

OPORY TARCIA GRUNTU NA POWIERZCHNIACH BOCZNYCH FUNDAMENTÓW GŁĘBOKICH W WARUNKACH ODPRĘŻONEGO PODŁOŻA

Zdzisław Skutnik, Piotr Król

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Streszczenie. W artykule przedstawiono rozważania na temat wpływu odprężenia podłoża na ocenę nośności gruntów tego podłoża w warunkach posadowienia pośredniego. Na podstawie przeprowadzonych sondowań dylatometrycznych DMT, przeprowadzonych przed wykonaniem wykopu i po jego wykonaniu, wykazano, że czynność ta nie zawsze powoduje odprężenie podłoża, a przede wszystkim nie zmniejsza tarcia gruntu na powierzchniach bocznych fundamentów głębokich. Wartość tarcia przyjmowana jest zazwyczaj na podstawie rodzaju gruntu i stanu naprężenia [PN-83/B-02482], co – jak wykazano przy projektowaniu na przykład pali fundamentowych – może prowadzić do jej zanizania, a tym samym przeprojektowania fundamentu.

Słowa kluczowe: tarcie boczne, fundamenty głębokie, odprężone podłoże, badania geotechniczne, parametry geotechniczne

WSTĘP

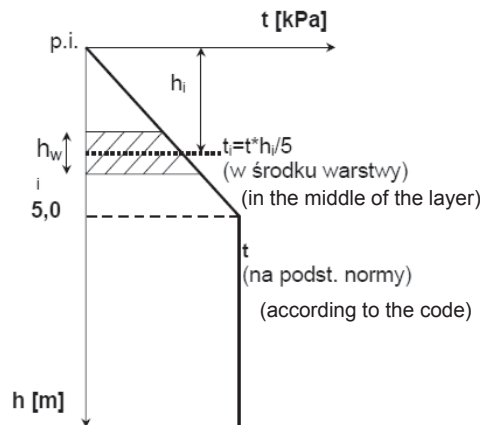
Wykonywanie głębokich wykopów na potrzeby głębokiego posadowienia fundamentów bezpośrednich (np. płyty fundamentowej), niezależnie od tego, czy skarpy wykopu są podparte, czy nie, zazwyczaj prowadzi do odprężenia podłoża. Znajomość stopnia odprężenia podłoża jest niezbędna do właściwej prognozy osiadań nowo budowanego obiektu w przypadku posadowienia bezpośredniego (np. na płycie fundamentowej), a w przypadku fundamentów pośrednich (np. pali fundamentowych) wykonywanych z poziomu dna wykopu stopień odprężenia podłoża będzie również wpływał na ich nośność. Niestety oszacowanie stopnia odprężenia podłoża jest bardzo trudne i niemożliwe do jednoznacznego określenia. Zatem projektowanie fundamentów związanych z wykonywaniem głębokich wykopów wymaga zbadania wpływu zmiany stanu naprężenia w podłożu gruntowym na skutek wykonania wykopu [Siemińska-Lewandowska 2010].

Adres do korespondencji – Corresponding author: Zdzisław Skutnik, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Geoinżynierii, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, e-mail: zdzislaw_skutnik@sggw.pl

Dlatego w procesie projektowania i wykonywania głębokich posadowień obiektów budowlanych w świetle geotechnicznych norm europejskich (np. Eurokod 7) nastąpiły istotne zmiany. Badania geotechniczne należy wykonywać nie tylko dla celów projektowania, lecz także podczas budowy w celu sprawdzenia przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych, ewentualnych korekt, jak również optymalizacji robót budowlanych poprzez wybór najodpowiedniejszych technologii. W zależności od rodzaju przyjętych rozwiązań fundamentów należy dobrać odpowiedni rodzaj sondowań geotechnicznych oraz przewidzieć właściwie zaprojektowany i starannie prowadzony monitoring geotechniczny zarówno w trakcie budowy, jak i eksploatacji obiektu.

