

Spis treści

Patrycja BARYŁA, Marek WOJCIECHOWSKI, Marek LEFIK Właściwości piasków hydrofobizowanych emulsjami alkoksycylanowymi ustalone w badaniach wstępnych <i>The properties of hydrofobized sand established in the preliminary studies</i>	91
Małgorzata J. GLINICKA Właściwości mechaniczne mieszaniny gruntu i odpadów z opon samochodowych <i>Mechanical properties of soil -tire waste mixture</i>	99
Małgorzata JASTRZEBSKA, Magdalena KOWALSKA Przydatność wybranych systemów pomiaru odkształceń w badaniach trójosiowych słabych gruntów spoistych <i>Applicability of selected internal strain measuring systems for triaxial testing of soft soils</i>	105
Krystyna JAŚKIEWICZ, Małgorzata WSZĘDYRÓWNY-NAST Wpływ metodyki oznaczania granic Atterberga na uzyskiwane wartości stopnia plastyczności <i>Effect of methodology on determining the Atterberg limits for liquidity index</i>	113
Dariusz KIZIEWICZ, Zbigniew LECHOWICZ Anizotropia wytrzymałości na ścinanie bez odpływu gruntów spoistych w cylindrycznym aparacie skrętnym <i>Testing of undrained shear strength in hollow cylinder apparatus</i>	119
Sebastian KOWALCZYK, Tomasz SZCZEPAŃSKI, Paweł DOBAK Charakterystyka rozkładu ciśnienia porowego w badaniach konsolidacji past gruntowych z północnopolskich glin zwałowych <i>Characteristics of pore pressure distribution during consolidation tests of soil paste of glacial tills from northern Poland</i>	127
Marzena LENDO-SIWICKA, Kazimierz GARBULEWSKI Pęcznienie a odprężenie nienasyconych ilów warszawskich <i>Swelling and/ or rebound unsaturated Warsaw clay</i>	135
Jolanta Anna PRUSIEL Wyznaczanie modułu sprężystości ośrodków ziarnistych składowanych w silosach <i>Determination of elasticity modulus for bulk solid stored in silo bins</i>	143
Wojciech SAS, Katarzyna GABRYŚ, Alojzy SZYMAŃSKI Laboratoryjne oznaczenie prędkości fali podłużnej i poprzecznej w gruncie <i>Laboratory determination of seismic waves velocities</i>	151
Zdzisław SKUTNIK Badanie parametrów wytrzymałościowych piasku średniego w aparacie trójosiowego ściskania z kontrolowanym ciśnieniem ssania <i>The test of strength parameters of medium sand in the triaxial apparatus with controlled suction pressure</i>	159
Małgorzata WYSOCKA, Zenon SZYPCIO, Dariusz TYMOSIAK Prędkość wznoszenia kapilarnego w gruntach niespoistych <i>The speed of capillary raise in granular soils</i>	167

WŁAŚCIWOŚCI PIASKÓW HYDROFOBIZOWANYCH EMULSJAMI ALKOKSYSILANOWYMI USTALONE W BADANIACH WSTĘPNYCH

Patrycja BARYŁA*, Marek WOJCIECHOWSKI, Marek LEFIK

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej, Al. Politechniki 6, 90-924 Łódź

Streszczenie: Celem badań jest wstępne ustalenie parametrów wodoprzepuszczalności oraz wytrzymałościowych nowego materiału budowlanego, jakim jest grunt hydrofobizowany. Badania przeprowadzono dla dwóch naturalnych piasków średnich oraz dla czterech mieszanin grunt-emulsja hydrofobizująca. Stałą filtracji k wyznaczono z użyciem aparatu ZWK2 dla próbek przed dodaniem emulsji hydrofobizującej oraz w aparacie trójosiowym dla gruntów po hydrofobizacji. Kąt tarcia wewnętrznego ϕ , oznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania. Gęstość właściwą ρ_s , wyznaczono z użyciem kolby Le Chateliera, a maksymalną gęstość objętościową $\rho_{d \max}$ – w cylindrze normowym. Badania wykazały, że dodatek środka hydrofobizującego obniżył współczynnik filtracji, przy jednoczesnym utrzymaniu parametrów wytrzymałościowych na poziomie parametrów piasków przed hydrofobizacją.

Słowa kluczowe: piaski hydrofobizowane, hydrofobizacja, właściwości piasków.

1. Wprowadzenie

W inżynierii budowlanej mianem hydrofobizacji określa się zabiegi polegające na zwiększaniu odporności zewnętrznych powłok istniejących bądź nowo wznoszonych obiektów na działanie wody. Zabiegi te polegają zwykle na impregnowaniu murów, tynków i przekryć dachowych środkami na bazie silanów i siloksanów. Potencjalne zastosowania środków hydrofobizujących w budownictwie, a w szczególności w geotechnice, są jednak znacznie szersze. Hydrofobizowany grunt mineralny (piasek) charakteryzujący się zredukowanym podciąganiem kapilarnym oraz niską przepuszczalnością można wykorzystać, na przykład jako podsypkę lub zasypkę dla fundamentów, posadzek i ścian kondygnacji podziemnych, co zmniejsza niebezpieczeństwo zawilgocenia obiektów. Hydrofobizacja gruntu przeprowadzana *in situ* (poprzez iniekcje środków hydrofobizujących) otwiera również drogę do wykonywania tymczasowych i trwałych nieprzepuszczalnych przegród w gruncie w budownictwie drogowym i mostowym. Umożliwia ona również wykonywanie zabezpieczeń przed rozprzestrzenianiem się zanieczyszczeń w ośrodku gruntowym, może służyć do zwiększania szczelności i wzmacniania zapór wodnych i wałów przeciwpowodziowych. Warunkiem skutecznego wdrożenia tych zastosowań: jest wystarczająco niska przepuszczalność gruntu poddanego hydrofobizacji, obserwowane ujemne ciśnienie kapilarne w porach

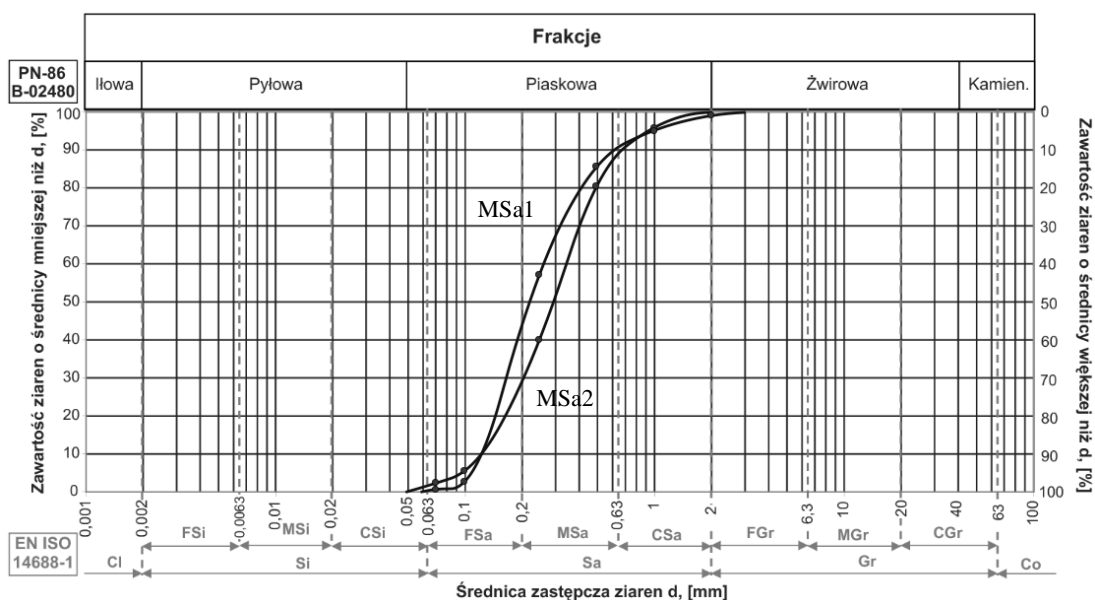
takiego gruntu, neutralny dla środowiska naturalnego charakter procesu hydrofobizacji oraz relatywnie niskie koszty realizacji. Zasadność hydrofobizacji piasków będzie potwierdzona najlepiej wtedy, gdy udowodni się, że proces hydrofobizacji nie wpływa ujemnie na właściwości wytrzymałościowe piasków i ich zagęszczalność.

Celem badań zaprezentowanych w niniejszym artykule jest wybranie spośród czterech różnych emulsji alkosysilanowych, najlepszych pod względem właściwości hydrofobizujących, a także zbadanie wpływu dodatku emulsji na właściwości wytrzymałościowe i zagęszczalność mieszanin. Wyboru dokonano porównując wyniki badania przepuszczalności czterech mieszanin emulsja hydrofobizująca – grunt z wynikami uzyskanymi dla piasków bez dodatków. W dalszym etapie badań wyznaczono kąt tarcia wewnętrznego i maksymalną gęstość objętościową dla mieszanin, w przypadku których efekt hydrofobizacji był najbardziej widoczny. Wyniki tych badań przybliżają do opracowania mieszaniny o składzie optymalnym pod względem właściwości hydrofobizujących i opłacalności produkcji.

2. Materiał badawczy

Właściwości filtracyjne zbadano dla dwóch piasków średnich MSa1 i MSa2, różniących się od siebie uziarnieniem (rys. 1). Następnie właściwości te zbadano

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: patrycja.baryla@p.lodz.pl



Rys.1. Uziarnienie badanych piasków

dla czterech typów mieszanin grunt – emulsja hydrofobizująca (MSa1+E1, MSa1+E2, MSa2+E3, MSa2+E4). Dodane emulsje hydrofobizujące są alkoksylanowymi emulsjami wodnymi, w których skład wchodzi alkiloalkoksylany (90-100%), dinery (0-10%), środek powierzchniowo czynny oraz emulgator (Stańczyk i in., 2012). Użyte typy emulsji (E1 – E4) różniły się od siebie stosunkiem poszczególnych składników i rodzajem alkiloalkoksylanu (tab. 1).

Badania kąta tarcia wewnętrznego, gęstości właściwej oraz maksymalnej gęstości objętościowej wykonano na próbkach piasków naturalnych oraz próbkach dwóch piasków hydrofobizowanych, dla których współczynnik filtracji, wyznaczony w pierwszej części badania był najniższy.

3. Metodyka badań

3.1. Przepuszczalność gruntu

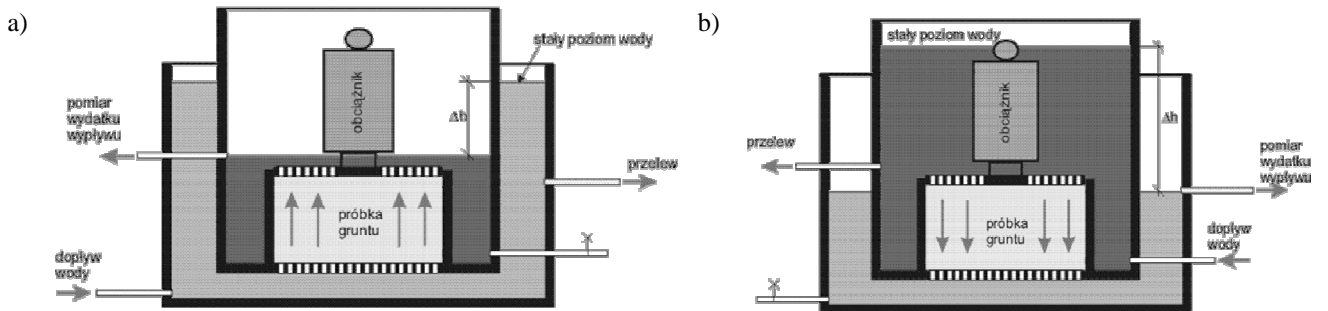
Właściwości filtracyjne opisano za pomocą dwóch wielkości: wysokości podciągania kapilarnego i stałej filtracji. Wysokość podciągania kapilarnego wyznaczono dla piasków przed i po hydrofobizacji z wykorzystaniem standardowego aparatu do badania kapilarności czynnej. Współczynnik filtracji k wyznaczano dla piasków MSa1 i MSa2 za pomocą aparatu ZWK2. Spadki hydrauliczne,

możliwe do uzyskania w tym aparacie są jednak zbyt niskie aby wywołać przepływ w gruncie hydrofobizowanym, dlatego dla piasków po hydrofobizacji, stałą k wyznaczono w aparacie trójosiowym. Ponieważ różnice wartości mierzonych k są bardzo duże, zmiana narzędzia pomiaru jest naturalna i nie może być uważana za błąd metodyczny.

Badanie współczynnika filtracji w aparacie ZWK2 wykonano zgodnie z PN-55/B-04492 *Grunty budowlane. Badania właściwości fizycznych. Oznaczenie wskaźnika wodoprzepuszczalności*. Po wysuszeniu próbki, wsypaniu partiami do wewnętrznego cylindra, wstępnym zagęszczeniu i obciążeniu, ustalono przepływ wody odpowietrzonej w kierunku z dołu do góry (rys. 2a). Celem usunięcia powietrza z porów w pierwszej fazie badania prędkość przepływu wody kontrolowano tak, aby czas wypływu wody przez próbkę do cylindra wewnętrznego wynosił minimum 20 minut. Po ustaleniu spadku hydraulicznego (badania prowadzono przy spadku 0,8), zbadano objętość wody przepływającej przez próbkę w czasie. Na podstawie odczytów, przekształcając równanie Darcy'ego, wyznaczono współczynnik k . W ostatniej fazie badania stałą k wyznaczono przy odwróconym kierunku przepływu (rys. 2b), z zachowaniem spadku hydraulicznego jak w przepływie w pierwszym kierunku.

Tab. 1. Składy emulsji hydrofobizujących użytych do badań

Nr emulsji	Rodzaj silan	Silan [g]	Środek powierzchniowo czynny [g]	Emulgator [g]
E1	MeSi(OMe) ₃	80	2	0,72
E2	MeSi(OMe) ₃	80	0,4	0,36
E3	MeSi(OMe) ₃	40	0,4	0,36
E4	Me ₂ Si(OMe) ₂	40	0,4	0,36

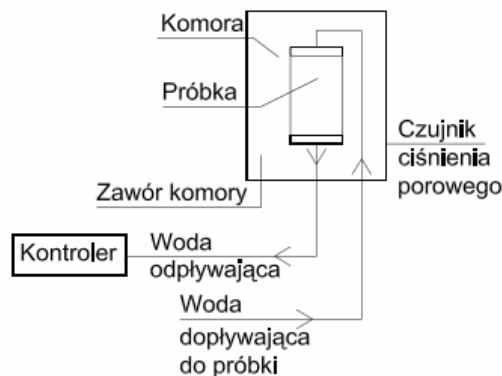


Rys. 2. Schemat badania przepuszczalności gruntu w aparacie ZWK2 przy kierunku przepływu: a) z dołu do góry b) z góry do dołu

Stałą filtracji dla gruntów hydrofobizowanych wyznaczono w komorze trójosiowej (rys. 3) przystosowanej do badania właściwości filtracyjnych gruntów (Carpenter i Stephenson, 1986). W komorze umieszczano próbki suchego gruntu o średnicy 38 mm i wysokości ~71 mm. Nasywanie prowadzono w dwu etapach. Pierwszy etap polegał na działaniu niewielkim ciśnieniem hydrostatycznym rzędu 10-20 kPa i wypełnieniu makroporów wodą przy jednoczesnym usuwaniu z nich powietrza. Na tym etapie badania zapowietrzoną wodę odprowadzono do zewnętrznego naczynia. Dalsze nasywanie przeprowadzono używając metody ciśnienia wyrównawczego opartej na dwóch prawach: prawie Boyla, opisującego ściśliwość płynów i prawie Henrygo, opisującego rozpuszczalność gazów w cieczach. Metoda polega na jednoczesnym podnoszeniu ciśnienia w komorze trójosiowej oraz ciśnienia wyrównawczego w próbce, tak aby ciśnienie efektywne działające na próbkę pozostawało niezmiennie (Lipiński i Wdowska, 2010). Wzrost ciśnienia powoduje rozpuszczanie pozostałego w porach gruntu powietrza. Odpowiedź zmiany ciśnienia porowego na zmianę ciśnienia całkowitego jest indykatorem postępu procesu nasywania, dlatego też, dla każdego kroku zmiany ciśnienia w komorze, odczytywano zmianę ciśnienia porowego. Za miarę nasywania przyjęto parametr Skemptona (1954) wyznaczony jako:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (1)$$

gdzie: Δu jest zmianą ciśnienia porowego, a $\Delta \sigma$ jest zmianą ciśnienia w komorze.



Rys. 3. Schemat komory trójosiowej przystosowanej do pomiaru właściwości filtracyjnych gruntów

Uznaje się, że próbka jest w pełni nasycona, gdy parametr Skemptona jest równy 1. Ze względu na długotrwały proces nasywania, proces ten kończono w opisywanych badaniach dla wartości parametru $B > 0,9$. Po zakończeniu nasywania, fazę konsolidacji przeprowadzono przy naprężeniach efektywnych rzędu 100 kPa (przy ciśnieniu w komorze równym ostatniemu ciśnieniu przyłożonemu w fazie nasywania). Badanie przepuszczalności przeprowadzono przy różnicach ciśnień między górną i dolną podstawą próbki 2-90 kPa (co odpowiada spadkowi hydraulicznemu 3-100). Stałą filtracji wyznaczono, analogicznie jak w aparacie ZWK2, dla przepływu w kierunku z dołu do góry a następnie z góry do dołu. Efektem końcowym badań nad przepuszczalnością gruntów było wytypowanie do dalszych badań dwóch mieszanin o najmniejszym współczynniku filtracji.

3.2. Kąt tarcia wewnętrznej i gęstość właściwa gruntu

Badania przeprowadzono dla mieszanin M_{Sa}1+E₂, M_{Sa}2+E₃, a następnie porównawczo dla piasków M_{Sa}1 i M_{Sa}2. Kąt tarcia wewnętrznej wyznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania zgodnie z zaleceniami normy PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*. Ponieważ w badanych próbkach nie wystąpiły frakcje większe od 2 mm, badanie przeprowadzono w skrzynce o wymiarach 60 × 60 mm. Wysokości próbek poddanych badaniu wynosiły około 30 mm, a masa około 200 g. Konsolidację próbek wykonano kolejno przy naprężeniach normalnych równych: 50, 100, 200, 400 kPa. Każda z próbek poddana była temu procesowi przez 2 minuty, a następnie była ścinana z prędkością 1 mm/min. Wartość kąta tarcia wewnętrznej wyznaczono analizując wykres $\tau(\phi)$.

Gęstość właściwą piasków hydrofobizowanych wyznaczono za pomocą kolby Le Chateliera przy użyciu cieczy niepolarniej, jako indykatora zmiany objętości (Myślińska, 1998). Wykorzystanie metody Le Chateliera zamiast tradycyjnej metody piknometru podyktowane było trudnością odpowietrzenia wody destylowanej z gruntem.

3.3. Zagęszczalność gruntów

Jako wyznacznik zagęszczalności gruntów przyjęto maksymalną gęstość objętościową uzyskaną metodą wibracyjną. Standardowo, zagęszczalność gruntu bada się w aparacie Proctora, wyznaczając wilgotność optymalną,

przy której grunt osiąga maksymalne zagęszczenie. Ponieważ badania piasków hydrofobizowanych prowadzone są na próbkach suchych – zrezygnowano z tej metody. Badanie minimalnej i maksymalnej gęstości objętościowej przeprowadzono z użyciem cylindra normowego (wymiary według PN-88/B-04481), zagęszczając próbkę gruntu na stole wibracyjnym. Zrezygnowano z proponowanego normowo zagęszczania za pomocą widełek ze względu na większą efektywność użycia stołu. Analogicznie do badań kąta tarcia wewnętrznego i gęstości właściwej, badania zagęszczalności przeprowadzono w przypadku mieszanin piasków z emulsjami o najlepszych właściwościach hydrofobowych oraz porównawczo – dla piasków bez dodatków.

W pierwszej fazie badania, do cylindra normowego, wsypano w stanie luźnym próbkę gruntu o znanej masie. Następnie wyliczono objętość gruntu i wyznaczono gęstość objętościową minimalną $\rho_{d \min}$ jako:

$$\rho_{d \min} = \frac{m_s}{V} \quad (2)$$

gdzie: m_s jest masą wsypanego do cylindra gruntu suchego, a V jest objętością gruntu w stanie luźnym.

Następnie próbkę gruntu zagęszczano stawiając cylinder z gruntem na stole wibracyjnym. Po upływie pierwszej minuty zmierzono wysokość, na jaką zagłębiła się pokrywa cylindra. Następnie analogicznych pomiarów dokonywano w odstępach 30 sekundowych. Proces zagęszczania uznaje się za zakończony jeżeli wysokość zagłębienia pokrywy cylindra nie zmienia się przy trzech kolejnych pomiarach. Znając zmianę wysokości próbki przy zagęszczeniu wyznaczono zmianę objętości. Gęstość objętościową maksymalną $\rho_{d \max}$ wyznaczono z zależności:

$$\rho_{d \max} = \frac{m_s}{V - \Delta V} \quad (3)$$

gdzie ΔV jest zmianą objętości gruntu po zagęszczeniu.

4. Wyniki badań

Analizując wykresy wysokości podciągania kapilarnego w czasie, zauważa się znaczący wpływ dodatku emulsji hydrofobizujących na tę wielkość. Dla piasku naturalnego wysokość podciągania po czasie 400 minut wyniosła

5,3 cm. Po tym samym czasie w próbkach MSa1+E1 oraz MSa1+E4 wysokości podciągania wynosiły kolejno 1,3 i 1,9 cm, natomiast w próbkach MSa1+E2 i MSa2+E3 zjawisko podciągania kapilarnego nie wystąpiło (tab. 2).

Tab. 2. Zestawienie wartości wysokości podciągania kapilarnego badanych próbek po czasie $t = 400$ minut

Oznaczenie próbki	Wysokość podciągania kapilarnego ($t = 400$ min) [m]
MSa1	0,05
MSa1+E1	0,01
MSa1+E2	0
MSa2+E3	0
MSa2+E4	0,02

W przypadku próbek, w których nie wystąpiło podciąganie kapilarne, stwierdzono również najniższą wartość współczynnika k . Tabela 3 zestawia pomierzone wielkości współczynnika filtracji dla sześciu badanych próbek. Uziarnienie piasków naturalnych wpłynęło na wyjściową wartość współczynnika filtracji k (tab. 2). Ponieważ różnice uziarnienia są niewielkie, decydujący wpływ na zmniejszenie współczynnika filtracji po hydrofobizacji ma skład dodanej emulsji. Analizując zestawione wielkości zauważa się, że najlepsze właściwości hydrofobowe dają emulsje E2 i E3 – spadek współczynnika k o dwa rzędy wielkości. Mieszaniny gruntu z tymi emulsjami wykazały również najniższą wysokość podciągania kapilarnego. Pozwala to zakładać, że badanie wysokości podciągania kapilarnego, jako badanie szybsze, może być stosowane jako badanie wstępne przy kolejnych ocenach przydatności emulsji do hydrofobizacji. Do dalszych badań wzięto próbki MSa1+E2 oraz MSa2+E3 jako mieszaniny o najniższych współczynnikach filtracji.

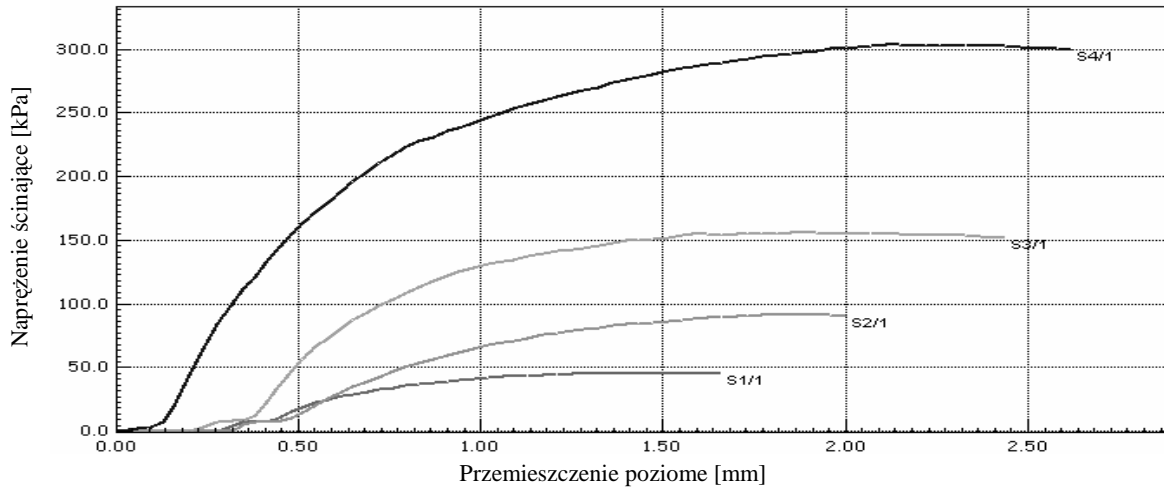
Pomierzone wartości kąta tarcia wewnętrznego zestawiono w tabeli 4. Porównując ścieżki odkształcenia poziomego piasku MSa1 przed i po hydrofobizacji (rys. 4 i 5) zauważa się niewielkie różnice. Maksymalne naprężenia styczne jakie osiągnęły się w każdym z kroków konsolidacji są niemal identyczne. Wartość kąta tarcia wewnętrznego pozostała niezmienna i wyniosła 37°. Analizując zachowanie próbek piasku MSa2 przed i po hydrofobizacją (rys. 6 i 7), zauważa się niewielkie

Tab. 3. Zestawienie wartości współczynnika filtracji dla poszczególnych próbek

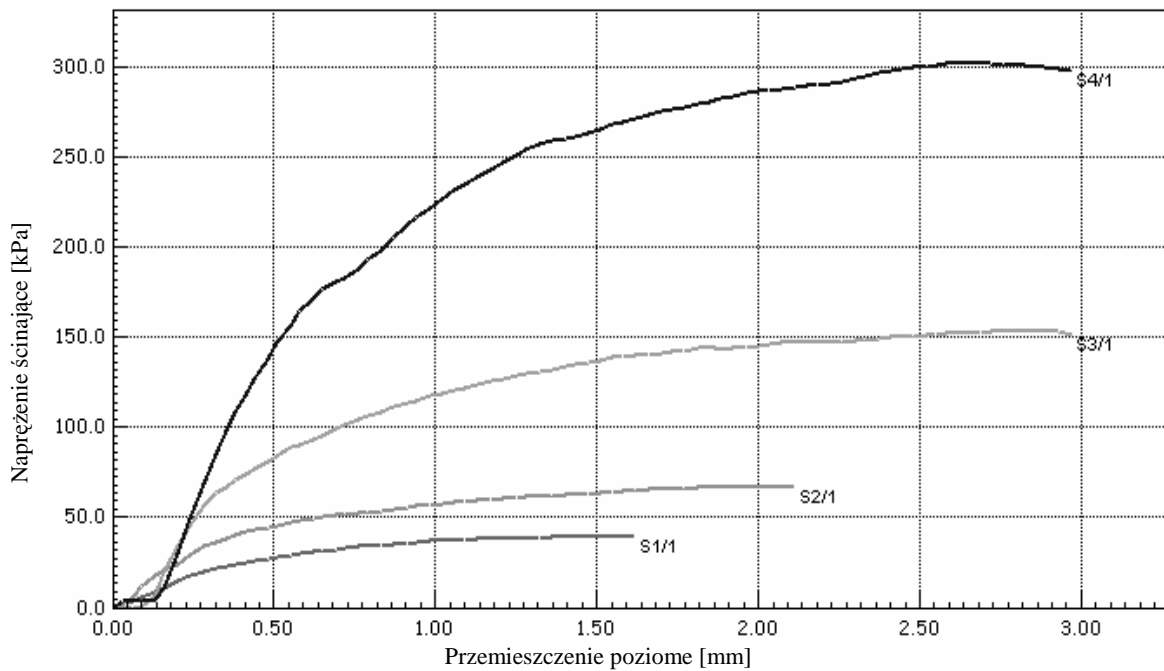
Oznaczenie próbki	Grunt	Emulsja alkosylanowa	Współczynnik filtracji [m/s]
MSa1	MSa1	-	$1,07E^{-4}$
MSa1+E1	MSa1	E1	$6,63E^{-7} - 3,23E^{-7}$
MSa1+E2	MSa1	E2	$2,10E^{-8} - 5,37E^{-9}$
MSa2	MSa2	-	$4,85E^{-5}$
MSa2+E3	MSa2	E3	$4,38E^{-8} - 4,53E^{-9}$
MSa2+E4	MSa2	E4	$4,56E^{-7} - 8,32E^{-8}$

Tab. 4. Zestawienie wartości kąta tarcia wewnętrznego i gęstości właściwej

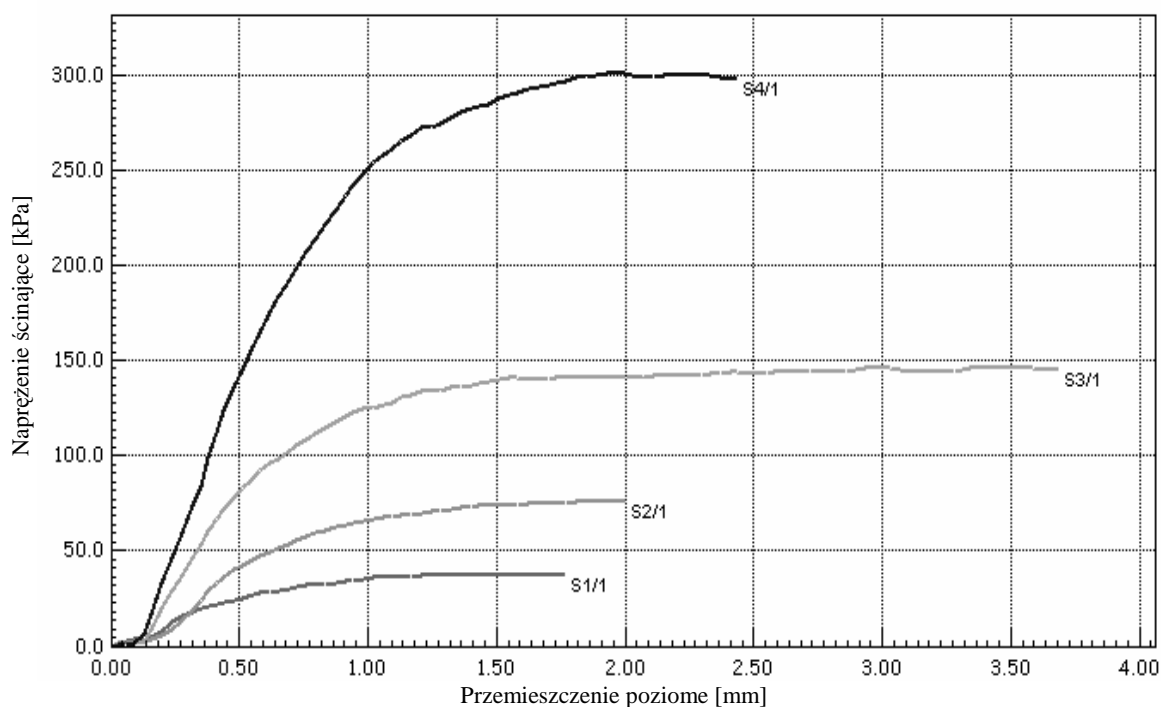
Oznaczenie próbki	Grunt	Emulsja alkoksylanowa	Kąt tarcia wewnętrznego ϕ_s [°]	Gęstość właściwa ρ_s [g/cm ³]
MSa1	MSa1	-	37,3	2,65
MSa1+E2	MSa1	E2	37,1	2,65
MSa2	MSa2	-	37	2,65
MSa2+E3	MSa2	E3	33,6	2,62



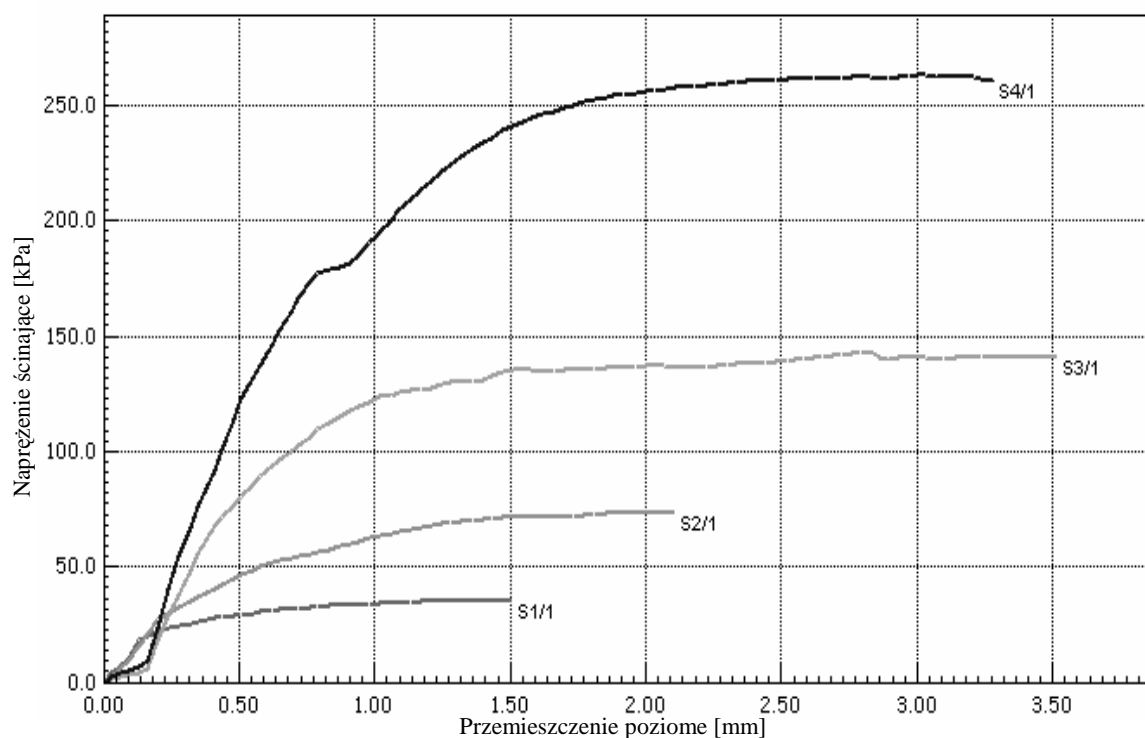
Rys. 4. Wykres zmian naprężeń stycznych od przemieszczenia poziome dla próbki MSa1



Rys. 5. Wykres zmian naprężeń stycznych od przemieszczenia poziome dla próbki MSa1+E2



Rys. 6. Wykres zmian naprężeń stycznych od przemieszczenia poziome dla próbki MSA2



Rys. 7. Wykres zmian naprężeń stycznych od przemieszczenia poziome dla próbki MSA2+E3

różnice właściwości przy czwartym stopniu konsolidacji. Próbka piasku naturalnego poddana konsolidacji pod obciążeniem 400 kPa osiągnęła maksymalną wartość naprężenia stycznego równą 300 kPa przy przemieszczeniu równym 2,3 cm, natomiast próbka piasku hydrofobizowanego poddana takiemu samemu stopniowi konsolidacji – odpowiednio 273 kPa i 3,3 cm. Skutkuje to różnicą w wartości kąta tarcia wewnętrznego –

otrzymane wartości odpowiednio 37° i 34°.

Gęstość właściwa badanej mieszaniny MSA1+E2 pozostała niezmienna w porównaniu z gęstością piasku kwarcowego ($\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$), natomiast w przypadku mieszaniny MSA2+E3 gęstość zmieniła się nieznacznie i wyniosła $\rho_s = 2,62 \text{ g/cm}^3$. Wyniki zestawiono w tabeli 4.

Porównując wyniki badania maksymalnej gęstości szkieletu gruntowego (tab. 5) zauważa się, że dodatek

Tab. 5. Zestawienie wartości gęstości objętościowej minimalnej i maksymalnej

Oznaczenie próbki	Grunt	Emulsja alkoksylanowa	$\rho_{d \min}$ [g/cm ³]	$\rho_{d \max}$ [g/cm ³]
MSa1	MSa1	–	1,50	1,75
MSa1+E2	MSa1	E2	1,51	1,76
MSa2	MSa2	–	1,44	1,92
MSa2+E3	MSa2	E3	1,43	1,94

emulsji hydrofobizującej nie wpływa ujemnie na zagęszczenie gruntu. Ponieważ zagęszczenie gruntów niespoistych jest jedną z istotniejszych cech determinujących możliwość ich zastosowania w budownictwie, wynik tego doświadczenia potwierdza możliwość aplikacji nowego materiału, jakim jest grunt modyfikowany.

5. Wnioski

Wyniki badań zamieszczonych w niniejszym artykule potwierdzają wpływ alkoksylanowych emulsji hydrofobizujących na przepuszczalność gruntów niespoistych. Piaski poddane działaniu wszystkich testowanych emulsji wykazały zmniejszone podciąganie kapilarne oraz mniejszą wartość współczynnika filtracji. Dodatek emulsji hydrofobizujących nie wpływa znacząco na właściwości wytrzymałościowe gruntu oraz na jego zagęszczenie. Zaobserwowane niewielkie zmniejszenia kąta tarcia wewnętrznego po dodaniu jednego z typów emulsji, nie podważają zasadności stosowania gruntów hydrofobizowanych jako materiałów budowlanych.

Ponieważ przedstawione badania mają charakter badań wstępnych, wiele aspektów zostało uproszczonych. W dalszej części badań planuje się, oznaczyć dla piasku wyjściowego właściwości chemiczne. Planuje się również zwrócić baczniejszą uwagę na wpływ czasu na proces hydrofobizacji gruntu. Obecne, wstępne wyniki, pozwalają jednak potwierdzić zasadność stosowania emulsji alkoksylanowych do hydrofobizowania gruntów niespoistych. Dodatkowym czynnikiem, który wpłynie na przepuszczalność mieszaniny grunt – emulsja hydrofobizująca będzie uziarnienie gruntu. Planuje się przeprowadzić doświadczenia z gruntami o uziarnieniu dobieranym sztucznie, szukając mieszaniny optymalnej pod względem właściwości hydroizolacyjnych, zagęszczenia i opłacalności produkcji.

Literatura

- Carpenter G. W., Stephenson R. W. (1986). Permeability testing in the triaxial cell. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 9, No. 1, 3-9.
- Lipiński M. J., Wdowska M. (2010). Saturation criteria for heavy overconsolidated cohesive soils. *Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Land Reclamation*, Vol. 42, No. 2, 295-302.
- Myślińska E. (1998). Laboratoryjne Badania Gruntów. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Skempton A. W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, Vol. 4, No. 4, 143-147
- Stańczyk W. A., Ganicz T., Kurjata J., Lefik M., Wojciechowski M., Baryła P. (2012). Zgłoszenie Patentowe P.401246, z dnia 16.10.2012.

THE PROPERTIES OF HYDROFOBIZED SAND ESTABLISHED IN THE PRELIMINARY STUDIES

Abstract: The aim of the research is to determine the permeability and strength properties for the innovative building material – hydrofobized soil. Tests were performed for two sands with different particle size distribution (MSa1, MSa2), mixed with several types of hydrophobizing emulsions (E1-E4). Basic properties of these mixtures, their maximum dry density, strength properties, capillary rise and filtration properties were examined and, afterwards, compared with analogous results obtained for the sands before hydrophobization. Strength and filtration properties for hydrophobized sands were examined in triaxial compression apparatus. The angle of internal friction for natural sands was tested in direct shearing test apparatus and their filtration properties – in "ZWK2" apparatus. All tested samples showed lower permeability after hydrophobization. Strength properties remain almost the same after hydrophobization process.

Badania opisane w artykule są częściowo prowadzone w ramach Projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” wykonywanego w Politechnice Łódzkiej, a finansowanego przez Wspólnotę Europejską z funduszu European Fund of Regional Development w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, 2007-2013.

WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE MIESZANINY GRUNTU I ODPADÓW Z OPON SAMOCHODOWYCH

Małgorzata J. GLINICKA*

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

Streszczenie: Celem wykonanych badań laboratoryjnych było ustalenie parametrów wytrzymałościowych mieszanki piasku i odpadów z opon samochodowych, w zależności od zagęszczenia i ilości dodanych odpadów. W badaniach laboratoryjnych zastosowano granulaty gumowy o wymiarach ziaren 2,5-4 mm. Badania laboratoryjne obejmowały określenie składu granulometrycznego gruntu, wskaźników porowatości, gęstości właściwej i objętościowej szkieletu, maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu i wilgotności optymalnej oraz parametrów wytrzymałościowych mieszanki piasku i odpadów. Wyniki przeprowadzonych badań piasku i mieszanin piasku z granulatem gumowym potwierdziły wpływ dodawanych odpadów z przetworzonych opon samochodowych na parametry zagęszczalności i parametry wytrzymałościowe. Dodatek 10% i 20% granulatu do piasku spowodował wzrost wytrzymałości na ścinanie. Wykorzystanie odpadów ze zużytych opon samochodowych do gruntów może przyczynić się do zagospodarowania części tych odpadów oraz zmniejszenia ilości składowanych odpadów.

Słowa kluczowe: mieszanka piasku i odpadów, opony samochodowe, recykling, zagęszczalność, wytrzymałość na ścinanie.

1. Wprowadzenie

W Polsce sprzedaje się kilkanaście milionów nowych opon samochodowych, a powtórnie przetwarza się około 700 tysięcy. Różnica trafia na składowiska i nielegalne wysypiska śmieci; odpady gumowe są porzucane w lasach i parkach (Parasiewicz i in., 2005). Dokładne określenie ilości zużytych opon samochodowych powstałych w Polsce jest trudne, gdyż nie prowadzono dotychczas ewidencji tych odpadów. Stan jaki odnotowano w 2005 roku wynosi 145 743 ton/rok. Ogólnie można rozróżnić trzy kategorie opon używanych w zależności od ich przeznaczenia. Pierwsza kategoria to opony, które można użyć zgodnie z ich pierwotnym przeznaczeniem, ponieważ mają pierwotną minimalną geometrię bieżnika oraz nie posiadają żadnych innych dyskwalifikujących wad. Druga – to nadające się do dalszej eksploatacji po nacięciu bieżnika lub bieżnikowaniu, a trzecią stanowią opony zużyte, które nie nadają się do dalszego użytkowania (Robaczyński, 2009). Opony zużyte, nienadające się do bieżnikowania, są odpadem, który należy zagospodarowywać w sposób bezpieczny dla środowiska naturalnego. Istotne znaczenie ma tu zorganizowanie efektywnego systemu zbiórki opon. Obecnie, wobec zakazu składowania i zakopywania całych zużytych opon, pozostają następujące możliwości:

recykling produktowy, recykling materiałowy, czy odzysk energii. Sposób wykorzystania rozdrobnionych odpadów gumowych zależy od stopnia ich rozdrobnienia. Na materiały pozyskiwane z recyklingu opon wprowadzono następującą klasyfikację (Parasiewicz i in., 2005):

- miał gumowy <1 mm,
- granulaty 1-10 mm,
- chipsy (ang. *chips*) 10-50 mm,
- strzępy (ang. *shred*) 50-300 mm,
- opony cięte: połówki i kawałki nie mniejsze niż 300 mm,
- ścier 0-40 mm.

Odpady gumowe ze zużytych opon samochodowych w formie całych opon lub po ich rozdrobnieniu mogą być użyte do:

- budowy nasypów drogowych i wzmocnienia podłoża gruntowego,
- poprawiania stateczności nasypów,
- zabezpieczania skarp kanałów, rowów,
- budowy ścian oporowych,
- warstw odsączających i odcinających,
- membran i warstw drenujących,
- przepustów drogowych.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.glinicka@pb.edu.pl

Według literatury (Horodecka i in., 2002) wzmocnienie podłoża gruntowego stosuje się za pomocą:

- warstwy włórn gumowych o wymiarach 10-100 mm, pochodzących z rozdrobnienia zużytych opon samochodowych;
- mieszanki gruntu z włórn gumowymi.

Badania przeprowadzone w Politechnice Warszawskiej (Pisarczyk, 2002) wykazały, że zużyte opony samochodowe, mogą być stosowane do wzmocnienia gruntów niespoistych (piasków) w nasypach komunikacyjnych, hydrotechnicznych i ogólnobudowlanych. Stwierdzono, że przy odpowiedniej zawartości przetworzonych odpadów ze zużytych opon samochodowych w gruncie wzrasta wytrzymałość mieszanki na ścinanie w stosunku do samego gruntu, a więc nasypy mogą być budowane bardziej oszczędnie i może być wbudowana znaczna ilość odpadów. Mechaniczne właściwości mieszanki piasku i odpadów z opon w formie chipsów, określonych w aparacie trójosiowego ściskania, opisano w pracy (Bałachowski i Gotteland, 2007). Wytrzymałość i dylatacja mieszanki zależy od zawartości odpadów z opon. W przypadku małej zawartości odpadów wytrzymałość na ścinanie jest niższa niż dla czystego piasku. To zachowanie, odnośnie powierzchni rozdziału piasek-chips, redukuje efekt wzmocnienia oponami. Na podstawie tych badań ustalono, że optymalna ilość dodanych opon (chipsów) wynosi 30%. Badania zagęszczalności piasku z dodatkiem odpadów z opon samochodowych w postaci granulatu wykazały, że optymalna ilość dodanych odpadów powinna wynosić 12,5% (Glinicka, 2007).

Badania eksperymentalne opisane w literaturze (Pisarczyk, 2002; Bałachowski i Gotteland, 2007; Glinicka, 2007) potwierdzają, że odpowiednio przetworzone zużyte opony samochodowe mogą być stosowane do wzmocnienia gruntów niespoistych. Celem pracy jest przedstawienie wyników badań laboratoryjnych parametrów zagęszczalności i wytrzymałościowych mieszanki piasku i odpadów z opon samochodowych, uzasadniających wykorzystanie odpadów ze względu na ich wpływ na wzrost wytrzymałości mieszanin. Wykonano badania laboratoryjne parametrów wytrzymałościowych mieszanki piasku i odpadów z granulatu gumowego w zależności od zęszczenia i ilości dodanych „mikroelementów”. Zastosowano granulaty gumowy o wymiarach 2,5-4 mm z recyklingu zużytych opon samochodowych.

2. Badania laboratoryjne cech fizycznych mieszanki piasku i odpadów z opon samochodowych

Badania laboratoryjne parametrów fizycznych obejmowały określenie: składu granulometrycznego gruntu, wskaźników porowatości, gęstości właściwej i objętościowej oraz maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu i wilgotności optymalnej.

Na podstawie badania uziarnienia grunt zaliczono do piasków średnich. Charakteryzuje się on równomiernym uziarnieniem, a jego wskaźnik jednorodności uziarnienia C_U wyniósł 3.

Piasek średni był w stanie powietrzno-suchym. Badania gęstości objętościowej szkieletu minimalnej i maksymalnej wykonano dla piasku i piasku z dodatkiem granulatu gumowego w ilości 10% i 20%. Oznaczenie $\rho_{d \max}$ i $\rho_{d \min}$ wykonano według normy PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu* stosując metalowe naczynie z tłoczkiem i widełki wibracyjne. Gęstość właściwą szkieletu mieszanki piasku i granulatu ustalono za pomocą piknometru. Omawiane badania wykonano trzykrotnie i obliczono średnią wartość parametru. W tabeli 1 przedstawiono wartości gęstości właściwej szkieletu, maksymalnej i minimalnej gęstości objętościowej szkieletu oraz wskaźników porowatości.

Badania parametrów zagęszczalności piasku i mieszanki piasku z granulatem gumowym przeprowadzono metodą standardową Proctora według PN-88/B-04481. Do badań piasku zastosowano cylinder o objętości 1 dm³, a do mieszanki 2,2 dm³. Zastosowano dodatek granulatu gumowego w ilości 10% i 20% w stosunku do masy suchego piasku. Zestawienie wyników badań parametrów zagęszczalności przedstawiono w tabeli 2, a na rysunku 1 przedstawiono wybrane krzywe zagęszczalności piasku średniego oraz mieszanki piasku z dodatkiem granulatu gumowego w ilości 10% i 20%.

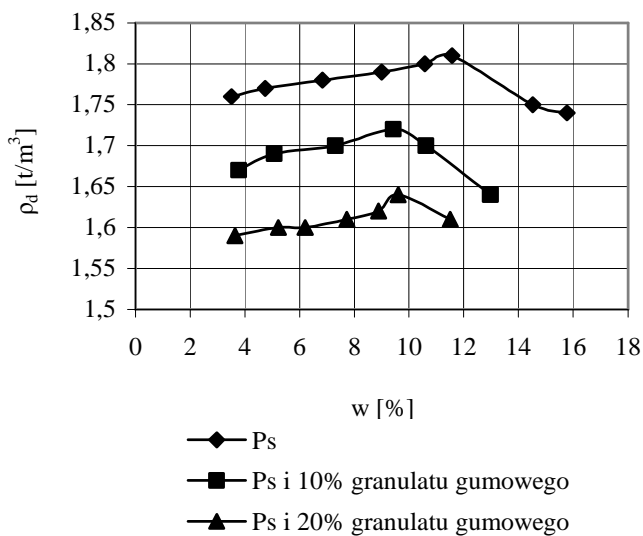
Analizując dane przedstawione w tabeli 2 i na rysunku 1 stwierdzono, że maksymalna gęstość objętościowa szkieletu mieszanki maleje wraz z ilością dodanego odpadu gumowego. Również wilgotność optymalna mieszanin zmniejsza się około 2% w przypadku obu dodatków granulatu.

Tab. 1. Wyniki badań gęstości właściwej szkieletu, minimalnej i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu oraz wskaźników porowatości

Rodzaj materiału	ρ_s [t/m ³]	$\rho_{d \max}$ [t/m ³]	$\rho_{d \min}$ [t/m ³]	e_{min} [-]	e_{max} [-]
Piasek średni	2,65	1,72	1,56	0,54	0,70
Mieszanka piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	2,34	1,61	1,47	0,44	0,59
Mieszanka piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	2,16	1,46	1,32	0,48	0,64

Tab. 2. Wyniki badań parametrów zagęszczalności $\rho_{d\max}$ i w_{opt}

Rodzaj materiału	$\rho_{d\max}$ [t/m ³]	w_{opt} [%]	$\rho_{d\max\acute{s}r}$ [t/m ³]	$w_{opt\acute{s}r}$ [%]
Piasek średni	1,81	11,7	1,81	11,8
	1,80	11,5		
	1,81	12,3		
Mieszanka piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	1,72	9,7	1,72	9,9
	1,71	10,0		
	1,72	10,0		
Mieszanka piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	1,64	9,8	1,61	9,6



Rys. 1. Krzywe zagęszczalności piasku średniego oraz mieszaniny piasku średniego i granulatu gumowego

Mieszanki piasku z 10 % i 20 % dodatkiem granulatu gumowego spełniają wymagania norm dotyczących robót ziemnych PN-S-02205 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne wymagania i badania* oraz PN-B-06050 *Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne* ze względu na wartość $\rho_{d\max} > 1,6 \text{ t/m}^3$. Według Pisarczyka (2002) mieszanki zawierające powyżej 25 % odpadów gumowych nie są odpowiednie do budowy nasypów, biorąc pod uwagę wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu.

