Nr kol. 1756

2007

Iwona DUDKO-PAWŁOWSKA, Magdalena KOWALSKA

Katedra Geotechniki Politechnika Śląska

BADANIA EDOMETRYCZNE IŁÓW ZALEGAJĄCYCH W PODŁOŻU MAGAZYNU CENTRUM LOGISTYCZNEGO W TYCHACH

Streszczenie. Artykuł prezentuje wyniki edometrycznych badań próbek normalnie skonsolidowanego iłu trzeciorzędowego, pobranych z głębokości 20 m do 50 m. Wyjaśniono zasadność wyboru wykorzystanej metody badawczej, przedstawiono wyniki testów oraz omówiono zaistniałe problemy.

OEDOMETRIC TESTS FOR CLAY DEPOSITED IN SUBSOIL OF LOGISTIC CENTRE WAREHOUSE IN TYCHY

Summary. The paper presents results of oedometric tests for samples of normally consolidated Tertiary clay, taken from the depth 20 m to 50 m. Validity of this method's choice is explained, the test results are presented and the arisen problems discussed.

1. Wstęp

Budowa obiektów wielkokubaturowych, o zwiększonych wymaganiach odnośnie do ograniczenia osiadań pociąga za sobą konieczność inwestowania w szczegółowe i wieloetapowe rozpoznanie podłoża gruntowego. Przykładem takiej inwestycji jest mający powstać w Tychach w pełni zautomatyzowany magazyn wysokiego składowania o powierzchni 100 x 140 m i wysokości 32 m. Płyta fundamentowa przekazująca obciążenie rzędu 120 kPa ma być posadowiona pośrednio na 20-metrowych palach.

Pierwotne rozpoznanie podłoża (wiercenia oraz badania makroskopowe) do głębokości kilku metrów było zdecydowanie niewystarczające. Zlecono więc wykonanie sondowań statycznych, które z uwagi na wysoką spójność najniżej zalegających warstw iłów trzeciorzędowych, wykonano tylko do głębokości ok. 35 m. W testach CPTU i DMT uzyskano zastanawiająco niskie sztywności ww. iłów – w granicach kilkunastu MPa.

Konieczne było wykonanie dodatkowych weryfikujących badań charakterystyki deformacyjnej podłoża na głębokości 20 - 50 m, co zostało zlecone Katedrze Geotechniki Politechniki Śląskiej.

W artykule zaprezentowano warunki gruntowe podłoża magazynu, przedstawiono przebieg badań edometrycznych oraz omówiono problemy związane z przygotowaniem próbek i analizą wyników.

2. Budowa geologiczna podłoża

Przypowierzchniową strefę podłoża planowanej inwestycji budują osady czwartorzędowe i trzeciorzędowe o złożonych warunkach hydrogeologicznych.

Osady czwartorzędowe reprezentowane są przez plejstoceńskie osady rzeczne, przykryte glebą, trylinką, asfaltem, a miejscami nasypem (gruz, piasek, cegła), o miąższości nieprzekraczającej 0,6 m. Plejstocen o miąższości 9 – 11 m tworzą utwory fluwialne wykształcone jako piaski średnie, czasem z przewarstwieniami pyłu oraz gliny pylaste, a miejscami także pyły i pospółki.

Poniżej czwartorzędu zalega gruby, ponad 40-metrowy kompleks trzeciorzędowych szarych iłów i iłów pylastych w stanie półzwartym i twardoplastycznym. Iły te charakteryzują się występowaniem cienkich, rzadkich i nieregularnych wkładek pyłów i piasków pylastych, a lokalnie również rozproszonych okruchów skalnych o wielkości dochodzącej do 8 mm.

3. Metoda badań

Badania edometryczne należą do grupy podstawowych badań laboratoryjnych gruntów, jakie wykonywane są przy szacowaniu geotechnicznych warunków posadowienia. Edometryczny moduł ściśliwości wyznaczany jest zawsze wtedy, gdy konieczne jest sprawdzenie drugiego stanu granicznego podłoża zgodnie z normą [2], niezależnie od sposobu przekazywania obciążenia na podłoże. Warunki odkształcalności jednoosiowej w sytuacjach projektowych występują tymczasem jedynie w przypadku symulacji tworzenia się utworów sedymentacyjnych oraz gdy powierzchnia planowanego obciążenia fundamentu jest znacznie większa od głębokości analizowanego punktu podłoża. W innych przypadkach sztywność podłoża powinna być wyznaczana w aparacie trójosiowego ściskania.

