

PRAKTYCZNA OCENA PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH PODŁOŻA DO PROJEKTOWANIA ŚCIAN SZCZELINOWYCH POSADOWIONYCH W IŁACH „PLIOCEŃSKICH” WARSZAWY

Tomasz GODLEWSKI^{a*}, Grzegorz KACPRZAK^b, Marcin WITOWSKI^a

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

^b Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Streszczenie: Poruszana tematyka związana jest ze sposobem określania parametrów iłów podczas projektowania geotechnicznego ścian szczelinowych, na etapie wykonywania badań i interpretacji wyników z uwzględnieniem nowych wymagań (EC 7) i praktyki budowlanej. Wyznaczanie parametrów współpracy omówiono wykorzystując wyniki wieloletnich badań iłów „plioceńskich” w Warszawie oraz wybrane projekty i realizacje.

Słowa kluczowe: parametry geotechniczne, iły „plioceńskie”, ściana szczelinowa, Eurokod 7.

1. Wprowadzenie

Obecna sytuacja na rynku budowlanym z ciągle zmniejszającym się portfelem zamówień na wykonawstwo ścian szczelinowych przy dość dużej konkurencji firm wykonawczych powoduje, że o wygranej w przetargu decyduje optymalnie przyjęta głębokość ściany oraz ilość zbrojenia. O długości ściany decyduje równowaga działających na nią sił (oddziaływań) parcia i oporu gruntu oraz sił podporowych. Ilość zbrojenia zależy natomiast od wartości sił przekrojowych (sił poprzecznych oraz momentów zginających). Zarówno długość ściany, jak i ilość zbrojenia można obliczyć za pomocą procedur empirycznych, ale coraz częściej, między innymi w celu oszczędności czasu pracy, w środowisku projektowym stosuje się specjalistyczne oprogramowania komputerowe, wymagające od użytkownika wiedzy na temat parametrów gruntu, w jakim konstrukcja zostanie wykonana. Ogólnie można wyróżnić 3 metody obliczeń (Siemińska-Lewandowska, 2010):

- metoda tradycyjna równowagi sił, gdzie parcie i odpór liczone są według różnych (najczęściej lokalnych – krajowych) wytycznych;
- metoda elementów skończonych z najczęściej stosowanym modelem konstytutywnym ośrodka gruntowego z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra;
- metoda belki opartej na podłożu sprężystym Winklera-Zimmermana.

We wszystkich wymienionych metodach należy podać cechy mechaniczne gruntu – kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność. W modelu MES dodatkowo należy podać moduł odkształcenia E_0 oraz współczynnik Poissona. W przypadku podłoża sprężystego, na podstawie wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz spójności, na przykład na podstawie monogramów Chaidessona, program wyznacza moduł sztywności gruntu k_h [kN/m^3].

Rozpoczynając projektowanie za pomocą dostępnego programu (dostępnej metody), projektant staje przed dylematem, jakie wartości parametrów geotechnicznych należy przyjąć, żeby właściwie, to znaczy zarówno bezpiecznie, jak i optymalnie pod względem ekonomicznym, zaprojektować ścianę szczelinową. Coraz szersze w środowisku projektowym staje się zrozumienie roli parametrów gruntowych podawanych w PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie* dla fundamentów bezpośrednich i ich nieprzydatności w projektowaniu obudów wykopów, co skutkuje potrzebą wykonania odpowiednich sondowań *in situ* i/lub badań laboratoryjnych.

2. Opis współpracy konstrukcji z podłożem

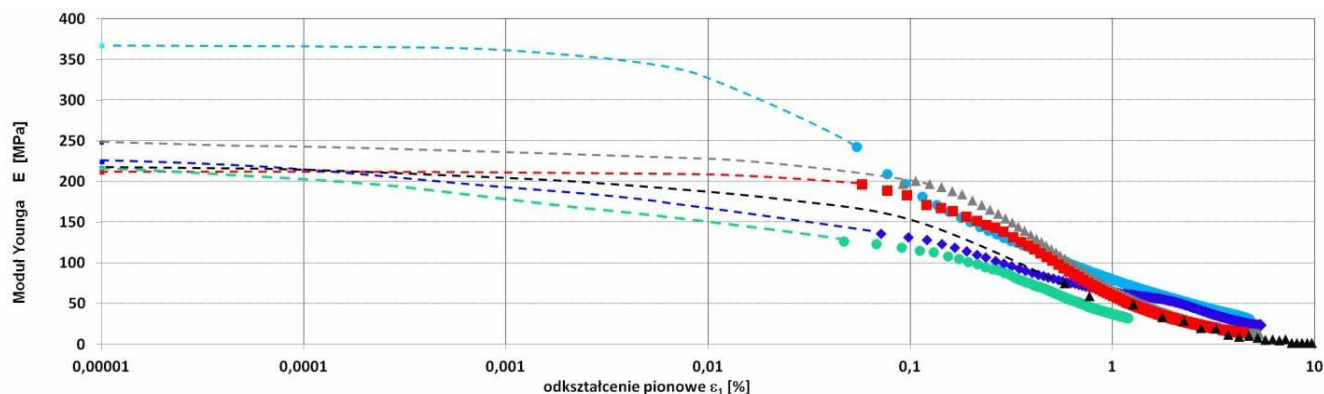
Określanie współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym wymaga podania odpowiednio dobranych do danego zagadnienia parametrów geotechnicznych wymaganych w danej metodzie obliczeniowej.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: t.godlewski@itb.pl

