

## **WYBRANE ZAGADNIENIA DOTYCZĄCE DOBORU PARAMETRÓW I SPRAWDZANIA STANÓW GRANICZNYCH NOŚNOŚCI**

Joanna Bzówka

Politechnika Śląska, Gliwice

**Streszczenie.** W artykule scharakteryzowano wybrane zagadnienia dotyczące doboru parametrów i sprawdzania stanów granicznych nośności. Zakres tematyczny artykułu został podzielony na trzy główne części, które obejmują: analizę nośności granicznej podłoża pod stopą fundamentową, ocenę stateczności oraz stany graniczne HYD według Eurokodu 7.

**Słowa kluczowe:** Eurokod 7, stany graniczne nośności, charakterystyczne i obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych, współczynniki cząstkowe, MES

### **ANALIZA NOŚNOŚCI GRANICZNEJ PODŁOŻA POD STOPĄ FUNDAMENTOWĄ**

#### **Analiza nośności granicznej podłoża pod stopą fundamentową według PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020 [Sulewska i Konopka 2013]**

Norma PN-EN 1997-1:2008 wyróżnia następujące stany graniczne nośności: EQU – utraty ogólnej stateczności i GEO – wyczerpania nośności, zniszczenia na skutek przebiecia lub wypierania, utratę stateczności na skutek przesunięcia lub poślizgu, łączną utratę stateczności podłoża i zniszczenia konstrukcji, zniszczenie konstrukcji na skutek przemieszczeń fundamentu.

Eurokod 7 umożliwia wykorzystanie jednego spośród trzech podejść obliczeniowych przy projektowaniu fundamentów. Postanowieniem polskiego załącznika krajowego PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 przy sprawdzaniu stateczności ogólnej EQU stosuje się podejście obliczeniowe 3, a przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności GEO należy stosować podejście obliczeniowe 2, wersję 2\*.

Opór graniczny podłoża na wypieranie oblicza się w warunkach „z odpływem”, odpowiadającym sytuacji trwałej, warunki zaś „bez odpływu” odpowiadają sytuacji przejściowej. Gdy w podłożu znajdują się grunty niespoiste, należy przeprowadzić obliczenia

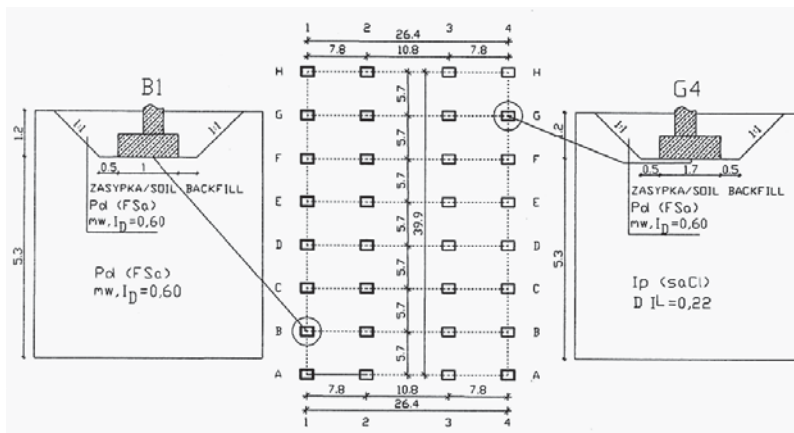
w warunkach „z odpływem”. Gdy w podłożu zalegają grunty spoiste, należy obliczyć opór graniczny podłoża w warunkach „z odpływem” i „bez odpływu”.

Norma PN-81/B-03020 wyróżnia następujące stany graniczne nośności: wypieranie podłoża przez pojedynczy fundament lub przez całą budowlę, przesunięcie w poziomie posadowienia fundamentu lub w głębszych warstwach podłoża, usuwisko lub zsuw fundamentów albo podłoża wraz z budowlą.

Sulewska i Konopka [2013] wykonali analizę porównawczą nośności granicznych podłoży z gruntu niespoistego i spoistego, obciążonych stopą fundamentową, przeprowadzoną według zaleceń PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020. Obliczenia wykonali metodą stanów granicznych nośności, która jest najczęściej stosowaną metodą projektowania fundamentów bezpośrednich, połączoną ze stosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa, zalecaną w obu analizowanych normach. Autorzy sprawdzili dwa podstawowe stany graniczne nośności: wypierania gruntu spod fundamentu oraz ścicia gruntu w poziomie posadowienia fundamentu.

Obliczenia zostały wykonane dla hali magazynowej zlokalizowanej w Gdańsku. Konstrukcję nośną stanowiły żelbetowe, monolityczne ramy dwukondygnacyjne, usztywnione wzdłużnie żelbetowymi żebrami, na których opierały się ściany osłonowe (zakotwione w wieńcach żelbetowych), płyty stropodachu oraz stropy międzykondygnacyjne.

Obciążenia składały się z obciążeń stałych (ciężar własny elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych) oraz obciążeń zmiennych (obciążenie użytkowe stropu –  $5,4 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ , obciążenie śniegiem i wiatrem). Obciążenie przekazywane z konstrukcji na fundamenty zebrano odpowiednio według systemów norm PN-EN i PN-B. Analizie poddano dwie wybrane stopy fundamentowe: B1 i G4, jako fundamenty skrajne o takich samych warunkach obciążenia, posadowione w różnych warunkach gruntowych (rys. 1). Obciążenia charakterystyczne w podstawach słupów B1 i G4 obliczono za pomocą programu komputerowego RM-WIN. Przyjęto, że zbadane wartości parametrów geotechnicznych



Rys. 1. Lokalizacja stóp B1 ( $1,60 \times 1,30 \times 0,60 \text{ m}$ ) i G4 ( $1,70 \times 1,40 \times 0,60 \text{ m}$ ) na rzucie fundamentów hali magazynowej oraz warunki gruntowe [Sulewska i Konopka 2013]

Fig. 1. Localization of pad foundations B1 ( $1,60 \times 1,30 \times 0,60 \text{ m}$ ) and G4 ( $1,70 \times 1,40 \times 0,60 \text{ m}$ ) on the scheme of storage hall foundation and geotechnical conditions [Sulewska and Konopka 2013]

gruntów jednorodnych (bez obecności wód gruntowych), zalegających pod stopami fundamentowymi do głębokości –6,5 m p.p.t., charakteryzują się wartościami przedstawionymi w tabeli 1.

Tablica 1. Wartości charakterystyczne parametrów gruntów w podłożu pod stopami B1 i G4 [Sulewska i Konopka 2013]

Table 1. Characteristic values of geotechnical parameters for subsoil under pad foundations B1 and G4 [Sulewska and Konopka 2013]

Stopa fundamentowa Pad foundation	Grunt – Soil	Parametr geotechniczny – Geotechnical parameter		
		$\rho_k'$ [t·m <sup>-3</sup> ]	$\varphi_k'$ [°]	$c_k' / c_{u;k}$ [kPa]
B1	Piasek drobny Pd, mw Fine sand FSa	1,65	31,0	0,0 / 0,0
G4	Łł piaszczysty Ip, geneza “D” Sandy Clay saCl	2,10	24,0	20,0 / 100,0

Sulewska i Konopka [2013] na podstawie przedstawionych obliczeń nośności stóp fundamentowych przenoszących obciążenia stałe i zmienne, posadowionych w prostych warunkach gruntowych, wyciągnęli następujące wnioski:

1. Przy analizie porównawczej obliczeń SGN fundamentów według PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020 trudno wnioskować o ostatecznym wyniku projektowania na podstawie porównania tylko wartości obciążeń lub oporów granicznych.

