabeli nr 1.



RYSUNEK 6. Schemat modelu fizycznego 1-piczometr BAT, 2-glina (G_{πz}), 3-piasek, 4-geowłóknina, 5-naczynie przelewowe.

Wypełniono 78 cm wysokości cylindra. Właściwości fizyczne gruntu przedstawiały się następująco:

- wilgotność naturalna $w_n = 14 \%$

- granica płynności $w_L = 29.5 \%$

- granica plastyczności $w_P = 9.9$ %

wskaźnik plastyczności I_P = 19.6 %

- stopień plastyczności $I_L = 0.21$

Do tak przygotowanego gruntu wprowadzono 3 piezometry BAT na głebokość 30 cm, 45 cm i 60 cm. Badania obejmowały pomiary ciśnienia porowego i współczynnika przepuszhydraulicznej. czalności Nastepnie podłączono zasilanie wodą przy stałej wysokości naczynia przelewowego na okres 1 miesiąca. Pomiarv powtórnie wykonano na tych samych poziomach co przed podłączeniem zasilania woda. 7. wykonanych testów wynika, że w pierwszym etapie grunt był nienasycony przy S₁<1. Świadczą o tym wartości eiśnień porowych $u_0 = -1.90$ m H₂0 na

TABELA 1.	Wyniki	pomiarów	па	modelu
-----------	--------	----------	----	--------

Н	u ₀	k _h 10 ⁻¹⁰	u ₀	k _h 10 ⁻⁹
[m]	mH ₂ 0	[m/s]	mH_20	[m/s]
	w=14%	w=14%	w =25%	w =25%
0.30	-1.90	6	0,25	1,6
	-1.90	6	1,09	0,8
	-1.90	4	0,55	1,5
0.45	-1.90	5	0,98	1,5
0.60	-1.90	3	0.34	- 3
	-1.90	3	0,42	4

Badania wykonano przy dwóch stanach wilgotności określonej metodą suszarkowo - wagowa. Analiza wyników badań wykazuje, że wyniki uzyskane piezometrem BAT potwierdzają zależność otrzymaną w zmodyfikowanej komorze aparatu trójosiowego ściskania. Jest wyraźna tendencja do zmniejszenia się współczynnika przepuszczalności wraz ze spadkiem wilgotności. W dalszym etapie prac wykorzystana zostanie metoda reflektometryczna (technika TDR) umożliwiająca bez naruszenia struktury gruntu wyznaczanie wilgotności objętościowej w dowolnym kroku czasowym. Badanie takie umożliwi wyznaczenie pełnego przebiegu krzywej zależności współczynnika przepuszczalności hydraulicznej od stopnia nasycenia gruntu.

Wnioski

Przeprowadzone badania zmian przepuszczalności gruntów spoistych wskazują na wyraźną zależność wartości współczynnika przepuszczalności hydraulicznej od aktualnej wilgotności gruntu. Zjawisko przepływu w gruntach nienasyconych jest bardzo złożone. Opis tego zjawiska przy pomocy współczynnika przepuszczalności hydraulicznej umożliwia w danym interwale czasowym zdefiniować stanu gruntu nienasyconego oraz jego zdolność do zmniejszenia, bądź zwiększenia przepływu.

Z badań wykonanych na gruntach spoistych uzyskano $2.5 \div 3$ krotne zmniejszenie wartości współczynnika przepuszczalności hydraulicznej wraz ze zmianą wilgotności w zakresie 14 ÷ 24 % w strefie środkowej i górnej. W strefie dolnej (0.60 m) współczynnik k_h zmniejszył się 10 krotnie przy zmianie wilgotności z 14 ÷ 26 %.

Wykorzystanie krzywych przepuszczalności hydraulicznej może umożliwić prognozowanie potencjalnych zmian w przepływie na podstawie przewidywanych zmian uwilgotnienia podłoża, ocenę możliwości migracji zanieczyszczeń w gruntach nienasyconych, oszacowanie wielkości przepływu na podstawie znajomości wilgotności gruntu, a także oszacowanie stanu równowagi wilgotnościowej między zalegającymi na sobie warstwami gruntu.

Literatura

- BAJDA M., 1998: Wykorzystanie badań in situ do oceny parametrów przepływu i migracji zanieczyszczeń w podłożu. Praca magisterska wykonana w Katedrze Geotechniki SGGW.
- BALIGH M.M., SCOTT R.F., 1975: Quasi-static deep penetration in clays. Journal of the Geotechnical Engenireeng Division, vol. 101, no. GT11: 1119-1133.
- DANIEL D., E., 1994: Materiały własne.

- DOMŻALSKA M., KRAWCZYK M., 1998: Ocena wpływu zmian geometrii gruntów drobno-ziarnistych na przewodność hydrauliczną w uszczelnieniach budowli inżynierii środowiska. Praca magisterska wykonana w Katedrze Geotechniki SGGW.
- FREDLUND D.G., 1998: The practice of unsaturated soil mechanics. Proc. of the XI Danube-European Conference on Soil Mechanic and Geotechnical Engenereeng Croatia: 29-50.
- GARBULEWSKI K., ŻAKOWICZ S., 1997: Badania kontrolne barier izolacyjnych. Materiały na XI Krajową Konferencję Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk: 71-76.
- GRABOWSKA-OLSZEWSKA B., 1998: Właściwości gruntów nienasyconych. Praca zbiorowa. PWN, Warszawa 1998.
- SKUTNIK Z., GARBULEWSKI K., 2000: Badania terenowe i laboratoryjne przewodności hydraulicznej iłów plioceńskich. Materiały na XI Krajową Konferencję Mechaniki Gruntów i Fundamentowania Szczecin: 265-278.
- SOBOLEWSKI M., PÓŁTORAK G., 1998: Możliwość zastosowania sondy BAT do oceny parametrów przepływu. Materiały na XX Międzynarodowe Sympozjum Naukowe Studentów i Młodych Pracowników Nauki. Zielona Góra. 1: 78-83.
- TORSTENSSON B.A., 1984: A New system for groundwater monitoring. Ground Water Monitoring review. Stockholm, Vol. IV, pp. 131-138.
- TORSTENSSON B.A., 1988: In situ permeability testing compacted

fine-grained soils using the BAT system, Stockholm.

- TRAUTWEIN S.J., WILLIAMS C.E., 1990: Performance evaluation of earthen liners. "Waste Containment Systems". Geotechnical Special Publication ASTM, No. 26: 30-49.
- TRAUTWEIN S.J., BOUTWELL G.P., 1994: In-situ hydraulic conductivity tests for compacted soil liners and caps. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142: 184-
- WHITTLE A.J., AUBENY C.P., 1992: The effects of installation disturbance on interpretation of in- situ tests in clays. Productive Soil Mechanics, Wroth Memorial Symposium: 585-605.
- ŻAKOWICZ S., GARBULEWSKI K., 1996: Nowa metodyka badań przewodności hydraulicznej nienasyconych gruntów ekspansywnych. Problemy Kształtowania Środowiska Obszarów Wiejskich. Przegląd Naukowy SGGW. z., 12: 45-57.

Summary

Author's address:

Mariusz Sobolewski, Marek Bajda

Katedra Geoinżynierii

Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska, SGGW

02 – 787 Warszawa, Nowoursynowska 166 Poland

Influence of soil saturation on permeability characteristics in cohesive soils. This paper presents the results of in situ test performed by means of BAT system in cohesive soils and results of laboratory investigations carried out in order to estimate the relation between horizontal coefficient of hydraulic conductivity k_h and water saturation of fine-grained soils. Values of k_h determined by BAT tests for pliocene clay from Warsaw were compared with the corresponding values obtained in laboratory tests.

JĘDRZEJ WIERZBICKI

Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu Department of Geotechnics of A. Cieszkowski Agricultural University, Poznań

Próba wykorzystania stożka dylatometrycznego do wyznaczania modułów ściśliwości piasków fluwialnych

Wstęp

etapem projektowania Istotnym posadowienia budowli jest wyznaczenie ściśliwości podłoża. parametrów Uzyskanie wiarygodnych wartości modułów, opisujących charakterystykę odkształceniowa gruntu możliwe jest dwoma sposobami, poprzez wykonanie badań laboratoryjnych, badź też testów in-situ. Tradycyjnie pierwsze z nich cieszą się opinią bardziej precyzyjnych (znany stan i ścieżka naprężeń), drugie natomiast tańszych i szybszych do przeprowadzenia. Zalety i wadv obydwu są szeroko znane i były już przedmiotem analiz (Jamiołkowski i inni, 1985).

Jedna z niezaprzeczalnych zalet testu in-situ jest możliwość oznaczenia parametrów odkształceniowych osadu niespoistego. aktualnym stanie w napreżeń podłożu. Wielokrotnie w podeimowane pozyskania próby nienaruszonego fragmentu podłoża niespoistego różnymi metodami (np. poprzez zamrażanie) wymagały dużych nakładów finansowych przy watpliwym efekcie (Christoffersen i Lunne, 1982).

Spośród rozpowszechnionych na świecie testów terenowych do oceny modułów ściśliwości gruntu najcześciej dylatometrem stosuje sie badanie Marchettiego (DMT) (Marchetti, 1980) modyfikacjami oraz różnymi presjometrów (Powell i Shields, 1997). Metody te opierają się na pomiarze napreżeń podczas niemal horyzontalnej wywoływanej deformacii podłoża, przyrząd zainstalowany przez na dowolnej głębokości. Pewnym ograniczeniem jest tu (szczególnie w przypadku testu presjometrycznego) stosunkowo niewielka liczba odczytów profilu w porównaniu z testem w statycznego sondowania (CPT). Z kolei badanie CPT, przy dużej czestotliwości zapisu, nie pozwala na tak daleko idaca kontrolę stanu naprężenia w trakcie badania, jak ma to miejsce w przypadku dylatometru i presjometru (Drescher i inni, 1967; Lunne i inni, 1997). Efektem tego jest stosowanie czysto empirycznej zależności pomiedzy wynikami testu CPT i modułem ściśliwości (Christoffersen Lunne. 1982 i Młynarek i inni, 1991).

Cel badań

widzenia punktu Z tego wydaje sie interesująca być próba połaczenia badań pewnych cech dvlatopresjometrycznych, czy metrycznych z zaletami testu CPT. Dzięki takiei kombinacii istnieje zastosowania niektórych możliwość wynikających teorii rozwiazań Z sprężystości dla przypadku niewielkich odkształceń zachodzacych podczas badaniu ekspansji próżni. w przebiegającym zgodnie z założeniami statycznego sondowania. Ewentualne potwierdzenie otrzymanego rozwiązania zwiekszyłoby wiarygodność testu CPT ocenie charakterystyk przy. odkształceniowych podłoża oraz nowe możliwości otwierało jego zastosowania.

Stożek dylatometryczny

Zmodyfikowany stożek do testu statycznego sondowania został zaprojektowany i wyprodukowany przez A.P. van den Berg Company, jedną z głównych firm zajmujących się wytwarzaniem tego typu sprzętu. Końcówka pomiarowa składa się ze standardowego stożka CPT wraz z tuleją cierną i umieszczonej tuż za nią, części dylatometrycznej (rys. 1).

Fuleja ma kształt ściętego stożka, o niewielkim kącie wierzchołkowym (ok. 2°). Wciskanie tulei w podłoże powoduje zwiększenie średnicy otworu sondowania z 35,7 mm do 41,05 mm na dystansie 133,7 mm. Zarówno prędkość penetracji jak i częstość zapisu jest taka





iak teście CPT w wvnosi i odpowiednio: 2 cm/s i odczyty co kolejne 2 cm profilu. Podczas testu, za pomoca tensometru, rejestrowana jest siła potrzebna na pionowe przesunięcie części dylatometrycznej, tak jak w tulei ciernej. przypadku W celu interpretacji, dla uzyskania wartości naprężeń, mierzoną siłę pomnożono przez cosinus połowy kata wierzchołkowego i podzielono przez pole powierzchni oddziaływania części dylatometrycznej z gruntem (podobnie jak ma to miejsce w przypadku tarcia na pobocznicy - f_c).



RYSUNEK 2. Porównanie dwóch użytych końcówek pomiarowych

Nowo uzyskana wielkość (opór części dylatometrycznej) została oznaczona przez q_d . Nomenklatura ta nawiązuje do oporu stożka (q_c), ze względu na bardziej podobny niż w przypadku tarcia na pobocznicy przebieg charakterystyki penetracji.

W trakcie badań wykorzystano modyfikacje stożka dwie dylatometrycznego: krótka i długa (rys. 2). długiej tulei zwiększono W odległość pomiedzy stożkiem pomiarowym a pobocznicą i częścią dylatometryczną, poprzez dodanie modułu o długości ok. 13 cm..

Teoretyczne podstawy wyznaczania modułu deformacji podłoża

Ze względu na małe odkształcenia występujące wzdłuż części dylatometrycznej (wynoszące niespełna 4%) zdecydowano się na zastosowanie równania stanu równowagi dla odkształcenia elastycznego, podanego przez Vesic'a (1972).

$$\frac{\Delta\sigma_r}{\Delta r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{1}$$

gdzie: σ_r – naprężenie promieniowe

 σ_{θ} – naprężenie obwodowe

 $\Delta \sigma_r$ – przyrost naprężeń promieniowych

r – maksymalny promień deformacji cylindrycznej

∆r – przyrost promienia deformacji

Rozpatrzono przypadek tu cylindryczny, ze względu na większe podobieństwa geometryczne stanu naprężeń i odkształcenia wokół części dylatometrycznej. Jednocześnie dokonano koleinego założenia Θ horyzontalnym rozchodzeniu sie deformacji i takim kierunku wywoływanych napreżeń. Jakkolwiek jest to daleko idace uproszczenie. wydaje się, iż w przypadku powierzchni tak nieznacznie odchylonej od pionu (1°7') można je zastosować.

Przekształcając równanie (1) otrzymano postać równania (2). Z kolei dla przypadku odkształcenia sprężystego możemy wyznaczyć modul odkształcenia postaciowego G według równania (3) (Houlsby i Withers, 1988: Withers i inni, 1989).

$$\sigma_{\theta} = \frac{r \cdot \Delta \sigma_r}{\Delta r} + \sigma_r \tag{2}$$

$$G = \frac{\sigma_{\theta}}{2\varepsilon_{\theta}} \tag{3}$$

Łącząc równania (2) i (3) otrzymujemy następującą formułę:

$$G = \frac{r\Delta\sigma_r + \Delta r\sigma_r}{2\Delta r\varepsilon_{\theta}}$$
(4)

gdzie: ϵ_{τ} – odkształcenie obwodowe (ln(r/r₀))

Tak wyznaczony moduł G jest związany z modułem ściśliwości M za pomocą powszechnie znanej zależności:

$$M = \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)} \tag{5}$$

Zakładając więc niezmienność cech badanego osadu (stały współczynnik Poisson'a) istnieje bezpośrednia funkcyjna zależność pomiędzy modułami G i M.

Podstawowym problemem pozostaje teraz wyznaczenie końcowej wartości naprężeń promieniowych σ_r i ich przyrostu $\Delta\sigma_r$. Ze względu na brak takiej bezpośredniej możliwości jako ich estymatory przyjęto odpowiednio q_d oraz q_d - f_s . Zdając sobie sprawę z szacunkowego charakteru zależności postanowiono w dalszym etapie ją przetestować.

Miejsce badań

Testy stożkiem dylatometrycznym (DCPT) przeprowadzono na poligonie doświadczalnym Norweskiego Instytutu Geotechnicznego (NGI), znajdującym się na wyspie Holmen, ok. 20 km na południowy wschód od Oslo.

W podłożu występują do głebokości ok. 20 m piaski średnie i grube stanie luźnym w średniozageszczonym. Osady te zostały zdeponowane pod powierzchnią wody około 2 do 3 tysięcy lat temu, jako dystalna część stożka fluwialnego rzeki Drammen. Warstwa powierzchniowa, do głębokości około 4 m jest sztucznie przez człowieka celu usypana w podwyższenia rzednej wyspy nad poziom okalającego morza.

Na niewielkim obszarze około ¼ ha w ramach badań porównawczych NGI przeprowadziło kilkadziesiąt testów różnymi technikami, włączając badania laboratoryjne (Wierzbicki i Lunne, 1999).

Rezultaty testów DCPT

Badania stożkiem dylatometrycznym wykonano w dwóch równoległych rzędach, zachowujac półtorametrowy odstep pomiedzy sondowaniami (Wierzbicki i Lunne, 1999). Z ośmiu udanych testów cztery przeprowadzono przy użyciu długiej, a cztery wykorzystując krótką końcówkę pomiarowa.

Sondowania wykonano do głębokości 18 m, przy czym pierwszy metr przebiegał w otworze wiertniczym, przygotowanym ze względu na obecność otoczaków w tej partii profilu.



RYSUNEK 3. Średnie wartości charakterystyk penetracji testu DCPT dla piasków z Holmen

Uzyskane wartości oporu stożka (q_c) i tarcia na pobocznicy (f_s) nie odbiegają znacząco od uzyskanych wcześniej podczas standardowych testów CPT (Wierzbicki i Lunne, 1999).

Zaznacza się natomiast wyraźna różnica pomiędzy zarejestrowanymi charakterystykami f_s i q_d dla dwóch użytych końcówek.

Na rysunku 3 przedstawiono średnie rezultaty testów wykonanych krótką i długą końcówką pomiarową.

Opracowanie i analiza wyników

Zgodnie procedura Z przyjętą interpretacyjna dla każdego testu zredukowano liczbę danych tak, aby uzyskać obraz podobny do otrzymanego trakcie dylatometrem w testu Marchettiego. W celu jako tym wartość reprezentatywna przyjęto mediany z kolejnych 20 cm profilu. Na uzyskanych wartości podstawie dla wszystkich testów wyznaczono na podstawie wzoru (4) wartość GD. Porównujac wyniki tej samei Z głębokości poszczególnych w sondowaniach wyznaczono podstawowe miary zmienności próby (tabela 1).

TABELA 1Podstawowe miary zmiennościwartości GD wyznaczonej z testu DCPT

	końcówka kró	tka końc	ówka długa
σ _{maks.}	3,804	[MPa]	1,513
σ _{min.}	0,751	[MPa]	0,087
$\sigma_{sr.}$	1,893	[MPa]	0.760
V _{maks.}	0,535	-	0,621
v _{min.}	0,145	-	0,023
V _{śr.}	0,341	-	0,248

objaśnienia do tabel 1 i 2:

 σ – odchylenie standardowe próby v – współczynnik zmienności próby

Do analizy porównawczej wykorzystano rezultaty ośmiu testów wykonanych dylatometrem Marchettiego na tym samym poligonie (Lacasse i inni, 1985). Wartości modułu ściśliwości M wyznaczono standardowa Marchettiego procedura (Marchetti, profilu. 1980) wzdłuż całego w odstepach 20 cm. Również w tym przypadku obliczono podstawowe charakterystyki zmienności próby na danej głębokości (tabela 2).

Współczynniki zmienności testów DCPT i DMT różnią się jedynie nieznacznie, a ich wartości wynikają prawdopodobnie z niewielkich wahań cech gruntu w obrębie tej samej warstwy oraz błędu metody.

TABELA 2Podstawowe miary zmiennościwartości M wyznaczonej z testu DMT

σ _{maks.}	12,389 [MPa]
σ _{min.}	2,650 [MPa]
σ _{śr.}	6,284 [MPa]
V _{maks.}	0,535
V _{min}	0,161
Vsr.	0,285

Kierujac się podobna charakterystyka statystyczną przyjętymi wcześniej założeniami rezultaty porównano otrzymane Z testów DCPT i DMT. Przyjęto tu korelację każdego sondowania DCPT z każdym testem DMT na danei głębokości. Otrzymany obraz graficzny (rys. 4) nie odbiega od tego który istnieje dla korelacii wewnetrznej testów DMT (rys. 5). Znajduje to również potwierdzenie w obliczonych wartościach współczynnika korelacii liniowej (tabela 3).

TABELA 3 Wartości współczynnika korelacji liniowej r_{XY} dla wyników testów DCPT i DMT oraz poszczególnych testów DMT

	DCPTkrotki	DCPT _{dlugi}	DMT
	/DMT	/DMT	/DMT
r _{AT maks}	0,89	0,86	0.87
r _{AY} min.	0.30	0.58	0.51



RYSUNEK 4. Porównanie wartości M_{DMT} oraz G_D wyznaczonych dla piasków Holmen



RYSUNEK 5. Porównanie wartości M wyznaczonych dla piasków Holmen na podstawie testów DMT

Na dalszym etapie zredukowano dane, uśredniając wyniki pochodzące z różnych testów. Po zestawieniu otrzymanych tak par danych uzyskano obraz zmienności wyznaczonego modułu GD wraz zmiennościa ze modułu M (rys. 6). Na tej podstawie, po przeprowadzeniu analizy regresji, przy

założeniu M jako zmiennej zależnej, uzyskano równania (6 i 7) pozwalające na oszacowanie modułu ściśliwości M badanych piasków fluwialnych na podstawie testu DCPT (M_{DCPT}).

dla krótkiego:

 $M_{DCPT} = 4,23045G_D - 2,87275 \qquad (6)$

przy R²=0,83

dla długiego:

 $M_{DCPT} = 4,56364G_D + 4,94863 \tag{7}$

przy R²=0,90

Wyznaczone tak wartości modułów ściśliwości porównano ze średnimi wartościami oszacowanymi na podstawie testów laboratoryjnych i terenowych oraz osiadań pobliskich budowli, uważanymi za wzorcowe dla badanej formacji geologicznej (rys. 7).

Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona próba wvkorzystania stożka dylatometrycznego do wyznaczenia charakterystyk deformacji podłoża wykazuje. przypadku w badanych osadów, zgodność trendu uzyskanych rezultatów z wynikami innych testów. Otrzymane wartości są nizsze o około 7 MPa od wartości uznawanych za wzorcowe. W chwili obecnej otwartym pozostaje pytanie o możliwość zastosowania przyjętej zależności w innych osadach niespoistych?



RYSUNEK 6. Porównanie średnich wartości modułów G_D i M_{DMT} wyznaczonych dla piasków Holmen.



RYSUNEK 7. Porównanie obliczonych wartości M_{DCPT} z wzorcowymi wartościami M dla piasków Holmen.

Do precyzyjnej odpowiedzi niezbędne jestprzeprowadzenie szerszych badań, na przykład przy różnych wartościach stopnia przekonsolidowania

Zauważona zależność zmienności wyników testów DCPT i DMT obarczona jest błędem, którego obrazem może być rys. 4. Błąd ten nie jest jednak większy od wewnętrznej zmienności testu DMT (rys. 5). Dodatkowo należy nadmienić. dla formacii że. niemal przyjętej geologicznej za wartości modułów jednorodna, obliczone na podstawie różnych testów, a składające się na tzw. wzorcową wartość średnia, często odbiegają od siebie o ponad 100 % (Wierzbicki i Lunne, 1999).

Widoczne różnice w pomiarach przeprowadzonych pomocy przy różnych rodzajów końcówek moga być tłumaczone zmniejszeniem wpływu napreżeń wywołanych podczas penetracji przez stożek na odczyty leżących za nim: tulei ciernej i części dylatometrycznej. Taka teza znajduje również potwierdzenie gdv zwrócimy uwage na lepszą korelację wartości obliczonych na podstawie testu długą końcówką.

Podobieństwo współczynników zmienności porównywanych metod badań in-situ działa tu na korzyść testu sondowania statycznego (DCPT). Technika ta daje większą liczbę danych pełniejszą pozwalajac na analize statystyczną, niż badania dylatometryczne.

Należy zaznaczyć, że możliwie najwierniejszy obraz cech podłoża uzyskujemy poprzez zastosowanie różnych metody badań. Zaproponowane rozwiązanie trzeba więc traktować jako próbę uzupełnienia pałety technik jakimi może dysponować współczesny geotechnik.

Literatura

- CHRISTOFFERSEN H.P., T. LUNNE (1982): Laboratory tests on sand samples from Holmen". NGI internal report No. 40015-3, Oslo
- DRESCHER A., K. KWASZCZYŃSKA, Z. MRÓZ (1967): Statistcs and kinematics of the granular medium in the case of wedge indentation. Archiwum Mechaniki Stosowanej t. XIX, nr. 1, str. 99-112
- POWELL J.M.J., C.H. SHIELDS (1997): The cone pressuremeter – a study of its interpretation in Holmen sand. Proc. of the 14th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg 1997, Vol. 1, pp. 573-576
- HOULSBY G.T., N.J. WITHERS (1988): Analysis of the cone pressuremeter test in clay. Geotechnique 38, No. 4, pp. 575-587
- JAMIOLKOWSKI M., C.C. LADD, J.T. GERMAINE, R. LANCELLOTTA (1985): New developments in field and laboratory testing of soils". Proc. 11th ICSMFE, San Francisco
- LACASSE S., T.S. OLSEN, T. VAGE (1985): Dilatometer tests in Holmen sand. NGI internal report No. 40019-4, Oslo
- LUNNE T. P.K. ROBERTSON, J.J.M. POWELL (1997): Cone penetration testing in geotechnical practice. Reprint by E&FN Spon, London, 1997
- MARCHETTI S. (1980): In situ tests by flat dilatometer. ASCE, JGED, V. 106, No. GT3, pp. 299-321
- MŁYNAREK Zb., W. TSCHUSCHKE, G. SANGLERAT, M. TOMASZEWSKI (1991): Evaluation of soil strength parameters by the CPTU method.