W przypadku określania wartości modułów odkształcenia podłoża bardzo ważne jest rozpatrywanie rzeczywistej pracy konstrukcji, to znaczy moduły powinny być wyznaczone w zakresie naprężeń i odkształceń, w którym mieści się współpraca danej konstrukcji z uwzględnieniem ewentualnych obciążeń dynamicznych. Przed przystąpieniem do wykonywania badań należy zastanowić się nad warunkami pracy gruntu w zależności od rozpatrywanego zadania geotechnicznego (Lambe i Whitman, 1969; Wiłun, 1987; Head, 1998). Parametry wytrzymałościowe mogą się znacznie różnić w zależności od metody badania (aparatus trójosiowy, aparat skrzynkowy) oraz w zależności od przyjętej procedury badawczej w obrębie danej metody (na przykład dla aparatus trójosiowego można zastosować różne procedury związane z warunkami badania – UU, CIU, CID). To samo dotyczy późniejszej interpretacji wyników badań (Godlewski, 2008). Należy pamiętać, że kąt tarcia wewnętrzznego i spójność nie są stałymi materiałowymi (Wysokiński, 2002). Wartości parametrów wytrzymałościowych mogą być przyjęte, jako stałe jedynie w przedziale naprężeń, dla których zostały określone. To samo dotyczy parametrów odkształceniowych, gdzie znając zakresy pracy danej konstrukcji, można zastosować odpowiednią metodę i dobrać wartość parametru wynikającą z ustalonej wartości odkształcenia, mając na uwadze silną nieliniowość sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń.

2.1. Parametry odkształceniowe

Dobór parametrów odkształceniowych zostanie omówiony na przykładzie zrealizowanej w technologii ścian



Rys. 1. Nieliniowość modułu odkształcenia w zależności od wielkości odkształcenia dla iltów mio-plioceńskich formacji poznańskiej z Warszawy, dla próbek z różnych głębokości (9-13m poniżej poziomu terenu)

Tab. 1. Wyniki ugięcia ścian w przekroju osi 4-5: obliczone i pomierzone (Godlewski, 2008)

Punkty/ położenie	Obliczenia				Pomiar (oś 4-5) ściana W	Pomiar (oś 4-5) ściana W
	OED	TRX	BET	CSWS		
A /3,0 m	-8,5 mm	-11,0 mm	3,0 mm	3,3 mm	1 mm	2 mm
B /7,0 m	8,3 mm	6,0 mm	2,2 mm	2,8 mm	3 mm	2 mm
C /12,0 m	47,0 mm	41,0 mm	1,3 mm	1,7 mm	2 mm	1 mm

szczelinowych stacji I linii metra A19 (Godlewski, 2008). W rozpatrywanym obiekcie znane były wartości odkształceń konstrukcji powstałe w procesie budowy, gdy włączały się do pracy kolejne partie gruntu. Na podstawie analizy wstecznej wyznaczono parametry, które powinny być przyjęte, by zaobserwowane wartości odkształceń były zgodne z obliczeniami. Na rysunku 1 podsumowano wyniki badań wykonanych dla iltów „plioceńskich” ze stacji A19 różnymi metodami, w celu wyznaczenia parametrów odkształceniowych.

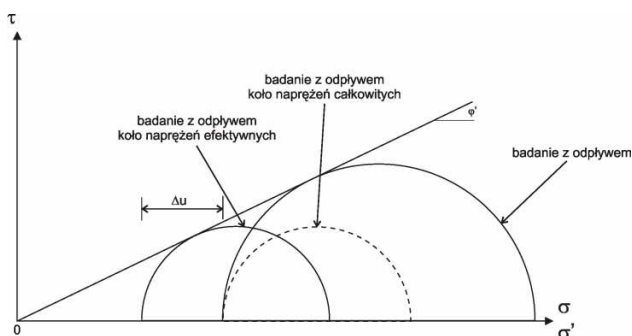
Uzyskane krzywe potwierdzają znany z literatury fakt silnej nieliniowości przebiegu modułów w strefie małych odkształceń (0,00001-0,001%). Dla wyznaczonych wartości modułów odkształcenia wykonano obliczenia MES (Plaxis), w celu sprawdzenia zgodności wartości przemieszczeń konstrukcji stacji w zależności od przyjętego parametru. Przykładowe wyniki obliczeń odkształceń konstrukcji stacji dla fazy docelowej wykonania stacji dla przekroju w części głowicowej przedstawia tabela 1.