WARUNKI PRACY FUNDAMENTÓW GŁĘBOKICH

Fundamentowanie głębokie określane jest jako posadowienie pośrednie, w którym (w przeciwieństwie do posadowienia bezpośredniego) obciążenia przekazywane są na podłoże nie tylko poprzez podstawę, ale również na skutek sił tarcia działających na powierzchniach bocznych fundamentu. Wartości oporów gruntu uzależnione są od rodzaju i stanu gruntu podłoża oraz od głębokości poniżej powierzchni terenu (rys. 1).



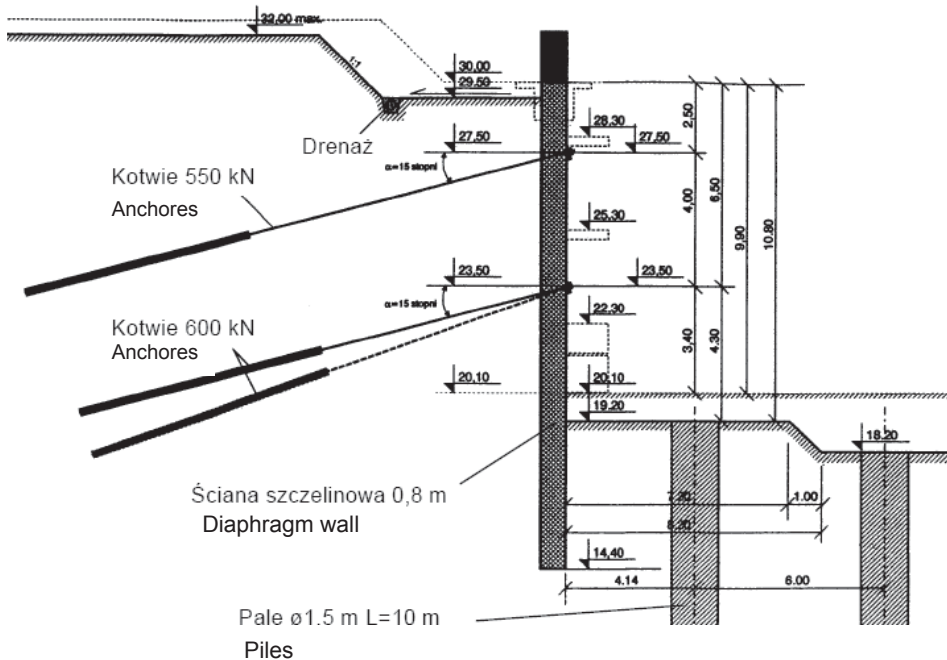
Rys. 1. Zależność tarcia jednostkowego wzdłuż pobocznicypala od głębokości według normy PN-83/B-02482

Fig. 1. The relationship of the skin friction between the pile and the soil with depth according to the PN-83/B-02482

W przypadku posadowienia na palach pełne wartości oporu (w zależności od rodzaju i stanu gruntu) należy przyjmować dla głębokości 5 m i większej od powierzchni terenu, z kolei na głębokościach mniejszych przyjmuje się wartości pośrednie, interpolując liniowo między oporem zerowym na powierzchni terenu i pełnym oporem na głębokości 5 m.

Takie podejście jest oczywiste w przypadku podłoża gruntowego nieodciążonego wykopem. W praktyce stosuje się go wtedy, gdy pale wykonywane są z pierwotnej powierzchni terenu, natomiast obciążenia będą na nie przekazywane z poziomu wieńczącej

plyty dennej, zlokalizowanej niekiedy na znacznej głębokości. Rozkucie części trzonów wykonanych pali jest bowiem niekiedy tańsze i prostsze technologicznie niż wprowadzanie (i ewakuacja) do głębokiego, otoczonego ścianami szczelinowymi wykopu ciężkich i wielkowymiarowych palownic. W takiej sytuacji powstaje pytanie, czy opory gruntu należy przyjmować, odmierzając głębokość od pierwotnej powierzchni terenu (z pominięciem długości pala rozkutego) czy też od poziomu posadowienia płyty wieńczącej (rys. 2).



