

Bezpieczeństwo dużych i głębokich WYKOPÓW BUDOWLANYCH

tekst: prof. dr hab. inż. MICHAŁ TOPOLNICKI, dr inż. RAFAŁ BUCA, mgr inż. DANIEL DYMEK, Keller Polska Sp. z o.o.

Na bezpieczeństwo głębokich wykopów fundamentowych wpływ ma zarówno projektowanie, jak i wykonawstwo robót. W praktyce największe znaczenie ma ograniczenie przemieszczeń obudowy wykopu i gruntu za ścianą, które zależą od sztywności całego systemu, warunków gruntowo-wodnych oraz technologii i sposobu wykonania robót. W artykule przedstawiono własne rozwiązania projektowe, wdrożone dla wykopów tunelu pod Martwą Wisłą łącznie z rozbudowanym planem zapewnienia jakości.

Projektowanie i wykonawstwo głębokich wykopów fundamentowych o pionowych ścianach, zwłaszcza w odniesieniu do wykopów realizowanych poniżej zwierciadła wody gruntowej i (lub) w gęstej zabudowie miejskiej, należy do najtrudniejszych zadań w geotechnice. Wymaga nie tylko specjalistycznej wiedzy z zakresu projektowania i wykonawstwa, ale przede wszystkim odpowiedniego doświadczenia, które ma kluczowe znaczenie dla zapewnienia bezpieczeństwa tego rodzaju robót.

O bezpiecznej i zgodnej z założeniami realizacji wykopu decyduje wiele czynników. W praktyce, pomijając spektakularne, ale jednak marginalne przypadki błędów projektowych lub wykonawczych, najważniejsze znaczenie ma trafne oszacowanie przemieszczeń obudowy i gruntu za ścianą wykopu.

Tab. 1. Czynniki wpływające na przemieszczenia obudowy i gruntu wokół wykopu

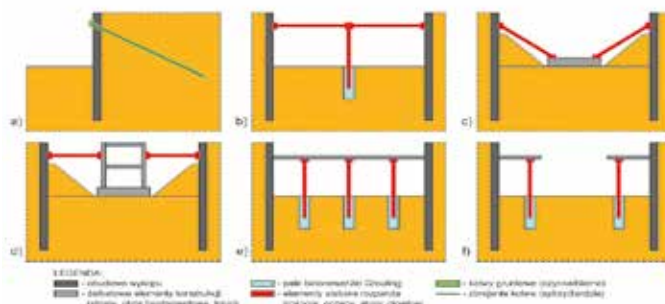
Czynniki	Charakterystyka
Sztywność systemu	Zagłębienie obudowy w podłożu poniżej dna wykopu. Sztywność konstrukcji na zginanie (ścianka berlińska, stalowa ścianka szczelna, palisada z pali wierconych lub kolumn DSM, ściana szczelinowa). Sztywność podparcia (kotwy bierne, kotwy sprężane, rozparcie stalowe, rozparcie stropem żelbetowym). Pionowa sztywność obudowy.
Warunki gruntowe	Wytrzymałość na ścinanie oraz sztywność gruntu za i przed obudową. Warunki naprężenia <i>in situ</i> (parcie spoczynkowe – K_0 , historia obciążenia – OCR). Zmienność parametrów geotechnicznych z głębokością w wydzielonych warstwach. Oddziaływanie wody na ściany i dno wykopu.
Technologia i sposób wykonania robót	Wykonanie ściany (wbijanie, wibrowanie, wiercenie, wybieranie gruntu w osłonie zawiesziny, zeskalanie gruntu, zamrażanie gruntu). Odwodnienie. Metoda głębenia wykopu (na sucho, pod wodą, głębokość wykopu wstępnego do pierwszego poziomu rozparcia, głębokość wykopu poniżej ostatniego poziomu rozparcia). Metoda montażu rozparcia.

Największy wpływ na przemieszczenia obudowy i gruntu za ścianą mają: sztywność obudowy i podparcia, warunki gruntowo-wodne, technologia wykonania ścian i sposób wykonania robót w wykopie. W tablicy 1 przedstawiono syntetyczną charakterystykę wymienionych czynników.

