

Problematyka zabezpieczenia głębokiego wykopu w iłach formacji poznańskiej

Mgr inż. Tomasz Szymański, mgr inż. Anna Derbot-Kostrzewa, mgr inż. Monika Konarska
Aarsleff Sp. z o.o.

Wraz z rozwojem gospodarczym społeczeństwa idzie rozwój miast. Inwestorzy sięgają po nowe, niezagospodarowane niegdyś tereny lub zmieniają funkcję już zagospodarowanych działek. Wkroczenie na niegdyś użytkowane tereny w miastach wiąże się z bliskim sąsiedztwem istniejącej zabudowy, nierzadko podlegającej ochronie konserwatorskiej. Przykładem inwestycji polegającej na ponownym zagospodarowaniu terenów przemysłowych jest inwestycja zrealizowana w centrum Bydgoszczy. W sąsiedztwie Opery Nova, w kwartale ulic Focha, Marcinkowskiego, Obrońców Bydgoszczy i Warmińskiego, zaprojektowano kompleks budynków mieszkalno-usługowych. Zadaniem firmy Aarsleff Sp. z o.o. było zaprojektowanie i wykonanie zabezpieczenia wykopu pod część podziemną budynku do pierwszego etapu inwestycji. Podczas projektowania zabezpieczenia wykopu należało uwzględnić bliskie sąsiedztwo trzech historycznych budynków. Istniejące obiekty to zespół budynków przemysłowo-biurowych przy ul. Marcinkowskiego 6, budynek mieszkalny przy ul. Marcinkowskiego 8 oraz budynek kamienicy usytuowany przy ul. Obrońców Bydgoszczy 11. Najstarszy z nich datuje się na koniec XVIII wieku. Te trzy obiekty znajdują się w gminnej ewidencji zabytków miasta Bydgoszcz, co dodatkowo zwiększało złożoność i powagę zadania.

Budowa geologiczna szczegółowo opisana w Dokumentacji Badań Podłoża Gruntowego [2] wykazała, że w podłożu zalegają warstwy iłu serii poznańskiej, których wytrzymałość może się różnić w zależności od kierunku przyłożonego obciążenia. We wschodniej części wykopu strop iłu wypiętrza się do powierzchni terenu, z związku z tym projektowane ściany oporowe będą zagłębione głównie w iłach, a oddziałujące na ścianę

siły będą zależeć od właściwości tej warstwy. Aby możliwe było bezpieczne i ekonomiczne zaprojektowanie obudowy wykopu, Projektant firmy Aarsleff zalecił wykonanie programu badań gruntowych, które uwzględniałyby anizotropię wytrzymałości iłu.

OPIS PROJEKTOWANEJ KONSTRUKCJI

Projektowane rozwiązanie zabezpieczenia wykopu podzielono na dwa etapy realizacji. Podział wynikał z różnych głębokości posadowienia budynku.

W 1. etapie planowano zrealizować część budynku z dwukondygnacyjnym garażem podziemnym. Płytę fundamentową posadowiono na warstwie nawodnionych piasków średnich i drobnych, a poziom zwierciadła wody gruntowej znajdował się na około $2,7 \div 3,0$ m powyżej rzędnej spodu płyty fundamentowej. W południowo – zachodnim narożniku wykopu zlokalizowany był budynek mieszkalny, którego stan techniczny nie mógł ulec pogorszeniu w wyniku oddziaływania realizowanego wykopu. Aby spełnić wymogi ograniczenia dopływu wody gruntowej do wykopu oraz ochrony sąsiedniej zabudowy, zaprojektowano zabezpieczenie wykopu etapu 1. w dwóch technologiach (rys. 1) [1]:

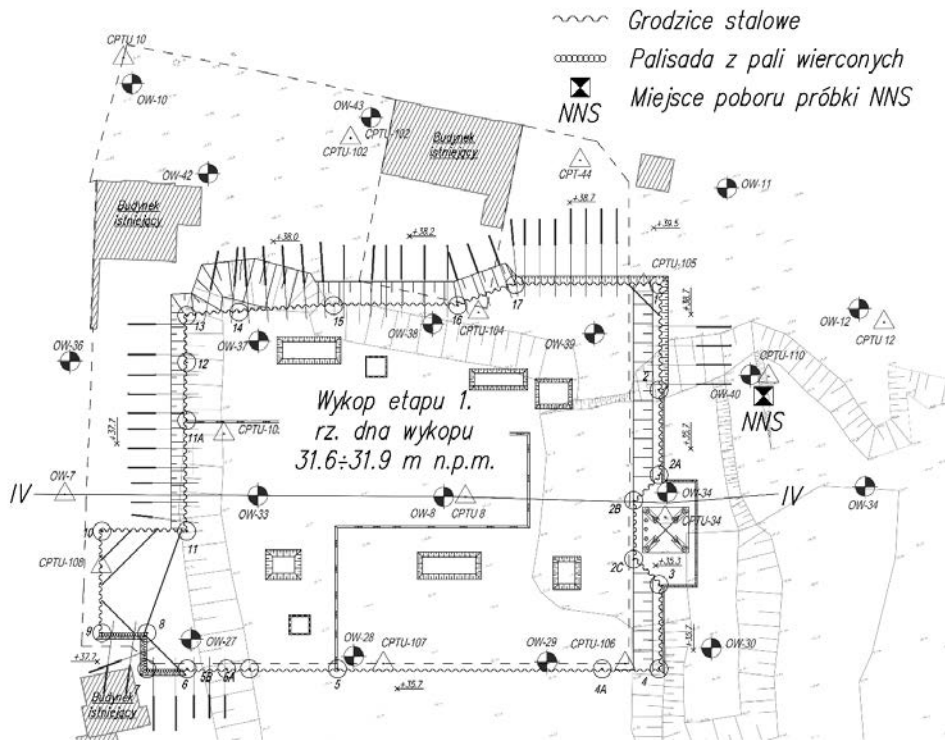
1. Ściany z grodzic stalowych zagłębionych w warstwie iłu. Ściany o schematach statycznych wspornikowym lub podparym w jednym poziomie za pomocą kotew gruntowych lub rozpór rurowych. Grodzice stalowe instalowane w gruncie metodą wibracyjną, natomiast w rejonie

istniejącej zabudowy grodzice instalowane metodą statycznego wciskania w grunt.