Rys. 2. Przykład konstrukcji fundamentów pośrednich
Fig. 2. Example of the deep foundation structure

W wyborze podejścia istotna jest możliwość odprężenia wykopem gruntów podłoża. W przypadku posadowienia bezpośredniego można to uwzględnić, stosując PN-81/B-03020 przy obliczaniu osiadań wtórnych. Współczynnik stopnia odprężenia przyjmuje się: $\lambda = 0$, gdy czas wznoszenia budowli (ponownego obciążenia podłoża) jest krótszy niż jeden rok i $\lambda = 1$ dla czasu dłuższego niż jeden rok. Dla posadowień pośrednich takiej możliwości nie przewidziano.

W przypadku ścian szczelinowych opór tarcia pomiędzy ścianami bocznymi a otaczającym je gruntem narasta systematycznie wraz z głębokością. Jeśli ściana nośna jest jednocześnie obudową wykopu i docelowo ścianą boczną kondygnacji podziemnych, to z jednej strony zostaje odkryta niekiedy na znaczną głębokość. Powstaje analogiczne pytanie jak w przypadku pali: od jakiej głębokości przyjmować wartości oporów – od pierwotnego poziomu terenu z pominięciem powierzchni odsłoniętej czy od poziomu dna wykopu. Ponadto czy uzależniać to od potencjalnego odprężenia podłoża związanego

z czasem utrzymywania nieobciążonego podłoża pod dnem wykopu. Od strony naziomu (na zewnątrz wykopu) pomija się opory poboczniczy do głębokości odsłonięcia z drugiej strony. Założenie to wynika z możliwości odkształceń poziomych ściany i utraty pełnego kontaktu między betonem a gruntem. Następnym problemem to: jak określać wielkość oporów poniżej głębokości odsłonięcia – od pierwotnej powierzchni terenu, z pominięciem powierzchni na głębokości odsłonięcia, czy też od rzędnej dna wykopu. Potencjalne odprężenie dotyczy jedynie naprężeń poziomych powyżej dna wykopu i to w obszarze klina odłamu. Poniżej wielkości naprężeń wynikają z niezmiennego pionowego naprężenia geostatycznego.

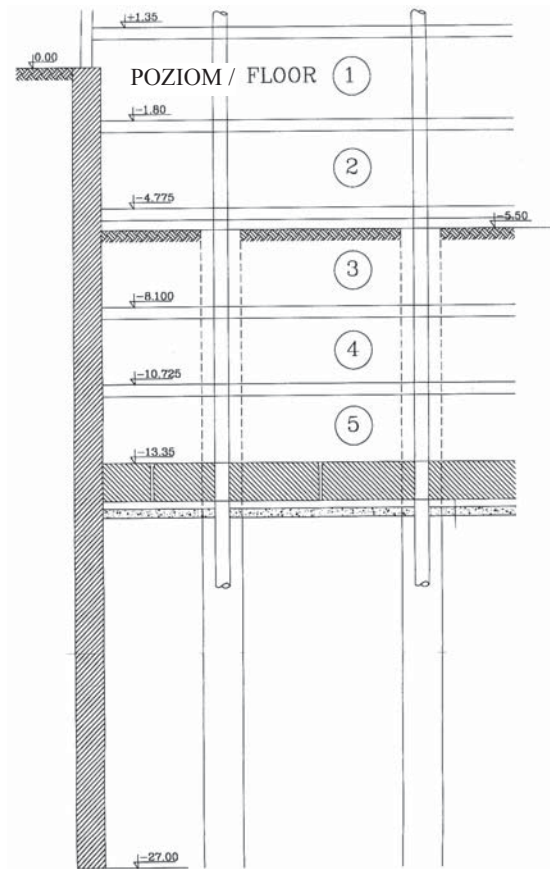
Osobnym problemem są wprowadzane w grunt elementy wiotkie w postaci brusów stalowych ścianek szczelnych o profilu Larsena lub Hoehsa. Nie można wykluczyć, że poprzez wybożenia ściany utracą kontakt z gruntem na powierzchni trudnej do określenia. Zgodnie z założeniami, jak w przypadku ścian szczelinowych, brak kontaktu z jednej strony skutkuje pominięciem oporów również po stronie drugiej. W tej sytuacji niektórzy projektanci w tego typu posadowieniach uwzględniają jedynie nośność stopy brusa. Otrzymywane nośności są przy takich założeniach bardzo małe, znacznie mniejsze niż siły potrzebne do wprowadzenia elementu w grunt na żadaną głębokość.

