

NOŚNOŚĆ NA PRZESUNIĘCIE FUNDAMENTÓW BEZPOŚREDNICH

Zenon Szypcio, Katarzyna Dołżyk

Politechnika Białostocka, Białystok

Streszczenie. W pracy przedstawiono metodykę sprawdzania nośności na przesunięcie fundamentów bezpośrednich zgodnie z Eurokodem 7. Omówiono problem nośności na przesunięcie w warunkach „z odpływem” i „bez odpływu”. Szeroko opisano metodę wyznaczania wartości kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym dla gruntów niespoistych oraz przytoczono na podstawie analiz literatury przybliżone wartości dla gruntów spoistych. Omówiono zagadnienie doboru współczynników cząstkowych dla oddziaływań stabilizujących i destabilizujących oraz szczególne przypadki spotykane w praktyce inżynierskiej.

Słowa kluczowe: fundament bezpośredni, nośność na przesunięcie, Eurokod 7

WSTĘP

W Eurokodzie 7 wymagane jest sprawdzenie nośności fundamentu bezpośredniego na przesunięcie w płaszczyźnie podstawy w warunkach „z odpływem” i „bez odpływu”. Sprawdzenie stateczności w warunkach „bez odpływu” jest konieczne, gdy pod fundamentem występują nasycone grunty spoiste i tempo budowy jest na tyle duże, że przyrosty obciążeń generują wzrost ciśnienia wody w porach gruntu. W gruntach spoistych współczynnik filtracji jest mały i do rozproszenia nadwyżek ciśnienia wody w porach gruntu konieczny jest dłuższy czas [Smolczyk, red. 2003, Bond i Harris 2010, Day 2012].

W warunkach „z odpływem” opór na ścinanie jest proporcjonalny do wartości tangensa kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym [Bond i Harris 2010, Wysokiński i in. 2011, Dąbska i Gołębowska 2012].

Kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym jest trudny do wyznaczenia w badaniach laboratoryjnych [Smith 2006, Wesley 2010] i na potrzeby inżynierskie może być określony zgodnie ze wskazówkami podanymi w literaturze naukowej [Jamiołkowski i in. 2001, Bond i Harris 2010]. Dla gruntów niespoistych z analizy klasycznego równa-

nia dylatacji Boltona [1986] wynika, że dla naprężeń wywołanych w podłożu przez wielkość budowli rzędu 300–500 kPa wartość kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym jest równa wartości mobilizowanego kąta tarcia wewnętrznego dla $I_D = 0,2-0,25$. Wartość kąta tarcia tak określona z wykresów podanych w normie PN-81/B-03020 jest nieco mniejsza od wartości podanych w literaturze. Dla gruntów spoistych kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym jest zależny od wskaźnika plastyczności gruntu [Bond i Harris 2010].

Zwykle każde oddziaływanie wywołuje efekty stabilizujące (korzystne) i destabilizujące (niekorzystne). W obliczeniach jednocześnie nie mogą być stosowane różne współczynniki obciążenia dla danego oddziaływania, zatem konieczne jest określenie, czy globalny efekt oddziaływania jest stabilizujący (korzystny), czy destabilizujący (niekorzystny), i użycie odpowiednich cząstkowych współczynników obciążenia zgodnie z Eurokodem 7.

W warunkach podłoża warstwowego może zachodzić konieczność sprawdzenia nośności na przesunięcie w niższych, słabszych warstwach podłoża [Smolczyk, red. 2003]. Jest to szczególnie istotne, jeżeli fundament jest projektowany w sąsiedztwie zbocza.

W pracy przedstawiono zagadnienia nośności fundamentu bezpośredniego na przesunięcie, zgodnie z Eurokodem 7, dla zalecanego w Polsce drugiego podejścia obliczeniowego. Szczególną uwagę zwrócono na określenie wartości kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym (φ_{cv}) na podstawie analizy literatury dotyczącej stanów krytycznych gruntów [Bolton 1986, Negusse i in. 1988, Jamiołkowski i in. 2001, Bond i Harris 2010]. Ponadto przedstawiono analizę oddziaływań stabilizujących (korzystnych) i destabilizujących (niekorzystnych) w warunkach „z odpływem” i „bez odpływu”.