2. Mimo większych wartości obliczeniowych obciążeń oraz większych oporów granicznych na wypieranie i na przesunięcie uzyskanych według PN-EN niż według PN-B, ostateczne wymiary stóp fundamentowych są porównywalne.

3. Kryterium, na podstawie którego przeprowadzono porównania efektów obliczeń według dwóch systemów norm, był wskaźnik wykorzystania nośności. Różnice wartości wskaźnika wykorzystania nośności były nieznaczne i wynosiły od 0 do 0,05 przy sprawdzaniu warunku na wypieranie („z odpływem”) oraz 0,07 i 0,15 przy sprawdzaniu warunku na przesunięcie stopy posadowionej odpowiednio na gruncie niespoistym i na gruncie spoistym.

4. Zastosowanie obu systemów norm prowadzi do podobnych efektów projektowania stóp fundamentowych w prostych warunkach gruntowych.

### Ocena nośności podłoża w warunkach „bez odpływu” pod stopą fundamentową obciążoną mimośrodowo według Eurokodu 7 [Lechowicz i in. 2013]

W Polsce w projektowaniu posadowień bezpośrednich podejściu obliczeniowemu DA2\* nadano status obowiązującego [Wysokiński i in. 2011]. W tym przypadku obliczeniowym współczynniki częściowe są stosowane na końcu obliczeń, stąd też wartość charakterystyczną nośności podłoża określa się, używając wartości charakterystycznych skutków oddziaływań na podstawę fundamentu. W przypadku obciążenia mimośrodowego, sprawdzając SGN, stosuje się charakterystyczną wartość mimośrodu obciążenia. Ma to znaczenie, gdy w schemacie obliczeniowym występuje oddziaływanie zmienne ze względu na różne wartości współczynników częściowych dla oddziaływań stałych i zmiennych.

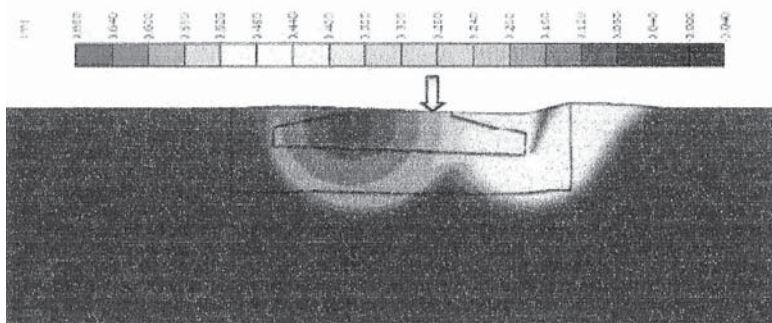
Do analizy złożonych problemów geotechnicznych, w tym posadowień bezpośrednich, stosowane są programy obliczeniowe wykorzystujące modele gruntowe, które pozwalają na wierniejsze odwzorowanie zachowania się podłoża gruntowego i konstrukcji. Nie istnieją jednak jasne reguły, pokazujące, w którym miejscu i w jaki sposób zastosować częściowe współczynniki bezpieczeństwa. W rezultacie obliczenia prowadzone są na wartościach charakterystycznych parametrów gruntowych, oddziaływań i oporu, bez częściowych współczynników bezpieczeństwa.

Lechowicz i inni [2013] przeprowadzili analizę dla kwadratowej stopy fundamentowej o wymiarach  $12 \times 12$  m i zmiennej wysokości przekroju poprzecznego. Autorzy założyli, że fundament jest posadowiony na głębokości 2 m poniżej powierzchni terenu oraz zwierciadło wody gruntowej nie występuje do głębokości 10 m.

Obliczenia zostały wykonane przy założeniu, że w warstwie obliczeniowej znajduje się jednorodny prekonsolidowany grunt spoisty o współczynniku  $OCR = 8$  (średnia wartość wytrzymałości na ścinanie „bez odplywu” wyznaczona w aparacie skrętnym przy różnych wartościach kąta obrotu kierunków naprężeń głównych wynosi 140 kPa, ciężar objętościowy –  $22 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ).

Obliczenia numeryczne zostały przeprowadzone w programie Plaxis 2D (wersja 9.02) w warunkach płaskiego stanu odkształcenia. Do opisu zachowania się gruntu przyjęto sprężysto-plastyczny model stanu krytycznego z izotropowym wzmocnieniem – zmodyfikowany model Cam-Clay. Zachowanie się materiału fundamentu zostało opisane modelem liniowo-sprężystym o parametrach właściwych dla betonu C16/20. Parametry niezbędne do wykonania obliczeń numerycznych zostały wyznaczone na podstawie badań trójosiowych.

Obliczenia zgodnie z Eurokodem 7 wykonano dla wszystkich podejść obliczeniowych. W podejściu obliczeniowym DA1(1) dla oddziaływania stałego przyjęto współczynnik bezpieczeństwa 1,35; w podejściu DA1(2) dla wartości oporu podłoża – współczynnik bezpieczeństwa 1,4; w podejściu DA2\* dla oddziaływania niekorzystnego – współczynnik bezpieczeństwa 1,35, a dla oporu podłoża – współczynnik bezpieczeństwa 1,4; w podejściu DA3 dla oddziaływań niekorzystnych – współczynnik bezpieczeństwa 1,35, a dla oporu podłoża – współczynnik bezpieczeństwa 1,4. Izopola przemieszczeń całkowitych dla mimośrodu  $e = 1/6B$  zostały przedstawione na rysunku 2.



Rys. 2. Izopola przemieszczeń całkowitych dla mimośrodu  $e = 1/6B$  [Kiziewicz 2012, Lechowicz i in. 2013]

Fig. 2. Total deformations for  $e = 1/6B$  [Kiziewicz 2012, Lechowicz et al. 2013]

Wnioski z obliczeń wykonanych przez Lechowicza i innych [2013] są następujące:

1. Obliczenia numeryczne przeprowadzone w programie Plaxis pozwoliły wyznaczyć graniczne obciążenia, przy których zostanie osiągnięty SGN przy zadanych wartościach mimośródów obciążenia.

2. Dla obliczeń przeprowadzonych zgodnie z Eurokodem 7 dla wartości charakterystycznych parametrów gruntowych, oddziaływań i oporu warunek nośności  $V_k < R_k$  dla  $e = 0$  i  $e = 1/12B$  nie został przekroczony, a dla  $e = 1/6B$  wskaźnik wykorzystania nośności był nieznacznie przekroczony.

3. Dla obliczeń przeprowadzonych zgodnie z Eurokodem 7, po uwzględnieniu częściowych współczynników bezpieczeństwa, warunek nośności został przekroczony we wszystkich podejściach.

4. Dla obliczeń przeprowadzonych na wartościach charakterystycznych parametrów, oporu i obciążeń zgodnie z PN-81/B-03020 warunek nośności nie został przekroczony.

