

Identyfikacja rodzaju gruntu

oraz parametrów wytrzymałościowych podłoża na podstawie wyników badań sondą statyczną CPTU

Anna Orzeł, Magdalena Kowalska

Rozpoznanie podłoża budowlanego pod infrastrukturę drogową coraz częściej odbywa się dziś na podstawie zaawansowanych metod badawczych, takich jak sondowanie statyczne CPTU. W trakcie testu mierzone są trzy parametry penetracji: opór stożka q_c , tarcie na tulei ciernej f_s oraz ciśnienie porowe u . Na ich podstawie, korzystając z dostępnych w literaturze nomogramów i metod empirycznych, można określić profil podłoża (rodzaj gruntu oraz poziom zwierciadła wody gruntowej) oraz szacować wartości mechanicznych parametrów ośrodka gruntowego, niezbędne do prawidłowego projektowania obiektów drogowych. Wiarygodne wyniki mogą być uzyskane jednak wyłącznie wtedy, gdy stosowane korelacje są adekwatne dla danego gruntu. Niezbędna jest zatem wiedza o procesach geologicznych i antropologicznych, jakie przyczyniły się do powstania badanego podłoża.

Artykuł przedstawia próbę porównania wyników identyfikacji rodzaju gruntu oraz wartości parametrów wytrzymałościowych podłoża gruntowego (c' , f' oraz c_u) uzyskanych różnymi metodami interpretacji danych z testu CPTU wykonanego w jednym punkcie podłoża autostrady A1. Wykorzystano kilkanaście różnych metod klasyfikacyjnych, w tym podane w Polskich Normach PN-EN 1997-2 oraz PN-B-04452. Celem analizy było sprawdzenie poprawności i wiarygodności wyników przy założeniu, że interpretację wykonuje osoba z niewielkim doświadczeniem w tej dziedzinie, bazując wyłącznie na dostępnych wzorach i nomogramach.

Pierwsza część analizy – określenie stratygrafii podłoża (miąższości i granic warstw gruntu) oraz parametrów stanu na podstawie 11 różnych metod, wykazała, że stosowanie zarówno nomogramów stworzonych dla gruntów amerykańskich, jak i polskich, daje podobne wyniki. Natomiast wartości szacowanych parametrów mechanicznych mogą się różnić, w zależności od parametru, nawet trzykrotnie. Potwierdza to konieczność wykonywania tego typu dokumentacji wyłącznie przez wykwalifikowane zespoły badawcze, dysponujące bogatą wiedzą i doświadczeniem w interpretacji wyników sondowań statycznych.



m. inż.
Anna Orzeł
Politechnika Śląska
anna.orzel@gmail.com



dr inż.
Magdalena Kowalska
Politechnika Śląska
Wydział Budownictwa
Katedra Geotechniki i Dróg
magdalena.kowalska@polsl.pl

Wprowadzenie

W związku z intensywnie rozwijającym się budownictwem infrastrukturalnym, coraz częściej w Polsce rozpoznanie podłoża odbywa się poprzez zastosowanie zaawansowanych metod badawczych *in situ*, takich jak sondowanie statyczne piezostożkiem CPTU. Test ten pozwala na określenie zarówno stratygrafii podłoża (rodzaj gruntu, granice warstw, poziom zwierciadła wody gruntowej), jak i wartości wielu parametrów mechanicznych charakteryzujących poszczególne warstwy, a niezbędnych w pro-

cesie projektowania obiektów drogowych. Dodatkową zaletą sondowania CPTU jest ciągłość uzyskiwanego profilu podłoża oraz stosunkowo krótki czas realizacji.

Bezpośrednim wynikiem badania są wartości trzech parametrów penetracji, wyrażanych w jednostkach naprężenia: oporu stożka q_c , tarcia na tulei ciernej f_s oraz ciśnienia wody w porach gruntu u , który zwykle jeżeli opisywany symbolem u_2 oznacza ciśnienie mierzone bezpośrednio za stożkiem. Na ich podstawie oblicza się wielkości skorygowane, uwzględniające budowę końcówki penetracyjnej, czy np. wzrost naprężenia pierwotnego z głębokością. Są to np.:

- skorygowany całkowity opór na stożku:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_n), \quad (1)$$

- współczynnik tarcia:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} 100\%, \quad (2)$$

- znormalizowany współczynnik tarcia:

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}, \quad (3)$$

- znormalizowany współczynnik ciśnienia wody w porach gruntu:

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{v0}}, \quad (4)$$

- znormalizowany opór na stożku:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}, \quad (5)$$

gdzie:

a_n – współczynnik powierzchni stożka równy stosunkowi pola powierzchni przekroju poprzecznego netto stożka do jego całkowitego pola powierzchni – zależny od konstrukcji sondy (tu przyjęto $a_n = 0,9$),

