

PRACE NAUKOWO-PRZEGLĄDOWE

Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska nr 4 (50), 2010: 48–57
(Prz. Nauk. Inż. Kszt. Środ. 4 (50), 2010)
Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences No 4 (50), 2010: 48–57
(Sci. Rev. Eng. Env. Sci. 4 (50), 2010)

Simon RABARIJOELY, Łukasz STOLC

Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie
Department of Geotechnical Engineering WULS – SGGW

Sprawdzenie stateczności obudowy wykopu drogi ekspresowej S8 **Verification of diaphragm walls stability in S8 motorway**

Słowa kluczowe: ściana oporowa, stateczność, polska norma, Eurokod 7

Key words: retaining wall, stability, Polish standards, Eurocode 7

Wprowadzenie

Postępujący w szybkim tempie rozwój miast stawia przed inżynierami budowlanymi coraz trudniejsze zadania. Zabudowa staje się bardziej zwarta, co wiąże się z koniecznością stosowania odpowiednich rozwiązań prowadzących do uzyskania zamierzonych celów. Aby jak najefektywniej wykorzystać stale malejącą, dostępną powierzchnię, projektuje się coraz wyższe budynki, które muszą być posadowione na odpowiedniej głębokości. Powstające obiekty bardzo często mają nawet kilkukondygnacyjne podziemia, przeznaczone na przykład na parkingi, oraz są lokalizowane w bliskim sąsiedztwie istniejącej już infrastruktury

nadziemnej i podziemnej. Realizacja głębokich wykopów, zwłaszcza na terenach o gęstej zabudowie, wymaga więc rozwiązywania różnorodnych zagadnień w zakresie geotechniki i budownictwa inżynierskiego.

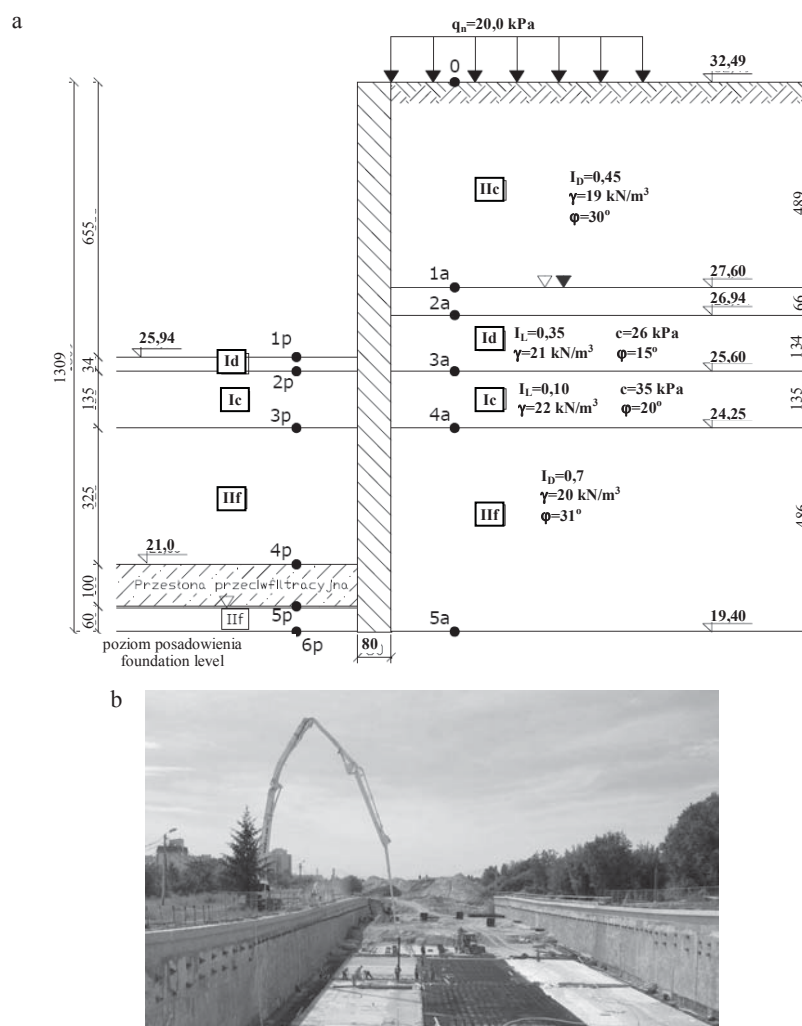
Powszechnie stosowanym rozwiązaniem są ściany szczelinowe, które w połączeniu ze stropami oraz płytą fundamentową tworzą obudowę wykopu lub fundament skrzyniowy. Stanowią one niejednokrotnie jedyną alternatywę dla klasycznych metod fundamentowania, w przypadku gdy nie można zastosować tradycyjnego wykopu ze względu na ograniczoną powierzchnię (PN-EN 1991, Kłosiński i in. 1991, Jarominiak 1999, Grzegorzewicz 2005, Grabowski i in. 2005, Siemińska-Lewandowska 2006, Smith 2009).