WARUNEK OGÓLNY NOŚNOŚCI NA PRZESUNIĘCIE

Dla fundamentów bezpośrednich, zgodnie z Eurokodem 7, poślizg fundamentu po gruncie nie nastąpi, jeżeli suma wartości obliczeniowej (projektowej) oddziaływań poziomych (H_d) i wartości obliczeniowej parcia gruntu (P_{ad}) będzie nie większa niż suma wartości obliczeniowej oporu ścinania w płaszczyźnie kontaktu (R_d) i wartości obliczeniowej oporu gruntu (P_{bd}) – rysunek 1:

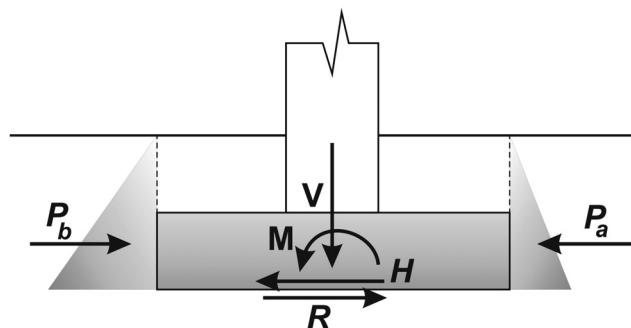
$$H_d + P_{ad} \leq R_d + P_{bd} \quad (1)$$

Warunek (1) może być zapisany w postaci [Smolczyk, red. 2003, Bond i Harris 2010, Wysokiński i in. 2011, Dąbska i Gołębiewska 2012]:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \quad (2)$$

gdzie wartość obliczeniowa naprężeń stycznych działających w płaszczyźnie podstawy

$$\tau_{Ed} = \frac{H_d + P_{ad}}{A'} \quad (3)$$



Rys. 1. Schemat sił działających na fundament

Fig. 1. The scheme of forces acting on a foundation

a wartość obliczeniową naprężeń granicznych w tej płaszczyźnie

$$\tau_{Rd} = \frac{R_d + P_{bd}}{A'} \quad (4)$$

A' zaś jest efektywnym polem podstawy fundamentu.

Zwykle w obliczeniach inżynierskich pomijany jest niekorzystny efekt oddziaływania parcia gruntu na fundament i korzystny efekt oddziaływania oporu gruntu ($P_a = P_b = 0$). Niekorzystny efekt oddziaływania parcia gruntu może nie być zrównoważony korzystnym oddziaływaniem oporu gruntu jedynie w przypadku jednostronnego odkopania fundamentu. Taki przypadek należy traktować jako wyjątkowy.

Przy obliczaniu oporów ścinania Eurokod 7 wyróżnia przypadek, gdy możliwy jest pełny odpływ i konstrukcja nie wywołuje wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu (warunki „z odpływem”):

$$\tau_{Rd} = \frac{V'_d \tan \delta'_d}{A' \gamma_{Rh}} \quad (5)$$

i warunki „bez odpływu”, gdy konstrukcja wywołuje wzrost ciśnienia wody w porach gruntu:

$$\tau_{Rd} = \frac{c_{ud}}{\gamma_{Rh}} \quad (6)$$

Wartość obliczeniową efektywnego nacisku fundamentu na podłoże:

$$V'_d = V_d - U_d \quad (7)$$

jest różnicą wartości obliczeniowej oddziaływań (V_d) i wartości obliczeniowej siły wyporu działającej na część konstrukcji zagłębionej poniżej zwierciadła wody gruntowej.