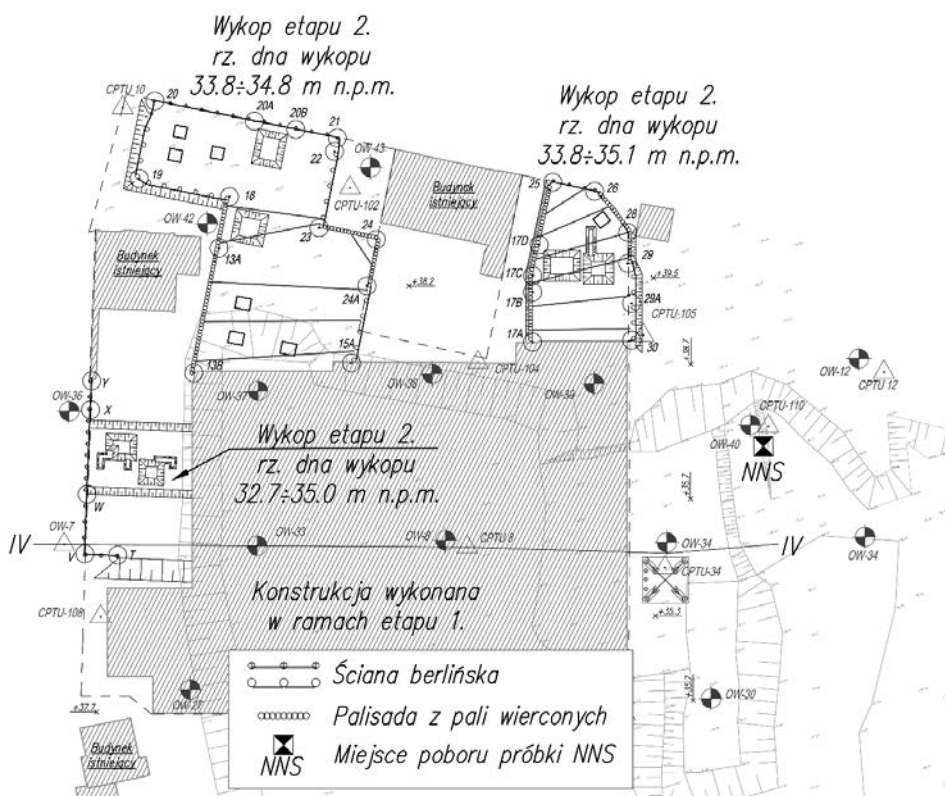
- Palisady z zacinających się pali wierconych zagłębionych w warstwie iłu. Ściana podparta w dwóch poziomach: za pomocą rozpór oraz za pomocą kotew gruntowych. Palisadę zaprojektowano w sąsiedztwie istniejącego budyn-

ku, gdzie wymagana była bezwibracyjna metoda instalacji ściany i wysoka sztywność obudowy wykopu.

Z kolei w 2. etapie zrealizowano część budynku zagłębioną w gruncie na jedną kondygnację. Płyta fundamentowa została posadowiona powyżej zwierciadła wody gruntowej, co nie stawiło wymogu szczelności obudowy wykopu. Części budynku



Rys. 1. Rzut zabezpieczenia wykopu etapu 1. [1, 2, 3]



Rys. 2. Rzut zabezpieczenia wykopu etapu 2. [1, 2, 3]

realizowane w etapie 2. zlokalizowano w bezpośrednim sąsiedztwie fundamentów istniejących budynków, co wymusiło wykonanie obudowy wykopu, która cechuje się możliwie wysoką sztywnością. Zabezpieczenie wykopu do etapu 2. realizacji budynku wykonano w dwóch technologiach [1]:

1. Palisady z zacinających się pali wierconych. Palisadę zastosowano na odcinkach, gdzie w strefie bezpośrednich oddziaływań wykopu znajdowały się istniejące budynki. Ściany podpierane w jednym poziomie rozporami rurowymi.
2. Ściany berlińskiej z pali wierconych. Ściany o schematach statycznych wspornikowym lub podpartych w jednym poziomie za pomocą rozpór rurowych. Obudowę berlińską zastosowano jako ekonomiczną alternatywę w rejonach, gdzie nie postawiono szczególnych wymagań dotyczących ograniczenia przemieszczeń naziomu oraz ograniczenia dopływu wody do wykopu.

WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Na podstawie wykonanych badań polowych stwierdzono występowanie w podłożu utworów czwartorzędowych (holocen, plejstocen) i neogeńskich (mio-pliocen) [2, 3]. Utwory czwartorzędowe, holocenne, występują w postaci nasypów niekontrolowanych reprezentowanych przez piaski drobne, piaski średnie

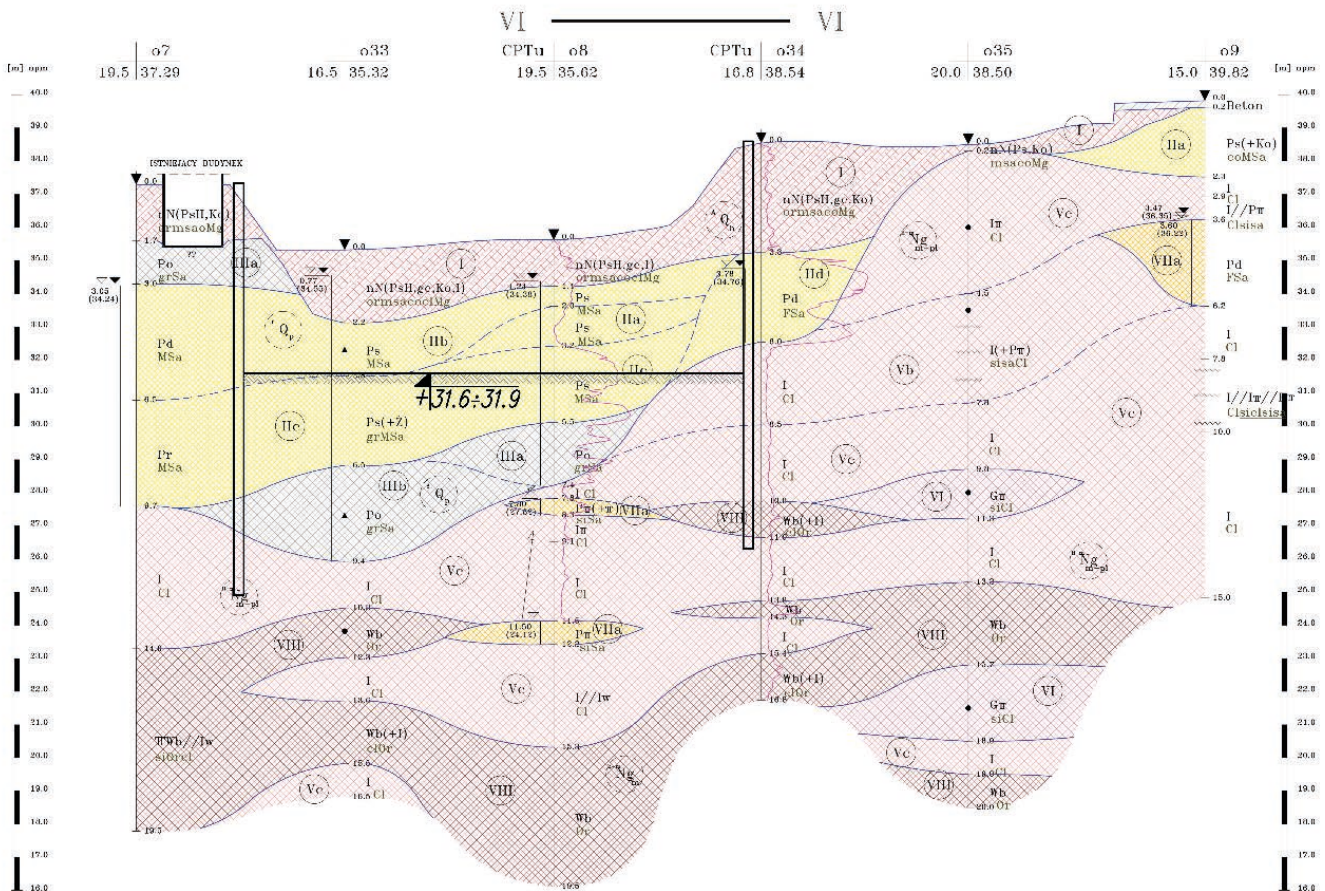
i piaski grube z domieszkami gruzu ceglanego, kamieni i żużlu. Utwory wieku plejstoceneskiego reprezentowane są przez piaski drobne, piaski średnie, lokalnie z domieszką kamieni, o stopniu zagęszczenia I_D w zakresie $0,25 \div 0,85$, oraz pospółki o stopniu zagęszczenia I_D w zakresie $0,52 \div 0,85$.