Niniejsza praca jest finansowana ze środków na naukę w latach 2009–2012 jako projekt badawczy nr N N506 432436.

Material i metody

Obliczenia przeprowadzono dla sytuacji, w której występuje największe zagrożenie stateczności ścian szczelinowych (rys. 1). Jest to faza budowy, kiedy zostały już wykonane następujące etapy robót: wykonanie zewnętrznych ścian

szczelinowych oraz żelbetowego wieńca, wykonanie przeszłony przeciwfiltracyjnej metodą jet-grouting, wykonanie i uruchomienie instalacji odwodnienia roboczego kubatury gruntu ograniczonego ścianami szczelinowymi i uszczelnionym gruntem, wykonanie tymczasowych kotwi gruntowych oraz wykonanie



RYSUNEK 1. Wykop drogi ekspresowej S8 – prace przy wykonaniu płyty dennej (trasa S8 – odcinek Radiowa): a – schemat, b – widok (Stolc 2010)

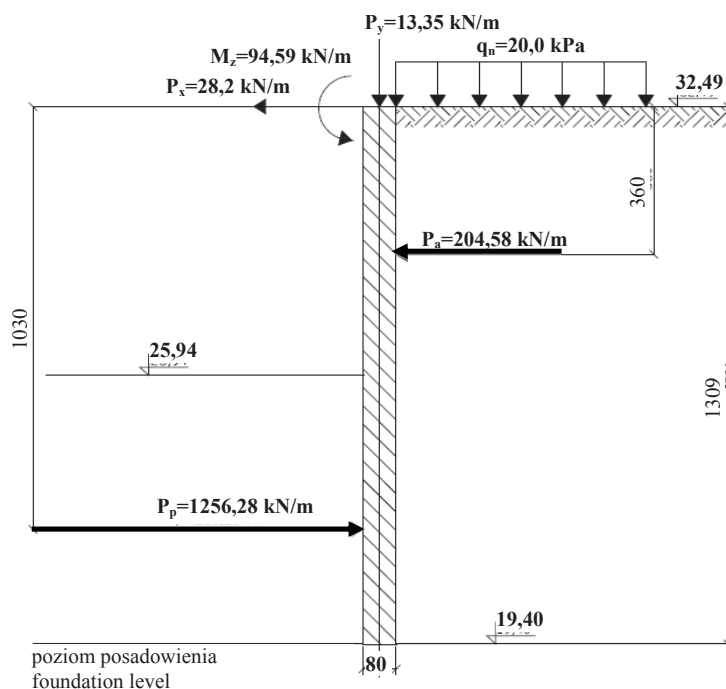
FIGURE 1. The S8 motorway excavation – work on the implementation of the base plate (motorway S8 – Radio region): a – scheme, b – view

wykopu do poziomu posadowienia płyty dennej. Natomiast nie została jeszcze wykonana płyta fundamentowa, która stanowi element rozpięający ściany szczelinowe.