Wyniki te zostały odniesione do rzeczywistych pomiarów uzyskanych z monitoringu. Wartości parametru E uzyskane z badań BET (*Bender Elements Test*) i CSWS (metoda sejsmiki powierzchniowej) wykazują najlepszą zbieżność z pomiarami (ten sam rząd wielkości). Wyniki obliczeń przy wartościach modułów określonych z badań edometrycznych (OED) i trójosiowego ściskania (TRX) są rozbieżne i dają około 4-krotnie większe wartości przemieszczeń w stosunku do maksymalnych pomierzonych na stacji. Stosowanie w praktyce projektowej tak wyznaczonych wartości (z użyciem metod sejsmicznych) pozwala na poprawną prognozę zachowania konstrukcji (wyznaczanie przemieszczeń

metodą elementów skończonych). Więcej na temat dostępnych metod oznaczania sztywności podłoża można znaleźć w pracy Godlewskiego i Szczepańskiego (2011). Potwierdzają to badania i analizy innych autorów (Siemińska-Lewandowska, 2010; Popielski, 2012). W pracy Popielskiego (2012) na podstawie podobnych analiz wstecznych dla zrealizowanych obiektów, wyznaczona została wartość współczynnika redukcyjnego dla oznaczeń sztywności gruntu metodami sejsmicznymi, która dla iltów „plioceńskich” wynosi 0,7. Wyznaczone na tej podstawie wartości modułów odkształcenia E_0 użyte w obliczeniach MES mają potwierdzenie w rzeczywistości. Tak wykalibrowane wartości E_0 przyjmowane do obliczeń dla iltów „plioceńskich” wahają się od 120 do 220 MPa (przy głębokościach wykopu do kilkunastu metrów).

2.2. Parametry wytrzymałościowe

Współpraca konstrukcji ściany szczelinowej z podłożem podczas realizacji obiektu jest procesem powolnym i długotrwałym (często ponad 1 rok). Odpowiada to pracy gruntu w warunkach z odplywem. W związku z tym, projektanci najczęściej postulują konieczność wykonania badań trójosiowego ściskania w warunkach z odplywem. Jest to często w sprzeczności z terminem realizacji samych badań, a jak przedstawiono poniżej w przypadku podłoża zbudowanego z iltów – nie do końca słuszne. Porównując parametry c' i φ' uzyskane z badania z konsolidacją izotropową bez odplywu (CIU) oraz parametry c_d i φ_d pochodzące z badania z konsolidacją izotropową z odplywem (CID) należy mieć na uwadze, że parametry te teoretycznie nie są identyczne z uwagi na różnice dzielące oba typy badań (Lambe i Whitman, 1969; Head, 1998). Jednakże różnice te mogą być uwzględniane tylko w gruntach silnie prekonsolidowanych; w pozostałych gruntach odmienności te mogą być pominięte. Dla wielu zastosowań parametry c' i φ' oraz c_d i φ_d mogą być stosowane zamiennie – rysunek 2.

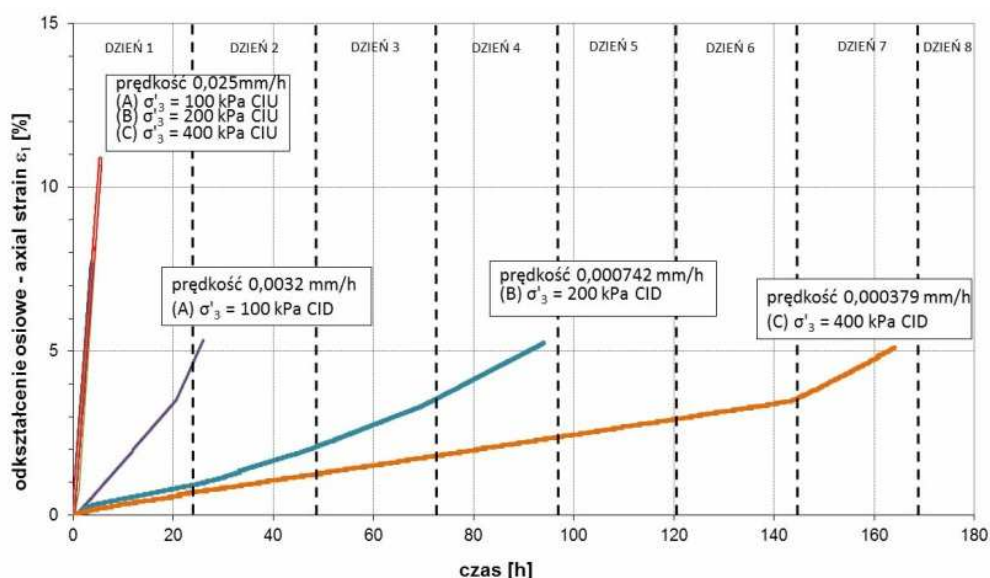


Rys. 2. Porównanie kół Mohra dla badań trójosiowych z odplywem i bez odplywu według Head (1998)