Z kolei utwory neogeńskie, wieku mio-plioceneskiego występują w postaci ilów, ilów pylastych oraz ilów przewarstwionych węglem brunatnym. Grunty ilaste charakteryzują się stopniem plastyczności I_L w zakresie $0,01 \div 0,13$ ($I_C = 0,99 \div 0,87$).

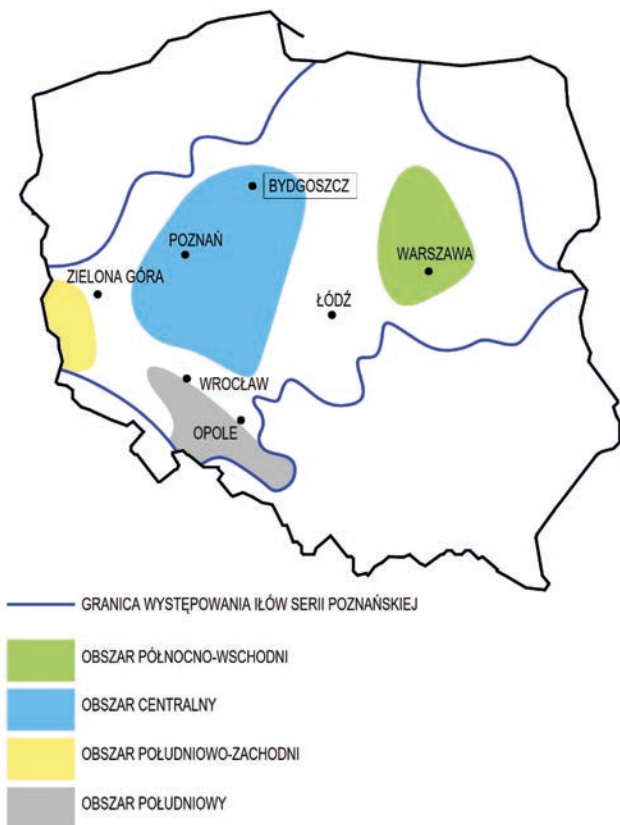
Na terenie projektowanej inwestycji, w rejonie ograniczonym zabezpieczeniem wykopu, na przeważającym obszarze na powierzchni terenu występują warstwy nasypów niekontrolowanych. Poniżej występują nawodnione grunty piaszczyste, podścielone gruntami ilastymi, które stanowią naturalną barierę dla wody gruntowej. We wschodniej części wykopu obserwuje się wypiętrzenie stropu gruntów ilastych pod spąg nasypów niekontrolowanych lub bezpośrednio na powierzchnię terenu, co ilustruje przekrój VI – VI (rys. 3). Przekrój obrazuje warunki geotechniczne w wykopie etapu 1.

PROBLEMATYKA PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI OPOROWYCH W IŁACH POZNAŃSKICH

Iły mio-plioceneskie zwane są również *iłami poznańskimi* lub *iłami serii poznańskiej*. Występują na obszarze większym



Rys. 3. Przekrój geotechniczny VI – VI [2]



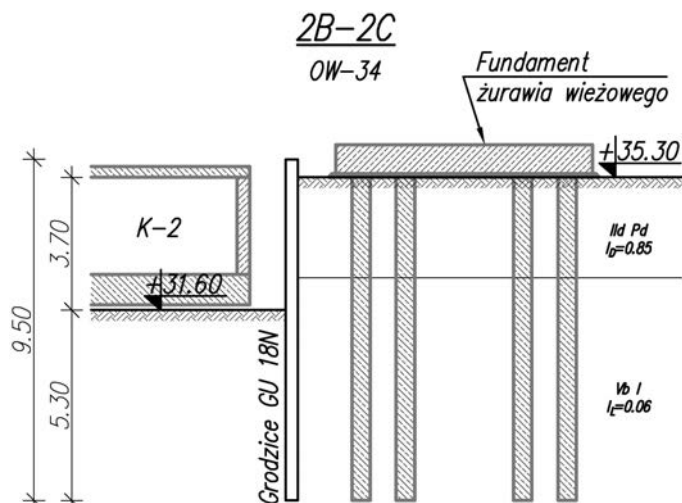
Rys. 4. Występowanie iłów poznańskich na terenie Polski

niż połowa powierzchni Polski, w szerokim pasie od południowo-zachodnich województw (opolskie, dolnośląskie, południe lubuskiego) – do województw mazowieckiego i warmińsko-mazurskiego. Na uwagę zasługuje wyróżnienie czterech obszarów, w których iły serii poznańskiej występują płytko pod utworami czwartorzędowymi lub bezpośrednio na powierzchni terenu (rys. 4):

1. Obszar północno-wschodni;
2. Obszar centralny (omawiany rejon miasta Bydgoszcz);
3. Obszar południowo-zachodni;
4. Obszar południowy.

Są to grunty, dla których charakterystyczna jest tekstura brekcjowa o gęstym i chaotycznym złuskowaniu, zlustrowaniu lub drobnym spękaniu powstałym w czasie zlodowaceń pod wpływem zamarzania i odmarzania oraz nacisku lodowca [5]. Wymienione cechy struktury iłów poznańskich sprawiają, że mogą występować w nich powierzchnie o obniżonej wytrzymałości. Powierzchnie osłabień występują zgodnie z orientacją maksymalnych naprężeń ścinających, które przenosił grunt w swojej historii [4]. Zatem można stwierdzić, że iły mio-plioceńskie wykazują się anizotropią wytrzymałości.