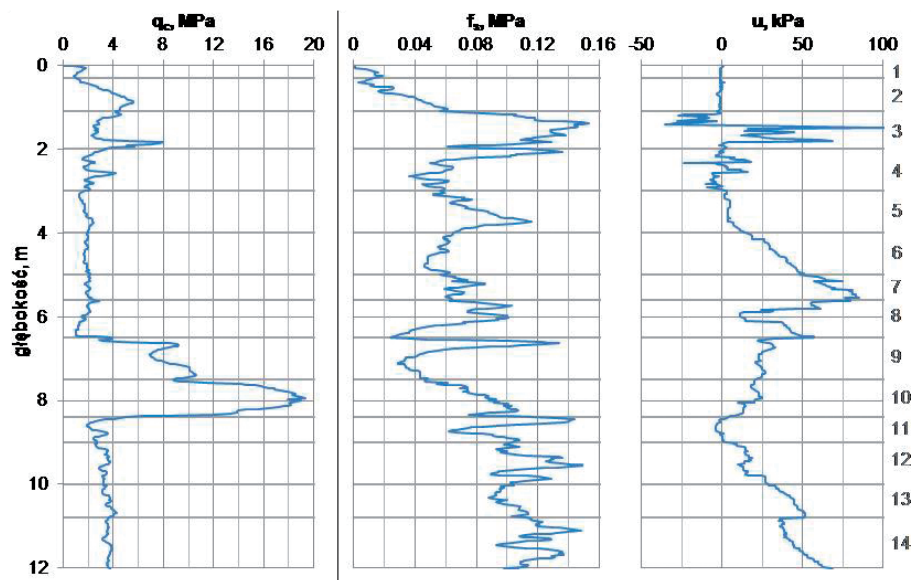
u_o – ciśnienie hydrostatyczne,

σ_{v0} – składowa pionowa całkowitego naprężenia pierwotnego,

$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_o$ – składowa pionowa efektywnego naprężenia pierwotnego.

Oszacowanie profilu podłoża na podstawie parametrów penetracji polega na skorzystaniu z odpowiednich metod empirycznych, opartych na badaniach kalibracyjnych. Są one zwykle dostępne w formie nomogramów lub wzorów zamieszczonych w normach oraz literaturze branżowej. Niestety metody klasyfikacyjne bazują często na badaniach wąskich grup gruntów niekoniecznie występujących na obszarze Polski. Stąd należy zakładać, że wiarygodne oszacowanie rodzaju i parametrów gruntu powinno wymagać posiadania wiedzy o procesach geologicznych i antropologicznych, jakie przyczyniły się do powstania badanego podłoża. Z tego także powodu weryfikację wyników sondowania statycznego powinny być zawsze uzupełniające testy laboratoryjne, przeprowadzone na próbkach pobranych z badanego obszaru.

W niniejszym artykule podjęto próbę ustalenia profilu podłoża na podstawie sześciu różnych nomogramów klasyfikacyjnych



1. Wykresy parametrów otrzymanych z rzeczywistego badania sondą statyczną: opór stożka q_c , tarcie na tulei czarnej f_s , ciśnienie porowe u . Numerami po prawej stronie zaznaczono wstępny podział na warstwy

oraz oszacowania wartości parametrów wytrzymałościowych (kąta tarcia wewnętrznego ϕ' [°] oraz wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u [kPa]) ustalonych w ten sposób warstw gruntowych. Analizowane dane dotyczą jednego punktu podłoża autostrady A1 na odcinku Świerklany – Gorzyczki, dla którego zanotowano rzeczywiste wartości parametrów penetracji przedstawione na rysunku 1. Do głębokości rozpoznania nie stwierdzono występowania wody gruntowej. Uzyskane wyniki ostatecznie porównano z wzorcowymi, za jakie uznano interpretację bardziej kompleksowych badań tego podłoża (obejmujących również testy laboratoryjne) wykonaną przez firmę, której pracownicy dysponują bogatym kilkudziesięcioletnim doświadczeniem, ściśle współpracują z czołowymi jednostkami naukowymi na świecie specjalizującymi się w tego typu testach i stanowią autorytet w zakresie badań CPT, o czym niech świadczy choćby prace [4][5][6].

Wybrane nomogramy klasyfikacyjne

Do analizy profilu podłoża wybrano sześć różnych metod klasyfikacyjnych: Schmertmanna z 1978 r. [18] (rys. 2), Douglasa i Olsena z 1981 r. [1] (rys. 3), Robertsona z 1990 r. [13] (rys. 4), Jefferies i Davisa z 1991 r. [2] (rys. 5) oraz dwie metody uwzględnione w PN-B-04452:2002 [11] – wykres Marra z 1981 r. (rys. 6) i klasyfikację Robertsona i in. z 1986 r. [14] (rys. 7) dostosowaną do polskich nazw gruntów.

