

Jacek BAKOWSKI¹, Zbigniew LECHOWICZ¹, Anna LEWICKA²

¹Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie

Department of Geotechnical Engineering WULS – SGGW

²Przedsiębiorstwo Inwestycyjne s.c. G. Mirkowski, W. Szymczak, Piaseczno

Numeryczna analiza zachowania się kotwionej ściany szczelinowej w prekonsolidowanych gruntach spoistych **Numerical analysis of the anchored diaphragm wall in overconsolidated cohesive soils**

Słowa kluczowe: konstrukcja oporowa, głęboki wykop, analiza MES, współczynnik stateczności, Eurokod 7

Key words: retaining structure, deep excavation, FEM analysis, safety factor, Eurocode 7

Wprowadzenie

Szybki rozwój miast stawia przed inżynierami budownictwa coraz trudniejsze zadania. Luźna zabudowa miasta zmieniła się i coraz mniej jest miejsc umożliwiających realizację budowy w wykopach szerokoprzestrzennych. Projektowanie i wznoszenie konstrukcji posiadających kilka kondygnacji podziemnych stało się koniecznością w centrach dużych miast. W gęstej zabudowie występuje problem z wykonaniem wykopów w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących budynków (Terlikowski i Dłużewski 2001). W takich warunkach istnieje konieczność przekazania dużych, skoncentrowanych obciążeń w postaci pionowych lub poziomych sił oraz mo-

mentów z nich wynikających, na głębsze warstwy podłoża gruntowego, składające się z gruntów o lepszych właściwościach nośnych. Taką funkcję spełniają ściany szczelinowe, wykorzystane jako ściany oporowe i fundamenty pośrednie.

Ściany szczelinowe są stosowane powszechnie w budynkach z głębokimi podziemiami oraz w budownictwie komunikacyjnym, zwłaszcza w robotach tunelowych w miastach (metro, tunele drogowe, kolejowe). W takich obiektach pełnią one funkcję konstrukcji oporowych i jednocześnie elementów konstrukcyjnych budowli. Są jednostronnie odsłonięte, z pozostawieniem kilkumetrowej części utwierdzonej w gruncie. Przy takim schemacie statycznym konieczne jest dodatkowe rozparcie albo zakotwienie na jednym lub kilku poziomach. Zależnie od obciążenia poziomego ściany, jej sztywności i możliwości technicznych, stosuje się różne podparcia poziome, na przykład kotwienie iniekcyjnymi kotwami gruntowymi lub rozpieranie stropami (albo rozporami

rurowymi) kondygnacji podziemnych (Jarominiak 1999, PN-EN 1537: 2002, Grzegorzewicz 2005).

Istotnym problemem, który należy rozwiązywać w technologii posadowień budynków na ścianach szczelinowych jest zapewnienie stateczności ścian w czasie robót oraz w czasie eksploatacji obiektów (Terlikowski i Dłużewski 2001).

Przedmiotem analizy przeprowadzonej w tym artykule było zachowanie się podłoża gruntowego w otoczeniu budynku „Galerii Ursynów”, wybudowanego w bezpośrednim sąsiedztwie linii metra w Warszawie oraz budynków mieszkalnych. Jako obudowę głębokiego wykopu zastosowano ściany szczelinowe. W analizie zachowania się konstrukcji oporowej obliczenia przeprowadzono zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 (PN-EN 1538: 2002, Cichy 2004, Lewicka

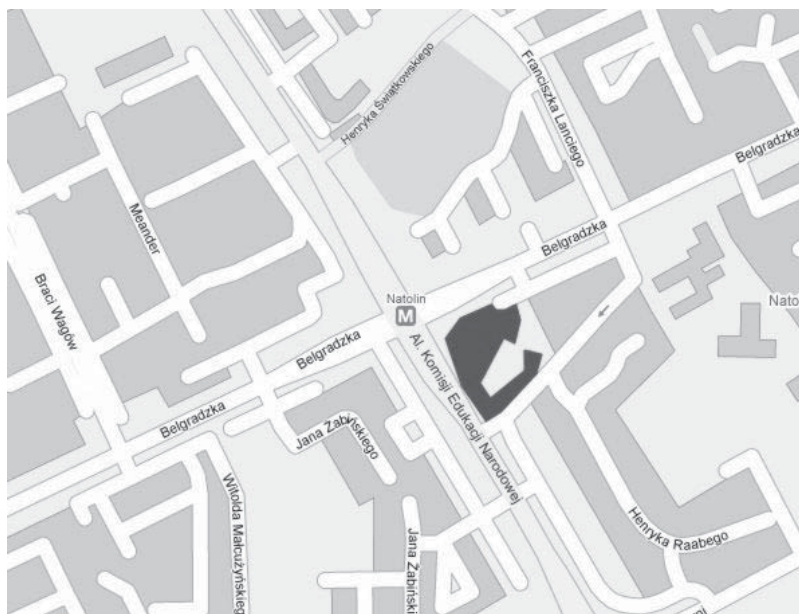
2006, PN-EN 1997-1: 2008) oraz przy wykorzystaniu programu Plaxis (Brinkgrieve i in. 1998).