Konstrukcje oporowe zagłębione w gruncie utrzymują swoją stateczność dzięki równowadze między parciem czynnym e_a (siła destabilizująca) a parciem biernym e_b (siła stabilizująca). Wartości parcia czynnego e_a i biernego e_b zależą od wytrzymałości gruntu. Parcie czynne jest odwrotnie proporcjonalne do wytrzymałości gruntu, a parcie biernie jest wprost proporcjonalne do wytrzymałości gruntu. Zatem błąd w oszacowaniu wytrzy-



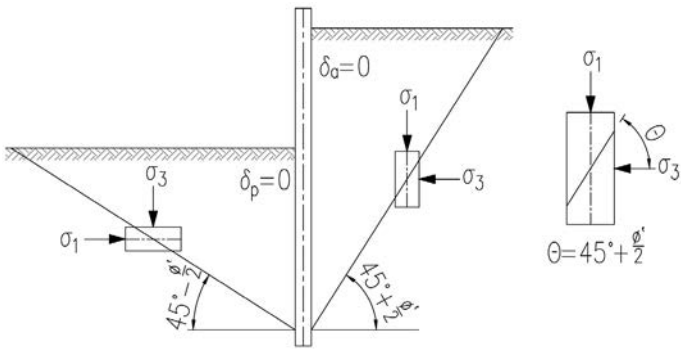
Rys. 5. Przekrój przez zabezpieczenie wykopu na odcinku 2B-2C

małości gruntu, na przykład przyjęcie dla gruntu zbyt wysokich wartości parametrów kąta tarcia wewnętrznego ϕ i spójności c , może spowodować, że na konstrukcję będzie działać parcie czynne o wyższej wartości, a wartość parcia biernego będzie niższa od zakładanej na etapie projektu. W konsekwencji zachodzi ryzyko przekroczenia stanów granicznych zaprojektowanej ściany oporowej.

W niniejszym artykule omówiono problematykę projektowania zagłębionej w gruncie ściany oporowej w gruntach ilastych na przykładzie wspomnianego odcinka ściany zabezpieczenia wykopu. We wschodniej części wykopu strop gruntów ilastych wypiętrza się ku powierzchni. Na analizowanym odcinku zabezpieczenia wykopu 2B-2C, po stronie naziomu występują grunty nasypowe, poniżej warstwa średnio zagęszczonych piasków średnich, a najgłębiej położona jest warstwa twardoplastycznych iłów (rys. 5). Po wykonaniu wykopu, po stronie biernej, ściana z grodzic stalowych w całości zagłębiona będzie w warstwie iłów.

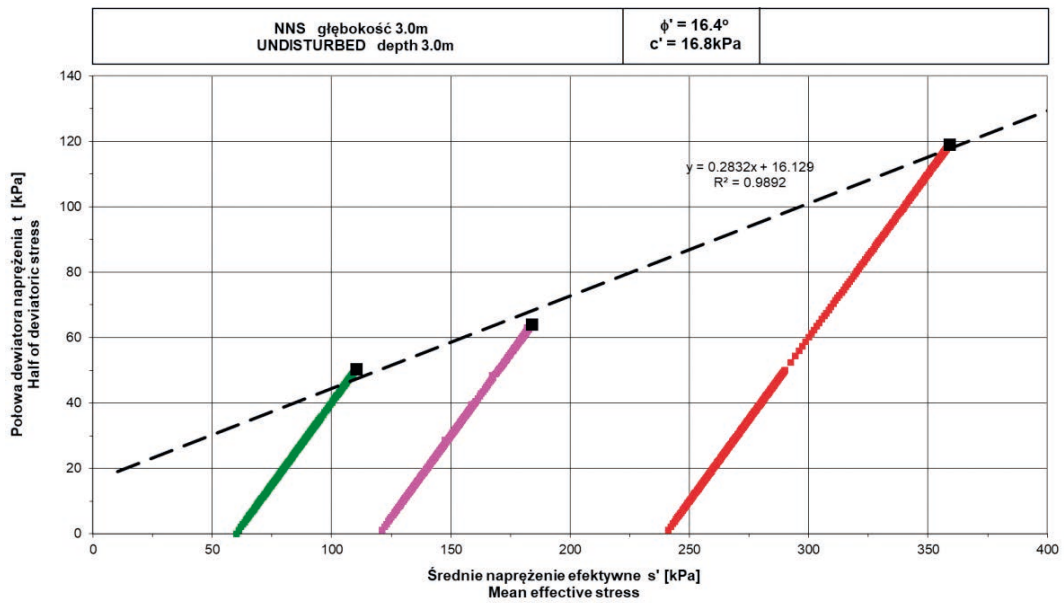
Ze względu na fakt, że zarówno parcie czynne e_a , jak i parcie biernie e_b , będą rozwijały się w warstwie iłu, podjęto próbę określenia, czy w gruncie występuje różnica parametrów wytrzymałościowych gruntu zależna od kierunków obciążenia. W tym celu wykonano badania próbek iłu w aparacie trójosiowym z odpływem i konsolidacją TX CID dla dwóch serii próbek. W podejściu do badań wytrzymałości gruntu skorzystano z doświadczeń opisanych w pracy [7], w której opisano zalecenia dotyczące doboru parametrów wytrzymałościowych gruntów spoistych o dających się rozpoznać makroskopowo laminacjach.

Punktem wyjścia do wyznaczenia kierunków obciążenia, zgodnie z którymi należy obciążyć próbki gruntu poszczególnych serii, było kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra. Zgodnie z nim kąt nachylenia płaszczyzny ścienia próbki gruntu względem kierunku naprężenia σ_3 wynosi $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$. Przy założeniu płaskiej powierzchni poślizgu przed i za ścianą oporową oraz braku występowania tarcia między ścianą oporową a gruntem ($\delta = 0$) kierunki naprężeń głównych σ_1 i σ_3 są znane i względem powierzchni poślizgu wiąże je kąt θ , zgodnie z rys. 6.

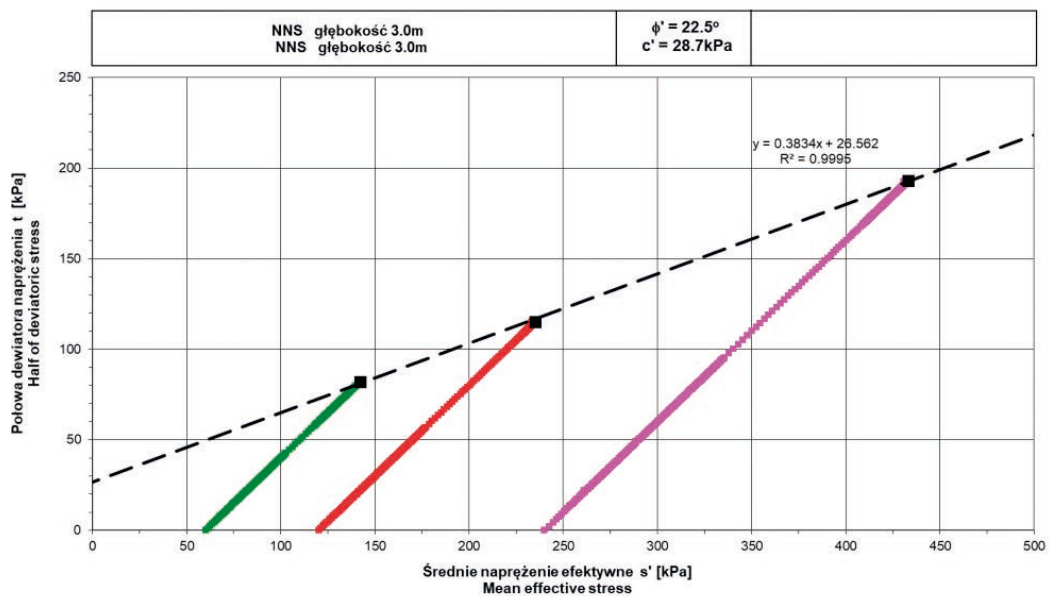


Rys. 6 Orientacja naprężeń głównych względem płaszczyzn poślizgu oraz w próbce gruntu badanej w aparacie trójosiowym