Wartość obliczeniową kąta tarcia podstawy fundamentu o podłoże, zgodnie z Euroko-dem 7, oblicza się z równania [Smolczyk, red. 2003, Bond i Harris 2010]:

$$\delta_d = k \varphi_{cv,d} \quad (8)$$

gdzie: $\varphi_{cv,d}$ jest wartością obliczeniową kąta tarcia wewnętrznego gruntu w stanie krytycznym, a k – współczynnikiem, którego wartość $k = 1$ dla fundamentów betonowych (żelbetowych) wykonywanych na miejscu i $k = 2/3$ dla fundamentów żelbetowych prefabrykowanych. Zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 współczynnik materiałowy (γ_φ) jest stosowany do tangensa kąta, a nie bezpośrednio do wartości kąta. Dla drugiego podejścia obliczeniowego $\gamma_\varphi = 1$, zatem:

$$\varphi_{cv,d} = \arctan \left(\frac{\tan \varphi_{cv,k}}{\gamma_\varphi} \right) = \varphi_{cv,k} \quad (9)$$

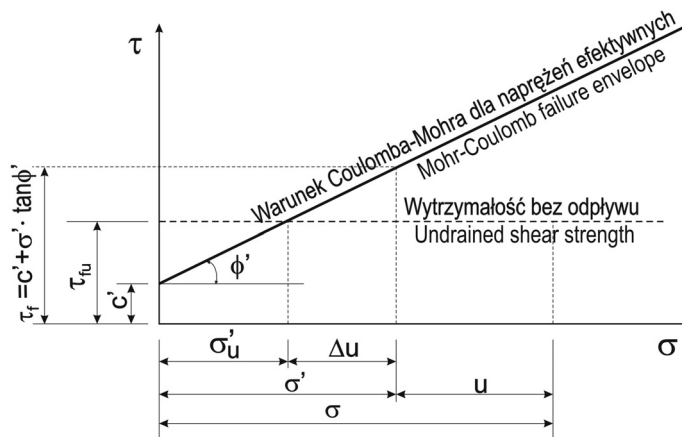
Stany krytyczne realizowane są przy dużych odkształceniach. W płaszczyźnie kontaktu podstawy fundamentu z podłożem można przyjąć, że odkształcenia są jednorodne i stan krytyczny może nie nastąpić. Dla gruntów niespoistych w stanie luźnym ($I_D < 0,2$) i gruntów spoistych o naruszonej strukturze $\varphi = \varphi_{cv}$, a dla gruntów niespoistych w stanie zagęszczonym i gruntów spoistych o nienaruszonej strukturze $\varphi > \varphi_{cv}$. Zatem przyjęcie wartości kąta δ zgodnie ze wzorem (8) prowadzi do zbyt bezpiecznego projektowania i nie jest uzasadnione.

Graficzną interpretację wytrzymałości gruntu na ścinanie pokazano na rysunku 2. W warunkach „z odpływem” wytrzymałość na ścinanie wynosi:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (10)$$

a w warunkach „bez odpływu” [Wesley 2010]

$$\tau_{fu} = c_u \quad (11)$$



Rys. 2. Graficzna interpretacja wytrzymałości gruntu na ścinanie
Fig. 2. Graphic interpretation of shear strength of soil

Przy obliczaniu nośności na przesunięcie w warunkach „z odpływem” pomija się wpływ kohezji na wytrzymałość, a uwzględnia jedynie składnik tarciový oporu na ścinanie ($\tan\varphi'$).

W warunkach „bez odpływu” naprężenia normalne działające na płaszczyznę ścinania nie mają wpływu na wytrzymałość gruntu na ścinanie (rys. 2). Całkowity zanik tarciowego charakteru oporu na ścinanie ($\varphi'_u = 0$) nie zachodzi tylko w przypadku, gdy grunt jest w stanie pełnego nasycenia ($S_r = 1$) i niemożliwy jest odpływ [Smith 2006, Wesley 2010]. Takie warunki praktycznie mogą wystąpić jedynie w gruntach spoistych dla budowni o szybkich przyrostach obciążeń [Wesley 2010].

Pomijając parcie gruntu na fundament, wartość charakterystyczna naprężeń stycznych wynosi:

$$\tau_{Ek} = \frac{H_{Gk} + \sum \psi_i H_{Qk,i}}{A'} \quad (12)$$

gdzie: H_{Gk} – charakterystyczna wartość siły stycznej w poziomie posadowienia od obciążeń stałych,

$H_{Qk,i}$ – wartość siły stycznej od obciążeń zmiennych,

ψ_i – współczynniki określające reprezentatywne wartości oddziaływań zmiennych.