W analizowanym przypadku mamy do czynienia z typowo edometrycznymi warunkami pracy podłoża. Największa głębokość, z której pobrano materiał do badań, stanowi zaledwie ¼ głębokości oddziaływania fundamentu na podłoże (2B) [2]. Stwierdzenie to potwierdzają wyniki prostej analizy numerycznej MES wykonanej w programie Z_SOłL.PC v.7.09.

Model (rys. 1.) symuluje wykonanie wykopu, pali o średnicy 0,6 m w rozstawie 3 m i płyty fundamentowej grubości 1 m oraz obciążenie fundamentu naciskiem 120 kPa. Z uwagi na brak danych odnośnie do parametrów wytrzymałościowych, posłużono się tylko sprężystym modelem konstytutywnym gruntu z uzmiennieniem modułu sprężystości wraz z głębokością, zgodnie z wynikami przedstawionymi w rozdziale 5. Do obliczeń przyjęto współczynnik parcia bocznego w spoczynku $K_0 = 0,5$

Na rys. 2. i rys. 3. przedstawiono wyniki analizy w postaci ścieżek odkształcenia ε_y - ε_x oraz ścieżek naprężenia p-q wyznaczonych w ośmiu punktach podłoża, leżących odpowiednio na głębokości 25, 35, 45 i 55 m poniżej poziomu terenu.



Rys. 1. Fragment modelu numerycznego podłoża z zaznaczonymi analizowanymi punktami (cyfry oznaczają głębokość elementu)

Fig. 1. Fragment of the numerical model with marked points of analysis (digits = depth)

Okazuje się, że odkształcenia poziome ε_x w momencie zakończenia obciążenia stanowią nie więcej niż 19 % odkształceń pionowych ε_y , a ich maksymalna wartość to 0,06%. Ścieżki naprężeń natomiast w nieznacznym stopniu odbiegają od edometrycznej ścieżki konsolidacji oznaczonej jako linia K₀. Obliczenia te potwierdzają tezę, że sztywność uzyskana na podstawie badania edometrycznego powinna odpowiadać warunkom pracy podłoża.









4. Procedura badawcza

Celem pobrania materiału do badań wykonano dwa odwierty o głębokości 50 m i średnicy 132 mm w sposób "mechaniczny obrotowy na sucho" [1]. Ze środka każdego rdzenia wycięto 12 próbek – po 3 z głębokości ok. 20, 30, 40 i 50 m. Używano pierścieni o średnicy 6,5 cm oraz 5,0 cm, dzięki czemu najbardziej uszkodzona boczna część rdzenia mogła być odrzucona. Badania były prowadzone równolegle na 7 edometrach. Cechowanie edometrów zostało przeprowadzone przy takich samych obciążeniach, w jakich badana była próbka gruntu. Określono wilgotność gruntu przed i po badaniu oraz średnią gęstość właściwą szkieletu gruntowego na każdej wydzielonej głębokości. Oznaczono początkowe wskaźniki porowatości.

Naprężenie pierwotne σ_{z0} zostało oszacowane jako iloczyn ciężaru nadkładu $\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$ i miąższości z odpowiadającej głębokości pobrania próbki. Próbki obciążane były przynajmniej trzystopniowo: pierwszy stopień odpowiadał wartości [σ_{z0} - 200 kPa], drugi: [σ_{z0}], trzeci: [σ_{z0} + 200 kPa]; z wyjątkiem próbek z głębokości 20 m, gdzie przyrost ustalono na 100 kPa ze względu na zakres pracy stosowanych edometrów ograniczony do 500 kPa. Każdy nowy stopień obciążenia utrzymywany był do umownej stabilizacji krzywej konsolidacji (nie więcej niż 0,010 mm/dobę).

5. Analiza wyników badań

Wyniki badań cech fizycznych umieszczono w tabeli 1. Wykazano wzrost średniej wartości gęstości objętościowej (od 1,91 do 1,96 g/cm³) i właściwej (od 2,71 do 2,76 g/cm³) wraz z głębokością, szczególnie wyraźny w przedziale 40 – 50 m p.p.t. Średnia wilgotność naturalna i porowatość maleją wraz z głębokością (odpowiednio: 28,7 - 24,9 % i 0,83 do 0,76), przy czym zauważalne jest duże zróżnicowanie porowatości próbek pobranych z tej samej głębokości, różnice we wskaźniku porowatości wynoszą nawet 0,22.