Rys. 7. Pobór blokowych próbek gruntu z dna wykopu badawczego [3]



Rys. 8. Wyniki badań w aparacie trójosiowym TX CID serii V [3]



Rys. 9. Wyniki badań w aparacie trójosiowym TX CID serii H [3]

Aby możliwe było wykonanie badań trójosiowych i wyznaczenie parametrów gruntu do projektowania przed wykonywaniem właściwych robót budowlanych, próbki do badań pobrano z dna wykopu badawczego o głębokości 3,0 m wykonanego w rejonie, gdzie zgodnie z przekrojami geologicznymi strop warstwy iltu wznosi się pod powierzchnię terenu. Pobór próbek i widok wykopu badawczego przedstawiono na rys. 7. W aparacie trójosiowym wykonano dwie serie badań: seria V (po 3 próbki) i seria H (po 3 próbki). W serii V oś walca próbki gruntu pokrywała się z kierunkiem działania przykładanego naprężenia σ_1 . Z kolei próbki serii H musiały zostać obrócone w aparacie o 90°, aby oś walca próbki pokrywała się z kierunkiem przykładanego naprężenia σ_1 (rys. 6).

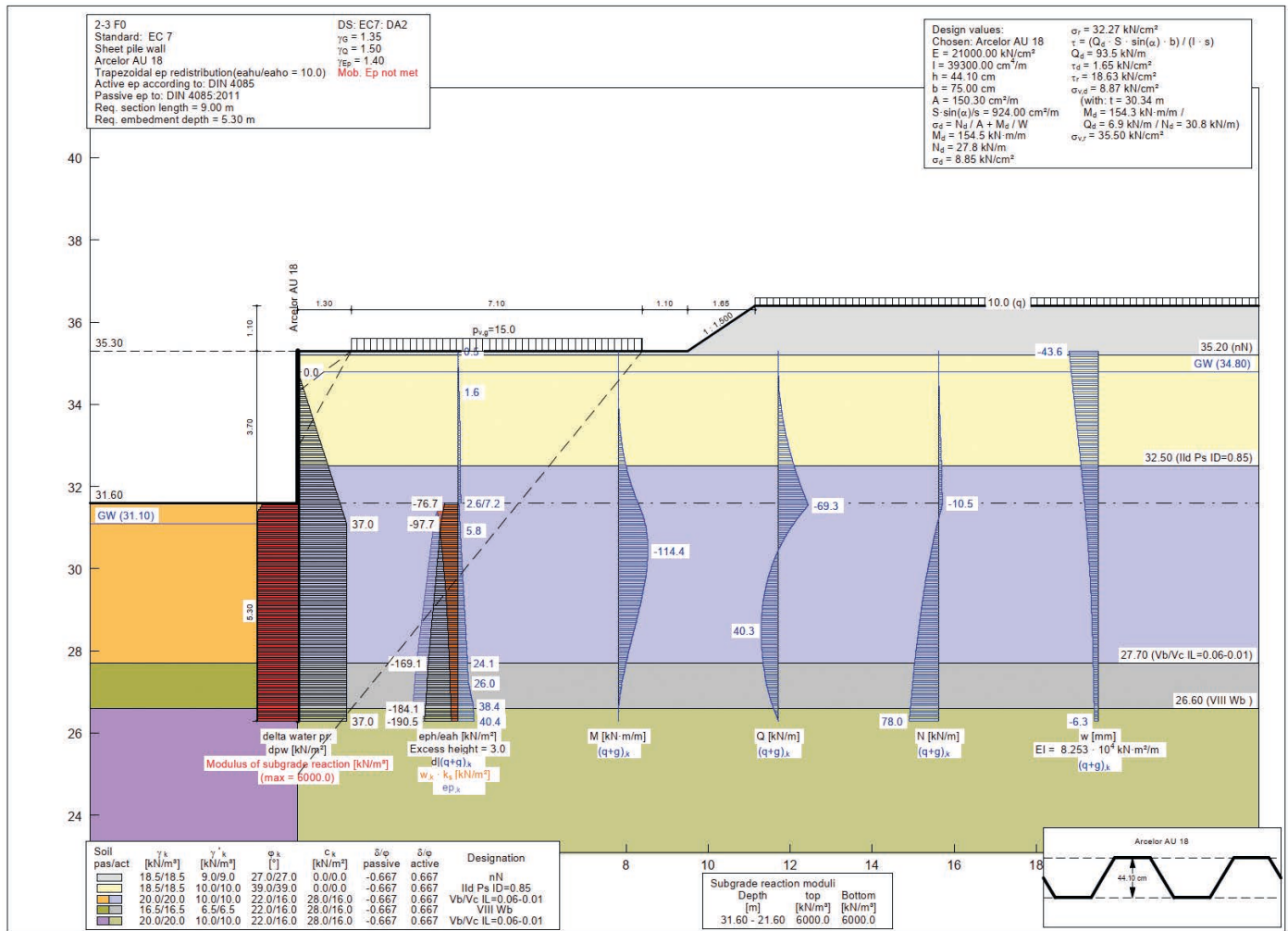
Jak widać w tabl. 1 oraz na ścieżkach naprężeń efektywnych z badań trójosiowych próbek serii V (rys. 8) i H (rys. 9), parametry wytrzymałościowe ϕ' i c' próbek serii H ($\phi' = 22,5^\circ$,

$c' = 28,7$ kPa) (rys. 9) są wyższe od próbek serii V ($\phi' = 16,4^\circ$, $c' = 16,8$ kPa) (rys. 8). Zatem wykazano, że w gruncie iltystym, znajdującym się na terenie budowy, występuje anizotropia wytrzymałości.