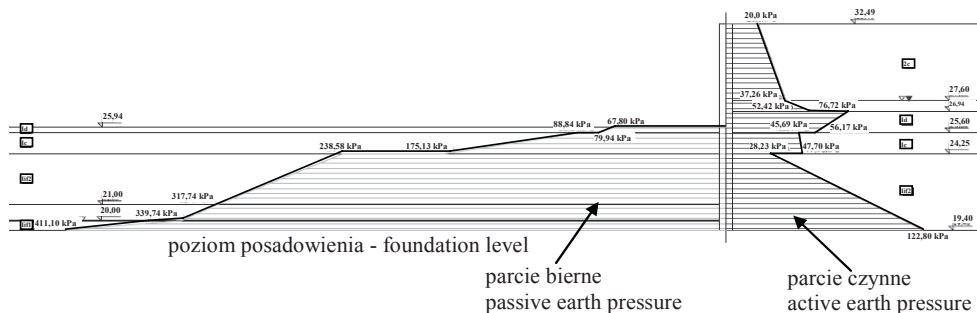
Do obliczeń przyjęto obciążenia ściany w postaci: parcia gruntu, parcia wody, obciążenia naziomu o wartości obliczeniowej 20 kPa oraz obciążenia od wieńca: $P_x = -28,2 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, $P_y = -13,35 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, $M_z = -94,59 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$. Na rozpatrywanym odcinku zastosowano iniekcyjne kotwy gruntowe (bez wstępnego naprężania) długości 20 m, nośności $F_k = 600 \text{ kN}$ i rozstawie w poziomie 1,5 m. Nośność kotew została dobrana przez wykonawcę, według obliczeń projektanta, na siłę reakcji równą $A-0 = 381,9$

$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$. Poziom zakotwienia ustalono na rzędnej 31,00 m n. „0” Wisły (rys. 1). Wykonana przesłona przeciwfiltacyjna ma grubość 1 m, natomiast jej spód znajduje się na rzędnej 20,00 m n. „0” Wisły. Do obliczeń przyjęto ciężar objętościowy $\gamma_p = 22 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ (dane według projektanta, rys. 1). Wymiary ściany szczelinowej: $B_s = 0,80 \text{ m}$, $L_s = 20,0 \text{ m}$, $H_s = 13,09 \text{ m}$.

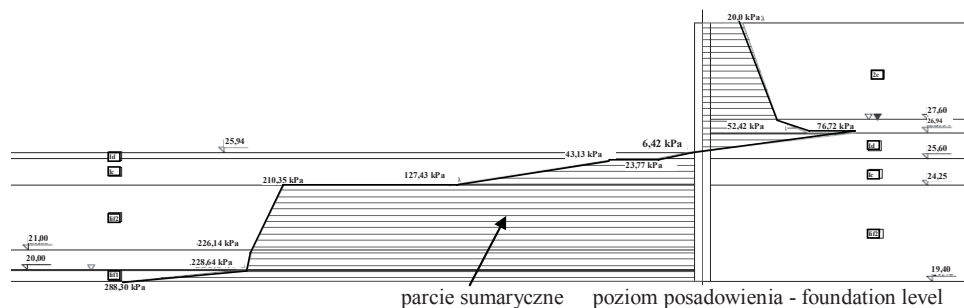
Schemat obliczeniowy przedstawiono na rysunku 1a, obliczeniowe wartości oraz położenia sił wypadkowych – na rysunkach 2–4, w tym wartości i położenie wypadkowych sił jednostkowego parcia gruntu na rysunkach 3 i 4, natomiast wartości t_i (obliczeniowe wartości oporu tarcia) przyjęto z Wytycznych projektowania... (1980).



RYSUNEK 2. Obciążenia działające na konstrukcję ścian szczelinowych (Stolc 2010)
 FIGURE 2. The loads acting on the construction of diaphragm walls



RYSUNEK 3. Wykres parcia czynnego i biernego gruntu (Stolc 2010)
 FIGURE 3. Chart of the active and passive earth pressure



RYSUNEK. 4. Wykres obliczeniowego parcia gruntu (Stolc 2010)
 FIGURE 4. Chart of design earth pressure

Wyniki i dyskusja

Stateczność konstrukcji na obrót (I stan graniczny)

Warunek obliczeniowy I stanu granicznego, dotyczący stateczności podłoża na wypieranie gruntu:

$$Q_r \leq mQ_f \quad [\text{kN}] \quad (1)$$

gdzie:

Q_r – obliczeniowa wartość obciążenia [kN],

m – współczynnik warunków pracy, przyjmowany w tym przypadku jako równy 0,9,

Q_f – graniczny opór podłoża [kN].