3. Badania wytrzymałości na ścinanie w aparacie bezpośredniego ścinania

W aparacie bezpośredniego ścinania wytrzymałość na ścinanie jest wytrzymałością chwilową, osiągniętą przy stałej prędkości odkształceń. Jako wartość τ_f należy przyjmować wartość naprężeń ścinających w zakresie odkształceń względnych $\varepsilon \leq 10,0\%$ (PN-88/B-04481). Wytrzymałość na ścinanie oblicza się według wzoru:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_s + c_s \quad (1)$$

gdzie: τ_f jest wytrzymałością gruntu na ścinanie w kPa, σ jest naprężeniem normalnym do płaszczyzny ścinania w kPa, c_s jest oporem spójności gruntu oznaczonym metodą bezpośredniego ścinania w aparacie skrzynkowym w kPa, a φ_s jest kątem tarcia wewnętrznego oznaczonym w aparacie skrzynkowym w °.

Badania parametrów wytrzymałościowych przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania w skrzynce kwadratowej 10 × 10 cm. Próbkę obciążano przy następujących σ : 50, 100, 150, 200 i 250 kPa.

Próbki do badań przygotowano przez wymieszanie piasku z 10 % i 20 % odpadów gumowych w stosunku do suchej masy. Grunt z odpadami zagęszczano w skrzynce aparatu do określonej gęstości objętościowej.

3.1. Parametry wytrzymałościowe piasku oraz mieszanin piasku i granulatu gumowego w stanie powietrzno-suchym

Badania wykonano w aparacie skrzynkowym dla różnych stopni zagęszczenia I_D (różnych wskaźników porowatości e).

Tab. 3. Zagęszczanie próbek badanych w aparacie bezpośredniego ścinania

Rodzaj materiału	I_D		
	0,3	0,6	0,9
Piasek średni	$e = 0,65$	$e = 0,60$	$e = 0,56$
Mieszanka piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,55$	$e = 0,51$	$e = 0,46$
Mieszanka piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,59$	$e = 0,54$	$e = 0,50$

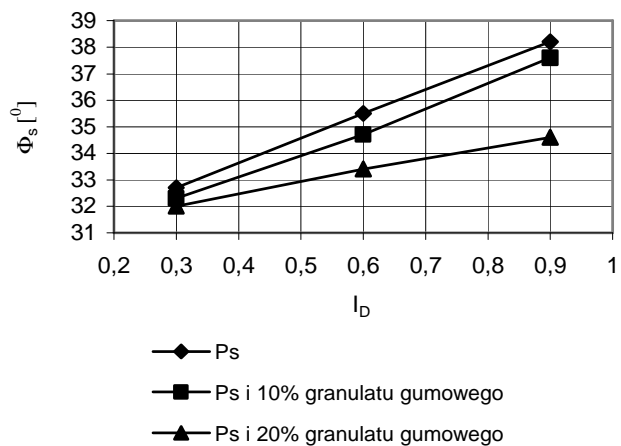
Zestawienie wyników badań parametrów wytrzymałościowych w zależności od stopnia zagęszczenia oraz wskaźników porowatości dla dwóch mieszanin piasku z granulatem gumowym i piasku przedstawiono w tabelach 4 i 5. Rysunki 2 i 3 przedstawiają zależności parametrów wytrzymałościowych od stopnia zagęszczenia dla dwóch różnych mieszanin.

Tab. 4. Kąt tarcia wewnętrzznego określony w aparacie bezpośredniego ścinania

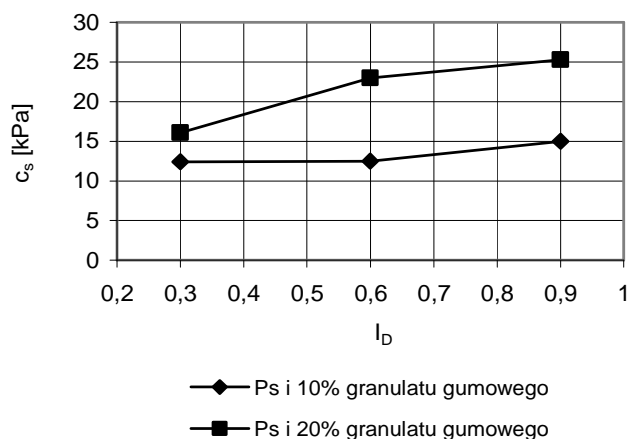
Rodzaj materiału	Kąt tarcia wewnętrzznego φ_s [°]		
	I_D		
	0,3	0,6	0,9
Piasek średni	$e = 0,65$	$e = 0,60$	$e = 0,56$
	32,7	35,5	38,2
Mieszanina piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,55$	$e = 0,51$	$e = 0,46$
	32,3	34,7	37,6
Mieszanina piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,59$	$e = 0,54$	$e = 0,50$
	32,0	33,4	34,6

Tab. 5. Opór spójności określony z badań w aparacie bezpośredniego ścinania

Rodzaj materiału	Opór spójności c_s [kPa]		
	I_D		
	0,3	0,6	0,9
Piasek średni	0	0	0
Mieszanina piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,55$	$e = 0,51$	$e = 0,46$
	12,4	12,5	15,0
Mieszanina piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	$e = 0,59$	$e = 0,54$	$e = 0,50$



Rys. 2. Zależność kąta tarcia wewnętrznego od stopnia zagęszczenia dla różnych mieszanin



Rys. 3. Zależność oporu spójności od stopnia zagęszczenia dla różnych mieszanin

Z analizy badań wytrzymałości na ścinanie mieszaniny piasku i granulatu gumowego oraz piasku uzyskano następujące wyniki:

- kąt tarcia wewnętrzny piasku średniego wzrósł o $5,5^\circ$ dla I_D od 0,3 do 0,9 (odpowiednio e od 0,65 do 0,56);
- kąt tarcia wewnętrzny mieszaniny piasku średniego z 10% dodatkiem granulatu gumowego wzrósł o $5,3^\circ$, a opór spójności wzrósł o 2,6 kPa dla I_D od 0,3 do 0,9 (odpowiednio e od 0,55 do 0,46);
- kąt tarcia wewnętrzny mieszaniny piasku średniego z 20% dodatkiem granulatu gumowego wzrósł o $2,6^\circ$, a opór spójności wzrósł o 9,2 kPa dla I_D od 0,3 do 0,9 (odpowiednio e od 0,59 do 0,50).

3.2. Określenie parametrów wytrzymałościowych w zależności od wilgotności i gęstości objętościowej szkieletu oraz ilości dodanych odpadów

Przeprowadzono badania eksperymentalne w aparacie bezpośredniego ścinania w zależności od wilgotności i gęstości objętościowej szkieletu, których wyniki przedstawiono w tabelach 6 i 7. Badania wykonano na próbkach o wilgotności mniejszej od wilgotności optymalnej, wilgotności bliskiej wilgotności optymalnej i wilgotności większej od wilgotności optymalnej.

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań można stwierdzić:

- największe wartości kąta tarcia wewnętrznego, zarówno w przypadku piasku jak i mieszaniny piasku i granulatu gumowego, uzyskano przy wilgotności optymalnej i $I_s = 1$ oraz wskaźnikach porowatości: $e = 0,46$ dla piasku, $e = 0,36$ dla mieszaniny piasku z 10% dodatkiem granulatu, $e = 0,34$ dla mieszaniny z 20% dodatkiem granulatu;
- największą wartość oporu spójności uzyskano przy wilgotności optymalnej i $I_s = 1$ oraz $e = 0,36$ w przypadku mieszaniny z 10% dodatkiem granulatu i $e = 0,34$ w przypadku mieszaniny z 20% dodatkiem granulatu;
- najmniejsze wartości kąta tarcia wewnętrznego uzyskano dla mieszaniny piasku i granulatu gumowego

Tab. 6. Kąt tarcia wewnętrznego określony w aparacie bezpośredniego ścinania w zależności od wilgotności i gęstości objętościowej szkieletu

Rodzaj materiału	Kąt tarcia wewnętrznego φ_s [°]			
	$w = 4,0\%$	$w = 8,0\%$	$w = w_{opt} = 11,8\%$	$w = 14,0\%$
Piasek średni	$\rho_d = 1,75 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,78 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,81 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,75 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,97$	$I_s = 0,98$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,97$
	$e = 0,51$	$e = 0,49$	$e = 0,46$	$e = 0,51$
	$\varphi_s = 36,2^\circ$	$\varphi_s = 37,0^\circ$	$\varphi_s = 38,3^\circ$	$\varphi_s = 36,8^\circ$
Mieszanka piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	$w = 4,0\%$	$w = 7,0\%$	$w = w_{opt} = 10,0\%$	$w = 10,5\%$
	$\rho_d = 1,65 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,67 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,72 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,69 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,96$	$I_s = 0,97$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,98$
	$e = 0,42$	$e = 0,40$	$e = 0,36$	$e = 0,38$
Mieszanka piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	$w = 4,0\%$	$w = 7,0\%$	$w = w_{opt} = 9,6\%$	$w = 11,0\%$
	$\rho_d = 1,57 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,59 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,61 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,58 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,97$	$I_s = 0,98$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,98$
	$e = 0,38$	$e = 0,36$	$e = 0,34$	$e = 0,37$
	$\varphi_s = 33,6^\circ$	$\varphi_s = 34,0^\circ$	$\varphi_s = 34,6^\circ$	$\varphi_s = 34,5^\circ$

Tab. 7. Opór spójności określony w aparacie bezpośredniego ścinania w zależności od wilgotności i gęstości objętościowej szkieletu

Rodzaj materiału	Opór spójności c_s [kPa]			
	$w = 4,0\%$	$w = 8,0\%$	$w = w_{opt} = 11,8\%$	$w = 14,0\%$
Piasek średni	$\rho_d = 1,75 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,78 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,81 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,75 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,97$	$I_s = 0,98$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,97$
	$e = 0,51$	$e = 0,49$	$e = 0,46$	$e = 0,51$
	$c_s = 0$	$c_s = 0$	$c_s = 0$	$c_s = 0$
Mieszanka piasku średniego i 10% dodatku granulatu gumowego	$w = 4,0\%$	$w = 7,0\%$	$w = w_{opt} = 10,0\%$	$w = 10,5\%$
	$\rho_d = 1,65 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,67 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,72 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,69 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,96$	$I_s = 0,97$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,98$
	$e = 0,42$	$e = 0,40$	$e = 0,36$	$e = 0,38$
	$c_s = 17,4 \text{ kPa}$	$c_s = 17,8 \text{ kPa}$	$c_s = 18,2 \text{ kPa}$	$c_s = 18,0 \text{ kPa}$
Mieszanka piasku średniego i 20% dodatku granulatu gumowego	$w = 4,0\%$	$w = 7,0\%$	$w = w_{opt} = 9,6\%$	$w = 11,0\%$
	$\rho_d = 1,57 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,59 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,61 \text{ t/m}^3$	$\rho_d = 1,58 \text{ t/m}^3$
	$I_s = 0,97$	$I_s = 0,98$	$I_s = 1,0$	$I_s = 0,98$
	$e = 0,38$	$e = 0,36$	$e = 0,34$	$e = 0,37$
	$c_s = 23,1 \text{ kPa}$	$c_s = 23,5 \text{ kPa}$	$c_s = 27,5 \text{ kPa}$	$c_s = 23,2 \text{ kPa}$

w ilości 20%, odpowiednio dla określonego wskaźnika porowatości i wilgotności;

- opór spójności przy 20% dodatku granulatu był większy w porównaniu z otrzymanym dla mieszanki z 10% dodatkiem granulatu odpowiednio dla określonego wskaźnika porowatości i wilgotności.

4. Podsumowanie

Wyniki przeprowadzonych badań piasku i mieszanin piasku z granulatem gumowym potwierdziły wpływ dodawanych odpadów z przetworzonych opon samochodowych na parametry zagęszczalności

i parametry wytrzymałościowe. W przypadku badania zagęszczalności mieszanki piasku z granulatem gumowym stwierdzono, że obie badane mieszanki z dodatkiem 10% i 20% granulatu, spełniają wymagania normowe ze względu na uzyskaną wartość maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu mieszanki. Badania wytrzymałościowe wykonane w aparacie bezpośredniego ścinania wykazały, że wartości kąta tarcia wewnętrznego badanych mieszanin w stanie powietrzno-suchym są mniejsze w porównaniu do wartości tych dla piasku średniego o określonym I_D . W przypadku mieszanki piasku z granulatem gumowym uzyskano obliczeniowy opór spójności, którego największa wartość stwierdzono dla mieszanki z 20% dodatkiem granulatu przy $I_D = 0,9$.

Podsumowując, dodatek 10% i 20% granulatu do piasku średniego spowodował wzrost wytrzymałości na ścinanie.

Zaletą stosowania odpowiednio przetworzonych zużytych opon samochodowych do budowy nasypów komunikacyjnych jest ich ponowne wykorzystanie i zmniejszenie ilości składowanych odpadów.

Literatura

- Balachowski L., Gotteland P. (2007). Characteristics of tyre chips-sand mixtures from triaxial tests. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, IBW PAN, Vol. 54, No. 1, 25-36.
- Glinicka M. J. (2007). Zagęszczalność piasku i odpadów z opon samochodowych oraz jej wpływ na właściwości mechaniczne. W: Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, tom III, Materiały, technologie i organizacja w budownictwie. Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, *Wydawnictwo Politechniki Białostockiej*, Białystok 2007, 363-370.
- Horodecka R., Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Sybilski D. (2002). Wykorzystanie zużytych opon samochodowych w budownictwie drogowym. *Studia i materiały*, zeszyt 54. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2002.
- Parasiewicz W., Pyskło L., Magryta J. (2005). Poradnik Recykling zużytych opon samochodowych. *Instytut Przemysłu Gumowego, "Stomil" Piastów*.
- Pisarczyk S. (2002). Badania laboratoryjne przydatności odpadów z tworzyw sztucznych i gumowych do gruntów w nasypach drogowych.. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, *Drogi i Mosty*, 02/2002, 31-51.
- Robaczyński T. (2009). Recykling opon. Źródła pozyskiwania zużytych opon. Cz. 1. *Recykling*, 01/2009, 22-23.

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL -TIRE WASTE MIXTURE

Abstract: The results of laboratory tests of sand-tire rubber waste mixture are presented in the paper. The purpose of the laboratory tests was determination of shear strength parameters of mixture sand-rubber waste depending on compaction and amount of added "microelements". Granulated rubber that size of grains was 2,5-4 mm was used in the tests. The sand was mixed with 10% or 20% of rubber wastes. Laboratory tests included determination of grain-size-distribution, void ratio, dry density of solid particles, density of solid particles, maximum dry density and optimum water content. Compaction was determined by Standard Proctor Method for sand and two different mixtures of sand and tire rubber waste. Shear strength of sand after adding various percentages of granulated tire rubber was study by means of the direct shear test. The test results were analysed depending on amount of added wastes and relative density index and void ratio. The direct shear test was also made on samples of mixture sand- waste for different dry density of solid particles and moisture. The test results show the influence of added rubber waste to sand on compaction and shear strength parameters. Addition of 10% and 20% rubber waste to sand caused increase in shear strength. Utilization of soil-tire rubber waste mixture for road embankment can be an economic solution to environmental problems.

Podziękowanie: Autorka dziękuje Panu Piotrowi Gołosiowi za przeprowadzenie badań laboratoryjnych.

PRZYDATNOŚĆ WYBRANYCH SYSTEMÓW POMIARU ODKSZTAŁCEŃ W BADANIACH TRÓJOSIOWYCH SŁABYCH GRUNTÓW SPOISTYCH

Małgorzata JASTRZĘBSKA, Magdalena KOWALSKA*

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

Streszczenie: W pracy przedstawiono najczęściej stosowane systemy służące do pomiaru małych odkształceń w badaniach trójosiowych: LVDT, czujniki wykorzystujące efekt Halla oraz czujniki zbliżeniowe. Omówiono ich przydatność w badaniach słabych gruntów spoistych ze szczególnym uwzględnieniem aspektów montażowych. Zaprezentowano również metodę tomografii RX jako alternatywę dla czujników lokalnych.

Słowa kluczowe: wewnętrzny pomiar odkształceń w badaniu trójosiowym, słabe grunty spoiste, czujniki zbliżeniowe, LVDT, efekt Halla, tomografia RX.

1. Wprowadzenie

Dokładny pomiar odkształceń poziomych oraz pionowych mniejszych niż 0,1 %, obejmujących krzywoliniowy odcinek charakterystyki naprężenie-odkształcenie, wymaga zastosowania w badaniach trójosiowych, tak zwanych wewnętrznych systemów pomiaru mikroprzemieszczeń. Według Scholeya i in. (1995) dzielą się one na systemy lokalne (elektryczne) oraz obejmujące całą próbkę (obrazowe).

W pierwszym typie systemów czujniki montowane są wewnątrz komory aparatu trójosiowego. Pomiar odkształceń pionowych przeprowadza się na podstawie względnego przemieszczenia dwóch punktów leżących w pewnej odległości bazowej w centralnej części próbki, dzięki czemu można wyeliminować wpływ niejednorodności występujących na jej końcach. Zmiana średnicy mierzona jest natomiast w połowie wysokości próbki. W ostatnich trzydziestu latach, odkąd zdefiniowano niedokładności pomiaru odkształceń czujnikami zewnętrznymi, powstało wiele systemów tego typu (Scholey i in., 1995, Świdziński, 2007). Oprócz wykorzystanej technologii, zakresu pomiarowego i rozdzielczości, systemy te różnią się również sposobem montażu sensorów na próbce gruntu, a ten – łącznie z gabarytami czujników oraz ich ciężarem, decyduje często o ograniczeniach stosowania poszczególnych metod.

Druga grupa systemów pomiaru odkształceń opiera się na skanowaniu tomograficznym promieniami Roentgena bądź specjalnej rejestracji odkształceń

za pomocą układu dwóch kamer. Wymagane tu są przede wszystkim rozbudowane stanowiska badawcze.

Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie wybranych metod pomiaru odkształceń w badaniach trójosiowych pod kątem ich przydatności do stosowania w przypadku słabych gruntów spoistych. Specyfiką tych materiałów jest przede wszystkim bardzo duża odkształcalność, która powoduje, że zakres lokalnych czujników mikroprzemieszczeń jest często za mały, aby uzyskać pełną krzywoliniową charakterystykę zmian sztywności gruntu, szczególnie w przypadku obciążeń cyklicznych. Poza tym, sztywność początkowa próbki zakładanej do aparatu trójosiowego nierzadko jest tak mała, że zastosowanie systemu pomiarowego wymagającego montażu czujników o znacznej masie bezpośrednio na próbce okazuje się niemożliwe. Alternatywą mogą się okazać metody obrazowe, jednakże z uwagi na problemy techniczne związane głównie z rozdzielczością obrazu, nie znalazły one jeszcze zastosowania w badaniach gruntów spoistych.

W artykule będą omówione następujące systemy lokalnego pomiaru odkształceń: transformatorowe czujniki różnicowe LVDT, czujniki wykorzystujące efekt Halla, bezkontaktowe czujniki zbliżeniowe PT oraz metoda alternatywna – tomografia komputerowa. Przydatność poszczególnych systemów do badań słabych gruntów spoistych zostanie skomentowana na przykładzie wyników badań opisanych w literaturze, jak również doświadczeń własnych dotyczących badań trójosiowych z użyciem czujników wykorzystujących efekt Halla, zbliżeniowych oraz LVDT – wykonanych w Katedrze

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: magdalena.kowalska@polsl.pl

Geotechniki Politechniki Śląskiej oraz w Laboratorium geotechnicznym Wydziału Budownictwa Uniwersytetu Bristolskiego.

2. Wybrane systemy wewnętrzznego pomiaru odkształceń

2.1. Czujniki LVDT

Czujniki LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*), czyli transformatorowe czujniki różnicowe przemieszczeń liniowych, były jednymi z pierwszych używanych do lokalnego pomiaru odkształceń w badaniach gruntów (Brown i Snaith, 1974; Cuccovillo i Coop, 1997; Da Re i in., 2001). Są one czujnikami indukcyjnymi, dzięki czemu, w porównaniu z rezystancyjnymi, są mniej wrażliwe na wpływy temperatury. Mierniki LVDT są również mniej podatne na zakłócenia elektroniczne. Niewątpliwą zaletą jest również ich liniowa charakterystyka, co pozwala na łatwą i jednoznaczną kalibrację.

Czujnik składa się z przesuwnego rdzenia ferromagnetycznego poruszającego się wewnątrz korpusu o przekroju pierścieniowym, mieszczącego w sobie trzy cewki: pierwotną w środku i dwie wtórne. Pomiar, polegający na zmianie natężenia pola magnetycznego zależnie od pozycji rdzenia następuje bezstykowo, ponieważ pomiędzy korpusem i rdzeniem nie ma mechanicznego połączenia. Tym samym czujnik jest bardzo odporny na zużycie i może szybko reagować na zmiany wysokości próbki. Sensor LVDT może mierzyć praktycznie nieskończenie małe zmiany położenia rdzenia. Rozdzielczość czujnika ograniczana jest jednak przez rozdzielczość urządzeń wyjścia oraz zakłócenia elektryczne generowane przez przetwornik sygnału. Według Scholeya i in. (1995) wynosi ona od $\pm 0,0001\%$ do $\pm 0,001\%$. Zakres pomiarowy czujników LVDT zależy przede wszystkim od ich wielkości. Zazwyczaj w badaniach trójosiowych stosowane są czujniki o zakresie pomiarowym do 10 mm, w których długość korpusu wynosi zwykle około 50 mm, a średnica około 9 mm.

Kompletny system pomiarowy składa się z trzech czujników (dwóch do pomiaru odkształceń pionowych i jednego do pomiaru zmian średnicy próbki) oraz elementów montażowych, służących do przytwierdzenia czujników bezpośrednio do próbki. Uchwyty te najczęściej są przyklejane do membrany oraz czasem mocowane dodatkowo za pomocą szpilek. Istnieją dwie opcje połączenia kabla z korpusem czujnika: prostopadle – wówczas otwór w korpusie może być przelotowy, lub równolegle, kiedy to kabel wychodzi z końca korpusu po stronie przeciwnej do rdzenia. W przypadku pierwszej opcji, stosowanej na przykład w City University w Londynie (Cuccovillo i Coop, 1997), czy na Uniwersytecie Bristolskim (Sukolrat, 2007; Kowalska, 2009) i przedstawionej na rysunku 1 czujnik pionowy montowany jest do próbki w jej górnej części a rdzeń opiera się swobodnie na zamocowanej niżej podstawie, dzięki czemu odkształcenia próbki nie są w żaden sposób

ograniczone (na przykład poprzez beczkowaty kształt czy wytworzenie wyraźnej powierzchni zniszczenia). W wypadku drugiego sposobu mocowania kabla, występującego na przykład w systemie posiadanym przez Politechnikę Śląską, czujnik jest mocowany w części dolnej a rdzeń przyczepiany do próbki za pomocą specjalnego uchwyty montażowego (rys. 2). W tym przypadku znaczne odkształcenie pionowe próbki oraz zmiana jej kształtu mogą spowodować zablokowanie rdzenia i wpłynąć na dalsze odkształcenia gruntu. Podobnie może dziać się w przypadku sposobu montażu proponowanego przez Costa-Filho (1985), w którym korpus czujnika zamontowany jest na odrębnej, niezależnej od próbki ramie, a jedynie rdzeń przymocowany jest do próbki. W dodatku pomiar odkształceń pionowych po obu stronach próbki wymaga wówczas zastosowania czterech zamiast dwóch czujników LVDT.

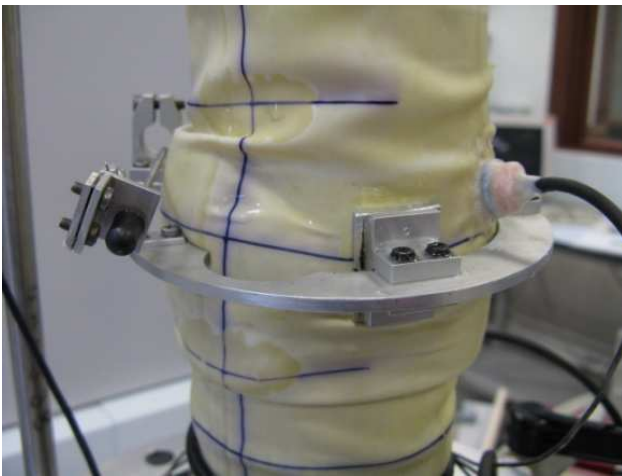


Rys. 1. Przykład montażu czujników LVDT (Uniwersytet Bristolski)



Rys. 2. Uchwyty montażowe (Politechnika Śląska)

Czujnik służący do pomiaru zmian średnicy mocowany jest na lekkiej dwudzielnej obręczy, która jest przyczepiana do próbki w połowie jej wysokości po dwóch przeciwległych stronach. W tym rozwiązaniu koniec rdzenia jest zawsze przyczepiany do obejmy. Znaczne zwiększenie się średnicy próbki, jakie może wystąpić w przypadku słabych gruntów spoistych przy obciążeniu niszczącym, w przypadku niedostatecznego odstępu między powierzchnią próbki a wewnętrzną krawędzią obejmy, może skutkować wciśnięciem się obręczy w grunt (rys. 3). Czasami zamiast przytwierdzenia obejmy z czujnikiem za pomocą kleju i ewentualnie szpilek stosuje się dwudzielne obręcze ze sprężyną (jak na rysunku 2), która utrzymuje całość w miejscu. Niestety sztywność sprężyny w przypadku słabych gruntów spoistych, szczególnie przy początkowo niskich wartościach naprężeń, może ograniczać odkształcenia boczne próbki.



Rys. 3. Wciśnięcie się obręczy montażowej czujnika odkształcenia poziomego LVDT w próbkę kaolinu Speswhite (Uniwersytet Bristolski)

Montaż czujników LVDT na sztywnych i mało odkształcalnych próbkach nie sprawia większych problemów, jak na przykład w testach prowadzonych przez Cuccovillo i Coopa (1997) na kaolinie o $OCR = 4$ oraz miękkiej skale z Lower Greensand. Inaczej jest w przypadku badania próbek gruntów w stanie plastycznym lub miękkoplastycznym. Największą trudność stanowią sztywne kable, stosowane w wersjach zanurzalnych w wodzie, łączące czujniki z demodulatorem. Szczególnie w przypadku prostopadłego połączenia z korpusem, każdy kabel musi być tak wygięty, aby nie dotykał ścianki komory, co mogłoby spowodować fałszywe odczyty czujnika przy przesuwie tłoka. Problem ten może być ograniczony poprzez zapewnienie dostatecznie długiego odcinka kabla między czujnikiem a otworem przelotowym w podstawie komory. Jest to możliwe wówczas, gdy otwór ten znajduje się po przeciwnej stronie próbki a kabel oplata przynajmniej połowę obwodu próbki jednocześnie nie dotykając ściany komory. Kolejnym rozwiązaniem jest zastosowana na przykład przez Sukolrata (2007) przy okazji badań plastycznego itu Bothkennar wymiana kabla

na bardziej elastyczny zgodnie z techniką zaproponowaną przez Rolo (2003). Oba te rozwiązania nie eliminują jednak problemu całkowicie. W przypadku zamocowania czujnika (w opcji równoległego połączenia kabla z korpusem) w dolnej części próbki sztywność kabli sprawia mniejsze kłopoty. Jednakże w obu przypadkach już sama dość znaczna masa korpusu czujnika (około 24 g) oraz elementów montażowych bardzo często skutkuje przekrzywianiem się mierników na słabej próbce gruntu spoistego na etapie formowania próbki, kiedy nie działa jeszcze wypór wody (lub innego medium) w komorze.

Ciężar elementów systemu sprawia również, że mocowanie uchwytu czujnika do próbki praktycznie wymusza zastosowanie szpilek, co zwiększa znacznie ryzyko wystąpienia nieszczelności membrany w trakcie badania. Przymocowanie natomiast uchwytów montażowych za pomocą wyłącznie taśm gumowych, może skutkować przekrzywianiem się czujników, a przy ich znacznej masie i sztywnych kablach, nawet zdeformowaniem próbki. Przykład takiej nieudanej próby montażu mierników LVDT na próbce gliny pylastej w stanie plastycznym przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Próba montażu czujników LVDT na próbce gliny pylastej w stanie plastycznym za pomocą taśm gumowych zgodnie z instrukcją producenta (Politechnika Śląska)

Ciekawe rozwiązanie systemu pomiarowego przeznaczonego do odkształceń pionowych z użyciem miniaturowych czujników LVDT stosowane w Massachusetts Institute of Technology, zaprezentowali Da Re i in. (2001). Mierniki zamontowano na dwóch przegubowych lekkich obejmach ze sprężyną, które

opierały się na próbce w trzech punktach na jej obwodzie, eliminując konieczność ich przyklejania i mocowania szpilek. Problem beczkowatego kształtu zdeformowanej próbki został wyeliminowany poprzez specjalny sposób montażu czujników. Do dolnej obejmmy przytwierdzony był korpus czujnika, do górnej – za pomocą kewlarowej nici zawieszony był rdzeń (dodatkowo przedłużony). Wymuszenie pionowej pozycji korpusu czujnika osiągnano poprzez przywiązanie do jego dolnego końca, znowu za pomocą nici kewlarowej, obciążnika o masie 6-10 g. Stosowane sensory miały długość 22,4 mm, średnicę 4,7 mm i ważyły tylko 4 g. System ten bardzo dobrze sprawdził się w testach ścinania przeprowadzonych zarówno na glinie Boston Blue Clay skonsolidowanej anizotropowo przy naprężeniu osiowym 170 kPa, jak również na zamrożonym piasku drobnym (*Manchester Fine Sand*) skonsolidowanym wcześniej izotropowo, pozwalając na oszacowanie początkowo liniowej charakterystyki sztywności. Zakres pomiarowy czujników był jednak bardzo mały ($\pm 0,254$ cm), co sprawiało, że początkowe ustawienie rdzenia musiało być bardzo dokładnie określone z uwzględnieniem odkształceń, jakie zgodnie z przewidywaniami, miały nastąpić na etapie konsolidacji, poprzedzającej ścięcie próbki.

Przekroczenie zakresu pomiarowego czujników LVDT (niezależnie od typu) przy braku możliwości ich przestawienia w trakcie badania sprawia, że ich stosowanie, szczególnie w silnie odkształcalnych gruntach spoistych, ogranicza się do obciążeń monotonicznych.

2.2. Czujniki wykorzystujące efekt Halla

Efekt Halla to zjawisko odkryte w 1897 roku przez amerykańskiego fizyka Edwina H. Halla. Na metalowej lub wykonanej z półprzewodnika płytce z prądem, umieszczonej w polu magnetycznym powstaje napięcie elektryczne poprzeczne do kierunku przepływu prądu i pola magnetycznego. Dzieje się tak na skutek odchylenia się elektronów w polu magnetycznym powodującego różnicę potencjałów na przeciwległych ściankach płytki. Czujniki wykorzystujące to zjawisko zostały zaprojektowane przez zespół Claytona na Uniwersytecie Surrey w Wielkiej Brytanii (Clayton i Khatrush, 1986). Wykazują nieliniową charakterystykę, którą w środkowym najbardziej zbliżonym do prostoliniowego zakresie można aproksymować na przykład wielomianem. Czujniki te są podatne na zakłócenia elektryczne. Według Scholeya i in. (1995) czujniki te mierzą odkształcenia z rozdzielczością około $\pm 0,002\%$.

Urządzenie do pomiaru odkształceń pionowych składa się z dwóch elementów (rys. 5). Pierwszym jest właściwy czujnik (płytkę półprzewodnika) umieszczony w specjalnym uchwycie z ogranicznikami w dolnej części próbki; a drugim – poruszający się wzdłuż niego (wewnątrz ograniczników) magnes przyczepiony do podłużnego aluminiowego elementu zamocowanego wahadłowo w górnej części próbki. Czujnik do pomiaru zmiany średnicy próbki umieszczony jest natomiast poziomo wewnątrz ograniczników na jednym końcu

dwudzielnej obejmmy zamocowanej do próbki w połowie jej wysokości, podobnie jak w przypadku czujników LVDT. Magnes znajduje się na drugim końcu obręczy. Wszystkie uchwyty mocuje się do próbki za pomocą kleju i ewentualnie szpilek. Elementy montażowe wykonuje się z aluminium, dzięki czemu są bardzo lekkie. Magnes oraz czujnik (wyposażony w bardzo cienkie i elastyczne okablowanie) są również małych rozmiarów. Dzięki temu montaż czujników tego typu, nawet na bardzo słabych próbkach, nie nastęrcza większych problemów. Jedyne komplikacje mogą wynikać z ewentualnych nieszczelności wynikających z używania szpilek, ewentualnie sztywności sprężyny na obejmie do pomiaru odkształceń poziomych oraz wrzynania się tej obejmmy w próbkę na etapie znacznych deformacji, tak jak w przypadku czujników LVDT. Podobnie również jak w przypadku omawianego poprzednio systemu pomiarowego, czujniki wykorzystujące efekt Halla nie mogą być przestawiane w trakcie badania, a zatem ich pozycjonowanie przed właściwym badaniem słabych gruntów spoistych musi uwzględniać fakt wystąpienia znacznych odkształceń już na etapie nasączenia i konsolidacji. Wykorzystanie tych czujników jest również ograniczone na przykład w przypadku planowanych obciążeń cyklicznych mających się rozpocząć na etapie odkształceń większych niż odpowiadające zakresowi pomiarowemu, który jest niewielki i zwykle wynosi od 2,5-8 mm.

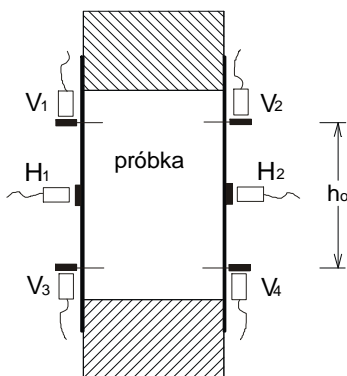


Rys. 5. Przykład montażu czujników wykorzystujących efekt Halla na próbce kaolinu Speswhite (Uniwersytet Bristolski)

2.3. Czujniki zbliżeniowe PT

Czujniki zbliżeniowe PT (*Proximity Transducers*) po raz pierwszy wykorzystano w geotechnice w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku (Cole, 1978; Hird i Yung, 1989). Do pomiaru przemieszczenia wykorzystują one zasadę prądów wirowych. Ich działanie polega na rejestracji zmian impedancji cewki umieszczonej w czujniku, która wywołuje na umieszczonym na próbce przewodniku prąd wirowy o natężeniu zależnym od jego odległości od czujnika. Czujniki mają płaską powierzchnię czołową, która musi być usytuowana równoległe do powierzchni elementu, którego odległość jest mierzona. Zakres pomiaru wynosi zwykle do 2,5 mm przy rozdzielczości 0,25 mm.

Ogromną zaletą czujników PT jest fakt, iż pomiar przemieszczeń odbywa się bezkontaktowo. Oznacza to, że same czujniki umieszczane są nie na próbce, lecz na specjalnych prętach zamontowanych wewnątrz komory. Na próbce montuje się tylko, za pomocą kleju (ewentualnie silikonu) i szpilek, cienkie płytki o szerokości 1,5 lub 2-krotnie większej od czoła czujnika, wykonane zwykle z lekkiego aluminium, co do minimum zmniejsza ryzyko uszkodzenia próbki w trakcie montażu systemu i nie powoduje jej dodatkowego obciążenia. Pomiar średnich odkształceń pionowych i poziomych wymaga wykorzystania 6 czujników w układzie przedstawionym na rysunku 6. W przypadku pomiaru odkształceń osiowych tarczki aluminiowe wbijane są w próbkę (w 1/3 i 2/3 wysokości próbki) za pomocą ostrych szpilek. Miejsce przebicia membrany zabezpieczane jest warstwą silikonu odpornego na działanie wysokich ciśnień. Pomiar odkształceń radialnych sytuacja jest mniej skomplikowy. Tarczki aluminiowe są po prostu przyklejane do membrany na warstwie silikonu w połowie wysokości próbki. Zmiana obwodu próbki rejestrowana jest przez zmianę jej średnicy. Próby przeprowadzone przez Jastrzębską (2002) wykazały brak istotnego wpływu warstwy silikonu na mierzone odkształcenia (Hird i Yung, 1989). W każdym przypadku należy jednak zwracać bardzo dużą uwagę na zachowanie równoległości między elementem aluminiowym, a czujnikiem zbliżeniowym (Tatsuoka, 1988), co narzuca niezwykłą staranność i zręczność podczas montażu układu „tarczka – czujnik”.



Rys. 6. Konfiguracja podstawowa układu sześciu czujników zbliżeniowych do pomiaru mikroprzemieszczeń

Na rysunku 7 przedstawiono widok ogólny próbki przygotowanej do badań trójosiowych z zamontowanym układem sześciu czujników do wewnętrznego pomiaru przemieszczeń pionowych i poziomych.



Rys. 7. Przykład montażu czujników zbliżeniowych (Politechnika Śląska)

Standardowy zakres pomiaru czujników jest mały, jednak dzięki wykorzystaniu do ich montażu specjalnego stelażu, umożliwiającego dostęp do poszczególnych prętów z zewnątrz komory, istnieje możliwość zmiany położenia czujnika w trakcie badania. Dzięki temu rejestracja odkształceń próbki z rozdzielczością odpowiadającą pomiarom lokalnym może być prowadzona również dla znacznych wartości przemieszczeń względnych płytek aluminiowych. Zastosowanie wspomnianej ramy umożliwia pomiar mikroprzemieszczeń nawet w przypadku słabych gruntów spoistych obciążonych cyklicznie (Jastrzębska, 2010). To rozwiązanie wymaga jednak modyfikacji konstrukcji komory polegającej nie tylko na umieszczeniu w niej stelażu, ale również, jeżeli regulacja położenia czujników odbywa się od górnej strony komory – oddzielenia ściany komory od płyty górnej, co wiąże się z zastosowaniem sztywnego połączenia górnej nasadki na próbce z tłoczyskiem.

2.4. Tomografia RX

Tomografia RX (CT: *Computed Tomography*) jest metodą niedestrukcyjną, polegającą na odtworzeniu składu i wewnętrznej struktury badanego obiektu w trzech wymiarach poprzez wykonanie szeregu obrazów radiograficznych promieniami X. Pomiar prowadzony jest w płaszczyznach poziomych, tak zwanych przekrojach (plastrach) i obejmuje swym zasięgiem całą próbkę. Obraz tworzony jest na podstawie pomiaru osłabienia promieni X (przenikających badany obiekt), który jest

proporcjonalny do gęstości właściwej obiektu. Dzięki temu można lokalizować odkształcenia pojawiające się w próbce i ich rozwój, prowadzący ostatecznie do zniszczenia materiału bez konieczności montażu żadnych elementów bezpośrednio na próbce. Z tego względu metoda ta wydaje się być w przyszłości bardzo dobrą alternatywą do wcześniej omówionych systemów pomiaru odkształceń w przypadku badań słabych gruntów spoistych, choć do tej pory wykorzystywana była wyłącznie do badań gruntów niespoistych i skał.

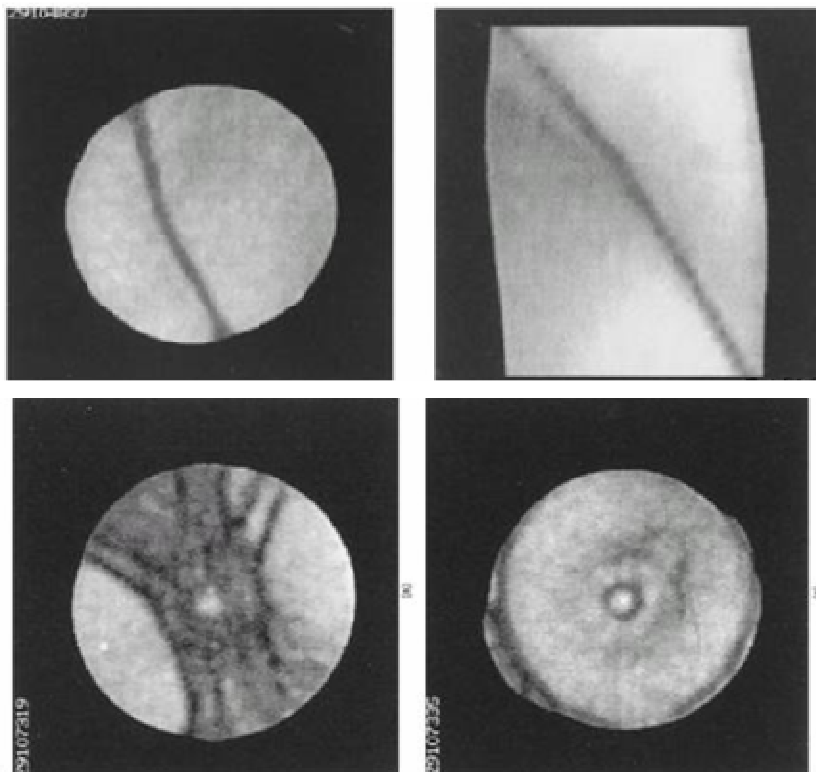
Pierwsze zastosowanie tomografii RX w mechanice gruntów miało miejsce na początku lat sześćdziesiątych XX wieku (Roscoe i in., 1963) i od tego czasu stanowiska badawcze ewoluowały, oferując współcześnie nowoczesne aparaty trójosiowe przystosowane do skanowania próbek promieniami Roentgena czy

to w laboratorium (na przykład TOMOTRIAX), czy też w synchrotronie (na przykład ESRF w Grenoble).

TOMOTRIAX jest stanowiskiem badawczym (rys. 8) powstałym we współpracy Laboratorium 3S-R w Grenoble z Uniwersytetem LMA w Marsylii. Umożliwia przeprowadzenie badań trójosiowych na gruntach skalistych i niespoistych z równoczesnym skanowaniem promieniami X w trakcie chwilowych przerw w obciążaniu dewiatorowym próbki. Generacja promieni X następuje na skutek przyspieszania elektronów w odpowiednim kanale, następnie ich wyhamowywaniu i skręcaniu w polu elektrycznym środka metalowej tarczy stojącej na ich drodze, co powoduje powstanie strumienia fotonów. Przykład otrzymanych obrazów z badania piasku Hostun RF w skanerze tograficznym przedstawiono na rysunku 9.

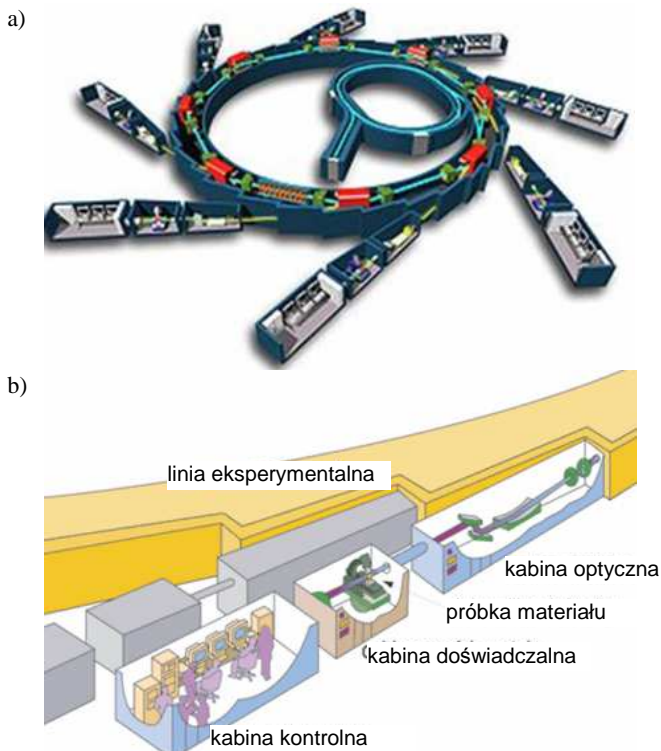


Rys. 8. Tomotriax: a) komora aparatu trójosiowego z zaznaczoną próbką, b) komora trójosiowa przygotowana do badania w skanerze RX z zaznaczoną próbką i kierunkiem skanowania, c) schemat Tomotriaxu



Rys. 9. Badanie na piasku Hostun RF (Desrues i in., 1996): przekrój badanych próbek w skanerze tomograficznym – stan deformacji po osiągnięciu wartości pikowych

SYNCHROTRON jest szczególnym typem akceleratora cyklicznego, w którym cząstki przyspieszane są w trzech fazach (rys. 10). Wstępnie elektrony przyspieszane są w akceleratorze liniowym, kolejno w pośrednim akceleratorze okrągłym do uzyskania energii docelowej (bliskiej prędkości światła) i ostateczne – w głównym akceleratorze okrągłym utrzymującym stałą energię. Tam też są zakrzywane w polu magnetycznym, co tworzy emisję wiązki fotonów stycznych do krzywej, po której podążają elektrony. Wiązka ta (promieniowanie elektromagnetyczne) kierowana jest do linii eksperymentalnych, zbudowanych z trzech kabin: optycznej, w której za pomocą układu lusterek i monochromatorów dochodzi do ukierunkowania wiązki; doświadczalnej, w której znajduje się próbka materiału do badań poddana wiązce promieniowania oraz kontrolnej, w której znajduje się zespół ludzi nadzorujący przebieg badania.

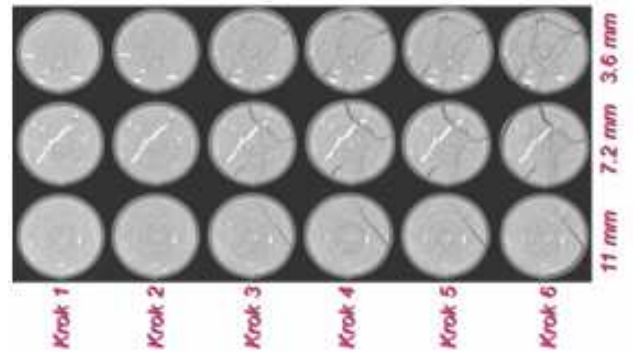


Rys. 10. Schemat działania synchrotronu: a) widok ogólny układu generującego promieniowanie elektromagnetyczne, b) układ linii eksperymentalnej

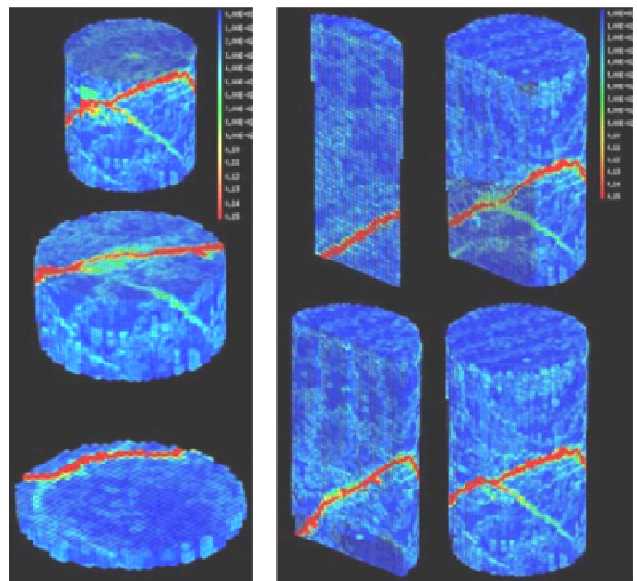
Praca w synchrotronie odbywa się w trybie ciągłym, za wyjątkiem planowanych przestoju na konserwację sprzętu (raz na rok lub rzadziej).

Na terenie Europy największym działającym synchrotronem (poza Wielkim Zderzaczem Hadronów LHC w Szwajcarii) jest ESRF w Grenoble (*European Synchrotron Radiation Facility*). Jedną z linii eksperymentalnych w synchrotronie w Grenoble (ID15A), przystosowaną do badań trójosiowych gruntów skalistych i niespoistych, obejmuje 3 stanowiska badawcze zwane MICROTOMOTRIAXAMI, które pozwalają na przeprowadzenie ściśle określonych typów badań, na próbkach o narzuconych wymiarach: 1 – UU, 1 MPa,

f 20, H = 40 mm, 2 – CD, CU, 1 MPa, f 20, H = 40 mm oraz 3 – UU, 10 MPa, f 10, H = 10 mm. Tomografia promieniami X prowadzona jest w tym samym czasie co obciążanie (nie ma przerw w obciążaniu dewiatorowym próbki). Przykłady wyników badań zrealizowanych w ESRF w Grenoble, przedstawione na rysunkach 11 i 12, zaczerpnięto z prac Lenoira i in. (2007) oraz Halla i in. (2010).



Rys. 11. Poziome przekroje tomograficzne próbki w kolejnych krokach pomiarowych na 3 różnych wysokościach (Lenoir i in., 2007)



Rys. 12. Trójwymiarowe pole przyrostu odkształceń ścinających w kroku "po pik" reprezentowane w przekrojach poziomych na różnych wysokościach – po lewej oraz przekrojach pionowych – po prawej (Lenoir i in., 2007)

Przedstawiana tutaj tomografia RX w zastosowaniach w mechanice gruntów rozwija się bardzo intensywnie w ostatnich latach. Łącząc nieinwazyjny i precyzyjny sposób pomiaru z coraz doskonalszymi metodami opracowywania otrzymanych obrazów: ciągłą bądź dyskretną przestrzenną korelacją obrazów cyfrowych (*Continuum or Discrete Volume Digital Image Correlation*), powoduje, że przewidywanie lokalizacji pojawiających się płaszczyzn ścinania w gruntach niespoistych i skałach oraz próba ich modelowania stają się coraz bliższe i wiarygodniejsze. Problemem jednak okazuje się zbudowanie takiego stanowiska badawczego,

które pozwalałoby na przeprowadzenie eksperymentów na gruntach spoistych. Trudności sprawia tutaj stosunek wielkości ziaren do niedostatecznej rozdzielczości uzyskanych obrazów oraz długi czas konsolidacji w odniesieniu do czasu skanowania próbki. Według wiedzy autorek nie przeprowadzono do tej pory tego typu badań na gruntach spoistych, choć wydaje się, że ta metoda bardzo dobrze nadawałaby się właśnie dla słabych gruntów spoistych – nie obciąża próbki i traktuje ją całościowo.