Archiwum Hydrotechniki t. XXXVIII, z. 3-4, str. 17-34

- VESIC A.S. (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass. Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Div., Proc. of the ASCE, pp. 265-290
- WIERZBICKI J., T. LUNNE (1999): NGI research site at Holmen, Drammen. NGI internal report No. 972508-1, Oslo
- WITHERS N.J., J. HOWIE, M.O. HUGHES, P.K. ROBERTSON (1989): Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sand. Geotechnique 39, No. 3, pp. 433-454

obtained trends yields the final equations to compute the constrained moduluses from DCPT (eq. 6 and 7). The comparison of computed M_{DCPT} values with "the best estimated" values for fluvial sand of Holmen Island in Norway is shown on fig. 7.

Author's adress Jędrzej Wierzbicki Department of Geotechnics Agricultural University Poznań Poland e-mail: jw@owl.au.poznan.pl

Summary

Evaluation of compressibility moduluses of fluvial sand on the basis of the dilatocone test results. This paper presents some results of research carried out with new CPT device – dilatocone. The computed values of G_D modulus (eq. 4) were compared with the given M modulus values, obtained from DMT (fig. 6). The statistical analysis of

TYMOTEUSZ ZYDROŃ

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego, AR w Krakowie Department of Soils Mechanic and Earth Structures, Cracow Agricultural University - AR

Badania zagęszczalności odpadów powęglowych wykonane w normowym i średniowymiarowym aparacie Proctora

Wprowadzenie

Jednym ze sposobów wykorzystania odpadów poweglowych, składowanych na hałdach, jest ich użycie do budowy różnego rodzaju nasypów inżynierskich, badź też do obniżeń terenów zdegradowanych. Przy wykonywaniu tego typu budowli ważnym zagadnieniem jest. aby wbudowywany materiał posiadał odpowiednie cechy fizyczne i mechaniczne. W celu polepszenia tych cech stosuje się ich zagęszczanie statyczne, udarowe i wibracyjne. Parametry zageszczalności materiału najczęściej oznacza się z badań w aparatach Proctora wg aktualnie obowiazującej normy PN-88/B-04481 oraz wg instrukcji wykonywania laboratoryjnych badań odpadów poweglowych do celów budownictwa ziemnego (Skarżyńska, Setmajer 1985, Gryczmański i in. 1998).

W przypadku badań prowadzonych na odpadach powęglowych, które cechują się znaczną zawartością ziarn o dużej średnicy, celowe jest zastosowanie aparatury o odpowiednio dużej średnicy, która umożliwiłaby przeprowadzenie badań na materiale o uziarnieniu naturalnym lub jak najbardziej zbliżonym do naturalnego. Takie badania przeprowadzić można w średniowymiarowych i wielkowymiarowych aparatach.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań zagęszczalności odpadów powęglowych Kopalni Sośnica wykonane w normowym i w średniowymiarowym aparacie Proctora. Porównano wyniki otrzymane z badań w obydwu aparatach oraz przedstawiono czynniki mające wpływ na zagęszczalność.

Przegląd literatury

Badania zagęszczalności odpadów poweglowych były w Polsce prowadzone m.in. przez Kawalca (1972, 1973) i Sekowskiego (1984). Badaniami grunmineralnych, gruboziarnistych. tów które podobnie jak odpady poweglowe cechują się znaczną zawartościa frakcji grubszych zajmowali się m.in. Pisarczyk (1973, 1977) oraz Wilun i Pisarczyk (1969). Autorzy ci w swoich pracach porównywali wyniki badań uzyskane w normowych, średniowymiarowych i wielkowymiarowych aparatach Proctora (Tab. 1.), Ponadto określili wpływ wybranych czynników na otrzymywane wartości pas i wost oraz analizowali zakres stosowalności empirycznych wzorów Wilczyńskiego dla gruntów i materiałów gruboziarnistych.

0 ,	1 1 10 1		
Czynnik	Wyniki	Badany material	Autor
wielkość aparatu	zastosowanie wielkowymiaowego aparatu Proctora prowadzi do otrzy- mywania wyższych wartości p _{ds} (10- 14%) i niższych w _{opt} (40-42%)	gruboziarniste grunty rodzime	Wiłun i Pisarczyk (1969), Pisarczyk (1973)
	zastosowanie wielkowymiarowego aparatu Proctora prowadzi do otrzy- mywania wyższych wartości ρ_{ds} (6- 17%) i niższych w _{opt} (21-42%)	odpady powęglowe	Kawalec (1972), Sękowski (1984)
jednostkowa energia zagęsz- czania	użycie wyższej energii zagęszczania prowadzi do uzyskiwana wyższych wartości p _{ds} (5-6%) i niższych w _{opt} (23-35%)	gruboziarniste grunty rodzime	Pisarczyk (1973, 1977)
	użycie wyższej energii zagęszczania prowadzi do uzyskiwana wyższych wartości ρ_{ds} (6-8%) i niższych w _{opt} (16-25%)	odpady powęglowe	Sękowski (1984)
grubość uziar- nienia	wraz z wzrostem grubości uziarnie- nia wzrasta γ_{ds} , a maleje w _{opt} ; naj- większe zagęszczenie uzyskuje się przy zawartości w gruncie około 50- 70% ziarn d>7 mm	gruboziarniste grunty rodzime	Pisarczyk (1973, 1977)
	wraz z wzrostem grubości uziarnie- nia wzrasta γ_{ds} , a maleje w _{opt}	odpady powęglowe	Kawalec (1973), Sękowski (1984)

TABELA 1. Wpływ wybranych czynników na wyniki badań zagęszczalności gruntów gruboziarnistych i odpadów powęglowych.

Na podstawie analizy dostępnej literatury ogólnie można stwierdzić, że na oznaczenie parametrów zagęszczalności, tj. maksymalną gęstość objętościową szkieletu p_{ds} i wilgotności optymalną w_{opt} mają wpływ:

- zastosowana aparatura, prowadząc badania w większych aparatach uzyskuje się wyższe wartości ρ_{ds}, a niższe w_{opi};
- energia zagęszczania E_z, wraz ze wzrostem energii zagęszczania rośnie ρ_{ds}, maleje w_{opt};
- grubość uziarnienia; wraz ze wzrostem grubości uziarnienia wzrasta maksymalna gęstość objętościowa szkieletu ρ_{ds} i maleje wilgotność optymalną w_{opt}.

Z powodu małej ilości laboratoriów geotechnicznych wyposażonych w średnio- i wielkowymiarowe aparaty Proctora, stosuje się głównie aparaty normowe wymagające odsiania grubszych frakcji. Uzyskane wyniki przelicza się dla gruntów mineralnych o pełnym uziarnieniu empirycznymi wzorami Flossa, zmodyfikowanymi przez Wilczyńskiego (PN-88/B-04481). Wzór na poprawioną wartość maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego ma postać:

$$\rho_{ds} = \frac{100 \cdot \rho \cdot \rho_{ds}}{(100 - x)\rho + x \cdot \rho_{ds}} [g/cm^3] \quad (1),$$

TABELA 2. Porównanie parametrów zagęszczalności uzyskanych na podstawie przeliczania wzorami empirycznymi uzyskanych z badań laboratoryjnych materiału o uziarnieniu naturalnym

Problem	Wyniki	Badany mate- riał	Autor
Przeliczanie wzorami Flossa i Wilczyńskiego wyników otrzymanych w aparaturze normowej na wartości odpowia- dające naturalnemu składowi granulome- trycznemu	otrzymane wartości γ_{ds} są zawy- żone (3-35%), a w _{opt} zaniżone (34-83%) w stosunku do mate- riału o uziarnieniu naturalnym	gruboziarniste grunty rodzime	Wiłun i Pisarczyk (1969), Pisarczyk (1977)
	otrzymane wartości γ_{ds} są zawy- żone (3-25%), a w _{opt} zaniżone (11-64%) w stosunku do mate- riału o uziarnieniu naturalnym	odpady powę- glowe	Kawalec (1973), Sękowski (1984)

gdzie:

- ρ'ds skorygowana wartość maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu z uwzględnieniem frakcji grubej [g/cm³];
- *ρ*_{ds} maksymalna gęstość objęto- ściowa szkieletu wyznaczona w normowym aparacie Proctora [g/cm³];
- wagowa zawartość odsianych ziarn grubszych [%];
- ρ gęstość właściwa gruntu nasypowego [g/cm³].

Wzory na poprawioną wartość wilgotności optymalnej mają postać: - wzór Flossa

$$w_{opt} = \frac{w_{opt}(1-x) + w_g \cdot x}{100} [\%] \quad (2)$$

- wzór Wilczyńskiego

$$w_{opt} = w_{opt} \left(1 - \frac{x}{100}\right) \ [\%]$$
 (3)

 w opt - skorygowana wartość wilgotności optymalnej po uwzględnieniu ziarn grubych, [%];

 w_{opt} - wilgotność optymalna wyznaczona w normowym aparacie Proctora, [%];

wg - wilgotność frakcji gruboziarnistej
 równa nasiąkliwości, [%].

Wymienieni autorzy (w Tabeli 2.) stwierdzili, że zastosowanie wzorów Flossa i Wilczyńskiego daje zadawalające wartości parametrów zagęszczalności tylko w przypadkach, gdy zawartość frakcji grubszej (odsianej) nie przekracza 25-30% ogólnej ilości ziarn.

Charakterystyka materiału i metoda badań

Przedmiotem badań jest świcżo zwałowany materiał odpadowy Kopalni Węgla Kamiennego Sośnica. Jest to materiał w którego składzie przeważają różne odmiany iłowców (83%), występują ponadto piaskowiec (5%), mułowce (3%) i żwirowce (1%) oraz węgiel

ce (3%) i żwirowce (1%) oraz węgiel (8%). Wykresy uziarnienia tego materiału przedstawione zostały na Rysunku 1. Uziarnienie materiału wyjściowe-
go odpadów odpowiada pod względem geotechnicznym pospółce wg PN-86/ B-02480.



RYSUNEK 1. Wykresy uziarnienia odpadów powęglowych KWK Sośnica: 1 – materiał o naturalnym uziarnieniu, 2 – materiał d_{max}<60 mm, 3 – materiał d_{max}<40 mm.

Celem pracy jest porównanie wyników badań zagęszczałności odpadów kopalnianych Kopalni Sośnica w normowym i średniowymiarowym aparacie Proctora w zależności od przyjętych warunków badań. Badania przeprowadzono w dwóch rodzajach, o różnych wymiarach cylindra, aparatach Proctora: aparat normowy, o objętości cylindra 2,2 dm³, produkcji "ZAN" w Krakowie, oraz średniowymiarowy aparat produkcji niemieckiej firmy "Wille Geotechnik", o objętości cylindra 9,8 dm³.

Zastosowano dwie jednostkowe energie zagęszczania: energia standardową ($E_z = 0,59 \text{ J/cm}^3$) i energia zmodyfikowaną ($E_z = 2,65 \text{ J/cm}^3$).

W normowym aparacie Proctora badano material $d_{max} < 40 \text{ mm}$ a w średniowymiarowym aparacie Proctora użyto badań materiału $d_{max} < 60 \text{ mm}$ i d_{max} < 40 mm. Wyniki odniesiono do przedstawionych w literaturze. Ponadto przeanalizowano zmiany składu uziarnienia badanego materiału, jakie zachodziły podczas zagęszczania.

Wyniki badań i ich analiza

Należy zwrócić uwagę, że mimo różnic między gruboziarnistymi gruntami rodzimymi a materiałem odpadów poweglowych wyniki badań zagęszczalności a także czynniki mające wpływ na otrzymywane parametry zagęszczalności są podobne. Specyficzną cecha odpadów poweglowych, która m.in. odróżnia je od gruntów rodzimych, jest ich podatność na wietrzenie oraz na kruszenie podczas zagęszczania (Sękowski 1990, Skarżyńska 1997). Wielkość rozdrobnienia zależna jest od wielkości użytej jednostkowej energii zagęszczania i im wyższa energia, tym większe rozdrobnienie. Na podstawie uzyskanych wyników badań składu granulometrycznego stwierdzono, że podczas zagęszczania następuje rozdrobnienie badanego materiału (Rys. 2.). Jest ono zależne od użytej jednostkowej energii zagęszczania, im wyższa energia, tym większe rozdrobnienie. W przypadku zastosowania zmodyfikowanej energii zagęszczania wyraziło się ono ubytkiem procentowej zawartości frakcji kamienistej i zwirowej (do 9%), przyrostem zawartości frakcji piaskowej (6-7%) oraz niewielkim przyrostem frakcji pyłowej i ilowej (do 2%) w stosunku do składu granulometrycznego materiału wyjściowego.

	Normow Proc	Normowy Aparat Średniowymiarowy Aparat Proctora Proctora		Średniowymiarowy Aparat F		ctora
Parametr	d _{max} < 4	40 mm	d _{max} <	40 mm	d _{max} <	60 mm
	E _z =0,59 J/cm ³	E _z =2,65 J/cm ³	E _z =0,59 J/cm ³	E _z =2,65 J/cm ³	E _z =0,59 J/cm ³	$E_z=2,65$ J/cm ³
Maksymalna gę- stość objętościowa szkieletu, p _{ds} [g/cm ³]	1,83	1,94	1,90	1,99	1,93	2,02
Wilgotność opty- malna, w _{opt} [%]	9,89	7,31	8,67	5.85	8,06	5,70

TABELA 3. Zestawienie wyników badań zagęszczalności odpadów powęglowych KWK Sośnica w normowym i średniowymiarowym aparacie Proctora.

TABELA 4. Porównanie wyników badań zagęszczalności odpadów powęglowych KWK Sośnica otrzymanych z badań laboratoryjnych i obliczonych ze wzorów empirycznych.

Parametr	Energia zagęsz- czania [J/cm ³]	Aparat normowy d _{max} <40 mm	Wartości przeliczone wzorami	Aparat średniowy- miarowy d _{max} <40 mm	Aparat średniowy- miarowy d _{max} <60 mm	Stosunek wartości 4 6
1	2	3	4	5	6	7
Maksymalna gęstość objęto- ściowa szkieletu, p _{ds.} [g/cm ³]	0,59	1,83	1,88	1,90	1,93	0,97
optymalna, w _{oot} [%]		9,89	8,57	8,67	8,06	1,06
Maksymalna gęstość objęto- ściowa szkieletu, p _{ds} [g/cm ³]	2,65	1,94	1,98	1,99	2,02	0,98
Wilgotność optymalna, w _{opt} [%]		7,31	6,33	5,85	5,70	1,11

Na podstawie analizy wyników badań zagęszczalności stwierdzono, że wartości maksymalnej gęstości objętściowej szkieletu gruntowego otrzymane z badań w średniowymiarowym aparacie Proctora są wyższe o 2-5%, a wilgotności optymalnej niższe o 12-22% w stosunku do wyników otrzymanych z badań aparacie normowym (Tab. 3.).

Na otrzymywane wartości parametrów zagęszczalności wpływ miała użyta jednostkowa energia zagęszczania, co przedstawiono na Rysunku 3. Im wyższa energia, tym otrzymano wyższe zagęszczenie (około 4-6%) uzyskiwane przy niższej wilgotności optymalnej (rzędu 26-33%).

Zastosowanie do badań materiału o grubszym uziarnieniu prowadzi do uzyskiwania wyższych wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego o 2% oraz niższych wartości o 3-7% (Tab. 3.).



RYSUNEK 2. Zmiany składu granulometrycznego odpadów KWK Sośnica d_{max}<60 mm pod wpływem zagęszczania w średniowymiarowym aparacie Proctora: 1 - materiał wyjściowy, 2 - materiał po zagęszczeniu energią standardową, 3 - materiał po zagęszczeniu energią zmodyfikowana.



RYSUNEK 3. Zależność parametrów zagęszczalności od jednostkowej energii zagęszczania dla odpadów KWK Sośnica d_{max}<60 mm.

Zastosowanie wzorów empirycznych (Tab. 4.) prowadzi do otrzymania zaniżonych wartości maksymalnej gestości objętościowej szkieletu gruntu (2-3%) i zawyżonych wartości wilgotności optymalnej (6-11%) w stosunku do wyników jakie otrzymano prowadząc badania na materiale o uziarnieniu zbliżonym do naturalnego (materiał drobniejszy od 60 mm). Uzyskane wyniki w tym zakresie są wiec rozbieżne z zaprezentowanymi przez Kawalca (1973), Pisarczyka (1977), Sękowskiego (1984), Wilunu i Pisarczyka (1969), Autorzy ci prowadzili badania w aparatach wielkowymiarowych, a ilość ziarn grubszych, które zostały odsiane do badań w aparacie normowym, przekraczała często 50% i dochodziła nawet do 80%. W przypadku badań własnych ilość ziarn odsianych przed badaniem w aparacie normowym wynosiła 26%. Jak przedstawiono w Tabeli 4. przeliczone wzorami wartości ρ_{ds} i w_{opt} są bardzo zbliżone do wyników uzyskanych z badań w średniowymiarowym aparacie Proctora na materiału d_{max}<40 mm.

Wyniki badań odpadów powęglowych Kopalni Sośnica potwierdziły znane zależności dla gruboziarnistych gruntów mineralnych i odpadów powęglowych oraz wykazały wpływ zastosowanej aparatury, jednostkowej energii zagęszczania oraz grubości uziarnienia na wartości parametrów zagęszczalności.

Interpretacja wyników badań

Jak wiadomo celem zagęszczania podłoża gruntowego jest polepszenie jego właściwości: zmniejszenie osiadań, zwiększenie wytrzymałości gruntu na ścinanie, zmniejszenie przepuszczalności uformowanych warstw podłoża. Dlatego też ważnym zagadnieniem przy projektowaniu wszelkich budowli ziemnych jest wyznaczenie właściwych parametrów geotechnicznych. Jako wyjściowe parametry do dalszej analizy posłużą autorowi wyniki uzyskane z badań zageszczalności na materiale odpadów powęglowych Kopalni Sośnica.

Jednym z ważniejszych parametrów przy wznoszeniu i kontroli wykonania budowli ziemnych jest wskaźnik zagęszczenia I_s. Bezpośrednio na jego wielkość wpływa przyjęta wartość ρ_{ds} (Tab. 5.).

TABELA 5. Obliczenia gęstości objętościowej szkieletu gruntowego w zależności od przyjętych wartości wskaźnika zagęszczenia.

Apa-	Ener- gia za-	P _{ds} - mate- riał	Wart	ości p. wartoś	₁ przy o ci I _s [-]	lanej
rat	czania <40 [J/cm ³] [mm]	0,92	0,95	0,98	1,02	
Nor-	0,59	1,83	1,68	1,74	1,79	1,87
wy 2,65	1,94	1,78	1,84	1,90	1,98	
Śred- nio-	0,59	1,90	1,75	1,81	1,86	1,94
mia- rowy	2,65	1,99	1.83	1,89	1,95	2,03

Z otrzymanych danych wynika, że w przypadku wznoszenia budowli ziemnych wyższych klas technicznych najbardziej wskazane wydaje się przyjmowanie do oznaczenia I_s wartości ρ_{ds} z badań w średniowymiarowym aparacie Proctora i wyższej energii zagęszczania ponieważ nawet przy niższym I_s uzyskuje się dobre zagęszczenie materiału w porównaniu do wyników z innych badań.

Wpływ zagęszczenia na wytrzymałość gruntu na ścinanie przedstawiony jest m.in. w pracy Bernadego (1999). Materiał badawczy stanowiły odpady powęglowe KWK Sośnica, a więc ten sam grunt, na którym badania prowadził autor. Wyniki przedstawione zostały w Tabeli 6. Przyjęte wartości ρ_{ds} otrzymano z badań w średniowymiarowym aparacie Proctora dla materiału, odpowiednio d_{max}<60 mm i d_{max}<40 mm.

TABELA 6. Wyniki badań wytrzymałości gruntu na ścinanie dla odpadów powęglowych KWK Sośnica.

Parametr	d _{max} < 60 mm	d _{max} < 40 mm
Przyjęta war-		
tość - ρ _{ds}	1,93	1,90
[g/cm ³]		
Wskaźnik		
zagęszczenia -	0,93	0,93
I _s [-]		
Kohezja - c.	20	15
[kPa]	20	45
Kat tarcia		
wewnętrznego -	40	35
φ _s [°]		

Analizując przedstawione wyniki można znaleźć zależność między otrzymanymi parametrami kąta tarcia wewnętrznego i kohezji a przyjętą do badań wartością ρ_{ds} . Przyjmując wyższą wartość ρ_{ds} uzyskano wyższy kąt tarcia wewnętrznego przy niższej wartości kohezji. Jednak bardziej znaczący wydaje się wpływ składu granulometrycznego, gdzie dla grubszych frakcji (d_{max}<60 mm) uzyskano wyższy kąt tarcia wewnętrznego i niższą kohezję.

Kolejny parametr, który zależny jest od zagęszczenia to współczynnik filtracji. Wartości współczynnika filtracji obliczone zostały na podstawie wzorów Krügera, Pałagina i Slichtera, które ujmują w obliczeniach skład granulometryczny oraz porowatość, która jest ściśle związana z zagęszczeniem (Tab. 7.). Parametrami wyjściowymi są: ρ_{ds} , ρ_s oraz krzywe uziarnienia odpadów powęglowych KWK Sośnica.

Parametr	materiał d _{max} <60 mm średniowymia- rowy aparat Proctora	materiał d _{max} <40 mm normowy aparat Proctora	
$\rho_{ds} [g/cm^3]$	1,93	1,83	
ρ, [g/cm ³]	2,25	2,25	
Porowatość – n [-]	0,14	0,19	
k - wg wzoru Krügera [m/s]	1,6 10-4	6,4 10-4	
k - wg wzoru Pałagina [m/s]	2,1 10-5	1,8 10-5	
k - wg wzoru Slichtera [m/s]	7,3 10-5	1.3 10-4	
k - średnia wartość współ- czynnika filtracji [m/s]	8,5 · 10 ⁻⁵	2,6 10-4	

TABELA 7. Obliczenia współczynnika filtracji dla odpadów KWK Sośnica.

Na podstawie wyników z powyższej tabeli można stwierdzić, że większe zagęszczenie wpływa na obniżenie współczynnika filtracji. Różnica między obliczonymi współczynnikami filtracji na podstawie 3 różnych wzorów wynosi pół rzędu wielkości co jest zgodne z badaniami Michalskiego (1978), który stwierdza, że precyzja takich wzorów jest nieduża.

Praktyczne znaczenie współczynnika filtracji zaprezentowane zostało na przykładzie obliczeń drenażu pierścieniowego zupełnego (Tab. 8.). Do obliczeń przyjęto następujące parametry:

- miąższość wartswy wodonośnej 2.0 [m];
- średnica drenu odwadniającego 0,1 [m];
- długość sieci drenarskiej 250 [m];
- spadek sieci drenarskiej I=6‰;
- współczynnik filtracji (Tab. 7.).

5 5/8

TABELA 8. Obliczenia drenażu pierścieniowego zupełnego dla odpadów powęglowych KWK Sośnica.

Parametr	Materiał d _{max} <60 mm	Materiał d _{max} <40 mm
Współczynnik filtracji - k [m/s]	8,5 10-5	2,6-10-4
Przepływ wody w drenie - Q [m ³ /s]	6.4 - 10-4	1,1 10 ⁻³
Teoretyczna prędkość prze- pływu wody w drenie - V ₀ [m/s]	0,51	0,51
Teoretyczna średnica drenu - d ₀ [cm]	4,0	5,2
Napełnienie drenu h/d [-]	0,28	0,36
Rzeczywista prędkość prze- pływu wody w drenie – V [m/s]	0,38	0,43

Analizując wyniki badań z powyższej tabeli można zauważyć, że dla przyjętego schematu obliczeń i przyjętych współczynników filtracji obliczone teoretyczne średnice drenu różnią się między sobą i wynoszą 4 cm dla materiału d_{max}<60 mm i \approx 5 cm dla materiału d_{max}<40 mm (w praktyce minimalne średnice drenów wynoszą 10 cm). Dla materiału d_{max}<60 mm napełnienie drenu oraz prędkość przepływu wody w drenie są niewiele niższe od odpowiednich wartości otrzymanych dla materiału drobniejszego (d_{max}<40 mm).

Analizując wpływ przyjętych do badań wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego na otrzymywane wartości wskaźnika zagęszczenia, wytrzymałości na ścinanie i wodoprzepuszczalności można stwierdzić, że w przypadku odpadów KWK Sośnica wpływ ten jest istnieje, lecz jest on różny dla każdego z wymienionych parametrów.

otrzymane wartości przeliczyć wzorami empirycznymi zalecanymi przez PN-88/B-04481.

Podsumowanie i wnioski

Na podstawie otrzymanych wyników z badań odpadów powęglowych Kopalni Sośnica można stwierdzić, że: 1. Na wyniki oznaczeń parametrów zagęszczalności, ma wpływ rodzaj aparatury oraz jednostkowa energia zagęszczania. Zastosowanie do badań aparatury o większej objętości cylindra i wyższej jednostkowej energii zagęszczania prowadzi do otrzymywania wyższej wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i niższej wilgotności optymalnej;

2. Podczas zagęszczania odpadów powęglowych następuje rozdrobnienie materiału, co jest charakterystyczną cechą odpadów powęglowych. Wyraża się ono zmniejszeniem procentowej zawartości frakcji grubszych, tj. kamienistej i żwirowej, a wzrostem procentowej zawartości frakcji piaskowej i pyłowej z iłową, przy czym im wyższa jednostkowa energia zagęszczania, tym większe rozdrobnienie materiału.

3. Wartości parametrów zagęszczalności oznaczone w aparacie normowym i średniowymiarowym w znaczący sposób wpłynęły na oznaczanie wskaźnika zagęszczenia. Natomiast przykładowe obliczenia wytrzymałości na ścinanie i współczynników filtracji nie wykazały wyraźnych zależności.