Najstarsze nomogramy Schmertmanna [18], Marra [11] oraz Douglasa i Olsena [1] opracowano w celu interpretacji wyników pomiarów sondą statyczną z końcówką me-

chaniczną, a więc bazują wyłącznie na pomiarze oporu stożka i tarcia na tulei czarnej. Pozostałe z prezentowanych metod dotyczą badania z końcówką elektryczną i, oprócz q_c i f_s , uwzględniają także pomiar ciśnienia wody w porach. Najczęściej stosowanymi na świecie są klasyfikacje Robertsona i in. [14] oraz Robertsona [13]; pierwsza bazuje na wartościach q_t i R_f , druga (w postaci dwóch osobnych nomogramów) – na wartościach znormalizowanych Q_t , F_r oraz B_q . Warto zauważyć, że nie określa się w nich konkretnej nazwy gruntu, a jedynie „charakter zachowania” (Soil Behavior Type). Podobnie należy interpretować nomogram Douglasa i Olsena [1]. Klasyfikacja Jefferies i Davisa [2] stanowi połączenie dwóch nomogramów Robertsona z 1990 roku i wprowadza współczynnik materiałowy I_c ułatwiający interpretację danych z użyciem programu komputerowego:

$$I_c = \sqrt{[3 - \log_{10}(Q_c \cdot \{1 - B_q\})]^2 + [1,5 + 1,3(\log_{10} \cdot F_r)]^2} \quad (6)$$

Na wszystkich nomogramach, poza tymi zamieszczonymi w PN-B-04452:2002, oprócz określenia typu gruntu, można znaleźć informacje dodatkowe – np. konsystencję, czy kierunek wzrostu stopnia prekonsolidacji OCR.

Wybrane metody szacowania wartości parametrów mechanicznych

Do określenia wartości wytrzymałości gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u (tylko w przypadku gruntów spitych) wybrano wzór empiryczny zaproponowany przez Lunne i in. [3]:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}, \quad (7)$$

w którym N_{kt} jest współczynnikiem zależnym od wskaźnika plastyczności I_p oraz stopnia skonsolidowania gruntu. Współczynnik ten powinno się określać na podstawie korelacyjnych testów polowych lub laboratoryjnych (w aparacie bezpośredniego ścinania lub trójosiowego ściskania). Stwierdzono, że jego wartość rośnie wraz ze wzrostem plastyczności a maleje wraz ze wzrostem wrażliwości gruntu. Dla gruntów normalnie i słabo prekonsolidowanych (o OCR = 1 - 2), np. dla ilów miękkoplastycznych, N_{kt} przyjmuje wartości z przedziału 7 - 10, natomiast w przypadku zwartych i spękanych glin i ilów może to być nawet 30. Zazwyczaj jednak wartość N_{kt} mieści się między 10 a 20. Na przykład według Młynarka i Wierzbickiego [7] dla glin zlodowacenia środkowopolskiego z obszaru Niziny Wielkopolskiej wartość tego współczynnika wynosi ok. 12. Jeżeli brak jest jakichkolwiek korelacji lokalnych zalecaną wartością jest 14 - 15 [16][17]. Przyjmowanie wartości bliżej górnej granicy uważa się za podejście bardziej bezpieczne [16].

W przypadku gruntów niespoitych parametrem wytrzymałościowym oszacowanym podczas analizy był efektywny kąt tarcia wewnętrznego ϕ' . W analizie użyto dwóch metod w celu określenia jego wartości maksymalnej.

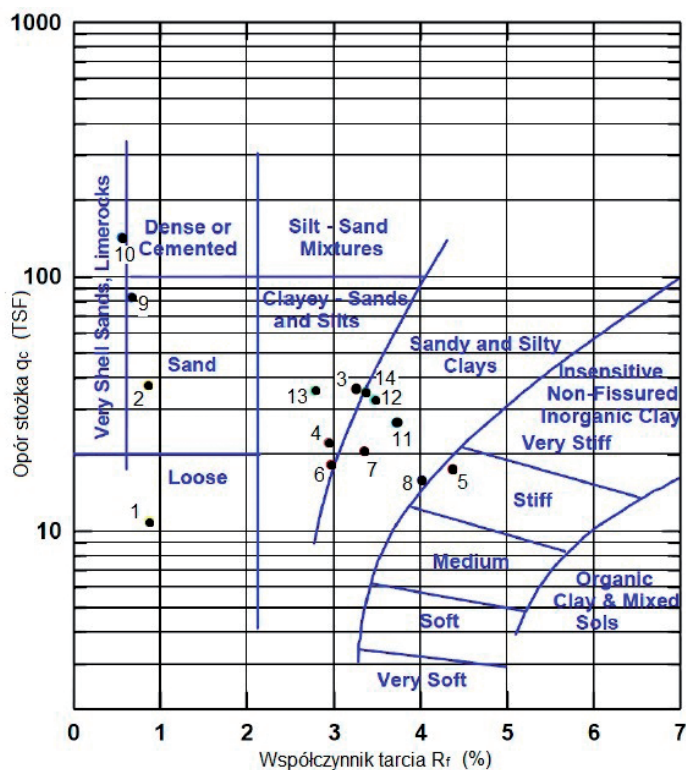
Pierwsza z nich, przedstawiona przez Schmertmanna [18] i dotycząca normalnie skonsolidowanych piasków, wymaga wstępnie określenia stopnia zagęszczenia gruntu I_D , co można uzyskać korzystając np. z zależności między pionowym naprężeniem efektywnym σ'_{v0} a oporem stożka q_c (rys. 9). Według Sikory [19] błąd oszacowania wartości kąta tarcia wewnętrznego tą metodą może wynieść ok. $\pm 1,5^\circ$ dla piasków jednorodnych.