3. Podsumowanie

Mimo istniejącego współcześnie szerokiego wyboru metod służących do pomiaru małych odkształceń w badaniach trójosiowych, ich zastosowanie w przypadku słabych gruntów spoistych wiąże się zwykle z trudnościami technicznymi wynikającymi ze specyfiki tych materiałów. Według autorek najlepszym wyborem okazują się tu metody bezkontaktowe (PT) pod warunkiem umożliwienia przestawiania czujników w trakcie badania, co wiąże się z koniecznością radykalnej modyfikacji konstrukcji komory. Obiecująco rysuje się również perspektywa wykorzystania metod tomograficznych do badania słabych gruntów spoistych, dzięki którym możliwa jest kontrola nie tylko zewnętrznego obrysu próbki gruntu, ale przede wszystkim zmian zachodzących w jej wnętrzu

Literatura

- Brown S. F., Snaith M. S. (1974). The measurement of recoverable and irrecoverable deformations in the repeated load triaxial test. *Geotechnique*, Vol. 24, No. 2, 225-259.
- Clayton C. R. I., Khatrush S. A. (1986). A new device for measuring local axial strains on triaxial apparatus. *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4, 593-597.
- Cole D. M. (1978). A technique for measuring radial deformation during repeated load triaxial testing. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, 426-429.
- Costa – Filho L. de M. (1985). Measurement of axial strains in triaxial tests on london clay. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 8, No. 1, 3-13.
- Cuccovillo T., Coop M. R. (1997). The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. *Geotechnique*, Vol. 47, No. 1, 167-171.
- Desrues J., Chambon R., Mokni M., Mazerolle F. (1996). Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Géotechnique*, Vol. 46, No. 3, 529-546.
- Da Re G., Santagata M. C., Germaine J. T. (2001). LVDT Based System for the Measurement of the Prefailure of Geomaterial. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24, No. 3, 288-298.
- Hall S. A., Bornert M., Desrues J., Pannier Y., Lenoir N., Viggiani G., Besuelle P. (2010). Discrete and continuum analysis of localised deformation in sand using X-ray mCT and volumetric digital image correlation. *Geotechnique*, Vol. 60, No. 5, 315-322.
- Hird C. C., Yung P. C. Y. (1989). The use of proximity transducers for local strain measurements in triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 4, 292-296.
- Kowalska M. (2009). Identyfikacja parametryczna modeli gruntów w zagadnieniach geotechniki. Rozprawa doktorska. *Politechnika Śląska*, Gliwice.
- Jastrzębska M. (2002). Kalibrowanie i weryfikacja jednopowierzchniowego sprężysto-plastycznego modelu gruntu o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym. Rozprawa doktorska. *Politechnika Śląska*, Gliwice.
- Jastrzębska M. (2010). Badania zachowania się gruntów spoistych poddanych obciążeniom cyklicznym w zakresie małych odkształceń. Rozprawy nr 251, *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Lenoir N., Bornert M., Desrues J., Besuelle P., Viggiani G. (2007). Volumetric digital image correlation applied to X-ray micro tomography images from triaxial compression tests on argillaceous rocks. *Strain*, Vol. 43, No. 3, 193-205.
- Rolo R. (2003). The anisotropic stress-strain-strength behaviour of brittle sediments. Rozprawa doktorska. *University of London*.
- Roscoe K. H., Arthur J. R. F., James R. G. (1963). The determination of strains in soils by an X-ray method. *Civ. Engineering Public Works*, Rev. 58, No. 7, 873-876 i No. 8, 1009-1012.
- Scholey G. K., Frost J. D., Lo Presti D. C. F., Jamiolkowski M. (1995). A Review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18, No. 2, 137-156.
- Sukolrat J. (2006). Structure and destructuration of Bothkennar clay. Rozprawa doktorska. *University of Bristol*.
- Świdziński W. (2007). Kilka uwag odnośnie do lokalnego pomiaru przemieszczeń w systemach trójosiowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, Budownictwo z. 111, nr 1756, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 411-418
- Tatsuoka F. (1988). Some recent developments in triaxial testing systems for cohesionless soils. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Eds. Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Philadelphia, 7-67.

APPLICABILITY OF SELECTED INTERNAL STRAIN MEASURING SYSTEMS FOR TRIAXIAL TESTING OF SOFT SOILS

Abstract: The paper presents chosen small strain measuring systems that are the most commonly used in triaxial testing: LVDT, the Hall effect gauges and proximity transducers. Their applicability for soft cohesive soils, particularly in terms of assembly issues, is discussed. Computer tomography is also described as an alternative method for the local gauges.

Badania trójosiowe w laboratorium geotechnicznym Uniwersytetu Bristolskiego wykonano w ramach grantu promotorskiego N N506 368834 finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego w roku 2008.

WPLYW METODYKI OZNACZANIA GRANIC ATTERBERGA NA UZYSKIWANE WARTOŚCI STOPNIA PLASTYCZNOŚCI

Krystyna JAŚKIEWICZ*, Małgorzata WSZĘDYRÓWNY-NAST

Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Instytut Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-610 Warszawa

Streszczenie: Jedną z podstawowych metod charakterystyki (a także klasyfikacji) gruntów spoistych (drobnoziarnistych) jest ustalenie ich granic Atterberga. Artykuł charakteryzuje krótko metodę oznaczania granicy płynności metodą penetrometru stożkowego – zgodnie z zaleceniami PN-EN 1997-2:2009 (Eurokod 7) i PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 (w pracy oznaczano jako ST 12). Przeanalizowano wyniki oznaczeń stopnia plastyczności uzyskane metodą penetrometru stożkowego według normy PN-88/B-04481 oraz ST12 dla trzech rodzajów gruntów: glin piaszczystych (clSa, sasiCl), glin piaszczystych zwięzłych (clSa, sasiCl) oraz ilów (Cl, saciCl, saCl). Zakres przeprowadzonych badań pozwolił na określenie, w jakim stopniu zmiana metody oraz sposobu interpretacji wyników wpływa na uzyskiwane wartości stopnia plastyczności gruntów. Wyznaczono zależności funkcyjne pomiędzy stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z metodyką opisaną w ST 12 i stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z PN-88/B-04481.

Słowa kluczowe: granica płynności, penetrometr stożkowy, konsystencja, stopień plastyczności, grunt drobnoziarnisty, Eurokod 7.

1. Wprowadzenie

W 2010 roku został wprowadzony do praktyki geotechnicznej w Polsce Eurokod 7 składający się z dwóch części: PN-EN-1997-1 *Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne* dotyczącej zasad ogólnych oraz PN-EN-1997-2 *Projektowanie geotechniczne – Część 2: Badania podłoża gruntowego* dotyczącej rozpoznania i badań podłoża budowlanego. Norma PN-EN-1997-2 zawiera informacje w zakresie powszechnie stosowanych metod polowych i laboratoryjnych wraz z załącznikami informacyjnymi dotyczącymi możliwych metodologii i interpretacji. Integralną częścią Eurokodu 7 są Specyfikacje Techniczne opisujące szczegółowo procedury badawcze danej metody. W zakresie badań laboratoryjnych są to specyfikacje PKN-CEN ISO/TS 17892: 1 do 12. Jedną z nich PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 12: Oznaczenie granic Atterberga* dotyczy oznaczania granic Atterberga, które umożliwiają określenie stanu, w jakim znajduje się grunt, bądź – stosując pojęcie z PN-EN ISO 14688-2:2006 *Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania* – jego konsystencję (tab. 1).

Tab. 1. Porównanie podziałów gruntów drobnoziarnistych ze względu na stopień plastyczności i wskaźnik konsystencji

Stan gruntu	PN-86/B-02480	PN-EN ISO 14688-2:2006	
	Stopień plastyczności I_L	Konsystencja	Wskaźnik konsystencji I_c
płynny	>1,00	bardzo miękko-plastyczna	<0,25
miękko-plastyczny	0,50-1,00	miękko-plastyczna	0,25-0,50
plastyczny	0,25-0,50	plastyczna	0,50-0,75
twardo-plastyczny	0,00-0,25	twardo-plastyczna	0,75-1,00
półzwały	<0,00	zwarta	>1,00

Oznaczenie granicy płynności po raz pierwszy zdefiniowanej przez Atterberga w 1911 roku (Myślińska, 2010) a następnie uściślonej do celów inżynierskich przez Cassagrande'a (1932, 1958) jest jednym z najczęściej wykonywanych badań podstawowych służącym do klasyfikacji gruntów drobnoziarnistych (spoistych).

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.jaskiewicz@itb.pl

Wiele parametrów geotechnicznych gruntów, takich jak: wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, ściśliwość, przepuszczalność, pęcznienie, powierzchnia właściwa, jest bezpośrednio skorelowanych lub wyznaczanych w oparciu o wartość granicy płynności.

Do oznaczenia granicy płynności stosowane są dwie metody: metoda Cassagrande'a i metoda penetrometru stożkowego (opadającego stożka z ang. *fall cone*) oryginalnie zaproponowana przez Geotechnical Commission of the Swedish State Railways (GCSSR) pomiędzy 1914 a 1922 rokiem (Hansbo, 1957). W zaleceniach PN-EN 1997-2 oraz Specyfikacji Technicznej PKN-CEN ISO/TS 17892-12 (oznaczonej w pracy jako ST 12) metoda penetrometru stożkowego została uznana za dającą bardziej wiarygodne wyniki, zwłaszcza dla gruntów o niskiej wartości wskaźnika plastyczności I_p . Metoda Cassagrande'a oznaczania granicy płynności została uznana za alternatywną w stosunku do metody penetrometru stożkowego z uwagi na bardziej subiektywną ocenę uzyskiwania wyników.

Penetrometr stożkowy jest urządzeniem, które daje względnie precyzyjne informacje na temat konsystencji gruntów drobnoziarnistych. Pomiar granicy płynności jest procesem mechanicznym i możliwość wystąpienia błędu podczas pomiaru jest nieznaczną. Metalowy stożek o określonej masie i kącie wierzchołkowym opuszczany jest na powierzchnię gruntu a następnie zwalniany, po czym zagłębia się w grunt pod własnym ciężarem. Badanie polega na uzyskaniu zależności zagłębienia stożka od wilgotności pasty gruntowej. Relacja ta jest liniowa. Wynik ustala się na podstawie interpolacji, między co najmniej czterema punktami. Granica płynności uzyskana tą metodą definiowana jest jako wilgotność, która odpowiada zagłębieniu stożka na określonej głębokość. Głębokość penetracji zależy od masy stożka i jego kąta wierzchołkowego.

Metoda ta została uznana za metodę normową w wielu krajach. W tabeli 2 przedstawiono porównanie stożków stosowanych w różnych krajach wraz z wartością zagłębienia odpowiadającą granicy płynności. GCSSR jako wartość granicy płynności zdefiniowało wilgotność pasty gruntowej, przy której zagłębienie stożka o masie 60 g i kącie stożkowym 60° wynosi 10 mm. Według Karlssona (1977) wartość ta jest odpowiednikiem granicy

płynności oznaczonej metodą Cassagrande'a, jednakże w porównaniu do niej jest niezależna od użytego urządzenia i operatora (Sowers i in., 1959; Sherwood i Rylec, 1970). Brytyjski (BS 1377: Part 2:1990 *Methods of Tests for Soils for Civil Engineering Purposes: Classification Tests*), francuski (NF P94-052.1:1995 *Limite de liquidité au cône de pénétration*) oraz polski stożek (PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu*) mają taką samą masę (80 g) i ten sam kąt wierzchołkowy (30°), ale zagłębienie odpowiadające granicy płynności jest inne.

Zgodnie z dotychczas stosowaną w Polsce normą PN-81/B-04481 wartość granicy płynności obliczana była ze wzoru:

$$w_L = 0,0043w_{18}^2 + 0,8873w_{18} + 3,62 \quad [\%] \quad (1)$$

gdzie w_{18} oznacza wilgotność pasty gruntowej przy zanurzeniu stożka na głębokość 18 mm.

Wprowadzona w 2009 roku ST 12 zgodna z Eurokodem 7 dopuszcza do stosowania dwa rodzaje stożków: brytyjski 30°/80 g/20 mm oraz szwedzki 60°/60 g/10 mm. Badania wykazały, że oba typy stożków dają identyczne wyniki (Farrell, 1997).

W artykule przeanalizowano, w jakim stopniu zmiana sposobu interpretacji wyników granicy płynności zgodnie z Eurokodem 7 w stosunku do zapisów PN-88/B-04481 wpływa na uzyskiwane wartości stopnia plastyczności oraz konsystencję gruntów.

2. Metodyka badań porównawczych

Badania wykonano na próbkach gruntów drobnoziarnistych (spoiстых) pochodzących z obszaru Polski. Łącznie badaniom poddano 231 próbek gruntu zróżnicowanych pod względem parametrów fizycznych oraz środowiska depozycji.

Dla każdej próbki wykonano oznaczenie granicy płynności metodą penetrometru stożkowego według PN-88/B-04481 oraz według ST 12 przy użyciu stożka 30°/80 g. Z gruntów przygotowywane były pasty. Według ST 12 oznaczenie granicy płynności wykonuje się dla gruntów przechodzących przez sito 0,4 mm a więc zawierających tylko frakcję iłową, pyłową i część frakcji

Tab. 2. Zestawienie parametrów stożków stosowanych w różnych krajach

Metoda badania według norm krajowych i Eurokodu	Kąt wierzchołkowy (°)	Masa stożka (g)	Głębokość penetracji odpowiadająca granicy płynności (mm)
Szwecja (Karlsson, 1977)	60	60	10,0
Francja (NF P94-052.1)	30	80	17,0
Wielka Brytania (BS 1377:Part 2:1990)	30	80	20,0
Polska (PN-88/B-04481)	30	80	18,0 (+ wzór przeliczeniowy)
Eurokod 7 (PKN-CEN ISO/TS 17892-12)	30	80	20,0
	60	60	10,0

piasku średniego (piasek średni 0,2-0,63 mm). Wymaganie to praktycznie zawęża możliwość wykonywania tego oznaczenia tylko do określanych gruntów drobnoziarnistych. Ponieważ proponowane przez ST12 procedury usuwania na mokro frakcji powyżej 0,4 mm są trudne do wykonania a uzyskana w ten sposób próbka gruntu nie odpowiada właściwościami próbce naturalnej, autorki nie zastosowały tej procedury w przeprowadzonych badaniach. Czas pomiędzy dodaniem wody do pasty gruntowej a wykonaniem odczytu zagłębienia stożka wynosił w każdym przypadku minimum pół godziny.

Oznaczenie granicy plastyczności wykonano metodą wałeczkowania zgodnie z PN-88/B-04481. Metoda ta nieznacznie różni się od procedury przedstawionej w ST 12 (wałeczkowanie przeprowadza się na dłoni, a nie na płytce).

Na podstawie uzyskanych wartości wilgotności granicy płynności w_L granicy plastyczności w_p oraz wilgotności naturalnej w obliczony został stopień plastyczności I_L :

$$I_L = \frac{w - w_L}{w_L - w_p} \quad (2)$$

Ponadto zakres przeprowadzonych prac obejmował wykonanie oznaczenia składu granulometrycznego metodą analizy areometrycznej w celu określenia procentowej zawartości poszczególnych frakcji, jak i określenia rodzaju badanego gruntu. Nazwę poszczególnych gruntów określono zgodnie z PN-86/B-0248 *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*, jak i według PN-EN ISO 14688-2.

Poniżej przedstawione zostały wyniki badań dla glin piaszczystych (cISa, sasiCl) – 121 próbek, glin piaszczystych zwięzłych (cISa, sasiCl) – 54 próbki oraz ilów (Cl, sasiCl, saCl) – 56 próbek. Szczegółowe dane dotyczące badanych próbek (uśrednione zawartości frakcji uziarnienia oraz zakresy uzyskanych wartości granic konsystencji) przedstawiono w tabeli 3.

3. Wyniki badań

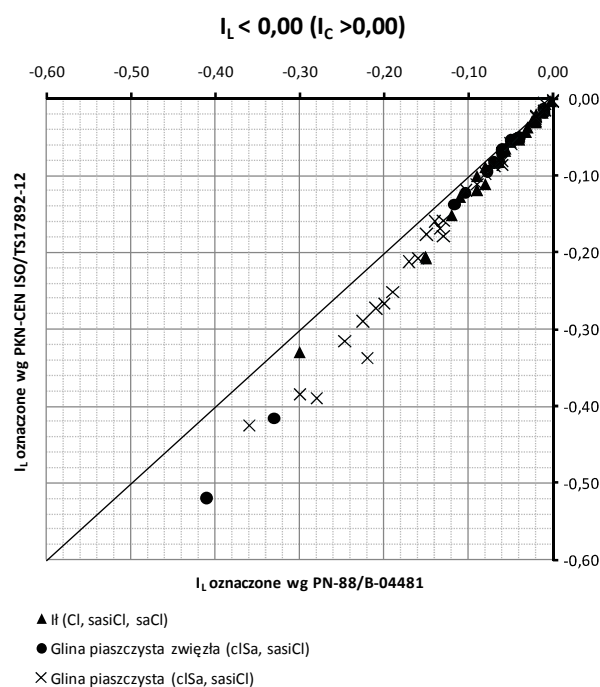
Na podstawie przeprowadzonych oznaczeń granicy płynności metodą według PN-88/B-04481 oraz metodą

opisaną w ST 12, dokonano porównania wartości stopnia plastyczności dla 3 stanów gruntu: półzwartego, twaroplastycznego oraz plastycznego. Analizy przeprowadzono w obrębie każdej z trzech grup gruntów.

Próbki gruntów w stanie półzwartym/zwartym

Wykonano ogółem 57 badań na próbkach, dla których wartość stopnia plastyczności $I_L < 0$ (wskaźnik konsystencji $I_C > 1$).

Analiza stopnia plastyczności I_L wykazała zróżnicowanie jego wartości w zależności od przyjętej metody wykonywania badania. Dla wszystkich analizowanych próbek stopień plastyczności oznaczony zgodnie ze ST 12 nie zmienił się lub odnotował zwiększenie w stosunku do wartości stopnia plastyczności określonego według PN-88/B-0441. Rysunek 1 pokazuje wyniki uzyskane dla gruntów w stanie półzwartym w zależności od rodzaju gruntu. Różnica wartości I_L wyniosła od 0,00 do 0,12, jednak nie spowodowała ona zmiany opisu stanu gruntu dla żadnej z badanych próbek. Tendencja była niezmienna dla wszystkich przebadanych rodzajów gruntu.



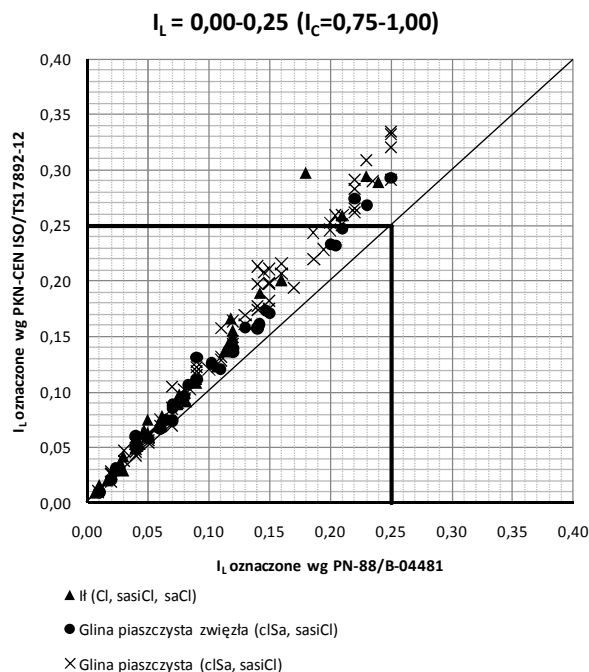
Rys. 1. Zależność pomiędzy stopniem plastyczności według PN-88/B-04481 oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-12 dla gruntów w stanie półzwartym/zwartym

Tab. 3. Charakterystyka badanych gruntów

Liczba oznaczeń	Rodzaj gruntu według PN-88/B-04481	Symbol gruntu według PN-EN ISO 14688-2	Uśredniona zawartość frakcji [%]				Wilgotność [%]	Uśredniona wartość granicy plastyczności [%]
			f_{z+k}	f_p	f_π	f_i		
121	Gлина piaszczysta	cISa, sasiCl	4	64	18	14	8,7–27,5	12,9
54	Gлина piaszczysta zwięzła	cISa, sasiCl	2	58	18	22	8,5–25,0	13,0
56	И	Cl, sasiCl, saCl	0	8	34	58	10,3–44,4	24,7

Próbki gruntów w stanie twardoplastycznym

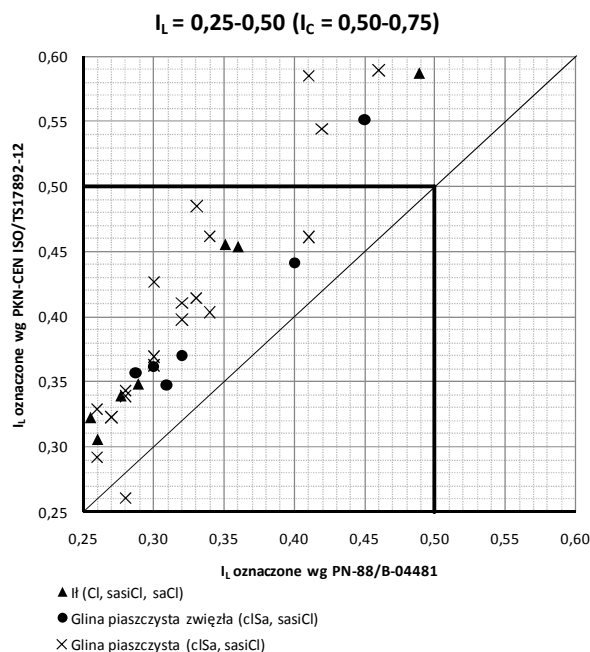
Przeprowadzono 92 badania, z których uzyskana wartość stopnia plastyczności kształtowała się w przedziale od 0,00 do 0,25 (wskaźnik konsystencji $I_C = 0,75-1,0$) (rys. 2). Maksymalna różnica pomiędzy stopniem plastyczności uzyskanym zgodnie z ST 12 i PN-88/B-04481 wyniosła 0,12 dla iłu. Wartości średnie różnic dla wszystkich rodzajów gruntów mieściły się w zakresie 0,01-0,05. Nowa interpretacja granicy płynności spowodowała w większości przypadków wzrost wartości stopnia plastyczności, powodując w niektórych przypadkach zmianę oceny stanu gruntu – ze stanu twardoplastycznego w plastyczny.



Rys. 2. Zależność pomiędzy stopniem plastyczności według PN-88/B-04481 oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-12 dla gruntów w stanie twardoplastycznym

Próbki gruntów w stanie plastycznym

Analizując grunty występujące w stanie plastycznym (39 próbek) czyli $I_L = 0,25-0,50$ (wskaźnik konsystencji $I_C = 0,50-0,75$) stwierdzono, że tendencja zmian stopnia plastyczności i w tym przypadku została utrzymana. Wartości parametru stopnia plastyczności zmieniały się nieznacznie, średnio o stałą wartość około 0,06-0,07 (rys. 3).



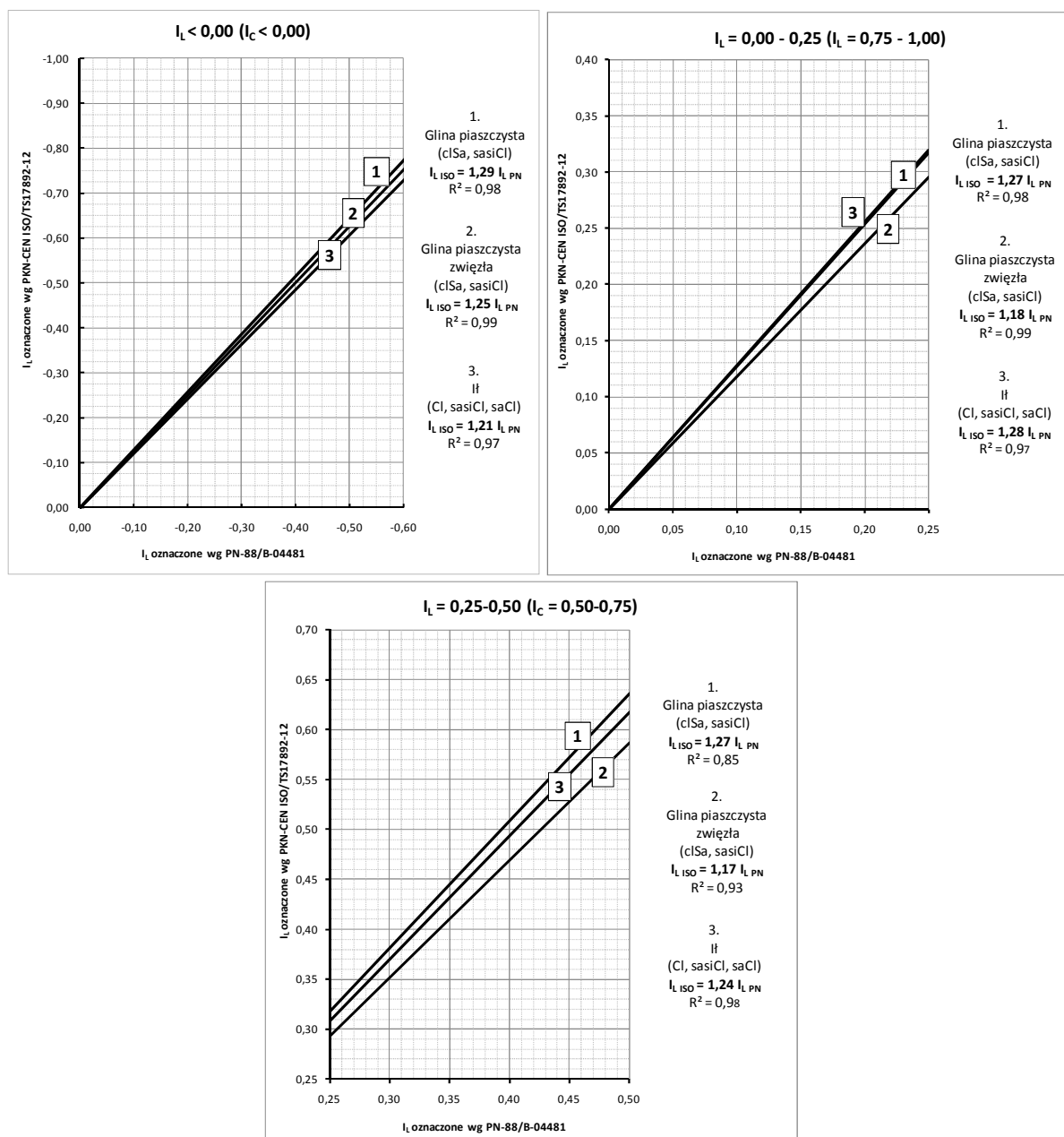
Rys. 3. Zależność pomiędzy stopniem plastyczności według PN-88/B-04481 oraz według PKN-CEN ISO/TS 17892-12 dla gruntów w stanie plastycznym

Na podstawie wykonanych badań, podjęto próbę wyznaczenia zależności statystycznych pomiędzy stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z metodyką opisaną w ST 12 (I_{LISO}) a stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z PN-88/B-04481 (I_{LPN}), przedstawionych na rysunku 4. Do wyznaczenia równań zastosowano metodę najmniejszych kwadratów. Stwierdzono istnienie zależności liniowych o wysokim współczynniku korelacji ($R_2 = 0,97-0,99$) dla wszystkich analizowanych rodzajów gruntów w stanie półwartym i twardoplastycznym. Równie wysoki współczynnik korelacji uzyskano dla glin piaszczystych zwięzłych i iłów w stanie plastycznym ($R_2 = 0,93-0,98$).

4. Podsumowanie

Ogółem przebadano 231 próbek gruntu (121 próbek gruntu gliny piaszczystej, 54 próbki gliny piaszczystej zwięzłej oraz 56 próbek iłu). Przeprowadzone badania wykazały ogólną tendencję wzrostową wartości stopnia plastyczności uzyskanego na podstawie określenia granicy płynności według PKN-CEN ISO/TS 17892-12 w stosunku do normy PN-88/B-04481. Zmiana metodyki interpretacji granicy płynności spowodowała zmianę opisu konsystencji niektórych próbek gruntów w kierunku bardziej plastycznej. W tabeli 4 pokazano procentowy stosunek zmian opisu stanu gruntu spowodowany interpretacją granicy płynności według ST 12 oraz procent, o jaki średnio wzrosła wartość stopnia plastyczności w obrębie każdej z analizowanych grup gruntów.

Analiza stopnia plastyczności I_L wykazała różnicowanie jego wartości w zależności od przyjętej metody wykonywania badania. Dla wszystkich



Rys. 4. Zależności statystyczne pomiędzy stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z metodyką opisaną w ST 12 ($I_{L,ISO}$) a stopniem plastyczności oznaczonym zgodnie z PN-88/B-04481 ($I_{L,PN}$)

Tab. 4. Analiza zmian wartości stopnia plastyczności spowodowanych zmianą metodyki oznaczania granic Atterberga

Rodzaj gruntu	Stan gruntu według PN-88/B-0441 [-]	Wartość o jaką średnio wzrosła wartość I_L (po oznaczeniu w_L metodą według ST 12) [-]	Procent o jaki średnio wzrosła wartość I_L (po oznaczeniu w_L metodą według ST 12) [%]	Procent jaki stanowią próbki, dla których zmienił się opis stanu gruntu [%]
Gлина пiaszczysta (clSa, sasiCl)	półzwały	0,04	28	0
	twardoplastyczny	0,03	27	19
	plastyczny	0,09	26	20
Gлина пiaszczysta zwięzła (clSa, sasiCl)	półzwały	0,02	23	0
	twardoplastyczny	0,02	22	9
	plastyczny	0,06	18	17
ІІ (Cl, sasiCl, saCl)	półzwały	0,02	30	0
	twardoplastyczny	0,02	26	9
	plastyczny	0,08	24	12

analizowanych próbek wartość stopnia plastyczności oznaczonego zgodnie z ST 12 był większy w prównaniu do wartości stopnia plastyczności określonego według PN-88/B-0441 (tab. 4).

Stwierdzono, że gruntem najbardziej podatnym na zmianę stanu jest glina piaszczysta – 15% przebadanych próbek zmieniło konsystencję, a najmniej podatnym ił oraz glina piaszczysta zwięzła, około 7% przebadanych próbek. Wskazuje to, że im większa jest zawartość frakcji iłowej w gruncie, tym grunt jest mniej podatny na zmianę wartości stopnia plastyczności.

Największy procent zmiany stanu gruntów zaobserwowano w obrębie próbek z przedziału $I_L = 0,25-0,50$ (plastycznych) – od 12% dla iłu do 20% dla gliny piaszczystej, najmniejszy dla próbek w stanie półzwałym – brak zmiany stanu dla wszystkich wykonanych oznaczeń.

Stwierdzono zależność liniową o wysokim współczynniku korelacji $R_2 = 0,97-0,99$ pomiędzy stopniem plastyczności oznaczonym obiema metodami ST 12 ($I_{L\ ISO}$) i PN-88/B-04481 ($I_{L\ PN}$), w przypadku wszystkich rodzajów gruntów w stanie półzwałym i twardoplastycznym. W przypadku glin piaszczystych zwięzłych i iłów w stanie plastycznym współczynnik korelacji wyniósł $R_2 = 0,93-0,98$.

Przedstawione nomogramy mogą mieć zastosowanie do przeliczenia stanów gruntów (przy wykonywaniu dokumentacji) w celu ich ujednoczenia, w przypadku korzystania z archiwalnych opracowań, w których badania wykonane zostały zgodnie z PN-88/B-04481.

Literatura

- Casagrande A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads*, Vol. 13, No. 8, 121-136.
- Casagrande A. (1958). Notes on the design of the liquid limit device. *Geotechnique*, Vol. 8, No. 1, 84-91.
- Farrell E. (1997). Fall cone study. *Ground Engineering*, Vol. 30, No. 1, 33-36.
- Hansbo S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall cone test. *Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute*, Stockholm, No. 14, 7-48.
- Karlsson R. (1977). (in cooperation with the Laboratory Committee of the Swedish Geotechnical Society) Consistency limits. Documents D6.
- Myslińska E. (2010). Laboratoryjne badania gruntów i gleb. *Wydawnictwa Uniwersytetu Warszawskiego*, Warszawa.
- Sherwood P. T., Ryley M. D. (1970). An investigation for a cone-penetrometer method for the determination of the liquid limit. *Geotechnique*, Vol. 20, No. 2, 203-208.
- Sowers G. F., Vesic A., Grandolfi M. (1959). Penetration test for liquid limit. *American Society for Testing and Materials*, Special Technical Publication No. 254, 216-224.

EFFECT OF METHODOLOGY ON DETERMINING THE ATTERBERG LIMITS FOR LIQUIDITY INDEX

Abstract: The paper presents methodology for the determination of liquid limit by fall cone test in accordance with the recommendations of PN- EN 1997-2:2009 (Eurocode 7) and PKN-CEN ISO / TS 17892-12:2009 (in article defined as ST 12). The results of liquidity index obtained by fall cone test according to PN-88/B-04481 and ST 12 were analyzed for the three types of soil: sandy clays (clSa, sasiCl), coherent sandy clays (clSa, sasiCl) and clays (Cl, saciCl, saCl). The scope of the study made it possible to determine how the change of the method and interpretation of the results affects the values of liquidity index. The statistical dependencies between the liquidity index marked as ST 12 ($I_{L\ ISO}$) and liquidity index marked as PN-88/B-04481 ($I_{L\ PN}$) were shown.

ANIZOTROPIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCINANIE BEZ ODPLYWU GRUNTÓW SPOISTYCH W CYLINDRYCZNYM APARACIE SKRĘTNYM

Dariusz KIZIEWICZ, Zbigniew LECHOWICZ*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych w cylindrycznym aparacie skrętnym HCA (*Hollow Cylinder Apparatus*) na gruncie spoistym o wskaźniku plastyczności $I_p = 10,5\%$. Celem badań było wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu przy różnych wartościach kąta obrotu kierunków naprężeń głównych α . Badania przeprowadzono przy kątach $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ i 90° dla rekonstruowanego gruntu spoistego (piasku ilastego cISa) o współczynniku prekonsolidacji $OCR = 1$ i 8 . Badania w cylindrycznym aparacie skrętnym realizowane były z konsolidacją anizotropową oraz ścinaniem w warunkach bez odpływu przy ścieżce naprężenia polegającej na wzroście dewiatora naprężenia q przy stałej wartości naprężenia średniego p oraz stałej wartości współczynnika pośredniego naprężenia głównego b . Uzyskane wyniki pozwoliły na ocenę wpływu zmiany kierunku naprężeń głównych na wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu.

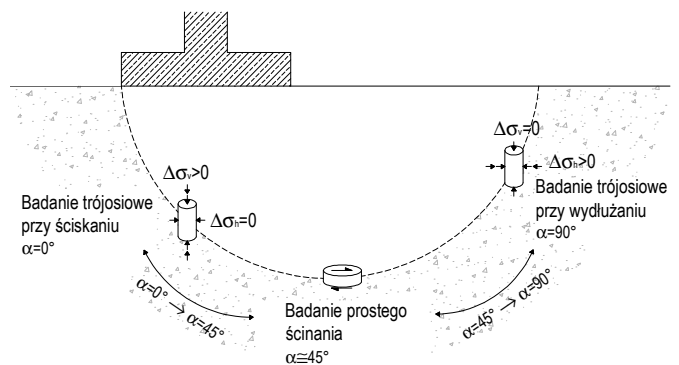
Słowa kluczowe: wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, cylindryczny aparat skrętny, grunt spoisty.

1. Wprowadzenie

W przypadku posadowienia fundamentów bezpośrednich na gruntach spoistych, zgodnie z Eurokodem 7, konieczna jest ocena nośności podłoża w warunkach bez odpływu. W praktyce zakłada się, że wytrzymałość na ścinanie bez odpływu τ_{fu} wzdłuż całej potencjalnej powierzchni zniszczenia jest jednakowa. W rzeczywistości, w poszczególnych jej strefach obserwuje się różne mechanizmy mobilizowania wytrzymałości na ścinanie wynikające ze zmiany kierunków naprężeń głównych, z którymi związane są różne wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu. Zjawisko obrotu kierunków naprężeń głównych jest powszechną cechą ścieżek naprężenia obserwowanych *in situ* nie tylko w przypadku fundamentów bezpośrednich, ale również w przypadku nasypów, wykopów czy tuneli (Bjerrum, 1973; Pradhan i in., 1988; Jardine, 1995, Neher i in., 2002).

Rozwiązaniem tego problemu może być użycie odpowiedniej kombinacji wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} , otrzymanych z badań odpowiadających różnym strefom powierzchni poślizgu (rys. 1). Istnieją też metody, które w sposób sformalizowany uwzględniają zmianę wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w zależności

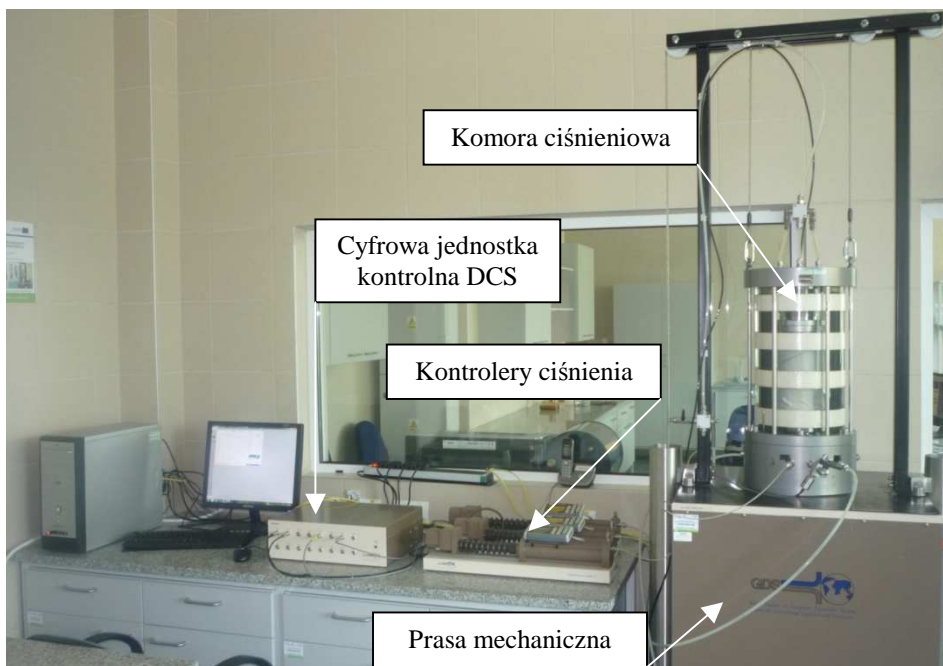
od kąta α w mechanizmie górnego oszacowania nośności podłoża (Kiziewicz, 2012).



Rys. 1 Różne mechanizmy zniszczenia w podłożu fundamentu bezpośredniego

Urządzeniem, które pozwala na uzyskanie w warunkach laboratoryjnych kontrolowanego obrotu kierunków naprężeń głównych jest cylindryczny aparat skrętny HCA (*Hollow Cylinder Apparatus*), pokazany na rysunku 2. Wykorzystany w badaniach aparat HCA, który jest na wyposażeniu „Centrum Wodnego” Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie, zakupiono w ramach Programu

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: zbigniew_lechowicz@sggw.pl



Rys. 2. Ogólny widok cylindrycznego aparatu skrętnego (Kiziewicz, 2012)

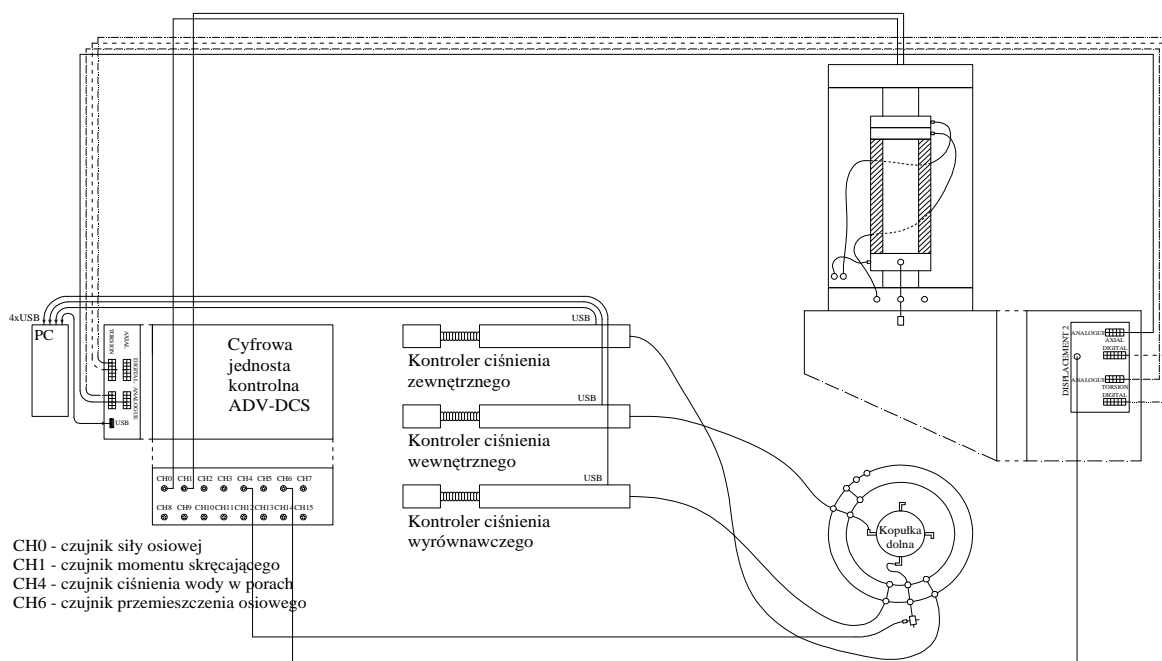
Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko, Działanie 13.1 priorytet XIII w 2010 roku.

Głównymi elementami urządzenia są prasa mechaniczna, komora ciśnieniowa, trzy kontrolery ciśnienia, jednostka sterująca oraz komputer z zainstalowanym oprogramowaniem (rys. 3). Badane próbki są w kształcie wydrążonego walca o wysokości 200 mm oraz średnicach zewnętrznej i wewnętrznej wynoszących odpowiednio 100 mm i 60 mm (rys. 4). Dzięki zastosowanemu w aparacie HCA systemowi obciążenia, którego głównymi elementami są możliwość przekazania na próbkę momentu skręcającego oraz zadania dwóch różnych składowych bocznych naprężenia

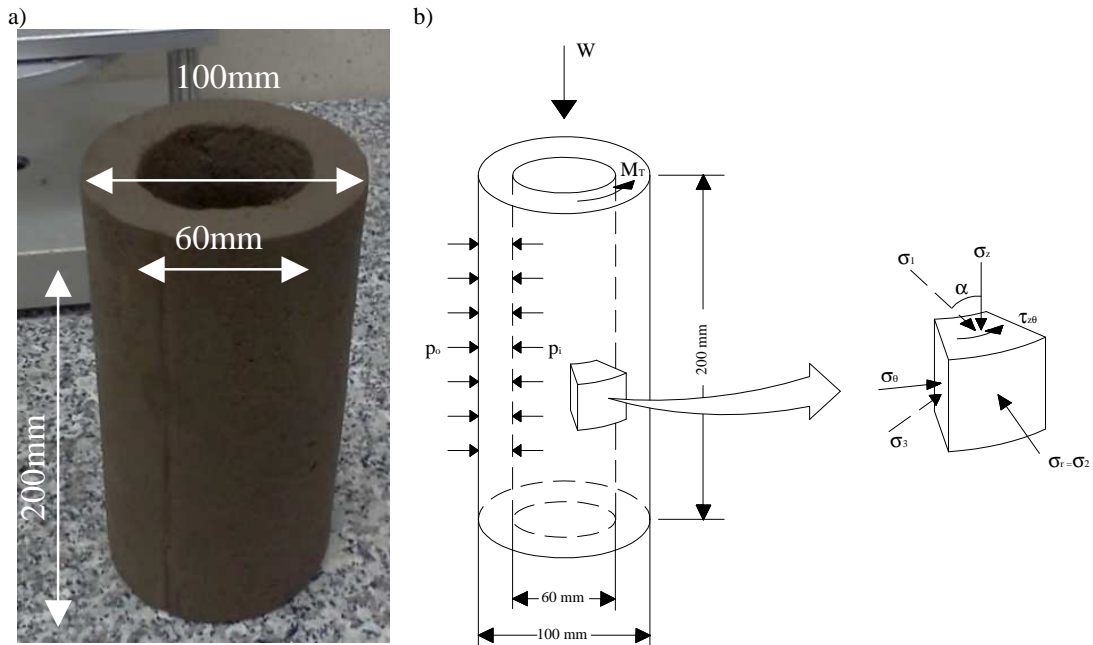
– wewnętrznej i zewnętrznej, możliwe jest otrzymanie w ścianie próbki czterech różnych wartości składowych tensora naprężenia (rys. 4):

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_z & \tau_{z\theta} & 0 \\ \tau_{\theta z} & \sigma_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_r \end{pmatrix} \text{ przy czym } \tau_{z\theta} = \tau_{\theta z} \quad (1)$$

gdzie: σ_z jest składową pionową naprężenia, σ_r jest składową promieniową naprężenia, σ_θ jest składową obwodową naprężenia, a $\tau_{z\theta}$ i $\tau_{\theta z}$ są składowymi stycznymi naprężenia.



Rys. 3. Schemat elementów składowych cylindrycznego aparatu skrętnego (Kiziewicz, 2012)



Rys. 4. Próbkę w kształcie wydrążonego walca: a) widok, b) schemat obciążeń

Element pierwszy powoduje powstawanie w płaszczyźnie prostopadłej do osi próbki składowej stycznej naprężenia. Element drugi umożliwia otrzymanie trzech różnych wartości naprężeń głównych. Pod tym względem cylindryczny aparat skrętny posiada przewagę względem aparatu trójosiowego, który pozwala na niezależną kontrolę jedynie dwóch składowych tensora naprężenia.

Przekazanie na próbkę momentu skręcającego realizowane jest poprzez obrót podstawy próbki. Możliwe jest to dzięki połączeniu pręta, podpierającego podstawę, na którym znajduje się wałek wielowypustowy za pośrednictwem paska zębatego z silnikiem elektrycznym wywołującym jego ruch obrotowy. Za drugi ze stopni swobody podstawy próbki – ruch osiowy odpowiedzialny jest drugi silnik elektryczny, który również poprzez pasek zębate, połączony jest z podstawą śruby kulowej przymocowanej do podstawy prasy mechanicznej. Obrót śruby powoduje ruch pionowy nakrętki, który dalej przekazywany jest na pręt połączony z podstawą próbki (Bilé Serra i Hooker, 2003). Wykorzystanie próbek w kształcie wydrążonego walca, przy szczelnym oddzieleniu gumowymi membranami objętości wewnętrznej próbki od objętości wewnętrznej komory, umożliwia obciążenie ścianki próbki dwiema różnymi składowymi bocznymi naprężeniami, kontrolowanymi przez dwa kontrolery ciśnienia.

2. Metodyka badań w cylindrycznym aparacie skrętnym

Badania w cylindrycznym aparacie skrętnym wykonano w dwóch seriach charakteryzujących się różnymi wartościami wskaźnika prekonsolidacji $OCR = 1$ oraz 8 . Pojedyncza seria składała się z pięciu badań typu CAU, to znaczy z konsolidacją anizotropową i ścinaniem

w warunkach bez odpływu. Podczas każdego etapu ścinania utrzymywana była stała wartość kąta obrotu kierunków naprężeń głównych α , które wynosiły 0° , 30° , 45° , 60° i 90° . Badania wykonane zostały przy stałej wartości współczynnika pośredniego naprężenia głównego b :

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2)$$

gdzie: σ_1 jest największym naprężeniem głównym, σ_2 jest pośrednim naprężeniem głównym, a σ_3 jest najmniejszym naprężeniem głównym.

Współczynnik pośredniego naprężenia głównego b we wszystkich badaniach, oprócz przypadku gdy $\alpha = 45^\circ$, wynosił $0,5$. Przy takiej wartości b obserwuje się warunki płaskiego stanu odkształcenia (Zdravković i Jardine, 2001). W celu uniknięcia niejednorodności stanu naprężenia i odkształcenia w próbce gruntowej, dla $\alpha = 45^\circ$ przyjęto wartość $b = 0,3$. Pozwala to na uniknięcie tak zwanych stref „no-go” określonych w przestrzeni b - α przez Sayao i Vaida (1991), w których występuje nasilenie tego zjawiska.

Badanie w aparacie HCA było rozpoczynane od etapu nasączenia, który polegał na jednoczesnym podnoszeniu izotropowego obciążenia zewnętrznego działającego na próbkę oraz ciśnienia wyrównawczego podawanego do wnętrza próbki, przy utrzymywaniu stałej wartości izotropowego naprężenia efektywnego. Proces nasączenia kończony był w momencie uzyskania wartości parametru Skemptonu B większej niż $0,9$. Etap konsolidacji w przypadku $OCR = 1$ przeprowadzany był w dwóch etapach, natomiast przy $OCR = 8$ w trzech. Pierwszy z nich polegał na przyroście wartości efektywnego naprężenia pionowego do wartości dwukrotnie większej niż efektywne naprężenie poziome. Drugi etap stanowił właściwy proces konsolidacji, który prowadzony był

w warunkach anizotropowego stanu naprężenia przy współczynniku parcia spoczynkowego $K_0 = 0,5$. Przy $OCR = 8$ dalej następował trzeci etap, polegający na odciążeniu próbki do wartości współczynnika $K_0 = 1,4$. Podczas powyżej opisanych etapów ruch wody w próbce umożliwiony był jedynie do góry. Po zakończeniu procesu konsolidacji lub konsolidacji i odciążania, rozpoczynane były etapy zmiany parametru b oraz kąta α . Proces ścinania próbek przeprowadzany był przy ścieżce naprężenia, polegającej na przyroście dewiatora naprężenia q przy stałej wartości średniego naprężenia głównego p w warunkach bez odpływu, przy stałych wartościach parametru pośredniego naprężenia głównego b oraz kąta obrotu kierunków naprężeń głównych α .