Wartość obliczeniowa naprężeń stycznych wynosi:

$$\tau_{Ed} = \frac{\gamma_G H_{Gk} + \gamma_Q \sum \psi_i H_{Qk,i}}{A'} \quad (13)$$

gdzie: γ_G i γ_Q są wartościami współczynników częściowych odpowiednio dla oddziaływań stałych i zmiennych.

Wartości współczynników częściowych dla drugiego podejścia obliczeniowego przy obliczeniach nośności na przesunięcie zgodnie z Eurokodem 7 podano w tabeli 1.

Tabela 1. Współczynniki częściowe drugiego podejścia obliczeniowego
Table 1. Partial factors for the design approach 2

Oddziaływania – Actions	Stale Permanent	Niekorzystne – Unfavourable	$\gamma_{G\ dst}$	1,35
		Korzystne – Favourable	$\gamma_{G\ stb}$	1,00
	Zmienne Variable	Niekorzystne – Unfavourable	$\gamma_{Q\ dst}$	1,50
		Korzystne – Favourable	$\gamma_{Q\ stb}$	0,00
Właściwości gruntu Soil properties	$\tan\varphi'$		$\gamma_{\varphi'}$	1,00
	c'		$\gamma_{c'}$	1,00
	c_u		γ_{c_u}	1,00
Opór ze względu na poślizg – Sliding resistance			γ_{Rh}	1,10

KĄT TARCIA WEWNĘTRZNEGO W STANIE KRYTYCZNYM

Kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym jest jednym z podstawowych parametrów wytrzymałościowych gruntu. Kąt φ_{cv} jest wartością kąta tarcia wewnętrznego przy dużych odkształceniach i w badaniach laboratoryjnych trudny do dokładnego wyznaczenia. Zwykle inżynierowie określają wartość charakterystyczną kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym, znając tylko rodzaj gruntu i korzystając ze wskazówek literaturowych.

Dla piasków kwarcowych kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym zależy od uziarnienia i kształtu ziaren. Korzystając ze wskazówek Bonda i Harris'a [2010], obliczono wartości φ_{cv} dla piasków kwarcowych (tab. 2).

Tabela 2. Kąt φ_{cv} dla piasków kwarcowych

Table 2. φ_{cv} angle for quartz sands

Uziarnienie – Grading	Kształt ziaren – Shape of grain		
	Obtroczone Rounded	Słabo obtroczone Sub-angular	Ostrokrawędziste Angular
Jednofrakcyjny – Uniform	30	32	34
Kilkufrakcyjny – Moderate grading	32	34	36
Wielofrakcyjny – Well-graded	34	36	38

Bolton [1986], analizując wyniki badań laboratoryjnych wielu piasków, zdefiniował pojęcie wskaźnika dylatacji:

$$I_R = I_D (Q - \ln p') - R \quad (14)$$

gdzie: I_D – stopień zagęszczenia,

p' – średnie efektywne naprężenie główne [kPa],

Q i R – parametry charakterystyczne dla danego piasku; dla piasków kwarcowych i skaleniowych można przyjmować $Q = 10$, wapiennych $Q = 8$, a $R = 1$ [Bolton 1986].

Analizując wyniki badań, Bolton [1986] zauważył, że maksymalna mobilizowana wartość kąta tarcia wewnętrznego dla warunków płaskiego stanu odkształcenia wynosi:

$$\varphi_{\max} = \varphi_{cv} + 5I_R \quad (15)$$

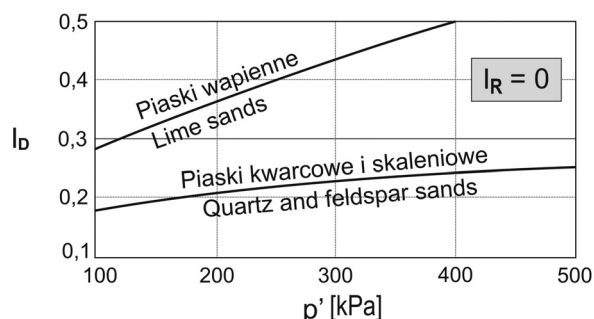
a dla warunków trójosiowego ściskania

$$\varphi_{\max} = \varphi_{cv} + 3I_R \quad (16)$$

Należy zauważyć, że dla $I_R = 0$ $\varphi_{\max} = \varphi_{cv}$. Wartość wskaźnika dylatacji $I_R = 0$, gdy

$$I_D = \frac{R}{Q - \ln p'} \quad (17)$$

Zależność $I_D - p'$ dla wskaźnika dylatacji dla $I_R = 0$ pokazano na rysunku 3.