Druga metoda zaprezentowana przez Robertsona i Campanellę [15] pozwala na oszacowanie wartości kąta tarcia wewnętrznego średnio ściśliwych piasków kwarcowych na podstawie podobnej zależności i wzoru:

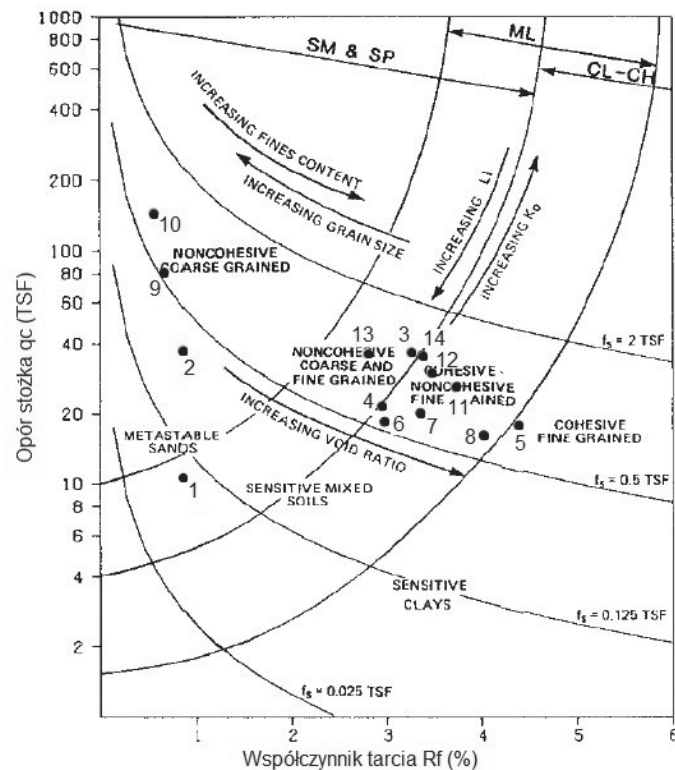
$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right]. \quad (8)$$

Interpretacja wyników badania - ocena rodzaju gruntu

Określenie stratygrafii profilu gruntowego rozpoczęto od podziału profilu na 14 warstw (patrz rysunek 1) poprzez wizualną ocenę zmian wartości parametrów penetracji. Następnie obliczono wartości wszystkich parametrów (wzory (1) - (5)), niezbędnych do



2. Klasyfikacja Schmertmanna $q_c - R_f$ [18] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża (TSF = ~100 kPa)



3. Klasyfikacja Douglasa i Olsena $q_c - R_f$ [1] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża

naniesienia na nomogramy klasyfikacyjne punktów odpowiadających poszczególnym warstwom. Założono średni ciężar gruntów w wysokości 20 kN/m³. Wyniki przedstawiono na rysunkach 2 - 7. Na nomogramach celowo pozostawiono opisy rodzajów gruntów w języku angielskim w celu łatwiejszego ich porównania z symbolami obowiązującymi obecnie wg PN-EN ISO 14688 [12].

Z uwagi na to, że warstwy 3 i 4 na większości nomogramów były klasyfikowane jako jeden typ gruntu, ostatecznie połączono je w jedną warstwę. To samo dotyczyło warstw nr 6 i 7, 9 i 10 oraz 11 i 12. Ostatecznie w analizowanym profilu wyróżniono 10 warstw, rodzaj każdej przyjęto jako ten, który powta-

rzał się najczęściej wśród analizowanych klasyfikacji. Wyniki porównano z interpretacją wzorcową i przedstawiono na rysunku 8.

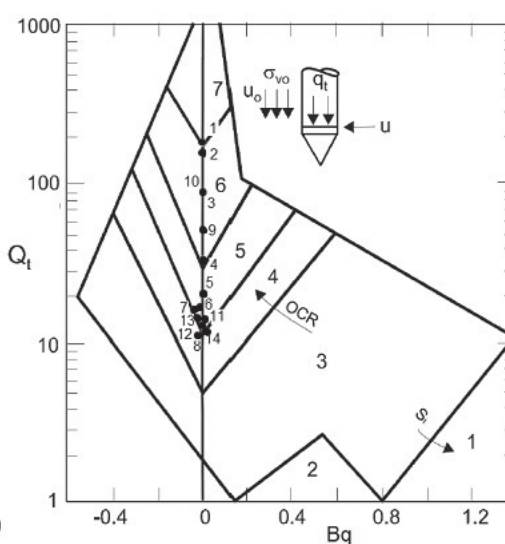
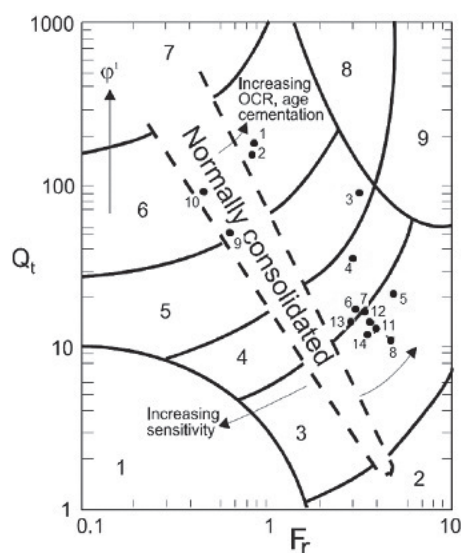
Wyraźnie widoczne jest duże podobieństwo (w niektórych miejscach wręcz całkowita zgodność) wyników uzyskanych przez autorki z rezultatami uzyskanymi przez firmę specjalistyczną. Dotyczy to zarówno granic warstw, jak i rodzajów gruntów.