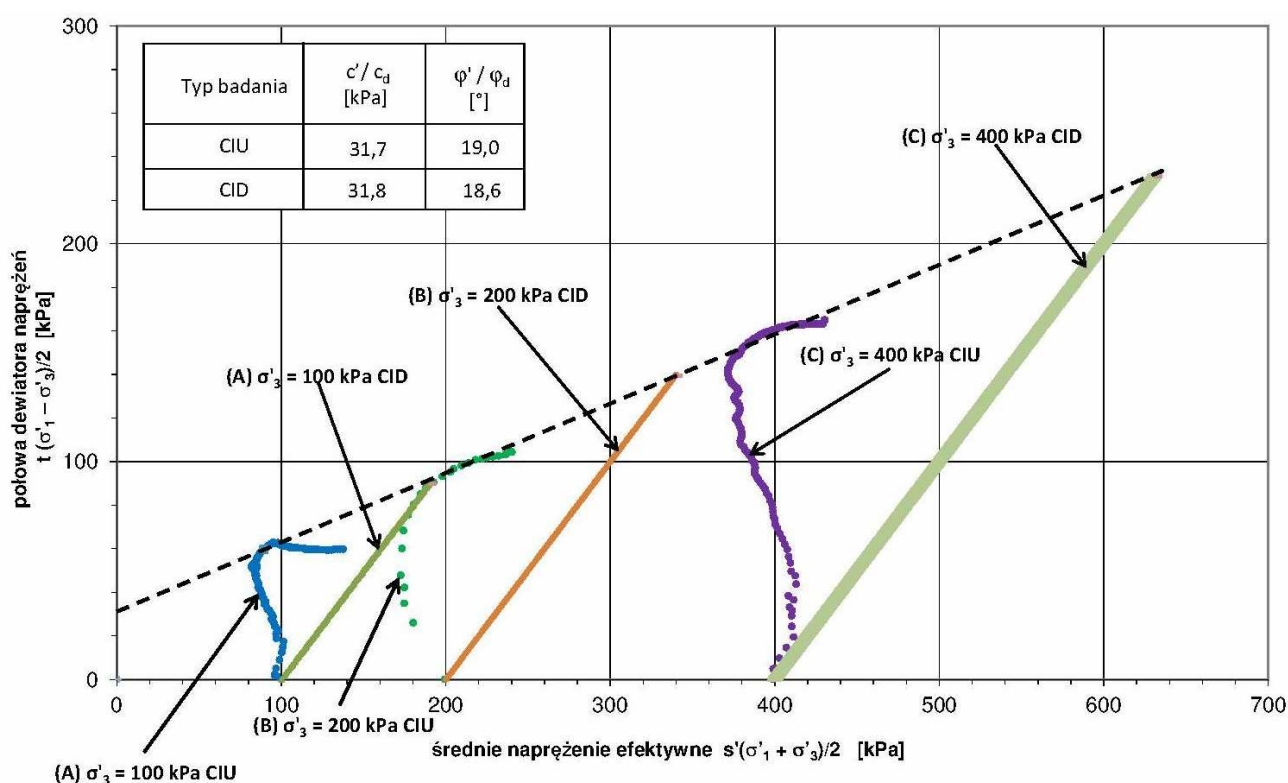
W celu porównania parametrów z obu typów badań wybrano próbki prekonsolidowanego iltu pochodzącego z Warszawy, pobrane z dwóch lokalizacji w Warszawie (skarpa i taras Wisły) z głębokości od 4 do 18 m poniżej poziomu terenu. Badane grunty to litologicznie w większości twar doplastyczne i półzwarne ilt pyłaste.

Otrzymanie reprezentatywnych parametrów wymagało przeprowadzenia badań w kontrolowanych warunkach brzegowych. Próbkę po zamontowaniu w aparacie trójosiowym były poddawane opisywanej w literaturze procedurze nasycania metodą ciśnienia wyrównawczego (Lipieński i Wdowska, 2004). Każdy stopień nasycania utrzymywano do chwili ustania przepływu wody do próbki, co wymagało około 6-8 godzin. Po każdym etapie „wtłaczania” wody sprawdzano stopień nasycenia próbki poprzez oznaczenie parametru Skemptona B oraz kontrolowano wysokość próbki. Ostateczna wartość parametru B wynosiła nie mniej niż 0,96. Uzyskane wartości parametru B są wyższe niż uzyskane przez innych badaczy (Lipieński i Wdowska, 2004), co może być wynikiem zastosowania większych wartości ciśnienia wyrównawczego. W dalszej kolejności próbki były konsolidowane izotropowo przy trzech różnych wartościach naprężeń efektywnych σ'_{3c} (100, 200 i 400 kPa). Proces konsolidacji uznawano za zakończony w momencie zaniku wypływu wody z próbki. W przypadku badania próbek z odplywem, na podstawie danych uzyskanych z etapu konsolidacji ustalono odpowiednią prędkość ścinania. Z uwagi na fakt, że na początku etapu ścinania w próbkach generowało się ciśnienie porowe wynikające z nadmiernej prędkości ścinania, wymagane było zmniejszenie prędkości o 50%, zgodnie z procedurą zaproponowaną przez Head (1998). W przypadku badań bez odplywu, prędkości ścinania były tak ustalone, aby umożliwić zbadanie próbek w czasie 8 godzin. Badania z odplywem z uwagi na przyjęte prędkości odkształceń wymagały od 24 do 165 godzin ciągłego ścinania próbek. Na wykresie (rys. 3) uwzględniono tylko czas ścinania próbki. Do całkowitego czasu badania należy doliczyć etap nasycania i konsolidacji, jednak z analizy wykresu wynika, że do przeprowadzenia serii badań CID na trzech próbkach potrzeba minimum około 4 tygodni. W przypadku badania CIU na przeprowadzenie jednej serii potrzebne jest około 7 dni, czyli czterokrotnie krócej niż badanie z odplywem. Ścieżki naprężeń otrzymane w wyniku badań przedstawia rysunek 4. Obwiednie dla przyjętego kryterium zniszczenia, które w tym przypadku zostało ustalone dla maksymalnych wartości stosunku efektywnych naprężeń głównych σ'_1/σ'_3 , wskazują na zbliżone wartości parametrów wytrzymałościowych.