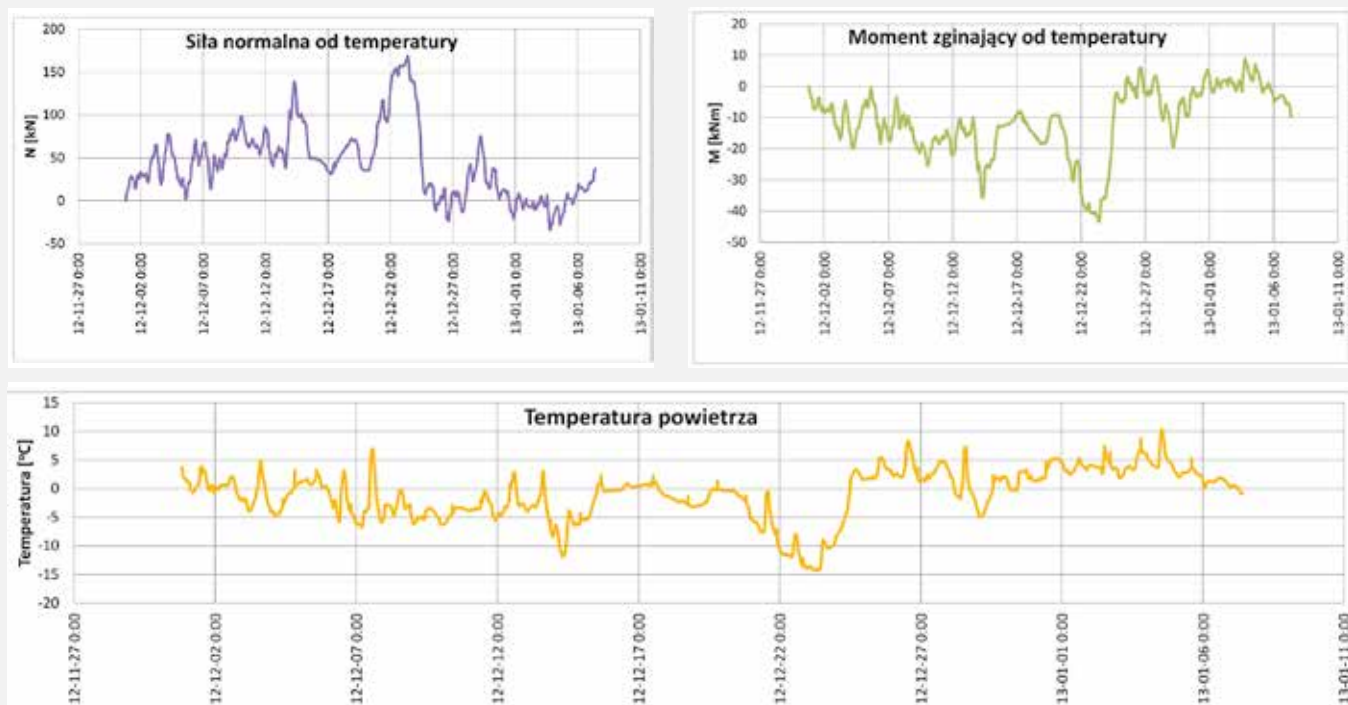
Podparcie obudowy wykopu

Najprostszym rodzajem obudowy wykopu jest obudowa wspornikowa, utwierdzona w podłożu gruntowym. Rozwiązanie umożliwia swobodne prowadzenie robót ziemnych w wykopie, bez utrudnień spowodowanych konstrukcją rozparcia. Zakres zastosowania obudowy wspornikowej jest jednak ograniczony. W zależności od sztywności przyjętej obudowy już przy głębokości kilku metrów mogą wystąpić poziome przemieszczenia i osiadania gruntu za ścianą, które mogą zagrozić sąsiadującym obiektom. W celu ograniczenia nadmiernych przemieszczeń konieczne jest podparcie ścian wykopu. Podparcie można uzyskać przez wykonanie zakotwienia za pomocą kotew gruntowych, założenie rozpór stalowych albo rozparcie stropami żelbetowymi lub ich fragmentami, opartymi na podporach tymczasowych (ryc. 1).