Obliczenia projektowe omawianego odcinka ściany zabezpieczenia wykopu wykonano w programie GGU Retain, z wykorzystaniem metody modułu reakcji podłoża. Jest to metoda prętowa, w której wartości parcia czynnego i biernego wyznaczone są według teorii Coulomba. Dodatkowo, aby możliwe było modelowanie sztywności podłoża po stronie biernej, na ścianę oddziałują liniowe sprężyny. Program GGU Retain umożliwia różnicowanie parametrów gruntu po stronie czynnej i biernej. Dzięki temu w obliczeniach uwzględniono anizotropię wytrzymałości iltu poprzez przyjęcie po stronie biernej parametrów serii H, a po stronie czynnej parametrów serii V. Współczynniki częściowe przyjęto zgodnie z podejściem obliczeniowym DA2,

Tabl. 1. Zestawienie efektywnych parametrów wytrzymałościowych uzyskanych z badań w aparacie trójosiowym [3]

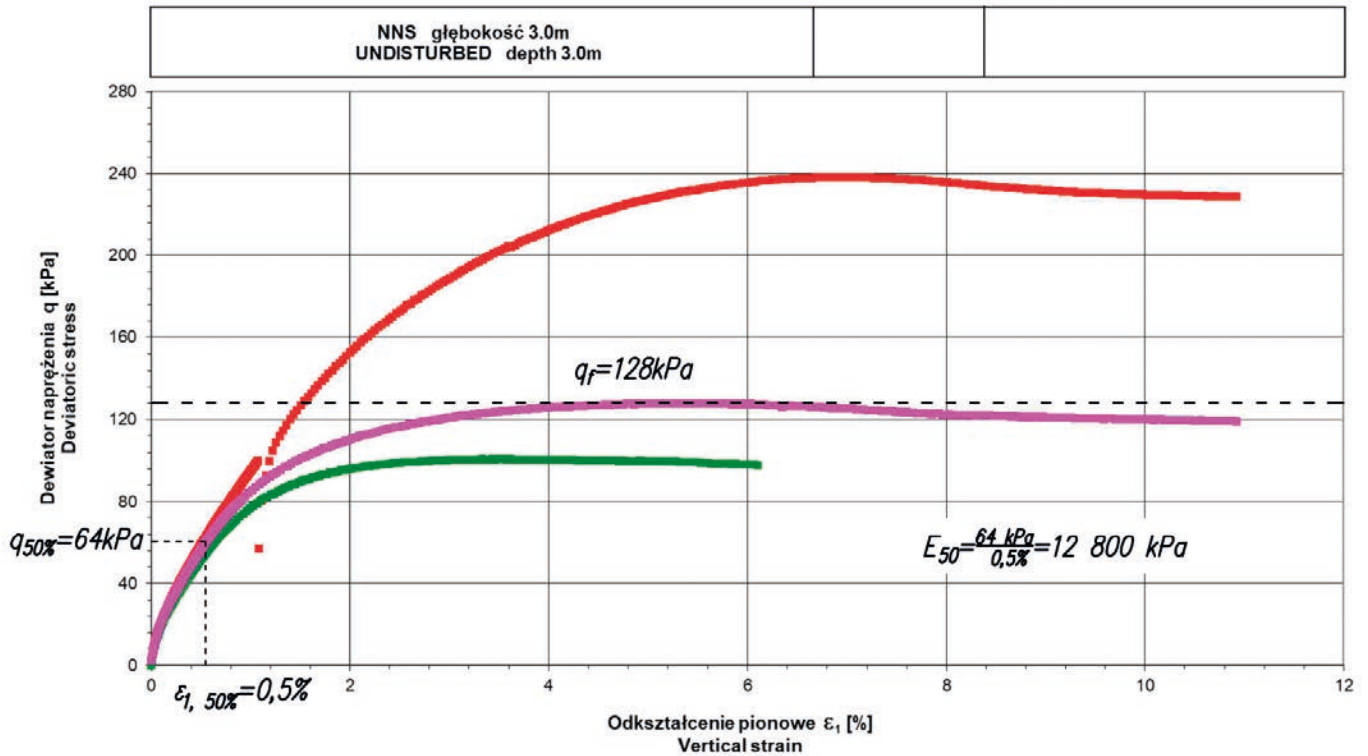
Seria (orientacja)	Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba zbadanych próbek	Efektywny kąt tarcia wewnętrznego ϕ' [°]	Efektywna spójność c' [kPa]
Seria V	TX CID	NNS	3	16,4	16,8
Seria H	TX CID	NNS	3	22,5	28,7



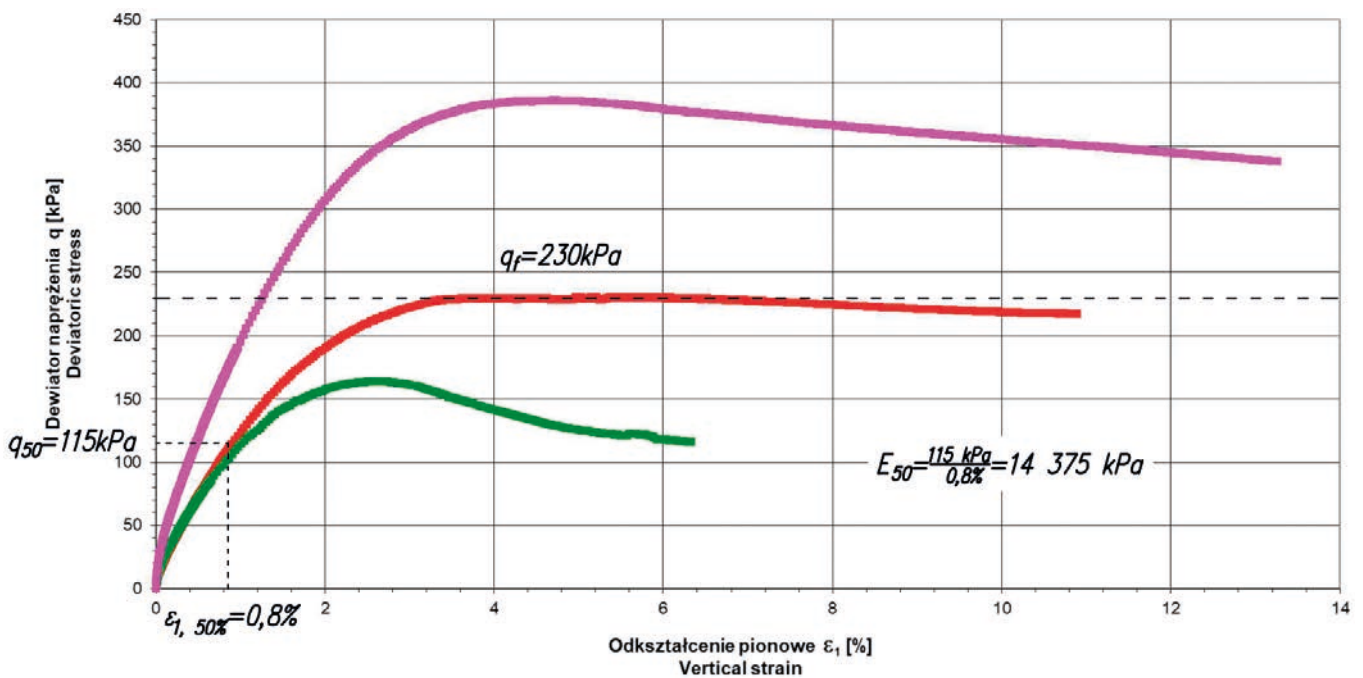
Rys. 10. Wynik obliczeń ścianki z grodzic stalowych w programie GGU Retain

Tabl. 2. Zestawienie parametrów geotechnicznych przyjętych do obliczeń w programie GGU Retain