Najlepsze dopasowanie uzyskano na podstawie klasyfikacji normowych oraz nomogramu Jefferies i Davis. Warto podkreślić, że poprawne oszacowanie typu zachowania gruntu uzyskano mimo tego, że do głębokości 6.5 m w podłożu występował materiał nasypowy. Tego typu grunt w przypadku

klasycznej metody rozpoznawania podłoża (wiercenie + badania makroskopowe) bardzo często jest opisywany wyłącznie symbolem NN, bez żadnej informacji na temat jego uziarnienia i parametrów mechanicznych.

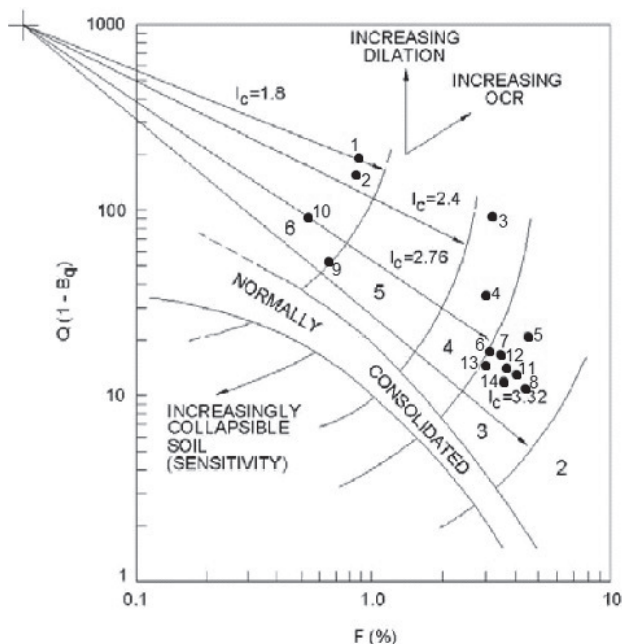
Interpretacja wyników badania - oszacowanie wartości parametrów mechanicznych gruntu c_u i ϕ'

Wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu c_u została obliczona dla warstw gruntów spoiowych, tj. 3 - 6 oraz 8 - 10, na podstawie wzoru (7). Stopień prekonsolidacji gruntów, potrzebny do przyjęcia wartości współczynnika empirycznego



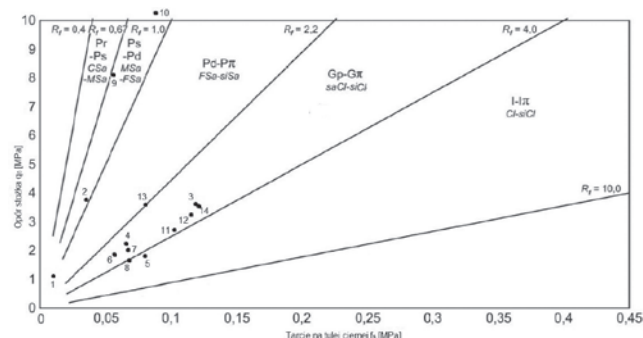
4. Klasyfikacja Robertsona [13] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża

Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand

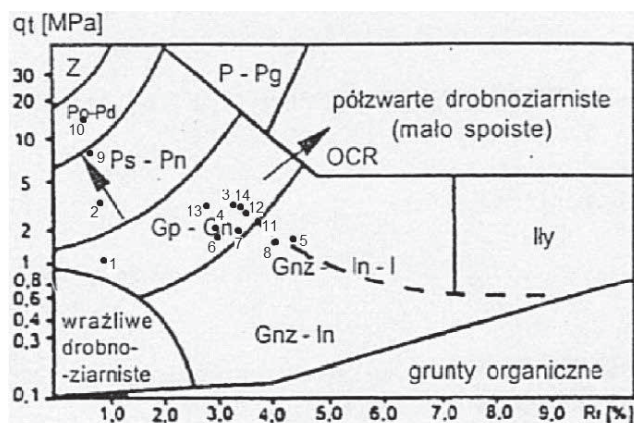


MATERIAL INDEX I_c	ZONE	SOIL BEHAVIOUR TYPE
$I_c < 1.80$	6	Clean Sand to Silty Sand
$1.80 < I_c < 2.40$	5	Sand Mixtures - Silty Sand to Sandy Silt
$2.40 < I_c < 2.76$	4	Silt Mixture - Clayey Silt to Silty Clay
$2.76 < I_c < 3.22$	3	Clays - Clay to Silty Clay
$3.22 < I_c$	2	Organic Soils - Peats
$Q(1-Bq) < 10$ & $F < 1\%$	1	Sensitive Fine Grained Soils