4. Parametry zagęszczalności gruboziarnistych odpadów powęglowych należy oznaczać w średniowymiarowym aparacie Proctora, a w przypadku braku takiej aparatury badania można prowadzić w normowej aparaturze, a

Literatura

- BERNADY S. 1999: Wytrzymałość na ścinanie odpadów powęglowych w świetle badań w różnowymiarowych aparatach bezpośreniego ścinania. Praca magisterska. Akademia Rolnicza, Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego. Kraków.
- GRYCZMAŃSKI M., SKARŻYŃSKA K., KAWALEC B., MICHALSKI P., ZA-WISZA E., KAWALEC J. 1998: Podstawy geotechniczne wykorzystania odpadów powęglowych jako gruntu budowlanego do wznoszenia nasypów inżynierskich wysokich klas technicznych. Sprawozdanie końcowe z wykonania grantu. 7 T0 7 E 02609. AR Kraków – Polit. Śląska Gliwice.
- KAWALEC B. 1972: Zagęszczalność nasypów z odpadów kopalnianych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. 29, 37-48.
- KAWALEC B. 1973: Właściwości fizyczne i mechaniczne odpadów kopalnianych jako gruntu budowlanego. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Zakład Geotechniki, Gliwice, maszynopis.
- MICHALSKI P. 1978: Wykorzystanie odpadów górnictwa węglowego do budowy nasypów hydrotechnicznych. Rozprawa doktorska. AR Kraków, maszynopis.
- PISARCZYK S. 1973a: Badania zagęszczalności gruntów gruboziarnistych w aparatach Proctora. Drogownictwo, 3, 64-67.
- PISARCZYK S. 1973b: Badania zagęszczalności gruntów gruboziarnistych w aparatach Proctora. Drogownictwo, 4, 98-102.
- PISARCZYK S. 1977: Zagęszczalność gruntów gruboztarnistych i kamienistych. Rozprawa habilitacyjna. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Ladowej – Instytut Dróg i Mostów, 114.
- PN-84/B-03020: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, War zawa.

- PN-86/B-02480: Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, Warszawa.
- PN-88/B-04481: Grunty budowlane. Badania próbek gruntu. Polski Komitet Normalizacji. Miar i Jakości, Warszawa.
- SĘKOWSKI J. 1984: Badania zagęszczalności odpadów kopalnianych w aparacie Proctora. Drogownictwo, 11, 353-357.
- SĘKOWSKI J. 1990: Charakterystyka geotechniczna odpadów kopalnianych i popiołów elektrowni. Drogownictwo, 6, 105-107.
- SKARŻYŃSKA K.M. 1997: Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej. Wyd. AR, Kraków, 67-72.
- SKARŻYŃSKA K.M., SETMAJER J. 1985: Budowle hydrotechniczne wykonywane z nieprzepalonych odpadów węgla kamiennego. Wytyczne projektowania, budowy i odbioru. Akademia Rolnicza, Kraków, maszynopis.
- WILCZYŃSKI A. 1961: Wykorzystanie wyników badań Proctora przy kontroli zagęszczania. Drogownictwo, 4, 83-85.
- WIŁUN Z., PISARCZYK S. 1969: Badania gruntów gruboklastycznych w aparatach wielkowymiarowych. Archiwum Hydrotechniki. XVI, 3, 365-371.

ZYDROŃ T. 1999: Badania zagęszczalności odpadów powęglowych w różnowymiarowych aparatach Proctora. Praca magisterska. Akademia Rolnicza, Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego. Kraków.

Summary

Investigations of colliery spoils compactibility carried out in standard and medium size Proctor apparatus. The paper presents results of investigations carried out on compaction ability of colliery spoils from Sośnica mine. Laboratory tests were carried out in semi-size and standard Proctor apparatuses. Aim of the project was determination the influence of choosen factors on compation parameters and their usability for engineering purposes.

Author's adress:

Tymoteusz Zydroń Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji, AR 30-059 Kraków, Mickiewicza 24/28 Poland

PRZEMYSŁAW BARAN

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego, Akademia Rolnicza w Krakowie Department of Soil Mechanics and Earth Structures, Agricultural University of Cracow

Porównanie wybranych metod oceny stateczności obciążonych nasypów

Wprowadzenie

Charakter pracy budowli geotechnicznych, zarówno w fazie wznoszenia, jak i eksploatacji, wymaga od projektanta zwrócenia szczególnej uwagi na aspekty bezpieczeństwa, a tym samym na możliwości pełnego wykorzystania projektowanej lub istniejącej konstrukcji inżynierskiej. Wiąże się z tym konieczność dokładnej analizy pracy budowli, ze szczególnym uwzględnieniem jej stateczności. Jednym z rodzajów takich budowli jest nasyp. Na jego stateczność składa się: stateczność skarp oraz stateczność podłoża. W dalszej części artykułu poruszana będzie tylko kwestia stateczności skarp.

Zagadnienie to od dawna stanowi przedmiot zainteresowania naukowców, jednak do chwili obecnej nie udało się stworzyć teorii, która w pełny i jednoznaczny sposób rozwiązałaby opisywaną tematykę. Dzieje się tak niewątpliwie dlatego, iż przyczyny powodujące utratę stateczności skarp są bardzo różnorodne i skomplikowane. Ogólnie rzecz ujmując, są nimi siły ciężkości oraz wywołane nimi naprężenia. Najważniejsze z czynników, mające wpływ na rozkład naprężeń w masywie gruntowym to (Cała i Flisiak 2000):

- geometria nasypu,
- rodzaj gruntu budującego nasyp,
- obciążenie naziomu,

- obecność wód gruntowych,
- wpływy atmosferyczne i sejsmiczne.

Z praktycznego punktu widzenia, koniecznym jest zdefiniowanie pojecia "stateczność". Jedna z definicji mówi o zdolności zachowania kształtu i położenia budowli, wbrew działającym siłom. dążącym do zmiany istniejącego stanu (Sozański 1977). Dla celów inżynierskich wprowadzono pojęcie współczynnika stateczności, zwanego inaczej współczynnikiem bezpieczeństwa albo pewności. Jest to pewna liczba, wynikająca ze stosunku uogólnionej sily utrzymującej potencjalną bryłę odłamu do siły dażacej do jej przesuniecia. Nie można jednoznacznie określić obiektywnej wartości współczynnika stateczności, gdyż mają na nią wpływ czynniki geologiczne, wodne i eksploatacyjne. Koniecznym zatem jest, ustalanie owej intuicyjnie, wartości kierujac sie ważnościa obiektu, literatura, wyczuciem inzynierskim i doświadczeniem. Przyjmuje się ją zwykle w granicach od 1.1 do 1.5 i należy to traktować jako minimalną (graniczną) wartość współczynnika stateczności (Sozański 1977).

W niniejszym artykule przedstawiona zostanie krótka charakterystyka wybranych metod wyznaczania wspólczynnika stateczności skarp, wraz z porównawcza analizą uzyskanych wyników obliczeń. Tym samym, podjęta zostanie próba pokazania cełowości stosowania poszczególnych metod podczas sprawdzania stateczności skarp nasypów pracujących pod obciążeniem.

Charakterystyka metod

W rękach współczesnego inżyniera istnieje szereg metod służących sprawdzeniu stateczności skarp budowli ziemnych. Ogólnie podzielić je można na cztery grupy (Sozański 1977):

- metody równowagi granicznej (MRG),
- metody granicznego stanu naprężenia (MSG),
- metody empiryczne (ME),
- metody numeryczne (MN).

W dalszej części artykułu przedstawiono grupę MRG i MN.

Grupa MRG

Grupa tych metod określana jest również mianem metod uproszczonych (metod pasków) (Barański i in. 1980). Uproszczenie polega na wstawieniu w miejsce brakującego równania statyki, dodatkowego równania umożliwiającego rozwiązanie zagadnienia. Aby móc przeprowadzić obliczenia tą metodą, należy założyć teoretyczną linię możliwego poślizgu skarpy, wzdłuż której wystapi warunek stanu granicznego. Obszar powstały w wyniku ograniczenia od góry krawędzią skarpy, a od dołu krzywą poślizgu nosi nazwę bryły osuwiskowej (bryły odłamu). Bryłe dzieli się następnie na bloki – elementy stałe, w dalszym toku obliczeń niepodzielne. Taki układ posiada nieokreślone siły wewnętrzne (Rys. 1) i jest podparty w sposób ciągły wzdłuż linii poślizgu (Sozański 1977). W celu wyznaczenia wartości tych sił należy skorzystać z:

- trzech równań równowagi,
- warunku stanu granicznego,
- założeń dotyczących położenia i kierunku pewnych sił wewnętrznych.



RYSUNEK I Ogólny schemat statyczny w metodzie pasków

W tabeli l zebrano i przedstawiono wybrane metody (z grupy MRG) obliczania współczynnika stateczności skarp. Poniższe zestawienie, oprócz matematycznej strony zagadnienia, obejmuje również schemat statyczny wraz z dodatkowymi uwagami, niezbędnymi do prawidłowego stosowania poszczególnych metod.

Grupa MN

Metody tej grupy opierają się na znajomości naprężeń panujących w gruncie, oraz kierunków ich działania. Rozkłady naprężeń pionowych, poziomych i stycznych, jak również kierunki i wielkości naprężeń głównych dają

TABELA 1 Tabelaryczne zestawienie metod grupy MRG



Objaśnienia symboli:

- W = ciężar bloku,
- S siła styczna utrzymująca w linii poślizgu,
- N siła normalna do płaszczyzny poślizgu,
- E składowa pozioma oddziaływania międzyblokowego,
- V składowa pionowa oddziaływania międzyblokowego,
- P zewnętrzna siła pionowa (styczna do osi bloku),
- Q zewnętrzna siła pozioma (normalna do osi bloku),
- $\Phi' = kat tarcia wewnętrznego (efektywny),$
- c' spójność gruntu (efektywna),
- F współczynnik stateczności skarpy,
- i numer bloku.

1 4 9





123

obraz panującego stanu nasypu i podłoża (Barański i in. 1980). Daje to możliwość zaobserwowania, czy nie zostały przekroczone graniczne wartości naprężeń, a także, czy w budowli występują strefy rozciągane i czy nie została przekroczona wytrzymałość gruntu na ścinanie. Droga do uzyskania informacii powyższych iest dość skomplikowana. Znaczącym jest tutaj czynnik natury matematycznej i związany z tym sposób rozwiązywania równań opisujacych tensor naprężenia i odkształcenia. Przy założeniu, że skarpy nasypu zbudowane są z ośrodka sprężystego lub sprężysto – plastycznego, można do obliczeń zastosować jedną z metod rozwiazujących wspomniane wyżej równania, a mianowicie (Cała i Flisiak 2000):

- metodę elementów skończonych (MES),
- metodę różnic skończonych (MRS),
- metodę elementów brzegowych (MEB),
- metody mieszane.

12

W dalszej części artykułu omówiono pierwszą z wyżej wymienionych metod.



RYSUNEK 2 Podział fragmentu nasypu na skończoną ilość elementów wraz z uwzględnieniem warunków brzegowych

Metoda Elementów Skończonych (MES)

Jest ona oparta na zasadzie podziału obszaru ciagłego, składającego się z nieskończonej liczby punktów (kontinuum), na skończoną – policzalną liczbe elementów. Wspomniane elementy są połączone między sobą za pomocą węzłów, dzięki czemu uzyskuje sie teoretyczna ciągłość konstrukcji (Rys. 2). A zatem, przesunięcie jednego elementu powoduje na pewnym obszarze dalsze przesuniecia w elementach sasiednich. Z teoretycznego punktu widzenia MES opiera się na metodzie a obliczenia przemieszczeń (MP), bazują na zasadzie prac wirtualnych (Zienkiewicz 1972). Zasada ta głosi, że praca sił zewnętrznych, potrzebna do wywołania przemieszczenia dowolnego punktu ciała jest równa pracy sił wewnętrznych, powodujących odkształcenie tego ciała. A zatem, znając wartości sił zewnętrznych oraz pewne charakterystyki materiału jesteśmy w stanie obliczyć – stosując odpowiednie zależności - przemieszczenia, odkształcenia, siły wewnętrzne, a w konsekwencji i naprężenia. Aparat matematyczny metody jest dość skomplikowany, polega głównie na całkowaniu i rozwiązywaniu układów równań. Dla przejrzystości wywodów, w sposób uproszczony przedstawiono poniżej tok obliczeń MES

Po dokonaniu podziału rozpatrywanego obszaru na skończoną liczbę elementów, buduje się dla każdego z nich macierze:

 sprężystości, którą dla liniowosprężystego modelu gruntu można opisać jako funkcję:

$$[D]^{a} = f(E, v) \tag{1}$$

 przemieszczeń – odkształceń jako funkcję:

$$\left[B\right]^{e} = f(N) \tag{2}$$

sztywności:

dla przypadku przestrzennego:

$$[k]^{e} = \prod_{vol} [B]^{T} \times [D] \times [B] \times d(vol)$$
(3)

dla przypadku płaskiego:

$$[k]^{e} = \int_{area} [B]^{T} \times [D] \times [B] \times d(area) \quad (4)$$

gdzie:

- E moduł Younga,
- v współczynnik Poissona,
- N zbiór tzw. "funkcji kształtu", zależnych od kształtu elementu,
 vol – objętość elementu,
 area – powierzchnia elementu.

Dysponując powyższymi danymi tworzona jest ogólna macierz sztywności *[K]* całego układu, a następnie rozwiązywane są poniższe układy równań.

Na podstawie sił działających na zewnątrz elementu oblicza się przemieszczenia poszczególnych jego węzłów:

$$\{F\} = [K] \times \{\delta\}$$
(5)

znając przemieszczenia wyznacza się odkształcenia:

$$\left\{ \mathcal{E} \right\}^{c} = \left[B \right]^{c} \times \left\{ \delta \right\}^{c} \tag{6}$$

) a znając odkształcenia wyznacza się naprężenia:

$$\{\sigma\}^{e} = [D]^{e} \times \{\varepsilon\}^{e} \tag{7}$$

Jednym ze sposobów sprawdzenia stateczności skarp opisywaną metodą, wyznaczanie tzw. lokalnych iest współczynników pewności f^{e} dla poszczególnych elementów (Barański i in. 1980). Wyznaczenie tych współczynników odbywa się na drodze porównania wartości stycznych naprężeń granicznych, zależnych od rodzaju gruntu i obciążenia, do wartości stycznych naprężeń wyznaczonych z MES:

$$f^{e} = \frac{\tau_{f}}{\tau} \tag{8}$$

Drugim ze sposobów jest tzw. redukcja wytrzymałości na ścinanie (Cała i Flisiak 2000). Polega ona na analizie przemieszczeń przy kolejno zmniejszających się wartościach parametrów wytrzymałościowych gruntu:

$$FS = \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\phi_f} = \frac{c}{c_f} \tag{9}$$

gdzie:

- ϕ kąt tarcia wewnętrznego gruntu budującego zbocze,
- ϕ_f kąt tarcia wewnętrznego gruntu przy którym zbocze traci stateczność,
- c kohezja gruntu budującego zbocze,
- c_f kohezja gruntu przy którym zbocze traci stateczność.

Trzecim ze sposobów jest badanie ilorazu naprężeń stycznych wynikających z hipotezy Coulomba – Mohra, do naprężeń stycznych wyznaczonych MES wzdłuż możliwych, kołowych powierzchni poślizgu (Cała i Flisiak 2000; Barański i in. 1980). Jest zatem jakby połączeniem MRG i MN.

Wyniki obliczeń i ich analiza

Do obliczenia współczynnika stateczności metodami równowagi granicznej zastosowano program komputerowy SLIDE, umożliwiający prowadzenie analizy opisywanymi w artykule metodami, jak również posiada algorytm "siatkowy" poszukiwania najniekorzystniejszej krzywej poślizgu. Analize numeryczną metodą elementów skończonych przeprowadzono za programu Z SOIL. Jako pomoca przykład, posłużono się nasypem (Rys. 3) o stałej wysokości i o stałej wartości obciażenia naziomu. Parametry geotechniczne gruntu budującego nasyp i podłoże pokazano w tabeli 2.

TABELA 2 Właściwościgruntubudującegonasyp i podłoże

Parametr		Odpady powęglowe	Piasek średni
Ciężar obj. [kN/m ³]	19	19
Kąt tarcia wew.	[°]	35	34
Kohezja	[kPa]	40	0
Moduł Younga	[MPa]	100	100
Wsp. Poissona	[-]	0,4	0,4



RYSUNEK 3 Przekrój poprzeczny przez badany nasyp i podłoże.

TABELA 3 Zestawienie wyników obliczeń współczynnika stateczności

Wsp.	Metoda				
nachylenia skarpy	Felleniusa	Bishopa	Janbu	MES	
1	1,18	1,32	1,23	1,22	
1,5	1,32	1,45	1,39	1,31	
2	1,45	1,54	1,49	1,42	
3	1,75	1,82	1,77	1,65	



RYSUNEK 4 Graficzna interpretacja wyników obliczeń współczynnika stateczności

Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 3 i na rysunku 4. Na ich podstawie można zaobserwować pewną zbieżność wyników uzyskanych za pomocą metod równowagi granicznej. Najniższe wartości współczynnika stateczności otrzymano metodą Felleniusa, a najwyższe metodą Bishopa. Jak pokazuje tabela 3 wyniki obliczeń MES w porównaniu do wyników uzyskanych z

1.26

metod równowagi granicznej wykazały niewielka różnice. Można przypuszczać, że przyczyną takiego stanu rzeczy, jest sposób ustalania najniekorzystniejszej krzywej poślizgu dla grupy MRG. obciażenia naziomu, W przypadku krzywa, dla której współczynnik pewności jest minimalny, nie zawsze odzwierciedla stan możliwy do zaistnienia. Algorytm wyznaczania niebezpiecznego koła poślizgu, wykorzystany w programie SLIDE, opiera się na zasadzie siatki, w której węzły stanowią środki obrotu powierzchni poślizgu. Siatka jest generowana na ograniczonym obszarze prostokatnym, który może być automatycznie przyjęty przez program, bądź zdefiniowany przez użytkownika. Komputer W dalszej kolejności przelicza wartości współczynnika stateczności dla każdego z wezłów oddzielnie.

Sposób wyznaczenia współczynnika stateczności MES zastosowany w programie Z SOIL opiera sie na metodzie redukcji parametrów Φ i c. Na wstepie zakłada sie minimalna i maksymalna wartość współczynnika F, oraz krok iteracji. Po przeprowadzonych obliczeniach program pokazuje m.in. w przemieszczenia, wizualnej formie naprężenia i ich koncentrację, oraz podaję wartość współczynnika stateczności.

Przy założeniu, że minimalna wartość współczynnika *F* jest równa 1.10, wyniki uzyskane z metod równowagi granicznej dla rozpatrywanego nasypu pokazują, iż stateczność badanych skarp została w pełni zachowana. Wyniki analizy współczynnika stateczności MES, w stosunku do wartości uzyskanej z metod równowagi granicznej. postuluje za potrzeba wykonywania przeliczeń obiema grupami metod. Decyzja. co do ostatecznego, wiążącego wyniku obliczeń, skłania się do wyboru metody. której wynik był najniższy i która brała pod uwagę większą ilość czynników dodatkowych, uwzględniających zachowanie się gruntu, jak i charakter obciążeń konstrukcji.

Podsumowanie

Przedstawione w niniejszym artykule metody oceny stateczności skarp pod obciążeniem, pokazały różne drogi osiągnięcia końcowego wyniku badań, a mianowicie stwierdzenia czy analizowana skarpa jest wystarczająco stateczna, czy też grozi jej naruszenie równowagi. Trudno jest prowadzić dyskusję nad wyższością jednych metod nad innymi; można natomiast stwierdzić, jakie czynniki są brane pod uwagę przez poszczególne metody i jakie są tego konsekwencje w ostatecznym wyniku obliczeń.

Najmniej skomplikowany algorytm obliczeniowy metody Felleniusa pomija znaczący wpływ sił międzyblokowych, zakładając ich kierunek jako równoległy do podstawy bloku (Madej 1972). Tym samym, siła normalna jest tylko funkcją ciężaru bloku i kąta nachylenia jego podstawy, co jest problematyczne nawet w szczególnych wypadkach (Sozański 1977).

Metoda Bishopa – w wariancie uproszczonym – zakłada, że wypadkowa sił międzyblokowych ΔE jest prostopadła do osi błoku. Wariant ten jest korzystniejszą alternatywą dla wyżej opisywanej metody Felleniusa, gdyż bierze pod uwagę działanie dodatkowych sił na blok – co nie pozostaje bez znaczenia, zarówno dla procedury obliczeniowej, jak i dla końcowego (dokładniejszego) wyniku analizy.

Metodę Janbu z opisywanych wyżej metod wyróżnia fakt, iż obliczenia można przeprowadzić dla dowolnej, nie tylko kołowej powierzchni poślizgu. Ostateczny wzór na współczynnik stateczności nie różni się niczym od wzoru wyznaczonego wg Bishopa. Różna jest jedynie droga do jego uzyskania. Można wiec stwierdzić, że przy przyjętych założeniach w obu metodach, kształt linii poślizgu nie ma wpływu na końcowy wynik obliczeń (Sozański 1977).

Pewnym niedostatkiem tej grupy metod jest brak jednoznacznej lokalizacji środka obrotu płaszczyzny poślizgu, dla której współczynnik stateczności minimum osiaga (Sozański 1977; Barański i in. 1980). Jedynym sposobem jest przesuwanie środka obrotu krzywej wg ustalonego schematu i przeliczania za każdym razem wartości współczynnika pewności. Takie postępowanie nie gwarantuje jednak pełnej poprawności, gdvż wybór krzywej jest w pewnym sensie przypadkowy (Barański i in. 1980).

W przeciwieństwie do omawianych powyżej metod sprawdzania stateczności skarp, metoda elementów skończonych uwzględnia niewątpliwie większy wachlarz czynników decydujących o bezpieczeństwie skarpy. Eliminując tym samym, wiele wątpliwych założeń metod równowagi granicznej (Cala i Flisiak 2000). MES daje ponadto lepszą interpretację wyników, gdyż – jak było wspomniane wcześniej – opierając się na metodzie przemiesz-

1 ...

pozwala prognozować ruch czeń. skarpy, a tym samym ustalić w pewnym stopniu niebezpieczne miejsca konstrukcji. Jako alternatywa do opisywanych wyżej metod uproszczonych, w których na wstępie należało założyć kształt i położenie linii poślizgu, MES umożliwia bez dodatkowych założeń obliczenie tych parametrów wprost. Kluczowym czynnikiem, decydującym o poprawności obliczeń ta metodą jest odpowiedniego modelu przyjecie gruntu, który w poprawny sposób odzwierciedli istniejący lub projektowany stan budowli geotechnicznej.

Reasumując, można stwierdzić, że każda z opisywanych metod różni się założeniami i drogą do osiągnięcia wyniku. Niewatpliwie, o zastosowaniu danej metody powinna decydować dodatkowych potrzeba uzyskania informacji, takich jak: koncentracja naprężeń w nasypie, przemieszczenia jego fragmentów, odkształcenia itp. ważnym aspektem Kolejnym iest dostępność do wymaganych przez konkretną metodę danych, a także możliwość skorzystania z odpowiedniego oprogramowania komputerowego.

Możliwości, jakie niosą ze sobą współczesne komputery i różnorodne programy geotechniczne, skłaniają się za kontynuacją badań z wykorzystaniem elektronicznej techniki obliczeniowej.

Literatura

BARAŃSKI T., FÜRSTENBERG A., KRÓL P. I IN., 1980: Zastosowanie metody elementów skończonych w geotechnice. Praca zbiorowa. Wydawnictwo PAN, Wrocław.

- BISHOP A. W., 1955: *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, vol. 5, nr 1, s. 7-17.
- CAŁA M., FLISIAK J., 2000: Analiza stateczności skarp i zboczy w świetle obliczeń analitycznych i numerycznych. XXIII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu. Geotechnika i budownictwo specjalne, Bukowina Tatrzańska, 27-36.
- FELLENIUS W., 1927: Erdstatische berechnungen. W. Ernst und Sohn, Berlin.
- JANBU N., 1957: Earth pressures and bearing capacity calculations by generalised procedure of slices. Proceedings of Fourth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering in London, Butterworths Scientific Publications, vol. II.
- MADEJ J., 1972: O stosowaniu metody Bishopa do określenia stateczności zboczy. Gospodarka Wodna nr 1, Warszawa, 20-25.
- SOZAŃSKI J., 1977: Stateczność wykopów, hałd i nasypów. Wydawnictwo Śląsk, Katowice.
- ZIENKIEWICZ O. C., 1972: Metoda elementów skończonych. Arkady, Warszawa.

Summary

Analysis of some methods of slope stability of loaded embankments. This paper presents comparison of analytical and numerical methods for the slopes stability calculation of the load embankments. The limit equilibrium methods like Fellenius', Bishop's and Janbu's method, as well as the numerical method – the finite element analysis were showed. Mathematical and mechanical aspect of the methods with several examples of estimation was also presented and discussed in the paper.

Author's address:

Przemysław Baran

Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziemnego, Akademia Rolnicza w Krakowie 31-120 Kraków, al. A. Mickiewicza 24 Poland

Porównanie wybranych metod oceny stateczności obciążonych nasypów

Katedra Geotechniki, Politechnika Śląska w Gliwicach Geotechnical Department, Silesian Technical University, Gliwice

Model numeryczny układu pal jet-grouting – grunt

Wstęp

Technika wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej jet-grouting pozwala kreować pale nowej generacji; jest to metoda, która wykorzystuje efekt przecinania i rozdrabniania gruntu pod działaniem strumienia zaczynu cementowego, wypływającego z dyszy z prędkością ponad 100m/s, pod ciśnieniem 15-70MPa. Cząstki gruntu otoczone zaczynem wypełniają przestrzeń w zasięgu erozyjnym strumienia, a nadmiar zaczynu wypływa na powierzchnię.