Rys. 3. Zależność $I_D - p'$ dla piasków przy $I_R = 0$

Fig. 3. $I_D - p'$ relationship for sands, where $I_R = 0$

Dla najczęściej występujących w praktyce inżynierskiej naprężeń pod fundamentem $p' \approx 300$ kPa wskaźnik dylatacji $I_R = 0$ i $\varphi_{\max} = \varphi_{cv}$ dla $I_D \approx 0,23$. Wartości kąta tarcia wewnętrznego dla $I_D = 0,23$, odczytane z wykresów podanych w normie PN-81/B-03020, wynoszą: $36,5^\circ$ dla żwirów i pospółek, $31,5^\circ$ dla piasków grubych i średnich oraz $29,3^\circ$ dla piasków drobnych i pylistych. Wartości kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym, określone z zależności Boltona (13), są tylko nieco mniejsze od wartości podanych przez Bonda i Harrisa [2010].

Jamiołkowski i inni [2001] przy interpretacji wyników sondowań piasków zalecają przyjmować wartości kąta φ_{cv} o $3-5^\circ$ większe od wartości kąta φ_u tarcia międzycząsteczkowego ziaren gruntu. Wartości φ_u i φ_{cv} dla piasków o różnej mineralogii podano w tabeli 3 [Jamiołkowski i in. 2001].

Tabela 3. Kąt φ_u i φ_{cv} piasków [Jamiołkowski i in. 2001]

Table 3. φ_u and φ_{cv} angles for sands [Jamiołkowski et al. 2001]

Piaski – Sands	Kąt – Angle	
	φ_u	φ_{cv}
Kwarcowe – Quartz	25–30°	30–34°
Krzemionkowe – Feldspar	27–32°	32–36°
Wapienne – Lime	32–38°	36–42°

Dla gruntów spoistych wartości kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym, zależne od wskaźnika plastyczności (I_p), podano w tabeli 4 [Bond i Harris 2010]. Wartość kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym nie zależy od stanu początkowego gruntu [Negussey i in. 1988].

Tabela 4. Kąt φ_{cv} gruntów spoistychTable 4. φ_{cv} angle of cohesive soils

Wskaźnik plastyczności – Plasticity index	I_p [%]	15	30	50	80
Kąt tarcia – Angle of shearing	φ_{cv} [°]	30	25	20	15

WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE W WARUNKACH BEZ ODPLYWU

Wytrzymałość na ścinanie w warunkach braku odpływu jest wyznaczana z badań laboratoryjnych lub polowych (*in situ*) [Schnaid 2009, Wysokiński i in. 2011, Day 2012]. Przy wyznaczaniu wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w stanie plastycznym w badaniach laboratoryjnych istotna jest jakość badanych próbek [Day 2012, Wysokiński i in. 2011], a w badaniach polowych – lokalne naruszenie struktury gruntu, prędkość odkształcenia, częściowa konsolidacja i anizotropia gruntu [Schnaid 2009].

Dla gruntów prekonsolidowanych wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu może być wyznaczona ze wzoru:

$$\tau_{fu} = \sigma'_v S (\text{OCR})^m \quad (18)$$

gdzie: σ'_v – składowa pionowa naprężenia efektywnego,

S i m – parametry materiałowe; według Jamiołkowskiego i innych [1985] $S = 0,25$ i $m = 0,8$.

Wytrzymałość kontaktu między konstrukcją a gruntem (adhezja) może być mniejsza niż wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach braku odpływu. Wartości adhezji podane przez Kanadyjskie Stowarzyszenie Geotechników [2006] zamieszczono w tabeli 5.