Charakterystyka obiektu

Budynek jest zlokalizowany w Warszawie, na Ursynowie, przy skrzyżowaniu ulicy Belgradzkiej i alei KEN (rys. 1).

W odległości około piętnastu metrów od obiektu, w kierunku północno – wschodnim znajduje się czteropiętrowy budynek mieszkalny, wybudowany w technologii wielkiej płyty. Od strony południowo-wschodniej, w odległości około trzydziestu metrów, znajduje się jedenastokondygnacyjny budynek mieszkalny, wybudowany w tej samej technologii.

Dodatkowe utrudnienie dla bezpiecznego posadowienia stwarzało bar-



RYSUNEK 1. Plan sytuacyjny obiektu
FIGURE 1. Location of the object

dzo bliskie sąsiedztwo tunelu pierwszej linii metra, który przebiega wzdłuż alei Komisji Edukacji Narodowej, zaledwie w odległości dwudziestu jeden metrów od ścian szczelinowych budynku Galerii Ursynów.

Obiekt zrealizowano jako konstrukcję monolityczno-żelbetową. Część nadziemna wykonana została jako układ płytowo-słupowy oraz płytowo-ścienny. Pod całym kompleksem wybudowano dwukondygnacyjne garaże podziemne o konstrukcji żelbetowej płytowo-słupowej. Budynek został posadowiony na głębokości około ośmiu metrów pod poziomem terenu, na płycie dennej dla zabezpieczenia jego ścian i ewentualnego odcięcia dopływu wody gruntowej.

Ze względu na konieczność zabezpieczenia ścian wykopu, instalacji i urządzeń podziemnych oraz zamknięcia bocznego dopływu wód gruntowych, przy budowie podziemnej części obiektu zastosowano kotwione ściany szczelinowe o grubości 0,6 m. Zaprojektowano jeden poziom kotwienia z kotwami w rozstawie 3 m, z kątem pochylenia 25° i 30°. Ściany te w pierwszej fazie realizacji projektu pełniły funkcję konstrukcji zabezpieczającej ściany wykopu, natomiast po zakończeniu budowy pełnią rolę fundamentów i zewnętrznych ścian konstrukcyjnych budynku.

Przed rozpoczęciem inwestycji przeprowadzono zgodnie z zatwierdzonym projektem prac geologicznych badania terenowe polegające na wierceniach badawczych wraz z pobraniem próbek oraz sondowaniami (Geoteko 1998).

W celu wyznaczenia właściwości fizycznych oraz wartości parametrów ścisłości i wytrzymałościowych wykonano następujące badania laboratoryjne:

- właściwości fizycznych,
- edometryczne,
- wytrzymałościowe w aparacie trójosiowym.