Powyższe założenia przyjmowane są zazwyczaj *a priori*, gdyż pomiary rzeczywistych oporów poboczniczy są trudne do praktycznego określenia. W dalszej kolejności przedstawione zostaną wyniki badań stanu naprężenia i odkształcenia w gruncie w otoczeniu ścian szczelinowych w różnych fazach realizacji robót podziemnych. Wykonano je dla obiektu na terenie Warszawy o rozbudowanej części podziemnej [Skutnik i in. 2001]. Budynek składa się z pięciu kondygnacji podziemnych i ośmiu kondygnacji naziemnych. Obiekt posadowiony jest na ścianach szczelinowych i palach wielkośrednicowych. Podłoże obiektu stanowią trzeciorzędowe łył plicieńskie. Przeprowadzone badania geotechniczne pozwoliły na wyznaczenie parametrów i charakterystyk gruntu do obliczeń projektowych. Jednak z uwagi na stopień skomplikowania zarówno warunków geotechnicznych, jak i charakteru pracy konstrukcji bardzo trudno było jednoznacznie oszacować te parametry.

Wykop realizowano metodą *top-down* w obudowie ścian szczelinowych sięgających około 27 m poniżej powierzchni terenu [Truty i Urbański 2001, Sorbjan i in. 2001]. Rozpierzanie ścian stropami rozpoczęto od poziomu -2, z którego najpierw wykonano pale wielkośrednicowe (gł. 38 m p.p.t.), na których oparto słupy stanowiące nośną konstrukcję naziemnej części budynku (rys. 3).

BADANIA GEOTECHNICZNE PODŁOŻA PRZED I PO WYKONANIU WYKOPU

Na podstawie wykonanych wierceń i sondowań CPT i DMT stwierdzono, że podłoże obiektu zbudowane jest z utworów czwartorzędowych i trzeciorzędowych, głównie z łyłw plicieńskich [Skutnik i in. 2001]. W górnej części podłoża budynku występuje warstwa nasypów miąższości 3–5 m, pod którą zalega warstwa piasków miąższości 2–4 m, a poniżej trzeciorzędowe łył plicieńskie, które nie zostały przewiercone. Woda gruntowa występuje w warstwie piasków, a jej poziom układa się 2–3 m powyżej stropu łyłw (ok. 6 m p.p.t.).



Rys. 3. Schemat konstrukcji fundamentów i technologii wykonania części podziemnej obiektu
 Fig. 3. Scheme of the foundation and construction technology of underground structure

W trakcie głębienia wykopu w celu oceny stanu podłoża obiektu wykonano badania dylatometryczne DMT zlokalizowane w sąsiedztwie archiwalnych profili dylatometrycznych (DMT 1) wykonanych z powierzchni terenu przed rozpoczęciem budowy. Następnie badania wykonano z poziomu dna wykopu przygotowanego do betonowania stropu (-3), tj. z głębokości 9,0 m p.p.t. (DMT 10). Badania wykonano dylatometrem Marchettiego (tym samym egzemplarzem, który stosowano w badaniach archiwalnych).

Badania DMT przeprowadzono według standardowej procedury [Marchetti 1980], tj. wykonując co 0,20 m odczyty A i B . Wartości odczytów A i B skorygowano ze względu na wpływ oporu bezwładności membrany (ΔA , ΔB), przez co uzyskano wartości ciśnienia p_0 i p_1 obliczone według wzorów:

$$p_0 = 1,05(A - Z_M - \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B) \quad (1)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2)$$

gdzie: ΔA , ΔB – poprawki do odczytów A i B ; Z_M – początkowy odczyt.