Tabela 5. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu (c_u) i adhezja gruntów spoistych (a)

Table 5. Undrained shear strength of soil and adhesion for cohesive soils

Wytrzymałość – Strength	Parametr – Parameter	
	c_u [kPa]	a [kPa]
Bardzo mała – Very soft	0–12	0–12
Mała – Soft	12–15	12–25
Średnia – Medium stiff	25–50	25–38
Duża – Stiff	50–100	38–48
Bardzo duża – Very stiff	100–200	48–65

ODDZIAŁYWANIA STABILIZUJĄCE I DESTABILIZUJĄCE

Efektem oddziaływania (ciężaru własnego, obciążeń zmiennych, śniegu, wiatru itp.) w poziomie posadowienia fundamentu jest siła pionowa (V), siła pozioma (H) i moment (M). Przyjmując, że efektem oddziaływania jest siła (F) nachylona do poziomu pod kątem (α), działająca na mimośrodku (e), można zapisać:

$$V = F \cos \alpha \quad (19)$$

$$H = F \sin \alpha \quad (20)$$

$$M = Ve = Fe \cos \alpha \quad (21)$$

W zależności od tego, czy jest to oddziaływanie stałe czy zmienne, stabilizujące (korzystne) czy też destabilizujące (niekorzystne), powinno się stosować różne współczynniki częściowe oddziaływań pokazane w tabeli 1. Należy zauważyć, że dla warunków „z odpływem” składowa pionowa (V) jest efektem stabilizującym, a składowa pozioma (H) jest efektem destabilizującym. Zasadą jest, że nie można stosować różnych współczynników obciążenia w tych samych obliczeniach [Bond i Harris 2010]. Analizując warunek nośności na przesunięcie (2) dla warunków „z odpływem”, można stwierdzić, że oddziaływanie wywołuje efekt stabilizujący, jeżeli:

$$\tan \alpha \leq \frac{\tan \delta_d}{\gamma_{Rh}} \quad (22)$$

a destabilizujący, jeżeli powyższa nierówność nie jest spełniona. W konsekwencji dla efektów oddziaływań, które spełniają warunek (22), powinno się stosować dla obciążeń stałych $\gamma_{G stb}$, a dla obciążeń zmiennych $\gamma_{G stb} = 0$ (nie uwzględniać tego oddziaływania w obliczeniach nośności na przesunięcie), natomiast dla efektów oddziaływań niespełniających warunku (22) – odpowiednio $\gamma_{G dst} = 1,35$ i $\gamma_{G dst} = 1,5$.

W warunkach braku odpływu składowa pionowa efektu oddziaływania (V) nie wpływa stabilizująco, a składowa pozioma (H) ma wpływ destabilizujący, zatem dla efektów oddziaływań wywołujących siłę poziomą (H) stosuje się $\gamma_{G dst} = 1,35$ dla obciążeń stałych i $\gamma_{G dst} = 1,5$ dla obciążeń zmiennych.

Siła wyporu (U) jest oddziaływaniem destabilizującym w warunkach „z odpływem” i obojętna w warunkach „bez odpływu”.

PRZYPADKI SZCZEGÓLNE OBLICZEŃ NOŚNOŚCI NA PRZESUNIĘCIE

Jeżeli siła pozioma (H) nie działa równoległe do boków fundamentu i jej składową równoległą do boku będącego szerokością oznaczy się przez H_B , a równoległą do boku będącego długością fundamentu przez H_L , to:

$$H = \sqrt{H_B^2 + H_L^2} \quad (23)$$

Zgodnie z Eurokodem 7 w warunkach możliwości wtargnięcia wody lub powietrza między fundamentem a podłożem w warunkach braku odpływu wartość obliczeniowa oporu (R_d) powinna być nie większa od 0,4 wartości obliczeniowej siły pionowej:

$$R_d \leq 0,4V_d \quad (24)$$

Jeżeli siły poziome działają z jednego kierunku, to znaczną poprawę stateczności fundamentu na przesunięcie można osiągnąć, wykonując nachyloną podstawę. Takie rozwiązanie jest bardziej ekonomiczne niż wykonanie ostrogi [Smolczyk, red. 2003].