3. Charakterystyka badanego gruntu

W badaniach wykorzystywano grunt rekonstruowany – piasek ilasty (clSa) o wartości granicy plastyczności $w_p = 8,7\%$, granicy płynności $w_L = 19,2\%$ i wynikającej z nich wartości wskaźnika plastyczności $I_p = 10,5\%$. Krzywą uziarnienia wykorzystywanego materiału gruntowego pokazano na rysunku 5.

W tabeli 1 przedstawione zostały początkowe parametry charakteryzujące próbki poddane badaniom przed etapem ścinania – wskaźnik prekonsolidacji OCR , wilgotność w_n , wskaźnik konsystencji I_C , składowa

pienowa naprężenia efektywnego σ'_{vo} , naprężenie prekonsolidacji σ'_p oraz współczynnik parcia spoczynkowego K_0 .

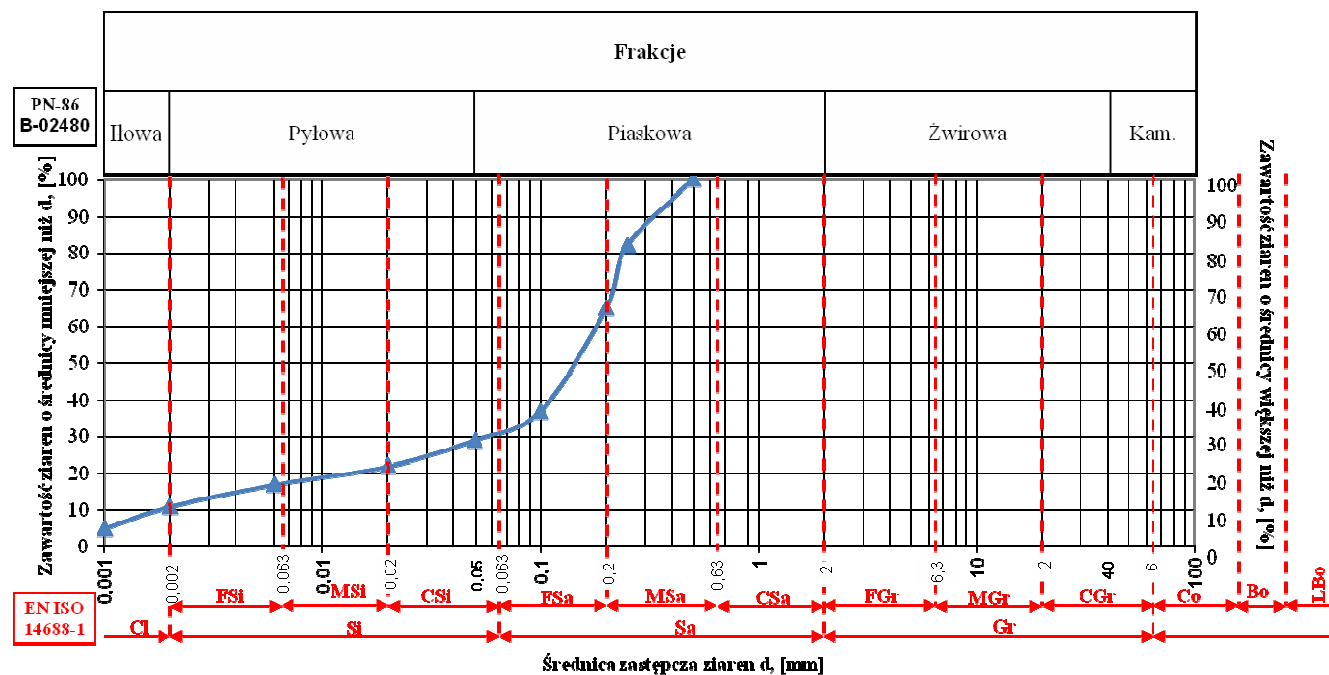
4. Wyniki badań wytrzymałościowych w cylindrycznym aparacie skrętnym

W sumie wykonano 10 badań typu CAU, przy czym każda ze ścieżek naprężenia w obrębie jednej serii badań w HCA, w układzie osi p - q - α realizowana była w innej płaszczyźnie ze względu na różną, stałą na etapie ścinania, wartość kąta obrotu kierunków naprężeń głównych α . Podstawowe charakterystyki, które przedstawiono dla każdej serii (rys. 6-8 oraz 9-11) to:

- dewiator naprężenia w zależności od odkształcenia pionowego,
- ścieżki naprężenia efektywnego w układzie osi p' - q ,
- ścieżki naprężenia efektywnego w układzie osi $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2 - \tau_{z\theta}$.

Ze względu na progresywny charakter procesu mobilizowania wytrzymałości na ścinanie wstępnie wykorzystano trzy kryteria zniszczenia próbek:

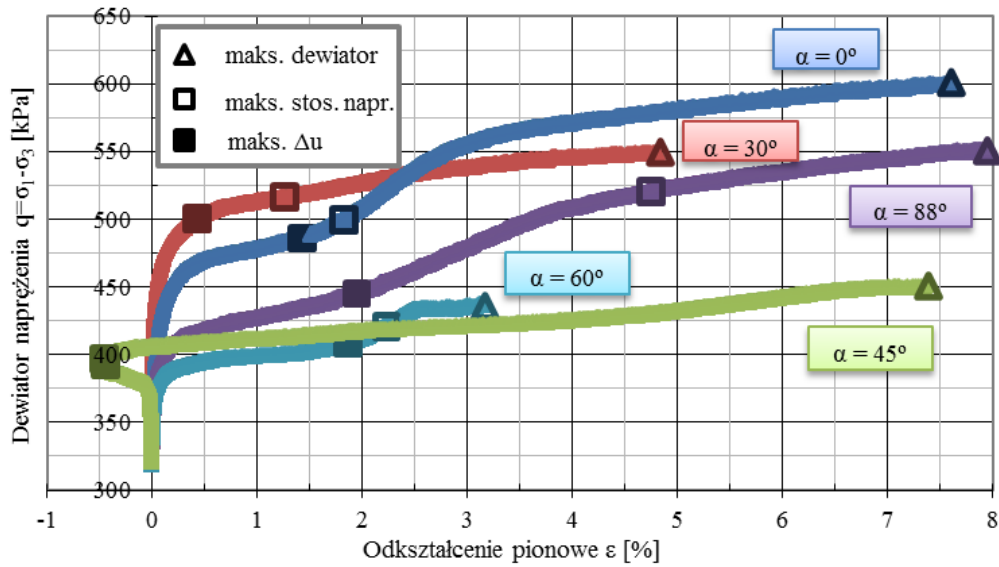
- maksymalną wartość dewiatora naprężenia,
- maksymalną wartość stosunku naprężeń głównych,
- maksymalną wartość przyrostu ciśnienia wody w porach.



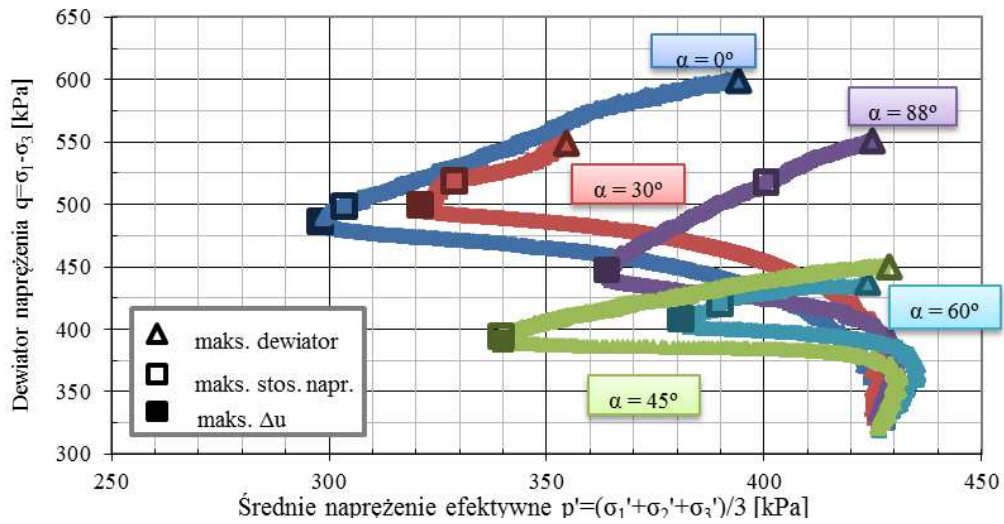
Rys. 5. Krzywa uziarnienia badanego gruntu

Tab. 1 Początkowe parametry i właściwości fizyczne próbek poddanych badaniom

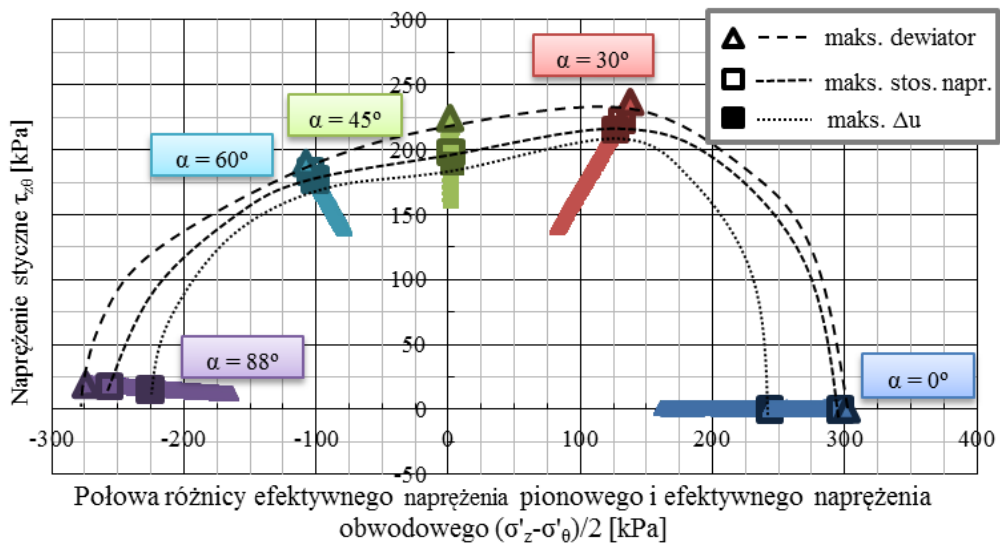
OCR [-]	w_n [%]	I_C [-]	σ'_{vo} [kPa]	σ'_p [kPa]	K_0 [-]
1	9,7	0,90	640	-	0,5
8	10,0	0,87	80	640	1,4



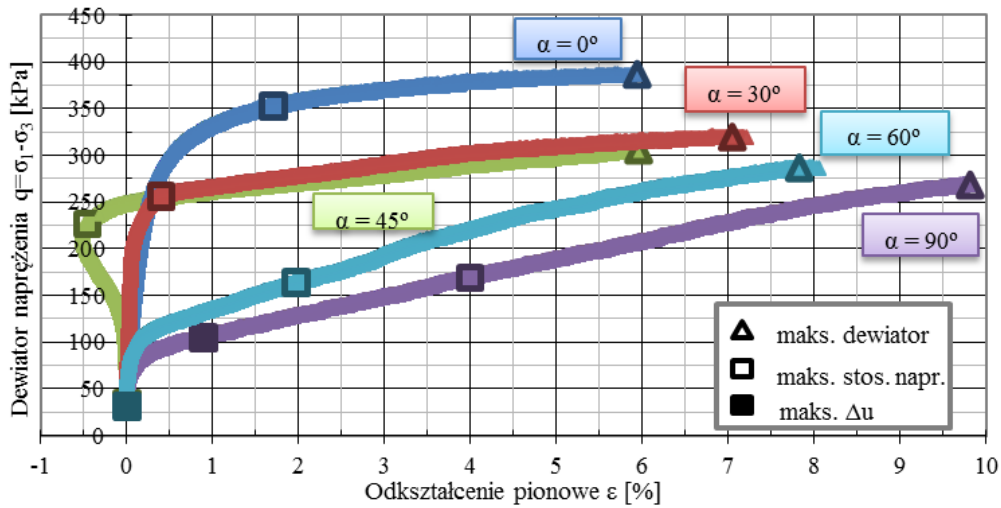
Rys. 6. Charakterystyka deviator naprężenia – odkształcenie pionowe z badań HCA CAU przy $OCR = 1$



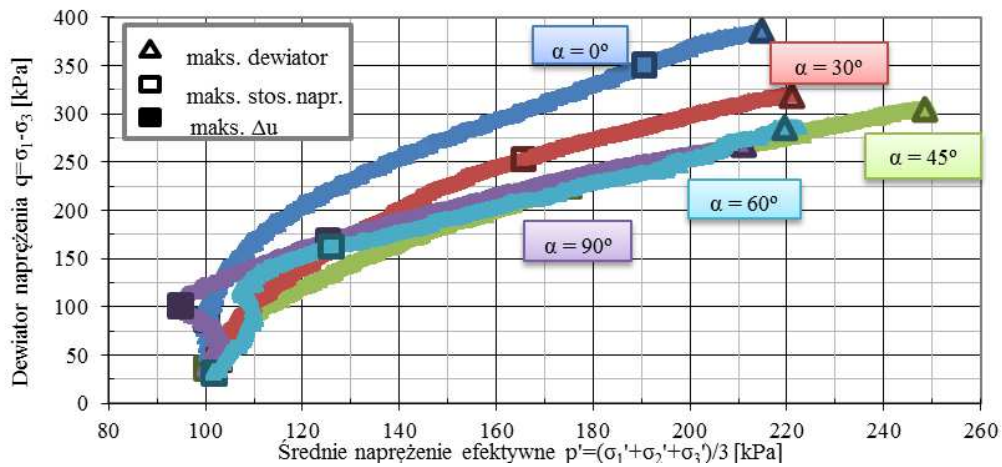
Rys. 7. Ścieżki naprężenia efektywnego z badań HCA CAU przy $OCR = 1$



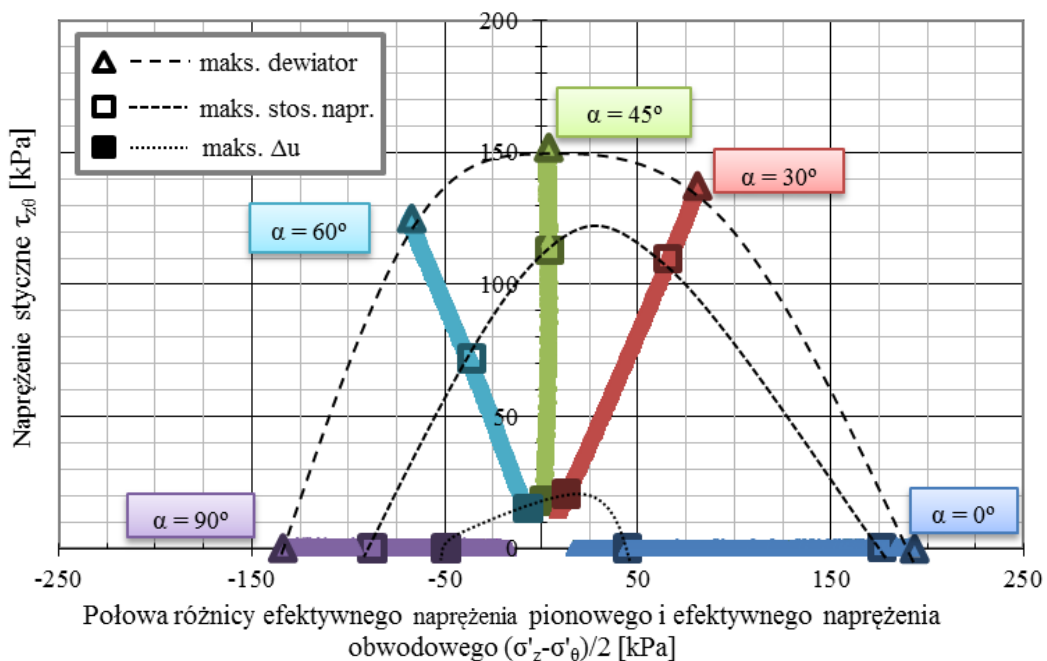
Rys. 8. Ścieżki naprężenia efektywnego w układzie osi $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2 - \tau_{\theta}$ z badań HCA CAU przy $OCR = 1$



Rys. 9. Charakterystyka dewiator naprężenia – odształcenie pionowe z badań HCA CAU przy $OCR = 8$



Rys. 10. Ścieżki naprężenia efektywnego z badań HCA CAU przy $OCR = 8$



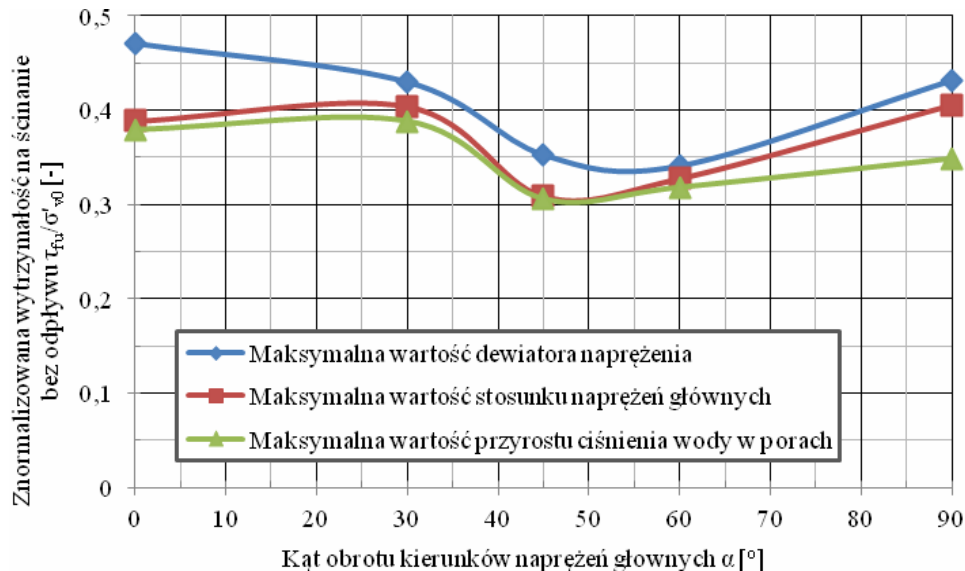
Rys. 11. Ścieżki naprężenia efektywnego w układzie osi $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2 - \tau_{z\theta}$ z badań HCA CAU przy $OCR = 8$

Wyniki poszczególnych badań pokazują wyraźnie odmienny przebieg charakterystyk w zależności od wartości kąta obrotu kierunków naprężeń głównych na etapie ścinania. Anizotropia właściwości mechanicznych badanego gruntu jest szczególnie widoczna na rysunkach 8 oraz 11, które przedstawiają ścieżki naprężenia efektywnego oraz obwiednie zniszczenia w układzie osi $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2 - \tau_z\theta$.

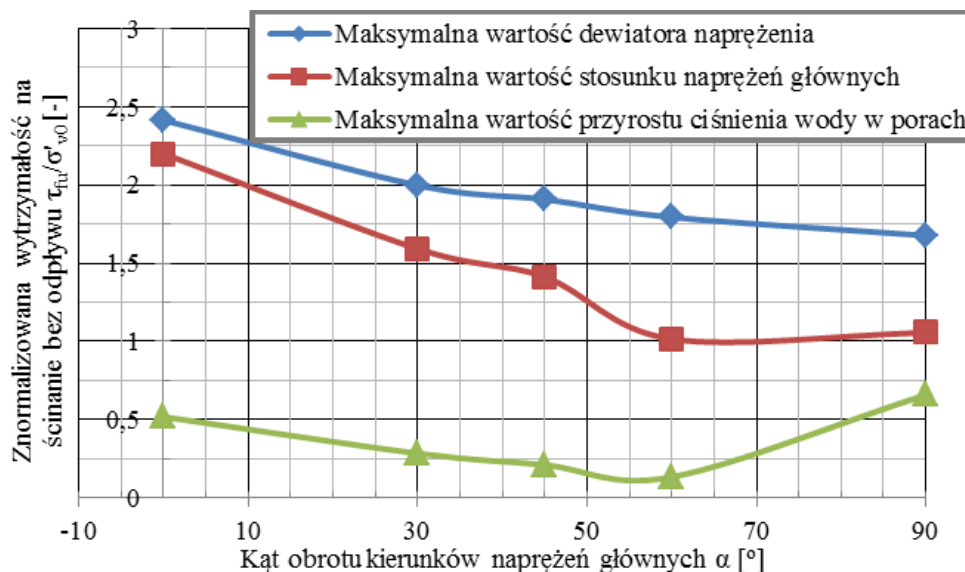
5. Ocena anizotropii wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu}

Najczęściej stosowanym kryterium zniszczenia jest wystąpienie maksymalnej wartości dewiatora naprężenia, jednakże z uwagi na prowadzenie badania w warunkach kontroli naprężenia i związany z tym przyrost różnicy efektywnych naprężeń głównych σ'_1 i σ'_3 przy dużych odkształceniach, bardziej odpowiednie okazało się

kryterium maksymalnej wartości stosunku efektywnych naprężeń głównych. Rysunki 12 i 13 stanowią podsumowanie obu serii badań wykonanych w aparacie HCA. Potwierdzają one występowanie anizotropii wytrzymałości na ścinanie bez odpływu badanego materiału gruntowego. Na uwagę zasługuje fakt odmiennego przebiegu zmian wartości τ_{fu} wraz ze wzrostem kąta α przy różnych wartościach OCR. W przypadku $OCR = 1$ wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu nieznacznie wzrasta przy zmianie α od 0° do 30° , następnie osiąga wartość minimalną dla $\alpha = 45^\circ$ i dalej rośnie do $\alpha = 90^\circ$. Wartości τ_{fu} przy poszczególnych kątach α zmieniają się względem wartości przy $\alpha = 0^\circ$ w zakresie do około 20%. Przy $OCR = 8$ wraz ze wzrostem wartości α wytrzymałość na ścinanie bez odpływu maleje o około 50% względem wartości referencyjnej.



Rys. 12. Zmiana znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w zależności od kąta α z badań HCA CAU przy $OCR = 1$



Rys. 13. Zmiana znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w zależności od kąta α z badań HCA CAU przy $OCR = 8$

6. Wnioski

Wyniki badań wykonanych w cylindrycznym aparacie skrętnym wykazały, iż historia naprężenia gruntu jest czynnikiem, który istotnie wpływa na charakter anizotropii wytrzymałości na ścinanie bez odpływu. Dla kątów α równych 0° , 30° , 45° , 60° i 90° przy $OCR = 1$ wartości znormalizowanej wytrzymałości bez odpływu τ_{fi}/σ'_{vo} wynosiły odpowiednio 0,39; 0,40; 0,31; 0,33; 0,41 natomiast przy $OCR = 8$ odpowiednio 2,20; 1,59; 1,41; 1,02; 1,06. W przypadku $OCR = 1$ największe wartości znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu otrzymano przy kątach $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 30^\circ$ i $\alpha = 90^\circ$, najmniejszą natomiast przy $\alpha = 45^\circ$. Przy $OCR = 8$ największą wytrzymałość otrzymano przy $\alpha = 0^\circ$, najmniejszą natomiast przy $\alpha = 60^\circ$, przy czym wartość ta była bardzo zbliżona do wartości przy $\alpha = 90^\circ$.

Literatura

- Bjerrum L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). W: *Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow 1973, 111-159.
- Bilé Serra J. P., Hooker P. (2003). A new computer controlled hollow cylinder torsional shear apparatus. W: *Proc. 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Prague 2003, Vol. 2, 471-478.
- Pradhan T. B. S., Tatsuoka F., Horii N. (1988). Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, 95-112.
- Jardine R. J. (1995). One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials. W: *Pre-*

failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds.). *Balkema*, Rotterdam, 855-885.

- Kiziewicz D. (2012). Wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w warunkach niestandardowej ścieżki naprężenia. Rozprawa doktorska, *Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie*, Warszawa.
- Neher H. P., Cudny M., Wiltafsky C., Schweiger H. F. (2002). Modeling principal stress rotation effects with multilaminate type constitutive models for clay. W: *Proc. 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Rome 2002; 41-47.
- Sayao A., Vaid Y. P. (1991). A critical assessment of stress nonuniformities in hollow cylinder test specimens. *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, 60-72.
- Zdravković L., Jardine R. J. (2001). The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. *Géotechnique*, Vol. 51, No. 1, 69-83.

TESTING OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH IN HOLLOW CYLINDER APPARATUS

Abstract: The paper is a summarises test results performed in hollow cylinder apparatus HCA on cohesive soil characterised by plasticity index $I_p = 10,5\%$. An objective of tests was to determine undrained shear strength under different values of principal stresses rotation angle α . The tests were performed with angles $\alpha = 0^\circ$, 30° , 45° , 60° and 90° for reconstituted cohesive soil (clayey sand cISa) characterised by overconsolidation ratio $OCR = 1$ and 8. The tests in hollow cylinder apparatus were conducted with use of CAU method (with anisotropic consolidation and shearing in undrained conditions) with stress path consisting of increment of deviator stress q alongside constant values of mean principal stress p and intermediate principal stress ratio b . Obtained results allowed to assess the influence of principal stresses rotation on the value of undrained shear strength τ_{fi} .

CHARAKTERYSTYKA ROZKŁADU CIŚNIENIA POROWEGO W BADANIACH KONSOLIDACJI PAST GRUNTOWYCH Z PÓŁNOCNOPOLSKICH GLIN ZWAŁOWYCH

Sebastian KOWALCZYK*, Tomasz SZCZEPAŃSKI, Paweł DOBAK

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

Streszczenie: Tematyka artykułu dotyczy zagadnienia dystrybucji ciśnienia porowego w badaniach konsolidacji przy stałej prędkości obciążenia (CRL). Badania przeprowadzono na pastach gruntowych sporządzonych z glin zwałowych zlodowacenia Wisły z okolic Susza na Pojezierzu Iławskim. Pasta gruntowa o naturalnym składzie granulometrycznym, lecz zmienionej strukturze (homogenicznej) i wilgotności, przygotowana została tak, aby uzyskać dwufazowy (nasycony wodą) ośrodek gruntowy. Przyjęta metodyka badań umożliwia porównanie otrzymanych wyników z teoretycznym modelem zmian wartości ciśnienia porowego w warunkach liniowego przyrostu naprężenia. W przeprowadzonych badaniach zastosowano różne prędkości obciążenia, co pozwoliło na przedstawienie wpływu tego czynnika na parametry charakteryzujące dystrybucję ciśnienia porowego. Studia nad zmiennością ciśnienia wody w porach w warunkach zróżnicowanych wymuszeń mają istotne znaczenie dla doskonalenia metod oceny parametrów filtracyjno-konsolidacyjnych ośrodka gruntowego.

Słowa kluczowe: badania konsolidacji typu CRL, ciśnienie porowe, pasta gruntowa.

1. Wprowadzenie

Badania konsolidacji wykonuje się przede wszystkim w celu prognozowania przebiegu osiadania, ale także można na ich podstawie pośrednio oceniać przepuszczalność gruntów. Przepuszczalność oraz odkształcalność gruntu są parametrami szczególnie istotnymi przy projektowaniu mineralnych barier izolacyjnych stanowiących podłoże obiektów zagrażających środowisku. Zatem charakterystyka tych parametrów dla oceny materiału gruntowego, który potencjalnie może stanowić barierę geologiczną, wydaje się być szczególnie istotna w czasach, gdy projektuje się coraz większą liczbę składowisk odpadów. Niezbędne jest także pogłębienie wiedzy na temat zjawisk zachodzących w ośrodku gruntowym podczas wznoszenia i eksploatacji składowisk odpadów oraz oceny zmian wartości parametrów gruntowych na poszczególnych etapach inwestycji. Jednocześnie w programowaniu badań uwzględniać należy warunki wymuszeń, szczególnie prędkość obciążenia, która na zasadach analogii wiąże modelowanie czasu osiadań z długością drogi drenażu (Dobak, 2003).

Kluczowy wpływ na przebieg osiadania oraz przepuszczalność gruntów ma dystrybucja ciśnienia

porowego wywołana obciążeniem ośrodka. Najbardziej miarodajne jest określenie tej charakterystyki przy założeniu ośrodka dwufazowego szkielet gruntowy – woda. Z tego względu badania konsolidacyjne przeprowadzono na pastach gruntowych stanowiących model fizyczny ośrodka dwufazowego. Homogenizacja past w znaczącym stopniu ogranicza wpływy teksturalno-strukturalne na zmienność zachowań badanego gruntu.

2. Charakterystyka badanych gruntów

Badania zostały przeprowadzone na paście gruntowej z glin polodowcowych kompleksu północnopolskiego z okolicy miejscowości Susz (powiat iławski, województwo warmińsko-mazurskie). W powiecie tym planowana jest budowa zakładu zagospodarowania odpadów wraz ze składowiskiem odpadów.

Badane grunty reprezentowane są przez gliny piaszczyste zwięzłe barwy ciemnoszarej o zróżnicowanej, w warunkach naturalnych, zawartości węgla wapnia. Głównymi składnikami badanych gruntów (Szczepański i in., 2011) są: kwarc i minerały nieaktywne termicznie (72-80%), węglany wraz z kalcytem w obrębie frakcji grubszych (12-18%), illit (6-11%), pobocznie także

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: s.kowalczyk@uw.edu.pl

kaolinit (1-2%) oraz w niewielkich ilościach substancja organiczna (0,1-0,2%), syderyt (0,3%). Wyniki oznaczeń podstawowych właściwości fizycznych badanych glin przedstawiono w tabeli 1.

3. Metodyka badań

3.1. Metodyka przygotowania pasty

Materiał gruntowy o wilgotności powietrzno-suchej został zalany taką ilością wody, aby w efekcie jego wilgotność była około 1,5 razy większa od wilgotności odpowiadającej granicy płynności. Po rozmoknięciu, grunt był homogenizowany poprzez mieszanie ręczne lub mechaniczne. Po uzyskaniu jednorodnej makroskopowo pasty, wlana ona została do membrany gumowej w kształcie walca o przybliżonej średnicy 15 cm i 30 cm wysokości, umieszczonej w komorze do badań trójosiowych. Po napełnieniu komory wodą wytworzone zostało wewnątrz ciśnienie 100 kPa, a drenaż z dołu i z góry próbki został otwarty. W ten sposób pasta była konsolidowana w warunkach stałego obciążenia izotropowego przez około 1 miesiąc. Po tym czasie wycięto, ze wstępnie skonsolidowanego materiału, próbki do badań konsolidometrycznych.

3.2. Metodyka badań w konsolidometrze

Program badawczy realizowano przy użyciu zestawu do badań konsolidometrycznych wyposażonego w komorę Bardena-Rowe'a oraz sterowniki ciśnienia i objętości. Hydrauliczna komora umożliwia badanie próbek o wysokości 32 mm i średnicy 76,4 mm.

Badania konsolidacyjne przeprowadzono z zastosowaniem systemu obciążenia CRL (*constant rate of loading*), stosując dla kolejnych badanych próbek trzy różne prędkości przyrostu obciążenia pionowego: 25, 50 i 100 kPa/h, i osiągając w ten sposób maksymalne naprężenie 1,9 MPa. W trakcie badań rejestrowano w funkcji czasu t [s] zmiany ciśnienia porowego w gruncie u [kPa] mierzone u podstawy próbki, przyrost naprężenia σ [kPa] oraz odkształcenie osiowe próbki ε [%].

W założonych przedziałach wzrostu naprężenia całkowitego wyznaczono wartości modułu ścisłości M_k oraz współczynnika konsolidacji c_v . Parametry te wyznaczano na podstawie następujących wzorów:

$$c_v = \frac{\Delta\sigma \cdot H^2}{2\Delta t \cdot u} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (1)$$

$$M_k = \frac{\Delta\sigma' \cdot H_{i-1}}{H_{i-1} - H_i} \quad [\text{kPa}] \quad (2)$$

$$\sigma' = \sigma - \frac{2}{3} \cdot u \quad [\text{kPa}] \quad (3)$$

gdzie: $\Delta\sigma$ jest analizowanym przyrostem naprężenia całkowitego, $\Delta\sigma'$ jest przyrostem naprężenia efektywnego, H_{i-1} i H_i są długościami drogi drenażu (wysokość próbki) odpowiednio na początku i na końcu analizowanego przedziału naprężenia, a Δt jest czasem, w którym zrealizowany został analizowany przyrost naprężenia $\Delta\sigma$.

Określenie przepuszczalności k z badań konsolidacji oparte jest na zależnościach wynikających z teorii konsolidacji filtracyjnej i powiązane z parametrami określającymi ściśliwość i przebieg odkształcenia gruntu:

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{M_k} \quad [\text{m/s}] \quad (2)$$

gdzie γ_w jest ciężarem objętościowym cieczy (wody) w przestrzeni porowej w kN/m^3 .

Charakterystykę filtracyjną ośrodka uzyskuje się dzięki bezpośredniemu związkowi pomiędzy współczynnikiem filtracji a prędkością konsolidacji. Przepływ, zachodzący na skutek przyrostu obciążenia, obejmuje wyłącznie wodę znajdującą się w przestrzeni porowej ośrodka. Znajomość wartości parametrów przepuszczalności na tle badań cech fizycznych, pozwala na określenie właściwości izolacyjnych danych gruntów.

4. Charakterystyka dystrybucji ciśnienia porowego

Parametrami charakteryzującymi rozkład ciśnienia wody w porach gruntu są wartości bezwzględne ciśnienia porowego u mierzone u podstawy jednostronnie drenowanej, konsolidowanej próbki oraz wartości względne określane jako tak zwany parametr ciśnienia wody w porach, który jest bezwymiarowy. Dla badań typu CL (*continuous loading*) zaproponowano (Kowalczyk, 2005, 2007; Dobak, 2007) oznaczenie tego parametru symbolem C_{CL} . Wyraża on stosunek wartości ciśnienia porowego u do całkowitego naprężenia osiowego σ działającego na grunt w danej chwili.

Tab. 1. Wybrane parametry fizyczne badanych gruntów

Parametr	Jednostka	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
Granica plastyczności*	[%]	9,8	10,9	10,4	0,36	3,4
Granica płynności*	[%]	18,3	21,8	20,6	1,00	4,9
Wskaźnik plastyczności*	[%]	8,2	11,3	10,2	0,95	9,3
Wilgotność pasty przed badaniem	[%]	16,3	17,1	16,6	0,37	0,02
Gęstość objętościowa pasty	[Mg/m ³]	2,17	2,19	2,18	0,01	0,004

* parametry przedstawione za Szczepański i in. (2011)

$$C_{CL} = \frac{u}{\sigma} \quad [-] \quad (5)$$

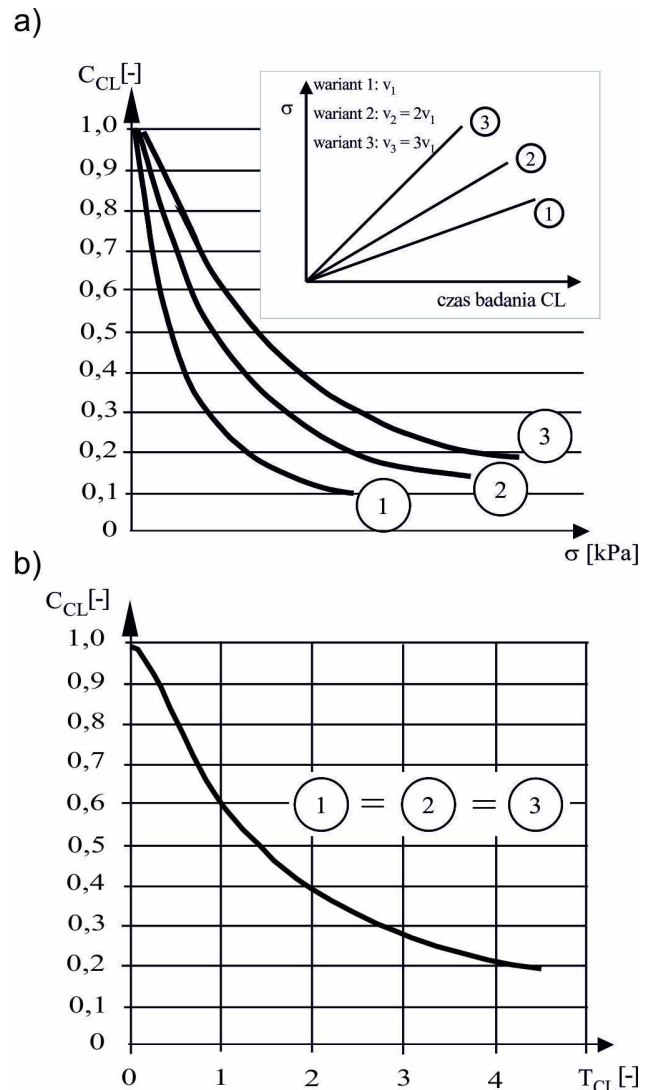
Teoretycznie wartości ciśnienia porowego powstające podczas konsolidacji CL powinny być proporcjonalne do stosowanej prędkości obciążenia gruntu. Wskazują na to modelowe obliczenia przeprowadzone przez Dobaka (1999). W związku z rozpraszaniem ciśnienia porowego w toku konsolidacji, wartość parametru C_{CL} maleje ze wzrostem naprężenia w tempie uzależnionym od zastosowanej prędkości obciążenia oraz zmian zdolności filtracyjnych badanego gruntu (rys. 1a). Spadek wartości C_{CL} w trakcie badania powoduje, że wraz z rozwojem procesu filtracji coraz większą rolę w przenoszeniu naprężenia odgrywa szkielet gruntowy.

Parametr ciśnienia wody w porach można uniezależnić w analizach od prędkości badania CL poprzez odniesienie go, zamiast do naprężenia czy też czasu badania, do względnego czasu konsolidacji T_{CL} (rys. 1b). Parametr ten (Dobak, 1999, 2000) określa stosunek aktualnego czasu t liczonego od początku przykładania stale rosnącego obciążenia do zdolności konsolidacyjnych ośrodka wyrażonych poprzez współczynnik konsolidacji (a zatem i filtracji) oraz aktualną drogę drenażu H . Bezwymiarowy parametr T_{CL} jest określany na podstawie wzoru:

$$T_{CL} = \frac{t \cdot c_v}{H^2} \quad [-] \quad (6)$$

Podobnie jak bezwymiarowy czynnik czasu T wprowadzony w klasycznych analizach konsolidacji typu IL (*incremental loading*), parametr T_{CL} charakteryzować może zaawansowanie procesu w odmiennych warunkach (CL) stale wzrastającego obciążenia.

Czynnikiem, który wpływać może w pewnych warunkach na dystrybucję ciśnienia porowego jest kontrakcja, czyli dławienie filtracyjne (Dobak, 1999; Kowalczyk, 2007). Zjawisko to nie jest jeszcze wystarczająco scharakteryzowane w mechanice gruntów, chociaż w literaturze opisano efekty zmniejszenia przepuszczalności ośrodka przy wyższych wartościach ciśnienia wody w porach (Nash i in., 1992). Wyraża się to opóźnieniem rozpraszania ciśnienia porowego w toku badań konsolidacyjnych obserwowanym przy wyższych prędkościach oraz wartościach obciążenia. Efekt ten sugeruje, że rozpraszanie ciśnienia porowego jest utrudnione przy jego wyższych wartościach. Jest to pewna analogia do znanego w hydraulice procesu dławienia (kontrakcji) przepływu (Czetyrtyński, 1958). Istota fizyczna przepuszczalności w gruntach spoistych jest oczywiście bardziej złożona, natomiast przy zmniejszaniu rozmiarów przestrzeni porowej można zauważyć istotne zmiany współczynnika filtracji, podobnie jak współczynnika wydatku w eksperymentach hydraulicznych (Dobak 1999). Efekt ten rzutuje na wartości parametrów przepuszczalności uzyskiwane przy różnych zadanych prędkościach obciążenia.



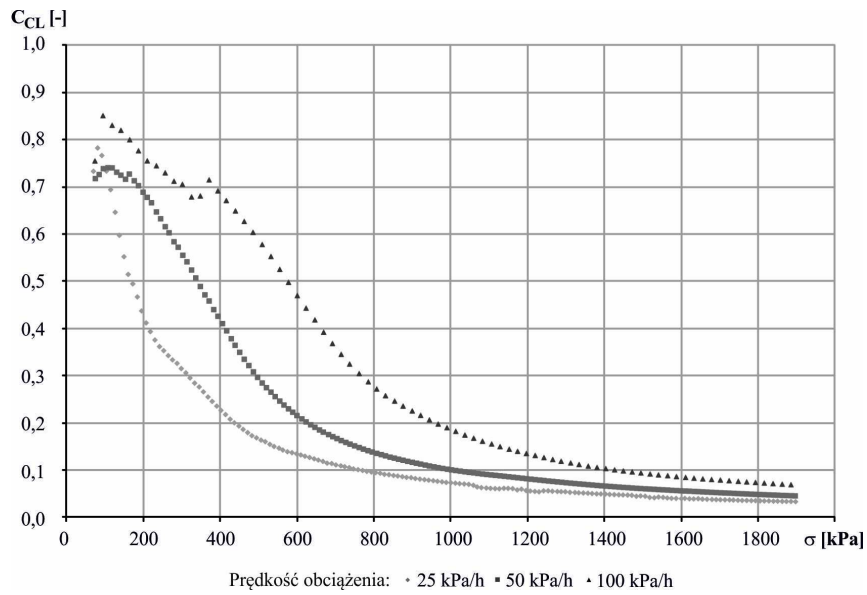
Rys. 1. Teoretyczne zmienności parametru ciśnienia wody w porach w warunkach liniowego przyrostu naprężenia (Dobak, 1999)

5. Analiza wyników badań

W badaniach CRL wzrost ciśnienia wody w porach jest pośrednio zależny od zastosowanej prędkości obciążenia. Im jest ona wyższa, tym wygenerowane wartości u będą wyższe dla tego samego rodzaju gruntu. Wyższe wartości ciśnienia porowego powodują wyższe wartości parametru ciśnienia wody w porach przy takiej samej wartości naprężenia (rys. 2).

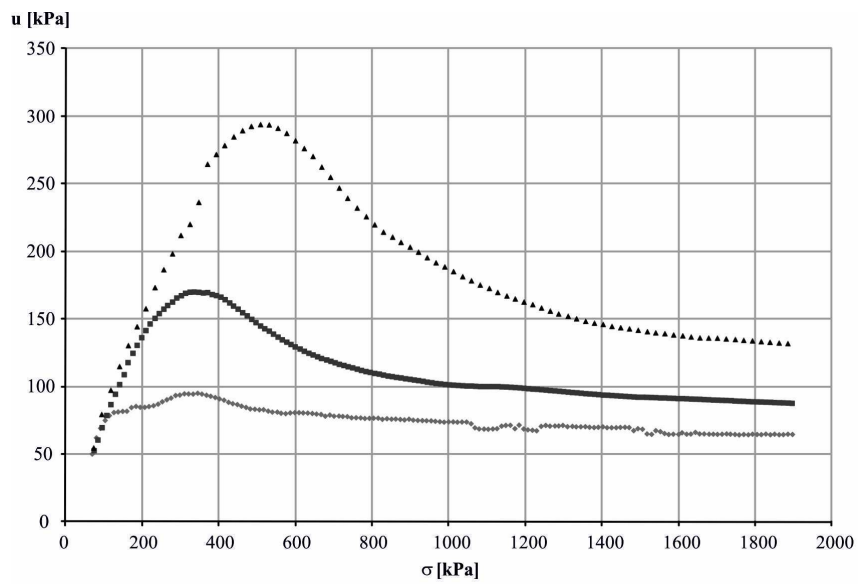
W przeprowadzonych badaniach ciśnienie porowe nie wzrasta w sposób ciągły w funkcji naprężenia albo czasu. W przebiegu badania wyróżniono trzy etapy: wzrostu aż do osiągnięcia wartości maksymalnej u , następującego później spadku oraz *quasi* stabilizacji ciśnienia porowego.

Zaznaczają się jednocześnie tutaj wyraźne zależności zachowań od zastosowanej prędkości obciążenia (rys. 3). W badaniu, w którym σ wzrasta bardzo wolno (25 kPa/h), wartość u_{max} osiągnięta jest najwcześniej, a późniejszy spadek u jest nieznaczny i generalnie obserwuje się *quasi* stabilizację ciśnienia porowego sygnalizowaną zarówno

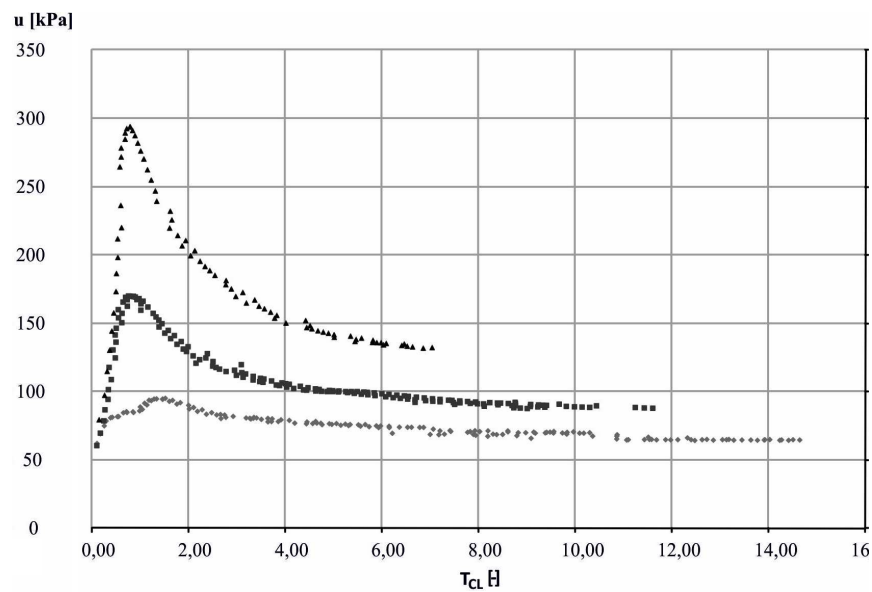


Rys. 2. Zmiany parametru ciśnienia wody w porach w funkcji naprężenia

a)



b)



Rys. 3. Rozkład ciśnienia porowego w funkcji: a) naprężenia, b) względnego czasu konsolidacji

we wczesnych pracach (Vu Cao Minh, 1976), jak i uzyskiwaną z obliczeń modelowych przy stałej charakterystyce parametrów konsolidacji (Dobak, 1999).

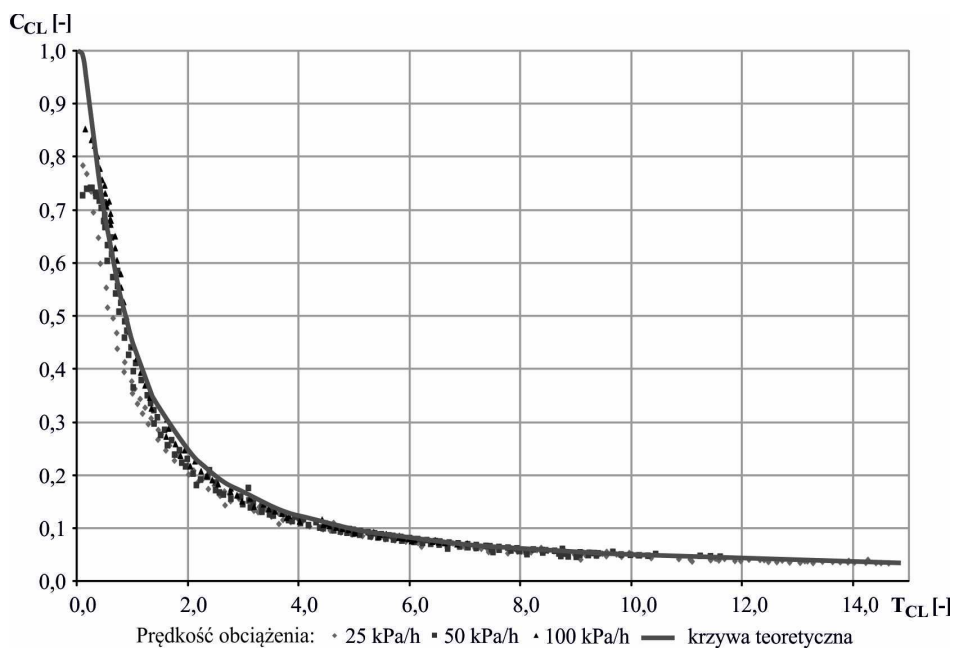
Podwojenie prędkości obciążenia skutkowało blisko dwukrotnym wzrostem wartości u_{max} osiąganego jednak przy wyższej wartości obciążenia. W badaniu tym następuje jednak później wyraźny spadek ciśnienia porowego, aż do osiągnięcia jego *quasi* – stabilizacji na poziomie około 2/3 wartości u_{max} .

Zastosowanie kolejnego podwojenia prędkości obciążenia spowodowało wzrost wartości u_{max} o kolejne 40% osiągnięte przy proporcjonalnie większym naprężeniu. Spadek ciśnienia porowego trwał dłużej i był większy (ponad 50% wartości u_{max}). Wzrost ciśnienia porowego w początkowym etapie realizowany był dla analizowanych trzech prędkości obciążenia początkowo po jednej ścieżce $u - \sigma$, która rozwijała się w kolejnych badaniach o szybszym wymuszeniu wzdłuż linii o nachyleniu u/σ zbliżonym do 1,7.