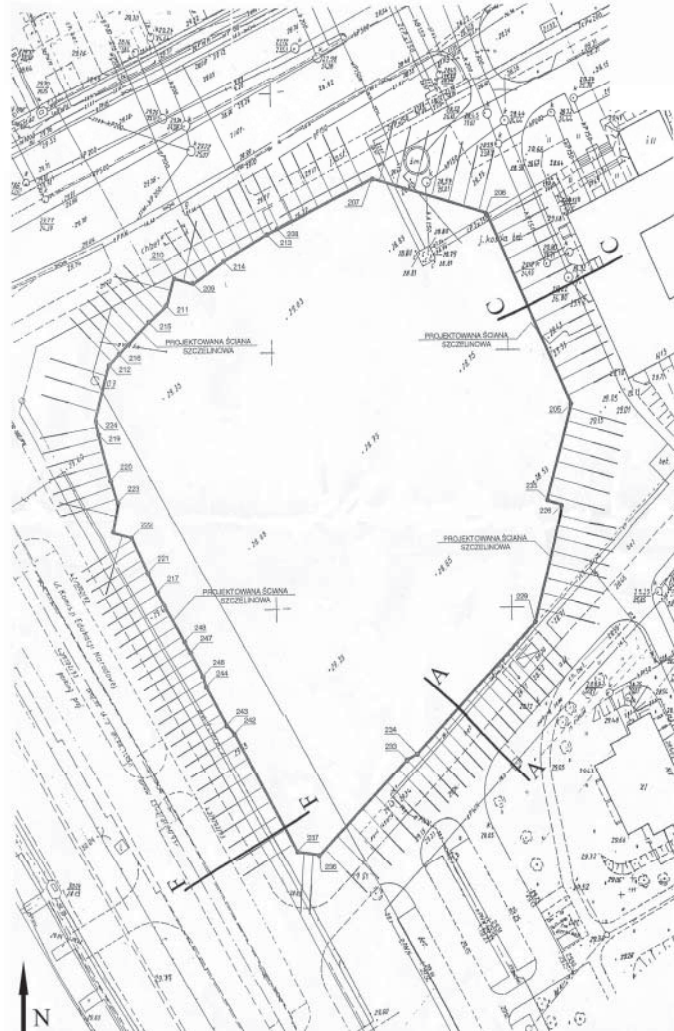
Na podstawie wyników badań terenowych i laboratoryjnych określono parametry wymagane do przeprowadzenia obliczeń numerycznych.

Obliczenia statyczne ścian szczelinowych

Tradycyjne metody statycznych obliczeń konstrukcji oporowych obejmują sprawdzenie warunków stanów granicznych, wyznaczenie minimalnego zagłębienia ściany poniżej dna wykopu i wymiarowanie konstrukcji wraz z kotwami lub rozporami (PN-EN 1537: 2002, PN-EN 1538: 2002).

Metody numeryczne pozwalają na analizę zachowania się konstrukcji oporowych oraz podłoża gruntowego (za konstrukcją i w dnie wykopu) na podstawie obliczeń stanu naprężenia i przemieszczenia za pomocą programów opartych na MES. Do analizy statycznej ścian wykopów najczęściej stosuje się sprężysto-idealnie plastyczny model z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra. Jego przydatność wynika z małej liczby parametrów modelu, jakie należy określić z badań geotechnicznych, a mianowicie cztery (E , ν , ϕ i c) lub pięć (dodatkowo ψ) w przypadku niestowarzyszonego prawa płynięcia (Siemińska-Lewandowska 2006).

Po analizie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (Geoteko 1998) wstępne obliczenia przeprowadzono dla wytypowanych trzech przekrojów obliczeniowych (rys. 2, 3, 4 i 5).



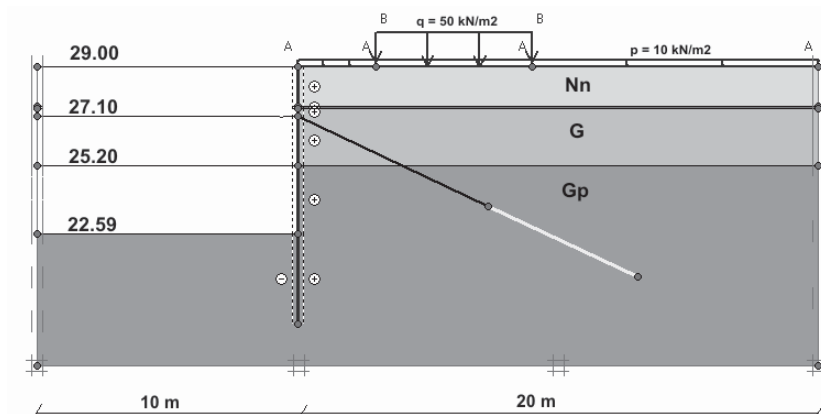
RYSUNEK 2. Mapa lokalizacyjna z zaznaczonymi przekrojami obliczeniowymi (Lewicka 2006)
 FIGURE 2. Location map with the cross-sections (Lewicka 2006)

Wstępne obliczenia ściany szczelinowej zostały wykonane w trzech w/w przekrojach przy wykorzystaniu metody numerycznej, w celu wyboru jednego z nich do dalszej analizy. W przekroju tym wykonano szczegółowe obliczenia statyczne:

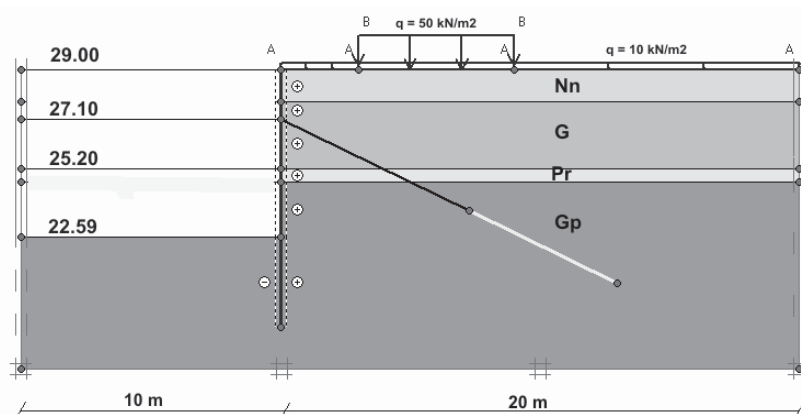
- zgodnie z polską praktyką (PN-83/B-03010),

- według zaleceń Eurokodu 7, przy uwzględnieniu podejścia obliczeniowego DA1 z kombinacją 2 (PN-EN 1997-1: 2008)

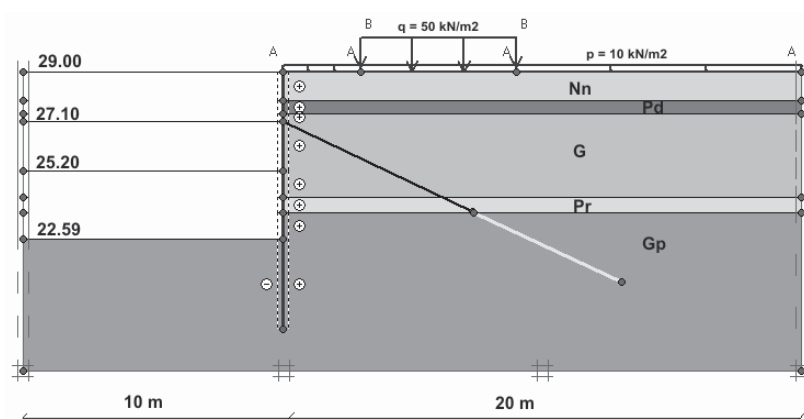
Ponadto za pomocą programu Plaxis przeprowadzono analizę stateczności ściany szczelinowej przy założonych parametrach konstrukcyjnych i geotechnicznych. Obliczenia konstrukcji ko-



RYSUNEK 3. Przekrój obliczeniowy A – A
 FIGURE 3. Cross-section A – A



RYSUNEK 4. Przekrój obliczeniowy C – C
 FIGURE 4. Cross-section C – C



RYSUNEK 5. Przekrój obliczeniowy F – F
 FIGURE 5. Cross section F – F

twionej ściany szczelinowej wykonano odwzorowując etapowe wykonywanie wykopu i ściany szczelinowej (Lewicka 2006).

Parametry przyjęte do obliczeń

Parametry geotechniczne do obliczeń przyjęto na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych i przedstawiono w tabeli 1. We wstępnej analizie numerycznej zostały zastosowane wartości charakterystyczne. W dalszych obliczeniach (w przekroju F – F) użyto wartości obliczeniowych, tzn. wartości parametrów charakterystycznych pomnożone przez współczynnik materiałowy γ_m (PN-81/B-03020). Parametry dotyczące ściany szczelinowej i kotew gruntowych zosta-

ły przyjęte na podstawie projektu technicznego (Jakpol 1997).

Wstępna ocena stateczności

Analiza stateczności konstrukcji została przeprowadzona w dwóch wariantach (z kotwami i bez kotew) przy użyciu programu Plaxis v.7.11, z zastosowaniem sprężysto-idealnie plastycznego modelu gruntowego Coulomba-Mohra. Współczynniki stateczności zostały określone metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych (ang. phi-c reduction). W obliczeniach uwzględniono także współpracę pomiędzy konstrukcją a podłożem gruntowym, wykorzystując elementy kontaktowe (ang. interfaces – Brinkgrieve i in. 1997).