5. Wraz ze wzrostem wartości mimośrodu następuje większe przekroczenie wykorzystania nośności.

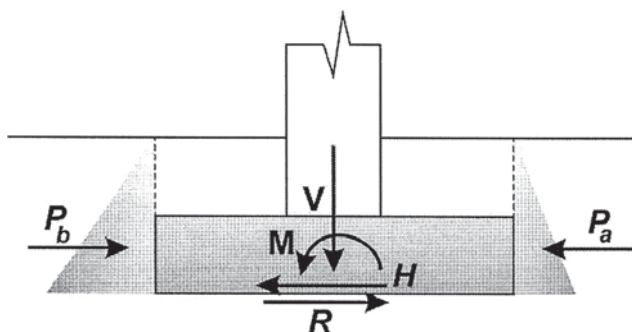
6. Największe przekroczenie wykorzystania nośności uzyskano dla podejścia obliczeniowego DA2\* oraz DA3, przekroczenie zaś wykorzystania nośności, porównywalne z uzyskanym na podstawie PN-81/B-03020, otrzymano w podejściach obliczeniowych DA1(1) oraz DA1(2).

7. Przy projektowaniu na podstawie SGN podobne wymiary stopy fundamentowej można uzyskać z PN-81/B-03020 i DA1(1) oraz DA1(2), natomiast wymiary stopy fundamentowej uzyskane na podstawie DA2\* i DA3 będą większe.

### Nośność na przesunięcie fundamentów bezpośrednich [Szypcio i Dołżyk 2013]

Zgodnie z Eurokodem 7 poślizg 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 odporu gruntu ( $P_{bd}$ ) – rysunek 3.

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



Rys. 3. Schemat sił działających na fundament [Szypcio i Dołżyk 2013]

Fig. 3. The scheme of forces acting on a foundation [Szypcio and Dołżyk 2013]

Wartość obliczeniową kąta tarcia podstawy fundamentu o podłoże zgodnie z Eurokodem 7 oblicza się z równania [Smolczyk (red.) 2003, Bond i Harris 2010]:  $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv,d}$ , gdzie:  $\varphi_{cv,d}$  jest wartością obliczeniową kąta tarcia wewnętrznego gruntu w stanie krytycznym, a  $k$  jest współczynnikiem, którego wartość jest równa 1,0 dla fundamentów betonowych (żelbetowych) wykonywanych na miejscu lub jest równa 2/3 dla fundamentów żelbetowych prefabrykowanych.

Zgodnie z Eurokodem 7, współczynnik materiałowy ( $\gamma_\varphi$ ) jest stosowany do tangensa kąta, a nie bezpośrednio do wartości kąta. Dla drugiego podejścia obliczeniowego  $\gamma_\varphi = 1,0$ , zatem:

$$\varphi_{cv,d} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_{cv,k}}{\gamma_\varphi}\right) = \varphi_{cv,k} \quad (2)$$

Dla gruntów niespoistych w stanie luźnym ( $I_D < 0,20$ ) i gruntów spoistych o naruszonej strukturze  $\varphi = \varphi_{cv}$ , dla gruntów zaś niespoistych w stanie zagęszczonym i gruntów spoistych o nienaruszonej strukturze  $\varphi > \varphi_{cv}$ . Zatem przyjęcie wartości kąta  $\delta$  ( $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv,d}$ ) prowadzi do zbyt bezpiecznego projektowania i nie jest uzasadnione.

Kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym jest jednym z podstawowych parametrów wytrzymałościowych gruntu. Kąt  $\varphi_{cv}$  jest wartością kąta tarcia wewnętrznego przy dużych odkształceniach i w badaniach laboratoryjnych, trudnym do dokładnego wyznaczenia.

Dla piasków kwarcowych kąt tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym zależy od uziarnienia i kształtu ziaren (tab. 2), dla gruntów zaś spoistych zależy od wskaźnika plastyczności.

Tabela 2. Kąt  $\varphi_{cv}$  dla piasków kwarcowych [Bond i Harris 2010]

Table 2.  $\varphi_{cv}$  angle for quartz sands [Bond and Harris 2010]

Uziarnianie Grading	Kształt ziaren Shape of grain		
	obtoczone rounded	słabo obtoczone sub-angular	ostrokrawędziste angular
Jednofrakcyjne Uniform	30	32	34
Kilkufrakcyjne Moderate grading	32	34	36
Wielofrakcyjne Well-graded	34	36	38

Według Boltona [1986] maksymalna mobilizowana wartość kąta tarcia wewnętrznego wynosi:

- dla warunków płaskiego stanu odkształcenia

$$\varphi_{\max} = \varphi_{cv} + 5I_R$$

- dla warunków trójosiowego ściskania

$$\varphi_{\max} = \varphi_{cv} + 3I_R$$

gdzie  $I_R$  – wskaźnik dylatacji;  $I_R = I_D(Q - \ln p')$  –  $R$ , gdzie  $I_D$  – stopień zagęszczenia,  $p'$  – średnie efektywne naprężenia główne,  $Q$  i  $R$  – parametry charakterystyczne dla danego piasku.

Wytrzymałość na ścinanie w warunkach „bez odpływu” jest wyznaczana z badań laboratoryjnych lub polowych. Przy wyznaczaniu wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w stanie plastycznym w badaniach laboratoryjnych jest istotna jakość próbek, w badaniach zaś polowych – lokalne naruszenie struktury gruntu, prędkość odkształcenia, częściowa konsolidacja i anizotropia gruntu.

Wytrzymałość kontaktu między konstrukcją a gruntem (adhezja) może być mniejsza niż wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach braku odpływu.

Efektom oddziaływania (ciężaru własnego, obciążeń zmiennych, śniegu, wiatru itp.) w poziomie posadowienia fundamentu jest siła pionowa ( $V$ ), siła pozioma ( $H$ ) i moment ( $M$ ). W zależności od tego, czy jest to oddziaływanie stałe czy zmienne, stabilizujące (korzystne) czy też destabilizujące (niekorzystne), powinno się stosować różne współczynniki częściowe. Zasadą jest, że nie można stosować różnych współczynników obciążenia w tych samych obliczeniach.

W warunkach możliwości wtargnięcia wody lub powietrza między fundament a podłoże w warunkach braku odpływu wartość obliczeniowa oporu ( $R_d$ ) powinna być nie większa niż 0,4 wartości obliczeniowej siły pionowej ( $R_d \leq 0,4V_d$ ).

Jeżeli siły poziome działają z jednego kierunku, to znaczną poprawę stateczności fundamentu na przesunięcie można osiągnąć, wykonując nachyloną podstawę. 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 znajduje się w sąsiedztwie zbocza [Smolczyk (red.) 2003].

## OCENA STATECZNOŚCI WEDŁUG EUROKODU 7

### Stosowanie współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych według Eurokodu 7 w obliczeniach stateczności metodą elementów skończonych [Bogusz 2013]

Bogusz [2013] zwraca uwagę na fakt, że zalecenia Eurokodu 7, dotyczące sprawdzania stanów granicznych nośności, dopuszczają stosowanie zaawansowanych metod obliczeniowych, takich jak metoda elementów skończonych. Pozwala to na kompleksową analizę pracy ośrodka gruntowego oraz jego współpracy z elementami konstrukcyjnymi.