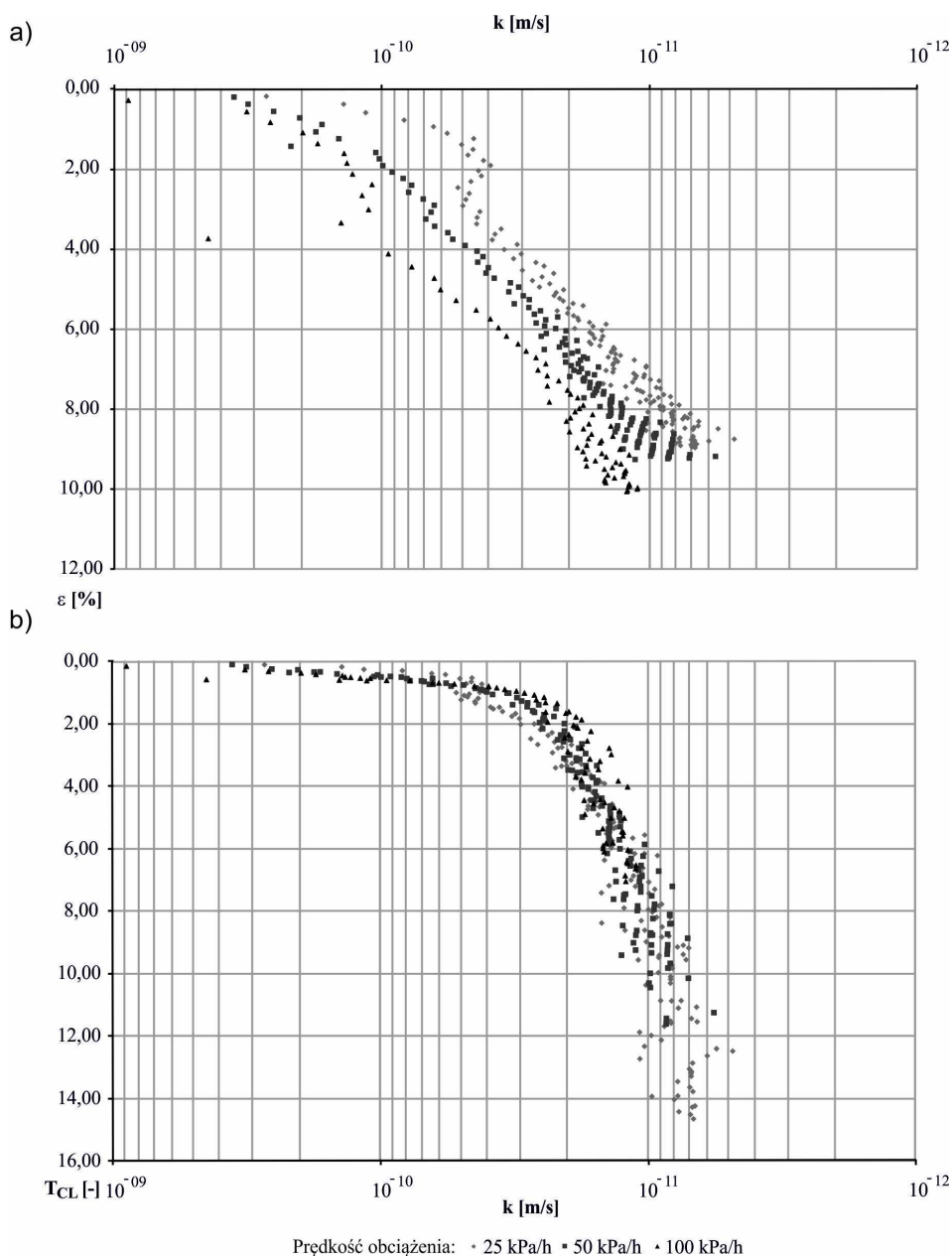
Przedstawienie opisywanych zależności w układzie $u - T_{CL}$ pokazuje, że osiągnięcie wartości u_{max} następuje dla T_{CL} mniejszego od 2, a więc w niestabilnej fazie badania CRL. W fazie ustalonej obserwujemy zatem *quasi* stabilizację lub wyraźne spadki wartości ciśnienia porowego. Brak kontynuacji tendencji wzrostowej ciśnienia porowego świadczyć więc może o zmianach przepuszczalności ośrodka gruntowego wymuszonych przez osiąganie wyższych wartości ciśnienia porowego w niestabilnym układzie strukturalnym past gruntowych. W prezentowanych w artykule badaniach, ciśnienie porowe zachowuje się jak w badaniach typu IL a nie CL – po osiągnięciu „pewnej” wartości ulega rozpraszaniu (rys. 3). Może to świadczyć o stworzeniu się uprzywilejowanych dróg migracji w gruncie o „słabej” strukturze na skutek znacznego obciążenia.

W celu oceny miarodajności uzyskanych wyników przeprowadzono test zgodności z rozkładem teoretycznym charakterystyki parametru ciśnienia wody w porach CCL w funkcji względnego czasu konsolidacji T_{CL} (rys. 4). Wiarygodne parametry otrzymuje się zgodnie z rozwiązaniami teoretycznymi, gdy badanie znajduje się w fazie ustalonej procesu. W badaniu CRL jednocześnie spełnione wtedy być muszą dwa warunki: względny czas konsolidacji $T_{CL} > 2$ oraz parametr ciśnienia wody w porach $CCL < 0,24$. W przeprowadzonych badaniach, krzywe CCL - T_{CL} bardzo dobrze korespondują z obliczoną krzywą teoretyczną (rys. 4).

Przepuszczalność gruntów określana za pomocą badań konsolidometrycznych jest zależna od omówionych wyżej rozkładów ciśnienia wody w porach, naprężenia działającego na grunt oraz od postępującego odkształcenia jednoosiowego gruntu, czyli od zmian jego porowatości. Wraz ze wzrostem obciążenia oraz malejącą porowatością oczekuje się zmniejszania się wartości współczynnika filtracji. Jak pokazują uzyskane wyniki badań (rys. 5), zmienność współczynnika filtracji jest znacząca i sięga od 10^{-9} do 10^{-12} . Doświadczalne charakterystyki współczynnika filtracji wykazują *quasi* logarytmiczne zmniejszenie w funkcji odkształcenia (a więc pośrednio porowatości). Jednocześnie wyniki badań, w których uzyskiwano wyższe ciśnienia porowe, dokumentują w tych warunkach większą przepuszczalność ośrodka gruntowego. Analizy zmienności k w funkcji parametru T_{CL} ilustrują wyraźną zmianę charakteru wykresu $k - T_{CL}$ w zależności od fazy badania. Jeżeli rozpatruje się współczynnik filtracji dla wartości $T_{CL} > 2$ (zgodnie z założeniami teoretycznymi wówczas badanie jest w fazie ustalonej a otrzymane wyniki są miarodajne) to zmienność współczynnika filtracji spada do jednego rzędu wielkości.



Rys. 4. Rozkład parametru ciśnienia wody w porach na tle krzywej teoretycznej

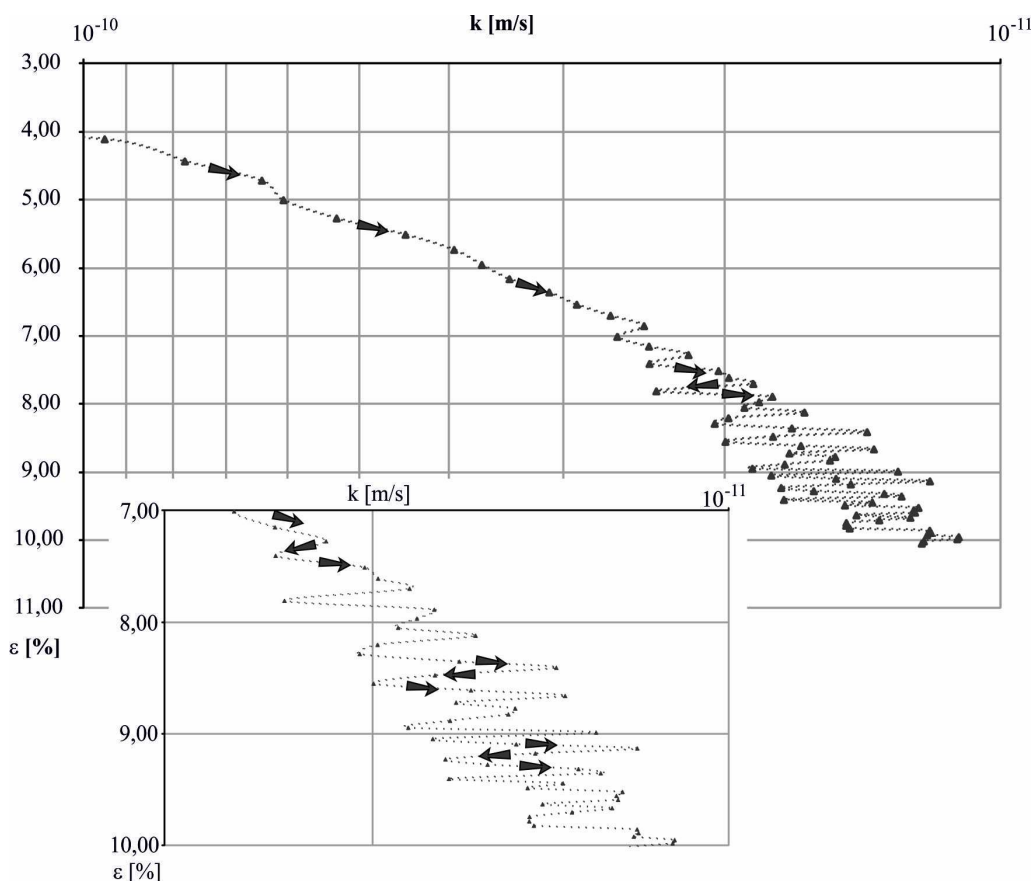


Rys. 5. Wyniki współczynnika filtracji w zależności od: a) odkształcenia, b) względnego czasu konsolidacji

Analiza wykresów $k - \varepsilon$ pokazuje jednocześnie charakter zmienności w zaawansowanym etapie procesu, który wiązać można z rolą dławienia filtracyjnego. Efekty tego zjawiska zaobserwowano jako skokowo występujące zmiany współczynnika filtracji z zachowaniem generalnego trendu zmniejszania przepuszczalności, określanej w toku badania konsolidacyjnego (rys. 6). Wartości współczynnika filtracji maleją, po czym następuje krótkotrwałe zwiększenie wartości współczynnika k i dalej znów postępujące jego zmniejszanie, aż do kolejnego powtórzenia opisywanej „pętli”. W obrębie jednego cyklu „pętli” można wyróżnić trzy etapy: 1 – zmniejszanie się przepuszczalności gruntu pod wpływem przyrostu obciążenia; 2 – narastanie ciśnienia porowego wraz z pozornym wzrostem współczynnika filtracji (zasadnicza część efektu dławienia); 3 – znalezienie przez wodę porową drogi migracji, po czym ponownie następuje etap zmniejszania przepuszczalności

pod wpływem ciągle rosnącego obciążenia.

Efekty skokowych zmian parametrów filtracyjnych w toku konsolidacji obserwowano także w badaniach glin zwałowych o nienaruszonej strukturze (Bogdańska i in., 1993). Wskazuje to zatem na istotną rolę ciśnienia porowego w kształtowaniu zarówno czasowych utrudnień przepływu, jak i zmian przepuszczalności ośrodka wymuszanych zapewne przez zmiany strukturalne w gruncie w pojedynczej próbce po przekroczeniu pewnego progowego odkształcenia (Kowalczyk, 2007). Wartość „progowego” odkształcenia dla analizowanych próbek past gruntowych wynosi kilka procent i jest zależna od zastosowanej prędkości obciążenia. Dla wyższych prędkości obciążenia zjawisko to zachodzi przy niższej porowatości.



Rys. 6. Zjawisko dławienia przepływu w badaniu CRL dla próbki obciążanej z prędkością 100 kPa/h

6. Wnioski

1. Badania konsolidacji prowadzone na pastach pokazują bardzo wyraźną zależność uzyskanych charakterystyk zmian ciśnienia porowego oraz warunków przepuszczalności od zastosowanych prędkości obciążenia. W przebiegu badań wyróżniono etapy wzrostu, spadku oraz tendencję do stabilizacji ciśnienia porowego, w nawiązaniu do zastosowanych prędkości obciążenia oraz faz: nieustalonej i ustalonej w procesie konsolidacji typu CL.
2. Uzyskane wyniki wskazują na istotną rolę ciśnienia porowego w modyfikowaniu struktury i przepuszczalności past gruntowych. Jednocześnie stwierdzono dobrą zgodność danych doświadczalnych z bezwymiarowymi charakterystykami teoretycznymi procesu. Pozwala to łatwo wyróżnić fazę nieustaloną oraz ustaloną badania i oceniać miarodajność otrzymanych wyników doświadczalnych.
3. Wrażliwość past gruntowych na charakter wymuszeń wyrażony prędkością obciążenia wskazuje na potrzebę doboru programu badań laboratoryjnych na podstawie starannej analizy warunków występujących w rzeczywistym podłożu gruntowym.

Literatura

- Bogdańska J., Dobak P., Pinińska J. (1993). Określenie parametrów zmienności cech mechanicznych glin zwałowych na trasie metra warszawskiego. W: *Materiały X Ogólnopolskiej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Warszawa 1993, 195-202.
- Czetwertyński E. (1958). *Hydraulika i Hydromechanika*. PWN, Warszawa.
- Dobak P. (1999). Rola czynnika filtracyjnego w badaniach jednoosiowej konsolidacji gruntów. *Wyd. IGSMiE PAN*, Kraków.
- Dobak P. (2000). Kryteria zgodności przebiegu badań IL oraz CL z teorią konsolidacji filtracyjnej. W: *Materiały Sesji Naukowej „Geotechnika w budownictwie i inżynierii środowiska”*; Gdańsk 2000, 237-244.
- Dobak P. (2003). Loading velocity in consolidation analysis. *Geological Quarterly*, Vol. 47, No 1, 13-20.
- Dobak P. (2007). Określanie przepuszczalności gruntów spoistych w badaniach konsolidacji z ciągłym przyrostem obciążenia. *Przegląd Geologiczny*, Vol. 55, No 2, 126-132.
- Kowalczyk S. (2005). Ocena doświadczalnych rozkładów ciśnienia porowego w badaniach konsolidometrycznych typu CL. *Przegląd Geologiczny*, Vol. 53, No 2, 162-167.
- Kowalczyk S. (2007). Zmiany właściwości filtracyjnych w procesie konsolidacji zielonych ilów beidellitowych z rowu Kleszczowa. Praca doktorska. *Uniwersytet Warszawski, Wydział Geologii*, Warszawa.
- Nash D. F. T., Sills G. C., Davison L. R. (1992). One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar. *Geotechnique*, Vol. 42, No 2, 241-256.
- Szczepański T., Wójcik E., Gawriuczenkow I. (2011). Zmienność współczynnika filtracji w zależności od spadku

hydraulicznego na przykładzie badań glin z miejscowości Różanka. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, Tom 446, Nr 2, 417-422.

Vu Cao Minh (1976). Jednoosiowa konsolidacja gruntów z uwzględnieniem pełzania. Praca doktorska. *Uniwersytet Warszawski*, Wydział Geologii, Warszawa.

**CHARACTERISTICS OF PORE PRESSURE
DISTRIBUTION DURING CONSOLIDATION TESTS
OF SOIL PASTE OF GLACIAL TILLS FROM
NORTHERN POLAND**

Abstract: The question of pore pressure distribution during consolidation tests at constant rate of loading (CRL) was presented in the paper. The tests were carried out on soil paste

of glacial tills of Wisła glacial period obtained from the area of Susz in Pojezierze Iławskie. The disturbed (homogenous) soil paste of natural particle size distribution was prepared in such a way to obtain biphasic – saturated soil. The chosen method allowed comparing the obtained test results with theoretical model of pore pressure changes during linear incremental loading. Various load rates were used so that the influence of the rate on pore pressure distribution could be presented. The research on variability of pore pressure under various loading conditions is crucial in developing permeability-consolidation parameters investigation methods.

Pracę wykonano na Wydziale Geologii Uniwersytetu Warszawskiego w ramach grantu o nr rej.: N N525 254740

PEŁCZNIE NIE A ODPĘŻENIE NIENASYCONYCH IŁÓW WARSZAWSKICH

Marzena LENDO-SIWICKA*, Kazimierz GARBULEWSKI

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, SGGW w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: W artykule przedstawiono charakterystyki pełczenia i odpełczenia nienasyconych iłów występujących w rejonie Warszawy (iłów warszawskich). W badaniach przyjęto założenie, że odkształcenie objętościowe ϵ_v iłów składa się z dwóch części – odkształcenia pełczenia ϵ_p i odkształcenia odpełczenia ϵ_o , których procentowy udział zależy przede wszystkim od warunków gruntowo-wodnych w podłożu (wilgotności i stopnia nasycenia) oraz od wartości składowej pionowej naprężenia efektywnego $\sigma'_v = \sigma_v - u_a$. W badaniach zastosowano konsolidometr KKS (konsolidometr z kontrolowanym ciśnieniem ssania i wilgotnością) zaprojektowany i wykonany w Katedrze Geoinżynierii SGGW oraz zmodyfikowane edometry standardowe. Z przeprowadzonych badań wynika, że odkształcenia odpełczenia iłów określone w badaniach edometrycznych mieszczą się w zakresie od 0,19% do 0,62%, natomiast odkształcenia pełczenia od 2,38% do 5,45%. Odpełczenie iłów jest procesem krótkotrwałym i stanowi średnio około 20,8% czasu całkowitych zmian objętości, w przeciwieństwie do pełczenia, które jest procesem długotrwałym i wypełnia pozostały całkowitych zmian objętości.

Słowa kluczowe: iły warszawskie, pełczenie, odpełczenie.

1. Wprowadzenie

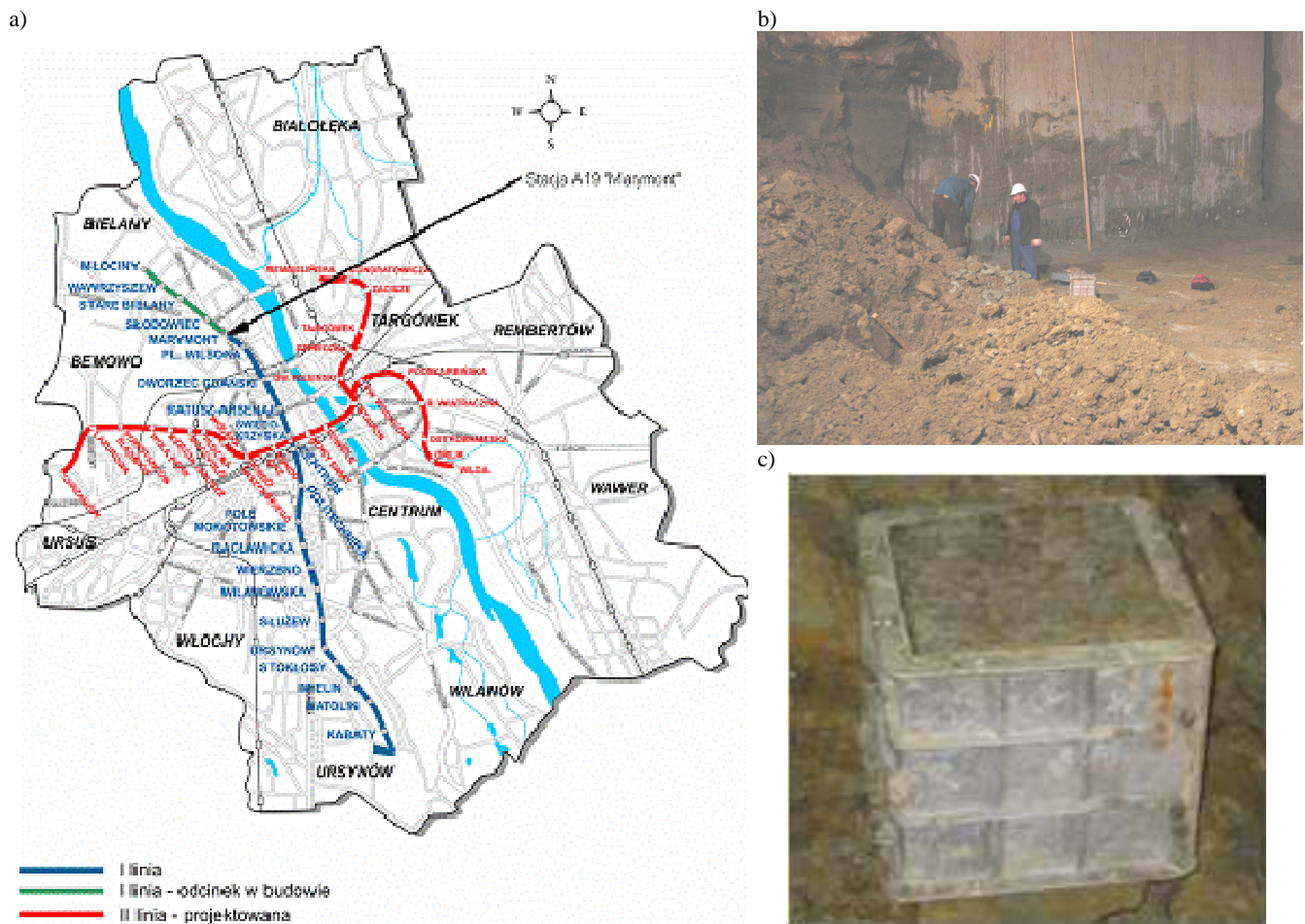
W wielu rejonach Polski w podłożu występują iły zaliczane powszechnie do grupy gruntów ekspansywnych. W rejonie Warszawy są to trzeciorzędowe plioceniczne iły serii poznańskiej, które w wyniku procesów glaciektonicznych zostały wypiętrzone i często występują w powierzchniowych osadach (Grabowska-Olszewska, 1998). Zdolność nienasyconych wodą iłów do zmian objętości, zarówno pełczenia jak i odpełczenia jest przyczyną wielu awarii obiektów budowlanych (Kumor, 2006). Pierwszoplanową rolę niekorzystnych zachowań iłów przypisuje się ich dużej wrażliwości na działanie środowiska wodnego, zwłaszcza na zmiany wilgotności.

W przypadku budowy podziemnych, na przykład głębokich wykopów, pełczenie i odpełczenie iłów może przebiegać łącznie lub rozdzielnie zależnie od głębokości wykopów i położenia zwierciadła wód podziemnych. Jeżeli w rejonie wykopu mają miejsce zmiany wilgotności iłów, można zaobserwować synergiczne oddziaływania obu procesów. W sytuacji kiedy zwierciadło wód podziemnych jest głęboko położone w podłożu, należy spodziewać się wyłącznie zmian objętości iłów wywołanych odpełczeniem. Oba procesy powinny być prawidłowo rozpoznane i uwzględnione w projektowaniu geotechnicznym.

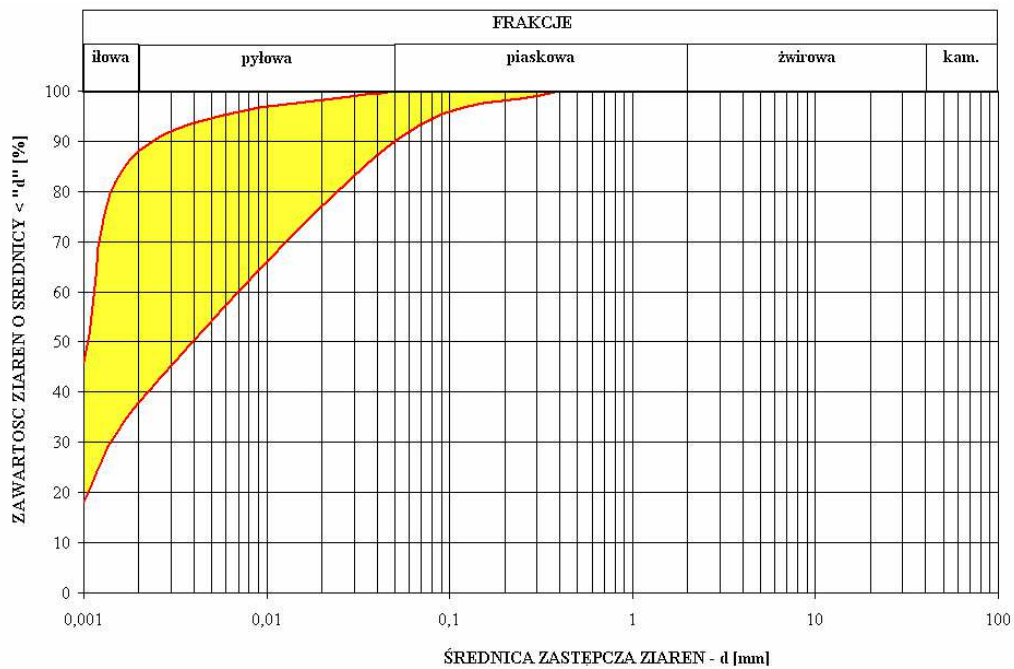
2. Charakterystyka badanych materiałów

Próbki iłów do badań laboratoryjnych pobrano z podłoża stacji Metra Warszawskiego „Marymont” (stacja A19) podczas wykonywania głębokiego wykopu. Stacja metra A19 jest usytuowana w dzielnicy Żoliborz, po zachodniej stronie ul. Słowackiego, róg ul. Popiełuszki, w bezpośrednim sąsiedztwie Hali Marymonckiej (rys. 1a). Próbkę iłu o nienaruszonej strukturze – kostki o wymiarach $0,3 \times 0,3 \times 0,3$ m – pobrano spod projektowanej płyty dennej stacji na głębokości około 10 m (rys. 1b). Po wycięciu kostek iłów ze złoża zabezpieczono je stalowymi formami (rys. 1c) i przetransportowano do laboratorium, gdzie przechowywane były w komorze stałej wilgotności. Badania laboratoryjne podstawowych właściwości iłów obejmowały określenie składu mineralnego, uziarnienia, wilgotności naturalnej, granic Atterberga, całkowitej powierzchni właściwej ($279,08 \text{ m}^2/\text{g}$), retencji gruntowo-wodnej, ciśnienia pełczenia (100-285 kPa) i wytrzymałości na ścinanie ($\varphi' = 18-20^\circ$, $c' = 14-15 \text{ kPa}$). Właściwości badanych iłów zostały zestawione w tabeli 1, natomiast ich zakres uziarnienia przedstawiono na rysunku 2.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: marzena_lendo_siwicka@sggw.pl



Rys. 1. Stacja Metra Warszawskiego „Marymont” A19: a) lokalizacja stacji w układzie komunikacyjnym Metra Warszawskiego, b) wykop w czasie pobierania próbek ilów, c) kostka iłu pobrana do badań



Rys. 2. Zakres uziarnienia badanych ilów

Tab. 1. Zestawienie podstawowych właściwości badanych iłów

Parametr	Jednostka	Wartość
Wilgotność w	%	15,4-34,9
Gęstość objętościowa ρ_d	Mg/m ³	1,80-1,95
Porowatość n	%	33,0-47,0
Granica płynności w_l	%	74,2-98,6
Granica plastyczności w_p	%	18,9-44,3
Wskaźnik plastyczności I_p	%	39,2-63,4
Skład mineralny:		
beidelit	%	44,1-46,4
illit	%	0-4,6
kaolinit	%	9,4-11,2
getyt	%	0,7-4,2
syderyt	%	0,0-0,3

3. Metodyka badań

Badania przeprowadzono w zmodyfikowanych edometrach standardowych i w konsolidometrze KKSZ (Lendo-Siwicka i Garbulewski, 2010). Badania edometryczne zostały wykonane dwiema następującymi metodami:

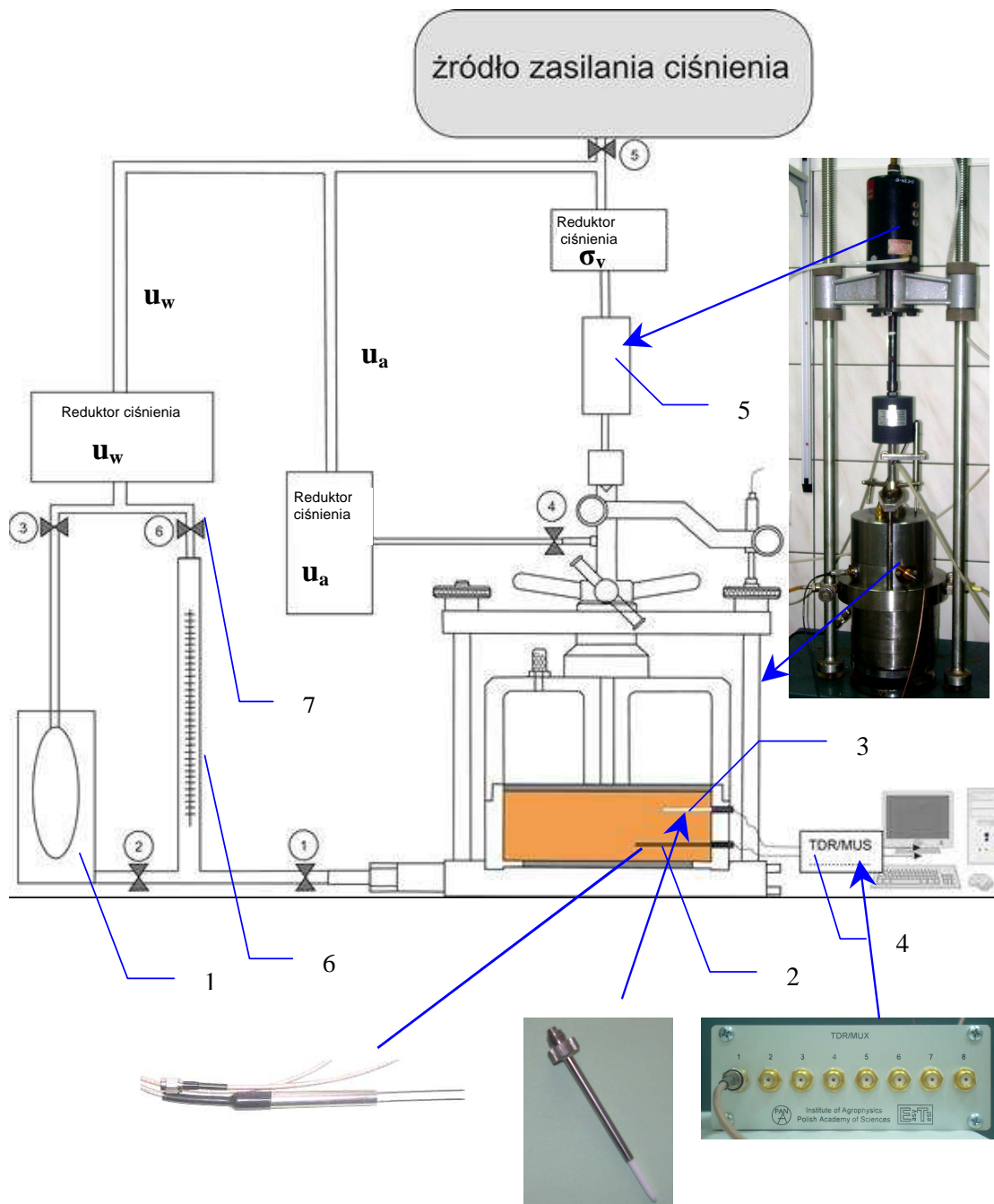
- metoda I – standardowe badanie edometryczne polegające na obciążeniu próbek umieszczonych w pierścieniach edometrycznych obciążeniem wywołującym naprężenie 200 kPa (naprężenie geostatyczne na głębokości pobierania próbek) i zalaniu ich wodą destylowaną; po ustabilizowaniu się przemieszczeń badane próbki odciążano do 12,5 kPa, symulując szybkie wykonanie wykopu;
- metoda II – badanie próbek w pierścieniach edometrycznych zabezpieczonych lateksową osłoną przed dostępem wody do iłów (rys. 3), obciążanych do wartości naprężenia wynoszącego 200 kPa (tak jak w metodzie I) i następnie po ustabilizowaniu się zmian wysokości badanych próbek iłów odciążane do wartości naprężenia 12,5 kPa.

Metodą I badano proces całkowitych zmian objętości iłów o nienaruszonej strukturze, ponieważ na zwiększenie objętości badanych iłów wpływało zarówno zmniejszenie naprężenia pionowego (odprężenie), jak i swobodny dostęp wody do próbek, który umożliwił ich pęcznienie. Metodą II badano wyłącznie proces odprężenia iłów.



Rys. 3. Widok edometru z próbką iłu zabezpieczoną lateksową membraną

Badania w konsolidometrze KKSZ (rys. 4) miały na celu określenie całkowitych zmian objętości iłów zależnie od wartości ciśnienia ssania. Konsolidometr KKSZ umożliwia badanie gruntów w stanie niepełnego nasycenia wodą z kontrolowanym wewnątrz próbki gruntu ciśnieniem ssania i wilgotnością. Ciśnienie ssania wewnątrz próbek iłu kontrolowano za pomocą układu tensjometrycznego, z jednej strony zamkniętego krążkiem ceramicznym (punkt wejścia powietrza – 100 kPa) w podstawie próbki, a z drugiej – podłączonego do miernika ciśnień. Wymagane wartości ciśnienia ssania (ujemne wartości ciśnienia wody w porach) wymuszano stosując tak zwaną „technikę translacji osi” (Skutnik, 2002; Lendo, 2004). Zmodyfikowany konsolidometr jest wyposażony w dodatkowo zainstalowane dwa urządzenia – sondę LP/p do pomiaru ciśnienia macierzystego wewnątrz próbki iłu i sondę LP/ms do pomiaru procentowej wilgotności objętościowej „ θ ”. Zakres stosowania sondy LP/p wynosi 90 kPa (błąd względny $\pm 15\%$). W konsolidometrze KKSZ wykonano badanie iłu zagęszczonego w aparacie Proctora o wilgotności 29%, dla stałej wartości ciśnienia ssania równej 100 kPa (jest to wartość graniczna ciśnienia ssania, którą można kontrolować za pomocą sondy LP/p). Na początku badania próbkę iłu umieszczano w pierścieniu konsolidometru, o wysokości 60 mm i średnicy wewnętrznej 150 mm. Następnie w próbce iłu wykonywano miniaturowym wiertłem poziome otwory, w których instalowano sondy. Ciśnienie wody w porach (dodatnie i ujemne), ciśnienie powietrza, jak również obciążenie pionowe próbek zadawano układami pneumatycznymi. Zmiany objętości wody (dopływającej lub odpływającej z próbki gruntu) mierzono biuretą z dokładnością 0,05 ml, a zmiany wysokości próbki rejestrowano elektrycznym czujnikiem przemieszczeń. Zmiany naprężenia pionowego w próbkach nienasyconych iłów wynosiły kolejno: 10, 100, 200, 100 i 200 kPa.



Rys. 4. Schemat stanowiska do badań gruntów nienasyconych z kontrolowanym ciśnieniem ssania i wilgotnością: 1 – naczynie do zadawania ciśnienia wody, 2 – czujnik do pomiaru wilgotności, 3 – czujnik do pomiaru potencjału ssania, 4 – urządzenie do przetwarzania i zbierania danych, 5 – siłownik pneumatyczny, 6 – biureta, 7 – zawór

4. Wyniki badań i ich analiza

W zmodernizowanych edometrach przeprowadzono 13 serii badań stosując opisane metody. Wyniki badań metodą I zostały wykorzystane do wyznaczenia wielkości charakteryzujących całkowite zmiany objętości iłów, a mianowicie: edometrycznego modułu ściśliwości M_v , wskaźnika zmian objętości c_v , odkształcenia zmian objętości ε_v oraz zmian wskaźnika porowatości Δe_v :

$$c_v = \frac{\Delta e_v}{\Delta \log \sigma} \quad (1)$$

gdzie: Δe_v jest całkowitą zmianą wskaźnika porowatości, a $\Delta \log \sigma$ jest to zmiana naprężenia całkowitego, natomiast:

$$\varepsilon_v = \frac{h_k(12,5) - h_p(200kPa)}{h_p(200kPa)} \quad (2)$$

gdzie: h_k jest wysokością próbki gruntu przy obciążeniu 12,5 kPa, a h_p jest wysokością próbki gruntu przy obciążeniu 200 kPa.

Wyniki badań uzyskane za pomocą metody II wykorzystano do wyznaczenia wielkości charakteryzujących odprężenie iłów, czyli: edometrycznego modułu odprężenia \bar{M}_o , wskaźnika odprężenia c_o ,

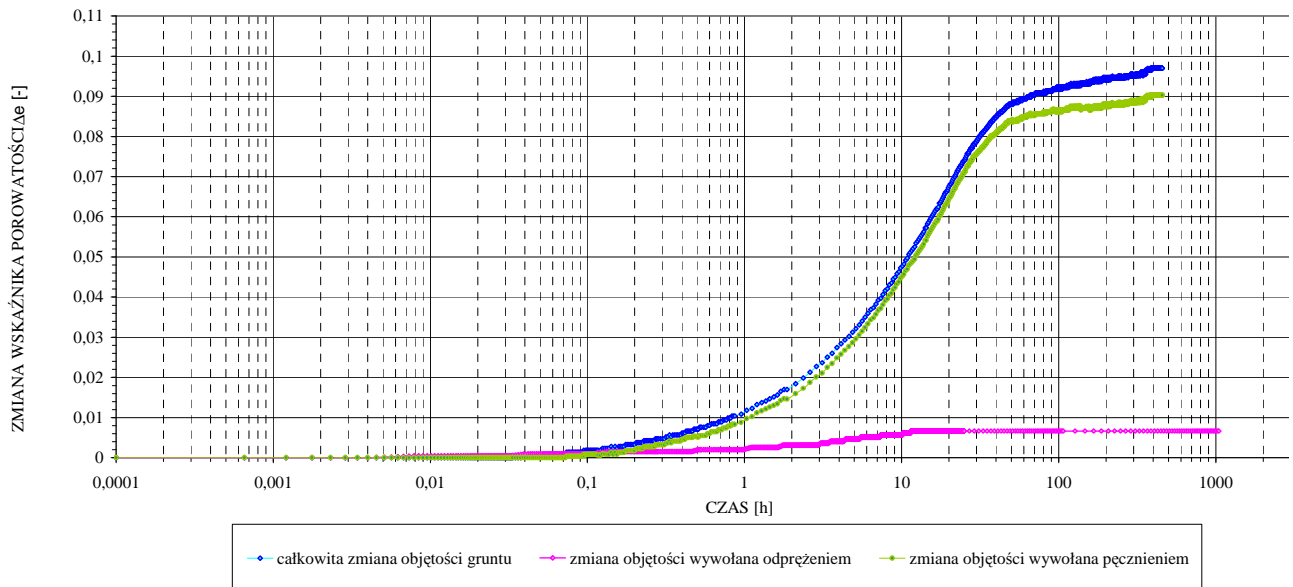
odkształcenia odprężenia ε_o oraz zmian wskaźnika porowatości Δe_o . Wyniki badań metodami I i II zestawiono w tabeli 2. Analiza porównawcza wyników badań iłów otrzymanych dwiema metodami w jednej serii badawczej pozwoliła na wyodrębnienie z całkowitych zmian objętości iłów zmiany objętości spowodowane wyłącznie pęcznieniem. Próbkę oznaczoną w tabeli 2 symbolami od AW do NW w badaniach metodą I odpowiadają próbkom odpowiednio od A do N badanych metodą II. Próbka oznaczona jako AW w metodzie I została pobrana obok próbki A w metodzie II.

Na podstawie uzyskanych wyników badań sporządzono dla każdej serii badawczej wykresy zmian wskaźnika porowatości w zależności od czasu (rys. 5). Dla określonych z badań wartości zmian wskaźników porowatości wywołanych pęcznieniem iłów zostały obliczone wskaźniki pęcznienia c_p . Odształcenie pęcznienia zostało określone jako różnica pomiędzy odkształceniem całkowitym a odkształceniem odprężenia ($\varepsilon_p = \varepsilon_v - \varepsilon_o$).

Tab. 2. Zestawienie parametrów odkształceniowych dla pęcznienia, odprężenia i całkowitych zmian objętości

Oznaczenie	Odprężenie				Pęcznienie			Odprężenie + pęcznienie			
	Δe_o	\bar{M}_o	c_o	ε_o	Δe_p	c_p	ε_p	Δe_v	\bar{M}_v	c_v	ε_v
	[-]	[MPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[%]	[-]	[MPa]	[-]	[%]
A/AW	0,0067	53,31	0,0056	0,36	0,09	0,075	5,19	0,098	3,4	0,0810	5,55
C/CW	0,0044	70,09	0,0036	0,22	0,065	0,0540	4,13	0,070	4,32	0,0590	4,35
D/DW	0,0050	68,17	0,004	0,28	0,042	0,0349	2,39	0,046	7,1	0,0390	2,67
E/EW	0,0087	41,72	0,0073	0,4	0,056	0,0465	3,42	0,067	4,88	0,0560	3,82
F/FW	0,0039	68,97	0,00343	0,28	0,077	0,0639	4,94	0,079	3,56	0,0680	5,22
G/GW	0,0108	31,23	0,0090	0,61	0,044	0,0365	2,38	0,055	7,29	0,0460	2,99
H/HW	0,0110	29,18	0,0093	0,62	0,082	0,0681	3,82	0,089	4,25	0,0077	4,44
I/IW	0,0068	52,67	0,0057	0,36	0,059	0,0490	3,49	0,064	4,87	0,0530	3,85
J/JW	0,0067	53,37	0,0055	0,33	0,063	0,0520	3,55	0,067	4,8	0,0555	3,88
K/KW	0,0015	92,85	0,0016	0,19	0,036	0,0400	2,61	0,039	3,98	0,0430	2,8
L/LW	0,0057	51,76	0,0047	0,34	0,084	0,0690	5,45	0,091	8,56	0,0805	5,79
M/MW	0,0005	70,29	0,00041	0,31	0,076	0,0630	4,44	0,082	3,92	0,0640	4,75
N/NW	0,0030	47,54	0,0014	0,24	0,044	0,0480	2,57	0,047	3,42	0,0519	2,81

Objaśnienia: Próbki AW-NW – badanie metodą II (odprężenie)
 Próbki A-N – badanie metodą I (całkowite zmiany objętości)

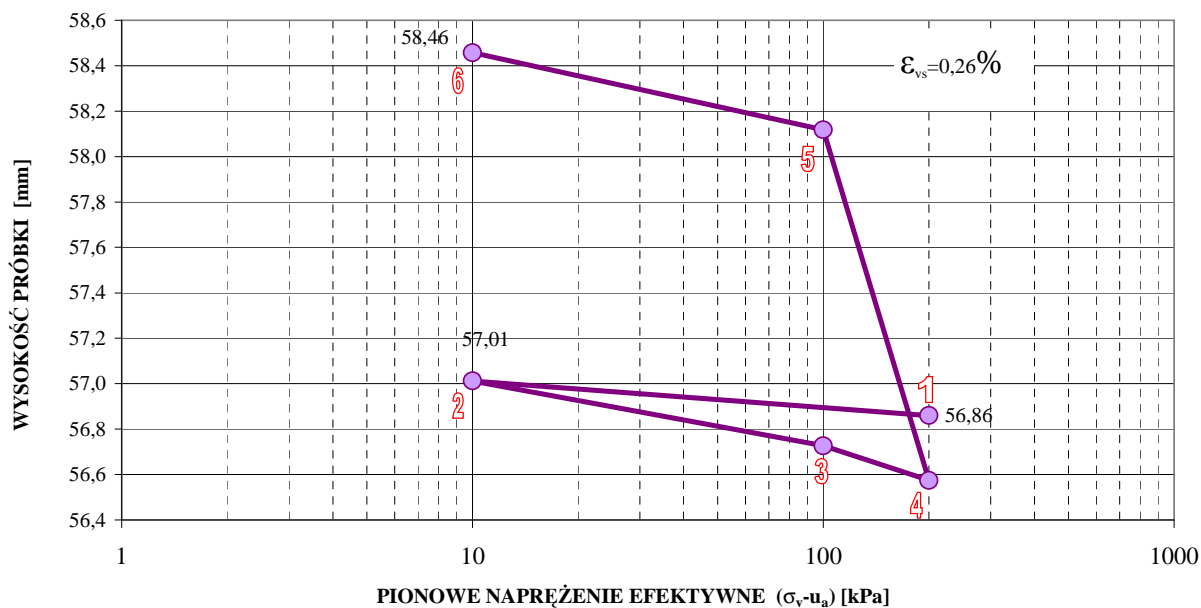


Rys. 5. Zmiana wskaźnika porowatości przykładowej próbki iltu A/AW

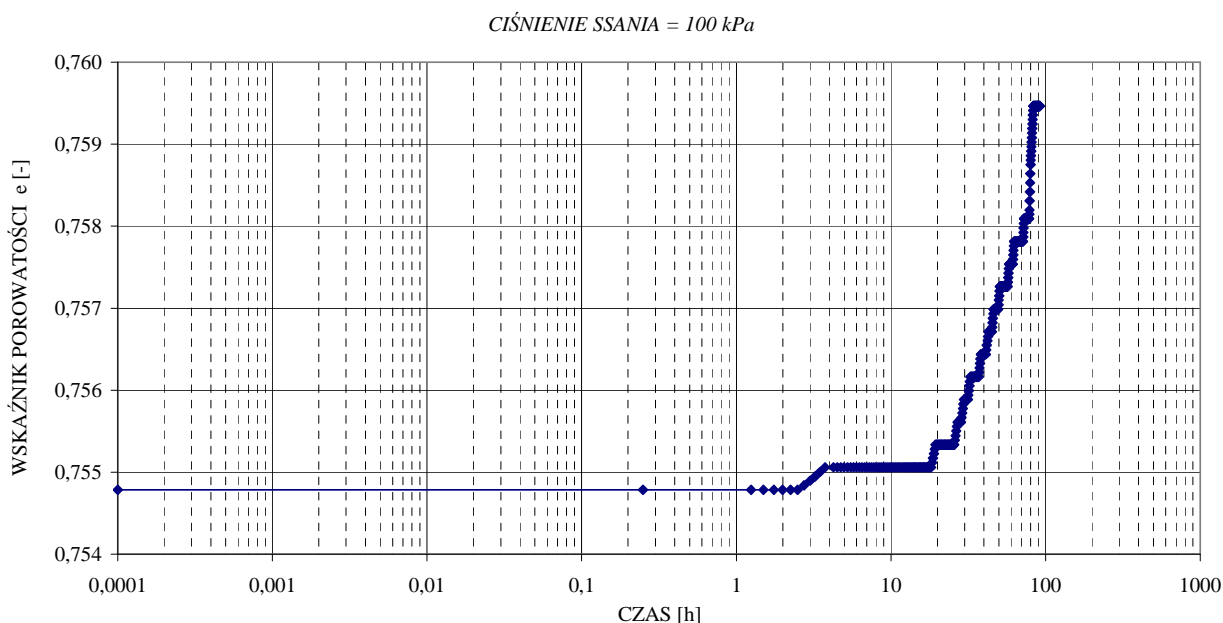
Z badań wynika, że proces odprężania gruntu trwa wyraźnie krócej niż pęcznienia. Odprężenie iltów stanowi średnio około 20,8% czasu całkowitych zmian objętości. Natomiast pęcznienie stanowi pozostałą część (średnio około 79,2%) czasu całkowitych zmian objętości (Lendo-Siwicka, 2010). Wyniki badań zestawione w tabeli 2 pozwalają stwierdzić, że odkształcenie pęcznienia jest większe od odkształcenia odprężenia średnio 11 razy. Wartości modułów odprężenia \bar{M}_o są od 2 do 24 razy większe od modułów całkowitych zmian objętości M_v , w zależności od wartości wilgotności początkowej.

Z badań przeprowadzonych w konsolidometrze KKSUW otrzymano charakterystyki iltu – krzywą

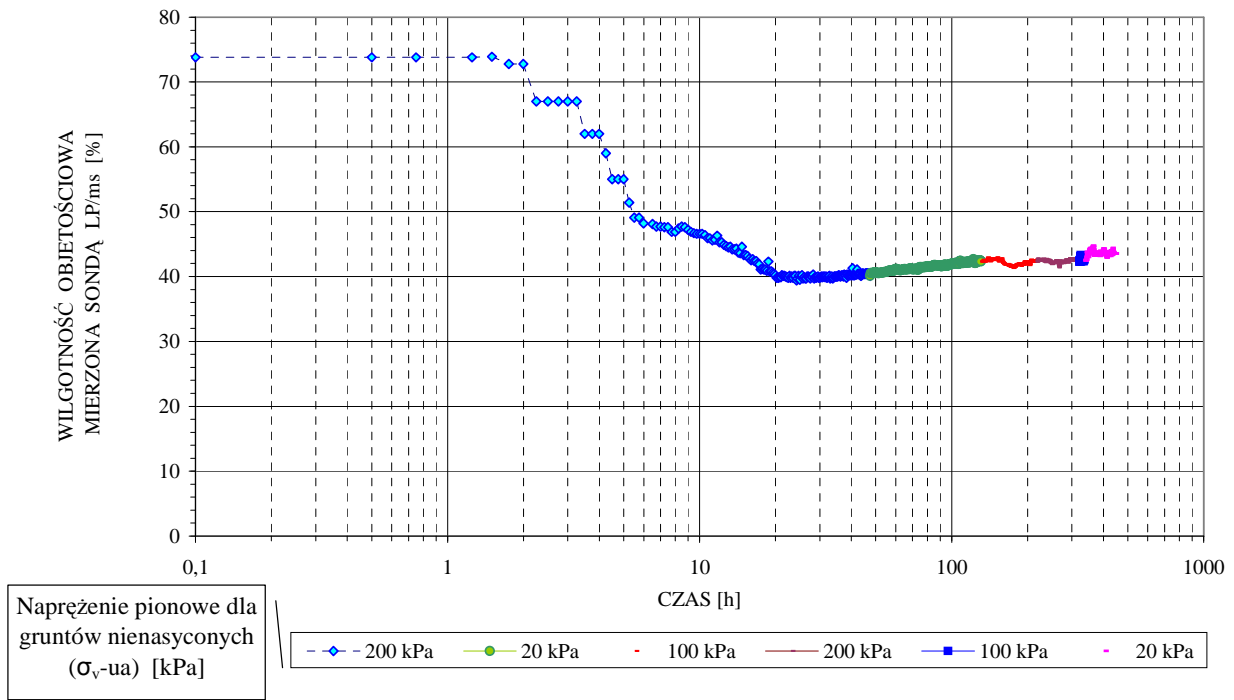
ściśliwości (rys. 6) oraz krzywe całkowitych zmian objętości (rys. 7). Dodatkowo otrzymano charakterystyki opisujące zmiany wilgotności i ciśnienia ssania wewnątrz próbek gruntu w czasie spowodowane zmianą naprężenia pionowego (rys. 8 i 9). Odkształcenia całkowitych zmian objętości badanych iltów przy ciśnieniu ssania równym 100 kPa wynosiły średnio $\varepsilon_{vs} = 0,26\%$. Wartość modułu zmian objętości obliczona na podstawie badań w konsolidometrze KKSUW wyniosła 71,2 MPa przy zmianie naprężenia z 200 do 10 kPa.