Zastosowanie kotew gruntowych jest wygodne, ponieważ pozwala na swobodną realizację robót fundamentowych w wykopie (ryc. 1a). Ponadto kotwy są przeważnie sprężane, co ogranicza przemieszczenia obudowy i daje możliwość kontrolowania przemieszczeń ściany. W praktyce częstym mankamentem tego rozwiązania jest konieczność wyjścia kotew poza granice działki budowlanej, co wiąże się z uzyskaniem zgody sąsiadów na taką ingerencję i może wpływać na spowolnienie lub wzrost kosztów



Ryc. 1. Sposoby podparcia obudowy wykopu: a) kotwienie, b) rozparcie poziome z ewentualną konstrukcją wsporczą, c) rozparcie ukośne o płytę fundamentową, d) rozparcie poziome o trzon konstrukcji obiektu, e) metoda półstropowa, f) metoda półstropowa



Ryc. 2. Przykład wpływu temperatury powietrza na siły wewnętrzne w rozporze stalowej

inwestycji. Bardzo poważnym utrudnieniem może być także wykonanie kotew poniżej zwierciadła wody gruntowej, zwłaszcza w nawodnionych gruntach drobnoziarnistych i pylastych. Praktyka wskazuje, że nawet pomimo stosowania specjalistycznych zabezpieczeń, zapobiegających wypływowi wody z gruntem w czasie wiercenia, oraz dużego doświadczenia wykonawcy robót może dojść do niekontrolowanego osiadania gruntu wokół wykopu.

Najczęściej stosowanymi sposobami zabezpieczenia ścian wykopu przed nadmiernym przemieszczeniem są różnego rodzaju rozparcia, np. za pomocą elementów stalowych (ryc. 1b, 1c, 1d) albo docelowych stropów żelbetowych konstrukcji podziemnej obiektu (ryc. 1e, 1f). Zastosowanie rozpór poziomych (ryc. 1b) nie wymaga etapowania robót, natomiast w przypadku rozparcia zastrzałami ukośnymi o płytę fundamentową (ryc. 1c) lub rozporami poziomymi o trzon konstrukcji (ryc. 1d) roboty prowadzone są w dwóch etapach. W pierwszym etapie wykonywany jest wykop w centralnej części obiektu z pozostawieniem przypór ziemnych wzdłuż obudowy, a w drugim usuwa się przypory ziemne po zamocowaniu rozparcia. Do montażu rozpór na ścianie oraz bezpiecznego przeniesienia sił osiowych i ścinających na konstrukcję obudowy wykopu konstruuje się odpowiednie oczepy stalowe, a ewentualne luzy rozparcia, mające wpływ na jego sztywność, niweluje za pomocą klinów stalowych. Rozparcie stalowe należy wymiarować na obciążenia obliczeniowe, uwzględniając także obciążenia wywołane zmianami temperatury (ryc. 2), imperfekcje wykonawcze i obciążenia wyjątkowe (np. uderzenie łyżką koparki). W celu ograniczenia wpływu temperatury rozpory można malować na kolor biały, odbijający promienie słoneczne. Przy długościach rozpór powyżej 25 m należy przewidzieć konstrukcje wsporcze dla zmniejszenia długości wyboeczeniowej (ryc. 1b). Mankamentem rozpór jest ich czasochłonny montaż i demontaż, szczególnie przy ograniczonym dostępie, oraz utrudniona realizacja robót w wykopie.

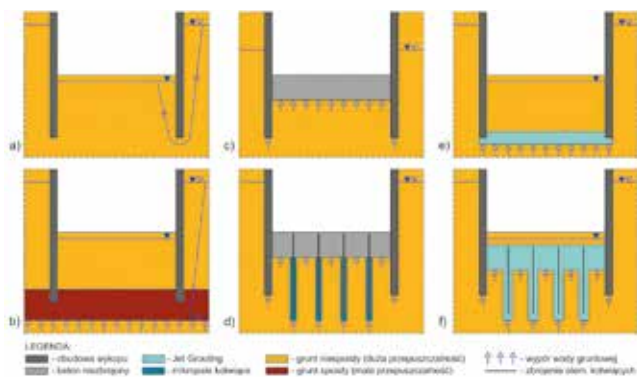
Najszywniejsze podparcie obudowy wykopu uzyskuje się metodą podstropową (ryc. 1e) lub metodą półstropową (ryc. 1f). Metoda podstropowa polega na wykonaniu na gruncie stropu żelbetowego (jednego lub na kilku poziomach) z pozostawieniem otworów technologicznych umożliwiających głębinie wykopu oraz prowadzenie robót fundamentowych. Rozwią-