Warstwa gruntu	Ciężar objętościowy γ [kN/m ³]	Ciężar objętościowy z wyporem γ' [kN/m ³]	Efektywny kąt tarcia wewnętrznego strona czynna ϕ_a' [°]	Efektywny kąt tarcia wewnętrznego strona bierna ϕ_p' [°]	Efektywna spójność strona czynna c_a' [kPa]	Efektywna spójność strona bierna c_p' [kPa]
nN	18,5	9,0	27	27	0	0
Ps $I_D = 0,85$	18,5	10,0	39	39	0	0
II $I_L = 0,01 \div 0,06$	20,0	10,0	16	22	16	28



Rys. 11. Krzywe serii V. Wyznaczenie modułu E_{50}



Rys. 12. Krzywe serii H. Wyznaczenie modułu E_{50}

zgodnie z normą Eurokod 7 PN-EN 1997-1: 2004. Kąt tarcia gruntu o ścianę z grodziec stalowych po stronie czynnej przyjęto o wartości $\delta_a = \frac{2}{3} \phi$, z kolei po stronie biernej przyjęto $\delta_p = -\frac{2}{3} \phi$. Poniżej dna wykopu, po stronie biernej, przyjęto moduł reakcji podłoża o wartości $k_h = 6000 \text{ kN/m}^3$. Przyjęte charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych użytych w obliczeniach zestawiono w tabl. 2.

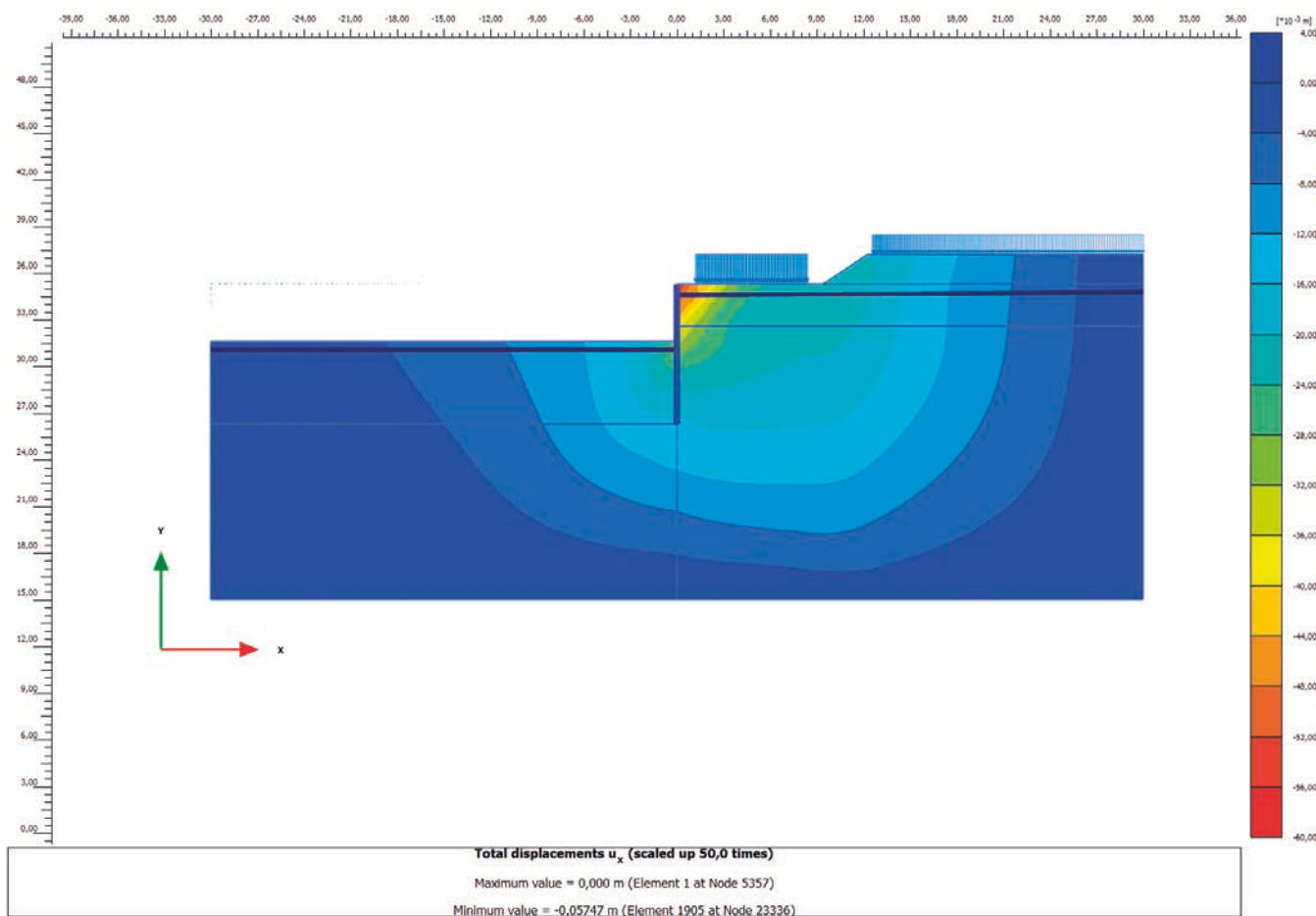
W analizowanym przekroju 2B-2C (rys. 1 i rys. 5) bezpośrednio za ścianką z grodziec stalowych zlokalizowany jest żuraw wieżowy posadowiony na fundamencie płytowo-palowym. W obliczeniach statycznych ścianki naziom obciążono stałym obciążeniem rozłożonym o wartości charakterystycznej $q_{g,k} = 15 \text{ kN/m}^2$ symulującym oddziaływanie ciężaru płyty fundamentowej o grubości 0,6 m. Obciążenie zmienne od pracy żurawia pominięto, przyjmując, że jest przenoszone przez pale,

które sprowadzają obciążenie poniżej klina odłamu w całości. Ostatecznie przyjęto profil ścianki z grodziec o wskaźniku wytrzymałości $W_x = 1800 \text{ cm}^3/\text{m}$, ze stali S355, długości w gruncie 9,0 m. Maksymalny charakterystyczny moment zginający w ścianie wyniósł $M_k = 144,4 \text{ kNm/m}$. Obliczone poziome przemieszczenie ścianki do wykopu wyniosło $w = 46,3 \text{ mm}$ (rys. 10).

Po zakończeniu robót, kiedy znana już była maksymalna wartość przemieszczenia ściany, dla tego samego przekroju wykonano obliczenia metodą elementów skończonych w programie Plaxis 2D. Przyjęto geometrię przekroju i założenia dotyczące obciążen jak w przypadku obliczenia za pomocą programu GGU Retain. Zasadnicza różnica polega na przyjęciu dla występujących w przekroju warstw gruntu modelu konstytutywnego Hardening Soil, który uwzględnia zmianę modułu sztywności gruntu wraz ze zmianą naprężenia w gruncie. Obliczenia przeprowadzono uwzględniając przepływ wody w gruncie (*steady*

Tabl. 3. Zestawienie przyjętych parametrów do obliczeń w programie Plaxis 2D

Warstwa	I_D / I_L [-]	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]	m [-]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν_{ur} [-]
nN	0,20	18,0	19,5	20 000	20 000	60 000	0,5	0	32	0	0,2
Ps	0,85	19,0	20,5	70 000	70 000	210 000	0,5	1	39	5	0,2
Ił seria V	0,06	20,0	20,0	12 800	12 800	38 400	0,8	16	16	0	0,2
Ił seria H	0,06	20,0	20,0	14 300	14 300	42 900	0,8	28	22	0	0,2



Rys. 13. Wynik obliczeń przemieszczeń poziomych w programie Plaxis 2D

state groundwater flow), przyjmując na lewej krawędzi modelu warunek brzegowy w postaci blokady przepływu (*closed flow boundary condition*). Obliczenie przeprowadzono dla charakterystycznych wartości parametrów gruntu i obciążeń.