Metoda jet-grouting została wynaleziona w Japonii na poczatku lat siedemdziesiątych i po raz pierwszy zastosowana tam przez firmę Kajima Corporation z Tokio. W Europie metoda wysokociśnieniowej inickcji strumieniowej została rozpowszechniona dopiero w osiemdziesiatych latach [Kłosiński, 1987]; [Szymankiewicz, 1983]. Obecnie, obserwuje się gwałtowny rozwój tej nowej techniki. Pale jet-grouting można wykonywać w każdych warunkach gruntowych, w piaskach, pyłach, glinach, iłach, słabych skałach i, co szczególnie istotne, można je formować ukośnie - pod dowolnym kątem nachylenia. Właściwością pali jet-grouting jest rozbudowana powierzchnia boczna (pobocznica pala) oraz zależność względnej wytrzymałości trzonu pala nie tylko od użytej marki cementu, ale i od rodzaju i stanu gruntu, w obrebie którego pal został uformowany [Żmudziński, Motak, Monografia 1995], [Bzówka i in., 1997], [Bzówka, Spyra, 2000]. Również wartość ciśnienia roboczego, przy którym formuje się pal jet–grouting, ma duży wpływ na jego udźwig. Ta specyfika pali sprawia, że dotychczasowe metody obliczania udźwigu pali klasycznych nie mogą tu mieć zastosowania.

Szerokiemu rozpowszechnieniu wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej stoi na przeszkodzie brak metody oceny nośności pali w fazie projektowania. Norma palowa [PN-83/B-02482] nie obejmuje postanowień w zakresie projektowania pali realizowanych metodą jet-grouting; do 1995r nie były znane krajowe i zagraniczne publikacje dotyczące tego zagadnienia [Żmudziński, Motak, 1995].

Wstępna propozycja oceny obliczeniowej nośności wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych

Z analiz Bustamantego i Gianeselliego [Bustamante, Gianeselli. 1994], oraz badań Żmudzińskiego i Motaka wynika, że na nośność pala iniekcyjnego decydująco wpływa tarcie na jego pobocznicy. W przykładzie podanym przez Żmudzińskiego i Motaka [Żmudziński, Motak, 1995] siła tarcia na pobocznicy wyniosła ponad 90% największego obciążenia, pomimo, że dolny koniec pala oparty był na spękanym podłożu skalnym. Z badań Bustamantego i Doixa [Bustamante, Doix, 1985] oraz Ledouxa, Seigla i Kłosa [Bustamante i in., 1983] wynika, że dla mikropali iniekcyjnych tarcie na pobocznicy stanowi 80–85% całkowitej ich nośności.

Na podstawie wyżej wymienionych informacji wynika, że:

- Stosowane zasady obliczeń pozwalają, przy znanej charakterystyce geotechnicznej podłoża, określić nośność obliczeniową wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych.
- Określone nośności projektowe wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych, określone według propozycji Żmudzińskiego i Motaka [Żmudziński, Motak, 1995] N_p i nośności uzyskane na podstawie próbnych obciążeń Q_{pr}, dają zadowalającą zgodność. Wyniki obliczeń wskazują, że to porównanie mieści się w przedziale od -26% (niedobór) do +26% (nadmiar). [Żmudziński, Motak, Monografia 1995], [Zadroga, 2000].

Obowiązująca od 1984r norma palowa [PN-83/B-02482] nie uwzględnia stosowanych szeroko pali nowych generacji, w tym m.in. pali wykonanych techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej. Od tamtego czasu opracowano i przetestowano na świecie, jak i w Polsce, szereg nowych metod określania i sprawdzania nośności i osiadań pali oraz grup palowych, sposobów przeprowadzania próbnych obciążeń pali (statycznych i dynamicznych), interpretacji wyników tych obciążeń oraz rejestracji i kontroli wykonawstwa pali. Z tego wynika konieczność modyfikacji normy palowej i wprowadzenia danych

uwzględniających istniejący stan wiedzy oraz dostosowanych do praktycznych potrzeb polskich inżynierów i do wymagań europejskich EUROCODE--7.

Nośność wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych

W propozycjach oceny nośności nowych rodzajów pali, opracowanych w ostatnich latach przez autorów polskich wykorzystuje się podstawowe wzory normowe:

 $Q_r \le m \cdot N$ (1)

$$N_{t} = S_{p} \cdot q^{r} \cdot A_{p} + \Sigma S_{si} \cdot t_{i}^{r} \cdot A_{si}$$
(2)

$$N^{w} = \Sigma S_{si}^{w} \cdot t_{i}^{r} \cdot A_{si}$$
(3)

gdzie:

- Q_r obliczeniowe obciążenie pala wciskające lub wyciągające,
- m współczynnik korekcyjny zależny od liczby pali pod fundamentem,
- N_t, N^w obliczeniowa nośność pala wciskanego lub wyciąganego,
- S_p, S_s, S^w współczynniki technologiczne zależne od rodzaju pala i gruntu,
- q^r, t^r jednostkowa obliczeniowa wytrzymałość gruntu pod podstawą lub wzdłuż pobocznicy pala,
- A_p, A_{si} powierzchnia podstawy lub pobocznicy pala.

Autorzy Żmudziński i Motak [Żmudziński, Motak, Monografia 1995] na podstawie wyników licznych badań francuskich zalecają stosowanie następujących wzorów:

weiskanie
N_t= 1,1·
$$\Sigma$$
t ^r_i·A_{si} (4)

wyciąganie

 $N^{w} = \Sigma t_{i}^{r} \cdot A_{si}$ (5)

oraz przyjmowanie wartości m=0,7 w przypadku wciskania i m=0,65 w przypadku wyciągania tych pali. Wartości charakterystyczne jednostkowego oporu tarcia t^r wzdłuż pobocznicy dla różnych rodzajów gruntów niespoistych i spoistych zestawione są w tablicach zawartych w ich pracy [Żmudziński, Motak 1995]. Wartości te są od 1,3 do 2,6, tj. średnio 1,9 razy większe niż w normie palowej [PN-83/B-02482] dla pali nieiniekcyjnych.

Nieco odmienną propozycję oceny nośności wciskanych wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych przedstawił na podstawie własnych badań pięciu pali Gwizdała i Motak [Gwizdała, Motak, 1996] proponując stosowanie wzoru dla wciskanych pali jet-grouting:

$$N_{i} = q^{r} \cdot A_{p} + \Sigma t_{i}^{r} \cdot A_{si}$$
(6)

oraz przyjmowanie wartości współczynnika korekcyjnego m=0,7 i współczynników technologicznych $S_p = S_s =$ 1,0. Autorzy zalecają przyjmowanie we wzorze (6) wartości q^r według normy palowej [PN-83/B-02482] jak dla pali nieiniekcyjnych, a wartości t^r jak dla wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych według Żmudzińskiego i Motaka [Żmudziński, Motak, 1995], [Zadroga. 2000].

Model obliczeniowy układu pal jet-grouting – grunt

Powszechnie stosowana adaptacja wzorów stosowanych do analizy nośności i osiadań pali żelbetowych jest dość grubym przybliżeniem. Nie wytrzymuje zwłaszcza krytyki przeniesienie na pale cementowo-gruntowe założenia o całkowitej nieodkształcalności osiowej trzonu pala. Wątpliwości wzbudza także sprowadzenie rozważań do traktowanej w sposób bardzo uproszczony warstwy kontaktowej wokół pobocznicy, z określonymi zwykle empirycznie naprężeniami ścinającymi.

Celem niniejszej pracy jest wniesienie nowego, zupełnie odmiennego podejścia w przewidywaniu nośności i osiadań pali jet-grouting. Model numeryczny pala jet-grouting powinien umożliwiać bardziej precyzyjnie przewidywanie nośności i osiadań projektowanych wzmocnień.

Założono dwa modele pala jetgrouting współpracującego z otaczającym go gruntem.

Pierwszy model zakłada istnienie tylko dwóch stref materiałowych: pala jet-grouting i gruntu, natomiast drugi model złożony jest z trzech cylindrycznych stref, które reprezentują: pal jetgrouting, współpracujący z nim grunt i warstwę kontaktową "interface".

Dla obydwu modeli materiał każdej ze stref opisany jest za pomocą sprężysto - idealnie plastycznego modelu, opartego na założeniach stowarzyszonego prawa płynięcia i warunku granicznego Coulomba – Mohra.

Każda ze stref materiałowych powinna być identyfikowana oddzielnie z respektowaniem jej specyfiki.

Kluczowym zadaniem badawczym staje się więc realistyczne oszacowanie parametrów materiałowych:

- modułu sprężystości E_i,
- współczynnika Poissona v,
- kąta tarcia wewnętrznego ϕ_i ,
- spójności c_i

Do porównywania wyników analiz numerycznych wykorzystano badanie próbnego obciażenia pala jet-grouting P5, wykonanego jako pal niezbrojony. Pal wykonano 17.08.1999r na poletku doświadczalnym Zakładu Inżynieryjnego "Georem" w Sosnowcu, a badanie próbnego obciażenia przeprowadzono 23.09.1999r. Długość pala P5 wyniosła 6.0m, zaś średnica około 30cm (weryfikacja wielkości średnicy nastapiła po odkopaniu tego pala w celu pobrania próbek tworzywa gruntowocementowego do badań wytrzymałościowych). W podłożu gruntowym, w którym wykonano pal P5, zalega do glębokości 3.6m warstwa piasku średniego o stopniu zageszczenia $I_D = 0.5$, do głębokości 7.5m – warstwa iłu pylastego o stopniu plastyczności $I_1 = 0.10$, zaś poniżej do 9.0m warstwa piasku drobnego o ID= 0.5. W celu wyeliminowania wpływu pierwszej warstwy piasku średniego na pal jet-grouting, pal ten wykonano w osłonie rurowej aż do stropu ilu pylastego; oslonę stanowila rura PCV o średnicy 6250mm i grubości ścianki b= 4.9mm. Stad pal jetgrouting P5 można rozpatrywać jako pracujący w jednorodnym podłożu, ti. w warstwie ilu pylastego. Ciśnienie podczas iniekcji wynosiło 15MPa. Do iniekcji zastosowano iniektor o średnicy \$73mm i zużyto 450kg cementu portlandzkiego CEM I 42.5R z cementowni w Strzeleach Opolskich.

Współpracujący z podłożem pal jetgrouting rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia; dla obydwu modeli

założono osiową symetrię i siatkę elementów skończonych o wymiarach: szerokość 1.15m, wysokość 3.30m, zamodelowano proces wykonania pala jet-grouting w podłożu, a następnie proces jego obciążania.

Dla modelu dwustrefowego na siatkę elementów skończonych składało się 374 węzłów i 399 elementów, zaś dla modelu trzystrefowego ilość węzłów wyniosła 401, a ilość elementów 425.

Za pomocą programu CR1SP"93 wykonano szereg analiz numerycznych MES dla dwu- i trzystrefowego modelu. Obliczenia przeprowadzono dla stałych wartości parametrów pala jet-grouting przy zmiennych parametrach podłoża oraz warstwy kontaktowej "interface". Wykorzystując metodę analizy wstecznej starano się znaleźć, dla obydwu modeli, takie parametry każdej ze stref, które pozwoliłyby, jak najlepiej dopasować krzywą doświadczalną "obciążenie – osiadanie" z krzywą uzyskaną z analiz numerycznych. Rysunki 1-4 oraz tablice 1-4 przedstawiaja rezultaty niektórych tylko analiz porównawczych dla dwu- i trzystrefowego modelu układu pal jet-grouting - grunt.

Analiza-Pal bez interface i pal z warstwa interface



RYSUNEK 1. Porównanie wyników dla dwóch analiz: model dwu- i trzystrefowy

TABLICA 1. Zestawienie pa	rametrów dla	a modelu d	iwu- i trzyst	r e fowego (s	stałe wartoś	ci parametrów
pala jet-grouting i podłoża),	(por. rys. 1)					-

Parametry pala jet grouting	Parametry podłoża	Symbol analizy	Parametry warstwy interface
E= 4 GPa v= 0.10	E = 140 MPa v= 0.13	Pal_jet1	
$\begin{array}{ll} c=1130 \ \text{kPa} & c=31 \ \text{kJ} \\ \phi=40.6^{\circ} & \phi=8^{\circ} \\ \gamma=23 \ \text{kN/m}^3 & \gamma=18.6 \end{array}$	c=31 kPa $\phi=8^{\circ}$ $\gamma=18.6 \text{ kN/m}^3$	Jet_int13 (t=0.001m)	E= 140 MPa ν= 0.13 c= 10 kPa φ= 8°
		Jet_int16 (t=0.001m)	E= 140 MPa ν= 0.13 c= 20 kPa φ= 6°

Analiza-PAL JET-GROUTING dwu-strefowy model



RYSUNEK 2. Wyniki obliczeń dla modelu dwustrefowego: pal jet-grouting - grunt

TABLICA 2. Zestawienie parametrów dla modelu dwustrefowego (stałe wartości parametrów pala jet-grouting), (por. rys. 2)

D	D	0 1 1 1
Parametry pala	Parametry podłoża	Symbol analizy
jet grouting		
E= 4 GPa	E= 140 MPa	Pal jet1
v = 0.10	v = 0.13	_
c= 1130 kPa	c= 31 kPa	
φ=40.6°	φ= 8°	
$\dot{\gamma}$ = 23 kN/m ³	$\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$	
	E= 200 MPa	Pal jet7
	v = 0.13	_
	c = 15 kPa	
	$4 - 10^{\circ}$	
	$\psi = 10$	
	$\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^2$	
	E= 120 MDs	D-1 :
	E = 120 MPa	Pal_jet13
	v = 0.13	
	c= 30 kPa	
	φ= 8°	
	$r = 18.6 k N l/m^3$	
	γ- 10.0 KN/III	

cd. Tablicy 2.	E = 120 MPa v = 0.13 c = 31 kPa $a = 8^{\circ}$	Pal_jet26
	φ= 80	
	$\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$	

TABLICA 3. Zestawienie parametrów dla modelu trzystrefowego (stałe wartości parametrów pala jet-grouting; zmienne wartości parametrów podłoża i warstwy kontaktowej "interface"), (por. rys. 3)

Parametry pala jet grouting	Parametry podłoża	Symbol analizy	Parametry warstwy "interface"
E= 4 GPa ν= 0.10 c= 1130 kPa φ=40.6° γ= 23 kN/m ³	E= 120 MPa v= 0.13 c= 30 kPa $\phi= 8^{\circ}$ $\gamma= 18.6 kN/m^{3}$	Jet_intO (t= 0.001m)	E= 4 GPa v= 0.10 c= 1130 kPa \$\overline{4}\$
	E= 140 MPa v= 0.13 c= 31 kPa ϕ = 8° γ = 18.6 kN/m ³	Jet_int13 (t= 0.001m)	E = 140 MPa v = 0.13 c = 10 kPa $\phi = 8^{\circ}$
	E= 140 MPa v = 0.13 c= 15 kPa $\phi = 10^{\circ}$ $\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$	Jet_int19 (t= 0.001m)	E= 140 MPa v= 0.13 c= 15 kPa $\phi= 2^{\circ}$

TABLICA 4. Zestawienie parametrów dla modelu trzystrcfowcgo z uwzględnieniem grubości strefy kontaktowej (stałe wartości parametrów pala jet-grouting, podłoża i warstwy kontaktowej "interface": zmienna grubość strefy "interface" t), (por. rys. 4)

Parametry pala jet grouting	Parametry podłoża	Symbol analizy	Parametry warstwy "interface"
E= 4 GPa v = 0.10 c= 1130 kPa $\phi = 40.6^{\circ}$ $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$	E= 120 MPa v= 0.13 c= 30 kPa ϕ = 8° γ = 18.6 kN/m ³	Jet_intR (t= 0.001m) Jet_intRc (t= 0.004m) Jet_intRd (t= 0.005m) Jet_intRi (t= 0.030m)	E= 2.06 GPa v = 0.12 c= 30 kPa $\phi = 8^{\circ}$

Analiza-Interface Wpływ zmiany parametrów podłoża i warstwy interface



RYSUNEK 3. Wyniki obliczeń dla modelu trzystrefowego z uwzględnieniem zmiany parametrów podłoża i strefy kontaktowej



Analiza - PAL JET-GROUTING Wpływ grubości warstwy interface

RVSUNEK 4. Porównanie wyników obliczeń dla modelu trzystrefowego z uwzględnieniem grubości strefy kontaktowej "interface"

Wnioski

Analiza porównawcza analiz numerycznych dla dwu- i trzystrefowego modelu pala jet-grouting i gruntu wykazała, że wartości parametrów materiałowych każdej ze stref różnią się między sobą. Wyniki te mają tutaj jedynie znaczenie jakościowe, a nie ilościowe, gdyż dokładne wartości będą dopiero uwzględnione, gdy znane będą parametry wytrzymałościowe dla materiału pala P5.

Wyniki badań dla trzystrefowego modelu pala wydają się być bliższe wynikom uzyskanym z badań próbnego obciążenia. Zauważono znaczny wpływ zmiany parametrów podłoża i warstwy kontaktowej "interface" na otrzymane z obliczeń numerycznych wartości osiadań pala P5. Zmiana grubości strefy kontaktowej również zmienia charakter krzywej "obciążenie – osiadanie"; im większa grubość tej strefy, tym wartość osiadań jest większa.

Przedstawione w niniejszym artykule wyniki badań i analiz numerycznych, stanowią jedynie niewielką część pracy, prowadzonej przez autorkę w Katedrze Geotechniki Politechniki Śląskiej. Autorka ma nadzieję, że dalsze badania i analizy numeryczne pomogą rozwiązać problem dotyczący przewidywania nośności i osiadań pali wykonanych techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej.

Objaśnienia symboli umieszczonych w pracy:

- Krzywa doświadczalna – wyniki badań próbnego obciążenia pala P5, wykonanego techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej, przedstawione jako zależność "obciążenie-osiadanie",

- Pal_jet1; Pal_jet7; Pal_jet13; Pal_jet_26 – wyniki analiz numerycznych dla modelu dwustrefowego (pal jet-grouting – grunt),

- Jet_int13; Jet_int16; Jet_int19; Jet_intO; Jet_intR; Jet_intRc; Jet_int_Rd; Jet_intRi – wyniki analiz numerycznych dla modelu trzystrefowego (pal jet-grouting – warstwa "interface" – grunt);

 t – grubość warstwy "interface", występującej w modelu trzystrefowym,

(t=0.001; 0.004; 0.005 lub 0.030m),

Literatura

- BUSTAMANTE M., DOIX B. (1985): Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes. Bull Liaison Labo P. et Ch. No 140, Paris.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1983): Określanie nośności pala pojedynczego na podstawie badań in situ Archiwum Hydrotechniki z. 1/1983.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., LEDOUX J.L., SEIGLE B., KLOS J. (1983): Portance d'un micropieux dans les marnes. Bull. Liaison Labo P. et Ch. No 128, Paris.
- BZÓWKA J., KUBAŃSKI A., PIECZYRAK J. (1997): Wpływ zbrojenia na nośność mikropali formowanych techniką ciśnieniowo - strumieniową. XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Krynica, t.8, 21-28.
- BZÓWKA J., ŚPYRA K. (2000): Wpływ różnych czynników na nośność pali jet-

grouting. XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Krynica, t.3, 19-26.

- EUROCODE 7 (1993): Projektowanie geotechniczne, Reguły ogólne, część 1, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1993.
- GWIZDAŁA K., MOTAK E. (1996): Ocena krzywej osiadania wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych, XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, t.7, 45-52.
- KLOSIŃSKI B. (1987): Metoda strumieniowej iniekcji wysokociśnieniowej.Budownictwo Hydrotechniczne i Rurociagów Energet., nr 4/1983.
- PN-83/B-02482: Nośność pali i fundamentów palowych.
- SZYMANKIEWICZ Cz. (1983): Metoda strumieniowego formowania i wzmacniania konstrukcji podziemnych. Inżynieria i Budownictwo, 4/1983.
- ZADROGA B. (2000): Czy i jak zmodyfikować Polską Normę Palową PN-83/B-02482?, Inżynieria Morska i Geotechnika, 2/2000, 75-81.
- ²MUDZINSKI Z., MOTAK E. (1995): Badania nośności i tworzywa pali iniekcyjnych jet grouting. Czasopismo Techniczne, z.3-B/1995, Wyd. Politechniki Krakowskiej, 98-103.
- ZMUDZIŃSKI Ż., MOTAK E. (1995): Ocena obliczeniowej nośności pali wykonywanych metoda wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej. Problemy Naukowo-Badawcze Konstrukcji Inżynierskich, Sesja Naukowa z okazji 70-lecia urodzin Prof. R. Ciesielskiego, Monografia 194, Kraków 1995, 351-362.

Summary

Numerical model for jet grouting pile – soil system. In the paper an elastoplastic FEM models for jet-grouting pile soil system are proposed. An real interface zone around the jet-grouting core is introduced. All zones are modelled using the Coulomb-Mohr's constitutive laws. The most important task undertaken in the paper is parametric evaluating for soil, interface zone and jet-grouting core. The parameters for the soil and the jetgrouting core should be known from the laboratory tests (unconfined compressive test, triaxial tests) but for obtaining the parameters for the interface the author used the results of loading test and back analysis.

Author's address:

Joanna Bzówka

Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej 44-100 Gliwice, Akademicka 5/214 Poland

Analityczne metody obliczania osiadania grup palowych

Wstęp

W analizie pracy fundamentów palowych mamy do czynienia z wieloma zjawiskami o skomplikowanej naturze, które zachodza w procesie przekazywania obciążenia przez pale do podłoża gruntowego. Zjawiska te sa trudne do dokładnego zdefiniowania i teoretycznego opracowania. Powstające metody obliczeniowe musiały wiązać się ze znacznymi uproszczeniami, pozwalającymi na wyznaczenie poszukiwanej wielkości. W przypadku osiadania grup palowych, pierwsze propozycje polegały na wykorzystaniu istniejących metod stosowanych dla fundamentów bezpośrednich (Terzaghi i Peck, 1949). Metody fundamentu zastępczego są szeroko stosowane również i obecnie. Mimo wielu zalet, nie daie sie za ich pomoca szczegółowo analizować pracy poszczególnych pali grupy w ośrodku gruntowym (rozkład obciążenia na poszczególne pale, rozkład obciążenia wzdłuż pali, przemieszczenia pali w funkcji przyrastającego obciażenia, stopień mobilizacji oporów wzdłuż pobocznicy i pod podstawą pali, nieliniowość zależności przemieszczeń od napreżeń, itp.). Do takich szczegółowych analiz wykorzystuje się metody oparte na rozwiązaniach teorii sprężystości, w których bezpośrednio analizuje się współpracę poszczególnych pali grupy z ośrodkiem gruntowym.

W analizach obliczeniowych pracy pali w grupie, rozwiązania teoretyczne są wykorzystywane za pośrednictwem różnych procedur analitycznych. Procedury te korzystają dodatkowo z rozwiązań empirycznych i przyjętych założeń, wynikających z obserwacji pracy rzeczywistych obiektów w terenie.

Ze względu na "efekt skali" występujący w badaniach modelowych, podstawowym "narzędziem" sprawdzającym poprawność przyjętej metody są pomiary terenowe dokonywane na nowowznoszonych obiektach oraz specjalistyczne próbne obciążenia grup palowych w skali naturalnej.

Metody analityczne obliczania osiadania grup palowych

Jak wspomniano we wstępie, metody analityczne umożliwiają szczegółową analizę pracy pali w grupie. Wynika to z faktu, że każdy pal należący do grupy traktowany jest indywidualnie z uwzględnieniem oddziaływania na niego naprężeń przekazywanych przez inne pale grupy za pośrednictwem ośrodka gruntowego.

Różnice między metodami związane są z przyjętym mechanizmem oddziaływania między pałami, przyjętym modelem pała pojedynczego, jak również istotą samej metody i szeregiem niezbędnych założeń, dotyczących odpowiednich parametrów wejściowych. W grupie metod analitycznych należy wymienić metodę elementów skończonych, która wydaje się najdokładniejszym narzędziem umożliwiającym modelowanie pracy pali w ośrodku gruntowym.

Metoda elementów skończonych pozwala na wariantowe potraktowanie problemu, uwzględniając wiele sytuacji związanych z układem warstw podłoża, charakterystyk zmiennościa danego ośrodka, zarówno pala jak i gruntu, sposobem obciażenia, jego historią, układem geometrycznym itp. Jednak specyfika pracy pali w gruncie, związana z takim czynnikami jak: rodzaj pala, metoda wykonania, geometria, określenie odpowiednich warunków brzegowych na styku pala z gruntem itp. znacznie komplikuje proces właściwego odwzorowania warunków występujących zjawisk. Stwierdzono ponadto (Ottaviani, 1975), że wykorzystanie MES nie daje wyraźnej poprawy w odzwierciedleniu rzeczywistej pracy pali w ośrodku gruntowym w stosunku do mniej skomplikowanych metod, a nakład pracy, jak i liczba wymaganych parametrów wejściowych, zniechęca do wykorzystywania tej metody w praktyce inżynierskich problemów palowych (Poulos, 1989).

Pozostałe metody analityczne można w sposób ogólny podzielić na:

- (a) analizy całościowe przy wykorzystaniu rozwiązań teorii sprężystości;
- (h) analizy całościowe przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych do odwzorowania reakcji pojedynczego pala oraz rozwiązań teorii sprężystości do odwzorowania oddziaływania innych pali grupy;
- (c) metoda współczynników wpływu zakładająca bezpośrednie nakładanie się pól odkształceń podłoża wo-

kół pali w grupie, czyli superpozycję osiadań rozpatrywanego pala i osiadań wynikających z dodatkowego obciążenia przekazywanego przez inny pal.