Analizę w warunkach pełnego „odpływu” (stateczność długotrwała,  $t_{\infty}$ ) przeprowadza się, gdy zmiana ciśnienia wody w porach gruntu od przyłożenia obciążenia osiąga stan równowagi względem założonych warunków brzegowych lub nie występuje nadwyżka ciśnienia wody w porach gruntu. Stan ten odpowiada stateczności długotrwałej. Warunki pełnego „odpływu” można przyjąć w gruntach niespoistych o dużym współczynniku filtracji, piaskach i żwirach. Dla obciążania gruntów słabych o małym współczynniku filtracji warunki z pełnym „odpływem” odpowiadają stateczności długotrwałej po zakończeniu procesu konsolidacji. W przypadku analizy stateczności związanej z odciążeniem

gruntów spoistych (np. na skutek wykonania wykopu) warunki pełnego „odpływu” stanowią najbardziej niekorzystny przypadek.

Analizę w warunkach „bez odpływu” (stateczność krótkotrwała,  $t_0$ ) przeprowadza się, gdy wystąpienie nadwyżki ciśnienia w porach gruntu odgrywa istotną rolę dla warunków stateczności. Zjawisko to odgrywa dużą rolę w gruntach spoistych, charakteryzujących się małym współczynnikiem filtracji. Obciążenie jest realizowane w czasie znacznie krótszym od potrzebnego na powrót ciśnienia porowego do stanu równowagi w procesie konsolidacji (np. względnie szybki przyrost obciążeń podczas budowy nasypów na słabym podłożu lub dla obciążeń zmiennych od ruchu pojazdów). Analiza stateczności w warunkach „bez odpływu” może być prowadzona dla naprężeń całkowitych – gdy nie jest znany rozkład ciśnienia wody w porach gruntu, a jego wytrzymałość na ścinanie wynika z wartości wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu”, lub dla naprężeń efektywnych – gdy jest znany rozkład ciśnienia wody w porach gruntu i należy stosować parametry efektywne.

Analizę w warunkach pośrednich (stateczność zależna od czasu,  $t_0, t_\infty$ ) przeprowadza się, gdy trudno przewidzieć najbardziej niekorzystny wariant odpływu. Zastosowanie MES pozwala na obliczenie zmiany ciśnienia wody w porach gruntu w wyniku procesu konsolidacji. Ma to znaczenie dla obciążenia nasypami gruntów słabych oraz odciążenia gruntów spoistych na skutek wykonania wykopu oraz w przypadku analizy stateczności, gdy w gruncie występuje filtracja nieustalona. Analiza tego typu jest prowadzona dla naprężeń efektywnych.

Uwzględnienie współczynników częściowych do oddziaływań stałych i zmiennych w obliczeniach MES należy zrealizować poprzez zwiększenie wartości obciążenia o właściwy współczynnik. Problematyka związana z zastosowaniem współczynników częściowych w podejściu obliczeniowym DA3 występuje w przypadku wartości parametrów geotechnicznych. Istnieją dwie metody obliczeń [Bogusz 2013]. Porównanie wyników analizy stateczności przeprowadzonej dla metody I i II zostało przedstawione w tabeli 3.

Tabela 3. Porównanie przykładowych wyników analizy stateczności uzyskanych metodą I i II [Bogusz 2013]  
Table 3. Comparison of exemplary results of stability analysis obtained from methods I and II [Bogusz 2013]

Wyszczególnienie Specification		Metoda – Method					
		I				II	
Parametry wejściowe Input parameters		Obliczeniowe – Design				Charakterystyczne Characteristic	
Warstwa Stratum		NB emban- kment	podłoże subsoil	NB emban- kment	podłoże subsoil	NB emban- kment	podłoże subsoil
$c$	[kPa]	8	0,8	8	0,8	10	1
$\varphi'$	[°]	14,6	33,9	14,6	33,9	18	40
$K_0^{NC}$		0,75	0,44	0,69	0,36	0,69	0,36
Z pełnym odpływem Fully drained	$SF$ $SF_d$	1,233		1,234		1,540	
Z częściową konso- lidacją With partial consoli- dation	$SF$ $SF_d$	1,148		1,144		1,154	



Jak podaje Bogusz [2013], obliczenia MES są szczególnie zasadne w przypadku zastosowania elementów konstrukcyjnych w celu poprawy stateczności. Ze względu na złożoność MES dalszych analiz wymaga wpływ wybranej metody wprowadzania do obliczeń współczynników częściowych na różnice w rezultatach dotyczących sił przekrojowych elementów wzmocnienia.

Dla sprawdzenia stateczności istotne znaczenie ma właściwe uwzględnienie warunków „odpływu”, gdy rozpatrywana jest stateczność krótkotrwała lub długotrwała. MES pozwala na uwzględnienie warunków pośrednich, będących wynikiem konsolidacji.

### **Ocena stateczności nasypu na podłożu organicznym według Eurokodu 7 [Lechowicz i Wrzesiński 2013]**

Problematykę doboru parametrów geotechnicznych do analizy stateczności etapowo wznoszonego nasypu na podłożu organicznym przedstawili Lechowicz i Wrzesiński [2013]. Analiza stateczności została przeprowadzona zgodnie z wytycznymi Eurokodu 7 dla I i II etapu budowy nasypu doświadczalnego w Antoninach. Wartości wyprowadzone, charakterystyczne oraz obliczeniowe wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” podłoża organicznego określono na podstawie wyników badań połową sondą krzyżakową. Ocenę stateczności wykonano na podstawie analizy statystycznej wartości wyprowadzonych wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu”. Obliczenia stateczności przeprowadzono, przyjmując wartości średnie oraz charakterystyczne wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” pomniejszone o pół odchylenia standardowego oraz jedno odchylenie standardowe.

Grunty organiczne charakteryzuje mała początkowa wytrzymałość na ścinanie oraz znaczna odkształcalność, co wraz ze złożoną budową tego ośrodka stwarza wiele problemów projektowo-wykonawczych. Powoduje to trudności z zapewnieniem stateczności nasypu, dlatego obciążenie powinno być przykładane etapowo lub na uprzednio wzmocnionym podłożu.

Przy etapowym wznoszeniu nasypu niezbędne jest określenie dopuszczalnej wartości obciążenia w poszczególnych fazach budowy, jak również długości poszczególnych przerw technologicznych. Do projektowania nasypów budowanych etapowo na podłożu organicznym potrzebna jest nie tylko znajomość początkowej wytrzymałości na ścinanie, ale także zmian wytrzymałości na ścinanie wywołanych procesem konsolidacji.

Lechowicz i Wrzesiński [2013] podkreślają, że wykonując analizę stateczności, należy zwrócić uwagę na fakt, iż wyniki obliczeń w istotnym stopniu zależą od prawidłowego wyznaczenia i doboru parametrów gruntowych dla każdej warstwy geotechnicznej podłoża gruntowego. Wyznaczenie tych parametrów jest skomplikowaną czynnością, gdyż nawet najbardziej jednorodne warstwy w sensie pochodzenia geologicznego wykazują znaczne zróżnicowanie właściwości fizycznych i mechanicznych. Wobec tego do oceny stateczności parametry geotechniczne powinny być określane z wykorzystaniem analizy statystycznej uzyskanych wyników pomiarów.