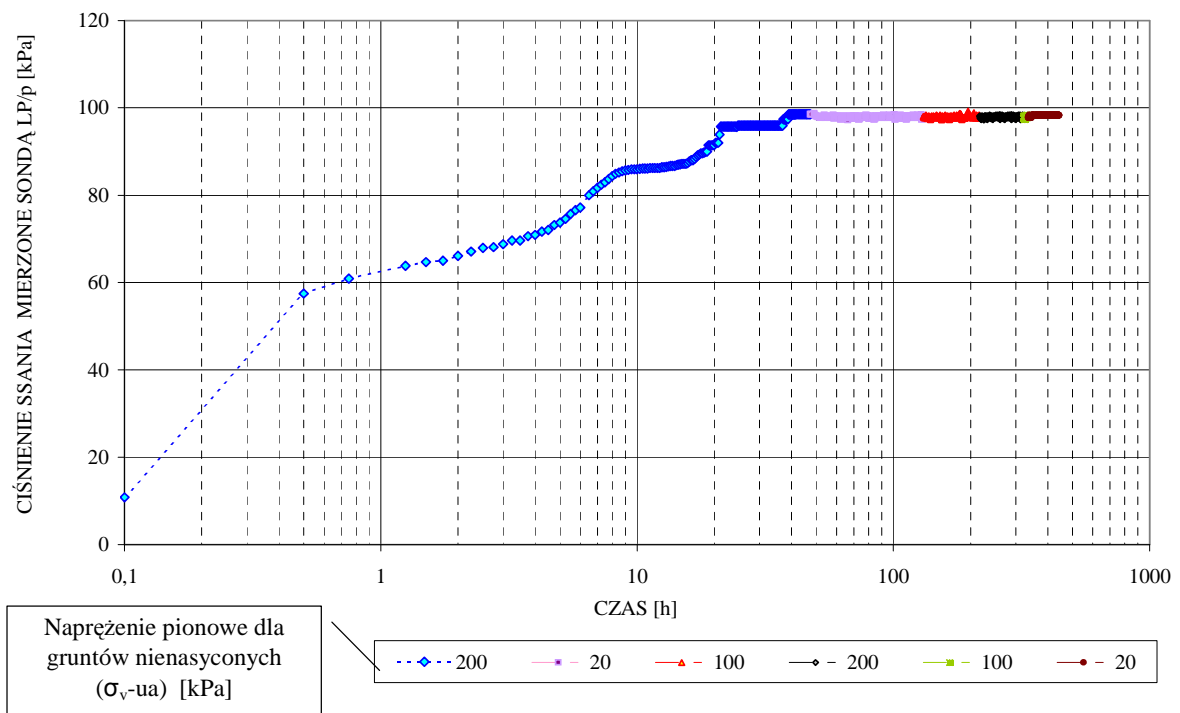
Rys. 6. Krzywa ściśliwości z badań w konsolidometrze KKSUW



Rys. 7. Krzywe całkowitych zmian objętości z badań w konsolidometrze KKSUW przy odprężeniu z 200 do 10 kPa



Rys. 8. Charakterystyka wilgotności mierzona podczas badania w konsolidometrze KKSZ w czasie



Rys. 9. Charakterystyka ciśnienia ssania mierzona podczas badania w konsolidometrze KKSZ w czasie

5. Wnioski

Do najważniejszych wniosków wynikających z analizy przeprowadzonych badań należy zaliczyć:

- całkowite zmiany objętości iltów w warunkach umożliwiających zarówno pęcznienie, jak i odprężenie wynoszą 2,67-5,79%, przy czym udział odprężenia jest wielokrotnie mniejszy od pęcznienia;
- odkształcenia odprężenia iltów określone w badaniach edometrycznych mieszczą się w zakresie od 0,19%

do 0,62%, natomiast odkształcenia pęcznienia od 2,38% do 5,45%;

- wilgotność objętościowa iltów zmniejszyła się po obciążeniu wywołującym w próbkach naprężenie 200 kPa z 73% do 40%, a po odprężeniu próbek do wartości 20 kPa wilgotność objętościowa zwiększyła się około 3-4%;
- konsolidometr KKSZ umożliwia rozszerzenie dotychczasowych badań zmian objętości gruntów drobnoziarnistych o określenie charakterystyk

odkształceniowych gruntów nienasyconych i kontrolę wartości zadawanych ciśnień ssania w próbce gruntu.

prowadzonych podczas budowy. Praca doktorska, *Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie*, Warszawa.

Literatura

- Grabowska-Olszewska B. (1998). Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Kumor M. K. (2006). Wybrane problemy geotechniczne gruntów ekspansywnych. W: *Materiały XX Ogólnopolskiej Konferencji „Warsztat pracy projektanta konstrukcji”*, Wisła-Ustroń 2006, 233-260.
- Lendo M. (2004). Analiza zachowania się ilów pliczeńskich w świetle badań edometrycznych z kontrolowanym ciśnieniem ssania. Praca magisterska, *Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie*, Warszawa.
- Lendo-Siwicka M. (2010). Pęcznienie i odprężenie nienasyconych ilów w podłożu budowli. Praca doktorska, *Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie*, Warszawa.
- Lendo-Siwicka M., Garbulewski K. (2010). Nowy konsolidometr do badania gruntów nienasyconych. W: *Problemy Naukowe Badawcze Budownictwa*. Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach, Kielce, 193-200.
- Skutnik Z. (2002). Weryfikacja parametrów geotechnicznych rdzenia zapory nasypowej na podstawie badań

SWELLING AND/ OR REBOUND UNSATURATED WARSAW CLAY

Abstract: The paper presents the characteristics of unsaturated expansive clays occurring in the area of Warsaw (Warsaw clays). It was assumed that the volumetric strain (ε_v) consists of two components – the swelling deformation (ε_p) and the rebound strain (ε_o), which percentage depends primarily on the ground – water conditions (moisture content and degree of saturation) and the vertical effective stress $\sigma'_v = \sigma_v - u_a$. In the study the consolidometer KKSU (designed at the Department of Geotechnical Engineering Warsaw University of Life Sciences) with suction and water content controlling was used. The study shows that the rebound strains in the Warsaw clays are in the range from 0.19% to 0.62%, and the swelling deformation of 2.38% to 5.45%. Rebound of clays is the short-term process, average about 20,8% of time for total volume changes. The swelling is a lengthy process and provides an average of about 79,2% of time to total volume changes.

WYZNACZANIE MODUŁU SPRĘŻYSTOŚCI OŚRODKÓW ZIARNISTYCH SKŁADOWANYCH W SILOSACH

Jolanta Anna PRUSIEL*

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

Streszczenie: W pracy przedstawiono wybrane metody wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych o cechach bezkohezyjnych składowanych w silosach. Moduł sprężystości materiału sypkiego jest niezbędny do prawidłowego opisu efektów sprzężenia parcia ośrodka sypkiego i pól temperatury w silosie w ramach problemu interakcji konstrukcji ściany silosu i ośrodka. W pracy opisano wybrane zależności służące do wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych uzyskane na podstawie badań doświadczalnych (zazwyczaj w skali „mikro”, w aparacie trójosiowego ściskania) wykonanych przez różnych badaczy oraz metody wyznaczania tego parametru w świetle norm. Na podstawie wybranych zależności wyznaczono wartości modułów sprężystości E_m organicznego ośrodka ziarnistego (pszenicy).

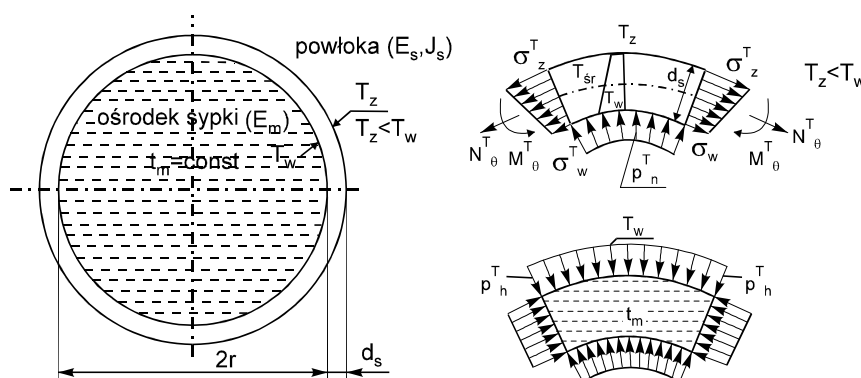
Słowa kluczowe: ośrodek ziarnisty, moduł sprężystości, interakcja, silos.

1. Wprowadzenie

Zmiany pól temperatury w ścianach komory silosowej wypełnionej ośrodkiem ziarnistym o cechach sprężystych wywołują stany naprężeń i odkształceń sprzężonych z odpowiednimi składowymi pochodzącymi od parcia ośrodka sypkiego zgromadzonego w komorze. Jednym z efektów oddziaływań termicznych są naprężenia obwodowe i południkowe, związane z pojawieniem się dodatkowego parcia poziomego (parcia termicznego) podczas równomiernego ochładzania się ściany na skutek spadku temperatury otoczenia w krótkim czasie (spadek w cyklu dobowym). Analizą tych niekorzystnych efektów w silosach zajmowano się od czasu, kiedy

Andersen (1966), a następnie Theimer (1967), wyjaśnili przyczyny serii katastrof silosów stalowych w USA, zaistniałych w okresach intensywnych spadków temperatury otoczenia.

Efekt występowania dodatkowych naprężeń termicznych wywołany jest interakcją powłoki i ośrodka sypkiego. W przypadku komory napełnionej ośrodkiem sypkim (na przykład zbożem), spadek temperatury wywołuje skrócenie obwodu powłoki, które ograniczone jest podatnością rdzenia utworzonego z materiału sypkiego. Efektem tego jest wzrost składowej poziomej parcia ośrodka sypkiego o wartość p_h^T i wystąpienie znaczących wartości naprężeń termicznych σ^T w przekrojach powłoki silosu, co pokazano na rysunku 1.



Rys.1. Rozkład sił wewnętrznych w przekroju pierścienia ściany silosu współpracującej z ośrodkiem sypkim

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.prusiel@pb.edu.pl

Dodatkową składową normalną parcia p_h^T działającą na pionową ścianę silosu o przekroju kolistym, przy szybkim ochłodzeniu powłoki, można obliczyć na podstawie normy europejskiej dotyczącej wyznaczania oddziaływań na konstrukcje silosów (PN-EN 1991-4:2008 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki) ze wzoru:

$$p_h^T = C_T \alpha_w \Delta T_s \frac{E_w}{\left[\frac{r}{t} + (1-\nu) \frac{E_w}{E_{sU}} \right]} \quad (1)$$

gdzie: C_T jest współczynnikiem obciążenia temperaturą, α_w jest współczynnikiem termicznej rozszerzalności ściany silosu, ΔT_s jest spadkiem temperatury na grubości ściany silosu, r jest promieniem komory silosu, t jest grubością ściany silosu, ν jest współczynnikiem Poissona ośrodka ziarnistego, E_w jest modułem sprężystości materiału ściany silosu, a E_{sU} jest efektywnym modułem sprężystości ośrodka przy odciążeniu.

Polska norma silosowa (PN-B-03262:2002 Silosy żelbetowe na materiały sypkie. Obliczenia statyczne, projektowanie, wykonawstwo i eksploatacja) zalecała obliczenie dodatkowej równoleżnikowej siły rozciągającej N_θ^T w płaskim stanie naprężenia jak dla pierścienia wyciętego z powłoki współpracującej z ośrodkiem sypkim z zależności:

$$N_\theta^T = \frac{0,5dE_m\alpha_t\Delta\vartheta_m}{0,5dE_m + (1-\nu_m)tE_c} \quad (2)$$

gdzie: $\Delta\vartheta_m$ jest dobowym spadkiem średniej temperatury na grubości ściany silosu, d jest średnicą komory silosu, t jest grubością ściany komory silosu, α_w jest współczynnikiem rozszerzalności termicznej ściany silosu, E_c jest modułem sprężystości materiału ściany silosu, a E_m , ν_m odpowiednio modułem sprężystości i współczynnikiem Poissona ośrodka sypkiego.

Do określenia dodatkowych obciążeń na ścianę silosu wynikających z oddziaływań termicznych (dobowych spadków temperatury otoczenia) niezbędne jest uwzględnienie odkształcalności ośrodka ziarnistego przy założeniu współpracy konstrukcji ściany z ośrodkiem. W tym celu należy wyznaczyć moduł sprężystości ośrodka ziarnistego E_m składowanego w silosie.

2. Wyznaczanie modułu sprężystości ośrodków ziarnistych E_m na podstawie badań doświadczalnych i w świetle wybranych norm

Moduł sprężystości ośrodka ziarnistego E_m zależy jednocześnie od stanu naprężenia i odkształcenia w ośrodku ziarnistym. Opis tych parametrów bazuje najczęściej na badaniach eksperymentalnych zachowania się ośrodka sypkiego w skali „mikro” w aparacie trójosiowego ściskania. Związki funkcyjne naprężeń w ośrodku ziarnistym i wyniki badań doświadczalnych wykonanych przez różnych badaczy posłużyły także

do opracowania wytycznych normowych w zakresie określania modułu sprężystości E_m . Poniżej przedstawiono wybrane zależności służące do wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych.

Do wyznaczenia modułu sprężystości ośrodka ziarnistego (pszenicy) można wykorzystać empiryczne zależności wynikające z badań doświadczalnych Manbecka i Nelsona (1975) pszenicy w osiowo-symetrycznym stanie naprężenia. Na podstawie badań stwierdzili oni, że odkształcenia ziarna są nieliniową funkcją parcia poziomego oraz współczynnika k , określonego jako iloraz parcia poziomego do pionowego w masie zboża. Wartość współczynnika k zmienia się w przedziale 0,5-1,61. W swoich rozważaniach Manbeck i Nelson założyli, że naprężenia poziome i pionowe są naprężeniami głównymi. Na podstawie własnych badań sformułowali następujące związki funkcyjne między odkształceniami i naprężeniami w ośrodku ziarnistym:

$$\varepsilon_h = 0,01 \left(-4,92 + 12,20k - 4,71k^2 \right) \left(\frac{\sigma_h}{0,28} \right)^{0,454} \quad (3)$$

$$\varepsilon_h = 0,01 \left(10,00 - 12,26k + 3,72k^2 \right) \left(\frac{\sigma_h}{0,28} \right)^{0,520} \quad (4)$$

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (5)$$

gdzie: σ_h i σ_v są naprężeniami w kierunku poziomym i pionowym w MPa, natomiast ε_h i ε_v są odkształceniami w kierunku poziomym i pionowym.

W równaniach (3) i (4) wyraźnie widoczna jest anizotropowa natura zachowania ziaren pszenicy (odkształcenia poziome opisuje inna funkcja niż odkształcenia pionowe). Przekształcając równania (3) i (4) oraz różniczkując funkcje w postaci:

$$E_{m,h} = \frac{d\sigma_h}{d\varepsilon_h}, \quad E_{m,v} = \frac{d\sigma_v}{d\varepsilon_v} \quad (6)$$

można wyznaczyć moduł sprężystości ziarna w kierunku poziomym $E_{m,h}$ i pionowym $E_{m,v}$:

$$E_{m,h} = 2,203 \left(\frac{56,1}{-4,92 + 12,20k - 4,71k^2} \right)^{2,203} \varepsilon_h^{1,203} \quad (7)$$

$$E_{m,v} = 1,923 \left(\frac{51,6}{(10,00 - 12,26k + 3,72k^2)k^{0,52}} \right)^{1,923} \varepsilon_v^{0,923} \quad (8)$$

W tabeli 1 przedstawiono przykładowe wartości modułów $E_{m,h}$ i $E_{m,v}$ pszenicy, wyznaczone na podstawie wyżej opisanych zależności, zamieszczonych w pracy Manbecka (1984).

Tab. 1. Wartości modułów sprężystości pszenicy $E_{m,h}$ i $E_{m,v}$ (Manbeck, 1984)

σ_h [kPa]	$k = 0,56$		$k = 0,60$		$k = 0,80$		$k = 1,00$	
	$E_{m,h}$ [MPa]	$E_{m,v}$ [MPa]	$E_{m,h}$ [MPa]	$E_{m,v}$ [MPa]	$E_{m,h}$ [MPa]	$E_{m,v}$ [MPa]	$E_{m,h}$ [MPa]	$E_{m,v}$ [MPa]
7,0	19,4	2,8	11,9	3,0	4,5	3,9	3,2	6,2
14,0	28,2	4,0	17,2	4,1	6,6	5,5	4,7	8,7
20,5	35,3	4,8	21,6	5,0	8,2	6,7	5,8	10,6
27,5	41,3	5,5	25,1	5,8	9,6	7,7	6,8	12,1
34,5	46,8	6,2	28,4	6,4	10,8	8,6	7,7	13,5
41,5	51,7	6,7	31,4	7,0	12,0	9,3	8,4	14,7
48,5	56,3	7,2	34,2	7,6	13,0	10,1	9,2	15,8
55,0	60,2	7,7	36,8	8,1	14,0	10,7	9,9	16,9

Związki empiryczne zaproponowane przez Manbecka i Nelsona (wzory (7) i (8)) posłużyły do opracowania algorytmu wyznaczania podatności ośrodka sypkiego $C(z)$ w dyskretnym modelu numerycznym powłoki (w zadaniu trójwymiarowym), zastosowanym do analizy zagadnienia interakcji ściany silosu i ośrodka sypkiego (rys. 2).

W celu obliczenia podatności $C(z)$ ośrodka ziarnistego, niezbędne jest określenie modułu sprężystości E_m i współczynnika Poissona ν_m materiału sypkiego. Przyjmując w uproszczeniu płaski stan naprężenia w masie ziarna, podatność ośrodka wyznaczoną dla pierścieni cylindrycznej powłoki opisanych współrzędną z , opisuje zależność

$$C(z) = \frac{E_m(z)}{r(1-\nu_m)} \quad (9)$$

Algorytm ten wykorzystano w obliczeniach numerycznych konstrukcji silosów wolno stojących i zblokowanych poddanych sprzężonym oddziaływaniom statycznym i termicznym (Prusiel i Łapko, 1999; Łapko i Prusiel, 2006).

Rozpatrując ośrodek sypki jako materiał opisany cechami podobnymi do gruntów sypkich, do określenia modułu sprężystości E_m można wykorzystać następującą formułę zaproponowaną przez Mitchela (1993)

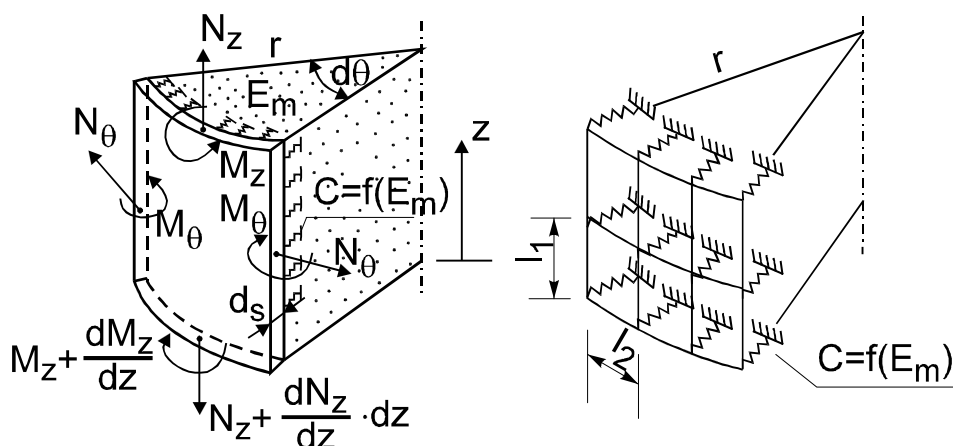
$$E_m = K p_a \left(\frac{\sigma_h}{p_a} \right)^n \quad (10)$$

gdzie: σ_h jest mniejszym naprężeniem głównym (składowa pozioma parcia), K jest bezwymiarowym współczynnikiem zmieniającym się od 300 do 2000 – określonym z pracy Wonga i Duncana (1974), p_a jest wartością ciśnienia atmosferycznego, a n jest wykładnikiem o wartości 0,3-0,6.

Podczas gdy znane są i stosowane skomplikowane zależności opisujące stan naprężeń w ośrodku sypkim, wiedza odnośnie właściwości materiałów sypkich jest wciąż niewystarczająca. Rotter i Zhang (1990) podają prostą zależność modułu sprężystości ośrodka sypkiego E_m i składowej pionowej naprężenia. Ma ona postać:

$$E_m = \kappa_v \sigma_v \quad (11)$$

gdzie: σ_v jest składową pionową naprężenia w ośrodku sypkim, κ_v jest współczynnikiem dotyczącym modułu opisującego kontakty między ziarnami (wartość określana na podstawie badań).



Rys. 2. Model interakcji ściany silosu i ośrodka ziarnistego (Prusiel, 2011)

W wyniku badań doświadczalnych, w których uzyskano przybliżone zależności liniowe, ustalono następujące wartości współczynnika κ_v :

- 70 dla suchych ośrodków ziarnistych,
- 100 dla suchych luźnych piasków,
- 150 dla bardzo zagęszczonych twardych ziaren.

Podobny wzór proponuje norma australijska (AS 3774:1996 *Loads on bulk solids container*), która definiuje górną granicę współczynnika κ_v w postaci:

$$\kappa_v = 3\gamma^{3/2} \quad (12)$$

gdzie γ jest ciężarem objętościowym ośrodka ziarnistego.

Z kolei norma rosyjska (SN-302-77 *Instrukcja po projektowaniu elewatorów, zernoskładów i drugich przedsiębiorstw po obróbkę i chranieniu zerna*) i norma czeska (CSN 73 5570:1980 *Navrhování konstrukci zásobníku*) podają wartości modułu E_m dla wybranych materiałów sypkich w postaci tabelarycznej.

Przykładowe wartości E_m i ν_m dla nieorganicznych ośrodków sypkich, takich jak piasek czy żwir, podano w tabeli 2 na podstawie pracy Chena (1995).

Tab. 2. Wartości modułu sprężystości i współczynnika Poissona dla ośrodków ziarnistych (Chen, 1995)

Typy gruntów sypkich	Moduł sprężystości E_m [MPa]	Współczynnik Poissona ν_m
Luźny piasek	10 - 24	0,20 - 0,40
Średnio zagęszczony piasek	17 - 28	0,25 - 0,40
Zagęszczony piasek	35 - 55	0,30 - 0,45
Piaski gliniaste	10 - 17	0,20 - 0,40
Piaski i żwiry	69 - 170	0,15 - 0,35

Zgodnie z polską normą (PN-B-03262:2002) wartości modułu sprężystości ośrodka należy przyjmować według danych literaturowych lub wyznaczać doświadczalnie z uwzględnieniem przewidywanego zakresu naprężeń w ośrodku sypkim składowanym w komorze silosu. W załączniku do normy nie podano jednak procedury badawczej do wyznaczenia modułu. Do celów projektowych w analizie statycznej powłoki z uwzględnieniem interakcji konstrukcji ściany i ośrodka ziarnistego zaleca się obliczenie modułu E_m ze wzoru analitycznego zaproponowanego przez Ehlersa (1979):

$$E_m = Ap_{vf}^2 + B \quad (13)$$

gdzie: p_{vf} jest składową pionową parcia materiału sypkiego przy napełnieniu komory na poziomie rozpatrywanego pierścienia ściany w kN/cm², a A i B są współczynnikami określonymi na podstawie badań doświadczalnych. Dla materiałów ziarnistych organicznych (na przykład zboże) przyjęto: $A = 10000$, $B = 0,3$; dla materiałów ziarnistych nieorganicznych (na przykład piasek) przyjęto: $A = 38000$, $B = 0,4$.

Funkcję opisującą moduł sprężystości dla zboża uzyskał Ehlers (1979) na podstawie badań

eksperymentalnych. Dla praktyki inżynierskiej Ehlers opracował nomogramy do bezpośredniego wyznaczania wartości dodatkowego naporu termicznego w silosach stalowych, powstającego wskutek szybkiego obniżania się temperatury otoczenia (Kamiński, 1986).

Aktualną procedurę wyznaczania modułu sprężystości materiałów ziarnistych składowanych w silosach przedstawia norma europejska dotycząca obliczania oddziaływań w silosach – Eurokod 1 cz. 4, obowiązująca również w Polsce w postaci PN-EN 1991-4:2008. Norma zaleca określenie efektywnego modułu sprężystości ośrodka przy odciążeniu E_{sU} , niezbędnego do obliczenia przyrostu parcia w silosie – wzór (1), według metody opisanej w załączniku C.10. Opisana jest tam zasada pomiaru bezpośredniego modułu sprężystości i wymagana przy tym procedura badawcza. Do celów projektowych podano również oszacowanie pośrednie efektywnego modułu sprężystości ośrodka przy odciążeniu E_{sU} na podstawie wzoru:

$$E_{sU} = \chi \cdot p_{vft} \quad (14)$$

gdzie: p_{vft} jest składową pionową parcia materiału sypkiego u podstawy ściany komory silosu, a χ jest współczynnikiem kalibracyjnym modułu sprężystości.

W przypadku braku danych z badań, zgodnie z założeniem C.10.2 (PN-EN 1991-4:2008), współczynnik kalibracyjny modułu χ można wyznaczyć na podstawie ciężaru objętościowego ośrodka γ składowanego w silosie z zależności:

$$\chi = 7\gamma^{3/2} \quad (15)$$

Norma dopuszcza alternatywnie przyjęcie następujących wartości współczynnika χ :

- 70 dla suchych ziarnistych materiałów zbożowych,
- 100 dla drobnoziarnistych cząstek mineralnych,
- 150 w przypadku materiałów o dużych i twardych cząstkach mineralnych.

Wartości współczynnika χ przyjęto w normie (PN-EN 1991-4:2008) na podstawie wyników badań doświadczalnych Rottera i Zhanga (1990), które omówiono w niniejszej pracy.

3. Przykład obliczeniowy

W celu określenia modułu sprężystości ośrodka ziarnistego (typu pszenica) na podstawie omówionych w pracy metod, wyznaczono oddziaływanie ośrodka sypkiego (parcie) na ścianę w wolno stojącym, cylindrycznym silosie żelbetowym o następującej charakterystyce:

- wysokość komory silosu $H = 30,0$ m,
- promień komory silosu $r = 4,0$ m,
- grubość ściany komory $t = 0,18$ m,
- moduł sprężystości betonu $E_w = 29$ GPa.

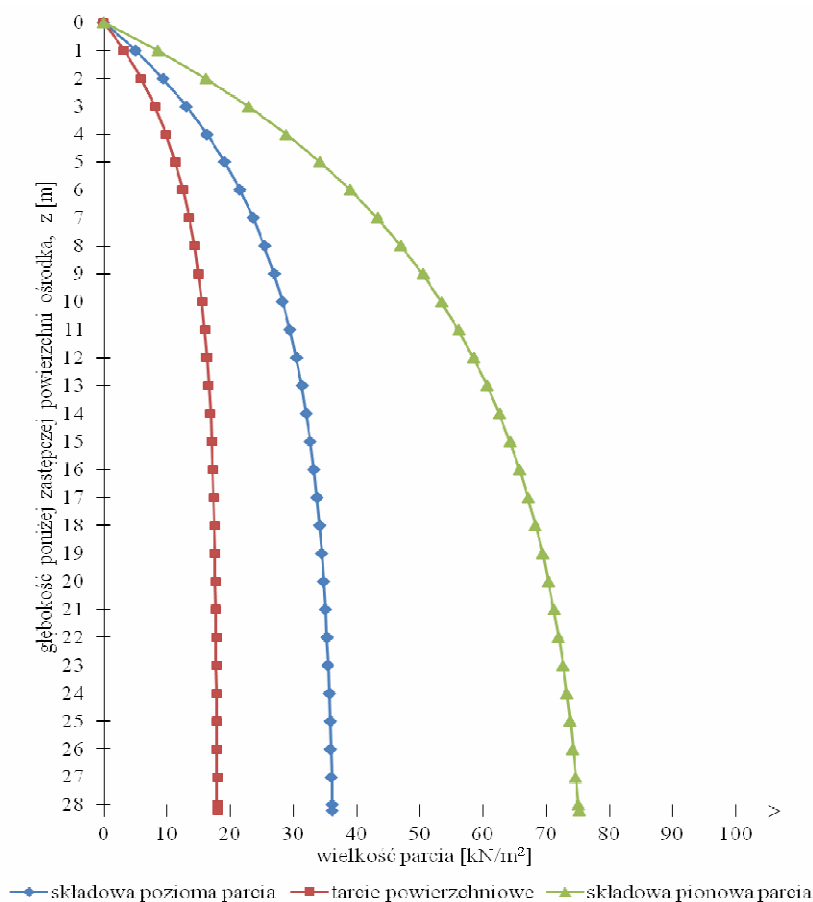
Właściwości pszenicy niezbędne do wyznaczenia parcia ośrodka sypkiego w silosie odczytano z tablicy E1 w załączniku E normy (PN-EN 1991-4:2008):

- ciężar jednostkowy $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$,
- kąt stoku naturalnego $\phi_r = 34^\circ$,
- kąt tarcia wewnętrznego $\phi_{im} = 30^\circ$,
- współczynnik parcia bocznego: średnia wartość $K_m = 0,54$, górna wartość $K_g = 0,60$, dolna wartość $K_d = 0,49$,
- współczynnik tarcia ośrodka o ścianę żelbetową $\mu_m = 0,57$,
- współczynnik Poissona ośrodka sypkiego $\nu = 0,3$.

Zgodnie z wytycznymi normowymi (PN-EN 1991-4:2008) dotyczącymi obliczania symetrycznego parcia ośrodka sypkiego w silosach smukłych w fazie napełniania, wyznaczono składową poziomą parcia p_{hf} i tarcie o ścianę silosu p_{vf} oraz składową pionową parcia p_{vf} w ośrodku ziarnistym. Wykresy obliczonego parcia pszenicy przedstawiono na rysunku 3, zaś wartości parcia symetrycznego w wybranych przekrojach na głębokości z licząc od góry komory zamieszczono w tabeli 3.

Wyznaczona składowa pozioma parcia p_{hf} w silosie posłużyła do wyznaczenia modułu sprężystości pszenicy w kierunku poziomym według zależności (3) i (7), opartych na związkach empirycznych Manbecka i Nelsona (1975). Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3. Uzyskano dość zbliżone wartości modułów pszenicy $E_{m,h}$ w tabeli 1 i 3 dla porównywalnych naprężeń w ośrodku sypkim σ_h i współczynnika $k = 0,6$.

Na podstawie wzoru (13) z polskiej normy silosowej (PN-B-03262:2002) obliczono moduł sprężystości pszenicy E_m u podstawy komory silosu na głębokości $z = 28,2 \text{ m}$ dla wartości składowej pionowej parcia $p_{vf} = p_{vft} = 75,09 \text{ kN/m}^2$ i współczynników: $A = 10000$ i $B = 0,3$. Na tej samej głębokości z określono metodą pośrednią według normy (PN-EN 1991-4:2008) efektywny moduł sprężystości pszenicy przy odciążeniu E_{sU} – wzór (14). Wyniki obliczeń dla trzech wybranych metod zestawiono w tabeli 4.



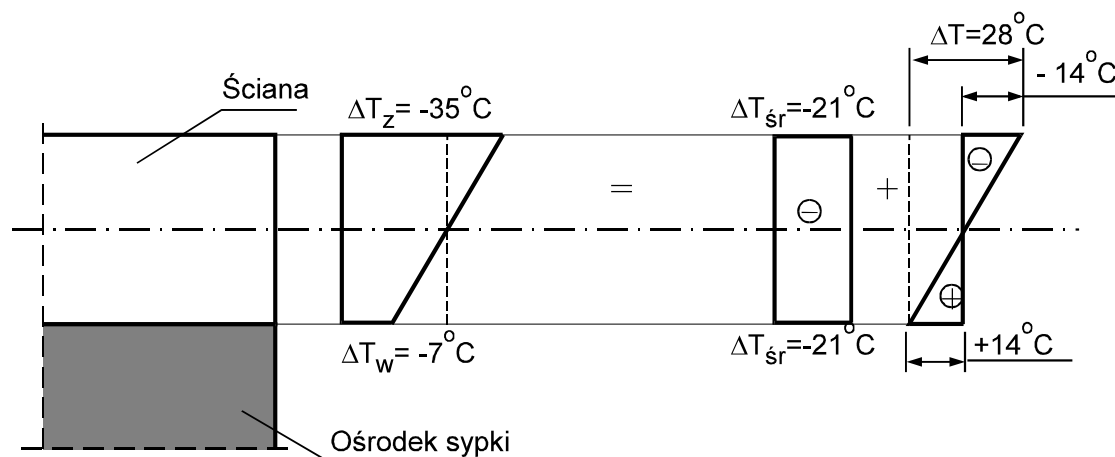
Rys. 3. Wykresy symetrycznego parcia materiału ziarnistego (pszenicy) w komorze silosu w fazie napełniania [kPa]

Tab. 3. Wartości parcia symetrycznego w komorze silosu oraz odkształceń poziomych ε_h i modułu sprężystości pszenicy $E_{m,h}$

Głębokość z [m]	Składowa pozioma parcia p_{hf} [kPa]	Tarcie powierzchniowe p_{vf} [kPa]	Składowa pionowa parcia p_{vf} [kPa]	Odształcenie poziome ε_h	Moduł sprężystości $E_{m,h}$ [MPa]
1,00	5,02	3,23	8,50	0,0011	9,7
3,00	13,10	8,06	22,83	0,0018	16,4
6,00	21,52	12,51	38,99	0,0022	21,6
8,00	25,40	14,31	47,04	0,0024	23,6
10,00	28,28	15,51	53,44	0,0025	25,0
15,00	32,68	17,08	64,25	0,0027	27,1
19,00	34,47	17,58	69,37	0,0027	27,9
23,00	35,47	17,81	72,61	0,0028	28,3
28,20	36,14	17,93	75,09	0,0028	28,6

Tab. 4. Moduły sprężystości pszenicy E_m wyznaczone u podstawy komory silosu ($z = 28,2$ m)

Metody wyznaczania modułu sprężystości ośrodka ziarnistego	Moduł sprężystości pszenicy [MPa]	Przyrost parcia termicznego p_h^T [kPa]
$E_{m,h} = 2,203 \left(\frac{56,1}{-4,92 + 12,20k - 4,71k^2} \right)^{2,203} \varepsilon_h^{1,203}$	28,6	24,96
$E_m = Ap_{vf}^2 + B$	14,2	12,58
$E_{sU} = \chi \cdot p_{vf}$	8,6	7,67

Rys. 4. Obliczeniowe spadki temperatury w ścianie komory silosu (Prusiel, 1998): ΔT_z i ΔT_w są spadkami temperatury na zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni ściany, a ΔT_s jest równomiernym ochłodzeniem ściany

Aby pokazać wpływ odkształcalności ośrodka ziarnistego na przyrost parcia termicznego w silosie na podstawie wzoru (1) obliczono dodatkową składową poziomą parcia p_h^T na pionową ścianę silosu cylindrycznego, przy szybkim ochłodzeniu powłoki o $\Delta T_s = 21^\circ\text{C}$. Obliczeniowe spadki temperatury w ścianie (rys. 4) przyjęto na podstawie pracy (Prusiel, 1998), w której analizowano eksperymentalne i teoretyczne rozkłady pól temperatury w komorach elewatorów

zbożowych. Ponadto do obliczeń przyjęto: współczynnik obciążenia temperaturą $C_T = 3$ i współczynnik termicznej rozszerzalności żelbetowej ściany silosu $\alpha_w = 1 \cdot 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ (PN-EN 1991-4:2008).

W tabeli 4 zamieszczono obliczone dodatkowe parcie p_h^T dla trzech różnych wartości modułów sprężystości pszenicy. Przyrost parcia termicznego w cylindrycznym silosie pod wpływem spadku temperatury otoczenia wzrasta wraz z modułem sprężystości ośrodka ziarnistego.

4. Wnioski

- Przedstawione w pracy metody wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych bazują głównie na wynikach badań doświadczalnych, na podstawie których autorzy badań formułują mniej lub bardziej złożone zależności. Są to proste funkcje liniowe uzależnione od parcia materiału sypkiego lub nieliniowe związki między odkształceniami i naprężeniami w ośrodku.
- Zalecany w normie PN-EN 1991-4:2008 pomiar bezpośredni modułu w warunkach laboratoryjnych wymaga specjalistycznej aparatury o odpowiednich wymiarach i zachowania ściśle określonych procedur badawczych, w zależności od stopnia rozdrobnienia ośrodka sypkiego.
- Wyznaczone w przykładzie obliczeniowym na podstawie trzech wybranych metod wartości modułu sprężystości pszenicy znacznie różnią się między sobą. Wynika to z przyjętych zależności związanych z opisem stanu odkształcenia i naprężenia w ośrodku ziarnistym.
- W analizie stanu naprężenia w ścianach silosów pod wpływem sprzężonych oddziaływań statycznych i termicznych, istotne jest uwzględnienie podatności ośrodka sypkiego, a z tym wiąże się określenie modułu sprężystości materiału składowanego w silosie.
- Do projektowania zbiorników na materiały sypkie z uwzględnieniem interakcji ściany i ośrodka, nadal brakuje w literaturze naukowo-technicznej właściwości materiałowych wielu rodzajów ośrodków rozdrobnionych.

Literatura

- Andersen P. (1966). Temperature stresses in steel grain-storage tanks. *Civil Engineering - ASCE*, Vol. 36, No. 1, 74.
- Chen W.F. (1995). *The Civil Engineering Handbook*. Press Inc., Purdue University West Lafayette, Indiana.
- Ehlers K. (1979). Beiträge zur Ermittlung von Schüttgutkonstanten und deren Einfluss auf Silolasten. *Dissertation TU Braunschweig*.
- Kamiński M. (1986). Badania naporu bezkohezyjnych materiałów sypkich w silosach. *Wydania Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław.
- Łapko A., Prusiel J. A. (2006). Analysis of thermal effects in grouped silos of grain elevators. *International Agrophysics*, Institute of Agrophysics, Polish Academy of Sciences, Vol. 20, No. 4, 301-307.
- Manbeck H.B. (1984). Predicting thermally induced pressures in grain bins. *Transactions of the ASAE*, Vol. 27, No. 1, 482-486.
- Manbeck H. B., Nelson G. L. (1975). Three dimensional constitutive equations for wheat en masse. *Transactions of the ASAE*, Vol. 18, No. 6, 1122-1127.
- Mitchel J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*. 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York.
- Prusiel J. A. (1998). Wpływ pól temperatury na stany naprężeń w ścianach żelbetowych komór silosowych. Praca doktorska, *Politechnika Białostocka*.
- Prusiel J. A. (2011). Doświadczalne wyznaczanie parametrów opisujących model interakcji ściany silosu i ośrodka sypkiego. *Inżynieria i Budownictwo*, 6/2011, 317-320.
- Prusiel J. A., Łapko A. (1999). Analiza statyczna cylindrycznych silosów żelbetowych z uwzględnieniem wpływu temperatury. *Inżynieria i Budownictwo*, 4/1999, 203-208.
- Rotter J. M., Zhang Q. (1990). Elastic buckling of imperfect cylinders containing granular solids. *Journal of Structural Engineering*, Vol.116, No. 8, 2253-2271.
- Theimer O. F. (1967). Bersten von Stahlsilos bei tiefen Temperaturen. *Der Bauingenieur*, Vol. 42, H.3, 102-105.
- Wong K. S., Duncan J. M. (1974). Hyperbolic stress- strain parameters for nonlinear finite elements analysis of stresses and movements in soil masses. Report TE 73-4, *Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley*.

DETERMINATION OF ELASTICITY MODULUS FOR BULK SOLID STORED IN SILO BINS

Abstract: The paper presents selected methods of evaluation elasticity modulus for cohesionless material stored in silo bins. The modulus of elasticity of bulk solid is an important parameter needed for precise description of coupled effects of silo pressure and thermal fields in the frame of problem of interaction between wall structure and bulk solid "en masse". Selected expressions for evaluation of elasticity modulus of particulate solids are described on the basis of typical experimental tests in the micro scale in the triaxial apparatus. Some standard methods for evaluation of such material parameter are also presented. On the basis of selected relationships the values of modulus of elasticity of a given solid (wheat) are calculated.

Artykuł opracowano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji Pracy Statutowej S/WBiIS/2/2012.

LABORATORYJNE OZNACZENIE PRĘDKOŚCI FALI PODŁUŻNEJ I POPRZECZNEJ W GRUNCIE

Wojciech SAS^a, Katarzyna GABRYŚ^{b*}, Alojzy SZYMAŃSKI^b

^a Laboratorium Centrum Wodne Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Ciszewskiego 6, 02-776 Warszawa

^b Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Geoinżynierii, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: W artykule przybliżono teoretyczne podstawy propagacji fali w ośrodku sprężystym i zaprezentowano wybrane metody pomiaru prędkości fali sejsmicznej w warunkach laboratoryjnych. Omówiono badania w aparacie trójosiowego ściskania wyposażonym w specjalne piezoelementy. Przedstawiono pokrótce metodykę badań w kolumnie rezonansowej znajdującej się wraz z przykładowymi wynikami właściwości sprężystych gruntów. Jako materiał badawczy wykorzystano naturalny grunt spoisty pochodzący z rejonu powstającej trasy ekspresowej S2, pobrany z odcinka „Konotopa-Lotnisko” (okolice km 464). Zaprezentowano wyznaczone prędkości fali podłużnej oraz poprzecznej uzyskane na podstawie teorii falowej.

Słowa kluczowe: fale sejsmiczne w gruncie, badania laboratoryjne, kolumna rezonansowa.

1. Wprowadzenie

Problemy geotechniczne, które mogą pojawiać się na skutek użytkowych obciążeń gruntu przez różne obiekty inżynierskie, wymagają ustalenia sprężystych odkształceń podłoża gruntowego, również w zakresie tak zwanych małych odkształceń (Bajda, 2009). Przyjmuje się, że zakres małych odkształceń odpowiada właśnie sprężystej reakcji gruntu na zadane obciążenie zewnętrzne.

Izolacja sprężystej reakcji ośrodka gruntowego na podstawie eksperymentów wykonanych w laboratorium nie jest prosta, gdyż po obciążeniu materiału badawczego pojawiają się zarówno deformacje odwracalne, jak i nieodwracalne. Obydwa typy odkształceń rozwijają się od samego początku, nawet gdy przyłożymy niewielkie obciążenia, tym samym bardzo rzadko można otrzymać czysto sprężystą charakterystykę naprężenie-odkształcenie. Ponadto, w porównaniu z wartością odkształceń plastycznych odpowiedź sprężysta jest stosunkowo niewielka. W ostatnich dwóch dekadach położono szczególny nacisk na dokładne pomiary charakterystyki naprężenie-odkształcenie w zakresie odkształceń 10^{-4} i mniejszych. Zaowocowało to dynamicznym rozwojem różnych technik i urządzeń badawczych służących pomiarom deformacji gruntów w warunkach laboratoryjnych. Odnosi się to w szczególności do czujników mierzących lokalnie przemieszczenia,

obecnie znajdujących powszechne zastosowanie niemal we wszystkich laboratoriach geotechnicznych znaczących światowych ośrodków naukowych. Obok mnogości różnych metod bezpośrednich definiowania reakcji sprężystej ośrodka gruntowego, rozwijają się także techniki pośrednie, czyli nieinwazyjne, oparte o pomiar prędkości propagacji fal sejsmicznych (Świdziński i Mierczyński, 2010).

Główną zaletą badań sejsmicznych, która decyduje o ich wciąż rosnącej popularności, jest możliwość wyznaczenia parametrów odnoszących się do sprężystych właściwości ośrodka. Ta funkcja pomiarów sejsmicznych wynika z opisu propagacji powstałych w gruncie wibracji, w oparciu o teorię ruchu falowego dla liniowo-sprężystego ośrodka. Fale sejsmiczne rozchodzące się w ośrodku gruntowym wywołują bardzo małe deformacje, rzędu 10^{-5} oraz mniejsze.

W ośrodku o cechach sprężystych rozchodzenie się fal jest spowodowane mechanicznym zaburzeniem fragmentu tego ośrodka. Jeśli wychylimy jakiś fragment ośrodka sprężystego z jego położenia równowagi to w następstwie będzie on wykonywał drgania wokół tego położenia. Wibracje te, dzięki właściwościom sprężystym ośrodka, są przekazywane na kolejne jego części, które również zaczynają drgać. W ten oto sposób zaburzenie przechodzi przez cały ośrodek. Zakłada się, że oszacowane cechy ośrodka na podstawie prędkości przepływu przez niego

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: katarzyna_gabrys@o2.pl

fali reprezentują jego właściwości sprężyste (Dyvik i Madshus, 1985).

Artykuł ma na celu krótki opis oraz przybliżenie czytelnikowi metod pomiaru prędkości fali sejsmicznej w warunkach laboratoryjnych, ze szczególnym naciskiem na kolumnę rezonansową, mało znane dotąd w Polsce urządzenie do badań laboratoryjnych właściwości dynamicznych gruntów. Praca zawiera również omówione pokrótce teoretyczne podstawy propagacji fali w ośrodku sprężystym wraz z przykładowymi wartościami prędkości fali, jakie wyznaczono na podstawie badań. Otrzymane prędkości pozwoliły w dalszej kolejności na obliczenie parametrów sprężystych gruntów na podstawie wzorów teorii sprężystości.

2. Podstawy teoretyczne propagacji fali w ośrodku sprężystym

Fale powstające w ośrodkach sprężystych nazywane są falami mechanicznymi. Energią fal jest energia kinetyczna oraz potencjalna cząsteczek ośrodka. Fale mogą służyć do przekazywania energii na duże odległości, przy czym charakterystyczne dla fal jest to, iż przenoszą one energię poprzez sam ośrodek, za pomocą przemieszczania się zaburzenia w ośrodku, nie zaś dzięki ruchowi postępowemu samego ośrodka. Tym samym, do rozchodzenia się fal mechanicznych niezbędne jest medium. To właśnie sprężystość ośrodka ma wpływ na prędkość propagacji w nim fal.

Ze względu na kierunek drgań elementów ośrodka względem kierunku ruchu fali, fale dzieli się na podłużne oraz poprzeczne. Z falą podłużną mamy do czynienia, gdy kierunek wibracji cząstek ośrodka będzie równoległy do kierunku rozchodzenia się fali oraz jednocześnie kierunku transportu energii. Przykładem tego rodzaju fal są na przykład fale dźwiękowe w powietrzu, bądź drgania naprzemiennie rozciąganej i ściskanej sprężyny. Fala jest poprzeczna, gdy elementy medium drgają prostopadle do kierunku rozchodzenia się fali (transportu energii). Drgania naprężonego sznura, cyklicznie poruszanego w górę i w dół za jeden koniec, są przykładem fali poprzecznej (Słownik fizyczny, 1984).

Fale podłużne P (inaczej fale ciśnieniowe albo objętościowe) powiązane są z czasowymi zmianami gęstości ośrodka i mogą rozprzestrzeniać się we wszystkich ośrodkach, które charakteryzuje sprężystość objętości, to jest w ciałach stałych, ciekłych oraz gazowych. Okresowa zmiana gęstości jest spowodowana odkształceniem objętości i zależy od modułu ściśliwości ośrodka. Fala podłużna bardzo dobrze propaguje przez wodę, stąd jej prędkość uzależniona jest od wypełnienia porów gruntowych wodą. W przypadku gruntów całkowicie nasyconych wodą prędkość fali podłużnej osiąga wartości zbliżone do tych otrzymywanych przy przepływie przez wodę. Prawdziwe wydaje się zatem stwierdzenie, iż sam szkielet gruntowy nie ma większego wpływu na prędkość rozchodzenia się fali podłużnej. Propagacja tej fali w ośrodku nienasyconym jest znacznie słabsza.

Fale poprzeczne S (zwane też falami ścinającymi) natomiast powodują deformacje kształtu ośrodka nie wpływając na jego objętość. Rozprzestrzeniają się jedynie w materiałach, które cechuje sprężystość postaci, zależna od modułu sztywności. Podczas rozchodzenia się tego rodzaju fali ośrodek ulega odkształceniu postaciowemu. Z odkształceniem postaciowym mamy do czynienia tylko w ciałach stałych o module sprężystości poprzecznej różnym od zera. Wyjątkiem od tej reguły jest propagacja fali poprzecznej na powierzchni cieczy. Ciecz nie posiada sprężystości postaci, jednakże jej powierzchnia swobodna, pod działaniem siły grawitacyjnej oraz napięcia powierzchniowego wykazuje właściwości zbliżone do sprężystości postaci (Gabryś, 2013).

Z powodu różnych mechanizmów wytwarzania parametry fal typu P i S znacznie się od siebie różnią. Fale ścinające rozchodzą się z dużo mniejszą prędkością niż fale ciśnieniowe (około 1,7 razy wolniej). W tabeli 1 zestawiono typowe wartości prędkości fali poprzecznej oraz podłużnej przechodzącej przez różne rodzaje gruntów i skał.

Tab. 1. Typowe wartości VS i VP (Das i Ramana, 2011).

Rodzaj gruntu	Prędkość fali poprzecznej	Prędkość fali podłużnej
	V_S	V_P
	[m/s]	[m/s]
Piasek drobny	90 - 150	300
Piasek zagęszczony	230	460
Żwir	180 - 215	762
Gлина wilgotna	150	1220 - 1370
Granit	2130 - 3350	3960 - 5490
Piaskowiec	610 - 2130	1370 - 3960

Fale sprężyste można także sklasyfikować biorąc pod uwagę kierunek rozchodzenia się ich w przestrzeni. Wyróżniamy wówczas:

- fale liniowe rozchodzące się wzdłuż jednego kierunku,
- fale powierzchniowe rozchodzące się po powierzchni,
- fale przestrzenne, które rozchodzą się w przestrzeni.

Prędkość rozprzestrzeniania się fal w ośrodku gruntowym może zależeć od jego składu mineralnego, gęstości i porowatości, głębokości zalegania oraz stanu nasylenia wodą. Wraz ze wzrostem przebytej przez falę drogi maleje jej amplituda, co wynika bezpośrednio ze strat energii pochłanianej na: powiększanie się czoła fali, rozpraszanie i pokonanie tarcia wewnętrznego. Stąd, dla różnych rodzajów gruntów oraz skał występują różne współczynniki tłumienia fali sejsmicznej. Dany ośrodek, charakteryzujący się określoną budową geologiczną, część drgań budujących falę sprężystą przenosi dalej, a drugą część tłumi. Zjawisko tłumienia sprzyja niejednorodności ośrodka. Silniej tłumione są fale o wysokiej częstotliwości niż te o niższej; słabiej tłumione są fale podłużne w porównaniu z falami poprzecznymi czy powierzchniowymi.

Prędkości fal poprzecznej oraz podłużnej można wykorzystać do zapisania zależności teorii sprężystości (ASTM–D4015-92, 2003). Zgodnie z tym, początkowe moduły sprężystości, które w zakresie małych odkształceń są nie tylko stałe, lecz również największe, wynoszą:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad (1)$$

$$E_0 = 2 \cdot \rho \cdot V_S^2 (1 + \nu) \quad (2)$$

$$K_0 = \rho \cdot \left(V_P^2 - \frac{4}{3} V_S^2 \right) \quad (3)$$

$$\nu = \frac{0,5 \left(\frac{V_P}{V_S} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_P}{V_S} \right)^2 - 1} \quad (4)$$

gdzie: ρ jest gęstością objętościową gruntu, V_S jest prędkością fali poprzecznej, V_P jest prędkością fali podłużnej, natomiast ν współczynnikiem Poissona.