Wartości obliczeniowe obciążeń określono z zależności (PN-82/B-02000):

$$Q_r = \gamma_f Q_n \quad [\text{kN}] \quad (2)$$

gdzie:

γ_f – wartość współczynnika obciążenia [–],

Q_n – wartość normowa obciążenia [kN].

Całkowite obciążenie podłoża gruntowego w poziomie posadowienia ściany szczelinowej wynika z ciężaru konstrukcji oraz obciążenia pionowego. Konstrukcja ściany szczelinowej jest obciążona na całej długości obciążeniem technologicznym wieńca $P_x = 13,35 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$.

Ciążar konstrukcji:

$$Q_{nl} = \gamma_b V_s \quad [\text{kN}] \quad (3)$$

gdzie:

γ_b – ciężar objętościowy betonu (w przypadku betonu zbrojonego $\gamma_b = 25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$),

V_s – objętość ściany $[\text{m}^3]$

$$V_s = B_s H_s L_s = 0,8 \cdot 13,09 \cdot 20 = 209,44 \text{ m}^3 \quad (4)$$

Wyniki obliczeń wartości oporu tarcia, t_i [kPa], dla odcinka „Radiowo –

droga ekspresowa S8” oraz sprawdzenia warunku stateczności podłoża na wypięranie gruntu zamieszczono w tabelach 1a i 1b (Wytyczne projektowania... 1980, PN-83/B-02482).

W przypadku sprawdzania stateczności ściany oporowej ze względu na możliwość obrotu względem krawędzi podstawy fundamentu powinien być spełniony warunek (PN-83/B-03010):

$$M_{or} \leq m_0 M_{uf} \quad (5)$$

TABELA 1a. Obliczeniowe wartości oporu tarcia, t_i [kPa] (Wytyczne projektowania... 1980)

TABLE 1a. Design values of frictional resistance, t_i [kPa]

Głębokość Depth [m]	Grunty niespoiste Cohesionless soil			Grunty spoiste (piasek gliniasty, gliny, glina piaszczysta, glina pylasta) Cohesive soil (clayey sand, clay, sandy clay, silty clay)		
	żwirry i pospółki gravels and sand gravel mixture	piaski grube i średnie coarse and medium sand	piaski drobne i pylaste fine and silty sands	$I_L < 0$	$0 < I_L \leq 0,25$	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	360	260	190	150	110	50
2	490	370	270	240	180	110
4	630	490	370	330	250	180
6	700	540	410	390	320	220
8	760	580	450	420	350	260
10	780	610	470	460	390	300
12	800	630	480	480	410	310
14	830	650	500	490	430	320
15	840	660	500	500	440	330

Uwaga / Note:

Należy przyjmować / We must assumed:

- dla pyłów wartości t_i podane w kolumnie 6 / for silts of t_i given in column 6,
- dla glin zwięzłych i ilów (zależnie od I_L) wartości podane w kolumnach 5–7, zmniejszone o 25% for clays and stiff silty clays (depending on the I_L) values given in columns 5–7, reduced by 25%
- dla wartości $0,50 < I_L \leq 0,75$ wartości t_i zmniejszone o 50%, a dla $I_L > 0,75$ – równe zero / for the values of $0,50 < I_L \leq 0,75$ t_i values reduced by 50%, while $I_L > 0,75$ – equal to zero,
- przy pośrednich głębokościach wartości t_i można obliczać metodą interpolacji liniowej / at intermediate depths t_i can be calculated by linear interpolation.