W publikacjach analizujących osiadania pali w grupie zauważa się ogromną różnorodność prezentowanych metod lub ich odmian, co związane jest z ciągłym ich modyfikowaniem i rozwijaniem. Mnogość istniejących podejść jest tak duża, że trudność sprawia dokonanie precyzyjnej klasyfikacji metod. Podział wymieniony wcześniej należy traktować tylko w sposób ogólny. W każdej z wymienionych grup metod występują odmiany, często nawzajem przenikające się.

W większości metod otrzymuje się rozwiązanie dla ośrodka traktowanego jako półprzestrzeń spreżysta. Rozpatrywane jest podłoże jednorodne lub opisane modelem Gibsona (liniowa zmienność modułu odkształcenia W funkcji zagłębienia) względnie dla układu dwóch warstw geotechnicznych. Uwzględnienie nieliniowości zachowania gruntu sprowadza się zwykle do przyjęcia modelu spreżysto - sztywnoplastycznego. Model ten zakłada liniową zależność pomiędzy odkształceniami i naprężeniami aż do momentu, gdy naprężenie w danym węźle (punkcie dyskretnym) osiągnie wartość graniczną. Dla większych obciążeń węzły te nie biorą już udziału w przekazywaniu naprężenia między gruntem a palem (poślizg).

Wykorzystanie funkcji transformacyjnych dla pala pojedynczego umożliwia dowolne modelowanie profilu gruntowego, a także zastosowanie dowolnej zależności pomiędzy odkształceniami i aktualnym stanem naprężenia (Gwizdała, 1996). Dla pali w grupie. dodatkowe osiadania rozpatrywanego pala (wynikające z oddziaływania innych pali) są najczęściej wyznaczane przy wykorzystaniu równań Mindlina (rozwiązanie teorii sprężystości dla siły działającej wewnątrz jednorodnej, izotropowej półprzestrzeni sprężystej). To mieszane podejście nazywa się w literaturze anglojęzycznej określeniem "hybrid" lub "combinated". W dalszej części nazywa się podobne metody hybrydowymi.

Jako pierwsi takie podejście zaprezentowali O'Neill, Ghazally, Ha (1977).

Metodę tą można streścić w następujących punktach:

- (1) określenie zachowania pojedynczych pali w grupie (obliczenie obciążeń f_i i przemieszczeń s, w węzłach) przy wykorzystaniu założonej funkcji transformacyjnej z pominięciem wpływu oddziaływania innych pali;
- (2) obliczenie dodatkowych przemieszczeń gruntu s, w poszczególnych węzłach każdego z pali w oparciu o rozwiązanie Mindlina wykorzystując obciążenia w węzłach obliczone w pierwszym etapie (nie uwzględnia się oddziaływania między węzłami tego samego pala);
- (3) modyfikacja założonej funkcji transformacyjnej dla przemieszczeń zwiększonych o przemieszczenia obliczone w kroku (2). Modyfikację przeprowadza się przez pomnożenie wszystkich istotnych wartości przemieszczeń w funkcji transformacyjnej dla danego węzła przez wielkość $(s_i + s_i^*)/s_i$), rys. 1;
- (4) dla zmodyfikowanej funkcji transformacyjnej powtarza się obliczenia jak w pierwszym kroku: obliczenie obciążeń f_i i przemieszczeń s_i w wę-

złach poszczególnych pali i porównanie z przemieszczeniami otrzymanymi w kroku (3);

(5) powtarzanie kroków (2) – (4) w sposób iteracyjny aż do uzyskania założonej dokładności między przemieszczeniami węzłów z kroku
(3) z przemieszczeniami obliczonymi przy wykorzystaniu zmodyfikowanej funkcji transformacyjnej.



RYSUNEK 1. Schemat modyfikacji funkcji transformacyjnej t-z w metodzie "hybrydowej" dla grupy pali

W metodzie hybrydowej oddziaływanie między palami nie jest analizowane w sposób bezpośredni, a jedynie wpływa ono na modyfikację założonej funkcji transformacyjnej dla pala pojedynczego.

Chow (1986) zaproponował metodę, w której zarówno zachowanie pala traktowanego indywidualnie, jak i oddziaływanie między palami ujęte jest całościowo w jednej procedurze obliczeniowej, bcz konieczności dokonywania kolejnych przybliżeń wyniku

W tym celu wykorzystano równania prezentowane przez Randolph'a i Wroth'a (1978) dla opisania odpowiednich funkcji transformacyjnych wzdłuż pobocznicy i w podstawie pala. Według nich. naprężenia styczne w gruncie wokół pobocznicy pala maleją ze wzrostem odległości r od pala według równania: $\tau = \tau_0 R_0 / r$. Przyjmując pewien skończony promień r_{me} przy którym wpływ obciążenia pobocznicy pala jest już pomijalnie mały, równanie określające przemieszczenie pionowe punktu znajdującego się w odległości *r* od osi pala opisane jest następująco:

$$w(r) = \frac{\tau_0 R_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right), \qquad R_0 \le r \le r_m$$

$$w(r) = 0, \qquad r > r_m$$
(1)

gdzie:

 τ₀ - składowa styczna stanu naprężenia na pobocznicy pala,

 R_0 - promień pobocznicy pala,

r_m - maksymalny promień oddziaływania pala.

Dla podstawy pala zakłada się, że działa ona jak sztywny stempel. Przemieszczenie podstawy s_b pod wpływem przyłożonej siły P_b opisane jest rozwiązaniem Boussinesq'a:

$$s_b = \frac{P_b \left(1 - \nu_b\right)}{R_b G_b - 4} \tag{2}$$

gdzie:

 G_b , v_b - moduł ścinania oraz wsp. Poisson'a dła gruntu pod podstawą pala, R_b - promień podstawy pala.

Nieliniowe zachowanie gruntu w tej metodzie modelowane może być poprzez wprowadzenie zmienności modułu odkształcenia w funkcji aktualnego naprężenia. Stwierdzono, że nieliniowe zachowanie gruntu dobrze odzwierciedla hiperboliczna zależność między wartością modułu, a naprężeniem.

Dla aktualnego naprężenia stycznego wzdłuż pobocznicy pala, zależność ta przedstawia się następująco:

$$G_i = G_i \left(1 - \frac{\tau R_f}{\tau_f} \right)^2 \tag{3}$$

gdzie:

 G_i - początkowy moduł ścinania,

τ- aktualne naprężenie styczne,

 R_{f} - stała krzywej hiperbolicznej,

 τ_f - naprężenie styczne w chwili zniszczenia.

 G_t określa wartość stycznego modułu ścinania odpowiadającą aktualnemu naprężeniu τ . Wartość styczna jest wykorzystywana w procedurze obliczeniowej dla kolejnych przyrostów obciążenia, podczas gdy wartość sieczna dla całkowitego, aktualnego obciążenia.

Podobnie określa się zmianę modułu ścinania pod podstawą pala, w funkcji aktualnego naprężenia, z uwzględnieniem granicznego oporu pod podstawą q_{f} .

Z powyższego wynika, że w analizach obliczeniowych pracy pali w grupie, w zależności od wykorzystanej metody, istotne jest właściwe oszacowanie pewnej liczby parametrów. Parametry te dotyczą głównie cech gruntowych. Inne wpływy (np. rodzaj metody wykonania pali) są także uwzględniane w wielkościach określających zachowanie gruntu.

Parametry wejściowe

Głównymi parametrami wykorzystywanymi w analizach obliczeniowych pracy pali w grupie są parametry opisujące własności mechaniczne ośrodka gruntowego według teorii sprężystości: moduły odkształcenia *E* lub *G* oraz współczynnik rozszerzalności bocznej (współczynnik Poisson'a) *v*.

Najczęściej stosuje się wartości modułów odkształcenia, traktowanych jako wartości sieczne dla zakresu naprężeń odpowiadających wartościom obliczeniowym obciażenia. Grunty charakteryzują się jednak znaczną nieliniowością zachowania pod obciąże-Korzystajac z hiperbolicznej niem. zmiany wartości modułów w funkcji naprężenia, konieczna jest znajomość poczatkowej wartości modułu odkształcenia odpowiadającej małym odkształceniom ($\varepsilon \approx 10^{-3}$ %).

Kolejnym parametrem jest stała krzywej hiperbolicznej określająca "stopień nieliniowości" zmiany modułów. Pierwsze propozycje ustalały wartość tę jako $R_f = 0.9$. Późniejsze wyniki badań wykazywały większą nieliniowość zmiany modułu odkształcenia w podstawie niż na pobocznicy (Poulos, 1989). Dla pobocznicy proponuje się wartości do 0,5, dla podstawy 0,9 - 1,0.

Kolejnymi wymaganymi parametrami są graniczne wartości oporów: na pobocznicy (graniczna wytrzymałość na ścinanie) - τ_i , pod podstawą - q_i .

Istotnym parametrem w wielu analizach jest również promień maksymalnego zasięgu oddziaływania pala r_m . Powszechnie stosowany był wzór zaproponowany przez Randolph'a i Wroth'a (1978) dla gruntu jednorodnego, wynikający z przeprowadzonych analiz metodą elementów skończonych:

$$r_m = 2.5\rho L(1-\nu) \tag{4}$$

gdzie L – zagłębienie pala w warstwie gruntowej.

Później pojawiły się inne propozycje, np. Van Impe (1991):

$$r_m = L \frac{0.81}{\pi} \approx 0.51 \cdot L \tag{5}$$

Dla celów porównawczych wykonano obliczenia opierając się w dużej mierze na procedurze proponowanej przez Chow'a (1986), z hiperboliczną zmianą modułu odkształcenia w funkcji naprężenia.

W metodzie tej pale charakteryzowane przez moduł Young'a dla materiału pala znajdują się w dowolnie uwarstwionym ośrodku gruntowym. Zachowanie pala pojedynczego modelowane jest przy wykorzystaniu równań według Randolph'a i Wroth'a, a dodatkowe oddziaływanie innych pali przekazuje się zgodnie z rozwiązaniem Mindlina. Założono, że oddziaływanie między palami odbywa się w zakresie małych odkształceń, dla których stosowana jest początkowa wartość modułu odkształcenia według modelu sprężysto- sztywnoplastycznego.

Obciążenie narasta przyrostowo, czyli dla każdego przyrostu ΔP rozwiązywany jest głobalny układ równań dła grupy pali, otrzymując przyrosty osiadań wszystkich węzłów pali. Dla kolejnego przyrostu obciążenia sprawdzane są naprężenia węzłowe i obliczane aktualne sztywności w węzlach, odpowiadające aktualnym wartościom modułów odkształcenia. W chwili, gdy nastąpi przekroczenie granicznego oporu w węźle *i*, przy kolejnym przyroście naprężenia nie uwzględnia się dalszego oddziaływania w tym węźle (zjawisko poślizgu).

Do obliczeń wykorzystano program komputerowy opracowany na podstawie opisanej powyzej metody.

Obliczenia wykonano i porównano dla szczegółowo przedstawionych badań prezentowanych w literaturze (O'Neill, Hawkins, Mahar, 1982).

Opisane badania dotyczą próbnych obciążeń pali stalowych, rurowych z zamkniętym dnem w uwarstwionych iłach. Pale o średnicy zewnętrznej 273 mm, grubości ścianki 9,3 mm, są wbite do głębokości 13,1 m. Dziewięć pali usytuowano w układzie 3×3 , w rozstawach osiowych r/D = 3, patrz rys. 2. Inne dwa pale wbito po przeciwnych stronach grupy, w odległości 3,7 m od jej środka.



RYSUNEK 2. Plan rozmieszczenia pali w badaniach O'Neilla i in., 1982.

Pale zostały wyposażone w czujniki tensometryczne do pomiaru naprężeń w trakcie wbijania i obciążania, a także w czujniki mechaniczne przemieszczeń pionowych oraz piezometry. Dokładny opis badań znajduje się w cytowanej pracy.

Wykonano próbne obciążenia pali w różnych, możliwych układach (patrz rys. 2): pale pojedyncze (nr 1) oraz kwadratowe grupy 9 pali (nr 2, 3, 4), 5 pali (nr 3, 4) w rozstawie r/D = 3,0 oraz 4 pali (nr 3) w rozstawie r/D = 4,2.

Na podstawie badań geotechnicznych ustalono profil zmiany modułu ścinania w funkcji zagłębienia jako liniowo wzrastający od $G = 47.9 \text{ MN/m}^2$ przy powierzchni terenu do $G = 151 \text{ MN/m}^2$ w poziomie podstaw pali. Profil wytrzymałości na ścinanie w warunkach "bez drenażu" przyjęto jako liniowo wzrastająca wartość od $s_u = 47.9 \text{ kN/m}^2$ przy powierzchni terenu do $s_u = 239 \text{ kN/m}^2$ w poziomie podstaw. Daje to graniczny opór w podstawie równy 2150 kN/m² $(=9s_u)$.

Przeprowadzona analiza wsteczna dla dwóch badań na palach pojedynczych wykazała średni współczynnik $\alpha = 0,34$ dla oporu tarcia na pobocznicy ($\tau_f = \alpha \cdot s_u$). Współczynnik Poisson'a dla gruntu przyjęto $\nu = 0,5$.

Do obliczeń przyjęto uśredniony profil geotechniczny, jak dla podłoża uwarstwionego, ze stopniowym wzrostem parametrów mechanicznych z głębokością. Podłoże wzdłuż pali podzielono na 8 warstw gruntowych.

Dla tego samego przykładu obliczono osiadania metodą współczynników wpływu wg normy palowej PN-83/B-02482.

Porównanie otrzymywanych wyników dla pala pojedynczego przedstawiono na rys. 3, dla grupy 9 pali na rys. 4.

Metoda współczynników wpływu (Poulos, Davis, 1980) zakłada liniową zależność między osiadaniem i obciążeniem ($E_0 = \text{const.}$). Obliczenia wykonano zarówno dla średnich początkowych modułów odkształcenia (dla małych odkształceń), jak i dla modułów otrzymanych na podstawie analizy wstecznej rzeczywistej krzywej osiadania pala pojedynczego. Wartość modułu oszacowano dla obciążenia roboczego przyjmując jego jako wartość $Q_{\rm rob} \approx 0.5 \cdot Q_{\rm gr} \ (Q_{\rm gr} \approx 660 \ {\rm kN}).$



RYSUNEK 3. Porównanie otrzymywanych wyników dla pala pojedynczego



RYSUNEK 4. Porównanie otrzymywanych wyników dla grupy 9 pali



RYSUNEK 5. Wpływ wielkości promienia oddziaływania dla grupy 5 pali



RYSUNEK 6. Wpływ liczby kroków obliczeniowych na dokładność obliczeń

Na rys. 3 i 4 przedstawiono także wpływ stałej hiperbolicznej, dla pobocznicy R_{fs} , i podstawy pala R_{fb} , a na rys. 5 wpływ promienia oddziaływania r_{max} Na rys. 6 porównano wyniki obliczeń dla różnych przyrostów obciążenia ΔQ .

Na rys. 7 przedstawiono rozkład otrzymywanych wartości współczynnika *R*, który odzwierciedla stosunek średniego osiadania grupy do osiadania
pala pojedynczego przy tym samym obciążeniu na pal:

$$R = \frac{s_{grupy}}{s_{poj}} \tag{6}$$



RYSUNEK 7. Porównanie współczynnika wpływu grupy – *R* dla grupy 9 pali

Podsumowanie

W artykule omówiono zagadnienie obliczania osiadań grupy pali obciążonych siłami pionowymi z wykorzystaniem procedur analitycznych.

Analizowano wpływ różnych parametrów obliczeniowych na otrzymywane wyniki (np. zasięg oddziaływania obciążenia, zmiana modułu odkształcenia gruntu w funkcji naprężenia).

Na podstawie porównania otrzymywanych wyników obliczeń z wynikami otrzymanymi z badań, można zauważyć jak duży wpływ ma właściwe przyjęcie parametrów, za pomocą których modeluje się zachowanie podłoża i jego współpracę z palami.

Niezwykle ważne jest określenie parametrów mechanicznych podłoża w odniesieniu do stosowanej metody obliczeń. Opisana metoda uwzględniająca nieliniowość zachowania gruntu wymaga znajomości modułu odkształcenia dla małych odkształceń, który okazuje się 4 ÷ 5 razy większy od powszechnie stosowanych wartości modułów siecznych określonych dla ośrodka liniowo sprężystego.

Z przeprowadzonych analiz wynika również, że oddziaływanie między palami obliczone przy założeniu pracy w ośrodku liniowo-sprężystym znacznie zawyża otrzymywane wyniki osiadań. Wiąże się to z faktem, że już w początkowym stanie naprężenia wyłączają się z pracy górne węzły pali a mobilizacja oporów na pobocznicy szybko postępuje w kierunku podstaw pali. W ten sposób rośnie wiełkość obciążenia przekazywana przed dolne części pali oraz podstawę, dla których oddziaływanie pomiędzy palami jest mniejsze niż w warstwach górnych.

Literatura

- CHOW Y.K. (1986): Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, s. 59-72.
- DYKA I., GWIZDAŁA K., TEJCHMAN A. (2000): Zagadnienie osiadania grup palowych. Mat. XII Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Międzyzdroje, kwiecień 2000.
- GWIZDAŁA K. (1996): Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Żeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Nr 532, Budownictwo Wodne Nr 41, Gdańsk, 1996.
- GWIZDAŁA K., DYKA I. (1998): Metody obliczeń osiadania dużych grup palowych. Inż. Morska i Geotechnika, Nr 5/1998
- O'NEILL M.W., GHAZALLY O.I., HA H.B. (1977): Analyses of Three-Dimensional Pile Groups with Non-Linear Soil Response and Pile-Soil-Pile Interaction. Proc. of the 9-th Annual Offshore Technology Conference, Houston, May 1977. Paper No. O'IC 2838, s. 245-256.

- O'NEILL M.W., HAWKINS R.A., MAHAR L.J. (1982): Load Transfer Mechanisms in Piles and Pile Groups. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No GT12, December 1982, s. 1605-1623.
- OTTAVIANI M. (1975): Three Dimensional Finite Elements Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. Geotechnique, Vol. 25, No. 2/1975, s. 159-174.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980): Pile Foundation Analysis and Design. John Willey and Sons, New York, 1980.
- POULOS H.G. (1989): Pile behaviour theory and application. Geotechnique, Vol. 39, No. 3/1989, s. 365-415.
- RANDOLPH M.F. (1994): Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts. Proc. 13-th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 1994, Vol. V, s. 61-82.
- RANDOLPH M.F., WROTH C.P. (1978): Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No GT12, December 1978, s. 1465-1488.
- TERZAGHI K., PECK R.B. (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice. John Willey and Sons, New York, 1949.
- VAN IMPE W.F. (1991): Deformations of deep foundations. General Report, X ECSMFE, Florence, 1991.
- VAN IMPE W.F., DE CLERCQ Y. (1994): A Piled Raft Interaction Model. Proc. 5-th In-

ternational Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations - DFI'94, Bruges, Belgium, 13-15 June 1994.

Summary

Analytical methods for calculation of pile groups settlement. This paper discusses the problem of assessment of pile groups settlement under axial loading. Special emphasis is placed on use of the analytical methods based on theory. Various calculation methods of pile group settlement are presented. A "hybrid" method is described more detailed. There are presented results of calculations with the help of own computer program. The influence of various parameters is shown. The comparison of results from non-linear analysis with results from Polish Code method is done.

Author's adress:

Ireneusz Dyka

Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska, Politechnika Gdańska 80-952 Gdańsk, ul. Narutowicza 11/12 Poland

MAŁGORZATA JASTRZĘBSKA

Katedra Geotechniki, Politechnika Śląska w Gliwicach Geotechnical Department, Silesian University of Technology, Gliwice

Kalibracja i modelowanie jednopowierzchniowego modelu gliny o anizotropowym wzmocnieniu kinematycznym

Wstęp

W artykule przedstawiono identyfikację parametryczną jednopowierzchniowego sprężysto-plastycznego modelu gliny o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym.

Najogólniej można powiedzieć, iż model ten opiera sie na koncepcji Hashiguchiego [Hashiguchi, 1986] i Dafaliasa _ Herrmanna [Dafalias. Herrmann, 1980]. Istotne uproszczenia polegają na zredukowaniu powierzchni plastyczności do punktu oraz zastąpieniu nieruchomego bieguna sprężystości, zlokalizowanego w poczatku układu, biegunem umieszczonym w bieżacym punkcie ostrego zwrotu naprężenia (>90°) (rys.1). Dodatkowym postulatem modelu jest uwzglednienie w opisie modułu wzmocnienia w obszarze prekonsolidacji silnej nieliniowości fizycznei.

Szczegółowy opis teoretyczny omawianego modelu można odnaleźć w literaturze: Gryczmański, 2000; Jastrzębska, 2000; Gryczmański i in., 1999, 1998.

Przedmiotem niniejszej pracy jest wyznaczenie z definicji parametrów λ , κ , M i G za pomocą prostych testów trójosiowych.



RYSUNEK I. Zasady odwzorowania radialnego: a) wg Dafaliasa-Herrmanna, b) wg Gryczmańskiego

Stanowisko badawcze

Ze względu na specyfikę badań zmierzających do identyfikacji parametrycznej modelu, dokonano całkowitej modernizacji stanowiska badawczego. Do tej pory zmieniono całkowicie komorę aparatu oraz uzupełniono aparat trójosiowego ściskania o układ do nasączania próbek metodą ciśnienia wyrównawczego.

Dodatkowo wzbogacono układ pomiarowy o zestaw czujników do mikroprzemieszczeń, sprowadzonych z Kaman Instrumentation z USA.

Komora aparatu trójosiowego ściskania

Głównym elementem systemu badawczego jest zmodyfikowana komora aparatu trójosiowego ściskania TX 93 autorstwa M. Lipińskiego z SGGW w Warszawie (fot.1). Na rys. 2 przedstawiono schematy komór standardowej i zmodyfikowanej. Załetą tej drugiej jest możliwość wyeliminowania pojawiających się błędów w kontrolowaniu stanu naprężenia i odkształcenia podczas badania poprzez zastosowanie wewnętrznych prętów łączących. Taka konstrukcja umożliwia dostęp do próbki na każdym etapie jej przygotowania oraz poprzez sztywne połączenie kopułki z tłoczyskiem (rys. 3) eliminuje błędy w określaniu dokładnej wartości naprężenia pionowego, działającego na próbkę.

$$\sigma_1 = \frac{P + M + \sigma_3 \left(A_p - A_t \right)}{A_p} \tag{1}$$

gdzie:

- σ_1 naprężenie pionowe,
- σ_3 naprężenie poziome,
- P siła działająca na tłoczysko,
- M masa własna tłoczyska wraz z kopułką.
- A_T powierzchnia przekroju tłoczyska,
- A_P powierzchnia próbki.

Układ do nasączania próbek metodą ciśnienia wyrównawczego.

Oceny wielkości naprężeń efektywnych w gruntach dokonuje się na podstawie zasady Terzaghiego:

 $\sigma = \sigma - u \tag{2}$

gdzie:

- σ' naprężenie efektywne,
- σ naprężenie całkowite,

u — ciśnienie wody w porach, która wynika z założenia pełnego nasycenia porów wodą, oraz dużych różnic w ściśliwości szkieletu gruntowego i wody. Całkowite nasączenie próbki możliwe jest przy zastosowaniu metody ciśnienia wyrównawczego (tzw. "back pressure"). Metoda ta umożliwia sprawdzenie stopnia nasączenia próbki na każdym etapie podnoszenia ciśnienia. Kontrola stopnia wilgotności próbki opiera się na reakcji ciśnienia wody w porach na przyrost naprężeń całkowitych i wykorzystuje równanie Skemptona w postaci:

$$u = B * [\Delta \sigma_3 + A * (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (3)$$

gdzie:

- u ciśnienie wody w porach,
- B parametr Skemptona,
- A parametr Skemptona,
- $\Delta \sigma_1$ przyrost naprężeń poziomych,
- $\Delta \sigma_3$ przyrost naprężeń pionowych.



FOTOGRAFIA 1. Komora zmodyfikowana.



RYSUNEK 2. Różnice w budowie komory tradycyjnej i zmodyfikowanej.





Przy izotropowym stanie naprężenia stopień nasycenia porów wodą w tej metodzie ocenia się na podstawie parametru B, który bardzo dobrze koreluje z wartością S_r.

Na rysunku 4 podano uzyskiwane, w miarę doskonalenia warsztatu narzędziowego i technik wykonawczych, wartości parametru B.

Pomiar małych odkształceń

Zagadnienie zapewnienia możliwie jednorodnego stanu naprezenia i odkształcenia wiąże się automatycznie ze sformułowaniem kryteriów oceny poprawy tej jednorodności oraz ze stworzeniem laboratoryjnej metody pozwalającej na jej pomiar [Lipiński, 1997]. Najbardziej obiektywnym kryterium oceny jednorodności napreżeń, a zwłaszcza ich skutków - odkształceń, jest ich bardzo precyzyjny pomiar przed i po zabiegach zwiekszających te jednorodność. Pomiar ten jest realizowany przy użyciu bezkontaktowych czujników mikroprzemieszczeń, których rozdzielczość pomiarowa wynosi 1 mikron przy bardzo wysokiej powtarzalności i stabilności odczytów.

Zasada pomiaru opiera sie na pradów zmianie nateżenia pola wirowych powodowanego przez elementu przemieszczenie aluminiowego w tym polu. Sztywny element aluminiowy jest przymocowany do próbki, co pozwala na rejestracje najmniejszych zmian jej położenia. Na rysunku 5 przedstawiono konfiguracje pomiaru małych odkształceń za pomoca czujników bezkontaktowych. Schemat przedstawia układ, w którym możliwy jest pomiar zarówno przemieszczeń pionowych jak i poziomych. Układ taki wymaga sześciu czujników, których

pozycjonowanie odbywa się wewnątrz komory. Każdy czujnik poprzez modulator / demodulator połączony jest z komputerem.