Zestawienie otrzymanych wartości c'/c_d i φ'/φ_d wskazują na to, że w przypadku badanego gruntu uzyskane parametry spójności efektywnej i efektywnego kąta tarcia wewnętrznego mają podobne wartości, niezależnie od metody badania. W przypadku zbadanych serii próbek następuje początkowy wzrost wartości ciśnienia porowego, co implikuje odchylenie się w lewo ścieżki naprężeń efektywnych od ścieżki naprężeń całkowitych. Może być to związane z umiejscowieniem czujnika ciśnienia porowego, który według standardowej procedury (PKN-CEN ISO/TS 17892-9:2009) zlokalizowany jest na dole próbki. Taki pomiar ciśnienia porowego może być niewystarczający z uwagi na nierównomierny rozkład ciśnienia w próbce. Rozwiązaniem tego problemu może być ograniczenie



Rys. 3. Czas ścinania próbek w zależności od przyjętej metodyki



Rys. 4. Ścieżki naprężeń efektywnych badanych próbek

prędkości ścinania, co spowoduje równomierną generację ciśnienia w próbce lub zamontowanie czujnika ciśnienia ssania na próbce w połowie jej wysokości (Lipiński, 2012).

Przedstawiona zbieżność wyników (znana również autorom z wielu opracowań praktycznych) otrzymanych z różnych metod (w warunkach z odpływem i bez), wynika z mieszanego charakteru warunków panujących w próbce podczas badania, podobnie jak w skali naturalnej podczas budowy obiektu. Zachowanie to można tłumaczyć specyficznymi właściwościami ilów „plioceńskich”. Jak wskazują badania Wójcik (2003)

i Barańskiego (2004), w których zajmowano się charakterystyką przestrzeni porowej, w ilach występują przejściowe typy mikrostruktur typu matrycowego i matrycowo-turbulentnego. Największy udział w przestrzeni porowej mają ultrapory o średnicy poniżej 0,1 μm . Porównanie oznaczeń porowatości metodą SEM i porozymetru rtęciowego wykazały, że w ilach „plioceńskich” można mówić o porowatości efektywnej, która stanowi od 64 do 95% porowatości całkowitej. Zauważono też, że wartość porowatości efektywnej jest tym większa im większy jest udział frakcji pyłowej i piaskowej. Opisane właściwości decydują w głównej

mierze o tym, że ility tej formacji są często wykorzystywane jako naturalne bariery izolacyjne. Ograniczona wielkość porów oraz ilość porów zamkniętych przejawia się w bardzo małych wartościach współczynnika filtracji ($<10^{-8}$ m/s). Jak wskazują obserwacje z badań laboratoryjnych do wywołania zjawiska filtracji w iltach wymagane są ciśnienia powyżej 400 kPa.

Opisane badania i natura iltów „plioceńskich” oraz obserwacje na zrealizowanych obiektach skłaniają do postawienia wniosku o praktycznym wyznaczaniu parametrów wytrzymałościowych do projektowania ścian szczelinowych metodą CIU w aparacie trójosiowego ściskania – jako mniej czasochłonną, pod warunkiem zachowania pełnej procedury nasycania i konsolidacji.

3. Praktyka projektowania ścian szczelinowych

Obliczenia statyczne ścian szczelinowych wykonywane w celu doboru odpowiedniej długości ściany polegają na znalezieniu stanu równowagi pomiędzy parciem gruntu na ścianę a zmobilizowanym odporem gruntu „wspomagany” w razie konieczności siłami rozporowymi. Obliczenia wytrzymałościowe ścian opierają się na przyjęciu odpowiedniego zbrojenia, jako odpowiedzi na działające w przekroju ściany siły wewnętrzne (momenty, siły tnące)

Zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7, dla stanów granicznych nośności, należy obliczeniowo wykazać, że równowagę można utrzymać przy przyjęciu obliczeniowych oddziaływań lub obliczeniowych efektów oddziaływań i obliczeniowych wartości wytrzymałości lub oporu. Zgodnie z podejściem krajowym 2* za miarodajną uznana jest kombinacja A1+M1+R2, gdzie współczynnik A1 dotyczy oddziaływań lub skutków oddziaływań, to znaczy parć od ciężaru gruntu i obciążeń naziomu i przyjmuje wartość 1,35 lub 1,5 odpowiednio dla obciążeń niekorzystnych stałych i obciążeń zmiennych; współczynnik częściowy M1 dotyczy parametrów gruntu i przyjmuje wartość 1,0; współczynnik częściowy R2 dotyczy oporu i przyjmuje wartość 1,4. W Eurokodzie jednak dodano, że przy określaniu obliczeniowych wytrzymałości lub nośności należy uwzględnić zgodność odkształceń. Wielu projektantów interpretuje ten zapis bezpośrednio, to znaczy poprzez uwzględnianie relacji pomiędzy obciążeniem a odkształceniem do wyznaczenia parć i odporów, posługując się wartościami charakterystycznymi obciążenia naziomu oraz parametrów gruntu. Stąd, uwzględniając w obliczeniach statycznych przemieszczenia ściany projektanci mogą uzyskać zbliżone do rzeczywistości odwzorowanie warunków jej pracy na poszczególnych etapach robót. Stanowisko takie byłoby zbieżne z powszechnie stosowaną praktyką inżynierską do początku lat 80-tych ubiegłego wieku, kiedy przy ustalaniu geometrii konstrukcji (na przykład głębokości ściany) stosowano wartości parć i odporów odpowiadające dzisiejszym wartościom charakterystycznym. Ostateczne zaprojektowanie przekroju konstrukcji

wymagało zastosowania odpowiedniego współczynnika bezpieczeństwa. Obecnie, współczynnik bezpieczeństwa przy przejściu z wartości charakterystycznych sił przekrojowych do wartości obliczeniowych (współczynnik obciążeń) wynosi najczęściej 1,3, zgodnie z ogólnie przyjętymi zaleceniami (Jarominiak, 2000).

Jak widać, przy właściwym wyznaczaniu głębokości ściany projektant staje przed problemem doboru wielkości parć i odporów mobilizujących się w sposób zbliżony do rzeczywistości (bazując na bezpośredniej relacji obciążenie-odkształcenie) lub poprzez zastosowanie odpowiednich wartości współczynników cząstkowych przy odgórnym założeniu stanu odkształcenia. W pierwszym przypadku, przy projektowaniu wykorzystuje się metodę uwzględniającą współczynnik reakcji podłoża lub metodę elementów skończonych, pozostając w zgodzie z wymaganiami Eurokodu 7, który przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności dopuszcza stosowanie metod obliczeniowych zakładających redystrybucję parcia gruntu odpowiednio do względnych przemieszczeń oraz sztywności podłoża i elementów konstrukcji. W drugim przypadku, odpowiadającym podejściu DA2*, stosowanie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa prowadzi zatem do zwiększenia głębokości ściany oraz wartości sił przekrojowych w porównaniu do przypadku pierwszego. Logicznym staje się więc wybór optymalnego podejścia projektowego.

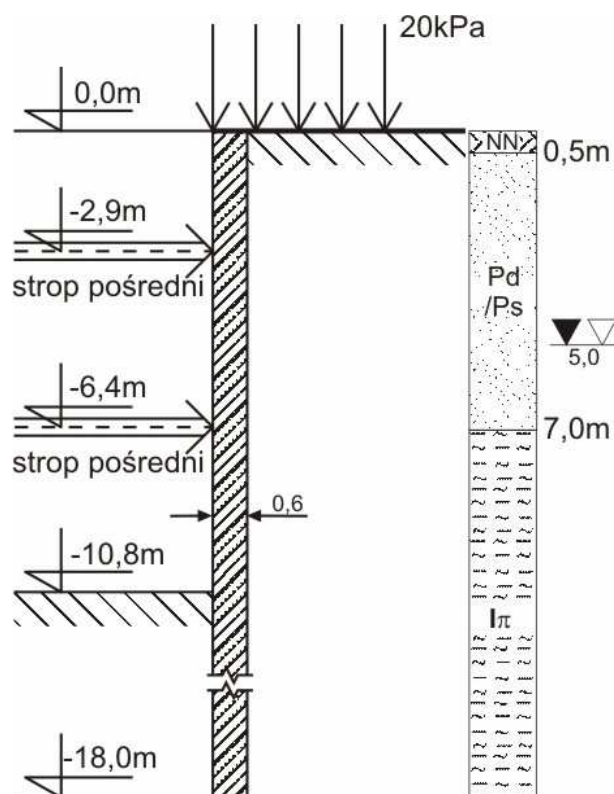
4. Przykład obliczeniowy

Poniżej dla trzech zestawów parametrów geotechnicznych przeprowadzono obliczenia dotyczące geotechnicznego zaprojektowania konstrukcji ścian szczelinowych w iltach. Obliczenia przeprowadzono jak dla belki opartej na półprzestrzeni sprężysto-plastycznej zbudowanej z niezależnych sprężyn, dla których zastosowanie ma teoria Winklera-Zimmermana. Każda z kolejnych faz budowy bierze pod uwagę jako stan początkowy stan odkształceń i naprężeń z fazy poprzedniej. Sztywność danej warstwy gruntu pomiędzy parciem aktywnym i parciem biernym jest opisana linią prostą nachyloną do poziomu pod kątem określającym sztywności sprężyny modelującej grunt. Przyjęto, że sztywność danej warstwy nie zmienia się z głębokością. Stąd parcie jakie mobilizuje się za/przed obudową jest ściśle zależne od stanu odkształcenia obudowy.