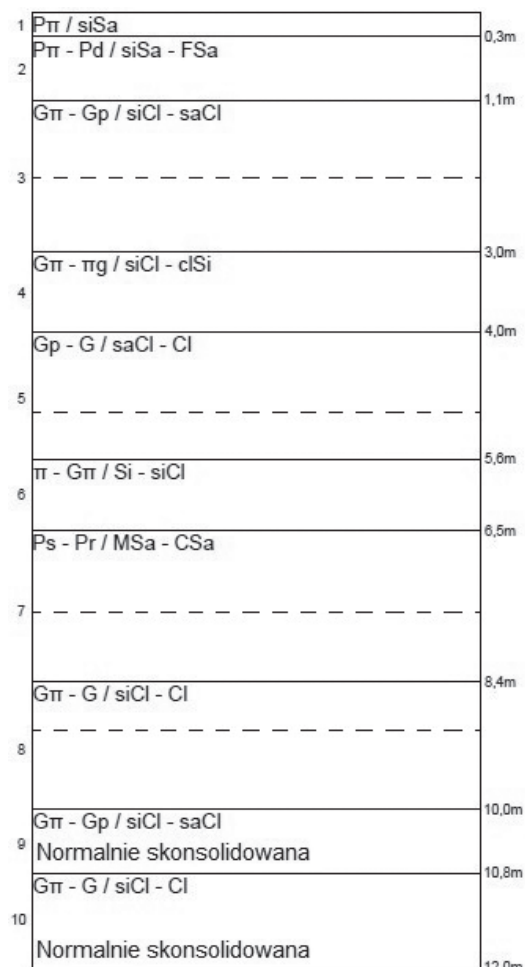
5. Klasyfikacja Jefferiesa i Daviesa [2] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża



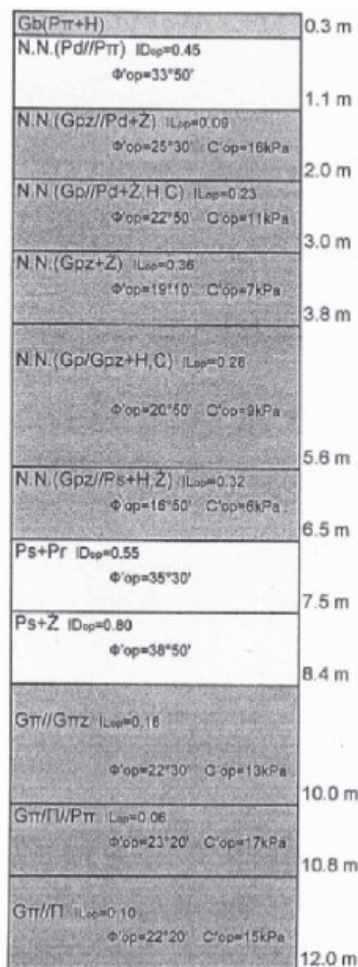
6. Klasyfikacja Marra z PN-B-04452:2002 [11] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża



7. Klasyfikacja Robertsona z PN-B-04452:2002 [11] z naniesionymi punktami odpowiadającymi poszczególnym warstwom analizowanego podłoża



8. Porównanie profilu podłoża uzyskanego na podstawie analizy wybranych metod klasyfikacyjnych (po stronie lewej) oraz profilu określonego przez firmę specjalistyczną (po prawej stronie)



N_{kt} oszacowano w sposób przybliżony bazując na nomogramie klasyfikacyjnym Robertsona [13], tzn. na podstawie kierunku i odległości od wyznaczonej na nomogramie strefy gruntów normalnie skonsolidowanych. Uznano, że większość gruntów w profilu podłoża jest słabo prekonsolidowana, przyjęto dla nich zatem wartość współczynnika równą 15, jedynie warstwy 3 i 5 uznano za silniej prekonsolidowane i dlatego przyjęto wartości N_{kt} równe odpowiednio 18 i 20.

Otrzymane wartości c_u zostały porównane z interpretacją wzorcową przedstawioną przez firmę specjalistyczną i przedstawione w Tab. 1. Porównanie wykazuje nawet ponad 30% różnice w wartościach, co wynika z braku informacji o genezie i historii gruntu i bardzo przybliżonego szacowania OCR wyłącznie na podstawie nomogramów klasyfikacyjnych. Należy wziąć tu również pod uwagę fakt, że wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu wody jest parametrem, na który wpływ mają takie czynniki jak anizotropia, historia obciążenia, czy prędkość odkształcenia, więc otrzymane wartości należy zawsze traktować jako przybliżone.

Wartość kąta tarcia wewnętrznego ϕ' oszacowano dla dwóch warstw gruntów niespoistych: 2 i 7; pominięto pierwszą warstwę do głębokości 30 cm, ponieważ wyniki badania CPT blisko powierzchni są zwykle niewiarygodne.