RYSUNEK 5. Konfiguracja standardowa położenia czujników mikroprzemieszczeń.

W chwili obecnej wewnątrzkomorowy układ pomiarowy bazuje na 4 czujnikach, wykorzystując do pomiaru przemieszczeń pionowych jedną parę czujników (a nie wymagane dwie) (fot.2) oraz drugą parę do rejestracji przemieszczeń poziomych. Jednocześnie w najbliższej przyszłości autorka zamierza zrezygnować z pomiaru przemieszczeń poziomych i wykorzystać wszystkie czujniki do rejestracji zmian wysokości próbki.



RYSUNEK. 4. Zmiana wartości parametru B w zależności od wartości ciśnienia u.



FOTOGRAFIA 2. Przykład zamocowania czujników do pomiaru przemieszczeń pionowych.

PROGRAM BADAŃ

Procedura prostych testów trójosiowych

Procedura przewiduje oddzielne szacowanie:

- parametrów λ i κ na podstawie badań izotropowego ściskania z odprężeniami,
- parametrów M i G na podstawie standardowych ścinań "bez drenażu" z odciążeniami,
- parametrów C i µ na podstawie precyzyjnych badań w zakresie wtórnego obciążenia (testy standardowego ścinania i izotropowego ściskania).

Należy zauważyć, że λ , κ , M i G są dobrze znanymi parametrami modelu Modified Cam-Clay Bourlanda [Bourland, 1967], z którym pokrywa się omawiany model dla stanów normalnej konsolidacji, tj. dla punktów naprężenia należących do powierzchni ograniczającej.

Realizacja programu badawczego

Badaniami objęto materiał sprowadzony z Fabryki Porcelitu w Tułowicach [Tabela 1]

TABELA 1. Parametry indentyfikacyjne gruntu

Rodzaj gruntu	Glina pylasta zwięzła
W _p [%]	20.00
W ₁ [%]	42.20
lp [%]	22.20
$\rho_s [g/cm^3]$	2.637
Pochodzenie	Fabryka Porcelitu - Tułowice

Dotychczas w aparacie trójosiowego ściskania zrealizowano następujące cykle badawcze:

- dwa badania hydrostatycznego ściskania w stanie normalnej konsolidacji z odprężeniami z dowolnego poziomu ciśnienia oszacowanie λ i κ (S3B1, S3B3),
- dwa badania standardowego ścinania "bez drenażu" do stanu krytycznego po izotropowej konsolidacji hydrostatycznym ściskaniem - oszacowanie M (S2B1, S3B1)
- cztery badania standardowego ścinania "bez drenażu" do stanu krytycznego po izotropowej konsolidacji, z odciążeniem i powtórnym ścinaniem - oszacowanie M i G (S2B3, S3B2, S3B3, S4B1)

WYNIKI I INTERPRE-TACJA BADAŃ

Parametry modelu MCC

Na podstawie wykonanych badań otrzymano następujące wartości parametrów:

- $\lambda = 0,009 \text{ i } 0,008$ (rys.6 i 7)
- $\kappa = 0,0014 \text{ i } 0,0008 \text{ (rys. 6 i 7)}$
- M = 0,984 (rys.8)
- $G = 6075 \div 10395$ (rys.9)

Powyższe wartości wymagają oczywiście jeszcze ponownej weryfikacji. Natomiast w dalszej kolejności przewidziane są kroki zmierzające do określenia procedury badawczej i weryfikującej parametry modelu Gryczmańskiego.



RYSUNEK 6 i 7. Wartości parametrów λ i κ .



RYSUNEK 8. Wartość parametru M.



RYSUNEK 9. Wartości parametru G.

Literatura

- BURLAND J.B., 1967: Deformation of soft clay, PH. D. Thesis, Univ. Cambridge
- DAFALIAS Y.F., HERRMANN L.R., 1980 : A bounding surface Soil Plasticity Model, Proc. Int. Symp. Soils under Cycl. Trans. Load., Swansea, 335-345
- GRYCZMAŃSKI M., 2000: One surface elastoplastic model for clays with strongly non - linear anisotropic hardening, XII Kol. Francusko-Polskie ze Stosowanej Mechaniki Gruntów i Skał, Paryż, tom II
- GRYCZMAŃSKI M. i in., 1998 : Jednopowierzchniowy sprężysto-plastyczny model gliny o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym - kalibrowanie i implementacja numeryczna, BK-254/RB-7/98, Wydz. Budownictwa, Pol. Śl.
- GRYCZMAŃSKI M. i in., 1999: Jednopowierzchniowy sprężysto-plastyczny model gliny o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym NAHOS 1 weryfikacja i zastosowanie w analizie zagadnień geotechnicznych, BK - 237/RB-7/99, Wydz, Budownictwa, Pol. Śl.
- HASHIGUCHI K., 1986: A mathematical description of elasto – plastic deformation in normal yield and sub-yield states, Proc. Int. Symp. Num. Mod. Geomech. "NUMOG 2", Ghent, 17-24
- JASTRZEBSKA M., 2000: Calibrage d'un modèle d'argile à une surface au renforcement anisotrope non lineaire, XII Kol. Francusko-Polskie ze Stosowanej Mechaniki Gruntów i Skał, Paryż, tom I
- LIPIŃSKI M., 1997: Monotoniczne badania trójosiowe wykonane na gruntach modelowych. Część 1-Modyfikacja aparatury i badania kalibracyjne, RG/199/96, SGGW Warszawa

Summary

Calibration of one-surface elastoplastic model for clays with strongly non – linear anisotropic hardening. The paper concerns identification of parameters of one-surface elasto-plastic model of clay with anisotropic hardening law by means of simple tests in triaxial apparatus. The calibration process consists of evaluation of modified Cam-clay parameters (λ , κ , M i G) that represent normal consolidation states as well as additional parameters (C, μ) of Gryczmański's model characterising overconsolidation states. Modernization of laboratory test stand as well as characteristics of tests performed and their results have been presented in the paper.

Author's adress: **Małgorzata Jastrzębska** Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa Politechnika Śląska 44 – 100 Gliwice. Akademicka 5 / 214 Poland e-mail: jastrzeb@zeus.polsl.gliwice.pl

Jacek KAWALEC

Katedra Geotechniki, Politechnika Śląska w Gliwicach Department of Geotechnics, Silesian University of Technology, Gliwice

Określanie parametrów wytrzymałościowych gruntów antropogenicznych na podstawie wstecznej analizy deformacji nasypu

Wstęp

Stosowanie gruntów antropogenicznych w budownictwie ziemnym oraz komunikacyjnym jest zjawiskiem korzystnym i pożądanym. Na Śląsku wykorzystywanie materiałów odpadowych jest zjawiskiem powszechnym. Parametry wytrzymałościowe materiału do celów projektowych uzyskuje się z tradycyjnych testów laboratoryjnych. W przypadku gruntów antropogenicznych badanych metodami laboratoryjnymi zauważalne są różnice oszacowań c i d w zależności od metody badawczej. Świadczy to o silnej wrażliwości określanych parametrów wytrzymałościowych na warunki brzegowe badania. W związku z faktem, iż parametry wytrzymałościowe materiału silnie związane są ze ścieżką obciążenia wydaje się celowe "wyjście" poza laboratorium w kierunku możliwie szerokich badań in situ. Szczególnie istotne jest to w przypadku materiału charakteryzującego sie skrajna nie-jednorodnościa oraz ostrymi krawedziami okruchów. Najwłaściwszym trendem w badaniach gruntów antropogenicznych wydają się być próbne obciążenia nasypu wykonanego w pełnej zgodności z technologią robót ziemnych.

Przyjęta koncepcja oszacowania poszukiwanych parametrów

W celu wiarygodnego określenia parametrów wytrzymałościowych gruntów antropogenicznych zdecydowano się skorzystać z metody analizy wstecznej wyników próbnych obciążeń skarpy nasypu. Formowanie nasypu zgodnie z obowiązującą technologią prowadzenia robót ziemnych pozwala na dobre dopasowanie ścieżki obciążenia, co jest istotne w przypadku wrażliwości materiałów rozdrobnionych na tę właściwość.

Inną niewątpliwą zaletą badań terenowych jest powierzchnia badań w porównaniu z próbą laboratoryjną, umozliwiająca przy mniejszej liczbie badań a nawet jednostkowym badaniu formułowanie wiarygodnych wniosków.

Pewnym ograniczeniem w przypadku nasypów komunikacyjnych jest nieruchome obciążenie statyczne, zamiast ruchomego obciążenia dynamicznego. Z technicznego punktu widzenia symulacja tego ostatniego jest również możliwa do zrealizowania ale wiąże się ze znacznym wzrostem i tak wysokich kosztów badań. Badania prowadzone na doświadczalnym nasypie powinny umożliwiać pomiar zależności "obciążenie - osiadanie skarpy", konieczny dla analiz za pomocą sprężysto - idealnie plastycznego modelu gruntu. Przyjmuje się jako optymalne obciążanie naziomu skarpy stosem typowych płyt drogowych z pomiarem osiadania po każdym kroku przyrostowym. Aby móc rozważać problem jako liniowy (plaski stan odkształcenia) zakłada się wykonanie obciążenia na długości 3-ch płyt drogowych.

Istota wstecznej analizy problemu stateczności skarpy polega na odwróceniu typowego podejścia obliczeniowego, w którym znane są parametry geometryczne budowli, parametry wytrzymałościowe gruntu z badań laboratoryjnych i obciążenie użytkowe, a poszukiwana jest wartość współczynnika stateczności, względnie graniczne obciążenie skarpy.

W analizie wstecznej, bazującej na wynikach próbnych obciążeń skarpy, znane są geometrie skarpy oraz charakterystyka "obciążenie-osiadanie", obejmująca stan graniczny, niewiadomą są natomiast parametry stosowanego modelu materiałowego.

Fakt, że obiektem poszukiwań są parametry wytrzymałościowe: kąt tarcia wewnętrznego i spójność, wydatnie ogranicza klasę wchodzących w grę modeli. W analizie wykorzystano najprostszą i najwcześniej wdrożoną do praktyki koncepcję ujmującą plastyczne zniszczenie gruntu – sprężystą wersję idealnie plastycznego modelu Coułomba – Mohra

W przypadku badań in situ gdy stany naprężenia i odkształcenia w nasypie skarpy nie są jednorodne powstają ich pola o wartościach zmieniających się od punktu do punktu.

Interpretacja wyników badań w celu parametrów oszacowania wytrzynastępuje w drodze małościowych, rozwiązania zagadnienia brzegowego. opisującego w kategoriach teorii plastyczności przebieg badań. W przypadku modeli sprężysto - plastycznych można w ramach tego rozwiązania uzyskać zależność przemieszczenia od obciażenia, w szerokim przedziale zmienności tego ostatniego, kończącym się stanem granicznym.

Analizę wsteczną realizuje się przy takim doborze parametrów (m. in. ¢ i c), aby teoretyczna charakterystyka "rw" była w pewnym sensie jak najlepiej dopasowana do zbioru wyników pomiarów przemieszczenia w, odpowiadającego zbiorowi wartości r, obciażenia. optyma-lizacyjne Jako kryterium uwzględniające losowy charakter zmiennych, stosuje się warunek najwiekszej wiarygodności, lub (z reguły) jego prostszy przypadek szczególny warunek najmniejszych kwadratów.

Zagadnienie brzegowe opisujące badania in situ w obszarze skarpy, także zagadnienie płaskiego stanu odkształcenia, może być rozwiązane jedynie numerycznie, najwygodniej z zastosowaniem metody elementów skończonych.

Równania modelu

Przyjęty do rozważań podstawowy model konstytutywny odpadów kopalnianych należy do klasy modeli liniowo sprężysto – idealnie plastycznych. Oznacza to, że jego odpowiedź na obciążenie jest zgodna z prawem Hooke'a tak długo, jak długo stan naprężenia spełnia nierówność:

 $f(\sigma') < 0$

gdzie wektor naprężenia efektywnego

$$\sigma' = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T \qquad (2)$$

Osiągnięcie warunku plastyczności $f(\sigma') = 0$ jest równoznaczne z wejściem materiału w stan graniczny, którego przekroczenie wywołuje plastyczne płynięcie, tzn. nierówność $f(\sigma') > 0$ nie opisuje żadnego realnego stanu fizycznego.

Specyfikacja modelu obejmuje:

 1° izotropową opcję prawa Hooke'a $\delta \sigma' = D * \delta \varepsilon^{e}$ (3)

gdzie:

$$\delta\sigma' = \left\{ \delta\sigma'_{x}, \delta\sigma'_{y}, \delta\sigma'_{z}, \delta\tau_{xy}, \delta\tau_{yz}, \delta\tau_{zx} \right\}^{T}$$

$$\delta\varepsilon'' = \left\{ \delta\varepsilon''_{x}, \delta\varepsilon''_{y}, \delta\varepsilon''_{z}, \delta\gamma''_{xy}, \delta\gamma''_{yz}, \delta\gamma''_{zx} \right\}^{T}$$

$$(4)$$

są wektorami przyrostu naprężenia efektywnego i odkształcenia.

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-\nu}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$
(5)

2⁰ warunek plastyczności Coulomba – Mohra (rys. 1)

$$f(p',q,\Theta) = p'\sin\phi - \frac{1}{2}q(\sqrt{3}\cos\Theta + \sin\Theta\sin\phi) + c\cdot\cos\phi = 0$$
(6)

gdzie: p', q, Θ są niezmiennikami stanu naprężenia, odpowiednio średnim naprężeniem efektywnym, intensywnością naprężenia i kątem Lodego, zdefiniowanymi następująco:

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - u$$
 (7)

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$
(8)

$$\Theta = \arcsin\left\{\frac{1}{\sqrt{2}} \frac{2\sigma_{2} - \sigma_{1} - \sigma_{1}}{\left[(\sigma_{1} - \sigma_{2})^{2} + (\sigma_{2} - \sigma_{1})^{2} + (\sigma_{1} - \sigma_{1})^{2}\right]^{\frac{1}{2}}}\right\}$$
(9)

przy czym $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ są naprężeniami głównymi, a u - ciśnieniem wody w porach materiału.

3⁰ prawo płynięcia stowarzyszone z warunkiem plastyczności Coulomba – Mohra

$$\delta \varepsilon^{p} = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \tag{10}$$

gdzie:

 $\delta \varepsilon^{p}$ jest wektorem przyrostu odkształcenia plastycznego, λ skalarnym mnożnikiem, podczas gdy $\partial f / \partial \sigma'$ gradientem powierzchni plastyczności (rys. 1) określonym za pomocą wyrażenia:

$$\frac{\partial}{\partial \sigma^{*}} = \frac{1}{3} m \cdot \sin \phi - \frac{1}{2} \frac{x}{q} \left(\sqrt{3} \cos \Theta + \sin \Theta \sin \phi \right) - (11) - \frac{3}{2q^{*} \cos 30} \left(q \frac{\partial J_{\lambda}^{0}}{\partial \sigma} - \frac{9}{2} J_{\lambda}^{0} \cdot x \right) \left(\sqrt{3} \sin \Theta - \cos \Theta \sin \phi \right)$$

gdzie:

$$J_{3}^{(p)} = \frac{2}{27} (\sigma_{1} + \sigma_{2} + \sigma_{3})^{2} - \frac{1}{3} (\sigma_{1}^{2} \sigma_{2} + \sigma_{1}^{2} \sigma_{2} + \sigma_{1} \sigma_{1}^{2} + \sigma_{3}^{2} \sigma_{4} + \sigma_{1} \sigma_{1}^{2} + \sigma_{3} \sigma_{1}^{2})$$
(12)

jest trzecim niezmiennikiem dewiatora tensora naprężenia,

$$m = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\}^T \tag{13}$$

wektorem jednostkowym

$$s = \sigma' - \frac{1}{3}mp' \tag{14}$$

dewiatorem wektora naprężenia.



Uwzględniając prawa konstytutywne (3), (10) oraz zasadę addytywności odkształceń $\delta \varepsilon = \delta \varepsilon^e + \delta \varepsilon^p$ i warunek nieprzekraczalności powierzchni plastyczności $(\partial f / \partial \sigma)^T * \delta \sigma = 0$ otrzymuje się po przekształceniach ogólny związek konstytutywny dla modeli sprężysto – idealnie plastycznych:

$$\delta\sigma' = \left[D - \beta \frac{D \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial\sigma'} \right\} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial\sigma'} \right\}^{T} \cdot D}{\left\{ \frac{\partial}{\partial\sigma'} \right\}^{T} \cdot D \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial\sigma'} \right\}} \right] \cdot \delta\varepsilon$$
(15)

przy czym $\beta = 0$ dla $f(\sigma') < 0$



RYSUNEK 2

 $\beta = 1 \operatorname{dla} f(\sigma') = 0.$

Z wyrażeń (5) i (11) wynika, że rozważany model zawiera 4 parametry: obok ϕ i c, moduł sprężystości E i współczynnik Poissona v.

Przebieg analizy wstecznej

W analizie wstecznej wykorzystuje się dane z geodezyjnego pomiaru procesu osiadania płyt drogowych na skarpie, prowadzonego od początku obciążania aż do momentu osuwiska. Punktem wyjścia są otrzymane tą drogą charakterystyki "obciążenie - średnie osiadanie" krawędzi środkowej płyty drogowej od strony skarpy i od strony przeciwnej.

Wyniki badania wyrównuje się metodą najmniejszych kwadratów i porównuje z obliczeniowymi charakterystykami uzyskanymi w analizie przyrostowej MES z zastosowaniem opisywanego modelu Coulomba - Mohra. Postępowanie zilustrowano na rys.2, na którym pokazano model MES układu (rys. 2a) oraz istotę dopasowania obliczeniowej charakterystyki do zbioru wyników badania (rys. 2b).



Warunek najlepszego dopasowania charakterystyki obliczeniowej do danych doświadczalnych w sensie MNK przedstawia się następująco:

$$J = \sum_{i=1}^{n} (s_i^* - s_i^*)^2 = \min$$
 (16)

Wielkością w reprezentującą przemieszczenie wywołane obcią-żeniem r jest osiadanie punktu A, B, lub osiadanie średnie podłoża płyt, odpowiadające bieżącemu jednostko-wemu naciskowi balastu q.

Wartości s_i i s_i są przy tym odpowiednio wartościami osiadania: obliczoną w ramach przyrostowej analizy MES i pomierzoną na poziomie

nacisku q.

Procedura analizy wstecznej stateczności skarp przyjęta w trakcie badań przebiega następująco:

- 1[°] przyjmuje się zbiór wartości parametrów $E^{(1)}, v^{(1)}, \phi^{(1)}, c^{(1)},$
- ²⁰ przeprowadza się przyrostową analizę MES zagadnienia równowagi skarpy, obejmującą stadium wzrastającego ciężaru nasypu w trakcie jego budowy oraz stadium zwiększającego się nacisku rosnącym stosem płyt drogowych, układanych jedna na drugiej,
- ³⁰ wartości osiadania s_i obliczone dla stopni obciążenia kolejnymi płytami i pomierzone s_i przed ułożeniem następnych płyt podstawia się do wzoru (16) i oblicza odpowiadającą wartość J,
- ⁴⁰ powtarza się kroki 1⁰-3⁰ przy następnym próbnym zbiorze wartości parametrów; jeśli nowa wartość J jest mniejsza od poprzedniej, zapamię-

tuje się odpowiadające parametry, w przeciwnym razie pozostawia się wartość poprzednią; tym sposobem przebiega się cały obszar dopuszczalny dążąc do lokalizacji minimum J.

Kolejne przybliżenia $E^{(n)}, \nu^{(n)}, \phi^{(n)}, c^{(n)}$ dobierane są jedną z optymalizacyjnych metod bezpośredniego poszukiwania, np. systematycznego przeszukiwania, lokalnego dogęszczania siatki, prób i błędów, itp.

Analizy metodą elementów skończonych można dokonywać za pomocą jednego ze znanych pakietów programów, zawierających model Coulomba - Mohra (Z SOIL . PLAXIS, CRISP, HYDRO-GEO, SIGMA/W lub innych).

Realizacja badań

Pełny zakres badań umożliwiający wiarygodne oszacowanie parametrów wytrzymałościowych odpadów kopalnianych obejmować powinien trzy etapy:

- pełna laboratoryjna identyfikacja parametrów materiałowych,
- badania modelowe w skali 1 : n,
- badania poligonowe w rzeczywistej skali 1 : 1.

W *pierwszym* etapie ważna jest kompletna charakterystyka materiału będącego tworzywem dla modelowania skarp w laboratorium i na poligonie badawczym. Identyfikacja taka umożliwia porównywanie wyników z innymi badaniami materiałów antropogenicznych. Program badań powinien umożliwić na określenie cech geologicznych oraz podstawowych cech fizycznych i mechanicznych. Drugi etap pozwala na wypracowanie metodyki prowadzenia badań terenowych. Najistotniejsze wydaje się rozpoznanie problemów technicznych mogących wystąpić w badaniach "*in situ*", równie istotne są obserwacje dotyczące sposobu i miejsca przykładania obciążenia, rodzaju zniszczenia nasypu oraz wypracowanie odpowiednich procedur pomiarowych. Ważna jest również w przypadku niemożliwości przeprowadzenia trzeciego etapu odpowiednia liczba powtarzalnych badań pozwalająca na sformułowanie wiarygodnych wniosków.

W etapie *trzecim* będącym zdaniem autora najbardziej wartościowym etapem badań, szczególnego znaczenia nabiera właściwe przygotowanie badania, szczególnie jakość modelowego nasypu. Związane jest to z niepowtarzalnością badań tego etapu. Tak więc istotne jest przestrzeganie zasad formowania i zagęszczania nasypów oraz precyzja przykładania obciążenia, pomiarów osiadania i inwentaryzacji powierzchni poślizgu.

Literatura

- GRYCZMAŃSKI M., 1995: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów, Studia z zakresu inżynierii, 40, KILiW IPPT PAN, Warszawa.
- GRYCZMAŃSKI M., KAWALEC B., KAWA-LEC J., 1996: Destructive slope stability tests for assessment of mining waste strength parameters, Slovak Journal of Civil Engineering, Vol. 4, 1, 32-35.
- GRYCZMAŃSKI M., KAWALEC B., KAWA-LEC J., 1997: Coal mining waste as a structural material in polish civil and water engineering. The thirteenth international conference on solid waste technology and management, Philadelphia, USA.
- KAWALFC J., KAWALEC B., 1995: Parametry wytrzymałościowe odpadów kopalnianych w świetle badań modelowych, Materiały XLI

Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB "Krynica'95", tom 8, Geotechnika, 77-84.

- KAWALEC J., 1995: Modelowe badania stateczności skarp wykonanych z odpadów kopalnianych, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo, 80, 119-130.
- KAWALEC J., 1996: Evaluation of mining waste strength parameters based on full scale slope stability tests, Compt. Rend. 11-eme Colloque Franco-Polonais de Mecanique des Sols Applique, Gdańsk.
- KAWALEC J., 2000: Ocena wytrzymałości odpadów górniczych na podstawie próbnych obciążeń skarpy nasypu, Rozprawa doktorska, Katedra Geotechniki, Politechnika Śląska, Gliwice
- SKARŻYŃSKA K., 1997: Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej, Wydawnictwo Akademii Rolniczej w Krakowie, Kraków.

Summary

Determination of strength parameters for anthropogenic soils on the basis of back analysis of embankment deformation. The paper presents the concept of strength parameters determination by the FEM, back-analysis method of trial loading of an embankment formed from mining waste. Elastic-ideally plastic Coulomb-Mohr model equations used in the analysis have been presented. Emphasis was put on the crucial steps in consecutive stages of examinations.

Author's address: Jacek Kawalec Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa Politechniki Śląskiej 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5/214 Poland e-mail: kawalec@polsl.gliwice.pl

KAROLINA ŁACH

Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Krakowska Department of Environmental Engineering, Cracow University of Technology

Osiowo-symetryczny stan odkształcenia konsolidującej anizotropowej półprzestrzeni gruntowej wywołany źródłem ciśnienia

Wstęp

Współczesne techniki wzmacniania podłoża gruntowego wywołują w gruncie znaczne, w tym skoncentrowane, obciążenia. Należą do nich: konsolidacja wstępna np. z wykonywaniem drenażu pionowego czy podciśnienia; zagęszczanie powierzchniowe lub wgłębne; zeskałanie np. przez sylikatyzację, iniekcję zwykłą lub strumieniową; itp. Stanowią one fizyczne i praktyczne podstawy koncepcji źródła masy i ciśnienia w ośrodku gruntowym.

Przedstawione w pracy zagadnienie i jego rozwiązanie należy do grupy zagadnień analizujących stany naprężenia i odkształcenia w gruncie pod działaniem źródła ciśnienia. Wyznaczono stan odkształcenia w anizotropowej półprzestrzeni konsolidującej wywołany działaniem źródła ciśnienia.

Dla rozwiązania problemu do opisu fizycznej struktury gruntu przyjęto model porowatego, wieloskładnikowego continuum materialnego, umożliwiający opis zachowania się zarówno szkieletu, jak i cieczy. Jest nim model konsolidacji zastosowany w ujęciu Biota, Derskiego i Szefera (Biot, 1941, Derski, 1965, Szefer, 1980). Do opisu własności sprężystych ośrodka gruntowego przyjęto parametry anizotropowego ośrodka konsolidującego w ujęciu Bardena.

Anizotropia w gruncie występuje w dwóch postaciach: wtórnej lub strukturalnej. Wtórna wynika z wielokrotnego obciążania gruntów i jej przyczyną jest nielíniowość związków naprężenie – odkształcenie, natomiast strukturalna wynika z genezy powstania i budowy gruntów naturalnych (np. warstwowa budowa iłów) lub jest wytworzona przez człowieka na skutek procesów wzmacniania gruntów.