Pomimo, że badania trójosiowe gruntu nie były przeprowadzone pod kątem wyznaczenia parametrów modelu Hardening Soil, to na podstawie krzywych $q(\varepsilon_v)$ uzyskanych podczas ścinania próbek wyznaczono wartości modułów E_{50} , a pozostałe parametry modelu obliczono stosując wzajemne zależności między parametrami [6]:

$$E_{50} \approx E_{oed}, \quad \frac{E_{ur}}{E_{50}} \approx 3$$

Wartości modułów E_{50} dla każdej z serii wyznaczono dla próbek, których naprężenie na koniec konsolidacji wynosiło $\sigma_c = 120$ kPa (rys. 11 i 12). Parametry modelu HS dla poszczególnych warstw podano w tabl. 3.

W programie Plaxis można uzyskać szereg wyników, jednak na potrzeby niniejszego artykułu i możliwości porównania do wyników do programu GGU Retain ograniczono się do maksymalnego charakterystycznego momentu zginającego ściankę wynoszącego $M_k = 97,63$ kNm/m oraz maksymalnego przemieszczenia poziomego w poziomie naziumu wynoszącego $u_x = 58$ mm (rys. 13).

ANALIZA WYNIKÓW

W trakcie wykonywanych robót ziemnych prowadzony był geodezyjny monitoring przemieszczeń obudowy wykopu. Pomiar przemieszczeń poziomych reperów zlokalizowanych na analizowanym odcinku ściany z grodziec były wykonywane w charakterystycznych fazach:

1. inwentaryzacja po instalacji obudowy wykopu,
2. osiągnięcie projektowanej rzędnej wykopu, lecz nie dłuższej niż co 7 dni.

Reper pomiarowy zlokalizowany był na rzędnej naziumu +35,3 m n.p.m. (rys. 5). Maksymalna wartość przemieszczenia poziomego ścianki z grodziec stalowych do wykopu wyniosła $u_x = 91$ mm.

Zauważalna jest różnica między obliczonymi momentami zginającymi w ściance pomiędzy metodą prętową (114,4 kNm/m) a metodą elementów skończonych (97,6 kNm/m), wynosząca około 14,7%.

W zakresie obliczonych przemieszczeń poziomych metoda prętowa podaje wynik o wartości 46,3 mm, a metoda elementów skończonych 57,5 mm. Jest to różnica około 24,2%. Oba wyniki znacznie odbiegają od pomierzonego maksymalnego przemieszczenia obudowy wykopu. W opinii autorów niniejszego artykułu większa wartość przemieszczenia poziomego, które wystąpiło w naturze, wynika z zastosowania wspomaganie pogrążania grodziec. W analizowanym przekroju 2B-2C w profilu występują zagęszczone piaski średnie i ropy twardeplastyczne, które stanowią trudne do instalacji podłoże. Wspomaganie pogrążania grodziec polega na wywierceniu świdrem ciągłym otworów w gruncie, w linii projektowanej ścianki. Powoduje to powstanie pustek w gruncie, które są ponownie zasklepia-

ne wraz ze wzrostem przykładanego obciążenia na konstrukcję oporową. Przemieszczenie spowodowane wspomaganie pogrążania o wielkości 35 ÷ 45 mm jest zgodne z obserwacjami wykonanymi na budowie.

PODSUMOWANIE

W pracy wykazano, że ropy serii poznańskiej występujący na terenie budowy, jest gruntem anizotropowym. Kąt tarcia wewnętrznego wyznaczony dla próbek badanych w orientacji poziomej jest o około 38% większy od próbek badanych w orientacji pionowej. W przypadku spójności efektywnej różnica jest jeszcze większa; próbki w orientacji poziomej wykazały się spójnością o 70% większą niż próbki w orientacji pionowej. W obliczeniach projektowych przyjęto wyższe parametry wytrzymałościowe ropy po stronie odporu (siły stabilizującej ścianę oporową). Jest to podejście, które z inżynierskiego punktu widzenia przybliży projektowaną konstrukcję w stronę niebezpieczną i wymaga poparcia w badaniach trójosiowych na próbkach o wysokiej jakości. Natomiast dzięki takiemu podejściu zaprojektowano ścianę z grodziec stalowych o optymalnej długości. Obserwacje stanu obudowy wykopu nie wykazały osiągnięcia przez analizowaną ścianę stanów granicznych, co potwierdziło poczynione założenia. W przypadku ścian z grodziec stalowych instalowanych ze wspomaganie pogrążania w grunt należy liczyć się z większymi wartościami przemieszczeń poziomych obserwowanymi na budowie niż wartościami obliczonymi.

W zakresie badań trójosiowych mających na celu określenie parametrów geotechnicznych do modelowania numerycznego konstrukcji oporowych zagłębionych w gruncie udoskonaleniem metody mogłoby być zastosowanie badania trójosiowego typu *compression test* po stronie czynnej oraz badania typu *extension test* po stronie biernej. Tego rodzaju badania wierniej oddają naturę pracy próbki gruntu przy zmianie orientacji naprężenia głównego σ_1 .

LITERATURA

1. Aarsleff Sp. z o.o.: Projekt technologiczny zabezpieczenia wykopu dla inwestycji przy ul. Focha w Bydgoszczy. Warszawa 2021.
2. Geoprogram Sp. z o.o.: Dokumentacja Badań Podłoża Gruntowego do projektu posadowienia kompleksu budynków mieszkalno-usługowych w kwartale ulic: Focha, Obrońców Bydgoszczy, Marcinkowskiego i Warmińskiego w Bydgoszczy. Bydgoszcz 2019.
3. Geoteko Sp. z o.o.: Sprawozdanie z badań geotechnicznych wykonanych na budowie przy ulicy Focha w Bydgoszczy. Warszawa 2021.
4. Kaczyński R. R.: Warunki geologiczno-inżynierskie na obszarze Polski. Warszawa: Państwowy Instytut Geologiczny – PIB, 2017.
5. Meissner K.: Właściwości inżyniersko-geologiczne ropy poznańskich rejonu Konina. Biuletyn Instytutu Geologicznego, 1970.
6. Praca zbiorowa pod redakcją Tarnawskiego M.: Badanie podłoża budowl. Metody polowe. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN S.A., 2020.
7. Sahajda K., Zajdel J., Skutnik Z., Krysiak S.: Dobór parametrów podłoża do projektowania zabezpieczeń wykopów na podstawie wyników pomiaru sił w kotwach. ACTA Scientiarum Polonorum Architectura, 2016.