Jeżeli pod warstwą gruntu leżącego bezpośrednio pod fundamentem znajduje się warstwa gruntu o małej wytrzymałości na ścinanie, to konieczne jest sprawdzenie utraty nośności fundamentu na przesunięcie w tej warstwie gruntu. Jest to szczególnie ważne, gdy fundament jest w sąsiedztwie zbocza [Smolczyk, red. 2003].

PODSUMOWANIE

Przy projektowaniu fundamentów bezpośrednich niezależnie sprawdzany jest warunek na wypieranie gruntu spod fundamentu i warunek na poślizg w poziomie posadowienia. Zgodnie z Eurokodem 7 rozważa się warunki „z odpływem” i „bez odpływu”. W zależności od charakterystyki budowli i podłoża w różnych etapach budowy i eksploatacji bardziej niekorzystne są warunki „z odpływem” niż „bez odpływu”. W większości inżynierskich przypadków warunki „bez odpływu” są sprawdzane dla podłoży z nasyconych gruntów spoistych, gdy budowla wywołuje wzrost ciśnienia wody w porach gruntu.

Przy sprawdzaniu nośności na przesunięcie konieczne jest określenie, czy dane oddziaływanie jest stabilizujące (korzystne), czy destabilizujące (niekorzystne), i stosowanie odpowiednich współczynników częściowych dla obciążeń zgodnie z Eurokodem 7 dla drugiego podejścia obliczeniowego.

Przy sprawdzaniu nośności na przesunięcie w warunkach „braku odpływu” kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym może być określony zgodnie ze wskazówkami podanymi w pracy zarówno dla gruntów niespoistych, jak i spoistych. Maksymalna nośność na przesunięcie dla gruntów niespoistych w stanie zagęszczonym i spoistych prekonsolidowanych o nienaruszonej strukturze jest znacząco większa niż nośność w stanie krytycznym. Uwzględnienie tego faktu w obliczeniach jest bardzo dobrze uzasadnione. Wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach braku odpływu powinna być określona na podstawie badań polowych lub laboratoryjnych.

PIŚMIENNICTWO

- Bolton M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36 (1), 65–78.
- Bond A., Harris A., 2010. *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis Group, London and New York.
- Canadian Geotechnical Society, 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*. Richmond, British Columbia.
- Day R.W., 2012. *Geotechnical Engineer's Portable Handbook*. McGraw-Hill Companies, Inc., USA.
- Dąbska A., Gołębiowska A., 2012. *Podstawy geotechniki. Zadania według Eurokodu 7*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Jamiołkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancellotta R., 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., San Francisco, 1, 57–153.

- Jamiołkowski M., Lo-Presti D.C.F, Manassero M., 2001. Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT. C.C. Ladd Symposium, October 2001, M.I.T., Cambridge, Mass.
- Negussey D., Wijewickreme W.K.D., Vaid Y.P., 1988. Constant-volume friction angle of granular materials. Canadian Geotechnical Journal 25, 50–55.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1 – Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2 – Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Projektowanie posadowień bezpośrednich. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Schnaid F., 2009. In Situ Testing in Geomechanics. Taylor & Francis Group, London and New York.
- Smith I., 2006. Smith's Elements of Soil Mechanics. Backwell Publishing Ltd, Oxford, UK.
- Smolczyk U. (ed.), 2003. Geotechnical Engineering Handbook. Vol. 3, Elements and Structure. Ernest & Sohn, Berlin.
- Wesley L.D., 2010. Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T., 2011. Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.

SLIDING RESISTANCE OF SHALLOW FOUNDATIONS

Abstract. The present work discusses the issue of verification of sliding resistance of shallow foundations according to Eurocode 7. The authors thoroughly analysed the problem of drained and undrained sliding resistance and gave a detailed description of the method of determining the value of internal friction angle in critical state for granular soils; the rough values for cohesive soils were provided on the basis of literature review. The study also discusses the question of selecting partial factors for the stabilizing and destabilizing actions as well as special cases faced in engineering practice.

Key words: shallow foundation, sliding resistance, Eurocode 7

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 22.07.2013