TABELA 1b. Obliczeniowe wartości oporu tarcia, t_i [kPa] (Radiowo – droga ekspresowa S8) (Stolec 2010)

TABLE 1b. Design values of frictional resistance, t_i [kPa] (Radiowo – motorway S8)

Warstwa/ /rodzaj gruntu Layer/Soil type	Głębokość [m] Depth	Wartość I_L [-] I_L value	Powierzchnia ściany szczelinowej w obrębie i -tej warstwy gruntu A_i [m ²] Area within the diaphragm walls for the i -layer of the ground	t_i – obliczeniowa wartość oporu tarcia na powierzchniach bocznych ścian szczelinowej w i -tej warstwie gruntu [kPa] t_i – the design values of frictional resistance on the side surfaces of the diaphragm walls of the i -layer soil
Id	0,34	0,35	6,8	17
Ic	1,69	0,10	27,0	158
Iif1	4,94	p_d, p_π	65,0	389
p	5,94	< 0	20,0	388
Iif2	6,54	p_d	12,0	421

Uwaga / Note:

Wartość graniczna oporu podłoża w poziomie posadowienia przyjmuje postać (Wytyczne projektowania...1980) / Bearing capacity of subsoil at level of the foundation takes the form

$$Q_{\rho} = 28744,45 \text{ kN}$$

Opór tarcia między ścianami szczelinowymi a otaczającym go gruntem (PN-83/B-02482) / Frictional resistance between the diaphragm walls and surrounding soil

$$Q_{\rho} = 424,79 \text{ kN}$$

Graniczny opór podłoża / Bearing capacity of subsoil

$$Q_f = 29169,24 \text{ kN}$$

Sprawdzenie warunku stateczności podłoża na wypieranie gruntu / Verification of the uplift condition of stability:

$$Q_r = 6053,3 \text{ kN} \leq mQ_f = 26\,252,32 \text{ kN}$$

gdzie:

M_{or} – moment wszystkich sił obliczeniowych powodujących obrót ściany [kN·m],

M_{uf} – moment wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających obrotowi ściany [kN·m],

$m_0 = 0,8$ – w przypadku obciążenia naziomu $q \geq 10 \text{ kPa}$, $m_0 = 0,9$ – w pozostałych przypadkach.

Do obliczeń przyjęto siłę w poziomie zakotwienia równą: $F_k = \frac{600 \text{ kN}}{1,5 \text{ m}} = 400 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$. Dla sił utrzymujących

przyjęto współczynnik obciążenia równy 0,8, natomiast dla sił wywracających – równy 1,1. Obliczenia wykonano dla 1 m.b. ściany. Schemat do obliczeń przedstawiono na rysunku 2. Warunek został spełniony, zatem dla przyjętych wymiarów ścian szczelinowych nie ma zagrożenia wypierania gruntu z podłoża w poziomie posadowienia konstrukcji.

Obliczenia według Eurokodu 7 – stan graniczny równowagi

Stan graniczny równowagi (EQU) charakteryzuje stateczność konstrukcji

na obrót względem podstawy fundamentu. Warunek obliczeniowy:

$$M_{dst} \leq M_{stb} \quad (6)$$

gdzie:

M_{dst} – moment destabilizujący [$\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$],
 M_{stb} – moment stabilizujący [$\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$].

Współczynniki częściowe do sprawdzenia stanu granicznego równowagi przyjęto według DA1 (PN-EN 1991, EN 1997, Smith 2009). Obliczenia przeprowadzono według podejścia projektowego DA1 (PN-EN 1991, Smith 2009).

Schemat obciążeń działających na konstrukcję, wyznaczonych dla kombinacji 1 (DA1 : C1), przedstawiono na rysunku 5a. Schemat obciążeń działających na konstrukcję, wyznaczonych dla kombinacji 2 (DA1 : C2), przedstawiono na rysunku 5b. Całkowite poziome obciążenie konstrukcji wywołuje przesunięcie ściany w kierunku poziomym (obliczenia dla całej długości ściany $L_s = 20$ m).