Równania modelu anizotropowego ośrodka konsolidującego

Wyjściowe równania we współrzędnych walcowych mają postać: odkształcenia:

$$\varepsilon_{r} = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \varepsilon_{\varphi} = \frac{u}{r}, \quad \varepsilon_{z} = \frac{\partial w}{\partial z},$$

$$\varepsilon_{rz} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \right)$$
(1)

16"

związki fizyczne:

$$\sigma_r = 2N_a m_r \varepsilon_r + M_a \varepsilon + \frac{Q}{R} \sigma$$

$$\sigma_{\varphi} = 2N_{a}m_{r}\varepsilon_{\varphi} + M_{a}\varepsilon + \frac{Q}{R}\sigma$$

$$\sigma_{r} = 2N_{r}m_{r}\varepsilon_{r} + M_{r}\varepsilon + \frac{Q}{R}\sigma$$

(2)

$$\sigma_{rz} = 2N_a \varepsilon_{rz}$$

 $\sigma = Q\varepsilon + R\theta$

równania równowagi wewnętrznej ośrodka:

$$\frac{\partial(\sigma_r + \sigma)}{\partial r} + \frac{\partial\sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_{\varphi}}{r} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial (\sigma_z + \sigma)}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} = 0$$
(3.2)

równanie dla cieczy wypełniającej pory szkieletu z uwzględnieniem anizotropii przepływu i działania źródła ciśnienia:

$$k_{r}\left(\frac{\partial^{2}\sigma}{\partial r^{2}} + \frac{1}{r}\frac{\partial\sigma}{\partial r}\right) + k_{z}\frac{\partial^{2}\sigma}{\partial z^{2}} =$$

$$= \frac{1}{R}\dot{\sigma} - \frac{H}{R}\dot{\varepsilon} + V\frac{\delta(r)}{r}\delta(z)$$
(4)

gdzie oznaczono: u, w - przemieszczenia, ε_0 – odkształcenia, σ_{ij} – naprężenia, σ - ciśnienie w cieczy, V – działanie źródła wg (Derski, 1965), N, A, Q, R- parametry modelu konsolidacji (Biot, 1941),

k_z, k_r- współczynniki przepuszczalności, N_a,M_{.a}, - parametry anizotropowego ośrodka konsolidującego (wg Bardena) (Jeske i in. 1966),

Sformulowanie zadania i metoda rozwiązania

- Przedstawiono układ równań, z którego wyznaczono stan odkształcenia dla anizotropowej półprzestrzeni gruntowej wywołany źródłem ciśnienia. - Dla układu równań z poprzedniego rozdziału sformułowano warunki początkowe w oparciu o (5).
- Rozwiązano zadanie do konstrukcji rozwiązania wykorzystano elementy rachunku operatorowego: transformacje całkowe Fouriera i Hankela.
- Otrzymano rozwiązanie dla działania źródła w przestrzeni nieograniczonej – punktowe źródło zaburzenia umieszczone w początku układu współrzędnych.

4. Przesunięto źródło do punktu (0,h)(a) oraz (0,-h)(b).

 Uzyskano rozwiązanie dla półprzestrzeni (zerowanie się naprężeń normalnych na płaszczyźnie z=0) poprzez superpozycję rozwiązań (a) i (b) – równoczesne działanie dwóch źródeł.

Rozwiązanie zadania dla źródła usytuowanego w punkcie (0,0)

Poszukuje się rozwiązania zadania opisywanego układem równań:

$$\left(2N_{a}m_{r} + M_{a}\left(\frac{\partial^{2}u}{\partial r^{2}} + \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^{2}}\right) + N_{a}\frac{\partial^{2}u}{\partial z^{2}} + \left(M_{a} + N_{a}\right)\frac{\partial^{2}w}{\partial r\partial z} + \frac{H}{R}\frac{\partial\sigma}{\partial r} = 0$$

$$(5)$$

$$\binom{M_a + N_a}{2} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial z} \right) +$$

$$+ \left(2N_a m_z + M_a \right) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} +$$

$$+ N_a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) + \frac{H}{R} \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} = 0$$

$$(6)$$

$$k_{r}\left(\frac{\partial^{2}\sigma}{\partial r^{2}} + \frac{1}{r}\frac{\partial\sigma}{\partial r}\right) + k_{z}\frac{\partial^{2}\sigma}{\partial z^{2}} =$$

$$= V^{\alpha}\frac{\delta(r)}{r}\delta(z)$$
(7)

Po transformacji Hankela i Fouriera otrzymano:

równania przemieszczeniowe:

$$-N_{a}\alpha^{2}u'' - (2N_{a}m_{r} + M_{a})\omega^{2}u'' - (M_{a} + N_{a})\alpha\omega w'' - \frac{H}{R}\omega\sigma'' = 0$$
(8)

$$-(M_a + N_a)\alpha\omega u'' - (2Nm_z + M_a)w'' - N_a\omega^2 w'' - \frac{H}{R}\alpha\sigma'' = 0$$
(9)

równanie dla ciśnienia cieczy:

$$\sigma^{\prime\prime} = -\frac{V^{\prime\prime}}{k_z \left(\alpha^2 + \eta^2 \omega^2\right)} \tag{10}$$

gdzie oznaczono: $\eta^2 = \frac{k_r}{k_z}$

Wstawiając transformaty ciśnienia do równań przemieszczeniowych dostaje się układ równań:

$$a_{11}u'' + a_{12}w'' = \frac{H}{R}\frac{V''}{k_{z}}\frac{\omega}{\alpha^{2} + \eta^{2}\omega^{2}}$$

$$a_{21}u'' + a_{22}w'' = \frac{H}{R}\frac{V''}{k_{z}}\frac{\alpha}{\alpha^{2} + \eta^{2}\omega^{2}}$$
(11)

gdzie:

$$a_{11} = N_a \alpha^2 + (2N_a m_r + M_a) \omega^2$$

$$a_{12} = (M_a + N_a) \alpha \omega$$

$$a_{21} = (M_a + N_a) \alpha \omega$$

$$a_{22} = (2N_a m_a + M_a) \alpha^2 + N_a \omega^2$$

Po obliczeniu powyższego układu i dokonaniu uproszczeń uzyskano wyrażenia na transformaty przemieszczeń:

$$u'' = \frac{\nu^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2m_{z}-1}{(1-\eta^{2})\omega} \left(\frac{1}{\alpha^{2}+\eta^{2}\omega^{2}} - \frac{1}{\alpha^{2}+\omega^{2}} \right) - \frac{\nu^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2(m_{z}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}\omega} \left(\frac{1}{(\alpha^{2}+\eta^{2}\omega^{2})} - \frac{1}{(\alpha^{2}+\omega^{2})} - \frac{\omega^{2}(1-\eta^{2})}{(\alpha^{2}+\omega^{2})^{2}} \right)$$
(12)

$$w^{\prime\prime} = \frac{V^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{1}{(1-\eta^{2})\omega^{2}} \left(\frac{\alpha}{\alpha^{2}+\eta^{2}\omega^{2}} - \frac{\alpha}{\alpha^{2}+\omega^{2}} \right) - \frac{V^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2(m_{r}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}\omega} \left(\frac{\alpha}{(\alpha^{2}+\eta^{2}\omega^{2})} - \frac{\alpha}{(\alpha^{2}+\omega^{2})} - \frac{\alpha\omega(1-\eta^{2})}{(\alpha^{2}+\omega^{2})^{2}} \right)$$
(13)

gdzie: $B_{oa} = \frac{R(2N_a + M_a)}{H}$

W następnym kroku odwrócono transformaty, w wyniku czego otrzymano:

$$u = \frac{V^{0}}{k_{z}B_{0a}} \cdot \frac{2m_{z}-1}{1-\eta^{2}} \cdot \frac{\sqrt{\eta^{2}z^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{z^{2}+r^{2}}}{\eta r} - \frac{V^{0}}{k_{z}B_{0a}} \cdot \frac{2(m_{z}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}} \cdot \left(\frac{\sqrt{\eta^{2}z^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{z^{2}+r^{2}}}{2}-\frac{\eta\sqrt{z^{2}+r^{2}}}{r} + \frac{\sqrt{r^{2}+z^{2}}-z}{r\sqrt{r^{2}+z^{2}}}\right)$$
(14)

$$w = \frac{V^{O}}{k_{z}B_{Oa}} \frac{1}{1-\eta^{2}} \left(-\ln \frac{\sqrt{\eta^{2}z^{2}+r^{2}}+\eta z}{\sqrt{z^{2}+r^{2}}+z} \right) - \frac{V^{O}}{k_{z}B_{Oa}} \frac{2(m_{r}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}} \left(-\ln \frac{\sqrt{\eta^{2}z^{2}+r^{2}}+\eta z}{\sqrt{z^{2}+r^{2}}+z} - \frac{1-\eta^{2}}{2}z\frac{1}{\sqrt{r^{2}+z^{2}}} \right)$$
(15)

1-1)

Przypadki szczególne anizotropii

Rozwiązanie zawiera dwa przypadki szczególne:

 szkielet izotropowy – przepływ anizotropowy

$$w = Z^{a} \frac{z}{\sqrt{r^{2} + z^{2}}} + (19) + Z^{a} (m_{r} - 1) \frac{z}{2\sqrt{r^{2} + z^{2}}} \left(1 + \frac{z^{2}}{r^{2} + z^{2}} \right)$$

gdzie:
$$Z^{a} = \frac{V^{a}}{k} \cdot \frac{H}{R(2N_{a} + M_{a})}$$

$$u = \frac{V^{o}}{k_{z}(\eta^{2} - 1)B_{o}} \cdot \frac{\eta\sqrt{r^{2} + z^{2}} - \sqrt{r^{2} + \eta^{2}z^{2}}}{\eta r}$$
(16)

$$w = \frac{V^{o}}{k_{z}(\eta^{2} - 1)B_{o}} \cdot \ln \frac{\sqrt{r^{2} + \eta^{2}z^{2}} + \eta z}{\sqrt{r^{2} + z^{2} + z}} \quad (17)$$

 szkielet anizotropowy – przepływ izotropowy

$$u = Z^{o}(2m_{z} - 1)\frac{r}{\sqrt{r^{2} + z^{2}}} - (18)$$
$$- Z^{o}(m_{z} - 1)\frac{r}{2\sqrt{r^{2} + z^{2}}} \left(3 + \frac{z^{2}}{r^{2} + z^{2}}\right)$$

Rozwiązanie zadania dla półprzestrzeni gruntowej

Otrzymane wzory można wykorzystać do konstrukcji rozwiązania dla półprzestrzeni. W tym celu dokonano przesunięcia źródła ze środka przestrzeni (0,0) do punktów (0,h) i (0,-h). Sumując wyrażenia opisujące funkcje przemieszczeń w tych przypadkach otrzymano rozwiązanie zadania w postaci:

$$u = \frac{\nu^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2m_{z}-1}{1-\eta^{2}} \left[\frac{\sqrt{\eta^{2}(z-h)^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{(z-h)^{2}+r^{2}}}{\eta r} \right] - \frac{\sqrt{\eta^{2}(z-h)^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{(z-h)^{2}+r^{2}}}{\eta r} \right] - \frac{\nu^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2(m_{z}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}} \left\{ \frac{\sqrt{\eta^{2}(z-h)^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{(z-h)^{2}+r^{2}}}{\eta r} - \frac{1-\eta^{2}}{2} \left(\frac{\sqrt{r^{2}+(z-h)^{2}-z+h}}{r\sqrt{r^{2}+(z-h)^{2}-z+h}} + \frac{\sqrt{r^{2}+(z-h)^{2}-z+h}}{r\sqrt{r^{2}+(z-h)^{2}}} \right) \right] - \frac{\nu^{o}}{k_{z}B_{oa}} \frac{2(m_{z}-1)}{(1-\eta^{2})^{2}} \left\{ - \frac{\sqrt{\eta^{2}(z+h)^{2}+r^{2}}-\eta\sqrt{(z+h)^{2}+r^{2}}}{\eta r} - \frac{1-\eta^{2}}{2} \left(\frac{\sqrt{r^{2}+(z+h)^{2}-z-h}}{r\sqrt{r^{2}+(z+h)^{2}-z-h}} + \frac{\sqrt{r^{2}+(z+h)^{2}-z-h}}{r\sqrt{r^{2}+(z+h)^{2}-z-h}} \right) \right\}$$

$$(20)$$

Osiowo-symetryczne stany napręzenia

$$w = \frac{i^{\circ 0}}{k_z B_{oa}} \frac{1}{1 - \eta^2} \begin{pmatrix} -\ln \frac{\sqrt{\eta^2 (z - h)^2 + r^2} + \eta (z - h)}{\sqrt{(z - h)^2 + r^2} + z - h} \\ + \ln \frac{\sqrt{\eta^2 (z + h)^2 + r^2} + \eta (z + h)}{\sqrt{(z + h)^2 + r^2} + z + h} \end{pmatrix}$$

$$-\frac{i^{\circ 0}}{k_z B_{oa}} \frac{2(m_r - 1)}{(1 - \eta^2)^2} \begin{pmatrix} -\ln \frac{\sqrt{\eta^2 (z - h)^2 + r^2} + \eta (z - h)}{\sqrt{(z - h)^2 + r^2} + z - h} \\ - \ln \frac{\sqrt{\eta^2 (z - h)^2 + r^2} + z - h}{\sqrt{(z - h)^2 + r^2} + z - h} \\ - \ln \frac{\sqrt{\eta^2 (z + h)^2 + r^2} + \eta (z - h)}{\sqrt{(z - h)^2 + r^2} + z - h} - \frac{1 - \eta^2}{2} z \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z - h)^2}} + \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z - h)^2}} \end{pmatrix}$$

$$(21)$$

Przykład liczbowy i uwagi końcowe

Poniższy przykład ilustruje różnice osiadań, wywołanych działaniem źródła ciśnienia, dla izotropowych i anizotropowych właściwości szkieletu. Wzór (19) przekształcono tak, aby otrzymać rozwiązanie dla półprzestrzeni gruntowei – na rysunku otrzymano linie osiadań dla anizotropii, izotropię szkieletu uzyskano przyjmując w tym samym wzorze współczynnik m_r=1 (Gaszyński, 1998). Zródło znajduje się na głębokości z=h, poszczególne wykresy osiadań w odpowiadają różnym przekrojom od z=0 - brzeg półprzestrzeni do z=2h osiadanie gruntu ponizej źródła ciśnienia. Wykonano obliczenia przyjmując parametry na podstawie (Gaszyński, 1998, Jeske i in., 1966). Odpowiadaja one gruntom spoistym o konsystencji plastycznej, dla których:

anizotropia
$v_1 = 0, 15$
$v_2 = 0,30$
$m_r = -0.37$
$Z^{\circ} = 3,79 \cdot 10^{-5} + c$

gdzie:

 $n = \frac{v_1}{v_2}$ - stopień anizotropii, który przy-

jęto n=0.5,

v₁, v₂ – współczynniki Poissona, E_o = 35 000 kP**a**,

$$m_{r} = \frac{v_{1} + v_{2} + 2v_{1}v_{2}}{1 - v_{1} - 2v_{1}v_{2}} \cdot \frac{1 - v_{2} - 2v_{1}v_{2}}{2v_{2}(1 + v_{1})}$$
(22)

$$N_{a} = \frac{v_{1}}{v_{1} + v_{2} + 2v_{1}v_{2}} E_{a}$$
(23)

$$M_{a} = \frac{v_{1}E_{o}}{1 - v_{1} - 2v_{1}v_{3}}$$
(24)



(25)

RYSUNEK 1. Osiadanie półprzestrzeni gruntowej w przypadku izotropowych i anizotropowych właściwości szkieletu.

Z rysunku można odczytać znaczne różnice osiadań dla izotropowych i anizotropowych właściwości szkieletu, a także celowość ich uwzględniania w opisie rzeczywistych własności ośrodka gruntowego.

Literatura

- BIOT M.A., 1941: General theory of three dimensional consolidation. J. Appl. Phys. 12.
- DERSKI W., 1965: Equations of the consolidation theory for the case of a source of fluid., Bull. Acad. Polon. Sci. Techn., 13.
- SZEFER G., 1980: Nonlinear problems of consolidation theory. Mat. Konf. Problems nonlineares de mecanique. PWN, Warszawa.
- GASZYŃSKI J., 1984: Identyfikacja modelu konsolidacji Biota na podstawie realizacji jednoosiowego zadania brzegowego., "Arch. Hydrot.", XXXI, 1-2.

- GASZYŃSKI J., 1998: Osiowo-symetryczne problemy kontaktowe konsolidującego podloża gruntowego w przypadku działania źródeł masy i ciśnienia., Monografia Politechniki Krakowskiej 230.
- JESKE T., PRZEDECKI T., ROSSIŃSKI B., 1966: Mechanika gruntów, PWN,

Summary

Axisymmetric strain state of consolidating anisotropic halfspace of soil in case of pressure sources impact. In our paper we estimated strain state in anisotropic, consolidating halfspace, caused by the sources of pressures in liquid. We found the solution using the techniques of integral transformations obtaining analytical dependencies of soil settlement on intensities of the source acting and the parameters characterising anisotropy. We illustrated the obtained results with an example and a plot of settlement caused by the source of pressure.

Author's adress: **Karolina Łach** Instytut Geotechniki Wydział Inżynierii Środowiska Politechnika Krakowska ul. Warszawska 24 31-155 Kraków Poland

MACIEJ STĘCZNIEWSKI

Katedra Geotechniki, Politechnika Gdańska Geotechnical Department, Technical University of Gdańsk

Analiza nośności pali Vibro-Fundex posadowionych w gruntach spoistych

Wstep

Sonda statyczna CPT służąca do oceny warunków geotechnicznych w podłożu, w ostatnich latach coraz częściej wykorzystywana jest do określania nośności pali. Traktując sondę jako model pala obciążanego w sposób ciągły można określać empiryczne korelacje pomiędzy granicznym jednostkowym oporem na pobocznicy oraz pod podstawą pala, a jednostkowym granicznym oporem pod stożkiem q_c lub tarciem na pobocznicy tulei ciernej f_s .

Określanie nośności pali

obliczania Do nośności pojedynczego pala na podstawie parametrów z sondowań CPT, wykorzystuje się statyczny wzór na nośność graniczną pala, (rys.1):

$$R_{u} = R_{bu} + R_{su} = A_{b} \cdot q_{bu} + \sum A_{sv} \cdot q_{suv}$$
(1)
$$q_{bu} = \psi_{1} \cdot \overline{q}_{c}$$
(2)

 $q_{bu} = \psi_1 \cdot q_c$

$$q_{sui} = \frac{q_{csi}}{\psi_{2i}}, \text{ lub } q_{sui} = \frac{\overline{f}_{si}}{\psi_{3i}}$$
(3)

gdzie:

 R_{μ} - obciążenie graniczne w głowicy pala [kN], odpowiadające najczęściej osiadaniu pala (np. rówumownemu nemu 10 % średnicy pala),

R_{bu} - graniczny opór gruntu pod podstawą pala [kN],

R_{su} - graniczny opór gruntu na pobocznicy pala [kN],

 q_{bu} - jednostkowy, graniczny opór gruntu pod podstawą pala [kPa],

 $\overline{q_c}$ - uśredniony, jednostkowy opór gruntu pod stożkiem sondy w strefie przy podstawie pala [kPa], rys.1,

 q_{su} - jednostkowy, graniczny opór gruntu na pobocznicy pala w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej [kPa],

 \overline{q}_{cst} - uśredniony, jednostkowy opór gruntu pod stożkiem sondy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej [kPa]. rys. 1,

 \overline{f}_{st} - uśredniony, jednostkowy opór gruntu na pobocznicy tulei sondy w obrębie i-tej warstwy obliczeniowej [kPa], rys. 1,

 A_b - powierzchnia podstawy pala [m²], A_s - powierzchnia pobocznicy pala $[m^{2}],$

 ψ_l - współczynnik nośności podstawy (w załeżności od oporu q_c),

 ψ_{2i} - współczynnik nośności pobocznicy w i-tej warstwie (w zależności od oporu q.).

 Ψ_{3} - współczynnik nośności poboczn Θ w i-tej warstwie (w zależności od oporu f_s),

 Δh - miąższość warstwy obliczeniowej [m], rys. 1,

 l_1 , l_2 - zasięg stref podłoża uwzględnianych w obliczeniach oporu podstawy [m]



RYSUNEK 1. Założenia do obliczeń przy wykorzystaniu statycznego wzoru na nośność pala

Jednostkowy, graniczny opór pod podstawą pala określa się na podstawie empirycznej korelacji pomiędzy wartościami q_{bu} i \overline{q}_c (lub q_{ci}), natomiast jednostkowy opór na pobocznicy pala przy wykorzystaniu empirycznej korelacji pomiędzy wartościami q_{sui} i \overline{q}_{csi} (q_{ci}) lub f_{M} .

Pale Vibro-Fundex posadowione w gruntach spoistych

W związku z przeprowadzaniem próbnych obciążeń jedynie do półtorawartości krotnej obciażenia projektowego i nie osiagania dla wiekszości z nich nośności granicznej wyznaczono ją przy pomocy programu PALOS. Pogram ten wykorzystuje metode funkcji transformacyjnych (Gwizdała, 1996) opisujących zależność pomiędzy jednostkowym oporem na pobocznicy pala, a przemieszczeniem oraz jednostkowym oporem pod podstawa pala, a przemieszczeniem (krzywe t-z i q-z). Przy jego pomocy, uwzględniając rodzaj i stan gruntu oraz rodzaj i odkształcalność pala wyznaczono pełną zależność osiadania pala w zależności od obciążenia aż do obciążenia granicznego oraz uzyskano rozdział nośności pala na podstawę i pobocznicę.



RYSUNEK 2. Krzywa osiadania pala nr 1



RYSUNEK 3. Krzywa osiadania pala nr 2

Na rysunkach 2-5 przedstawiono przykładowe krzywe osiadania czterech pali Vibro-Fundex.



RYSUNEK 4. Krzywa osiadania pala nr 3

Pal nr 4



RYSUNEK 5. Krzywa osiadania pala nr 4

Pale nr 1 i 2 obciążane były do wartości osiadania 25 mm (ok. 5% średnicy pala), pale nr 3 i 4 do wartości osiadania 10 mm (ok. 2% średnicy pala). Przy pomocy programu PALOS określono nośność graniczną odpowiadającą założonemu osiadaniu pala równemu 10% średnicy podstawy.

Dla porównania kilku metod określania nośności wykonano obliczenia dla jednego z pali (pal nr 1 o długości 15.7 m, średnicy trzonu 0.457 m i średnicy podstawy 0.52 m.). Pal posadowiony jest w glinach i glinach pylastych, podstawa znajduje się w glinie pylastej.

rabela i	
----------	--

	Nośność graniczna		
Metoda	Rbu	R	R_{u}
	[kN]	[kN]	[kN]
Van der Veen (1957), Mohan (1963)	1290	1620	2910
Begemann (1963)	1620	410	2030
Philipponnat (1983)	950	1420	2370
Bustamante (1983)	950	540	1490
Energopol (1979)	810	640	1450
Wiłun (1987)	1640	990	2630
PALOS (wartości dla s = 0.1D)	1040	910	1950

Uzyskane wyniki (tabela 1) wykazują znaczne rozrzuty. Nośności granicznej wyznaczonej metodami Bustamantego (1983) i Energopolu (1979) odpowiada osiadanie około 5% średnicy pala, metodami Begemanna (1963) i Philipponnata (1983) około 10% średnicy pala, metodami Van Der Veena (1957), Mohana (1963) i Wiłuna (1987) znacznie ponad 10% średnicy pala. Jeszcze większy rozrzut obserwuje się w rozdziale nośności na podstawę i pobocznice pala. Wynika to z faktu, że w metodach występują różnice w wartościach współczynników WI, W2, i W3m sposobie uśredniania wartości q_c , q_{cst} i fsı oraz w przyjmowaniu zasięgu stref podłoża uwzględnianych w obliczaniu oporu podstawy.

Podsumowanie

Przedstawione przykładowe wyniki wskazują, że istnieje konieczność opracowania metody prognozowania nośności pali opartej na dużej liczbie próbnych obciążeń. Do wyznaczenia nośności granicznej (w przypadku nie osiągnięcia jej w trakcie próbnego obciążenia) oraz rozdziału nośności na pobocznicę i podstawę pala można wykorzystać program PALOS.

Literatura

- VAN DER VEEN C., BOERSMA L., 1957: The bearing capacity of a pile predetermined by a cone penetration test, Proc. 4 Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Zurich II, 72-75
- MOHAN D. i in., 1963: Load bearing capacity of piles, Geotechnique, Vol. 13, 76-86.
- BEGEMANN H. K.1963: The use of the static soil penetrometer in Holland. New Zealand Engineering, Vol. 18, No. 2.
- KLOS J. 1983: Obliczanie nośności pojedynczego pala na podstawie wyników sondowań statycznych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3, 303-306.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. 1983: Określenie nośności pala pojedynczego na podstawie badań in situ. Archiwum Hydrotechniki, Tom XXX, z.1, 89-112.
- ENERGOPOL, 1979: Instrukcja przewidywania nośności pali w oparciu o badania presjometryczne i sondowania statyczne. Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Budownictwa Hydrotechnicznego, Warszawa.
- WILUN Z. 1987: Zarys geolechniki. WKiŁ, 678-680.
- GWIZDAŁA K., 1996: Analiza osiadań przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Zeszyty naukowe Politechniki Gdańskiej, Nr 532, Budownictwo wodne XLI.
- 1997: Design of Axially Loaded Piles European Practice, Reports of different countries. Procedings of the ERTC3 seminar Brussels/Belgium.

Summary

Analysis of the bearing capacity of Vibro-Fundex piles in cohesive soils. Several methods for calculation of bearing capacity of piles, based on the CPT test, are briefly discussed. An example results calculation for driven Vibro-Fundex piles are showed.