W Eurokodzie 7 zaleca się w obliczeniach stosować tzw. wartość charakterystyczną  $X_k$ , która odpowiada 95-procentowej pewności, że rzeczywista wartość średnia parametru  $X_m$  jest większa od wyselekcjonowanej wartości charakterystycznej parametru  $X_k$ .

Wartość charakterystyczną  $X_k$  należy wyznaczyć z następującej zależności [Schneider 1999]:

$$X_k = X_m (1 - k_n V) \quad (3)$$

gdzie:  $k_n$  – współczynnik zależny od rodzaju rozkładu prawdopodobieństwa analizowanego parametru geotechnicznego i liczby danych,

$V$  – współczynnik zmienności, będący ilorazem odchylenia standardowego parametru  $X$  i jego wartości średniej  $X_m$ .

Schneider [1999] stwierdził, że dobre oszacowanie wartości charakterystycznej  $X_k$  można otrzymać dla współczynnika  $k_n = 0,5$ , tzn. dla wartości charakterystycznej pomniejszonej o pół odchylenia standardowego ( $S_d$ ):

$$X_k = X_m - 0,5S_d \quad (4)$$

Analiza stateczności wymaga sprawdzenia stanów granicznych GEO oraz STR, których osiągnięcie wiąże się z utratą stateczności ogólnej masywu gruntowego lub z nadmiernymi przemieszczeniami.

Współczynniki częściowe zalecane przez Eurokod 7 dla poszczególnych podejść projektowych zostały ujęte w 3 grupy: współczynniki stosowane do oddziaływań lub ich efektów, współczynniki do parametrów gruntu oraz współczynniki stosowane do oporów występujących na powierzchni poślizgu. I tak:

- w przypadku podejścia projektowego DA3 oraz DA1(C2):  $\gamma_G = 1,3$ ;  $\gamma_M = 1,25$ ,
- w podejściu projektowym DA1(C1):  $\gamma_G = 1,35$ ;  $\gamma_Q = 1,5$ ,
- w podejściu projektowym DA2:  $\gamma_G = 1,35$ ;  $\gamma_Q = 1,5$ ,  $\gamma_{R,e} = 1,1$ .

Wznoszenie nasypu doświadczalnego w Antoninach zrealizowano w trzech etapach w latach 1983–1987. Łączny czas budowy wynosił 1332 dni, a miąższość poszczególnych etapów: 1,2 m, 1,3 m i 1,4 m. Czas wykonania I etapu wynosił 6 dni, II etapu – 7 dni, a III etapu – 18 dni. Okres wznoszenia wraz z przerwą technologiczną dla I etapu wynosił 156 dni, dla II etapu – 409 dni, a dla III etapu – 767 dni [Wolski i in. 1988]. Podłoże nasypu było zbudowane z dwóch warstw gruntów organicznych o łącznej miąższości 7,8 m. Pod powierzchnią terenu bezpośrednio zalegała 3,1-metrowa warstwa średniorozłożonego i amorficznego torfu ( $OCR = 3 \div 5$ ), podścielona 4,7-metrową warstwą gytii ( $OCR = 1,5 \div 2,5$ ).

Doboru wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” dokonano za pomocą badania połową sondą krzyżakową ( $\tau_{fv}$ ).

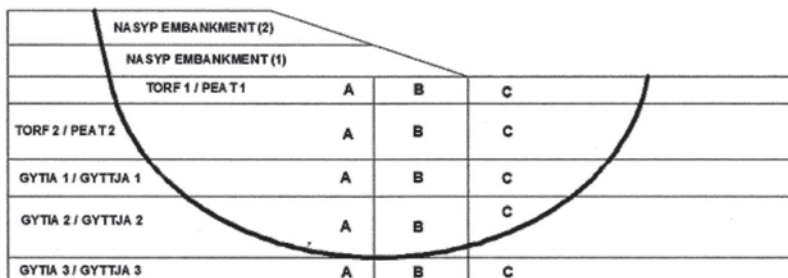
Wytrzymałość na ścinanie „bez odpływu” ( $\tau_{fu}$ ) wyznacza się ze wzoru:

$$\tau_{fu} = \tau_{fv} \cdot \mu \quad (5)$$

gdzie: dla torfów  $\mu = 0,51$ , dla gytii  $\mu = 0,56$  ( $\mu = 0,61$ ).

Budowa I etapu nasypu spowodowała wzmocnienie podłoża organicznego w wyniku procesu konsolidacji. Wzrost wytrzymałości na ścinanie nastąpił głównie w warstwach torfu. Największą zmianę uzyskano pod koroną nasypu, poza nasypem zaś wartości pozostały bez zmian.

Analiza stateczności nasypu doświadczalnego została przeprowadzona dla I i II etapu budowy. Wartości współczynników stateczności ( $F$ ) określono metodą równowagi granicznej w programie GeoSlope, wykorzystując uproszczoną metodę Bishopa. Schemat obliczeniowy wraz z krytyczną krzywą poślizgu, wykorzystany w analizie stateczności II etapu budowy nasypu w Antoninach, przedstawia rysunek 4.



Rys. 4. Schemat obliczeniowy wraz z krytyczną krzywą poślizgu wykorzystany w analizie stateczności II etapu budowy nasypu w Antoninach [Lechowicz i Wrzeński 2013]

Fig. 4. Calculation scheme and critical slip curve used in stability analysis of the II stage of embankment in the Antoniny site [Lechowicz and Wrzeński 2013]

Analizę stateczności Lechowicz i Wrzeński [2013] przeprowadzili na podstawie wartości średnich oraz charakterystycznych wytrzymałości na ścinanie. Wartości charakterystyczne określono jako wartości średnie pomniejszone o pół odchylenia standardowego, zgodnie z zaleceniami Schneidera [1999], oraz dodatkowo jako wartości średnie pomniejszone o jedno odchylenie standardowe. W obliczeniach stateczności użyto wartości obliczeniowych wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu”, które otrzymano poprzez zastosowanie współczynników częściowych ( $\gamma_M$ ) do wartości średnich oraz charakterystycznych parametrów. W obliczeniach stateczności zastosowano również współczynnik częściowy przy oddziaływaniach niekorzystnych ( $\gamma_G$ ), zgodnie z wytycznymi Eurokodu 7.

Przeprowadzone obliczenia wskazują, że dla I etapu budowy nasypu wysokości 1,2 m otrzymane wartości współczynnika stateczności są większe od 1,0, czyli istniejący zapas bezpieczeństwa pozwalał w I etapie wznieść nasyp o większej wysokości.

Analiza stateczności przeprowadzona dla II etapu budowy nasypu wskazuje, iż współczynnik stateczności jest mniejszy od 1,0 i powinno dojść do utraty stateczności w tej fazie budowy. W rzeczywistości nasyp nie uległ zniszczeniu (tab. 4).

Wnioski z obliczeń wykonanych przez Lechowicza i Wrzeńskiego [2013] są następujące:

1. Obliczenia stateczności pokazały, że rozpatrywane podejścia projektowe wprowadzają zbyt duży zapas bezpieczeństwa dla nasypów na gruntach organicznych w okresie budowy. Podejście projektowe DA1(C1), poprzez stosowanie współczynnika częściowego przy oddziaływaniach stałych niekorzystnych, wprowadza jeszcze większy zapas bezpieczeństwa niż podejście projektowe DA3 oraz DA1(C2).