Wartości obliczeniowe sił od obciążenia wieńcem:

$$P_{xd} = P_x \gamma_{G;dst} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}]$$

$$M_{zd} = M_z \gamma_{G;dst} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (7)$$

$$P_{yd} = P_y \gamma_{G;stb} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}]$$

Wartość obliczeniowa siły od obciążenia ciężarem ściany:

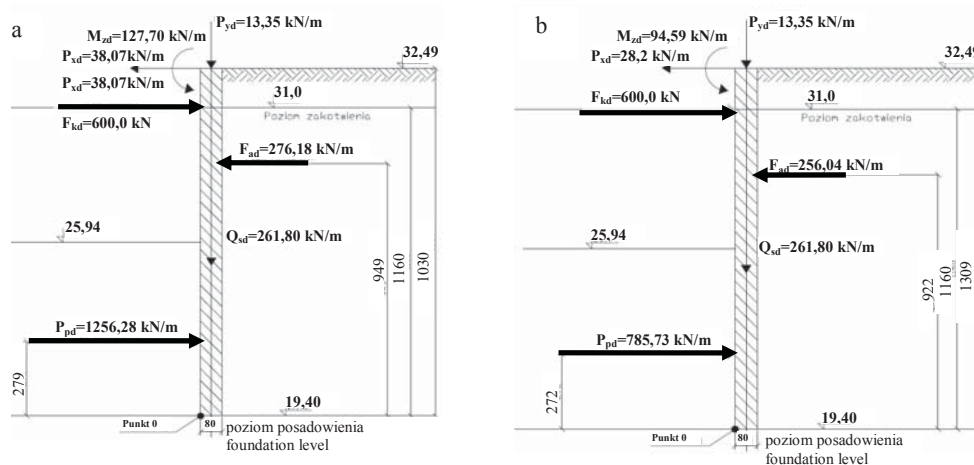
$$Q_{sd} = Q_s \gamma_{G;stb} \quad [\text{kN}] \quad (8)$$

Wartość obliczeniowa nośności kotwy:

$$F_{kd} = F_k \gamma_{G;stb} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (9)$$

Moment destabilizujący:

$$\begin{aligned} M_{dst} &= M_{zd} + P_{xd} \cdot 13,09 + P_{ad} \cdot 9,22 = \\ &= 104,05 + 31,02 \cdot 13,09 + 281,64 \cdot 9,22 = \\ &= 3106,82 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1} \end{aligned} \quad (10)$$



RYSUNEK 5. Schemat obliczeniowy dla stanu granicznego GEO – kombinacja: a – DA1 : C1, b – DA1 : C2

FIGURE 5. Scheme for calculating the ultimate limit state GEO – combination: a – DA1 : C1, b – DA1 : C2

Moment stabilizujący:

$$M_{stb} = P_{yd} \cdot 0,4 + F_{kd} \cdot 11,60 + Q_{sd} \cdot 0,4 + P_{pd} \cdot 2,80 = 12,02 \cdot 0,4 + 360,0 \cdot 11,60 + 235,62 \cdot 0,4 + 707,16 \cdot 2,72 = 6198,53 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1} \quad (11)$$

Warunek stanu granicznego równowagi (EQU) został spełniony:

$$M_{dst} = 3106,82 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1} < M_{stb} = 6198,53 \text{ kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1} \quad (12)$$

Współczynnik bezpieczeństwa wynosi:

$$\Gamma = \frac{M_{stb}}{M_{dst}} = \frac{6198,53}{3106,82} = 2,0 \quad (13)$$

Kombinacja 1 (A1+M1+R1), (DA1:C2)

Wartości współczynników częściowych przyjęto zgodnie z EC 7: $\gamma_{G,dst} = 1,35$, $\gamma_{G,stb} = 1,0$, $\gamma_{\phi} = 1,0$, $\gamma_{c'} = 1,0$, $\gamma_{R,v} = 1,0$, $\gamma_{R,b} = 1,0$, $\gamma_{\gamma} = 1,0$.

Wartości charakterystyczne wypadkowych sił parcia czynnego i biernego wynoszą odpowiednio $P_a = 204,58 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, $P_p = 1256,28 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, a wartość obliczeniowa ciężaru konstrukcji, wartość obliczeniowa nośności kotwy oraz wartości obliczeniowe sił od obciążenia wieńcem uzyskano na podstawie wzorów (3), (8) i (9).

Kombinacja 2 (DA1:C2), (A2"+M2"+R1)

Obliczenia w tym przypadku wyglądają tak samo jak dla kombinacji 1. Różnica polega na przyjęciu innych współczynników częściowych: $\gamma_{G,dst} = 1,0$, $\gamma_{G,stb} = 1,0$, $\gamma_{\phi} = 1,25$, $\gamma_{c'} = 1,25$, $\gamma_{R,v} = 1,0$, $\gamma_{R,b} = 1,0$, $\gamma_{\gamma} = 1,0$.