TABELA 1. Parametry geotechniczne gruntów zastosowane do obliczeń
TABLE 1. Material properties for soil layers

Rodzaj gruntu Type of soil	Nn/ Anthrop. fill	Pd/FSa	G/sasiCl	Pr/CSa	Gp/saCl
Ciężar objętościowy γ [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] Unit weight	17,0	17,2	20,6	18,2	21,6
Współczynnik filtracji k [$\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$] Coeff. of permeability	0,864	8,640	$8,64 \times 10^{-4}$	8,640	$8,64 \times 10^{-4}$
Współczynnik parcia spoczynkowego K_0 [-] Earth pressure coeff. at rest	0,43	0,43	0,41	0,33	0,39
Wskaźnik porowatości e_0 [-] Void ratio	0,77	0,75	0,25	0,64	0,36
Moduł odkształcenia E_0 [MPa] Young's modulus	40	45	15	75	35
Moduł ściśliwości M [MPa] Oedometric modulus	53	60	20	90	45
Współczynnik Poissona ν [-] Poisson's ratio	0,30	0,30	0,29	0,25	0,28
Spójność gruntu c' [kPa] Effective cohesion	0	0	25	0	15
Kąt tarcia wewnętrznego φ' [°] Effect. angle of internal friction	30	31	15	33	30

W celu odwzorowania procesu technologicznego głębienia wykopu obliczenia zostały podzielone na 4 fazy (w przypadku przekrojów bez kotwy) lub 5 faz (dla przekrojów z kotwą) obliczeniowych (Lewicka 2006):

faza 1 – wykonanie w gruncie ściany szczelinowej,

faza 2 – głębienie wykopu do rzędnej 27,13,

faza 3 – wykonanie kotwy iniekcyjnej,

faza 4 – głębienie wykopu do rzędnej 25,20,

faza 5 – głębienie wykopu do rzędnej dna 22,59.

Istniejąca infrastruktura zaplecza budowy oraz ruch ciężkich maszyn budowlanych w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu spowodowały konieczność uwzględnienia w obliczeniach wpływu obciążeń zewnętrznych: stałych – $p = 10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ oraz zmiennych – $q = 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$.

Wyniki obliczeń

Wyniki obliczeń współczynnika stateczności, przedstawione w tabelach 2 i 3, wskazują na nieduże różnice w warunkach stateczności ścian szczelinowych w porównywanych przekrojach. Warunki geotechniczne oraz sąsiedz-

TABELA 2. Wartości współczynników stateczności w wybranych przekrojach bez kotew

TABLE 2. Safety factors calculated in cross-sections (without anchors)

Nr fazy Phase No	Opis fazy Phase description	Przekrój A – A Cross section A – A	Przekrój C – C Cross section C – C	Przekrój F – F Cross section F – F
1	wykonanie ściany szczelinowej building the diaphragm wall	5,63	5,66	5,73
2	wykop do poziomu kotwienia excavation to the level 27.10	5,44	5,24	5,31
3	wykop do rzędnej 25.20 excavation to the level 25.20	2,59	1,84	2,32
4	wykop do rzędnej 22.59 excavation to the level 22.59	1,27	1,10	1,17

TABELA 3. Wartości współczynników stateczności w wybranych przekrojach z kotwami

TABLE 3. Safety factors calculated in cross-sections (with anchors)

Nr fazy Phase No	Opis fazy Phase description	Przekrój A – A Cross section A – A	Przekrój F – F Cross section F – F
1	wykonanie ściany szczelinowej building the diaphragm wall	5,63	5,73
2	wykop do poziomu kotwienia excavation to the level 27.10	5,44	5,31
3	wykonanie kotwy oraz wstępne sprężenie anchoring and prestressing the anchor	4,93	4,90
4	wykop do rzędnej 25.20 excavation to the level 25.20	3,84	3,53
5	wykop do rzędnej 22.59 excavation to the level 22.59	2,00	2,00

two istniejącej obudowy tunelu Metra Warszawskiego były przyczyną wyboru przekroju F – F do dalszych obliczeń.

Obliczenia statyczne według PN-83/ /B-03010

Obliczenia w zakresie wyznaczenia zagłębienia ściany poniżej dna wykopu i wymaganej siły w kotwi przeprowadzono analityczną metodą Bluma przy użyciu parametrów obliczeniowych przedstawionych w tabeli 4.

Po wykonaniu obliczeń parć jednostkowych i całkowitych (rys. 6) przyjęto, że minimalne zagłębienie ściany poniżej dna wykopu t wynosi 5 m, a wymagana siła w kotwi R_A jest równa 170 kN.