zanie to w dużym stopniu utrudnia i spowalnia prowadzenie robót ziemnych i budowlanych w wykopie. Wykopy o dużej powierzchni można także rozpierać fragmentami stropu, pozostawiając częściowo otwarty wykop (ryc. 1f). Możliwość wdrożenia metody półstropowej zależy jednak od konstrukcji budynku i zapewnia mniejszą sztywność podparcia w porównaniu do metody podstropowej. W przypadku obu metod konieczne jest wcześniejsze wykonanie słupów tymczasowych do podparcia stropów. Słupy wykonuje się zwykle z powierzchni terenu, np. jako pale betonowe lub kolumny jet grouting, w których na świeżo osadza się odpowiednie profile stalowe. Po wykonaniu wykopu do rzędnej stropu rozpierającego montuje się na słupach głowice stalowe, na których opiera się strop. Po wykonaniu podziemnej części obiektu słupy tymczasowe usuwa się.

Zabezpieczenie przed napływem wody gruntowej

Ograniczenie napływu wody gruntowej do wykopu ma podstawowe znaczenie dla możliwości prowadzenia robót budowlanych i bezpieczeństwa wykopu. Woda może napływać do wykopu zarówno przez ściany, jak i dno. Szczelność ścian obudowy zależy w dużym stopniu od rodzaju ściany i dokładności ich wykonania. Jest także łatwiejsza do kontroli i poprawienia, zwłaszcza w części odsłoniętej. Główny problem dotyczy więc napływu wody przez dno wykopu.

Istnieją dwa podstawowe sposoby ograniczenia napływu wody przez dno wykopu: odwodnienie albo uszczelnienie. Klasyczne odwodnienie (ryc. 3a) sprowadza się do obniżenia poziomu wody gruntowej za pomocą układu studni umieszczonych wewnątrz i (lub) na zewnątrz wykopu. Odwodnienie napotyka na rosnące trudności, jeżeli objętość wykopu, a zwłaszcza jego głębokość, zwiększa się oraz kiedy trzeba pompować i zrzucić do kanalizacji burzowej duże ilości wody przez długi okres. Może również stwarzać zagrożenie dla sąsiadujących obiektów budowlanych w przypadku, kiedy znajdują się w zasięgu leja depresji wywołanego odwodnieniem. W pewnych sytuacjach stosowanie odwodnienia może być zabronione w związku z niekorzystnym wpływem na środowisko, a szczególnie na zasoby wody pitnej. Decydując się na klasyczne odwodnienie,



Ryc. 3. Zabezpieczenie dna wykopu: a) klasyczne odwodnienie, b) obudowa wykopu wprowadzona do warstwy gruntu o małej przepuszczalności, c) grawitacyjna przesłona betonowa, d) kotwiona przesłona betonowa, e) grawitacyjna przesłona (ekran) jet grouting, f) kotwiona przesłona (ekran) jet grouting

należy także zapewnić wysoką sprawność systemu pompowania do czasu wykonania płyty fundamentowej i zrównoważenia wyporu przez ciężar konstrukcji obiektu.

Innym sposobem ograniczenia napływu wody przez dno wykopu jest zagłębienie ścian obudowy w warstwie gruntów słabo przepuszczalnych (ryc. 3b) lub wykonanie poziomej przesłony przeciwfiltracyjnej (ryc. 3c, 3d, 3e, 3f), a następnie odpompowanie wody z wnętrza wykopu. W przypadku możliwości zagłębienia obudowy w warstwie gruntów słabo przepuszczalnych należy wziąć pod uwagę trzy główne czynniki, które wpływają na skuteczność i bezpieczeństwo takiego rozwiązania. Pierwszym jest głębokość występowania warstwy słabo przepuszczalnej, rozpatrywana pod kątem możliwości technicznych wykonania szczelnej obudowy wykopu do wymaganej głębokości, biorąc pod uwagę rosnące ryzyko rozchodzenia się zamków (styków) elementów tworzących ścianę obudowy. Drugim jest ciągłość warstwy słabo przepuszczalnej, a trzecim jej stateczność na przebicie hydrauliczne. Sprawdzenie drugiego i trzeciego warunku wymaga dokładnego rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na całej powierzchni dna wykopu, w tym wykonania badań wodoprzepuszczalności, oraz przeprowadzenia odpowiednich analiz obliczeniowych.