Współczynniki częściowe dla parametrów geotechnicznych mają takie same wartości jak w przypadku obliczeń według stanu granicznego EQU.

Całkowite poziome obciążenie konstrukcji (Rh,d), wywołujące przesunięcie (obliczenia dla całej długości ściany $L_s = 20 \text{ m}$), wynosi:

$$R_{h,d} = (P_{xd}L_s + P_{ad}L_s)\gamma_{R,b} = (38,07 \cdot 20,0 + 276,18 \cdot 20,0) \cdot 1,0 = 6285,25 \text{ kN} \quad (14)$$

Posumowanie i wnioski

Obliczenia przeprowadzone metodą analityczną według polskich norm wykazało, że wszystkie rozpatrywane warunki nośności podłoża gruntowego zostały spełnione z dużym zapasem bezpieczeństwa. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi 4,37 dla PN ($mQ_f/Q_r = 4,37$). Warunki stateczności konstrukcji na obrót również zostały spełnione z zachowaniem dużego bezpieczeństwa. Współczynniki bezpieczeństwa osiągają wartość: 2,0 dla PN ($m_0M_{uf}/M_{0r} = 2,0$). Obecnie trwają jeszcze roboty budowlane na rozpatrywanym obiekcie i kotwy gruntowe nie zostały zdemonstrowane. Nie ma również wykonanych pomiarów przemieszczeń konstrukcji.

Obliczenia przeprowadzone metodą analityczną według Eurokodu 7 wykazało, że wszystkie rozpatrywane warunki nośności podłoża gruntowego zostały spełnione z dużym zapasem bezpieczeństwa. Analizując uzyskane wyniki, można stwierdzić, że wartości nośności podłoża obliczone według założeń Eurokodu 7 są większe. Jedyne w przypadku obliczeń stanu granicznego GEO dla kombinacji drugiej (Eurokod 7)

uzyskano zbliżone wyniki do obliczonych zgodnie z normami polskimi. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi $\Gamma = 4,58$ dla EC7. W przypadku kombinacji pierwszej dla stanu granicznego GEO współczynnik bezpieczeństwa wynosi aż $\Gamma = 7,24$. Warunki stateczności konstrukcji na obrót również zostały spełnione z zachowaniem dużego bezpieczeństwa. Jednak różnice w wynikach uzyskanych przy zastosowaniu Eurokodu 7 i polskich norm nie są tu tak znaczne. Współczynniki bezpieczeństwa dla stanu granicznego EQU osiągają: $\Gamma = 2,54$ dla kombinacji 1 i $\Gamma = 2,44$ dla kombinacji 2.

Przy wymiarowaniu konstrukcji oporowych zalecane jest stosowanie kombinacji 2 dla podejścia DA1. Mniejsze wartości nośności podłoża gruntowego wymagają od projektanta zastosowania odpowiednich rozwiązań, zapewniających bezpieczeństwo projektowanej konstrukcji na określonym poziomie.

Z powyższego artukułu można wyciągnąć następujące wnioski:

1. Droga ekspresowa S8 – trasy Armii Krajowej przebiega przez obszary miejskie o gęstej zabudowie. W celu ograniczenia jej wpływu na otaczające środowisko, zarówno w czasie realizacji, jak i w okresie eksploatacji, zdecydowano się na przeprowadzenie drogi poniżej powierzchni terenu, w otwartym tunelu, którego obudowę stanowią ściany szczelinowe połączone z płytą denną.