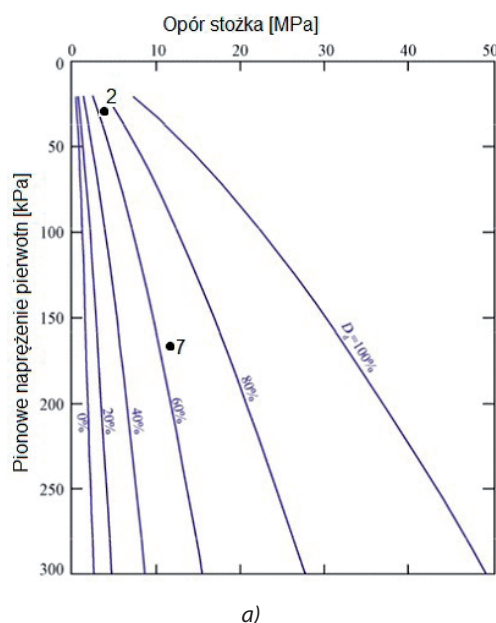
Tab. 1. Porównanie wartości c_u otrzymanych przez autorki specjalistyczną interpretacją wzorcową

Nr warstwy	Głębokość, m	Przyjęta wartość Nkt	c_u , kPa (autorki)	c_u , kPa (wzorzec)
3	– 3.0	18	159 (-14%)	185
4	3.0 – 4.0	15	115 (+21%)	95
5	4.0 – 5.6	15	120 (-12%)	137
6	5.6 – 6.5	15	104 (+32%)	79
8	8.4 – 10.0	15	190 (+13%)	168
9	10.0 – 10.8	15	228 (-5%)	240
10	10.8 – 12.0	15	222 (+8%)	205

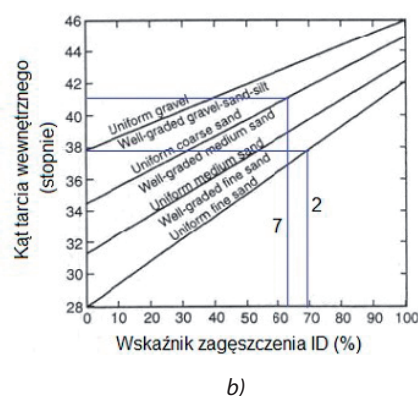
Tab. 2. Porównanie wartości ϕ' otrzymanych przez autorki z interpretacją wzorcową

Nr warstwy	Głębokość, m	ϕ' , ° (Schmertmann)	ϕ' , ° (Robertson i Campanella)	ϕ' , ° (wzorzec)
2	0.3 – 1.1	37.8 (+12%)	43.3 (+29%)	33.5
7	6.5 – 8.4	41.1 (+11%)	38.5 (+4%)	36.9

Na nomogramie Schmertmanna [18] (rys 9a) najpierw na podstawie oporu stożka i wartości pionowego naprężenia pierwotnego oszacowano stopień zagęszczenia I_D



z tego, że wzór podany przez Robertsona i Campanellę dotyczy piasków naturalnych, podczas, gdy badane podłoże do głębokości 6 metrów składało się z nasypów.

**9.** Nomogramy Schmertmanna [18] służące do szacowania wartości kąta tarcia wewnętrznego z naniesionymi punktami odpowiadającymi warstwom niespoistym w analizowanym podłożu

[%], a następnie z rysunku 9b, bazując na informacji o rodzaju piasku (rys 8), odczytano wartość kąta tarcia wewnętrznego. Uzyskane w ten sposób wyniki wraz z wartościami ϕ' obliczonymi na podstawie wzoru (8) Robertsona i Campanelli [15], oraz wzorcowymi przedstawiono w Tab. 2.

Tak jak w przypadku wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu, wyniki dotyczące efektywnego kąta tarcia wewnętrznego różnią się od wartości uznanych za wiarygodne nawet o 30%. W przypadku obu warstw różnice te występują w kierunku pogorszenia bezpieczeństwa tj. oszacowane przez autorki wartości są większe. Znaczna różnica w wartościach ϕ' obliczonych dla warstwy 2 wynika najprawdopodobniej

Podsumowanie i wnioski

W artykule przedstawiono próbę określenia profilu podłoża w zakresie rodzaju gruntu oraz jednego z dwóch parametrów mechanicznych: efektywnego kąta tarcia wewnętrznego – w przypadku gruntów niespoistych i wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu – w przypadku gruntów spoistych, na podstawie rzeczywistych pomiarów parametrów penetracji w teście CPTU. Celem tego postępowania było między innymi sprawdzenie, czy osoba nieposiadająca praktycznie żadnego doświadczenia w interpretacji wyników sondowania statycznego jest w stanie prawidłowo oszacować poszukiwane wielkości bazując

wyłącznie na dostępnych w literaturze informacjach tj. sześciu różnych nomogramach klasyfikacyjnych oraz trzech powszechnie dostępnych metodach szacowania wartości wspomnianych parametrów. Uzyskane przez autorki wyniki zostały porównane z tymi uzyskanymi przez firmę, która tymi zagadnieniami zajmuje się w sposób profesjonalny.