Wyznaczone w ten sposób moduły, ze względu na niewielkie odkształcenia gruntu wywołane przepuszczaną falą, traktowane są jako początkowe, sprężyste parametry gruntu (Gabryś i Szymański, 2012).

3. Metody pomiaru prędkości fali sejsmicznej w warunkach laboratoryjnych

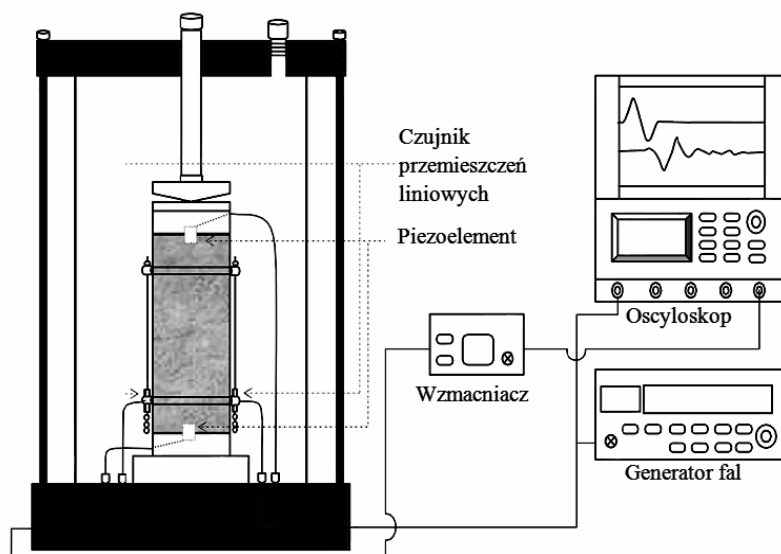
W warunkach laboratoryjnych konwencjonalną i często stosowaną techniką pomiaru prędkości fal sprężystych jest użycie piezoelementów (ang. *bender element*), ze względu na łatwość i dużą wiarygodność tego badania. *Bender element* jest dynamiczną, nieniszczącą metodą oszacowania sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń. W roku 1978 Shirley i Hampton po raz pierwszy zastosowali piezoelementy w badaniu prędkości

fali poprzecznej propagującej przez próbkę kaolinitu. W krótkim czasie piezoelementy zyskały na popularności, a ich wynalezienie i wykorzystanie w eksperymentach zostały uznane za znaczące osiągnięcia w rozwoju geotechnicznych badań laboratoryjnych.

Rysunek 1 przedstawia schemat typowego systemu z piezoelementami zainstalowanego w aparacie trójosiowego ściskania. Zasadniczo układ pomiarowy składa się dwóch piezoelementów, to jest modułów ceramicznych o konstrukcji opierającej się o zjawisko piezoelektryczności. Każdy element zbudowany jest z dwóch cienkich sklejonych ceramicznych płytek niewielkich rozmiarów. Jeden z piezoelementów jest odpowiedzialny za wytwarzanie impulsu fali, drugi zaś za jego odbiór, stąd zazwyczaj są one umiejscowione naprzeciwko siebie, w podstawie oraz korku zamykającym próbkę od góry (rys. 1). Cechą charakterystyczną piezoelementów jest możliwość deformacji na skutek przyłożonego napięcia, z równoczesnym generowaniem impulsu w postaci fali, bądź też możliwość odkształcenia w wyniku odebrania fali wraz z wywołaniem napięcia elektrycznego. Fala poprzeczna V_S przemieszcza się przez całą próbkę powodując wibracje w odbiorniku, a czas jej przejścia od nadajnika do odbiornika jest rejestrowany przy pomocy oscyloskopu. Dzięki temu, iż generator wysyła sygnał jednocześnie do piezoelementu oraz bezpośrednio do oscyloskopu, można w sposób dokładny oszacować opóźnienie dojścia sygnału do odbiornika t_S . Tym samym, prędkość tej fali V_S jest liczona zgodnie z formułą:

$$V_S = \frac{L_{tt}}{t_S} \quad (5)$$

gdzie L_{tt} jest długością drogi przejścia fali przez próbkę, czyli odległością między końcami piezoelementów, które penetrują w głąb próbki (Viggiani i Atkinson, 1995; Świdziński i Mierczyński, 2010).



Rys. 1 Schemat aparatury do pomiaru prędkości fal sejsmicznych (opracowanie autorów na podstawie Ibrahim i in., 2011)

Maksymalne odkształcenie postaciowe otrzymywane z testów przy użyciu *Bender element* przyjmuje wartości mniejsze niż 10^{-5} (0,001%), dlatego też moduł odkształcenia postaciowego G wyznaczony techniką piezoelementów odnosi się do zakresu małych odkształceń. Wówczas największą jego wartość G_0 można obliczyć (Ibrahim i in., 2011) korzystając z równania (1).

Alternatywnym urządzeniem, dzięki któremu możliwe jest określenie prędkości fali sejsmicznej w warunkach laboratoryjnych jest kolumna rezonansowa (rys. 2). Ogólna zasada działania tej aparatury polega na wprowadzeniu w drgania jednorodnej, cylindrycznej próbki gruntu, umiejscowionej w trójosiowej komorze. Na podstawie uzyskanej częstotliwości rezonansowej badanego materiału f_n , można wyznaczyć prędkość przepuszczanych przez niego fal. Próbkę gruntu, przy stałym bocznym naprężeniu, wprowadzają w drgania pionowe (podłużne) bądź rotacyjne (skrętne), dając tym samym odpowiednio prędkości: VP i VS. Kolumna rezonansowa została po raz pierwszy zastosowana do analizy dynamiki gruntów z Japonii przez Ishimoto i Iida w 1937 roku. Od tego czasu jest powszechnie używana w wielu krajach na całym świecie, z kilkoma modyfikacjami, przy różnych sposobach ograniczenia próbki gruntu. Dokładniejszy opis metodyki pomiarów w kolumnie rezonansowej, jak również przedstawienie urządzenia wykorzystywanego przez autorów artykułu w badaniach własnych jest dostępny w pracach (Sas i in., 2012a; Gabryś i in., 2013).

Opierając się na teorii propagacji fali przez próbkę gruntu umieszczoną w kolumnie rezonansowej, przy założeniu, że kolumna ta jest w konfiguracji *fixed-free*, można zapisać następującą zależność na obliczenie prędkości rozchodzenia się fali poprzecznej V_S w gruncie:

$$V_S = \frac{2 \cdot \pi \cdot f_n \cdot H}{\beta} \quad (6)$$

gdzie: f_n oznacza naturalną częstotliwością wibrującego systemu podaną w Hz, H jest wysokością lub długością badanej próbki gruntu, a β jest współczynnikiem oszacowanym na podstawie funkcji:

$$\frac{I}{I_0} = \beta \cdot \tan \beta \quad (7)$$

gdzie: I jest polarnym momentem bezwładności próbki, I_0 jest polarnym momentem bezwładności kolumny rezonansowej. Parametr I , biorąc pod uwagę kształt próbki w cylindrze, oblicza się w następujący sposób:

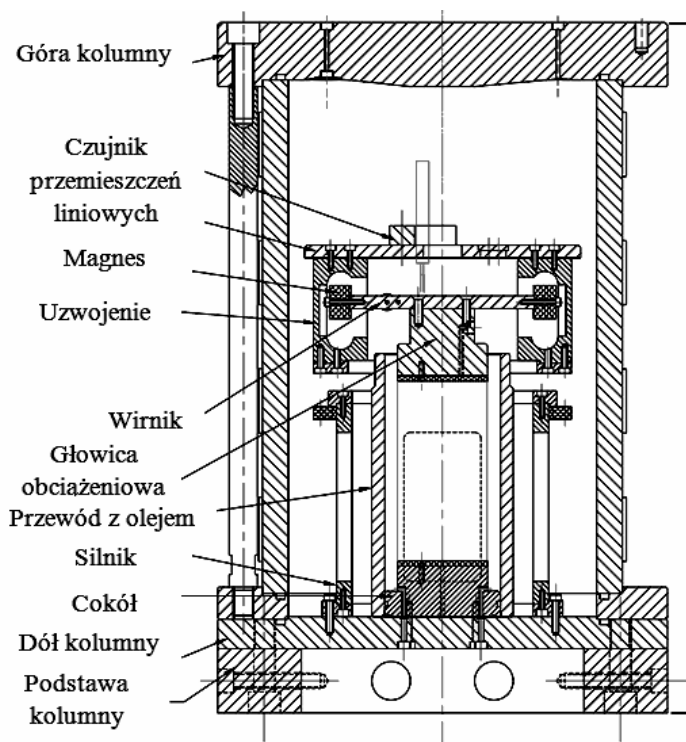
$$I = \frac{md^2}{8} \quad (8)$$

gdzie: m jest masą gruntu, a d jest średnicą badanej próbki.

Polarny moment bezwładności układu napędowego kolumny I_0 jest sumą momentów bezwładności wszystkich jego komponentów i szacuje się go na podstawie równania:

$$I_0 = \sum_{i=1}^n I_i \quad (9)$$

gdzie: i jest numerem kolejnego komponentu, n jest liczbą wszystkich komponentów, a I_i jest polarnym momentem bezwładności i -tego komponentu połączonego do górnego końca próbki.



Rys. 2 Schemat kolumny rezonansowej wykorzystanej w badaniach własnych (Gabryś i in., 2013).

Faktycznie bardzo trudno jest obliczyć polarny moment bezwładności kolumny rezonansowej korzystając z równania (9) z powodu nieregularnych form i różnych wymiarów części składowych jej układu napędowego. Stąd też, wartość I_0 uzyskuje się najczęściej z testów kalibracyjnych na próbce o znanych właściwościach. Ostatnim poszukiwanym parametrem jest naturalna częstotliwość wibrującego systemu f_n . W praktyce, naturalną częstotliwość można zastąpić częstotliwością rezonansową f_r , pozyskiwaną z testów rezonansowych. W teorii, zastąpienie f_n przez f_r w równaniu (6) jest dokładne i właściwe pod warunkiem, że brak jest tłumienia w materiale testowym.

Prędkość fali podłużnej V_P propagowanej przez próbkę gruntu można wyznaczyć posługując się formułą:

$$V_P = V_{rod} \cdot \sqrt{\frac{1-\nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad (10)$$

gdzie: V_{rod} jest prędkością fali podłużnej w ograniczonym medium, a ν jest współczynnikiem Poissona. Wielkości te można obliczyć z zależności:

$$V_{rod} = \sqrt{\frac{E_{flex}}{\rho}} \quad (11)$$

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{rod}^2}{V_S^2} - 1 \quad (12)$$

gdzie: E_{flex} jest parametrem wyznaczonym na podstawie kalibracji urządzenia, a ρ jest gęstością objętościową badanego materiału (GDS, 2010).

4. Wyniki doświadczeń

Badania prędkości fali sejsmicznej przeprowadzono na gruntach pochodzących z terenu Warszawy, to jest z rejonu budowanej trasy ekspresowej S2, między dwoma jej węzłami „Konotopa” i „Lotnisko” (okolice km 464).

Badania wykonano w Centrum Wodnym Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie. Opis materiału testowego wraz z prezentacją procedur badawczych można znaleźć w pracy autorów (Sas i in., 2012b). Najważniejsze właściwości fizyczne analizowanych próbek zestawiono w tabeli 2.

Tab. 2. Właściwości fizyczne badanych naturalnych gruntów spoistych

Gęstość właściwa	ρ_s (Mg·m ⁻³)	2,68
Gęstość objętościowa	ρ (Mg·m ⁻³)	2,23 - 2,24
Granica płynności	w_L (%)	31 - 32
Granica plastyczności	w_P (%)	12 - 13
Wskaźnik plastyczności	I_P	18 - 19
Wilgotność naturalna	w_n (%)	12 - 13

Tabele 3 i 4 zawierają podsumowanie uzyskanych wyników. Tabela 3 przedstawia odpowiednio wartości prędkości fali poprzecznej V_S oraz oszacowany na podstawie zależności (1) początkowy moduł odkształcenia postaciowego G_0 dla zakresu małych odkształceń, natomiast tabela 4 – wartości prędkości fali podłużnej V_P oraz obliczony na jej podstawie, z zastosowaniem formuły (2) początkowy moduł odkształcenia E_0 dla zakresu małych odkształceń. Badania wykonano przykładając na uzwojenia napięcie o wartości 0,1 V, generując tym samym najmniejsze możliwe dla tej aparatury drgania. Ponadto, każdy eksperyment charakteryzowało inne średnie naprężenie efektywne p' , przy którym konsolidowano próbki, a następnie poddawano testom dynamicznym w kolumnie rezonansowej.

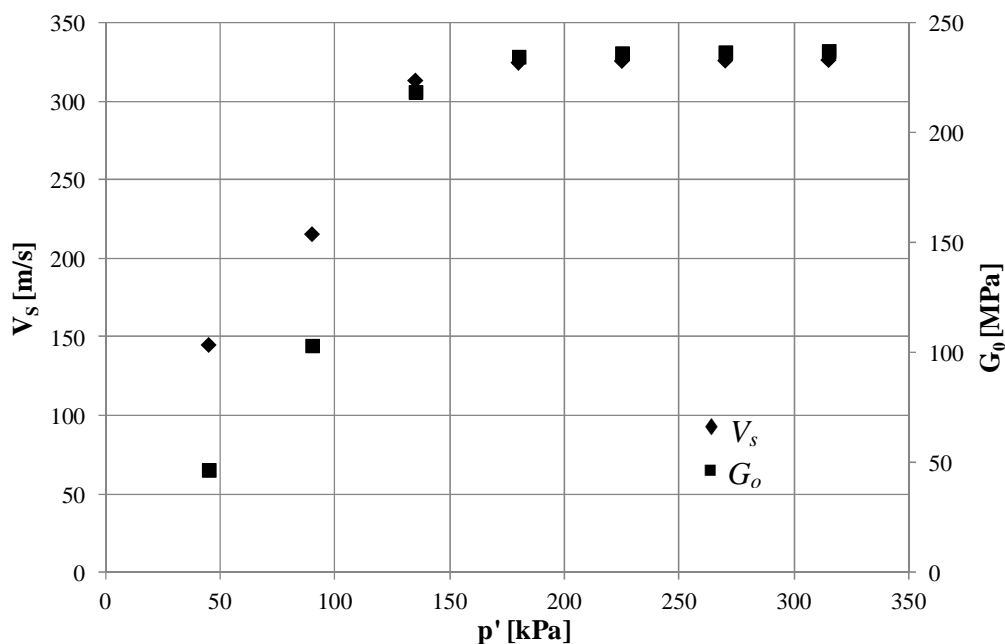
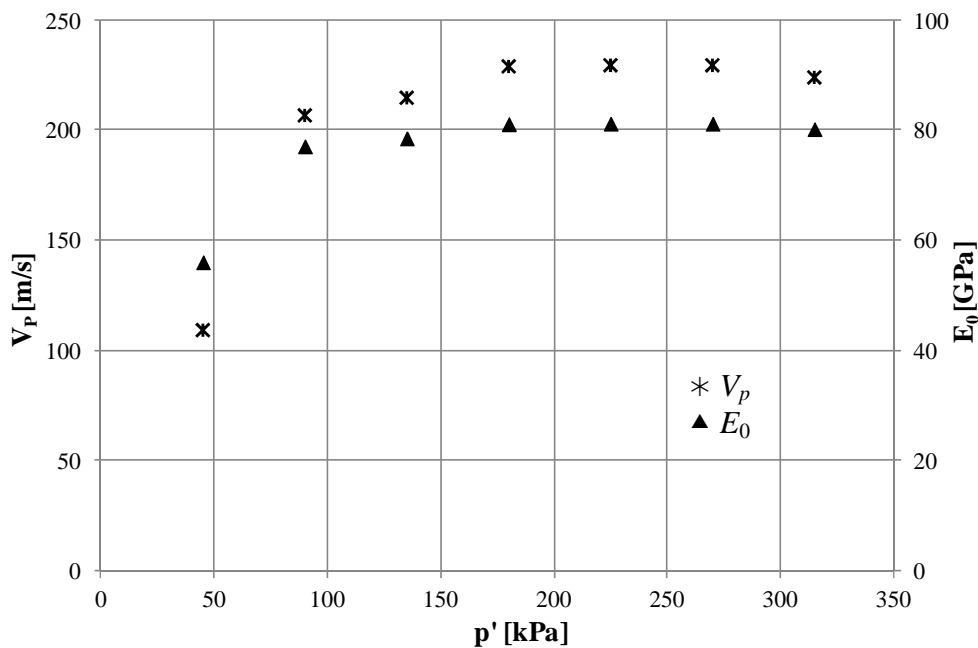
Graficzną interpretację danych z tabel 3 i 4 przedstawiono na rysunkach 3 i 4.

Tab. 3. Wartości prędkości fali poprzecznej oraz początkowego modułu sztywności w badaniu w kolumnie rezonansowej

Parametr	Po nasączeniu	Średnie naprężenie efektywne p' (kPa)						
		45	90	135	180	225	270	315
V_S (m·s ⁻¹)	119,3	144,9	215,3	313,0	324,3	325,4	325,7	326,1
G_0 (MPa)	31,7	46,8	103,3	218,5	234,5	236,1	236,5	237,1

Tab. 4. Wartości prędkości fali podłużnej oraz początkowego modułu odkształcenia w badaniu w kolumnie rezonansowej

Parametr	Po nasączeniu	Średnie naprężenie efektywne p' (kPa)						
		45	90	135	180	225	270	315
V_P (m·s ⁻¹)	116,7	139,9	192,5	196,1	202,6	202,8	202,8	200,3
E_0 (GPa)	30,3	43,6	82,6	85,8	91,5	91,7	91,7	89,5

Rys. 3. V_s oraz G_0 w funkcji p' Rys. 4. V_p oraz E_0 w funkcji p'

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Porównując ze sobą wyniki zawarte w tabeli 1, obejmującej typowe uzyskiwane z badań wartości prędkości fal sejsmicznych, z wynikami badań autorów zestawionymi w tablicach 3 i 4, można zauważyć podobieństwo w otrzymanych wartościach prędkości fali poprzecznej V_s dla gliny wilgotnej. Użyty bowiem w doświadczeniach laboratoryjnych autorów rodzaj gruntu to według PN-86/02480 glina piaszczysta Gp. Natomiast wartości prędkości fali podłużnej V_p różnią się między tabelami 1 i 4. Może być to spowodowane błędami obliczeniowymi, bowiem różnica ta dotyczy jednego rzędu wielkości. Jednak z drugiej strony, nie błędy obliczeniowe, ale niedostateczne nasycenie

wodą materiału badawczego, mogło mieć wpływ na otrzymane rozbieżności między danymi literaturowymi, a wynikami badań autorów. Jak zostało zasygnalizowane w rozdziale 2 niniejszej pracy, fala podłużna jest szczególnie wrażliwa na poziom nasycenia. Jednocześnie, na podstawie klasyfikacji gruntów według PN-EN ISO 1488-2, użyty w doświadczeniach materiał badawczy to piasek ilasty (clSa). Można zatem sądzić, iż dokonano porównania z niewłaściwym rodzajem gruntu z tabeli 1. Analizując wartości prędkości fal sejsmicznych podanych w tabeli 1 można przypuszczać, że badane grunty bliższe są łożom niż glinie wilgotnej. Konieczne wydaje się zatem przeprowadzenie kolejnych analiz uzyskanych wyników, jak również dalszych badań i późniejszych ich weryfikacji.

Tabele 3 i 4 oraz rysunki 3 i 4 wskazują na zależność obliczonych parametrów V_S i G_0 oraz V_P i E_0 od średniego naprężenia efektywnego p' . W badaniu zagadnienia sztywności gruntów naprężenie efektywne jest najbardziej istotnym czynnikiem wpływającym na propagację fali sejsmicznej w gruncie, a tym samym na wartości początkowym parametrów odkształceniowych poszczególnych rodzajów gruntu. Spotykane w literaturze stwierdzenie, iż wraz ze wzrostem naprężenia efektywnego wzrasta sztywność początkowa gruntów, wydaje się być prawdziwe również w świetle uzyskanych wyników. Analizując rysunki 3 i 4 widać wyraźną tendencję wzrostową oszacowanych wielkości wraz ze wzrostem p' . Jednakże osiągając pewną wartość naprężenia efektywnego, około 200 kPa, wartości parametrów stabilizują się, a ich wzrost, jeśli występuje, jest już nieznaczny. Naprężenie $p' = 200$ kPa dla badanych gruntów można uznać za naprężenie graniczne, powyżej którego wpływ stanu naprężenia na właściwości sprężyste gruntów nie jest istotny.

Na podstawie wyników doświadczeń zaprezentowanych w artykule można wysunąć następujący wniosek końcowy. Jest możliwe wyznaczenie prędkości fal sejsmicznych oraz początkowych charakterystyk odkształceniowych gruntów w zakresie małych odkształceń stosując badania w kolumnie rezonansowej. Aparatura ta może być używana jako urządzenie alternatywne do piezoelementów. Autorzy artykułu, jako kierunek dalszych badań, zamierzają wykonać analizy porównawcze wyników otrzymanych przy pomocy kolumny rezonansowej oraz piezoelementów typu *Bender*.

Literatura

- ASTM-D4015-92 (2003). Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method. *Annual Book of ASTM Standards*, ASTM International, West Conshohocken, PA, Vol. 4.08, 473-494.
- Bajda M. (2009). Źródło generacji fali sejsmicznej w sondowaniach SCPT. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*. Zeszyt 4(46), 57-66.
- Das B. M., Ramana G. V. (2011). Principles of Soil Dynamics, Second Edition. *International SI Edition*, United States of America.
- Dyvik R., Madshus C. (1985). Measurements of G_{max} using bender elements. *Civil Engineers Convention*, Detroit, New York, American Society of Civil Engineers, 186-196.

- Gabryś K. (2013). Zmienność charakterystyk odkształceniowych naturalnych gruntów spoistych. Rozprawa doktorska (w przygotowaniu), SGGW, Warszawa.
- Gabryś K., Sas W., Szymański A. (2013). Kolumna rezonansowa jako urządzenie do badań dynamicznych gruntów spoistych. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*, Vol. 22 (1) (w druku).
- Gabryś K., Szymański A. (2012). Badania parametrów odkształceniowych gruntów spoistych w kolumnie rezonansowej. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/2012, 324-327.
- GDS Resonant Column (2010). The GDS Resonant Column System Handbook (Version 2.2.2010).
- Ibrahim A., Orense R., Pender M. (2011). Determination of very small strain shear modulus of Auckland residual soils using bender elements. W: *Proceedings of the 9th Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland 2011, New Zealand, paper number 147.
- Sas W., Gabryś K., Szymański A. (2012a). Analiza sztywności gruntów spoistych przy wykorzystaniu kolumny rezonansowej. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/2012, 370-376.
- Sas W., Gabryś K., Szymański A. (2012b). Laboratory measurement of soil stiffness in resonant column apparatus. *Acta Scientiarum Polonorum*, seria Architektura-Budownictwo (w recenzji).
- Słownik fizyczny (1984). *Wiedza powszechna*, Warszawa.
- Świdziński W., Mierczyński J. (2010). Badania reakcji sprężystej gruntów niespoistych za pomocą pomiaru prędkości fali sejsmicznej. *Czasopismo Techniczne, Środowisko*, 1-Ś/2012, Z. 16, R. 107, 63-82.
- Viggiani G., Atkinson J.H. (1995). Interpretation of bender element tests. *Géotechnique*, Vol. 45, No. 1, 149-154.

LABORATORY DETERMINATION OF SEISMIC WAVES VELOCITIES

Abstract: The theoretical basis of wave propagation in the elastic medium, as well as some methods of seismic wave velocity measurements in the laboratory were presented in the paper. Experiments in the triaxial apparatus equipped with Bender element were discussed. Methodology of the research in the resonant column, together with examples of the results of the elastic properties of examined soils were summarised. As a test material natural cohesive soil from the area of emerging route S2, track between the nodes "Konotopa – Airport" (near km 464), was used. The values of the longitudinal and transversal wave velocities determined from wave theory were shown in the paper as well.

BADANIE PARAMETRÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH PIASKU ŚREDNIEGO W APARacie TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA Z KONTROLOWANYM CIŚNIENIEM SSANIA

Zdzisław SKUTNIK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań trójosiowych, wytrzymałości na ścinanie piasku średniego wykonane w warunkach kontrolowanego stanu nasycenia próbki gruntu metodą „translacji osi”. Badania przeprowadzono w nowoczesnym aparacie do badań trójosiowych próbek nienasyconych. Próbki o średnicy 7 cm i wysokości 14 cm, zagęszczano w laboratorium w specjalnej formie. Wykonano dwie serie badań dla różnych wartości ciśnienia ssania $s = u_a - u_w$, wynoszących 60 kPa i 200 kPa, oraz naprężeń, $\sigma_{3(netto)} = \sigma_3 - u_a$, wynoszących 50 kPa i 200 kPa. Przeprowadzone badania wykazały wpływ ciśnienia ssania na parametry wytrzymałościowe gruntu niespoistego (piasku średniego). Wzrost ciśnienia ssania powoduje pojawienie się spójności pozornej w gruncie niespoistym, która zwiększa się wraz ze wzrostem ciśnienia ssania.

Słowa kluczowe: grunt nienasycony, ciśnienie ssania, aparat trójosiowego ściskania.

1. Wprowadzenie

Przy projektowaniu geotechnicznym konieczna jest znajomość wytrzymałości gruntu na ścinanie, czyli określenie parametrów wytrzymałości na ścinanie gruntów podłoża czy gruntów wbudowanych w budowlę ziemną. Wierzchnia warstwa podłoża oraz grunt wbudowywany w budowlę ziemne praktycznie zawsze znajduje się w strefie aeracji, a więc w stanie nienasyconym. Grunty występujące w tym stanie wykazują ujemne ciśnienie porowe (kapilarne). Przy określonej wilgotności ciśnienie przyciągania cząstek wody (ssanie), może być parametrem opisującym stan gruntu. Ssanie gruntu jest definiowane jako siła utrzymująca określoną ilość wody w gruncie (Fredlund i Rahardjo, 1993; Lu i Likos, 2004). Grunty nienasycone zachowują się odmiennie niż grunty w pełni nasycone wodą (Goulding, 2006). Badaniem zagadnień związanych ze stanem naprężenia, wytrzymałości na ścinanie, zmianami objętościowymi oraz przepływem wody w gruntach nie w pełni nasyconych wodą zajmuje się mechanika gruntów nienasyconych, która w latach osiemdziesiątych, wyodrębniła się jako osobny dział. Wcześniejsze publikacje Autora dotyczyły zmian objętościowych w gruntach nienasyconych (Garbulewski i Skutnik, 2003).

Celem artykułu jest pokazanie rezultatów badań wytrzymałości na ścinanie grunty nienasyconego, na przykładzie piasku średniego.

2. Cel i zakres badań gruntów nienasyconych

W odróżnieniu od gruntów w pełni nasyconych wodą gdzie występują tylko dwie fazy, właściwości gruntów nienasyconych nie mogą być analizowane tylko na podstawie jednej zmiennej stanu naprężenia to jest, naprężenia efektywnego $\sigma' = \sigma - u_w$. Wynika to z zupełnie odmiennego oddziaływania na szkielet gruntowy naprężenia od zewnętrznych obciążeń i ssania macierzystego fazy ciekłej wypełniającej tylko częściowo pory gruntowe. Dlatego też, do opisu stanu naprężenia gruntów nienasyconych wprowadzono dodatkowe zmienne (Fredlund i Rahardjo, 1993): naprężenie netto, $\sigma_{net} = \sigma - u_a$ oraz ssanie macierzyste $s = u_a - u_w$ gdzie u_a i u_w oznaczają odpowiednio ciśnienie powietrza i wody w porach gruntu. Wprowadzenie tych zmiennych w mechanice gruntów nienasyconych miało wpływ na opis matematyczny wytrzymałości na ścinanie i zmiany objętości.

Wytrzymałość na ścinanie gruntów nienasyconych, jest na ogół większa niż tych samych gruntów w pełni

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: zdzislaw_skutnik@sggw.pl

nasyconych wodą (Fredlund i Rahardjo, 1993) i jest wyrażone równaniem:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \cdot \operatorname{tg} \phi^b \quad (1)$$

gdzie: c' jest spójnością efektywną (taką samą jak dla gruntu w pełni nasyconego), ϕ' jest efektywnym kątem tarcia wewnętrznego (takim samym jak dla gruntu nasyconego), ϕ^b jest parametrem wytrzymałości gruntu zależnym od ciśnienia ssania macierzystego.

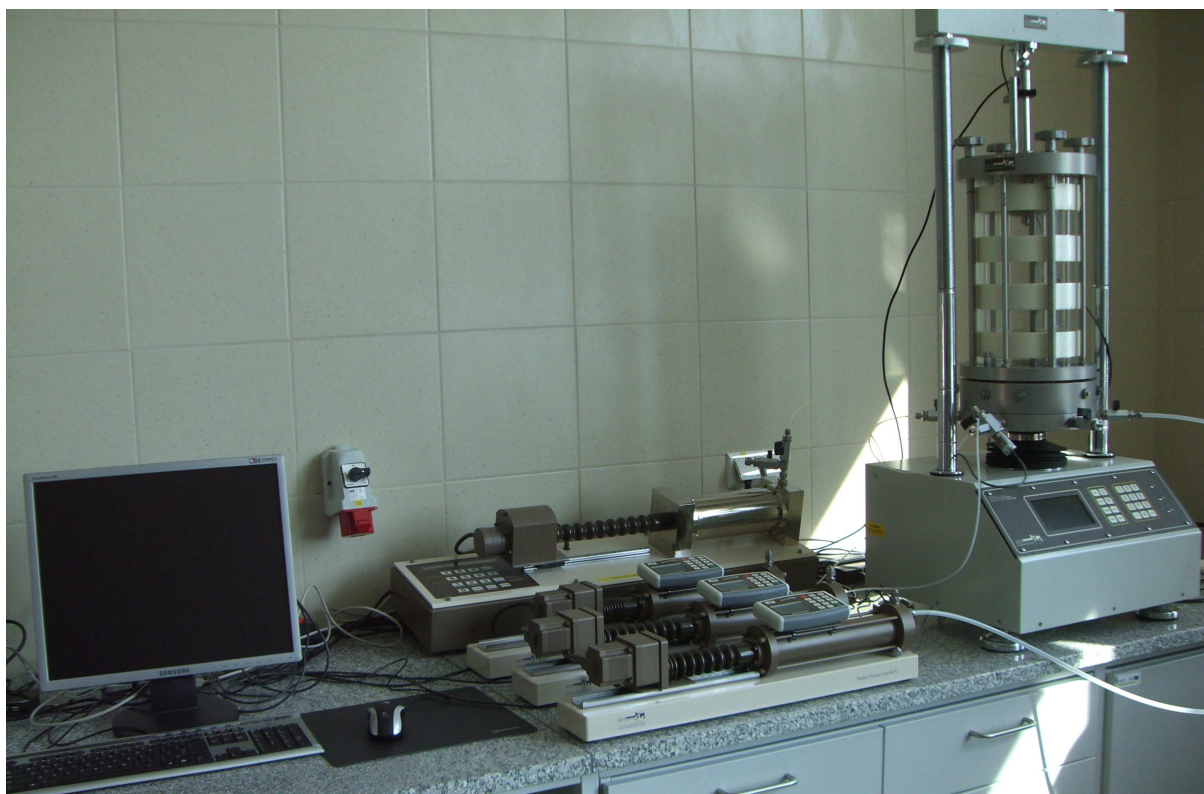
3. Aparatura badawcza

Wytrzymałość gruntu na ścinanie nie jest wielkością stałą dla danego rodzaju gruntu. Zależy od jego wilgotności, warunków odpływu wody, wielkości i sposobu przykładanych obciążeń. Metodyka badań w standardowym aparacie trójosiowego ściskania jest opisana w literaturze (Head, 1982). Dotyczy jednak gruntów w pełni nasyconych wodą stąd też w każdym przypadku konieczne jest nasaczenie próbki. Zazwyczaj stosowanym sposobem nasączania próbek jest metoda ciśnienia wyrównawczego (tak zwana metoda „back pressure”). Pierwszym etapem nasączania jest wymiana powietrza znajdującego się w gruncie na dwutlenek węgla, który znacznie łatwiej rozpuszcza się w wodzie. Następnie, etapowo podnoszone jest ciśnienie w całym obwodzie nasączania. Etapowość podnoszenia ciśnienia wynika z konieczności utrzymania stałej wartości naprężenia efektywnego podczas całej procedury nasączania. Stopień nasycenia porów gruntu wodą

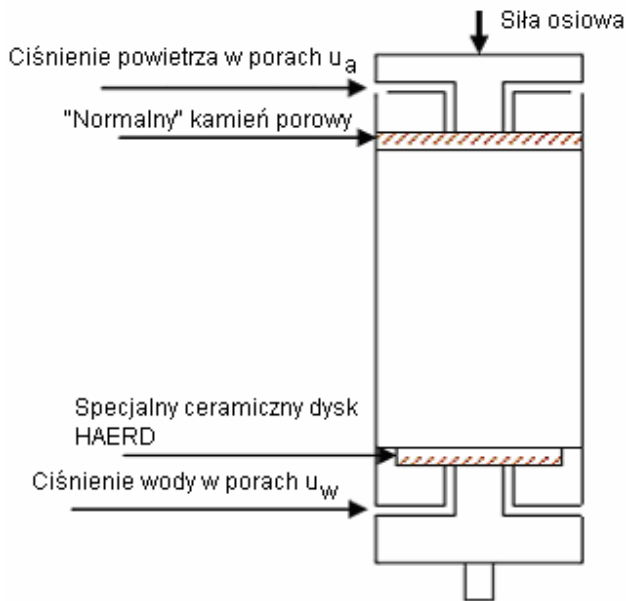
oceniany jest na podstawie parametru *Skemptona B*, który bardzo dobrze koreluje z parametrem stanu nasycenie S_r .

Badania na potrzeby niniejszego artykułu przeprowadzono w Centrum Naukowo-Dydaktycznym Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska – „Centrum Wodne” SGGW, w nowoczesnym aparacie trójosiowego ściskania przystosowanym do badania gruntów nienasyconych. W skład aparatury badawczej wchodzi: komora aparatu trójosiowego ściskania, rama o obciążeniu do 50 kN, trzy kontrolery ciśnienia i objętości wody, jeden kontroler ciśnienia i objętości powietrza oraz komputer sterujący (rys. 1). Na rysunku 2 przedstawiono schemat ideowy podłączeń ciśnienia powietrza u_a i wody u_w do próbki. Ciśnienie powietrza porowego u_a jest podłączone od góry próbki, i zawsze ma wyższą wartość niż ciśnienie wody w porach u_w podłączone u podstawy.

W odróżnieniu od standardowego aparatu trójosiowego ściskania, badana próbka umieszczana jest na podstawie, w której znajduje się specjalny ceramiczny dysk, który zapobiega przejściu powietrza do strefy wody (HAEPD – *high-air-entry porous disk*) o ciśnieniu wejścia powietrza wynoszącym 1500 kPa. Aby dysk działał prawidłowo musi być przed badaniem całkowicie nasycony wodą, czego objawem jest pokazanie się kropeł wody na powierzchni dysku (rys. 3). Inne urządzenia niezbędne do prowadzenia badań z kontrolowanym stanem nasycenia, czy ciśnienia ssania to kontrolery ciśnienia/objętości wody i powietrza (rys. 1). Jeden z kontrolerów ciśnienia/objętości wody jest źródłem ciśnienia wyrównawczego (*back pressure*). Służy także do pomiaru zmiany objętości wody w próbce. Drugi z nich jest źródłem ciśnienia działającego w komorze σ_3 .

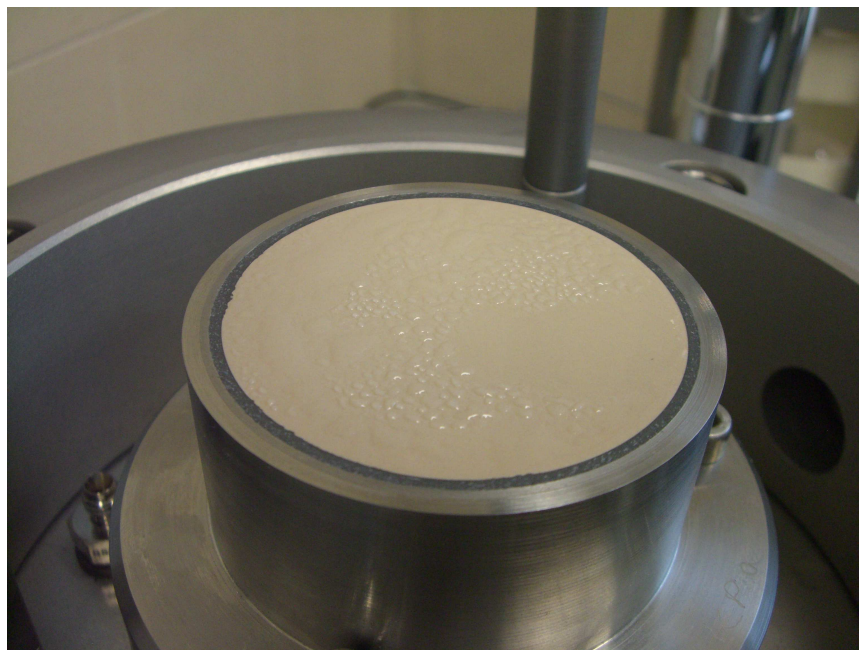


Rys. 1. Widok aparatury badawczej



Rys. 2. Schemat ideowy podłączeń ciśnienia powietrza u_a i wody u_w do próbki.

Kontroler ciśnienia/objętości powietrza jest wykorzystywany jako stałe źródło ciśnienia oraz jest wykorzystywana do pomiaru zmian objętości powietrza w próbce.



Rys. 3. Nasączony dysk ceramiczny – podstawa próbki

4. Przygotowanie próbek i metodyka badań

Grunt wykorzystany do badań to piasek średni, którego krzywą uziarnienia przedstawiono na rysunku 4. Próbki do badań przygotowywano w laboratorium zagęszczając je w specjalnej formie (rys. 5).

Piasek wsypywano warstwami do środka formy wyścielonej gumową membraną stosowaną w badaniach trójosiowych. Każda warstwa była zagęszczana za pomocą ubijaka, aż do osiągnięcia założonej gęstości objętościowej. Po wyrównaniu powierzchni na próbce umieszczano kamień porowy i kpułkę oraz uszczelniano gumowymi o-ringami. W celu dokonania montażu komory i napełnienia jej wodą, w próbce utrzymywano niewielkie podciśnienie, aby nadać jej odpowiednią wytrzymałość (rys. 6).

Próbki przygotowane do badań miały wysokość 14 cm i średnicę 7 cm. Dla każdej próbki określono wilgotność początkową gruntu oraz gęstość objętościową, a następnie obliczono gęstość objętościową szkieletu gruntowego i wskaźnik porowatości. Parametry początkowe badanych próbek zestawiono w tabeli 1.

Tab. 1. Zestawienie parametrów początkowych próbek do badań trójosiowych

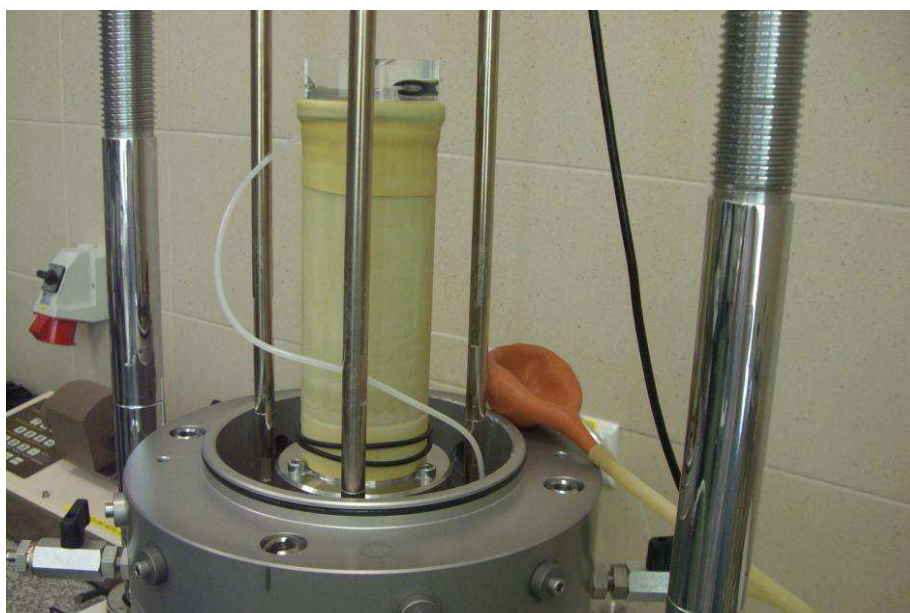
Badanie	ρ [g/cm ³]	w_0 [%]	ρ_d [t/m ³]	ρ_s [t/m ³]	e [-]
TRX1	1,831	6,50	1,719	2,65	0,542
TRX2	1,876	9,16	1,718	2,65	0,542
TRX3	1,951	9,10	1,788	2,65	0,482
TRX4	1,785	9,46	1,630	2,65	0,626



Rys. 4. Krzywa uziarnienia badanego gruntu



Rys. 5. Formowanie próbki



Rys. 6. Utrzymywanie podciśnienia w próbce podczas montażu

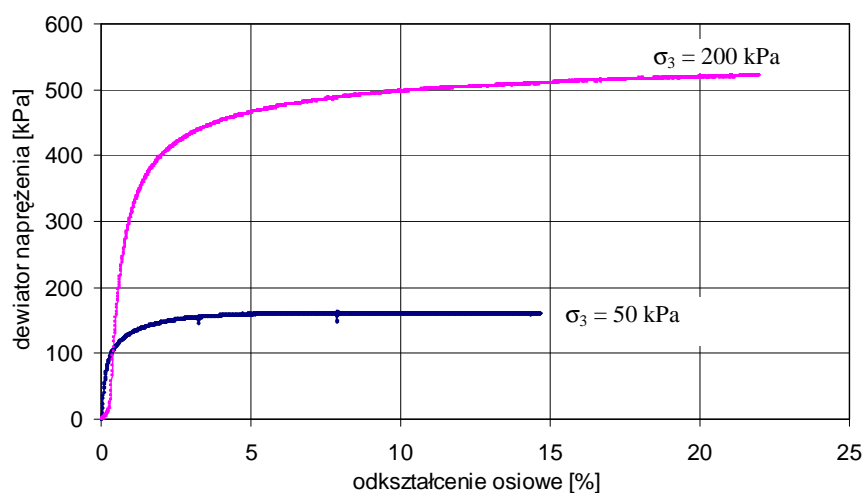
Badania przeprowadzono z konsolidacją i odpływem (metoda CD). Każda próbka gruntu była konsolidowana pod izotropowym naprężeniem σ_3 , a ciśnienie powietrza w porach u_a i wody w porach u_w utrzymywano na założonym poziomie, po stronie wartości dodatnich – w celu ustalenia ssania matrycowego, większego niż 101,3 kPa (1 atm), aby wykluczyć kawitację w systemie pomiarowym ciśnienia wody w porach. Metoda ta jest nazywana „techniką translacji osi”. Pod koniec procesu konsolidacji, w próbce utrzymywano naprężenie netto ($\sigma_3 - u_a$) i ssanie matrycowe ($u_a - u_w$). Podczas etapu ścinania próbka była ściskana w kierunku osiowym, zawory powietrza i wody w porach pozostawały otwarte. Dewiator naprężenia zadawano powoli, aby zapobiec powstawaniu w próbce nadwyżki ciśnienia powietrza i wody w porach. W tabeli 2 zestawiono wartości naprężeń i ciśnień wody i powietrza w porach, przy których wykonano najpierw konsolidację, a następnie ścinanie każdej z próbek.

5. Wyniki badań

Na rysunkach 7 i 8 przedstawiono charakterystyki odkształceniowo-naprężeniowe badanych próbek piasku średniego przy ciśnieniach ssania $s = 60$ Pa i $s = 200$ kPa.

Tab. 2. Wartości naprężenia i ciśnienia wody i powietrza w poszczególnych etapach konsolidacji i ścinania podczas badań trójosiowych

Badanie	σ_3 [kPa]	u_a [kPa]	u_w [kPa]	$s = u_a - u_w$	$\sigma_{3netto} = \sigma_3 - u_a$
TRX1	160	110	50	60	50
TRX2	310	110	50	60	200
TRX3	300	250	50	200	50
TRX4	450	250	50	200	200



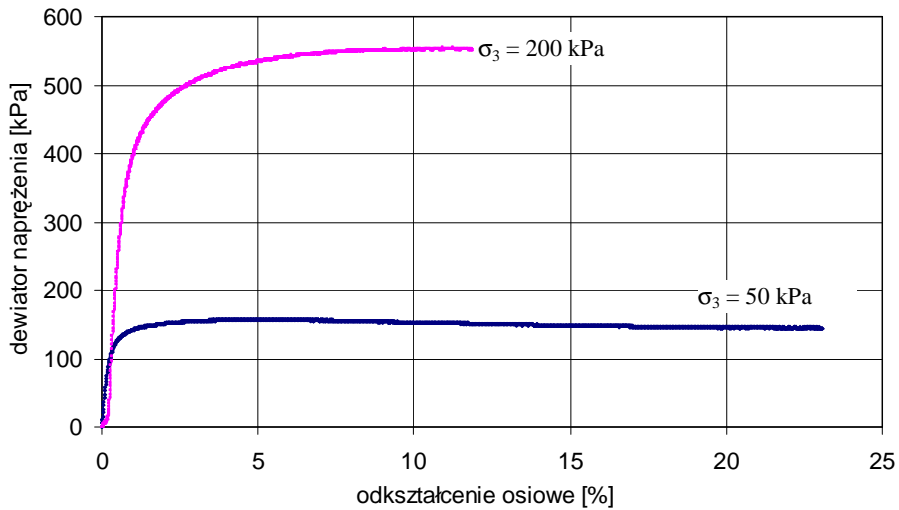
Rys. 7. Zależność: odkształcenie osiowe – dewiator naprężenia dla próbek TRX1 i TRX2 badanych przy ciśnieniu ssania $s = 60$ kPa

Zarówno etap konsolidacji jak ścinania próbek gruntu wykonano przy naprężeniach bocznych $\sigma_{3netto} = 50$ kPa i $\sigma_{3netto} = 200$ kPa, dla wyżej podanych, wzbudzonych techniką translacji osi ciśnień ssania.

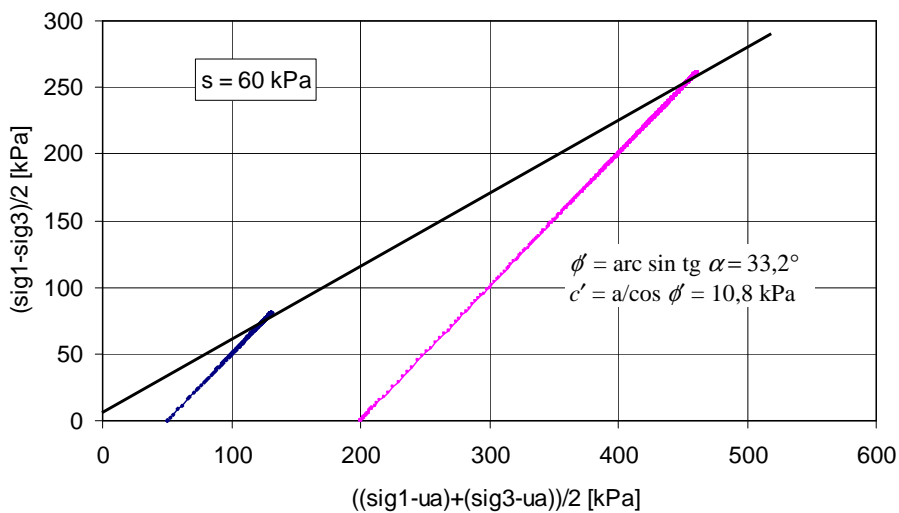
Wykresy ścieżek naprężenia i zmodyfikowanych obwiedni zniszczenia przedstawiono na rysunkach 9 i 10.

Na podstawie zależności odkształcenie osiowe – dewiator naprężenia (rys. 7 i 8) określono wartości maksymalnego dewiatora, przy którym następowało zniszczenie (ścięcie) każdej z próbek. Dla każdego badania sporządzono wykresy ścieżek naprężenia, na których rysowano zmodyfikowane obwiednie zniszczenia (rys. 9 i 10).

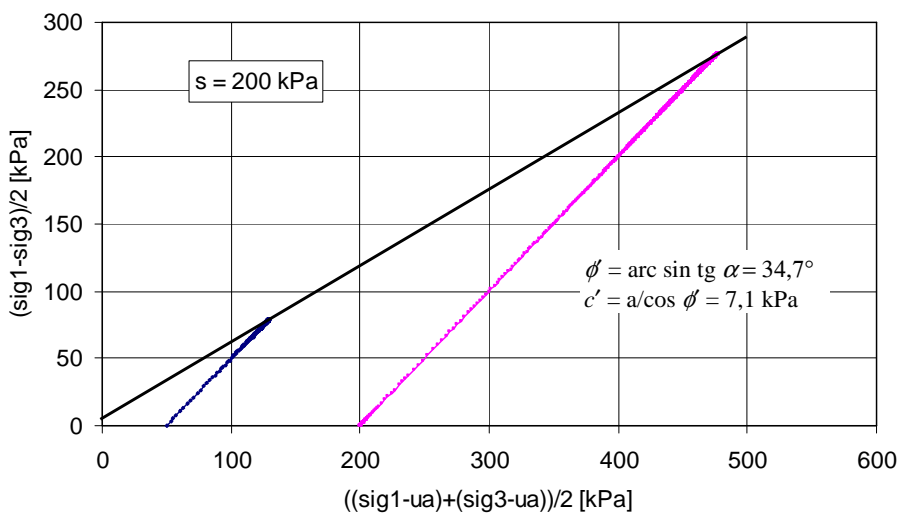
Określono następujące wartości parametrów wytrzymałościowych. Przy ciśnieniu ssania = 60 kPa, efektywny kąt tarcia wewnętrznego $\phi' = 33,2^\circ$, a opór spójności $c' = 10,8$ kPa. Dla próbek badanych przy ciśnieniu ssania 200 kPa, określona wartość kąta tarcia wewnętrznego ϕ' wyniosła $34,7^\circ$, zaś opór spójności $c' = 7,1$ kPa.