Obliczenia według Eurokodu 7

Podstawową istotą Eurokodu 7 jest wprowadzenie częściowych współczynników bezpieczeństwa w odniesieniu do oddziaływań, parametrów gruntów i oporów oraz podejść projektowych polegających na kombinacjach tych współ-

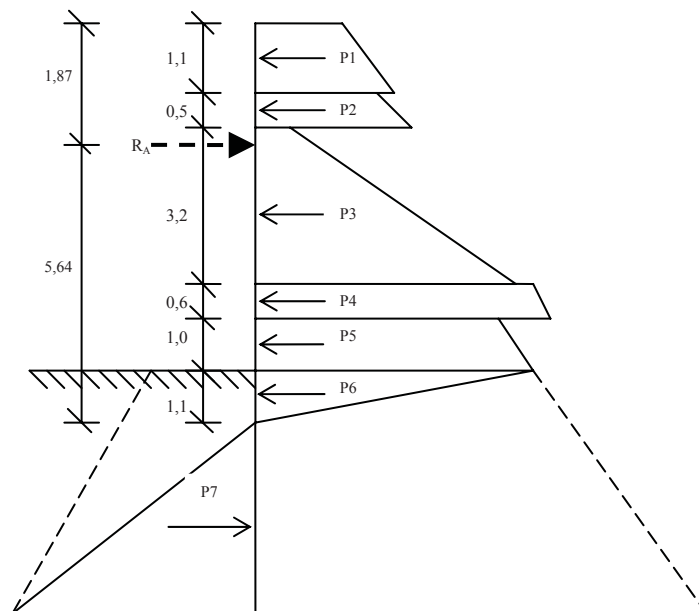
czynników (PN-EN 1997-1: 2008). Obudowy głębokich wykopów najczęściej sprawdza się w stanach granicznych nośności (GEO), w których wytrzymałość gruntu podczas zniszczenia lub nadmiernego odkształcenia ma decydujące znaczenie (Siemińska-Lewandowska 2006).

W poniższych obliczeniach zastosowano pierwsze podejście projektowe DA1 z kombinacją 2: A2 + M2 + R1 (tab. 5), zwane dalej podejściem DA1-2. Parametry obliczeniowe wykorzystane w tym podejściu zestawiono w tabeli 6, a wartości obciążeń stałych i zmiennych w tabeli 7.

Obliczenia wykonano zgodnie z normą europejską PN-EN 1997-1:2008 stosując analityczną metodę Bluma. Po obliczeniu parć jednostkowych i całkowitych określono sumy sił wywracających $SP_{ah} = 650,4 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ oraz utrzymujących $SP_{ph} = 706,0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$. Wartości tych sił powodują, że projektowana siła w kotwie P_o i jej składowa pozioma P_{oh} obliczane ze wzorów (1) i (2) są ujemne. Według tych przesłanek nie ma zatem potrzeby stosowania kotew iniekcyjnych.

TABELA 4. Zestawienie parametrów obliczeniowych
TABLE 4. Design parameters used in calculations

Rodzaj gruntu Type of soil	$\gamma^{(r)}$ [kN·m ⁻³]	$\varphi^{(r)}$ [°]	$c^{(r)}$ [kPa]	K_a [-]	K_p -
Nn/Anthropogenic fill	18,7	27,0	0,0	0,376	-
Pd/FSa	18,9	27,9	0,0	0,363	-
G/sasiCl	22,7	13,5	22,5	0,621	-
Pr/CSa	20,0	29,7	0,0	0,337	-
Gp/saCl	23,7	27,0	13,5	0,376	2,663



RYSUNEK 6. Rozkład parć działających na ścianę szczelinową w przekroju F – F
 FIGURE 6. Earth pressures acting on the diaphragm wall in the cross section F – F

TABELA 5. Współczynniki częściowe w podejściu projektowym DA1-2
 TABLE 5. Partial factors in design approach DA1-2

Oddziaływania – A2 Loads – A2		Parametry gruntowe – M2 Soil parameters – M2			Odpór gruntu – R1 Reactions – R1
γ_G	γ_Q	γ_c'	γ_ϕ'	γ_γ	$\gamma_{R,e}$
1,00	1,30	1,25	1,25	1,00	1,00

TABELA 6. Parametry obliczeniowe w podejściu projektowym DA1-2
 TABLE 6. Design parameters in design approach DA1-2