Badania edometryczne pozwoliły na oszacowanie wielkości modułów w co najmniej trzech zakresach obciążeń. W tabeli 2 przedstawiono tylko wyniki dla przedziału obciążeń (σ_{z0} do σ_{z0} +200kPa) odpowiadającego zakresowi przyrostowi naprężeń eksploatacyjnych.

Poszczególne wartości modułów wykazują bardzo duże zróżnicowanie. Najbardziej prawdopodobnym wytłumaczeniem takich rozbieżności między próbkami, pobranymi z tej samej głębokości, są znaczne różnice w ich porowatości, wynikające przypuszczalnie z metody pobrania (p. rozdz. 6). W próbkach o modułach znacznie wyższych niż pozostałe mogły ponadto znajdować się okruchy skalne, "usztywniające" próbkę. Z tych względów konieczne było odrzucenie niektórych wyników z dalszej analizy (w tabeli zaznaczono je mniejszą czcionką). Ich wybór był podyktowany wynikami badań fizycznych i zachowaniem się próbek w trakcie badania, a nie wyłącznie kryteriami statystycznymi.

Tabela 1

| numer próbki | numer | głębokość pobrania próbki | wilgotność naturalna | gęstość objętościowa | gęstość właściwa | wskaźnik porowatości |
|-----------------|-------|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|
| 1 | | z [m] | w [%] | ρ [g/cm ³] | $\rho_s [g/cm^3]$ | e ₀ [-] |
| 1 | 4/07 | 20,70 | 29,3 | 1,92 | 2,71 | 0,83 |
| 2 | 4/07 | 20,50 | 28,8 | 1,84 | | 0,91 |
| 3 | 4/07 | 19,95 | 29,9 | 1,84 | | 0,90 |
| 1B | 5/07 | 20,35 | 29,2 | 1,95 | 2,71 | 0,79 |
| 2B | 5/07 | 20,50 | 28,4 | 1,96 | | 0,77 |
| 3B | 5/07 | 20,10 | 29,6 | 1,83 | | 0,92 |
| 3.1B | 5/07 | 19,65 | 26,0 | 2,01 | | 0,70 |
| 4 | 4/07 | 30,30 | 31,0 | 1,90 | 2,70 | 0,86 |
| 5 | 4/07 | 31,15 | 28,8 | 1,90 | | 0,83 |
| 6 | 4/07 | 30,35 | 28,6 | 1,90 | | 0,83 |
| 4B | 5/07 | 30,00 | 26,3 | 1,96 | 2,71 | 0,74 |
| 5B | 5/07 | 29,90 | 26,4 | 1,95 | | 0,75 |
| 6B | 5/07 | 30,50 | 28,1 | 1,81 | | 0,91 |
| 7 | 4/07 | 40,90 | 27,6 | 1,95 | 2,74 | 0,79 |
| 8 | 4/07 | 41,30 | 25,4 | 1,90 | | 0,81 |
| 9 | 4/07 | 41,30 | 27,5 | 1,96 | | 0,77 |
| 7B | 5/07 | 40,00 | 25,2 | 1,85 | 2,70 | 0,83 |
| 8B | 5/07 | 42,60 | 24,8 | 1,90 | | 0,77 |
| 9B | 5/07 | 42,70 | 24,6 | 1,88 | | 0,79 |
| 10 | 4/07 | 49,50 | 23,8 | 2,05 | 2,75 | 0,66 |
| 11 | 4/07 | 48,80 | 23,4 | 2,06 | | 0,65 |
| 12 | 4/07 | 48,80 | 25,3 | 1,84 | | 0,87 |
| 10B | 5/07 | 49,00 | 23,9 | 1,96 | 2,76 | 0,75 |
| 11B | 5/07 | 48,80 | 26,6 | 1,96 | | 0,79 |
| 12B | 5/07 | 48,80 | 26,2 | 1,92 | | 0,82 |

Wyniki badania cech fizycznych

Średni moduł edometryczny w przedstawionym zakresie (z pominięciem próbek odrzuconych) rośnie wraz z głębokością i wynosi kolejno 20 MPa, 25 MPa, 30 MPa i 32 MPa (rys. 4.). Na głębokości 20-40 m przyrost wynosi 5 MPa na 10 mb, poniżej jest niemal trzykrotnie mniejszy. Taki trend jest zgodny z wynikami badań światowych [5, 6], które wykazują paraboliczną zmienność modułu w warunkach *in situ*.