2. Do przeanalizowanych podejść projektowych DA3, DA1(C1) oraz DA1(C2) zaleca się przyjmowanie wartości charakterystycznych wytrzymałości na ścinanie „bez odpływu” jako wartości średnich otrzymanych na podstawie analizy statystycznej wyników badań połową sondą krzyżkową.

Tabela 4. Wyniki analizy stateczności przeprowadzonej zgodnie z Eurokodem 7 dla nasypu w Antoninach [Lechowicz i Wrzeński 2013]

Table 4. Results of stability analysis performed according to Eurocode 7 for embankment in the Antoniny site [Lechowicz and Wrzeński 2013]

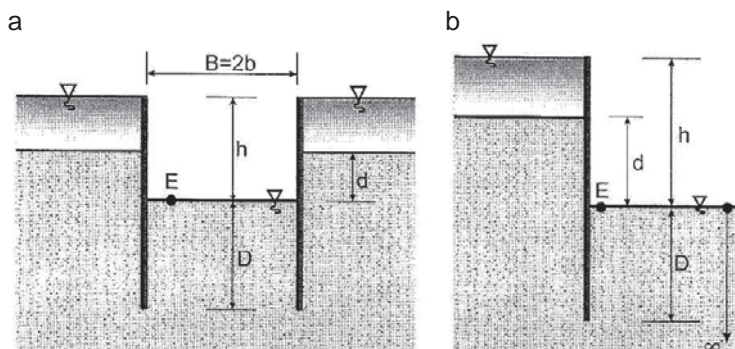
Etap Stage	Średnie i charakterystyczne wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu Mean and characteristic values of undrained shear strength	Współczynnik stateczności ( $F$ ) safety factor ( $F$ )	
		DA1(C1)	DA1(C1), DA3
1	$\bar{\tau}_{fu}$	1,35	1,46
	$\bar{\tau}_{fu} - 0,5S_d$	1,27	1,39
	$\bar{\tau}_{fu} - 1,0S_d$	1,18	1,28
2	$\bar{\tau}_{fu}$	0,81	0,87
	$\bar{\tau}_{fu} - 0,5S_d$	0,78	0,84
	$\bar{\tau}_{fu} - 1,0S_d$	0,75	0,80

## STANY GRANICZNE HYD WEDŁUG EUROKODU 7

### Stany graniczne HYD w obliczeniach stateczności dna wykopu [Dołyk i Szypcio 2013]

Norma PN-EN 1997-1:2008 identyfikuje stany graniczne: GEO – zniszczenia lub nadmierne odkształcenia podłoża, STR – zniszczenia lub nadmierne odkształcenia elementów konstrukcji wynikającej ze współpracy budowli z podłożem, EQU – utraty równowagi statycznej konstrukcji, UPL – utraty równowagi lub nadmierne odkształcenie wywołane statycznym oddziaływaniem wody (wyporem, ciśnieniem pod warstwą nieprzepuszczalną), HYD – stany graniczne wynikające ze statycznego i kinematycznego oddziaływania wody spowodowane spadkiem hydraulicznym (przepływem wody w gruncie).

Dołyk i Szypcio [2013] przedstawili metodykę obliczeń stateczności dna wykopu otoczonego ściankami szczelnymi zgodnie z Eurokodem 7. Geometria zagadnienia została przedstawiona schematycznie na rysunku 5. Wykopy są wykonywane w gruncie jednorodnym o znacznej wodoprzepuszczalności.

Rys. 5. Geometria zagadnienia: a – wykop wąski ( $b/D \leq 10$ ), b – wykop szeroki ( $b/D > 10$ )Fig. 5. Geometry of the issue: a – narrow excavation ( $b/D \leq 10$ ), b – wide excavation ( $b/D > 10$ )

Z punktu widzenia stateczności dna wykopu istotne jest wyznaczenie głębokości ( $D$ ) zagłębienia ścianki szczelnej, która jest określona z rozwiązań stanów granicznych GEO, wymiary zaś elementów ścianki szczelnej – z rozwiązania stanów granicznych STR [PN-EN 1997-1:2008].

Przy weryfikacji stateczności dna wykopu Eurokod 7 zaleca sprawdzenie dwóch nierówności (rys. 6):

$$S_d \leq G'_d \quad (6)$$

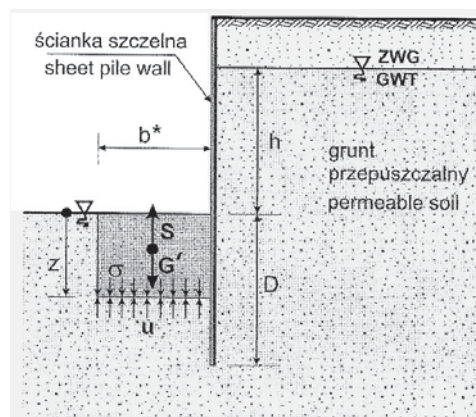
$$u_d \leq \sigma_d \quad (7)$$

gdzie:  $G'_d$  – obliczeniowa (projektowa) wartość ciężaru rozważanego bloku gruntu z uwzględnieniem wyporu wody,

$S_d$  – wartość obliczeniowa (projektowa) siły ciśnienia sphywowego oddziałującego destabilizująco na blok,

$\sigma_d$  – wartość obliczeniowa (projektowa) całkowitych naprężeń pionowych na rozważanym poziomie poniżej dna wykopu,

$u_d$  – wartość obliczeniowa (projektowa) ciśnienia wody na tym poziomie.



Rys. 6. Analizowany blok gruntu [Dołżyk i Szypcio 2013]

Fig. 6. Analysed block of soil [Dołżyk and Szypcio 2013]

Z obliczeń wynika, że globalny współczynnik bezpieczeństwa obliczony z warunku (6) wynosi  $F = 1,5$ , globalny zaś współczynnik bezpieczeństwa wynikający z nieujemności naprężeń efektywnych (warunek 7) –  $F = 3,0$ . Stąd wynika, że warunki stateczności podane w Eurokodzie 7 prowadzą do znacząco różnych wartości globalnego współczynnika bezpieczeństwa. Norma PN-81/B-03020 zaleca przyjęcie  $F = 2,0$ .

Dołżyk i Szypcio [2013] przedstawili również przykład obliczeniowy dla wykopu o długości znacznie większej od szerokości ( $L \gg B$ ). Aby zapewnić stateczność dna wykopu, konieczne jest wbicie ścianki szczelnej poniżej dna wykopu, zależnie od wymaganego współczynnika bezpieczeństwa, głębokości wykopu i poziomu zwierciadła wody gruntowej. Dla globalnego współczynnika bezpieczeństwa  $F = 3,0$  głębokości

wykopu  $d = 3,0$  m i szerokości  $B < 4,0$  m ( $b < 2,0$  m) wymagana głębokość wbicia ścianki poniżej dna wykopu jest ponad dwukrotnie większa od głębokości wykopu ( $D/d > 2$ ).