Obliczenia tą metodą są najczęściej wykonywane na etapie „przetargowym”, gdzie liczy się oszczędność wynikająca z głębokości ściany i ilości zbrojenia. Decydujące znaczenie ma tu więc wartość kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Analizy MES, które dużo lepiej sprawdzają się w prognozie oddziaływań głębokich wykopów (Siemińska-Lewandowska, 2010) dają realną wartość przemieszczeń wynikającą z odpowiednio dobranych parametrów sztywności podłoża (moduły E_0) i są stosowane raczej na etapie „poprzetargowym”, gdy pojawia się konieczność takiej analizy (wpływ na obiekty sąsiadujące).

Rysunek 5 przedstawia przyjęty schemat obliczeniowy wykopu realizowanego w łąkach „plioceńskich” w obudowie ze ścian szczelinowych. W tabeli 2 pokazano wartości obliczeń wyrażone przemieszczeniami oraz wartościami momentów w ścianie i sił w podporach uzyskane dla trzech zestawów parametrów wytrzymałościowych przyjętych z badań własnych oraz spotykanych w różnych dokumentacjach. Oprócz opisanego w punkcie 2.2 problemu doboru metody pojawia się tu problem interpretacji wyników. W przypadku łąków „plioceńskich” obwiednie kół Mohra w stadium zniszczenia będą zakrzywione (efekt prekonsolidacji). Dlatego należy pamiętać, że przy interpretacji wartości ϕ' i c' będą zależne od naprężenia prekonsolidacji oraz od zakresu naprężeń efektywnych, dla których są wyznaczane (Lambe i Whitman, 1969). Przy głębokich wykopach, jeśli mamy do czynienia z sytuacją, kiedy naprężenia efektywne stanowią istotną część naprężenia prekonsolidacji (zwłaszcza przy niewielkim wskaźniku prekonsolidacji) wartość kąta tarcia będzie relatywnie obniżona w stosunku do gruntu normalnie skonsolidowanego, a wartość spójności podwyższona i zależna od tegoż naprężenia prekonsolidacji, a co za tym idzie – wskaźnika porowatości (Lambe i Whitman, 1969). Autorzy stoją na stanowisku, że wartość spójności w łąkach jest powiązana z wartościami oddziaływań (sił) pomiędzy cząstkami ilastymi. Jest to również zgodne z poglądami Gibsona (1953 za Lambe i Whitmanem, 1969), który wykazał, że wartość kąta tarcia dla danego gruntu jest ściśle powiązana z ilością i rodzajem cząstek ilastych. Zatem bezkrytyczne stosowanie interpretacji w badaniach trójosiowych jak dla gruntów lekko prekonsolidowanych lub w nieodpowiednim zakresie naprężeń, przekłada się na duże wartości kąta tarcia wewnętrznego i małe lub wręcz zerowe wartości spójności. Jak wskazują wartości podane w przykładzie obliczeniowym (rys. 5) może to prowadzić do błędnych wniosków projektowych lub przewymiarowania konstrukcji.

Dodatkowy problem w wyznaczaniu parametrów wytrzymałościowych łąków „plioceńskich” to istnienie wewnętrznych osłabień w postaci spękań. Opis tego problemu można znaleźć w pracach Wysokińskiego (2002), Wysokińskiego i Godlewskiego (2004) czy Godlewskiego (2008). Wpływ spękań na wytrzymałość jest znaczny i przejawia się znacznym obniżeniem parametrów. Przykłady praktyczne to realizacja Europlexu, czy inne obiekty budowane na Skarpie (na przykład Ludna). W praktyce znając rozkład wyników obserwacji oraz wpływ dodatkowych czynników (na przykład spękania, jakość próbek, czy efekt skali), przy wyznaczaniu parametrów współpracy należy wykorzystywać ostrożne oszacowanie zgodnie z Eurokodem 7, a podawane wartości należy traktować jako wartości eksperckie, które stosowane do obliczeń projektowych uwzględniają zmienność ośrodka.



Rys. 5. Schemat obliczeniowy

Tab. 2. Założenia i uzyskane wartości przemieszczeń i sił dla trzech zestawów parametrów

Przemieszczenia i siły w ścianie i podporach	ϕ' [°] / c' [kPa]		
	Zestaw I	Zestaw II	Zestaw III
	17,5 / 32	12 / 22	22 / 0
Przemieszczenie [mm]:			
- góra ściany (dla wspornika)	6,4	6,3	6,4
- ostatnia faza (dla przęsła)	7,0	8,2	10,8
Moment (max) zginający [kNm/m ściany]:			
- wykop pośredni (faza z 1 podporą)	72	154	261
- wykop docelowy (faza z 2 podporami):			
a) od strony wykopu	284	334	413
b) od strony gruntu, poniżej dna wykopu	85	181	149
Maksymalna siła w podparciu [kN/m]:			
- podpora 1	139	182	230
- podpora 2	288	333	350

5. Podsumowanie

W określaniu parametrów geotechnicznych powinno się brać pod uwagę rodzaj konstrukcji oraz charakterystykę jej pracy, aby następnie w sposób odpowiedni do wartości odkształceń konstrukcji dobrać odpowiednią metodę badań, ustalić warunki brzegowe

badania (na przykład ciśnienie w komorze) oraz wybrać odpowiedni tok postępowania przy interpretacji otrzymanych pomiarów. W przypadku realizacji ścian szczelinowych (najczęściej jako obudowy głębokich wykopów) z konstrukcją współpracującą duże obszary podłoża gruntowego, w których odkształcenia są małe. Wydaje się więc słuszne stosowanie w programach komputerowych wartości modułów odpowiadających małym odkształceniom.