Ciśnienia p_0 i p_1 z obliczoną wartością efektywnego naprężenia pionowego σ'_{vo} i wartością ciśnienia wody w porach (u_o) oszacowanego w warunkach *in situ* posłużyły do wyznaczenia następujących wskaźników dylatometru [PN-81/B-03020, PN-83/B-02482]:

– wskaźnik materiałowy (I_D)

$$I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o} \quad (3)$$

– wskaźnik składowej poziomej naprężenia (K_D)

$$K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (4)$$

– moduł dylatometryczny (E_D)

$$E_D = 34,7(p_1 - p_o) \quad (5)$$

Parametrem geotechnicznym możliwym do oszacowania na podstawie współczynnika (K_D) jest wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu (τ_{fu}) według poniższej zależności:

$$\tau_{fu} = 0,22\sigma'_{vo}(0,5K_D) \cdot 1,25 \quad (6)$$

tylko wtedy, gdy $I_d < 1,2$.

Parametrem geotechnicznym opisującym sztywność gruntu, a jednocześnie najlepiej korelującym z modułem dylatometrycznym (E_D) jest moduł ściśliwości (M_o), który określany jest z poniższych zależności:

$$M = R_M \cdot E_D \quad (7)$$

$$I_D < 0,6 \quad R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad (8)$$

$$I_D > 3 \quad R_M = 0,5 + 2 \log K_D \quad (9)$$

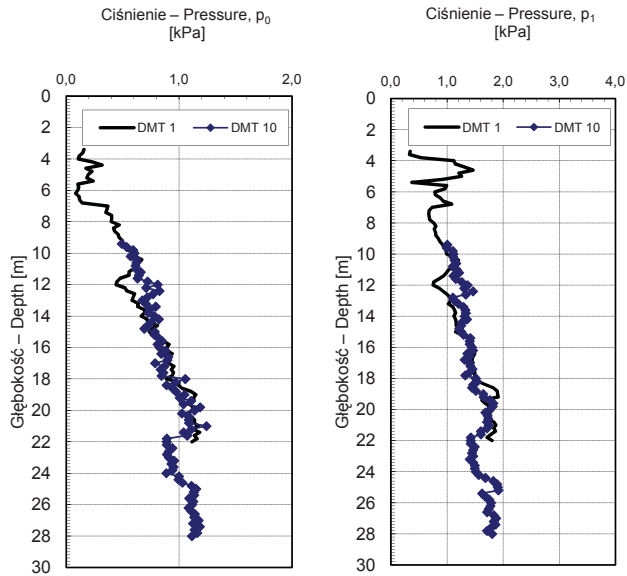
$$0,6 < I_D < 3 \quad R_M = R_{M,o} + (2,5 - R_{M,o}) \log K_D \quad (10)$$

gdzie: $R_M = 0,14 + 0,36[(I_D - 0,6)/2,4]$, jeżeli $R_M < 0,85$, to należy przyjąć $R_M = 0,85$.

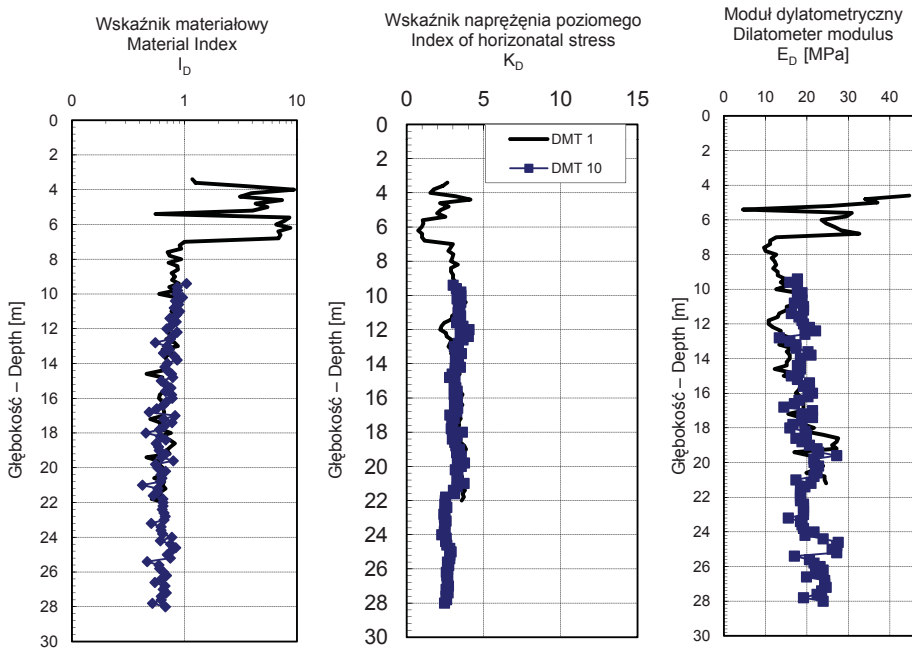
Zarówno we wzorze (6), pozwalającym obliczyć wytrzymałość gruntu podłoża w warunkach bez odpływu, jak i we wzorach (4) oraz (7), (8), (9) i (10), wykorzystywanych do oceny modułu ściśliwości (M_o), jednym z parametrów jest efektywne naprężenie pionowe, którego wartość oblicza się zazwyczaj jako iloczyn ciężaru objętościowego i głębokości (naprężenie geostatyczne).