Zapewnienie stateczności dna wykopu wykonywanego w gruntach o znacznej przepuszczalności, otoczonego ściankami szczelnymi, wymaga znacznych głębokości ich wbicia poniżej dna wykopu. W wielu przypadkach, jak twierdzą autorzy, głębokość wbicia ścianki szczelnej, wynikająca z warunku zapewnienia stateczności dna wykopu, może być większa niż wynikająca z zapewnienia stateczności ścian wykopu.

Należy pamiętać, że zapewniając stateczność dna i ścian wykopu, konieczne jest sprawdzenie, czy wody gruntowe nie będą unosić cząstek gruntu i prowadzić do awarii ścianki szczelnej.

### **Stan graniczny wypiętrzenia dla wykopu według Eurokodu 7 [Lendo-Siwicka i Garbulewski 2013]**

Stan graniczny wypiętrzenia dna wykopu powinien być sprawdzany w przypadku, kiedy podłoże jest zbudowane z gruntów przepuszczalnych, a przepływ wody gruntowej odbywa się w kierunku do wykopu. W takich warunkach istnieje niebezpieczeństwo utraty stateczności wykopu i wystąpienia awarii budowlanej. Sprawdzenie stanu granicznego wypiętrzenia dna wykopu jest zaliczane do jednego z trudniejszych zadań inżynierskich w projektowaniu geotechnicznym.

Hydrauliczne unoszenie cząstek gruntu ma miejsce, gdy skierowana do góry siła ciśnienia sphywowego, przeciwdziałając ciężarowi gruntu, zmniejsza efektywne naprężenie pionowe do stanu granicznego (upłynnienie gruntu). Cząstki gruntu są wtedy unoszone przez pionowy przepływ wody i następuje zniszczenie podłoża wykopu.

Lendo-Siwicka i Garbulewski [2013] przedstawili zasady sprawdzania stanu granicznego wypiętrzenia dna wykopu według Eurokodu 7, z uwzględnieniem oddziaływań wynikających z obecności lub przepływu w podłożu wody podziemnej. Stan graniczny wypiętrzenia sprawdzili za pomocą obliczenia stopnia wykorzystania na podstawie obliczonej wartości siły filtracji ( $S_d$ ) i ciężaru gruntu z uwzględnieniem wyporu ( $G_d'$ ) oraz obliczenia stopnia wykorzystania na podstawie obliczonej wartości ciśnienia wody w porach ( $u_d$ ) i całkowitego naprężenia pionowego ( $\sigma_{vd}$ ), przyjmując schemat zabezpieczenia wykopu ścianką szczelną (rys. 7).

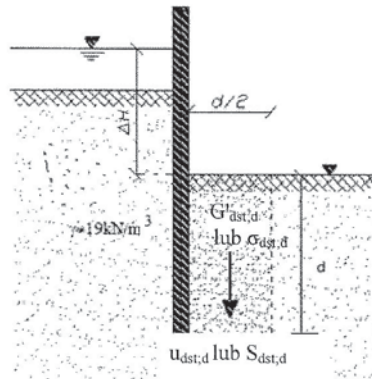
Stan graniczny sprawdzono dwiema metodami, przyjmując warunki naprężeń całkowitych i warunki naprężeń efektywnych. Obliczenia przeprowadzono dla wykopu zabezpieczonego ścianką szczelną, zakładając zmienne wartości głębokości ścianki szczelnej i położenia ZWG.

Sprawdzenie stanu wypiętrzenia dna wykopu Lendo-Siwicka i Garbulewski [2013] przeprowadzili, wykorzystując wzory (6) i (7) i przyjmując: wartości głębokości zwierciadła wody gruntowej ( $\Delta H$ ) w zakresie od 2 do 6 m, a zagłębienie ścianki szczelnej ( $d$ ) w zakresie od 2 do 12 m.

W analizach autorzy przyjęli schemat wykopu szerokoprzestrzennego (rys. 7), uwzględniając wypór o szerokości równej połowie długości ścianki szczelnej i obliczając stopień wykorzystania:

$$\Lambda_{HYD} = \frac{u_{dst,d}}{\sigma_{stb,d}} \cdot 100\% \quad (8)$$

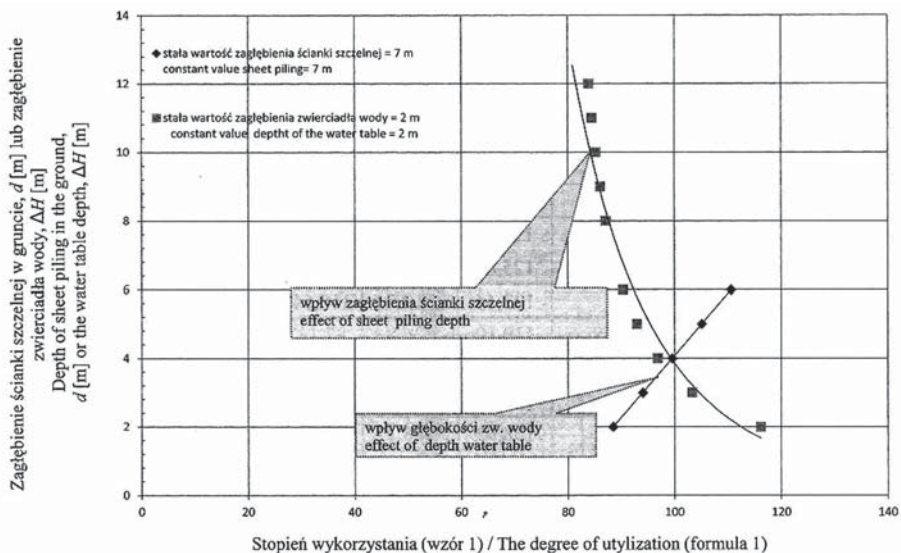
$$\Lambda_{HYD} = \frac{S_{dst,d}}{G'_{stb,d}} \cdot 100\% \quad (9)$$



Rys. 7. Schemat obliczeniowy [Lendo-Siwicka i Garbulewski 2013]

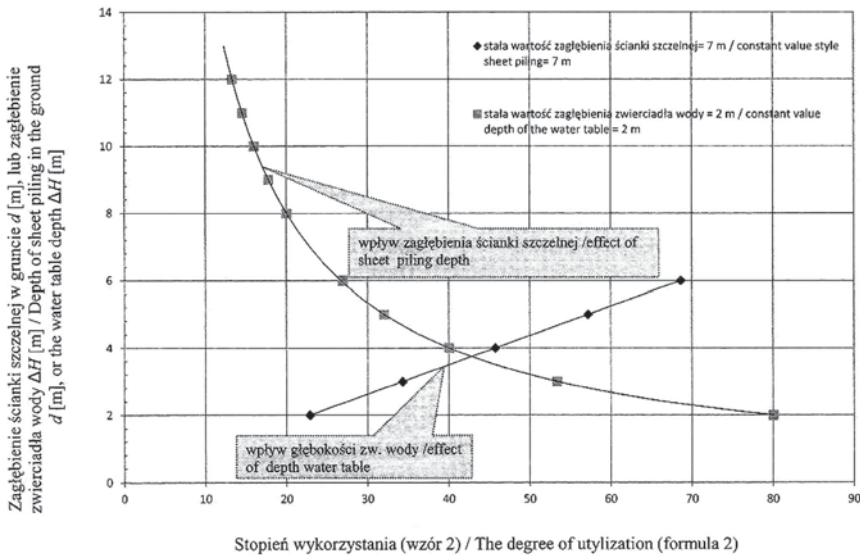
Fig. 7. Scheme of calculation [Lendo-Siwicka and Garbulewski 2013]

Wyniki obliczeń pokazano na rysunkach 8 i 9.