Okazało się, że określenie rodzaju gruntów występujących w podłożu na podstawie wyników badania CPTU jest zadaniem czasochłonnym, jednak niezbyt skomplikowanym i nawet osoba o niewielkim doświadczeniu w tym zakresie jest w stanie oszacować profil podłoża bez użycia specjalistycznych programów komputerowych i z użyciem prostych metod matematycznych.

Niestety uzyskana w ten sposób wiedza jest zdecydowanie niewystarczająca do projektowania konstrukcji geotechnicznych. Wynika to z zapisów Eurokodu 7 [8][9], który zastępując m.in. „starą” Polską Normę PN-81/B-03020 [10], odstąpił od możliwości określenia wartości parametrów mechanicznych gruntów (wytrzymałościowych i odkształceniowych) na podstawie tylko ich rodzaju i stanu. W aktualnej sytuacji prawnej prawidłowe rozpoznanie podłoża powinno obejmować przede wszystkim wiarygodne oszacowanie wartości parametrów geotechnicznych, a w tym zakresie interpretacja wyników badania piezostojkiem nie jest już zadaniem tak prostym. Niezbędna do tego celu jest wiedza na temat genezy gruntów, czy ograniczeń stosowanych metod, a przede wszystkim bardziej kompleksowe rozpoznanie podłoża. Jest to szczególnie potrzebne w przypadku korzystania z metod empirycznych, które często są opracowywane na podstawie gruntów o innym pochodzeniu niż te, do interpretacji których mają zostać wykorzystane. Przy obecnym stanie wiedzy niezbędne jest więc takie rozpoznanie podłoża, które oprócz testów polowych obejmuje też pobranie prób o możliwie nienaruszonej strukturze i przeprowadzenie kalibrujących badań laboratoryjnych. Interpretacja wyników badań powinna być w takim przypadku wykonywana przez profesjonalne zespoły badawcze. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Douglas B. J., Olsen R. S. Soil classification using electric cone penetrometer. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience. Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, 1981, 209-227.

- [2] Jefferies, M. G., Davies, M. P. Soil classification by the cone penetration test: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 1991, 28(1), 173-176.
- [3] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. Cone Penetration Testing In Geotechnical Practice, Blackie Academic and Professional, London, 1997.
- [4] Młynarek Z. Regional Report for East European Countries. Architecture Civil Engineering Environment, 2011, 4(1), 55-76.
- [5] Młynarek Z., Tschuschke W., Lunne T. Techniques for examining parameters of post flotation sediments accumulated in the pond. International Conference on Re-use of contaminated sand and landfills. Tech. Press. University of Edinburg. 1994, p.1723
- [6] Młynarek Z., Wierzbicki J. Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów. Geologos, 2007, 11, 97 – 118.
- [7] Młynarek Z., Wierzbicki J. Nowoczesne metody rozpoznawania podłoża dla potrzeb budowy mostów i tuneli. Geoinżynieria i tunelowanie, 2005, 02/2005 (05), 46-55
- [8] PN EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [9] PN EN 1997-2:2009 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [10] PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [11] PN-B-04452:2002. Geotechnika. Badania Polowe.
- [12] PN-EN ISO 14688 Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów.
- [13] Robertson P. K. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(1), 151-158.
- [14] Robertson P. K., Campanella R. G., Gillespie D. & Grieg J. Use of piezometer cone data. Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Specialty Conference. Ed.: S. Clemence, Blacksburg, June 23 – 25, 1986, Geotechnical Special Publication GSP No. 6.
- [15] Robertson P. K., Campanella R. Interpretation of cone penetration tests – Part I (sand). Canadian Geotechnical Journal, 1983, 20(4), 718-733
- [16] Robertson P.K., Cabal (Robertson) K.L. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th edition, 2012.
- [17] Sandven R., Watn A. Soil classification and parameter evaluation from piezocone tests. Results from major site investigations at Oslo Main Airport, Gardermoen. Int. Symp. CPT'95. Linköping, 1995, vol. 3, 35 – 55.
- [18] Schmertmann J. H. Guidelines for cone test, performance and design. Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209, Washington, 1978.
- [19] Sikora Z. Sondowanie statyczne – metody i zastosowanie. WNT, Warszawa, 2006.

SITK-RP

Przegląd Komunikacyjny objął patronatem medialnym XIII. Ogólnopolską Konferencję Naukowo-Techniczną „Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w transporcie szynowym”

Konferencja odbędzie się w dniach 03-05 grudnia 2014 roku w Zakopanem w Hotelu Mercure Zakopane Kasprowy

Tematyka konferencji będzie między innymi obejmować:

1. Nowoczesne technologie w projektowaniu, budowie, utrzymaniu, diagnostyce i eksploatacji infrastruktury kolejowej i taboru szynowego do przewozu osób i rzeczy.
2. Nowoczesne modele zarządzania infrastrukturą (aktywami).
3. Uwarunkowania formalno-prawne, organizacyjne i ekonomiczne dla rozwoju transportu kolejowego, w tym dopuszczenia do eksploatacji podsystemów strukturalnych.
4. Racjonalizacja uregulowań organizacyjnych i prawnych dla usprawnienia realizacji kolejowych projektów inwestycyjnych w nowej perspektywie 2014 - 2020.

Szczegóły: <http://www.sitk.org.pl>