2. W podłożu zalegają grunty piaszczyste o dużym współczynniku wodoprzepuszczalności. Woda gruntowa zalega powyżej poziomu projektowanej nawierzchni drogowej. Dlatego zdecydowano się na uszczelnienie podłoża pod płytą fundamentową za pomocą iniekcji strumieniowej. Przesłona przeciwfil-

tracyjna wykonana metodą jet-grouting zabezpiecza nawierzchnię drogową trasy S8 przed napływem wody gruntowej oraz stanowi dodatkowy element rozpie-rający ściany szczelinowe. Rozwiązanie takie okazało się jedyną alternatywą dla tradycyjnych metod odwadniania wykopów. Czynnikiem decydującym o wyborze iniekcji strumieniowej był fakt, że droga przebiega w bliskim sąsiedztwie obiektów mieszkalnych i handlowych. Ewentualne obniżenie zwierciadła wody mogło zagrozić bezpieczeństwu budynków i wywołać ich nadmierne osiadania.

3. Na podstawie przeprowadzonej analizy nośności podłoża gruntowego oraz stateczności ścian szczelinowych na możliwość obrotu względem krawędzi podstawy stwierdzono, że konstrukcja została zaprojektowana z zachowaniem wysokich współczynników bezpieczeństwa.

4. Wartości przemieszczeń ściany w poziomie posadowienia są minimalne. Nie stwierdzono możliwości nadmiernego osiadania ścian szczelinowych.

5. Występujące w podłożu gruntowym piaski, o stopniu zagęszczenia $I_d = 0,7$, stanowią dobrą podstawę do posadowienia ścian szczelinowych.

Literatura

- EN 1997-1 Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1. General Rules. CEN, Brussels.
- GRABOWSKI Z., PISARCZYK S., OBRYSKI M. 2005: Fundamentowanie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- GRZEGORZEWICZ K. 2005: Projektowanie i wykonywanie ścian szczelinowych. *Geoinżynieria Drogi, Mosty, Tunele*, 03.

- JAROMINIAK A. 1999: Lekkie konstrukcje oporowe. WKiŁ, Warszawa.
- KŁOSIŃSKI B., SIEMIŃSKA-LEWANDOWSKA A., SZYM CZUK D. 1991: Wytyczne projektowania ścian szczelinowych – wersja ankietowa rozszerzona. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa.
- PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- PN-83/B-02482 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję.
- Projekt architektoniczno-budowlany 2006. Konstrukcje z betonu zbrojonego. Droga ekspresowa S8 – Trasa Armii Krajowej od węzła „Konotopa” do węzła „Prymasa Tysiąclecia”. Odcinek „B” od km 7+420 do km 11+477,07. Część druga – Rejon ulicy Radiowej. Profil. Grupa ARCADIS Polska, Warszawa.
- Projekt uszczelnienia gruntu pod wykopem metodą iniekcji strumieniowej na budowie drogi ekspresowej S8 2008. Trasa Armii Krajowej od węzła „Konotopa” do węzła „Prymasa Tysiąclecia”. Odcinek Radiowa od km 8+400 do km 9+305. Keller Polska Sp. z o.o. Specjalistyczne techniki fundamentowania. Ożarów Mazowiecki.
- SIEMIŃSKA-LEWANDOWSKA A. 2006: Projektowanie ścian głębokich wykopów – teoria i praktyka. *Geoinżynieria Drog, Mosty, Tunele* 02.
- SMITH I. 2009: Smith's Elements of Soil Mechanics. Blackwell Publishing, Oxford, UK.
- STOLC Ł. 2010: Ocena zachowania się obudowy głębokiego wykopu na przykładzie trasy S8. Praca magisterska. SGGW, Warszawa.
- Wytyczne projektowania i wykonywania fundamentów szczelinowych 1980. Instrukcja 230 Instytutu Techniki Budowlanej Warszawa.

Summary

Verification of diaphragm walls stability in S8 motorway. This paper presents an example of using diaphragm walls as retaining structures, which constitutes the security excavation for the motorway S8. The design differs from the methods used for retaining walls or classic piling. An analysis of the stability of the deep trench along the motorway S8 – “Armia Krajowa” in Warsaw was carried out. We used the method of calculation proposed in the Polish Standards of practice and according to Eurocode 7. Taking into account the successive phases of the investment, we estimated the internal forces which occur in diaphragm walls.

Authors' address:

Simon Rabarjoely, Łukasz Stolec
 Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
 Katedra Geoinżynierii
 ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa
 Poland
 e-mail: simon_rabarjoely@sggw.pl