Parametry mechaniczne gruntu spełniają rolę wskaźników identyfikujących, niezbędnych do opisu modelu współpracy z konstrukcją. W zależności od zastosowanych interpretacji temu samemu gruntowi można przypisać różne modele matematyczne, stąd parametry te mogą być wyrażone przez bardzo różnorodne wielkości wymiarowe. Dobór modelu obliczeniowego określany jest rodzajem zadania (typem konstrukcji), natomiast typ modelu determinuje parametry niezbędne do obliczeń, co warunkuje metody badań w celu ich określenia. Rozwój zaawansowanych modeli podłoża do zastosowania w analizach numerycznych z założenia ma się przyczynić do coraz oszczędniejszego projektowania konstrukcji. Niestety, dążenie do lepszego modelowania zjawisk zachodzących w podłożu (cel naukowo-poznawczy) nie idzie w parze z zastosowaniem praktycznym, a tym samym różni się z zakładanym celem ekonomicznym.

Przyczynę do napisania powyższego artykułu stanowią spostrzeżenia autorów oparte na powszechnie stosowanej praktyce projektowej i geotechnicznej przedstawione na przykładzie współpracy konstrukcji ściany szczelinowej realizowanej w ilach „plioceńskich”. Opisane badania będą kontynuowane i rozwijane w celu potwierdzenia postawionych tez, a skomentowana w artykule praktyka projektowa i badawcza (odbiegająca niekiedy od założeń teoretycznych) może być wstępem do dalszych dyskusji.

Literatura

- Barański M. i inni (2004). Ocena zachowania się ilów plioceńskich ze Stegien w warunkach naprężeń efektywnych. Sprawozdanie z projektu badawczego KBN nr 5 T12B 041 22, *Uniwersytet Warszawski*, Warszawa.
- Godlewski T. (2008). Poznań formation clays as a construction subsoil on the example of A19 "Marymont" underground station in Warsaw (Poland). W: *Proc. of the 19th EYGEC, Széchenyi István Egyetem, Győr 2008*, 145-153.

- Godlewski T., Szczepański T. (2011). Nieliniowa charakterystyka sztywności gruntu (G_0) – metody oznaczania i przykłady zastosowań. *Górnictwo i geoinżynieria*, Vol. 35, zeszyt 2, 243-250.
- Head K. H. (1998). Manual of Soil Testing. Vol. 3 Effective stress test. *John Wiley & Sons*, New York.
- Jarominiak A. (2000). Lekkie Konstrukcje Oporowe. WKL, Warszawa.
- Lambe T.W., Whitman R. V. (1969). *Mechanika Gruntów*. tom 1 i 2, *Wyd. Arkady*, Warszawa.
- Lipiński M. J., Wdowska M. (2004). Kryteria nasączania gruntów prekonsolidowanych metodą ciśnienia wyrównawczego. W: *Materiałach II Problemowej Konferencji Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”*, Białystok – Białowieża 2004, 71-80.
- Lipiński M. J. (2012). Wybrane kryteria określania parametrów gruntów naturalnych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/2012, 267-277.
- Popielski P. (2012). Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym. *Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska*, z. 61, Warszawa.
- Siemińska-Lewandowska A. (2010). Metody projektowania ścian szczelinowych. W: *Materiały Seminarium IBDiM i PZWFS „Ściany szczelinowe”*, Warszawa 2010, 31-56.
- Wiłun Z. (1987). *Zarys Geotechniki. Wyd. Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Wójcik E. (2003). Wpływ ciśnienia ssania na przepuszczalność wybranych gruntów spoistych Warszawy. Rozprawa doktorska, *Uniwersytet Warszawski*, Warszawa.
- Wysokiński L. (2002). Badania geotechniczne przed i w trakcie wykonywania głębokich wykopów budowlanych. W: *Materiały Seminarium „Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich”, IDiM PW, IBDiM*, Warszawa 2002, 5-19.
- Wysokiński L., Godlewski T. (2004). Parametry geotechniczne i ich wykorzystanie w projektowaniu. W: *Materiałach Seminarium ITB „Iły plioceńskie Warszawy”*; Warszawa 2004, 51-71.

PRACTICAL ESTIMATION OF GEOTECHNICAL PARAMETERS FOR THE DIAPHRAGM WALL DESIGN FOUNDED ON WARSAW "PLIOCENE" CLAYS

Abstract: The paper concerns the way of determining clay parameters for diaphragm walls geotechnical design during soil tests and their interpretation, taking into considerations new regulations (EC7) and good engineering practice. Determination of soil-structure interaction parameters is discussed relying on long-term experiences in examining "Pliocene" clays in Warsaw and data from chosen projects and implementations.