Na rysunkach 4, 5 i 6 przedstawiono kolejno przykładowe wyniki badań DMT wykonanych w profilach zlokalizowanych bardzo blisko siebie (około 2 m) przed rozpoczęciem budowy DMT 1 oraz z poziomu dna wykopu, tj. z głębokości 9,0 m p.p.t., sondowanie DMT 10.

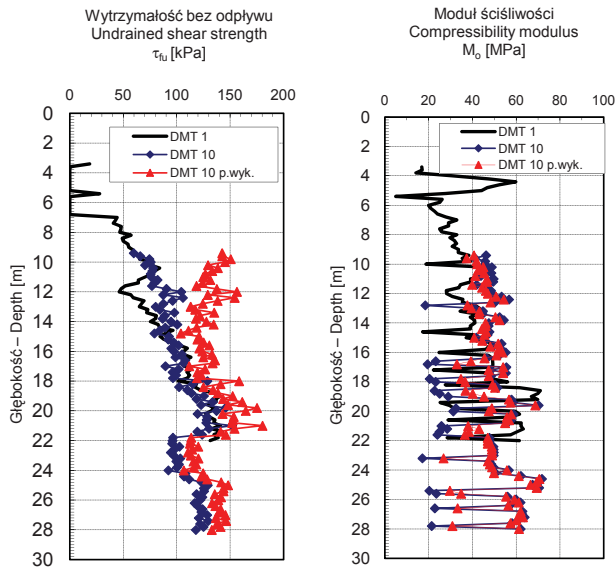
Należy zwrócić uwagę, że w obydwu badaniach DMT przeprowadzonych zarówno z powierzchni terenu przed wykonaniem wykopu (DMT 1), jak i z poziomu dna wykopu (DMT 10) uzyskano prawie takie same wartości bezpośrednio pomierzonych para-



Rys. 4. Wyniki sondowań DMT 1 i DMT 10 – wartości ciśnień p_0 i p_1
 Fig. 4. DMT 1 and DMT 10 test results – p_0 and p_1 pressure values



Rys. 4. Wyniki sondowań DMT 1 i DMT 10 – wartości wskaźników I_D , K_D i E_D
 Fig. 4. DMT 1 and DMT 10 test results – I_D , K_D and E_D values



Rys. 6. Wyniki sondowań DMT 1 i DMT 10 – obliczone wartości τ_{fu} i M_o
 Fig. 6. DMT 1 and DMT 10 test results – calculated values of τ_{fu} and M_o