W przypadku braku odpowiedniej warstwy naturalnego gruntu poniżej dna wykopu, spełniającej wskazane powyżej warunki, konieczne jest wykonanie poziomej przesłony przeciwfiltracyjnej. Przesłonę można wykonać w technologii betonowania podwodnego jako tzw. korek betonowy (ryc. 3c, 3d) lub za pomocą iniekcji strumieniowej (ryc. 3e, 3f). Rozwiązanie z przesłoną wymaga zapewnienia równowagi dna wykopu ze względu na wypór. Jeżeli wypór przeważa, konieczne jest zastosowanie dodatkowych elementów kotwiących (ryc. 2d, 2f). Wybór technologii uszczelnienia dna wykopu wpływa bezpośrednio na sposób zagłębienia wykopu oraz warunki wykonania płyty dennej.

W przypadku korka betonowego wykop musi być zagłębiony pod wodą, tzn. na mokro, a sam korek wykonywany metodą betonowania podwodnego, pod kontrolą nurków. Roboty wykonywane pod wodą są obciążone większym ryzykiem, zwłaszcza w przypadku głębokich wykopów o dużej powierzchni dna. Do najważniejszych utrudnień należy zaliczyć uzyskanie wymaganej szczelności na powierzchni kontaktu korka betonowego z obudową wykopu oraz zapewnienie jednorodności i ciągłości betonu podwodnego przy przerwach technologicznych w betonowaniu. W razie konieczności kotwienia dochodzą dodatkowe utrudnie-

nia, jak np. wykonywanie zakotwienia z wody oraz czyszczenie zerdzi kotwiących i montaż głowic kotwiących przez nurków.

Alternatywą dla korka betonowego jest wykonanie poziomej przesłony (lub ekranu) w technologii iniekcji strumieniowej (jet grouting, Soilcrete). Rozwiązanie pozwala na zagłębienie wykopu na sucho, po wcześniejszym odpompowaniu wody. Stwarza to dogodne warunki kontroli stopniowo odsłanianych zamków (styków) obudowy oraz umożliwia szybką likwidację ewentualnych przecieków. Upraszcza również zakładanie rozparć i roboty przygotowujące betonowanie płyty dennej. W przypadku konieczności kotwienia ekranu możliwe jest także jednoczesne wykonywanie zbrojonych pali kotwiących i kolumn tworzących przesłonę, co znacząco przyspiesza roboty i zapewnia uzyskanie odpowiedniego połączenia obu elementów. Istotnym warunkiem skuteczności tego rozwiązania jest wdrożenie odpowiedniej kontroli robót w czasie wykonania przesłony, która musi zapewnić uzyskanie wymaganej średnicy, oraz położenia kolumn w planie i przekroju pionowym w celu zapewnienia odpowiednich zakładów i szczelności przesłony.

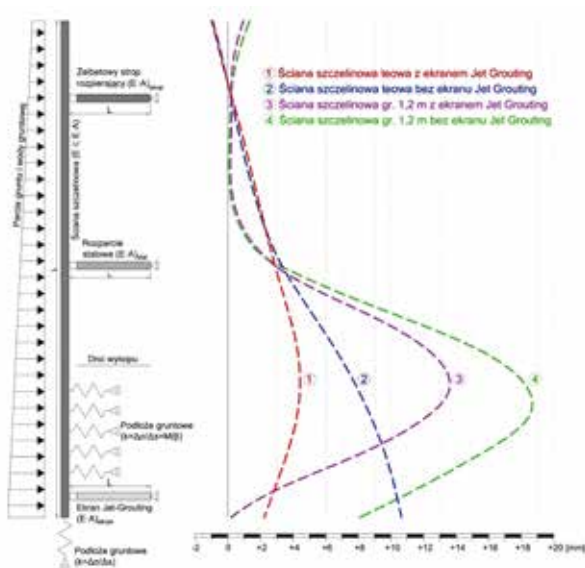
Niezależnie od sposobu wykonania obudowy oraz uszczelnienia dna należy zapewnić stałe odpompowywanie wody gromadzącej się w wykopie na skutek opadów oraz filtracji resztkowej przez dno i ściany. Przy odpowiednim wykonaniu przesłony uzyskuje się radykalne zmniejszenie napływu wody do wykopu w porównaniu do klasycznego odwodnienia, które praktycznie eliminuje oddziaływanie pompowania wody na zewnątrz wykopu. Doświadczenia w tym zakresie, na podstawie budowli zrealizowanych w Polsce, opisano w [3].