Rodzaj gruntu Type of soil	γ [kN·m ⁻³]	ϕ [°]	c [kPa]	K_a	K_p
Nn/Anthropogenic fill	17,00	24,0	0,0	0,422	–
Pd/FsSa	17,2	24,8	0,0	0,409	–
G/sasiCl	20,6	12,0	20,0	0,656	–
Pr/CSa	18,2	26,4	0,0	0,384	–
Gp/saCl	21,6	24,0	12,0	0,422	2,371

TABELA 7. Wartości obliczeniowe obciążeń zmiennych q_d i stałych p_d
 TABLE 7. Design values of variable (q_d) and permanent (p_d) loads

Podejście obliczeniowe Design approach	q_k [kN·m ⁻²]	γ_Q	q_d [kN·m ⁻²]	p_k [kN·m ⁻²]	γ_G	p_d [kN·m ⁻²]
DA1-2	50,0	1,3	65,0	10,0	1,00	10,0

$$P_{oh} = \sum P_{ah} - \sum P_{ph} = 650,4 - 706,0 = -55,6 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (1)$$

$$P_o = \frac{P_{oh}}{\cos \beta} \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (2)$$

gdzie:

P_o – projektowana siła w kotwie,
 β – kąt nachylenia kotwy.

Przeprowadzenie prostych obliczeń współczynnika stateczności z warunku (3) nasuwa jednak inne spostrzeżenia:

$$FS = \frac{\sum P_{ph}}{\sum P_{ah}} = \frac{706,0}{650,4} = 1,08 \quad (3)$$

Po wprowadzeniu dodatkowej siły utrzymującej (170 kN) spowodowanej zastosowaniem kotwy współczynnik stateczności będzie wynosił:

$$FS = \frac{\sum P_{ph}}{\sum P_{ah}} = \frac{876,0}{650,4} = 1,35 \quad (4)$$

Należy jednak podkreślić, jest to sposób bardzo uproszczony, wynikający z warunku równowagi sił utrzymujących i wywracających, w którym nieuwzględniane są m.in.: sztywność i odkształcenia własne konstrukcji, odkształcalność gruntu, zmienność parametrów gruntowych wraz z głębokością, nierównomierne zmiany stanu naprężenia i odkształcenia w podłożu gruntowym.

Obliczenia numeryczne programem Plaxis

Ze względu na zakres obliczeń obejmujący:

- obliczenia dla parametrów charakterystycznych wyznaczonych według PN-81/B-03020,
- obliczenia dla parametrów obliczeniowych wyznaczonych według PN-81/B-03020,
- obliczenia dla parametrów obliczeniowych wyznaczonych według PN-EN 1997-1:2008,

analizę ściany szczelinowej przeprowadzono dla parametrów przyjmowanych w poprzednich metodach. Obliczenia zostały wykonane w celu określenia współczynników stateczności, maksymalnych momentów zginających, maksymalnych przemieszczeń poziomych ściany oraz odkształceń postaciowych podłoża. Wyniki obliczeń zestawiono w tabelach 8 i 9.

Podsumowanie

Porównanie wyników obliczeń z wykorzystaniem obliczeniowych wartości parametrów i obciążeń wyznaczonych przy zastosowaniu współczynników materiałowych zawartych w Polskiej Normie PN-81/B-03020 oraz w podejściu obliczeniowym DA1-2 (Eurokod 7), wykazuje duże różnice w wartościach współczynników stateczności, co jest szczególnie ważne w analizie ostatnich faz głębienia wykopu. Należy podkreślić, że kryteria doboru parametrów stosowane w Eurokodzie 7 powodują uzyskanie niższych wartości współczynnika stateczności.

Zastosowanie metod numerycznych w obliczeniach konstrukcji oporowych umożliwia kompleksową analizę zachowania się budowli i podłoża, zarówno podczas budowy, jak i eksploatacji.