Author's adress: **Maciej Stęczniewski** Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska, Politechnika Gdańska 80-952 Gdańsk, Narutowicza 11/12 Poland

MICHAŁ STĘPIEŃ

Katedra Geoinzynierii SGGW w Warszawie Department of Geotechnical Engineering, Warsaw Agricultural University – SGGW

Adwekcyjne modelowanie przepływu wód gruntowych w rejonie wysypiska Radiowo

Wstęp

W Polsce i na świecie eksploatowanych jest obecnie wiele wysypisk, które powstały w latach 60-tych i 70-tych bez jakichkolwiek zabezpieczeń, zlokalizowanych na terenach sprzyjających migracii zanieczyszczeń do wód gruntowych (grunty przepuszczalne, wysoki poziom wody gruntowei). Przez kilkanaście lat składowania odpadów tereny, a szczególnie wody podziemne, wokół takich wysypisk zostały silnie zanieczyszczone. W chwili obecnei istnieje jedynie możliwość powstrzymania dalszego zanieczyszczania poprzez izolacje tych składowisk od wód gruntowych. Można to uczynić stosując pionowe przesłony przeciwfiltracyjne. System taki został wykonany wokół wysypisk w Łubnej i Radiowie, które są jedynymi tego typu czynnymi obiektami przyjmującymi odpady komunalne z terenu Warszawy.

Skuteczne działanie przesłony przeciwfiltracyjnej jest uwarunkowane zapewnieniem dobrej jakości wykonania, kontrolowanej na etapie realizacji (Stępień, 2000). Ponadto, wpływ przesłony na zmianę warunków filtracji wód w rejonie wysypisk powinien być modelowany z zastosowaniem metod komputerowych. W artykule zaprezentowano obliczenia przepływu wód gruntowych w rejonie wysypiska Radiowo z wykorzystaniem programu numerycznego MU-LAT 1.4 (Verruijt, 1991a), opartego na metodzie elementów skończonych.

Wpływ wysypisk odpadów na wody podziemne

Najpoważniejszy problem związany ze składowaniem odpadów komunalnych to powstawanie silnie zanieczyszczonych odcieków, które mogą migrować poza wysypisko powodując degradację wód podziemnych. Do powstawania odcieków przyczyniają się przede wszystkim zdeponowane odpady i opady atmosferyczne infiltrujące przez korpus składowiska.

Na podstawie licznych badań stwierdzono, że z wysypisk odpadów komunalnych migruje szereg substancji organicznych i mineralnych, które oddziaływają na stężenie większości makroskładników oraz właściwości fizyczne, chemiczne, biologiczne i organoleptyczne wód podziemnych. W odciekach z wysypisk stężenia makroskładników są na ogół znacznie wyższe niż w typowych ściekach komunalnych (Koda, 1999). Należy zwrócić uwagę na bardzo wysoką utlenialność i zasolenie (tab. 1).

TABELA 1.	Skład chemiczny odcieków z wysy-
pisk Lubna i	Radiowo (Koda, 1999)

Parametr		Odcieki ze składo- wisk		
		Lubna	Radiowo	
Utlenialność	mgO ₂ /l	10-1500	66-800	
Chlorki	mg/l	200-3500	600-4000	
Siarczany	mg/l	10-200	230-750	
Azot amo-	mg/l	25-900	70-1200	
Detergenty	mg/l	20-70	15-30	
Fenole	mg/l	0,002- 0.05	0,003- 0,08	
Ołów	mg/l	0,15-0.3	0,02-5,0	
Chrom	mg/l	0,12-0,60	0,01-0.60	
Kadm	mg/l	0,06-0,15	0.002- 0.02	
Nikiel	mg/l	0,1-20.0	0,02-50,0	

W dalszej odległości od wysypiska obserwuje się stopniowe zmniejszanie się stężeń zanieczyszczeń w środowisku gruntowo-wodnym w wyniku różnych procesów, a w szczególności - rozcieńczania, sorpcji, wymiany jonowej oraz utleniania.

Migracja zanieczyszczeń ze składowisk odpadów do wód podziemnych uwarunkowana jest przede wszystkim przepuszczalnością utworów występujących bezpośrednio w podłożu składowanych odpadów.

W przypadku starych składowisk, które powstały bez zabezpieczeń istnieje możliwość ograniczenia migracji zanieczyszczeń poprzez zastosowanie pionowych przesłon przeciwfiltracyjnych. Ścianki szczelne mają przede wszystkim zabezpieczyć wody podziemne przed skażeniem odciekami przez odizolowanie warstw przepuszczalnych. Głębokość posadowienia ścianek zależy od głębokości zalegania warstw o małej przepuszczalności, w których musza być zakotwione. Przez otoczenie całego wysypiska ściankami szczelnymi i połączenie ich z warstwą nieprzepuszczalną, tworzy się 78mknieta "nieckę". W ten sposób zostaje uniemożliwiona. przynajmniej lub ograniczona, infiltracja odcieków do wód podziemnych. Gromadzące się w niecce odcieki musza być przez odpowiedni system drenażowy odprowadzane na zewnątrz i poddane oczyszczeniu. Zaleca się utrzymanie poziomu wód wewnątrz niecki poniżej poziomu wód gruntowych na zewnatrz wysypiska (rys. 1). Zapewnia to skierowanie strumienia przepływu do wewnątrz, a więc dodatkowo zabezpiecza przed zanieczyszczeniem wód na terenach przyległych, jednakże wymaga budowy systemu odprowadzenia lub zagospodarowania odcieków gromadzących się pod korpusem wysypiska.



RYSUNEK 1. Izolacja starego wysypiska odpadów z zastosowaniem pionowych przesłon przeciwfiltracyjnych

Przesłony przeciwfiltracyjne

Przesłony przeciwfiltracyjne są obecnie wykonywane w wielu technologiach, wywodzących się najczęściej z technik głębokiego fundamentowania lub wzmacniania gruntów.

Najprostszą formą przesłony przeciwfiltracyjnej są ścianki szczelne wykonywane z połączonych stalowych brusów. Nie są one jednak zalecane do izolacji terenów zanieczyszczonych ze względu na agresywny charakter odcieków wysypiskowych w odniesieniu do stali. Mogą być natomiast z powodzeniem stosowane jako uszczelnienia tymczasowe na okres budowy lub remontów innego typu uszczelnień.

Często spotykane są przesłony wysokociśnieniowe wykonane z zastosowaniem standardowej techniki zastrzyków strumieniowych (*jet-grouting*). Polega ona na wprowadzeniu do gruntu żerdzi wiertniczej zaopatrzonej w dyszę, przez którą wprowadzana jest pod ciśnieniem mieszanina wody, cementu i powietrza (rys. 2).



RYSUNEK 2. Schemat wykonywania przesłony przeciwfiltracyjnej w technologii *jet-grouting*

Mieszanina eroduje grunt i utrzymuje jego cząstki w zawiesinie, a po zastygnięciu tworzy strukturę o małej przepuszczalności. Wadą przesłon wysokociśnieniowych jest brak możliwości kontroli zasięgu iniekcji oraz "połączeń" poszczególnych zastrzyków. Niewątpliwą zaletą jest natomiast brak urobku ziemnego i możliwość wykonania przesłon nachylonych pod pewnym kątem, co może być pomocne w przypadku izolacji terenu z głęboko zalegającą warstwą gruntów nieprzepuszczalnych.

Innym rozwiązaniem są przesłony waskoszczelinowe. Wykonywane sa przy użyciu specjalnych kształtowników (profil dwuteowy lub wibrator skrzydełkowy) wyposażonych w urządzenia iniekcyjne. Kształtownik jest wbijany lub wwibrowywany w grunt na żądaną głębokość, a następnie podczas jego wyciągana w szczeline wprowadzana jest zawiesina uszczelniająca. W wyniku nakładania się kolejnych jednostek uzyskuje się ciągłą przesłonę (rys.3), której zaletami są brak urobku ziemnego i szybkość wykonania. Technologia ta nie zapewnia jednak pełnej szczelności ekranu. Przy małych przekrojach poprzecznych, niewielkie odchylenia od pionu mogą powodować brak ciągłości przesłony. Z tego względu przesłony cienkościenne nie są zalecane do izolacji terenów zanieczyszczonych, znajdując zastosowanie np. w uszczelnieniach wałów przeciwpowodziowych.

Kolejnym stosowanym rozwiązaniem są ekrany z pali wierconych o średnicy 90÷120cm, które muszą na siebie zachodzić. W celu zapewnienia większej szczelności wykonuje się często dwa lub więcej rzędów pali zachodzących na siebie. Technologia ta zapewnia ciągłość przesłony oraz możliwość kontroli gruntów w podłożu. Wymaga jednak dużych nakładów pracy.



RYSUNEK 3. Schemat wykonania cienkościennej przesłony przeciwfiltracyjnej

Do izolacji terenów zanieczyszczonych jako najwłaściwsze zalecane są przesłony wykonywane w technologii

szczelinowej jednofazowej, ściany zwykłej lub złożonej. Ściany szczelinowe wykonywane koparkami sa chwytakowymi o szerokości chwytaka 0.5+1.2 m, z zazebiajacych się sekcji, co zapewnia ich ciagłość. W czasie głębienia do wykopu wprowadzana jest mieszanina uszczelniająca, która początkowo pełni funkcję zawiesiny tikzapewniając stateczność sotropowej wykopu, a po stwardnieniu tworzy ekran przeciwfiltracyjny. W przypadku ścian szczelinowych złożonych po wykonaniu wykopu, ale przed stwardnieniem zawiesiny, wprowadzany jest dodatkowy element uszczelniający w postaci geomembrany HDPE (rys. 4). Obok wielu zalet ściany szczelinowe posiadają jedną wadę, jaką jest duża objętość urobku ziemnego. Należy pamiętać, że na terenach zanieczyszczonych grunt jest również skażony i może być zagospodarowany jedynie na wysypiskach.



RYSUNEK 4. Schemat wykonywania przesłony przeciwfiltracyjnej w technologii ściany szczelinowej jednofazowej z wkładką HDPE: 1) głębienie wykopu szczelinowego. 2) montaż arkusza geomembrany. 3) wyciąganie stelażu podtrzymującego geomembranę

Wszystkie wymienione wyżej technologie wykonywania pionowych przesłon przeciwfiltracyjnych wymagają prowadzenia odpowiednich badań kontrolnych w trakcie budowy, jak i po zakończeniu w laboratorium. Możliwa jest również weryfikacja skuteczności przesłon w ograniczaniu migracji zanieczyszczeń poprzez zastosowanie modeli numerycznych.

Charakterystyka wysypiska "Radiowo"

Wysypisko "Radiowo" znajduje się na terenie gminy Stare Babice, przy północno-zachodniej granicy Warszawy. W latach 1962-91 wysypisko przyjmowało odpady komunalne z terenu Warszawy. Były one składowane bez żadnego zabezpieczenia podłoża gruntowego przy płytko zalegających wodach gruntowych. Obecnie obiekt jest technologicznym wysypiskiem funkcjonującym na potrzeby kompostowni "Radiowo". Na wysypisku składowane są odpady nicprzydatne do produkcji kompostu, jak: plastyki, folie, opony, złom, itp., w ilości do 300 t/d. Powierzchnia wysypiska wynosi około 15 ha, przy wysokości ponad 55 m. Od strony południowej i wschodniej obiekt otoczony jest lasem (Park Leśny "Bemowo", z dwoma rezerwatami przyrody) (rys. 5). Najbliższe zabudowania mieszkalne oddalone są 0,7 km na północ od wysypiska.

Obecnie prowadzone są prace w ramach kompleksowej rekultywacji wysypiska. Podstawowym elementem rekultywacyjnym jest przesłona przeciwfiltracyjna, która została wykonana w dwóch etapach. W roku 1999 wykonano ok. 70% długości ekranu (od strony wschodniej, północnej i częściowo zachodniej), a dokończono budowę jesienią 2000 r.



RYSUNEK 5. Lokalizacja wysypiska "Radiowo"

Budowa geologiczna i warunki hydrogeologiczne

Wysypisko odpadów w Radiowie położone jest w obrębie silnie zdenudowanej wysoczyzny glacjalnej. Jest to centralna część Kotliny Warszawskiej, która ma charakter synkliny zaznaczającej się w budowie utworów mezozoicznych. Synklinę wypełniają utwory trzeciorzędowe (pliocen) przykryte kompleksem osadów czwartorzędowych. Głębokość od poziomu terenu do stropu iłów waha się od kilku do kilkunastu metrów, a lokalnie iły występują na powierzchni terenu (część południowowschodnia).

Wśród osadów czwartorzędowych na przeważającej części obszaru w sąsiedztwie wysypiska zalegają piaski i żwiry wodnolodowcowe, lokalnie jeziorne o miaższości od 2 do 5 m. Utwory piaszczyste zalegają na glinach zwałowych stadiału maksymalnego zlodośrodkowo-polskiego, wacenia które mają swoje wychodnie na powierzchnie terenu. Grunty te charakteryzują się zróżnicowaną wartością współczynnika przepuszczalności: od k = 15 m/d wpiaskach średnich, poprzez k = 5.5 m/dw piaskach drobnych, k = 0.8 m/d wpiaskach gliniastych do k = 0.01 m/d wglinach piaszczystych. Z utworami tymi związany jest pierwszy poziom wodonośny, którego swobodne zwierciadło kształtuje się na poziomie od 0.3 do 2.0 m p.p.t. i jest zależne od warunków atmosferycznych oraz pory roku. Kierunek przepływu wody w tej warstwie w części południowej przebiega na północny-zachód, natomiast poza wysypiskiem zmienia się na północny i dalej na zachodni.

Teren wysypiska w Radiowie znajduje się w wododziałowej części zlewni rzeki Łasica, prawobrzeżnego dopływu rzeki Bzury. Wody spływające powierzchniowo z tego obszaru siecią drobnych rowów i cieków dochodzą do niewielkiego cieku Lipkowskiej Wody dopływu Kanału Zaborowskiego i dalej do rzeki Łasicy. Jest ona głównym ciekiem Puszczy Kampinoskiej, co oznacza, że skażone wody odpływające ze składowiska dostają się na teren Kampinoskiego Parku Narodowego. Sytuacja taka ma miejsce w okresie roztopów i po intensywnych opadach, gdy zostaja wypełnione woda zniszczone rowy melioracyjne (Koda i in., 1996).

Modelowanie przepływu wód gruntowych w rejonie wysypiska

Proces transportu masy wody w warstwach podłoża gruntowego powinien być rozpatrywany łącznie ze zmianami własności fizycznych i chemicznych dotyczących zarówno wody jak i substancji w niej zawartych, oraz wzajemnego oddziaływania cząstek wody i szkieletu gruntowego.

Głównymi procesami fizykochemicznymi branymi pod uwagę w analizie transportu zanieczyszczeń w wodzie gruntowej są:

adwekcja – bierny transport zanieczyszczeń rozpuszczonych w wodzie porowej z wykorzystaniem opisu średniej prędkości przepływu wody w porach (prawo Darcy), <u>adsorpcja</u> – pochłanianie przez szkielet gruntowy substancji zawartych w wodzie,

<u>dyfuzja</u> – samowzbudzający się proces fizycznego wyrównywania koncentracji zanieczyszczeń w wodzie gruntowej związany z cieplnym przemieszczaniem się molekuł, jonów i cząstek,

<u>dyspersja</u> – geometryczna dyfuzja na zanieczyszczonych obszarach w wyniku różnych prędkości przepływu,

<u>degradacja</u> – rozkład (gnicie) substancji stałej ośrodka porowatego i substancji rozpuszczonych w roztworze.

Substancje rozpuszczone w wodzie mogą być rozcieńczone przez procesy przemian i rozkładu. Dla ilościowego opisu transportu substancji w ośrodku porowatym, fizyczna regularność procesów jest formułowana matematycznie i bilansowana zgodnie z prawem zachowania masy (van Genuchten i Wagenet, 1989).

wielu przypadkach, Jednakże w szczególnie w odniesieniu do starych zanieczyszczeń zgromadzonych w gruncie, głównymi czynnikami decydujacymi o migracji zanieczyszczeń są: adwekcyjne unoszenic substancji rozpuszczonych w wodzie i adsorpcyjne zatrzymywanie substancji przez szkielet gruntowy. Dokładny opis tych procesów pozwala na uzyskanie poprawnych wyników w pierwszym przybliżeniu, a ponadto obliczenia takie można oprzeć na parametrach łatwiejszych do określenia niż w przypadku pozostałych zjawisk. Natomiast dla pierwszego przybliżenia zwykle przyjmuje się liniowa równowagę między cząstkami stałymi i cieczą. Jeżeli pozostałe zjawiska zwiazane z transportem zanieczyszczeń (dyfuzia, dyspersja i degradacja)

zostaną pominięte, to podstawowe równanie transportu w układzie trójwymiarowym może być zapisane w postaci (Bear i Verruijt, 1987):

$$\frac{1}{R}\frac{\partial c}{\partial t} = -V_t \frac{\partial c}{\partial x_t} = -V_x \frac{\partial c}{\partial x} - V_y \frac{\partial c}{\partial y} - V_z \frac{\partial c}{\partial z} \quad (1)$$

gdzie:

- c stężenie substancji rozpuszczonych w wodzie,
- R współczynnik zatrzymania:

$$R = 1 + K(1 - n)/n$$
(2)

n – porowatość,

 K – współczynnik równowagi koncentracji zanieczyszczeń.

Współczynnik zatrzymania R jest równy 1, gdy cząstki gruntu nie adsorbują żadnych elementów zanieczyszczenia (K=0). Dla substancji, w której stan równowagi jest jednorodny w fazie ciekłej i stałej K= 1, wówczas R = 1/n(Verruijt, 1991b).

Przeprowadzono numeryczna analiadwekcyjnego transportu zaniezę czyszczeń z terenu wysypiska odpadów komunalnych w Radiowie na terenv przyległe, oraz wpływ wykonancj wokół wysypiska przesłony przeciwfiltracyjnej na migrację zanieczyszczeń. Obliczenia wykonano przy użyciu programu numerycznego MULAT 1.4 opracowanego w Delft University of Technology w Holandii (Verruijt, 1991a). Program jest oparty na metodzie elementów skończonych i umożliwia analize przepływu wody gruntowej i ad-
wekcyjnego transportu zanieczyszczeń z możliwością uwzględnienia liniowej adsorpcji oraz dyspersji w podłożu wielowarstwowym w układzie trójwymiarowym.

Przy rozwiązywaniu zagadnienia na obiekcie Radiowo założono w pierwszym przybliżeniu jedynie adwekcyjny transport zanieczyszczeń wzdłuż linii przepływu wody gruntowej oraz brak adsorpcji zanieczyszczeń przez grunt. Do analizy przyjęto teren składowiska wraz ze strefa otulinowa o szerokości 200 m wokół niego. Łącznie analizą objęto obszar o wymiarach 1000 m x 700 m i powierzchni 70 ha (Stępień, 2000). Ponieważ podłoże na badanym obszarze jest zróżnicowane (na warstwie nieprzepuszczalnej zalegają różnego typu piaski) przyjęto warstwę wodonośną jako jednorodna zbudowana

z piasków średnich o współczynniku filtracji k = 5.5 m/d. Grunty tego typu występują na największej powierzchni, a ich miąższość wynosi od 2m do ponad 20m. Poniżej zalegają utwory, które można uznać za nieprzepuszczalne.

Program MULAT 1.4 nie posiada możliwości bezpośredniego wprowadzenia do danych wejściowych przepływu naturalnego w postaci specyfikacji pomierzonych gradientów i kierunków przepływu. Istnieje natomiast możliwość opisu zmienności poziomu wody gruntowej na analizowanym obszarze. Do zbioru danych wprowadzono dla 43 punktów ich współrzędne, rzędne terenu, rzędne stropu warstwy nieprzepuszczalnej oraz rzędne zwierciadła wody gruntowej. Założono również trzy linie drenażowe. Na podstawie tych danych program dokonał dyskretyzacji obszaru na siatkę trójkątów (rys. 6).



RYSUNEK 6. Dyskretyzacja obszaru badan

Następnie przeprowadzono obliczenia, których efektem były dwu- i trójwymiarowe obrazy przebiegu linii przepływu na analizowanym obszarze. Z uwagi na duże zagęszczenie elementów na rysunkach wynikowych, do interpretacji wybrano dwuwymiarowe przebiegi linii przepływu migrujących cząstek (rys. 7). Punkty początkowe linii przyjęto na granicy obszaru co 100 m.

Kolejnym krokiem było wprowadzenie parametrów przesłony przeciwfiltracyjnej do programu. Dokonano tego poprzez wprowadzenie w strefy ścian szczelinowych współczynnika przepuszczalności charakterystycznego dla przesłony (tj. 0.0000864 m/d). Podobnie jak wcześniej zaprezentowano jedynie obraz dwuwymiarowy (rys. 8). W tym przypadku dokonano dodatkowo dogęszczenia linii przepływu przyjmując odległości między nimi na granicy obszaru co 50 m. Są to linie zaczynające się na poziomie 23.0 m nad .,0" Wisły. Przebieg linii prądu został zmieniony pod wpływem przesłony przeciwfiltracyjnej. Zmiany kierunku przepływu wody mogą powodować podpiętrzenie wody podziemnej od strony południowej (od strony napływu) oraz od strony wschodniej i zachodniej. Dlatego konieczne jest udrożnienie zdewastowanych rowów melioracyjnych w rejonie wysypiska.

Dodatkowo wykonane zostały obliczenia dla sytuacji, jaka miała miejsce od czerwca 1999 roku do października 2000 roku. Wprowadzono do programu jedynie fragment przesłony, który był wykonany do czerwca 1999 roku. W celu lepszego ukazania przepływu wód w tym przypadku dokonano dwukrotnego dogęszczenia linii przepływu (rys.9).



RYSUNEK 7. Przepływ naturalny



RYSUNEK 8. Linie przepływu po wybudowaniu przesłony w roku 2000



RYSUNEK 9. Linie przepływu po wybudowaniu części przesłony (sytuacja od czerwca 1999 do października 2000 r.)

Linie przepływu ulegają odchyleniu pod wpływem przesłony od strony wschodniej. Część linii wpływa natomiast pod korpus składowiska, gdzie nastepuje ich odwrócenie w strone zachodnia. Jest to spowodowane podpietrzeniem wody pod wysypiskiem wywołanym przez wybudowany fragment przesłony od strony północnej. Woda wypływająca spod składowiska niesie ze sobą zanieczyszczenia, których stężenie jest od strony zachodniej najwieksze, co wykazały wyniki monitoringu lokalnego wód pierwszego poziomu wodonośnego (Golimowski i Koda, 2000).

Podsumowanie

W przypadku starych wysypisk odpadów możliwe jest ograniczenie migracji zanieczyszczeń poprzez zastosowanie pionowych przesłon przeciwfiltracyjnych. Wykonanie przesłony powinno być poprzedzone dobrym rozpoznaniem warunków podłoża oraz zapewnieniem dobrej jakości wykonania na etapie realizacji (nadzór, badania kontrolne).

Na podstawie przeprowadzonej symulacji można stwierdzić, że przesłona przeciwfiltracyjna wokół wysypiska w Radiowie posiada charakter izolacyjny w stosunku do napływających wód gruntowych.

W pierwszym przybliżeniu do modelowania przepływu może być przyjęty adwekcyjny transport zanieczyszczeń, natomiast do oceny skuteczności działania przesłony w dłuższym czasie należy uwzględnić pozostałe zjawiska związane z migracją zanieczyszczeń.

Literatura

- BEAR J., VERRUIJT A., 1987: Modeling Groundwater Flow and Pollution. Reidel, Dordrecht.
- GOLIMOWSKI J., KODA E., 2000: Monitoring wód podziemnych i powierzchniowych w rejonie wysypiska i kompostowni "Radiowo". Warszawa.
- KODA E., 1994: Adwekcyjne modelowanic przepływu i migracji na terenie zanieczyszczonym. VI Konferencja Naukowa Problemy Komputeryzacji w Obliczeniach Budowli Hydrotechnicznych, 23-32. Korbielów.
- KODA E., 1999. Rekultywacja starych wysypisk odpadów komunalnych. III Międzynarodowe Forum Gospodarki Odpadami, 335-363. Poznań.
- KODA E. i inni, 1996: Dokumentacja hydrogeologiczna i geotechniczna dla istniejącego wysypiska odpadów komunalnych w Radiowie woj, warszawskie. Geoteko, Warszawa.
- STĘPIEŃ M., 2000: Kontrola jakości wykonania pionowych przesłon przeciwfiltracyjnych dla wysypisk odpadów komunalnych. Praca magisterska. SGGW, Warszawa.
- VERRUJJT A., 1991a: MULAT 1.0. Multi-Layered Aquifer Transport. User's Guide. Delft University of Technology. Delft.
- VERRUHT A., 1991b: Finite element modeling of transport in porous media. *Applied Scientific Research* 48: 129-139.

Summary

Advective modelling of groundwater flow on surroundings of Radiowo landfill. Cementbentonite walls are use as vertical cut-off bariers to allow containment of liquids in the ground. Cement-bentonite slurries support the trench during excavation and then self harden in-situ. The cut-off walls were built around the "Radiowo" landfill in Warsaw.

C C E E E KI KI H M M 0 P B PF TE TI W Z ST のないないの

A

MULAT 1.4, a finite element modeling program, was used to predict the effect of the wall on groundwater regime of the area.

This paper presents the results of simulate the natural groundwater conditions before wall construction and then the induced conditions outside the wall after construction. The results show that the cut-off walls protect adjacent groundwater resources from contaminants. Author's adress: Michal Stępien

Katedra Geoinzynierii

Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska, SGGW

02 – 787 Warszawa, Nowoursynowska 166 Poland