Rozwiązania zastosowane na budowie tunelu pod Martwą Wisłą

Zabezpieczenie stateczności i szczelności wykopów pod komorę startową oraz komorę wyjściową maszyny TBM, o głębokości odpowiednio 20,5 i 22,0 m, stanowi dobry przykład bezpiecznego projektowania i wykonawstwa trudnych wykopów budowlanych. Obie komory realizowano w bardzo trudnych warunkach gruntowych, charakteryzujących się naprzemiennym zaleganiem osadów morskich i aluwialnych, wykształconych w postaci piasków oraz miękkoplastycznych namulów o bardzo niskich parametrach wytrzymałościowo-odkształceniowych. Zwierciadło wody gruntowej, o charakterze napiętym, stabilizowało się na głębokości ok. 1 m poniżej powierzchni terenu.

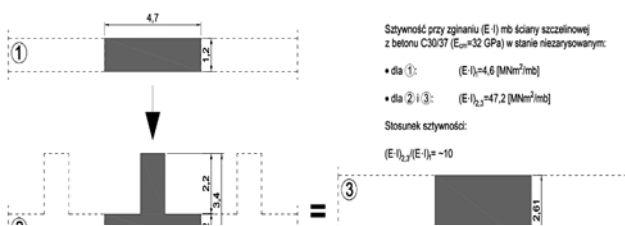
W przypadku obu głębokich komór zastosowanie wielopoziomowego rozparcia ścian wykopu uniemożliwiało montaż oraz demontaż wielkogabarytowych elementów składowych maszyny TBM. Zaproponowano wykorzystanie docelowego stropu żelbetowego nad komorą, w którym zaprojektowano duże otwory montażowe, założenie tymczasowego rozparcia stalowego w połowie głębokości wykopu, potrzebnego tylko do czasu wykonania płyty fundamentowej, oraz wykonanie kotwionego ekranu Soilcrete poniżej dna wykopu, tak aby pełnił rolę przesłony uszczelniającej i poziomej rozpory (ryc. 4). Przyjęte rozwiązanie wymagało zachowania bardzo wysokiej dokładności i jakości robót, zwłaszcza w odniesieniu do kontaktu ekranu z ścianą szczelinową oraz połączeń pomiędzy poszczególnymi kolumnami, tworzącymi ekran. W trakcie wykonywania ekranu za pomocą iniekcji strumieniowej kontrolowano inklinometrem pionowość każdego wywierconego otworu. Pomiar pionowości pozwalał na bieżąco wykryć ewentualne przesunięcia kolumn

w planie i podejmować działania naprawcze, jeżeli przesunięcie przekraczało wartość dopuszczalną. Średnia odchyłka pionowości wiercenia wyniosła zaledwie 0,4%, co dokumentuje bardzo wysoką dokładność wykonanych robót, mając na uwadze, że głębokość wiercenia dochodziła do 30,5 m.



Ryc. 4. Schemat statyczny ściany wykopu oraz obliczeniowe przemieszczenia poziome dla czterech wariantów rozwiązania projektowego

Ze względu na głębokość komór oraz wysokie wymagania w odniesieniu do ich szczelności konieczne było ograniczenie poziomych przemieszczeń ścian szczelinowych dla zminimalizowania ryzyka ewentualnego rozszczelnienia i przecieków. W przypadku komory wyjściowej, gdzie ekran Soilcrete wykonano głębiej niż w komorze startowej, zastosowano z tego powodu dodatkowe wzmocnienie ściany szczelinowej przekrojami teowymi, rozmieszczonymi w rozstawie co 4,7 m (ryc. 5). To rozwiązanie zwiększyło ok. 10-krotnie sztywność obudowy wykopu i pozwoliło, łącznie z ekranem działającym jako rozpora w gruncie, na znaczące ograniczenie poziomych przemieszczeń ściany szczelinowej i uzyskanie zakładanej szczelności.