TABELA 8. Wartości współczynników stateczności w przekroju obliczeniowym F – F
TABLE 8. Safety factors calculated in the cross-section F – F

Nr fazy Phase No	Opis fazy Phase description	PN parametry charakterystyczne PS characteristic parameters	PN parametry obliczeniowe PS design para- meters	Eurokod 7 parametry obli- czeniowe Eurocod 7 de- sign parameters
1	wykonanie ściany szczelinowej building the diaphragm wall	5,56	4,97	4,41
2	wykop do poziomu kotwienia excavation to the level 27.10	5,19	4,74	4,09
3	wykonanie oraz sprężenie kotwy anchoring and prestressing the anchor	4,99	4,83	3,95
4	wykop do rzędnej 25,20 excavation to the level 25.20	3,53	3,13	2,75
5	wykop do rzędnej 22,59 excavation to the level 22.60	1,99	1,77	1,56

TABELA 9. Wyniki obliczeń w przekroju obliczeniowym F – F dla ostatniej fazy głębienia wykopu
TABLE 9. Calculations results in cross-section F – F for last stage of the excavation

Ostatnia faza głębienia wykopu Last stage of the excavation	PN parametry cha- rakteryistyczne PS charact. par.	PN parametry obliczeniowe PS design par.	Eurokod 7 parametry oblicze- niowe Eurocode 7 design par.
Moment zginający M_{max} [kN·m] Bending moment	359,4	361,5	349,4
Maksymalne przemieszczenie pozio- me ściany u_{max} [m] Horizontal displacement of the wall	14×10^{-3}	15×10^{-3}	18×10^{-3}
Maksymalne odkształcenia postacio- we podłoża ϵ_s [%] Shear strains of the subsoil	3,1	3,9	5,1

Dalszej analizie wymaga sposób doboru parametrów do stosowanych w praktyce modeli gruntowych oraz metodyka obliczeń stanów granicznych z wykorzystaniem MES.

Literatura

BRINKGRIEVE R.B.J., VERMEER P.A. 1998: PLAXIS v. 7.11. Instruction Manual. Plaxis B.V., Delft.

CICHY W. 2004: Projektowanie geotechniczne w świetle przepisów norm światowych i europejskich. *Geoinżynieria i Tunelowanie* 1. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla potrzeb posadowienia zespołu usługowo-biurowego oraz zespołu mieszkalnego Centrum Natolin (1998). GEOTEKO Sp. z o.o.
GRZEGORZEWICZ K. 2005: Projektowanie i wykonywanie ścian szczelinowych. *Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tunele* 3.
HORODECKI G.A. 2006: Projektowanie konstrukcji oporowych w świetle normy EN 1997-1. *Inżynieria Morska i Geotechnika* 2.

- JAROMINIAK A. 1999: Lekkie konstrukcje oporowe. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- LEWICKA A. 2006: Ocena zachowania się ściany oporowej z wykorzystaniem MES. Praca magisterska. Katedra Geoinżynierii SGGW, Warszawa.
- PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN 1997-1: 2008, Eurokod 7 : Projektowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- PN-EN 1537: 2002. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Kotwy gruntowe.
- PN-EN 1538: 2002. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ściany szczelinowe.
- Projekt techniczny ścian szczelinowych dla Zespołu Mieszkaniowo-Usługowo-Biurowego „Centrum Natolin” w Warszawie. Biuro Usług Projektowych i Wykonawczych w Budownictwie JAKPOL Sp. z o.o.
- SIEMIŃSKA-LEWANDOWSKA A. 2006: Projektowanie ścian głębokich wykopów – teoria i praktyka. *Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tunele* 2.
- TERLIKOWSKI W., DŁUŻEWSKI J. 2001: Wpływ rozwiązań konstrukcyjnych posadowienia z użyciem ścian szczelinowych na przemieszczenia poziome i pionowe w ujęciu metody elementów skończonych. XIII Konferencja Naukowa „Metody komputerowe w projektowaniu i analizie konstrukcji hydrotechnicznych”.

Summary

Numerical analysis of the anchored diaphragm wall in overconsolidated cohesive soils. The paper presents results of the static calculations and FEM analysis of anchored diaphragm wall, used as the casing of deep excavation in designed building of shopping centre. Calculations were performed with the parameters and loads assumed according to Polish Standards and Eurocode 7. Elasto – perfectly plastic soil model (Mohr-Coulomb) with phi-c reduction method of safety factor calculations was applied. Interaction between soil and structure was modelled by using interface elements. In order to perform a staged excavation, calculations were divided into five phases.

Authors' addresses:

Jacek Bąkowski, Zbigniew Lechowicz
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
Katedra Geoinżynierii
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa
Poland

Anna Lewicka
Przedsiębiorstwo Inwestycyjne s.c. G. Mirkowski, W. Szymczak
ul. Warszawska 29, 05-500 Piaseczno
Poland