Rys. 8. Zależność między stopniem wykorzystania obliczonym według wzoru (7) a głębokością ścianki szczelnej i położeniem zwierciadła wody gruntowej [Lendo-Siwicka i Garbulewski 2013]

Fig. 8. The relation between the degree of utilization calculated by formula (7) and the depth of the sheet pile and the position of the water table [Lendo-Siwicka and Garbulewski 2013]



Rys. 9. Zależność między stopniem wykorzystania obliczonym według wzoru (6) a głębokością ścianki szczelnej i położeniem zwierciadła wody gruntowej [Lendo-Siwicka i Garbulewski 2013]

Fig. 9. The relation between the degree of utilization calculated by formula (6) and the depth of the sheet pile and the position of the water table [Lendo-Siwicka and Garbulewski 2013]

Lendo-Siwicka i Garbulewski [2013] stwierdzili, że wzory (6) i (7) nie są równoważne. Stopień wykorzystania obliczony ze wzoru (8) jest 1,4–6,2 razy większy od stopnia wykorzystania obliczonego wzorem (9), zależnie od wartości zagłębienia ścianki szczelnej i głębokości zwierciadła wody gruntowej. Autorzy do sprawdzania stanu granicznego wypiętrzenia dna wykopu (HYD) zalecają stosować wzór (7):  $u_{dst, d} \leq \sigma_{stb, d}$ , gdyż daje on większy zapas bezpieczeństwa.

## WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych analiz, dotyczących wybranych zagadnień doboru parametrów i sprawdzania stanów granicznych nośności, można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Przy analizie porównawczej obliczeń SGN fundamentów według PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020 trudno wnioskować o ostatecznym wyniku projektowania na podstawie porównania tylko wartości obciążeń lub oporów granicznych. Zastosowanie obu systemów norm prowadzi do podobnych efektów projektowania stóp fundamentowych w prostych warunkach gruntowych [Sulewska i Konopka 2013].

2. W warunkach możliwości wtargnięcia wody lub powietrza między fundament a podłoże w warunkach braku odpływu wartość obliczeniowa oporu ( $R_d$ ) powinna być nie większa niż 0,4 wartości obliczeniowej siły pionowej ( $R_d \leq 0,4V_d$ ). Jeżeli siły poziome działają z jednego kierunku, to znaczną poprawę stateczności fundamentu na przesu-



nięcie można osiągnąć, wykonując nachyloną podstawę. 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 znajduje się w sąsiedztwie zbocza [Smolczyk (red.) 2003, Szypcio i Dołżyk 2013].

3. W przypadku analizy stateczności związanej z odciążeniem gruntów spoistych (np. na skutek wykonania wykopu) warunki pełnego „odpływu” stanowią najbardziej niekorzystny przypadek. Dla sprawdzenia stateczności istotne znaczenie ma właściwe uwzględnienie warunków „odpływu”, gdy rozpatrywana jest stateczność krótkotrwała lub długotrwała. MES pozwala na uwzględnienie warunków pośrednich, będących wynikiem konsolidacji [Bogusz 2013].

4. Zapewnienie stateczności dna wykopu wykonywanego w gruntach o znacznej przepuszczalności, otoczonego ściankami szczelnymi, wymaga znacznej głębokości ich wbicia poniżej dna wykopu. W wielu przypadkach, jak twierdzą Dołżyk i Szypcio [2013], głębokość wbicia ścianki szczelnej, wynikająca z warunku zapewnienia stateczności dna wykopu, może być większa niż wynikająca z zapewnienia stateczności ścian wykopu. Należy pamiętać, że zapewniając stateczność dna i ścian wykopu, konieczne jest sprawdzenie, czy wody gruntowe nie będą unosić cząstek gruntu i prowadzić do awarii ścianki szczelnej.

5. Do sprawdzania stanu granicznego wypiętrzenia dna wykopu (HYD) Lendo-Siwicka i Garbulewski [2013] zalecają stosować wzór  $u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d}$ , gdyż daje on większy zapas bezpieczeństwa.

## PIŚMIENNICTWO

- Bogusz W., 2013. Stosowanie współczynników częściowych do parametrów geotechnicznych według Eurokodu 7 w obliczeniach stateczności metodą elementów skończonych. *Acta Scientiarum Polonorum, Architectura* 12 (3), 27–38.
- 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 – New York.
- Dołżyk K., Szypcio Z., 2013. Stany graniczne HYD w obliczeniach stateczności dna wykopu. *Acta Scientiarum Polonorum, Architectura* 12 (2), 83–90.
- Kiziewicz D., 2012. Wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w warunkach niestandardowej ścieżki naprężenia. Praca doktorska. SGGW, Warszawa.
- Lechowicz Z., Wrzesiński G., 2013. Ocena stateczności nasypu na podłożu organicznym według Eurokodu 7. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska* 22 (2), 60, 158–167.
- Lechowicz Z., Kiziewicz D., Wrzesiński G., 2013. Ocena nośności podłoża w warunkach bez odpływu pod stopą fundamentową obciążoną mimośrodowo według Eurokodu 7. *Acta Scientiarum Polonorum, Architectura* 12 (3) 2013, 51–60.
- Lendo-Siwicka M., Garbulewski K., 2013. Stan graniczny wypiętrzenia dna wykopu według Eurokodu 7. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska* 22 (2), 60, 168–174.
- PN-81/B-03020 Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 Poprawka do polskiej normy – dotyczy PN-EN 1997-1:2008.
- Schneider H.R., 1999. Determination of characteristic soil properties. In: *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*. Ed. Barends et al. Balkema, Rotterdam 1, 273–281.

- Smolczyk U. (ed.), 2003. Geotechnical Engineering Handbook. Vol. 3. Elements and structure. Ernest & Sohn, Berlin.
- Sulewska M., Konopka R., 2013. Analiza nośności granicznej podłoża pod stopą fundamentową według PN-EN 1997-1 (2008) i PN-81/B-03020 (1981). *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska* 22 (2), 188–207.
- Szypcio Z., Dołżyk K., 2013. Nośność na przesunięcie fundamentów bezpośrednich. *Acta Scientiarum Polonorum, Architectura* 12 (3), 99–109.
- Wolski W., Szymański A., Mirecki J., Lechowicz Z., Larsson R., Hartlen J., Garbulewski K., Bergdahl U., 1988. Two stage constructed embankments on organic soils. SGI Report 32, Linköping.
- Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T., 2011. Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.

### **SELECTED ISSUES CONNECTED WITH CHOOSING PARAMETERS AND VERIFYING ULTIMATE BEARING CAPACITY LIMIT STATES**

**Abstract.** In the paper selected issues connected with choosing parameters and verifying ultimate bearing capacity limit states are presented. The range of paper subject was divided into three following parts: analysis of bearing capacity of pad foundation, stability assessment and ultimate limit HYD states which are based on Eurocode 7.

**Key words:** Eurocode 7, ultimate bearing capacity limit states, characteristic and computational values of geotechnical parameters, partial factors, FEM

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 5.02.2014