Wartości modułów edometrycznych z przedziału σ_{z0} do ($\sigma_{z0}+200kPa$)

| średnia | zakres obciążeń | edometryczny moduł ściśliwości | | | | |
|-----------------------|----------------------|--------------------------------|-----------|---------------|-----------|--|
| głębokość pobrania | | otwór 4/07 | | otwór 5/07 | | |
| z [m] | $\Delta\sigma$ [kPa] | [MPa] | nr próbki | [MPa] | nr próbki | |
| | | 18 | 3 | 11 | 3B | |
| 20 | 400 500 | 25 | 2 | 17 | 1B | |
| 20 | 400 - 500 | 56 | 1 | 21 | 2B | |
| | | | | 62 | 3.1B | |
| | | 13 | 6 | 18 | 6B | |
| 30 | 600 - 800 | 20 | 4 | 33 | 5B | |
| | | 22 | 5 | 42 | 4B | |
| | | 35 | 8 | 19 | 7B | |
| 40 | 800 - 1000 | 37 | 7 | 23 | 9B | |
| | | 47 | 9 | 24 | 8B | |
| | 1000 - 1200 | 28 | 12 | 23 | 12B | |
| 50 | | 41 | 10 | 27 | 11B | |
| | | 76 | 11 | 36 | 10B | |





Rys. 4. Zależność edometrycznego modułu ściśliwości od głębokości pobrania próby Fig. 4. Dependence of the oedometric compressibility modulus on the depth of sampling

Tabela 2

Czas konsolidacji poszczególnych próbek na kolejnych stopniach obciążenia, przy założeniu że czas stabilizacji liczony jest w momencie, gdy średni czterodobowy przyrost wynosi nie więcej niż 0,010 mm/dobę, wahał się od 2 do 7 dni i nie zależał od głębokości pobrania próby. Niektóre próbki, mimo kilkunastu dni konsolidacji, nie wykazywały oznak stabilizacji. Przyrosty, zamiast maleć, rosły z czasem lub utrzymywały się na stałym poziomie rzędu 0,02 mm/dobę. Przykładem może być próbka nr 12 (rys. 5.). Tego typu zachowanie, przy stwierdzonej równocześnie wysokiej porowatości, było m.in. podstawą odrzucenia wyników dotyczących takiej próbki.



Rys. 5. Charakterystyka konsolidacji dla przykładowych próbek z głębokości 50 m Fig. 5. Consolidation characteristic for selected samples taken from the depth 50 m

Oprócz określenia charakterystyk deformacyjnych, w badaniach edometrycznym można wyznaczyć efektywne ciśnienie prekonsolidacji $\sigma_{z,max}$ (przez niektórych badaczy zwane efektywnym naprężeniem uplastyczniającym σ'_y [7]). Najczęściej stosowane metody jego szacowania (klasyczna, Casagrande, Schmertmanna) korzystają z wykresów $e = f(\sigma'_v)$ w obszarze półlogarytmicznym, gdzie σ'_v jest pionowym naprężeniem efektywnym. Inne [7] bazują na wykresach zależności energii odkształcenia $\varepsilon = e \cdot \sigma'_v$ od pionowego naprężenia

134

efektywnego (σ'_{ν}) (metoda Tavenasa i zmodyfikowana metoda Tavenasa) lub też na wykresie zależności modułu edometrycznego M od pionowego naprężenia efektywnego (metoda Janbu). Wartość ciśnienia prekonsolidacji lub naprężenia uplastyczniającego w dużej mierze zależy od wybranej metody.

Korzystając z metody klasycznej, na podstawie analizy wykresów ściśliwości $e - \log_{10}\sigma'_v$ (rys. 6.), można przypuszczać, że grunt jest normalnie skonsolidowany. Naprężenia pierwotne σ_{z0} są zbliżone do naprężeń uplastyczniających, ponieważ wyraźnie widoczne jest przegięcie krzywych w odcinku końcowym. Niemniej jednak niemożliwe jest wykonanie konstrukcji umożliwiającej znalezienie dokładnego punktu przegięcia.





Fig. 6. Compressibility diagrams for selected samples

W metodzie Tavenasa wartość naprężenia uplastyczniającego jest równa wartości naprężenia, przy którym następuje szybszy przyrost energii odkształcenia ε (punkt załamania wykresu). Wykresy zależności ε - σ'_v wszystkich badanych próbek mają przebieg liniowy (rys. 7.), zatem, zgodnie z kryteriami tej metody, nie osiągnięto naprężenia uplastyczniającego.