Rys. 8. Zależność: odkształcenie osiowe – dewiator naprężenia dla próbek TRX3 i TRX4 badanych przy ciśnieniu ssania $s = 200$ kPa.



Rys. 9. Zmodyfikowana obwiednia zniszczenia dla próbek TRX1 i TRX2 badanych przy ciśnieniu ssania $s = 60$ kPa.



Rys. 10. Zmodyfikowana obwiednia zniszczenia dla próbek TRX3 i TRX4 badanych przy ciśnieniu ssania $s = 200$ kPa.

6. Wnioski

Przeprowadzone badania potwierdziły, że ciśnienie ssania zwiększa wytrzymałość na ścinanie piasków poprzez bezpośredni wpływ na wzrost kąta tarcia wewnętrznego gruntu oraz pojawienie się oporu spójności. Wzrost kąta tarcia jest nieznaczny i wyniósł około $1,5^\circ$ przy zmianie ciśnienia ssania w zakresie od 60 kPa do 200 kPa. Opór spójności, który dla piasków badanych przy pełnym nasyceniu wynosi 0 kPa, zmieniała się w zakresie od 10,8 kPa do 7,1 kPa.

Dzieje się tak, ponieważ przy rosnącym ciśnieniu ssania powietrze wchodzi w pory, a wokół punktów styku między cząsteczkami gruntu zaczyna formować się ściśliwa błona (Grabowska-Olszewska, 1998). Siły kapilarne powstające w wyniku ssania w ściśliwej błonie zwiększają siły normalne w kontaktach międzycząsteczkowych a to zwiększa kąt tarcia wewnętrznego oraz powoduje większą spójność cząstek gruntu, w tym przypadku nawet niespoistego.

Wzrost oporu spójności związany z częściowym nasyceniem materiałów, takich jak piaski, jest nazywany spójnością „pozorną”. W momencie całkowitego nasycenia opór spójności może zmniejszyć się do zera. Na spójność pozorną składają się dwa rodzaje spójności, tradycyjna c' , wynikająca z mobilizacji fizykochemicznych sił międzycząsteczkowych, na przykład van der Waals'a, oraz spójność kapilarna c'' , która stanowi mobilizację kapilarnych sił międzycząsteczkowych w odpowiedzi na siły ścinające. W rezultacie piasek nienasycony wykazuje wyższą wytrzymałość niż piasek nasycony.

Literatura

- Fredlund D. G., Rahardjo H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated soils. *John Wiley and Sons*, New York.
- Goulding B. R. (2006). Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand. A dissertation, presented to the *Faculty of the Graduate School University of Missouri*, Columbia.
- Grabowska-Olszewska B. (1998). Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych. *PWN*, Warszawa.
- Garbulewski K., Skutnik Z. (2003). Badanie gruntów nienasyconych w konsolidometrze UPC. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, Nr 3/4, 126-128.
- Head K. H. (1986). Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 3. *Pentech Press Ltd*, London.
- Lu N., Likos W. (2004). Unsaturated soil mechanics. *John Wiley and Sons*, New York.

THE TEST OF STRENGTH PARAMETERS OF MEDIUM SAND IN THE TRIAXIAL APPARATUS WITH CONTROLLED SUCTION PRESSURE

Abstract: This paper presents the results of triaxial tests, shear strength of the medium sand performed in a controlled state of the soil samples saturation using the "axis translation technique". The study was conducted in a modern apparatus for triaxial testing of unsaturated samples. Test specimens with a diameter of 7 cm and a height of 14 cm were prepared in the laboratory in a special form by compaction. Two series of tests were performed for different values of suction pressure, $s = u_a - u_w$ of 60 kPa and 200 kPa, and stress, $\sigma_{3(netto)} = \sigma_3 - u_a$, equal to 50 kPa and 200 kPa. The study showed the impact of suction pressure on the soil strength parameters of medium sand. Increase of suction pressure causes the appearance of apparent cohesion in non-cohesive soil, which increases with increasing of the suction pressure.

PRĘDKOŚĆ WZNOSENIA KAPILARNEGO W GRUNTACH NIESPOISTYCH

Małgorzata WYSOCKA*, Zenon SZYPCIO, Dariusz TYMOSIAK

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

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań kapilarności czynnej i prędkości podciągania kapilarnego w piaskach średnich i pospółkach o różnym stopniu zagęszczenia. Maksymalna wysokość podciągania kapilarnego (kapilarność czynna) jest odwrotnie proporcjonalna do wskaźnika porowatości e i średnicy miarodajnej d_{10} . Prędkości podciągania kapilarnego w gruntach niespoistych są duże w początkowej fazie i szybko maleją wraz z upływem czasu. Dla piasków średnich zagęszczonych stabilizacja wysokości podciągania może następować po kilkudziesięciu lub kilkuset godzinach.

Słowa kluczowe: grunty niespoiste, kapilarność czynna, prędkość wznoszenia kapilarnego.

1. Wprowadzenie

Grunt niespoisty jest ośrodkiem ziarnistym, w którym wolne przestrzenie między ziarnami tworzą kapilary. Woda w kapilarach wznosi się ponad poziom swobodnego zwierciadła. Wartość wznoszenia (podciągania) kapilarnego ponad poziom ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej nazywamy kapilarnością czynną (Wiłun, 2003). Różna średnica kanalików w gruncie powoduje różne prędkości wznoszenia, co powoduje unieruchomienie pęcherzyków powietrza w niektórych kanalikach (Strzelecki i in., 2008). Zatem strefa podciągania kapilarnego nie jest strefą pełnej saturacji. W górnych poziomach strefy podciągania kapilarnego stopień wilgotności jest niższy niż w strefach dolnych (Kezdi, 1980; Strzelecki i in., 2008).

Kapilarność czynna gruntu zależy głównie od składu granulometrycznego gruntu (rodzaju gruntu), porowatości, mineralogii, temperatury i zmienia się w przedziałach od kilku centymetrów dla żwirów do kilkunastu (kilkudziesięciu) metrów dla glin i łąw (Smolczyk, 2003). Zjawisko podciągania kapilarnego związane jest z oddziaływaniem międzycząsteczkowym trzech faz: stałej, ciekłej i gazowej. W strefie podciągania kapilarnego w porach gruntu występuje podciśnienie. Maksymalna wartość podciśnienia występuje na poziomie frontu zawilgocenia i zanika na powierzchni swobodnego zwierciadła wody gruntowej (Smith, 2006). W początkowej fazie podciągania kapilarnego, gdy wartość wzniosu jest mała, spadki potencjału są duże i prędkości wznoszenia kapilarnego są duże. Prędkość

wznoszenia kapilarnego maleje i całkowicie zanika, gdy wznios kapilarny osiąga maksymalną wartość równą kapilarności czynnej. Czas konieczny do osiągnięcia maksymalnej wartości wzniosu kapilarnego waha się w bardzo szerokich granicach, od kilku minut dla żwirów i piasków grubych do nawet tysiąca godzin dla gruntów drobnoziarnistych (Kezdi, 1980).

W wielu przypadkach czynniki wywołujące ruch wody w strefie podciągania kapilarnego zmieniają się cyklicznie powodując wzrost wilgotności gruntu w tej strefie. W gruntach spoistych parametry wytrzymałościowe gruntu znacząco maleją wraz ze wzrostem wilgotności, zaś w gruntach niespoistych wzrost wilgotności powoduje redukcję „spójności pozornej”. Znane są przypadki utraty stateczności skarp wywołane cyklicznym zawilgoceniem jej podstawy.

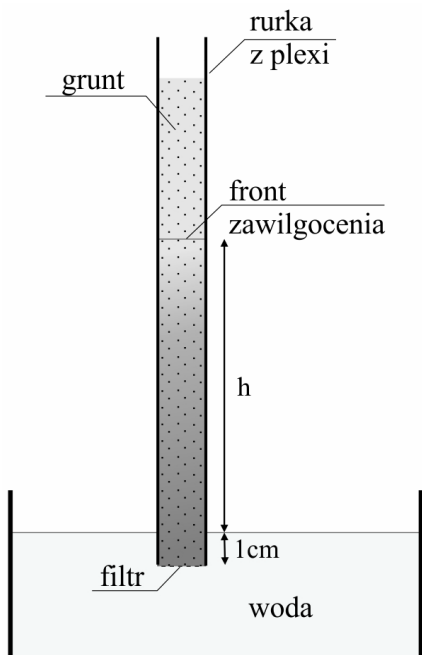
W pracy przedstawiono badania prędkości wznoszenia kapilarnego dla pospółki i piasku średniego przy różnym ich zagęszczeniu (wskaźniku porowatości). Pokazano, że dla piasków średnich zagęszczonych wznoszenie kapilarne trwa stosunkowo długo.

2. Badania wznoszenia kapilarnego

Rurę z plexiglasu o długości 1,5 m i średnicy wewnętrznej 143 mm, której dolny koniec zakończono geowłókniną napełniono do wysokości 1,0 m suchym gruntem. Suchy grunt układano warstwami o grubości około 5cm dbając o równomierne ich zagęszczenie. Tak przygotowaną rurę z gruntem zagłębiono 1 cm poniżej poziomu wody

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.wysocka@pb.edu.pl

wypełniającej duże naczynie (rys. 1). W badanych gruntach niespoistych podnoszenie się frontu zawilgocenia jest widoczne jako zmiana zabarwienia gruntu. Wysokość wzniosu kapilarnego mierzono, zgodnie ze wskazówkami Kezdiego (1980) po 5, 15, 30 minutach, 1, 2, 3, 5 godzinach i 1, 2, 3, 5 dniach.



Rys. 1. Schemat stanowiska do badań

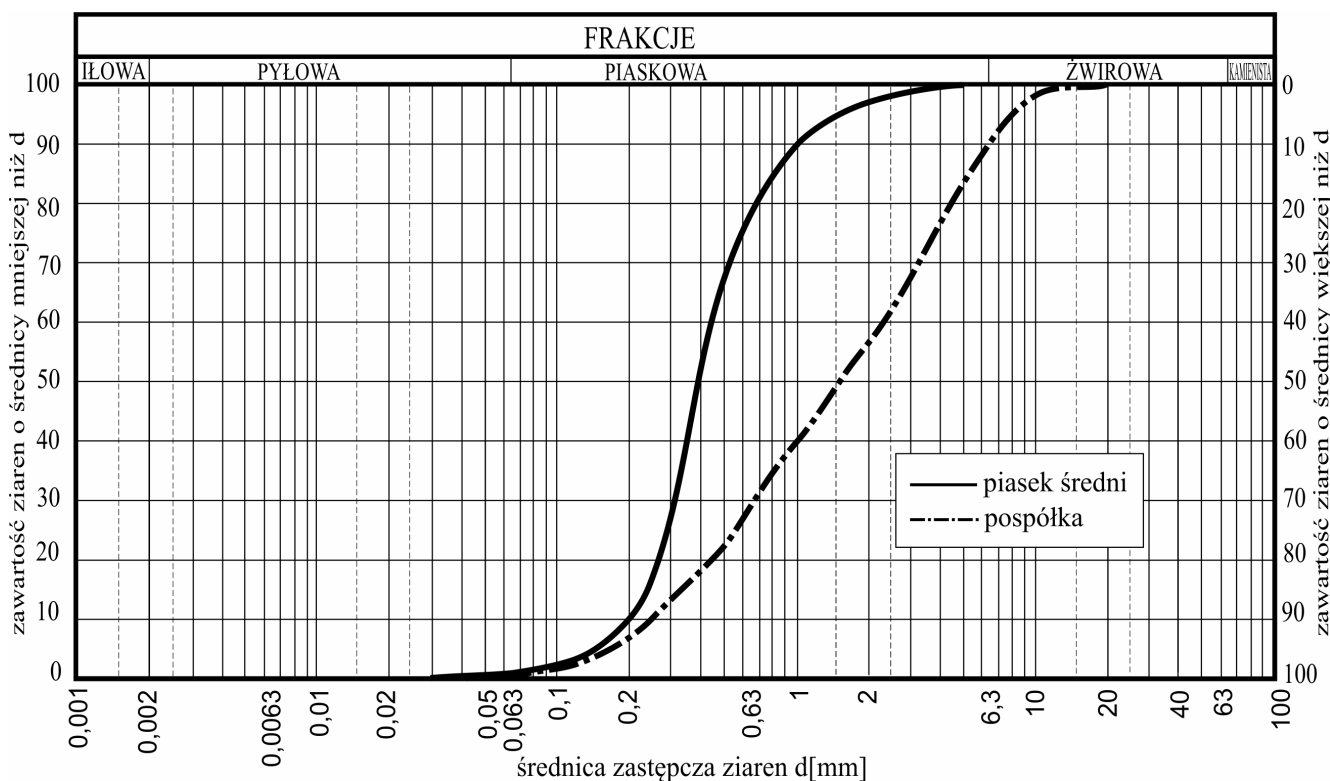
Wznoszenie kapilarne badano w piasku średnim i pospółce. Krzywe uziarnienia obu gruntów pokazano na rysunku 2. Średnica miarodajna piasku średniego $d_{10} = 0,2$ mm zaś pospółki $d_{10} = 0,26$ mm.

Piasek średni usypany w rurze miał gęstość objętościową szkieletu gruntowego $\rho_d = 1,61$ g/cm³, 1,79 g/cm³ i 1,92 g/cm³, zatem odpowiednie wskaźniki porowatości wyniosły $e = 0,656$, 0,473 i 0,395. Pospółka usypana w rurze miała gęstość objętościową szkieletu gruntowego $\rho_d = 1,78$ g/cm³, 1,90 g/cm³ i 2,04 g/cm³, zatem odpowiednie wskaźniki porowatości wyniosły $e = 0,473$, 0,395 i 0,292.

Pomierzone wartości wznoszenia kapilarnego przedstawiono w tabeli 1. W tabeli 1 podano również wartości wzniosu kapilarnego dla $t = 1000$ godzin, przyjętego jako wartość kapilarności czynnej. Podane wartości otrzymano ze wzoru (Terzaghi i Peck, 1948):

$$h_c = \frac{C}{ed_{10}} \quad [mm] \quad (1)$$

gdzie: C jest stałą zależną od kształtu ziaren i zanieczyszczenia ich powierzchni. Wartości stałej C wahają się od 10 do 50 mm². Średnica miarodajna d_{10} wyrażona jest w milimetrach, zaś e jest wskaźnikiem porowatości. Ekstrapolując przyjęto w obliczeniach $C = 39$ dla piasku średniego i $C = 22$ dla pospółki.



Rys. 2. Krzywe uziarnienia piasku średniego i pospółki

Tab. 1. Wznios kapilarny w piasku średnim i pospółce

Czas	<i>h</i> [mm]					
	Piasek średni			Pospółka		
	ρ_d [g/cm ³]			ρ_d [g/cm ³]		
	1,61	1,79	1,92	1,78	1,90	2,04
0	0	0	0	0	0	0
5'	45	57	26	38	56	50
15'	103	89	44	91	98	61
30'	146	118	63	131	142	76
1 h	174	152	86	149	176	100
2 h	211	195	104	152	184	172
3 h	223	204	127	156	186*	203
5 h	230	218	148	162	192	208
10 h	252*	256*	173	164	197	213
24 h	280*	297	231	165	203	220
48 h	283	305	269	170	206	236
72 h	287	312	278	172	209	242
96 h	288	320	282	176	214	247
120 h	290	327	296	180	218	250
1000 h	297*	412*	493*	178*	210*	290*

(*) Wartości otrzymane ze wzoru (1)

Wartości kapilarności czynnej dla różnych gruntów spotykane w literaturze przedstawiono w tabeli 2.

Tab. 2. Kapilarność czynna gruntów

Grunt	według www.nascon.pl	według Glazer (1977)
	h_c	h_c
	cm	cm
Żwir	<3	<3
Piasek gruby	3 - 15	3 - 15
Piasek średni	15 - 30	15 - 30
Piasek drobny	30 - 50	30 - 100
Piasek pylasty	50 - 200	-
Pył	200 - 500	100 - 1000
Gлина	500 - 1500	1000 - 3000
II piaszczysty	1500 - 5000	-
II	>5000	>3000

Kapilarność czynna, czyli maksymalny wznios kapilarny otrzymany z badań (tabela 1) jest większy niż podany w literaturze.

3. Prędkość wznoszenia kapilarnego

Prędkości wznoszenia kapilarnego w czasie bardzo zależą od rodzaju gruntu i wskaźnika porowatości. Trudno jest

znaleźć krzywą najlepiej aproksymującą wyniki badań. Kezdi (1980) proponuje, aby zależność wysokości wzniosu kapilarnego w czasie wyrazić krzywą o postaci:

$$h = at^b \quad (2)$$

gdzie: h jest wzniosem kapilarnym wyrażonym w milimetrach, t jest czasem w godzinach, zaś a i b są stałymi. Wartość stałej a , wyrażona w milimetrach, odpowiada wysokości wzniosu kapilarnego dla $t = 1$ godzina.

Równanie (2) można zapisać w postaci:

$$\log h = \log a + b \log t \quad (3)$$

Jest to równanie prostej w układzie współrzędnych logarytmicznych.

Przyjmując zależność wysokości wzniosu kapilarnego od czasu w postaci równania (3) dobrą aproksymację uzyskano przyjmując:

$$\log h = \log a_1 + b_1 \log t \quad \text{dla } t \leq c \quad (4a)$$

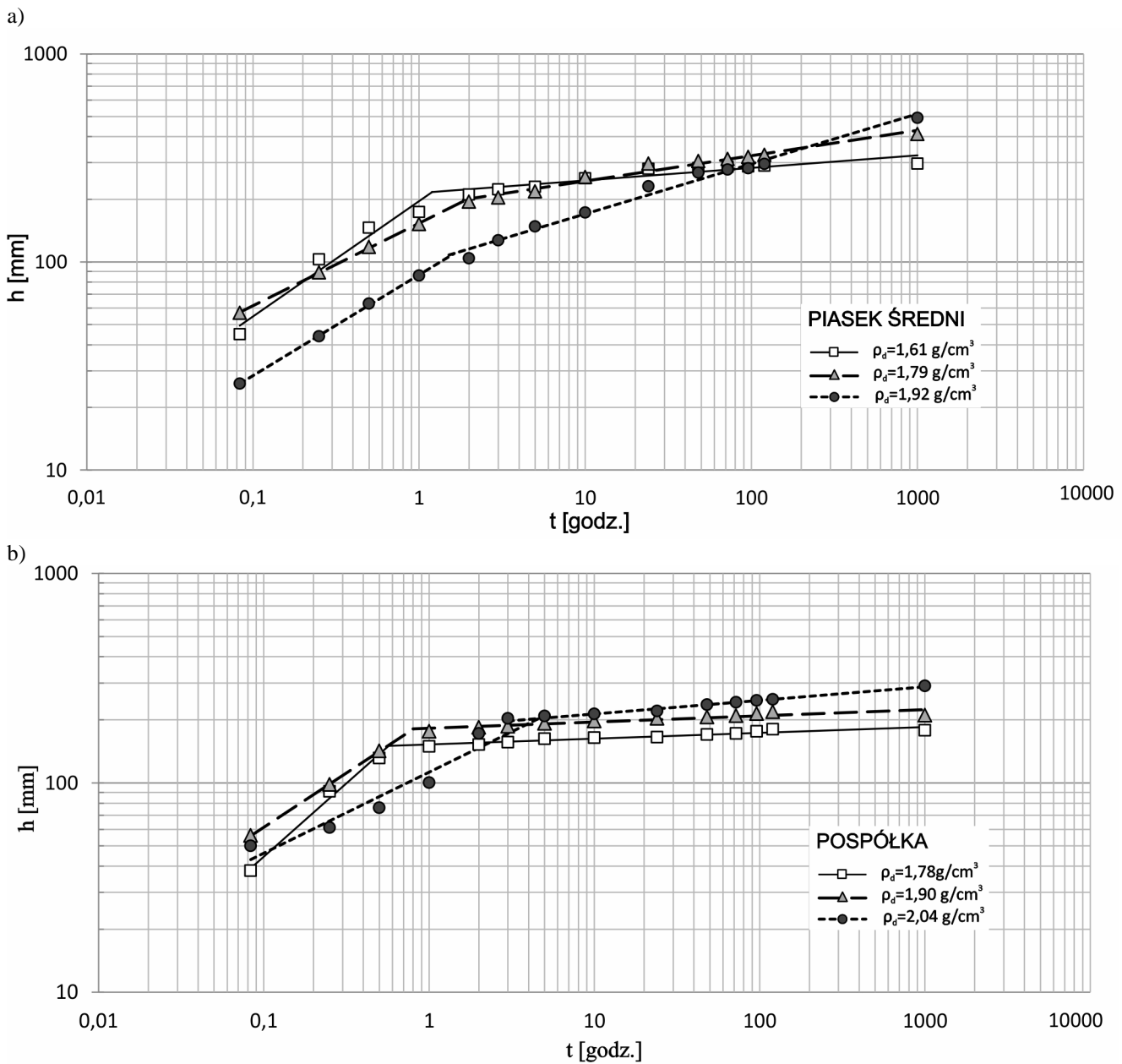
$$\log h = \log a_2 + b_2 \log t \quad \text{dla } t > c \quad (4b)$$

Wartości parametrów: a_1 , b_1 , a_2 , b_2 i c dla badanych gruntów pokazano w tabeli 3.

Wartości wzniosu kapilarnego otrzymane z badań i aproksymacje równania (4a) i (4b) pokazano na rysunku 3a dla piasku średniego i rysunku 3b dla pospółki.

Tab. 3. Parametry funkcji wzniosu kapilarnego

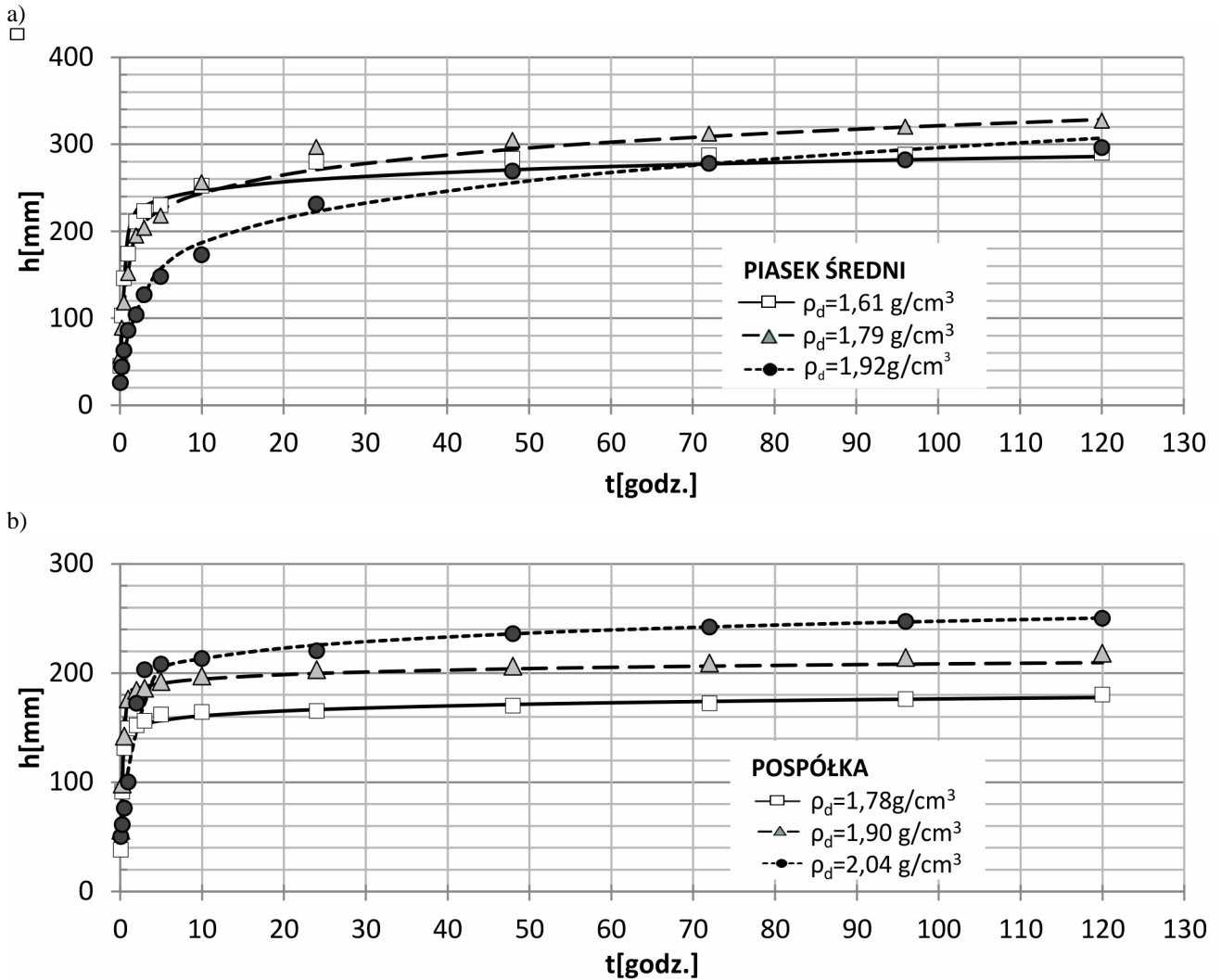
Grunt	ρ_d g/cm ³	a_1 mm	b_1 -	c godz	a_2 mm	b_2 -
Piasek średni	1,61	196,1	0,55	1,1	214,6	0,06
	1,79	153,6	0,40	1,5	184,9	0,12
	1,92	86,7	0,48	2,0	97,8	0,24
Pospółka	1,78	273,9	0,8	0,55	146,7	0,04
	1,90	202,5	0,52	0,79	181,55	0,03
	2,04	112,4	0,39	4,8	183,65	0,0648

Rys. 3. Zależność $h - t$: a) dla piasku średniego, b) dla pospółki

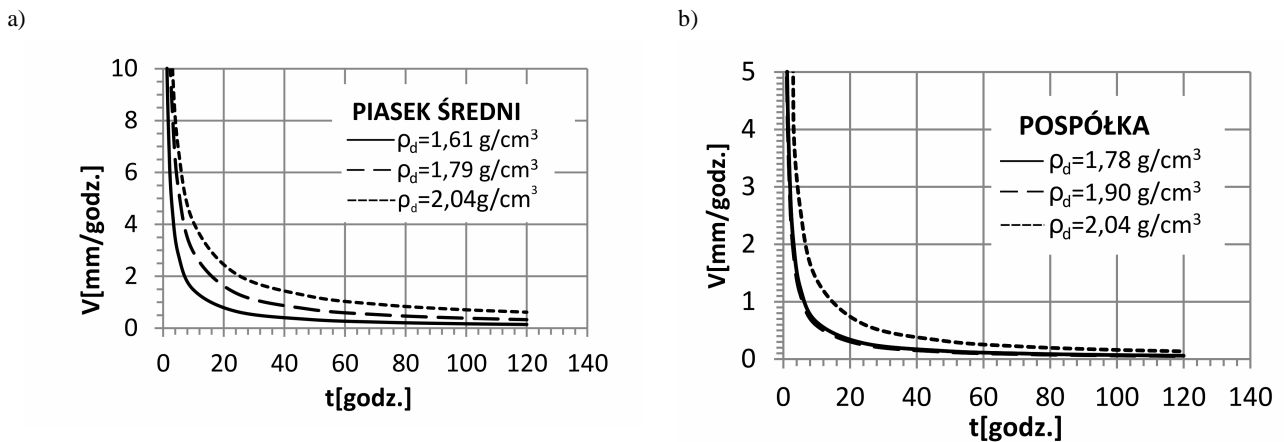
Odpowiednie krzywe opisane równaniem (3) dla piasku średniego pokazano na rysunku 4a, zaś pospółki na rysunku 4b.

Prędkość wzniosu kapilarnego otrzymano różniczkując równanie (3).

Krzywe prędkości wznoszenia kapilarnego dla piasku średniego i pospółki pokazano na rysunku 5.



Rys. 4. Zależność $h - t$: a) dla piasku średniego, b) dla pospółki



Rys. 5. Prędkość wznoszenia kapilarnego: a) dla piasku średniego, b) dla pospółki

W początkowych minutach prędkości są bardzo duże, maleją wraz z upływem czasu, zanikając dla wzniosu równego kapilarności czynnej. Prędkości wznoszenia kapilarnego zależą od rodzaju i stanu zagęszczenia gruntu.

Szybkie zmiany wysokości wznoszenia kapilarnego w początkowej fazie uniemożliwiały dokładne odczyty dla $t < 5$ minut. Zgodnie z przewidywaniem, im kapilarność czynna jest większa, tym prędkości wznoszenia kapilarnego są mniejsze. Pewne zakłócenia tej zasady, obserwowane w początkowej fazie dla pospółki, mogą wynikać z nierównomiernego jej zagęszczenia w rurze.

4. Wnioski

Kapilarność czynna będąca maksymalną wartością wzniosu kapilarnego zależy od rodzaju gruntu i jego stanu zagęszczenia. Jest ona odwrotnie proporcjonalna do wskaźnika porowatości i średnicy miarodajnej d_{10} .

Metodyka badań opisana w artykule nie może być stosowana dla gruntów zapadowych i pęczniejących, gdzie wzrost wilgotności może powodować zmiany porowatości.

Dobrą aproksymację zależności wzniosu kapilarnego w czasie otrzymuje się stosując wykładnicze funkcje zaproponowane przez Kezdiego.

Ze względu na mniejszy od jedności stopień wilgotności, badania prędkości wznoszenia kapilarnego nie mogą być stosowane do określenia wartości współczynnika filtracji.

Literatura

- Glazer Z. (1977). *Mechanika Gruntów*. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa.
- Kezdi A. (1980). *Handbook of Soil Mechanics*. Vol. 2. Soil Testing. *Akademiai Kiado*, Budapest.
- Smith I. (2006). *Smith's Elements of Soil Mechanics*. Blackwell Publishing.
- Smolczyk U. (2003). *Geotechnical Engineering Handbook*. Volume 1. Fundamentals. *Ernst & Sohn*, Berlin.
- Strzelecki T., Kostecki S., Żak S. (2008). *Modelowanie Przepływów przez Ośrodki Porowate*. *Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne*, Wrocław.
- Terzaghi K., Peck R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. *John Wiley & Sons Inc.*, New York.
- Wiłun Z. (2003). *Zarys Geotechniki*. *Wydawnictwo Komunikacji i Łączności*, Warszawa.

THE SPEED OF CAPILLARY RAISE IN GRANULAR SOILS

Abstract: The paper presents test results of capillary raise speed in medium sand or sand and gravel mix at different degree of compaction. The maximum value of capillary raise (active capillarity) is inversely proportional to void ratio (e) and grain diameter (d_{10}). The values of capillary raise speed in granular soils are high in the initial phase and then decrease over time. In medium compacted sands capillary raise may stabilise within more then ten to more then hundred hours (few days).

Abstracts Vol. 4 No. 2

Patrycja BARYŁA, Marek WOJCIECHOWSKI, Marek LEFIK

Właściwości piasków hydrofobizowanych emulsjami alkoksylanowymi ustalone w badaniach wstępnych

The properties of hydrofobized sand established in the preliminary studies

Celem badań jest wstępne ustalenie parametrów wodoprzepuszczalności oraz wytrzymałościowych nowego materiału budowlanego, jakim jest grunt hydrofobizowany. Badania przeprowadzono dla dwóch naturalnych piasków średnich oraz dla czterech mieszanin grunt-emulsja hydrofobizująca. Stałą filtracji k wyznaczono z użyciem aparatu ZWK2 dla próbek przed dodaniem emulsji hydrofobizującej oraz w aparacie trójosiowym dla gruntów po hydrofobizacji. Kąt tarcia wewnętrznego ϕ oznaczono w aparacie bezpośredniego ścinania. Gęstość właściwą ρ_s wyznaczono z użyciem kolby Le Chateliera, a maksymalną gęstość objętościową $\rho_{d\max}$ – w cylindrze normowym. Badania wykazały, że dodatek środka hydrofobizującego obniżył współczynnik filtracji, przy jednoczesnym utrzymaniu parametrów wytrzymałościowych na poziomie parametrów piasków przed hydrofobizacją.

The aim of the research is to determine the permeability and strength properties for the innovative building material – hydrofobized soil. Tests were performed for two sands with different particle size distribution (MSa1, MSa2), mixed with several types of hydrophobizing emulsions (E1-E4). Basic properties of these mixtures, their maximum dry density, strength properties, capillary rise and filtration properties were examined and, afterwards, compared with analogous results obtained for the sands before hydrophobization. Strength and filtration properties for hydrophobized sands were examined in triaxial compression apparatus. The angle of internal friction for natural sands was tested in direct shearing test apparatus and their filtration properties – in "ZWK2" apparatus. All tested samples showed lower permeability after hydrophobization. Strength properties remain almost the same after hydrophobization process.

Małgorzata J. GLINICKA

Właściwości mechaniczne mieszaniny gruntu i odpadów z opon samochodowych

Mechanical properties of soil -tire waste mixture

Celem wykonanych badań laboratoryjnych było ustalenie parametrów wytrzymałościowych mieszaniny piasku i odpadów z opon samochodowych, w zależności od zagęszczenia i ilości dodanych odpadów. W badaniach laboratoryjnych zastosowano granulaty gumowy o wymiarach ziaren 2,5-4 mm. Badania laboratoryjne obejmowały określenie składu granulometrycznego gruntu, wskaźników porowatości, gęstości właściwej i objętościowej szkieletu, maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu i wilgotności optymalnej oraz parametrów wytrzymałościowych mieszaniny piasku i odpadów. Wyniki przeprowadzonych badań piasku i mieszanin piasku z granulatem gumowym potwierdziły wpływ dodawanych odpadów z przetworzonych opon samochodowych na parametry zagęszczalności i parametry wytrzymałościowe. Dodatek 10% i 20% granulatu do piasku spowodował wzrost wytrzymałości na ścinanie. Wykorzystanie odpadów ze zużytych opon samochodowych do gruntów może przyczynić się do zagospodarowania części tych odpadów oraz zmniejszenia ilości składowanych odpadów.

The results of laboratory tests of sand-tire rubber waste mixture are presented in the paper. The purpose of the laboratory tests was determination of shear strength parameters of mixture sand-rubber waste depending on compaction and amount of added "microelements". Granulated rubber

that size of grains was 2,5-4 mm was used in the tests. The sand was mixed with 10% or 20% of rubber wastes. Laboratory tests included determination of grain-size-distribution, void ratio, dry density of solid particles, density of solid particles, maximum dry density and optimum water content. Compaction was determined by Standard Proctor Method for sand and two different mixtures of sand and tire rubber waste. Shear strength of sand after adding various percentages of granulated tire rubber was study by means of the direct shear test. The test results were analysed depending on amount of added wastes and relative density index and void ratio. The direct shear test was also made on samples of mixture sand- waste for different dry density of solid particles and moisture. The test results show the influence of added rubber waste to sand on compaction and shear strength parameters. Addition of 10% and 20% rubber waste to sand caused increase in shear strength. Utilization of soil-tire rubber waste mixture for road embankment can be an economic solution to environmental problems.

Małgorzata JASTRZEBSKA, Magdalena KOWALSKA

Przydatność wybranych systemów pomiaru odkształceń w badaniach trójosiowych słabych gruntów spoistych

Applicability of selected internal strain measuring systems for triaxial testing of soft soils

W pracy przedstawiono najczęściej stosowane systemy służące do pomiaru małych odkształceń w badaniach trójosiowych: LVDT, czujniki wykorzystujące efekt Halla oraz czujniki zbliżeniowe. Omówiono ich przydatność w badaniach słabych gruntów spoistych ze szczególnym uwzględnieniem aspektów montażowych. Zaprezentowano również metodę tomografii RX jako alternatywę dla czujników lokalnych.

The paper presents chosen small strain measuring systems that are the most commonly used in triaxial testing: LVDT, the Hall effect gauges and proximity transducers. Their applicability for soft cohesive soils, particularly in terms of assembly issues, is discussed. Computer tomography is also described as an alternative method for the local gauges.

Krystyna JAŚKIEWICZ, Małgorzata WSZĘDYRÓWNY-NAST

Wpływ metodyki oznaczania granic Atterberga na uzyskiwane wartości stopnia płynności

Effect of methodology on determining the Atterberg limits for liquidity index

Jedną z podstawowych metod charakterystyki (a także klasyfikacji) gruntów spoistych (drobnoziarnistych) jest ustalenie ich granic Atterberga. Artykuł charakteryzuje krótko metodę oznaczania granicy płynności metodą penetrometru stożkowego – zgodnie z zaleceniami PN-EN 1997-2:2009 (Eurokod 7) i PKN-CEN ISO/TS 17892-12:2009 (w pracy oznaczano jako ST 12). Przeanalizowano wyniki oznaczeń stopnia płynności uzyskane metodą penetrometru stożkowego według normy PN-88/B-04481 oraz ST12 dla trzech rodzajów gruntów: glin piaszczystych (clSa, sasiCl), glin piaszczystych zwięzłych (clSa, sasiCl) oraz ilów (Cl, saciCl, saCl). Zakres przeprowadzonych badań pozwolił na określenie, w jakim stopniu zmiana metody oraz sposobu interpretacji wyników wpływa na uzyskiwane wartości stopnia płynności gruntów. Wyznaczono zależności funkcyjne pomiędzy stopniem płynności oznaczonym zgodnie z metodyką opisaną w ST 12 i stopniem płynności oznaczonym zgodnie z PN-88/B-04481.

The paper presents methodology for the determination of liquid limit by fall cone test in accordance with the recommendations of PN-EN 1997-2:2009 (Eurocode 7) and PKN-CEN ISO / TS 17892-12:2009 (in article defined as ST 12). The results of liquidity index obtained by fall cone test according to PN-88/B-04481 and ST 12 were analyzed for the three types of soil: sandy clays (clSa, sasiCl), coherent sandy clays (clSa, sasiCl) and clays (Cl, saciCl, saCl). The scope of the study made it possible to determine how the change of the method and interpretation of the results affects the values of liquidity index. The statistical dependencies between the liquidity index marked as ST 12 ($I_{L\ ISO}$) and liquidity index marked as PN-88/B-04481 ($I_{L\ PN}$) were shown.

Dariusz KIZIEWICZ, Zbigniew LECHOWICZ

Anizotropia wytrzymałości na ścinanie bez odpływu gruntów spoistych w cylindrycznym aparacie skrętnym

Testing of undrained shear strength in hollow cylinder apparatus

W artykule przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych w cylindrycznym aparacie skrętnym HCA (*Hollow Cylinder Apparatus*) na gruncie spoistym o wskaźniku plastyczności $I_p = 10,5\%$. Celem badań było wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu przy różnych wartościach kąta obrotu kierunków naprężeń głównych α . Badania przeprowadzono przy kątach $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ i 90° dla rekonstruowanego gruntu spoistego (piasku ilastego cISa) o współczynniku prekonsolidacji $OCR = 1$ i 8 . Badania w cylindrycznym aparacie skrętnym realizowane były z konsolidacją anizotropową oraz ścinaniem w warunkach bez odpływu przy ścieżce naprężenia polegającej na wzroście dewiatora naprężenia q przy stałej wartości naprężenia średniego p oraz stałej wartości współczynnika pośredniego naprężenia głównego b . Uzyskane wyniki pozwoliły na ocenę wpływu zmiany kierunku naprężeń głównych na wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu.

The paper is a summarises test results performed in hollow cylinder apparatus HCA on cohesive soil characterised by plasticity index $I_p = 10,5\%$. An objective of tests was to determine undrained shear strength under different values of principal stresses rotation angle α . The tests were performed with angles $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ and 90° for reconstituted cohesive soil (clayey sand cISa) characterised by overconsolidation ratio $OCR = 1$ and 8 . The tests in hollow cylinder apparatus were conducted with use of CAU method (with anisotropic consolidation and shearing in undrained conditions) with stress path consisting of increment of deviator stress q alongside constant values of mean principal stress p and intermediate principal stress ratio b . Obtained results allowed to assess the influence of principal stresses rotation on the value of undrained shear strength τ_{fu} .

Sebastian KOWALCZYK, Tomasz SZCZEPAŃSKI, Paweł DOBAK

Charakterystyka rozkładu ciśnienia porowego w badaniach konsolidacji past gruntowych z północnopolskich glin zwałowych

Characteristics of pore pressure distribution during consolidation tests of soil paste of glacial tills from northern Poland

Tematyka artykułu dotyczy zagadnienia dystrybucji ciśnienia porowego w badaniach konsolidacji przy stałej prędkości obciążenia (CRL). Badania przeprowadzono na pastach gruntowych sporządzonych z glin zwałowych zlodowacenia Wisły z okolic Susza na Pojezierzu Iławskim. Pasta gruntowa o naturalnym składzie granulometrycznym, lecz zmienionej strukturze (homogenicznej) i wilgotności, przygotowana została tak, aby uzyskać dwufazowy (nasycony wodą) ośrodek gruntowy. Przyjęta metodyka badań umożliwia porównanie otrzymanych wyników z teoretycznym modelem zmian wartości ciśnienia porowego w warunkach liniowego przyrostu naprężenia. W przeprowadzonych badaniach zastosowano różne prędkości obciążenia, co pozwoliło na przedstawienie wpływu tego czynnika na parametry charakteryzujące dystrybucję ciśnienia porowego. Studia nad zmiennością ciśnienia wody w porach w warunkach zróżnicowanych wymuszeń mają istotne znaczenie dla doskonalenia metod oceny parametrów filtracyjno- konsolidacyjnych ośrodka gruntowego.

The question of pore pressure distribution during consolidation tests at constant rate of loading (CRL) was presented in the paper. The tests were carried out on soil paste of glacial tills of Wisła glacial period obtained from the area of Susz in Pojezierze Iławskie. The disturbed (homogenous) soil paste of natural particle size distribution was prepared in such a way to obtain biphasic – saturated soil. The chosen method allowed comparing the obtained test results with theoretical model of pore pressure changes during linear incremental loading. Various load rates were used so that the influence of the rate on pore pressure distribution could be presented. The research on variability of pore pressure under various loading conditions is crucial in developing permeability-consolidation parameters investigation methods.

Marzena LENDO-SIWICKA, Kazimierz GARBULEWSKI

Pęcznienie a odprężenie nienasyconych ilów warszawskich

Swelling and/ or rebound unsaturated Warsaw clay

W artykule przedstawiono charakterystyki pęcznienia i odprężenia nienasyconych ilów występujących w rejonie Warszawy (iłów warszawskich). W badaniach przyjęto założenie, że odkształcenie objętościowe ε_v ilów składa się z dwóch części – odkształcenia pęcznienia ε_p i odkształcenia odprężenia ε_o , których procentowy udział zależy przede wszystkim od warunków gruntowo-wodnych w podłożu (wilgotności i stopnia nasycenia) oraz od wartości składowej pionowej naprężenia efektywnego $\sigma'_v = \sigma_v - u_a$. W badaniach zastosowano konsolidometr KKSZ (konsolidometr z kontrolowanym ciśnieniem ssania i wilgotnością) zaprojektowany i wykonany w Katedrze Geoinżynierii SGGW oraz zmodyfikowane edometry standardowe. Z przeprowadzonych badań wynika, że odkształcenia odprężenia ilów określone w badaniach edometrycznych mieszczą się w zakresie od 0,19% do 0,62%, natomiast odkształcenia pęcznienia od 2,38% do 5,45%. Odprężenie ilów jest procesem krótkotrwałym i stanowi średnio około 20,8% czasu całkowitych zmian objętości, w przeciwieństwie do pęcznienia, które jest procesem długotrwałym i wypełnia pozostały całkowitych zmian objętości.

The paper presents the characteristics of unsaturated expansive clays occurring in the area of Warsaw (Warsaw clays). It was assumed that the volumetric strain (ε_v) consists of two components – the swelling deformation (ε_p) and the rebound strain (ε_o), which percentage depends primarily on the ground – water conditions (moisture content and degree of saturation) and the vertical effective stress $\sigma'_v = \sigma_v - u_a$. In the study the consolidometer KKSZ (designed at the Department of Geotechnical Engineering Warsaw University of Life Sciences) with suction and water content controlling was used. The study shows that the rebound strains in the Warsaw clays are in the range from 0.19% to 0.62%, and the swelling deformation of 2.38% to 5.45%. Rebound of clays is the short-term process, average about 20,8% of time for total volume changes. The swelling is a lengthy process and provides an average of about 79,2% of time to total volume changes.

Jolanta Anna PRUSIEL

Wyznaczanie modułu sprężystości ośrodków ziarnistych składowanych w silosach

Determination of elasticity modulus for bulk solid stored in silo bins

W pracy przedstawiono wybrane metody wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych o cechach bezkohezyjnych składowanych w silosach. Moduł sprężystości materiału sypkiego jest niezbędny do prawidłowego opisu efektów sprzężenia parcia ośrodka sypkiego i pól temperatury w silosie w ramach problemu interakcji konstrukcji ściany silosu i ośrodka. W pracy opisano wybrane zależności służące do wyznaczania modułu sprężystości ośrodków ziarnistych uzyskane na podstawie badań doświadczalnych (zazwyczaj w skali „mikro”, w aparacie trójosiowego ściskania) wykonanych przez różnych badaczy oraz metody wyznaczania tego parametru w świetle norm. Na podstawie wybranych zależności wyznaczono wartości modułów sprężystości E_m organicznego ośrodka ziarnistego (pszenicy).

The paper presents selected methods of evaluation elasticity modulus for cohesionless material stored in silo bins. The modulus of elasticity of bulk solid is an important parameter needed for precise description of coupled effects of silo pressure and thermal fields in the frame of problem of interaction between wall structure and bulk solid “en masse”. Selected expressions for evaluation of elasticity modulus of particulate solids are described on the basis of typical experimental tests in the micro scale in the triaxial apparatus. Some standard methods for evaluation of such material parameter are also presented. On the basis of selected relationships the values of modulus of elasticity of a given solid (wheat) are calculated.

Wojciech SAS, Katarzyna GABRYŚ, Alojzy SZYMAŃSKI
Laboratoryjne oznaczenie prędkości fali podłużnej i poprzecznej w gruncie
Laboratory determination of seismic waves velocities

W artykule przybliżono teoretyczne podstawy propagacji fali w ośrodku sprężystym i zaprezentowano wybrane metody pomiaru prędkości fali sejsmicznej w warunkach laboratoryjnych. Omówiono badania w aparacie trójosiowego ściskania wyposażonym w specjalne piezoelementy. Przedstawiono pokrótce metodykę badań w kolumnie rezonansowej znajdującej się wraz z przykładowymi wynikami właściwości sprężystych gruntów. Jako materiał badawczy wykorzystano naturalny grunt spisty pochodzący z rejonu powstającej trasy ekspresowej S2, pobrany z odcinka „Konotopa-Lotnisko” (okolice km 464). Zaprezentowano wyznaczone prędkości fali podłużnej oraz poprzecznej uzyskane na podstawie teorii falowej.

The theoretical basis of wave propagation in the elastic medium, as well as some methods of seismic wave velocity measurements in the laboratory were presented in the paper. Experiments in the triaxial apparatus equipped with Bender element were discussed. Methodology of the research in the resonant column, together with examples of the results of the elastic properties of examined soils were summarised. As a test material natural cohesive soil from the area of emerging route S2, track between the nodes “Konotopa – Airport” (near km 464), was used. The values of the longitudinal and transversal wave velocities determined from wave theory were shown in the paper as well.

Zdzisław SKUTNIK

Badanie parametrów wytrzymałościowych piasku średniego w aparacie trójosiowego ściskania z kontrolowanym ciśnieniem ssania
The test of strength parameters of medium sand in the triaxial apparatus with controlled suction pressure

W artykule przedstawiono wyniki badań trójosiowych, wytrzymałości na ścinanie piasku średniego wykonane w warunkach kontrolowanego stanu nasycenia próbki gruntu metodą „translacji osi”. Badania przeprowadzono w nowoczesnym aparacie do badań trójosiowych próbek nienasyconych. Próbki o średnicy 7 cm i wysokości 14 cm, zagęszczano w laboratorium w specjalnej formie. Wykonano dwie serie badań dla różnych wartości ciśnienia ssania $s = u_a - u_w$, wynoszących 60 kPa i 200 kPa, oraz naprężeń, $\sigma_{3(netto)} = \sigma_3 - u_a$, wynoszących 50 kPa i 200 kPa. Przeprowadzone badania wykazały wpływ ciśnienia ssania na parametry wytrzymałościowe gruntu niespoistego (piasku średniego). Wzrost ciśnienia ssania powoduje pojawienie się spójności pozornej w gruncie niespoistym, która zwiększa się wraz ze wzrostem ciśnienia ssania.

This paper presents the results of triaxial tests, shear strength of the medium sand performed in a controlled state of the soil samples saturation using the "axis translation technique". The study was conducted in a modern apparatus for triaxial testing of unsaturated samples. Test specimens with a diameter of 7 cm and a height of 14 cm were prepared in the laboratory in a special form by compaction. Two series of tests were performed for different values of suction pressure, $s = u_a - u_w$ of 60 kPa and 200 kPa, and stress, $\sigma_{3(netto)} = \sigma_3 - u_a$, equal to 50 kPa and 200 kPa. The study showed the impact of suction pressure on the soil strength parameters of medium sand. Increase of suction pressure causes the appearance of apparent cohesion in non-cohesive soil, which increases with increasing of the suction pressure.

Małgorzata WYSOCKA, Zenon SZYPCIO, Dariusz TYMOSIAK

Prędkość wznoszenia kapilarnego w gruntach niespoistych
The speed of capillary raise in granular soils

W pracy przedstawiono wyniki badań kapilarności czynnej i prędkości podciągania kapilarnego w piaskach średnich i pospółkach o różnym stopniu zagęszczenia. Maksymalna wysokość podciągania kapilarnego (kapilarność czynna) jest odwrotnie proporcjonalna do wskaźnika porowatości e i średnicy miarodajnej d_{10} . Prędkości podciągania kapilarnego w gruntach niespoistych są duże w początkowej fazie i szybko maleją wraz z upływem czasu. Dla piasków średnich zagęszczonych stabilizacja

wysokości podciągania może następować po kilkudziesięciu lub kilkuset godzinach.

The paper presents test results of capillary raise speed in medium sand or sand and gravel mix at different degree of compaction. The maximum value of capillary raise (active capillarity) is inversely proportional to void ratio (e) and grain diameter (d_{10}). The values of capillary raise speed in granular soils are high in the initial phase and then decrease over time. In medium compacted sands capillary raise may stabilise within more then ten to more then hundred hours (few days).