metrów, tj. ciśnień p_0 i p_1 (rys. 4) oraz obliczonych parametrów wskaźnikowych I_D , K_D i E_D (rys. 5). Świadczy to o tym, że mimo wykonania wykopu, nie nastąpiło odprężenie podłoża, chociaż badania wykonano w odstępie prawie dwóch lat. Na skutek przyjęcia różnego stanu naprężenia (σ'_{vo}) uzyskano różne wartości parametrów geotechnicznych na tych samych rzędnych – szczególnie duże rozbieżności zaobserwowano w przypadku wytrzymałości gruntu na ścinanie (τ_{fu} – rys. 6). W celu szczegółowej analizy wytrzymałość gruntu na ścinanie (τ_{fu}) dla badania DMT 10 obliczono w dwojaki sposób: w pierwszym przypadku – zakładając pierwotny stan naprężenia (przed wykonaniem wykopu), w drugim zaś – obliczając naprężenie pionowe przy założeniu, że poziom wykopu stanowi poziom terenu (rys. 6 – DMT 10 p.wyk.).

PODSUMOWANIE

Przeprowadzone sondowania dylatometryczne DMT w fazie projektowej z poziomu terenu, a następnie w tym samym profilu z poziomu dna wykopu o głębokości 9,0 m p.p.t. wykazały, że wykonanie wykopu nie wpłynęło bezpośrednio na pomierzone parametry sondowania, tj. ciśnienia p_0 i p_1 . Zatem pomimo wykonania wykopu nie nastąpiło odprężenie podłoża. Według normy PN-83/B-02482 przyjmowanie do obliczeń nośności fundamentów palowych, wartości jednostkowych oporów tarcia w przedziale głębokości od 0 do 5,0 m należy odpowiednio zmniejszyć (rys. 1), mierząc głębokość od pierwotnej powierzchni terenu. Zdarza się jednak, że przy wykopach o dużych powierzchniach projektanci traktują poziom dna wykopu jako poziom terenu, co może prowadzić do занижania nośności obliczeniowej fundamentów pośrednich, pali czy ścian szczelinowych.

W takich przypadkach należy również zwrócić szczególną uwagę na właściwe przeprowadzenie interpretacji wyników sondowań w celu określenia parametrów geotechnicznych. Na rysunku 6 wykazano, że pomimo uzyskania takich samych parametrów sondowania wartości obliczonych wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odplywu (τ_{fu}) mogą różnić się nawet dwukrotnie, w zależności od przyjętego do obliczeń stanu naprężenia.

PIŚMIENNICTWO

- Marchetti S., 1980. In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of the Geotechn. Engineering Division, ASCE 106, GT3, 299–321.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-83/B-02482 Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- Siemińska-Lewandowska A., 2010. Aktualne problemy budowy i projektowania głębokich wykopów. Cz. 1: Budowa obiektu a obudowa wykopu – niełatwe zależności. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, marzec – kwiecień, 64–71.
- Skutnik Z., Fürstenberg A., Wolski W., 2001. Posadowienie budynku hotelu HYATT w Warszawie. Badania geotechniczne i ich wpływ na zastosowane rozwiązania. Mat. XIII Konf. Nauk. MNPiAKH, Korbielów, 117–126.
- Sorbjan P., Skutnik Z., Wolski W., 2001. Posadowienie budynku hotelu HYATT w Warszawie. Monitoring. Mat. XIII Konf. Nauk. MNPiAKH, Korbielów, 105–116.
- Truty A., Urbański A., 2001. Posadowienie budynku hotelu HYATT w Warszawie. Numeryczna weryfikacja przyjętych rozwiązań. Mat. XIII Konf. Nauk. MNPiAKH Korbielów, 126–135.

SKIN FRICTION BETWEEN THE SOIL AND LATERAL SURFACE OF DEEP FOUNDATION WITH IN THE RELAXED SUBSOIL

Abstract. In the paper a discussion on the impact of relaxing the ground to assess the bearing capacity of the subsoil. On the basis of dilatometer Marchetti (DMT) soundings, carried out before and after the excavation it has been shown that the excavation is not always caused the relaxation of the subsoil, and above all, does not reduce the friction of the soil on the side surfaces of deep foundations. The friction is usually taken from the soil type and the state of stress, which, as shown for example in the design of the foundation pile can lead to the undercutting and thereby redesign foundation.

Key words: skin friction, deep foundation, relaxed subsoil, geotechnical investigations and geotechnical parameters.

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 28.12.2012