Rys. 7. Zależność energii odkształceń od naprężeń dla przykładowych próbek z otworu 4/07 (metoda Tavenasa określania naprężenia uplastyczniającego)

Fig. 7. Dependence of strain energy on stress for exemplary samples taken from the borehole 4/07 (Tavenas method of yielding stress determination)

W metodzie Janbu natomiast wartość naprężenia uplastyczniającego jest wyznaczana jako wartość naprężenia, dla której moduł osiąga minimum i po którym stale rośnie. Analizując wykresy M - σ'_v , wykonane dla badanych próbek, nie można w jednoznaczny sposób wyznaczyć tego minimum. Wydaje się, że naprężenie 1200 kPa dla próbki nr 10 i 1000 kPa dla próbki nr 12 na rys. 8. mogłyby być traktowane jako punkty przegięcia, jednak dla uzyskania pewności należy kontynuować badania na kolejnych stopniach obciążenia, aby stwierdzić, czy wzrost modułu jest trendem trwałym, czy tylko lokalnym zaburzeniem przebiegu krzywej.

Badania edometryczne iłów.



Rys. 8. Zależność modułu edometrycznego od naprężenia (metoda Janbu określania naprężenia uplastyczniającego)

Fig. 8. Dependence of oedometric moduli on stress (Janbu method of yielding stress determination)

Podsumowując, z uwagi na zbyt małą liczbę punktów pomiarowych, żadna z przytoczonych metod nie pozwala na wiarygodne wyznaczenie naprężenia uplastyczniającego na podstawie dotychczasowych wyników. Można jedynie przypuszczać, że badany ił jest gruntem lekko prekonsolidowanym lub normalnie skonsolidowanym, a dla określenia stopnia prekonsolidacji konieczne są dalsze badania.

6. Problemy

Półzwarty stan gruntu w dużej mierze utrudniał pobranie próbek o nienaruszonej strukturze. Mimo pozornej jednorodności materiału, na długości rdzenia pojawiały się wyraźne powierzchnie poślizgu o "talerzowatym" kształcie, obejmujące cały przekrój rdzenia. Rdzeń został więc mechanicznie "podzielony" na mniejsze fragmenty, ograniczając dowolność miejsca wycięcia próbki. Na obwodzie rdzenia występowały silne spękania, co skutkowało koniecznością szukania miejsca wycięcia próbki także na powierzchni przekroju.

Już po badaniu i wyjęciu z pierścienia w kilku przypadkach okazało się, że mimo prawidłowego wycięcia próbki, również na powierzchni bocznej istnieją dziury i spękania,

niewidoczne w momencie jej przygotowywania. Pustki te, uniemożliwiając pełen kontakt gruntu z pierścieniem, przyczyniły się do nadmiernego, nieoczekiwanego osiadania lub braku stabilizacji osiadań. Były one również przyczyną zwiększenia porowatości próbek. Wyższa odkształcalność próbek była więc przede wszystkim skutkiem zamykania się pustych przestrzeni, a nie konsolidacji równoznacznej z odpływem wody z porów gruntu.

Mimo półzwartego stanu gruntu czas konsolidacji próbek był nadspodziewanie długi. Czas stabilizacji osiadań, interpretowanej wg normy [3] jako przyrost dobowy osiadań \leq 0,001 mm, wynosił nawet ponad 25 dni. Początkowo planowano stopniową rekonsolidację próbek w trzech krokach do wartości naprężenia pierwotnego, a następnie przeciażenie o co najmniej 200 kPa w dwóch krokach. Wykonanie planowych pięciu kroków obciążenia trwałoby dla jednej próbki ponad 4 miesiące (!), nie licząc czasu potrzebnego na wycechowanie edometrów. Z uwagi na ograniczony czas realizacji zadania i rosnące koszty ponoszone przez inwestora wraz z opóźnianiem się realizacji inwestycji, konieczne stało się zwiększenie normy przyrostu dobowego do 0,010 mm/dobę oraz ograniczenie liczby stopni obciażenia do trzech. Norma [3] zreszta nie określa wyraźnie dopuszczalnego przyrostu po dobowej konsolidacji, wskazuje jedynie, że można uznać, iż stabilizacja nastąpiła, gdy "zmiany wysokości próbki w okresie od 1 do 4 h od momentu zmiany obciażenia lub od 4 do 19 h nie przekroczyły 0,001 mm". Według Wiłuna [4] czas potrzebny do przyłożenia kolejnego stopnia obciążenia może być ograniczony do momentu spełnienia warunku 0,01 mm na 500 min, czemu odpowiada przyjęta metoda. Nie wiadomo, jaki był ilościowy wpływ zastosowania w pierwszym kroku dużego obciążenia, wiadomo jedynie, że wieloetapowa rekonsolidacja skutkowałaby mniejszymi osiadaniami, zabezpieczając grunt przed ewentualna koncentracja ciśnienia wody porowej. Uzyskane wartości modułów edometrycznych moga być więc zaniżone.

Po oficjalnym zakończeniu zlecenia pomiar osiadania jest kontynuowany na niektórych próbkach odrzuconych, które nie wykazywały stabilizacji osiadań, w celu obserwacji ich dalszego zachowania. Część pozostałych próbek została natomiast dodatkowo obciążona, aby uzupełnić wykres ściśliwości e – $\log_{10}\sigma'_{v}$ i umożliwić wyznaczenie naprężenia prekonsolidacji.

7. Podsumowanie

W wypadku projektowanego wielkokubaturowego magazynu wysokiego składowania w Tychach mamy do czynienia z edometrycznymi warunkami pracy podłoża: odkształcenia poziome są niewielkie, a ścieżki naprężeń nieznacznie odbiegają od edometrycznej ścieżki konsolidacji, co upoważnia do zastosowania badań edometrycznych w szacowaniu sztywności podłoża.

Przeprowadzone badania iłów trzeciorzędowych wykazały zbliżony do parabolicznego wzrost modułu edometrycznego wraz z głębokością, a także zależność otrzymanych modułów od porowatości próbek. Otrzymane wartości modułów, wynoszące średnio 20 – 32 MPa, są wyższe od otrzymanych w testach CPTU i DMT.

Podczas badań edometrycznych napotkano na wiele problemów związanych z prawidłowym przeprowadzeniem testów oraz z otrzymaniem wiarygodnych wyników.

- Przy pobieraniu prób z zastosowaniem techniki wiertniczej istnieje ryzyko pokruszenia rdzenia, co skutkuje z kolei problemami z wycięciem odpowiedniej jakości próbki do badań. Dlatego też dla pobierania próbek do badań edometrycznych konieczne jest stosowanie jak największych średnic wiercenia i możliwie najlepszych koronek wiertniczych.
- 2) Nawet próbki wycięte prawidłowo w ocenie zewnętrznej mogą mieć wskutek wiercenia naruszoną strukturę wewnętrzną, rezultatem czego może być nietypowe zachowanie w trakcie badań i konieczność odrzucenia wyników badań tych próbek.
- 3) Brak jest szczegółowych wytycznych co do momentu zadania kolejnego stopnia obciążenia, co szczególnie dotyczy długo stabilizujących się gruntów spoistych. W efekcie uznanie, czy konsolidacja próbki została zakończona, jest w dużym stopniu subiektywne i zależy od doświadczenia osoby wykonującej badanie.
- Niemożliwe lub mało wiarygodne jest wyznaczenie wielkości ciśnienia prekonsolidacji (ew. naprężenia uplastyczniającego) na podstawie niewielkiej liczby stopni obciążenia.
- 5) Podczas planowania badań edometrycznych gruntów spoistych należy spodziewać się bardzo długiego czasu badań, gdyż czas stabilizacji osiadania próbek na każdym stopniu obciążenia może wynosić nawet kilkanaście dób.

Literatura

- 1. Karty dokumentacyjne otworów nr 4/07 i 5/07, GEOCARBON, 15 marca 2007 r.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 3. PN-88/B-04481 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu
- 4. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ, Warszawa 2003.
- Booker J.R., Davis E.H., Balaam N.P.: The behaviour of an elastic non-homogenous halfspace. Part I. Line and point loads, Int. I. Num. Anal. Meth. In Geomech., 9, 1985, 353-367.
- Gryczmański M.: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów. IKE, Warszawa 1995, 102.
- Izbicki R., Stróżyk J.: Wpływ zastosowanej metody interpretacji wyników badań na wartość naprężenia uplastyczniającego σ^{*}_y oraz stopnia YSR. Geotechnika i Budownictwo Specjalne, ZSMGiG [Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu i Geoinżynierii, nr 29] (red. Flisiak D., Cała M.), Wyd. KGBiG AGH, 2006.

Recenzent: Dr hab. inż Jan Jaremski, prof. Pol. Rzeszowskiej