Ryc. 5. Porównanie sztywności ściany szczelinowej o grubości 120 cm i ściany teowej w rozstawie co 4,7 m

Ważnym elementem zarządzania ryzykiem na etapie projektowania było przyjęcie zasady, że złożone analizy numeryczne z wykorzystaniem modeli 3D, uwzględniające przestrzenną pracę konstrukcji obudowy wykopu, rozparcia i ośrodka gruntowego, poprzedzono prostszymi obliczeniami analitycznymi i numerycznymi w stanie płaskim. Pozwoliło to nie tylko na dodatkowe sprawdzenie i porównanie wyników obliczeń, ale przede wszystkim umożliwiło badanie wrażliwości przyjętego rozwiązania na zmianę głównych parametrów geotechnicznych i konstrukcyjnych.

W celu zrównoważenia siły wyporu ekran pod komorą startową zakotwiono za pomocą zbrojonych pali iniekcyjnych Soilcrete o średnicy co najmniej 1 m i długości 10 m, wykonywanych w jednym ciągu technologicznym z kolumnami ekranu o średnicy 3,1 m i długości 3,5 m. W przypadku komory wyjściowej uwzględnienie w obliczeniach ciężaru warstwy gliny zalegającej nad ekranem umożliwiło skrócenie iniekcyjnych pali kotwiących do 7 m oraz zredukowanie do 2,6 m długości kolumn o średnicy 2,9 m [7]. Pali kotwiące wykonano w siatce trójkątów równobocznych o boku 2,1 m pod komorą startową oraz 2,0 m pod komorą wyjściową. W obu przypadkach rozmieszczenie pali dostosowano do podstawowego układu kolumn tworzących poziomy ekran przeciwnościsłowy. Przyjęte rozwiązanie wymagało sprawdzenia pięciu warunków możliwej utraty stateczności ekranu, które omówiono na przykładzie komory startowej.

Nośność wewnętrzna stalowego elementu kotwiącego

Ochrona antykorozyjna żerdzi kotwiących umieszczonych w palach Soilcrete obejmowała otulenie stali cementogruntem oraz zastosowanie nadatku grubości stalowego elementu kotwiącego zgodnie z normą [5]. Dla 100-letniego okresu użytkowania tunelu przyjęto nadatek 3,25 mm. Zastosowano żerdzie Gonar typu T76, wykonane ze stali klasy 28Mn6, o granicy plastyczności $f_{yk} = 490$ MPa. Nominalny przekrój żerdzi, wynoszący $A_{nom} = 24,68$ cm², zredukowano ze względu na potencjalną korozję do $A_{red} = 17,57$ cm². Biorąc pod uwagę obliczeniową wytrzymałość stali, wyznaczoną z częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa $\gamma_s = 1,25$ zgodnie z normą [4]:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 490 / 1,25 = 392 \text{ MPa} = 39,2 \text{ kN/cm}^2,$$

obliczeniowa nośność pojedynczej żerdzi ze względu na rozciąganie wynosi:

$$P_d = f_{yd} \cdot A_{nom} = 968 \text{ kN w stanie budowlanym, oraz}$$

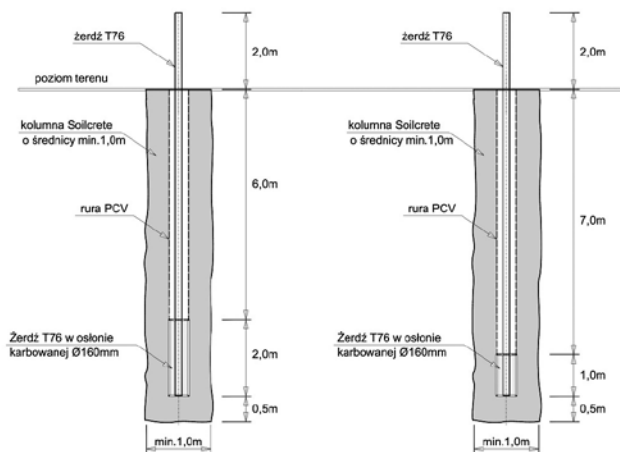
$$P_d = f_{yd} \cdot A_{red} = 689 \text{ kN w stanie docelowym.}$$

Przyczepność cementogruntu do stalowego elementu kotwiącego

Dla wyeliminowania niebezpieczeństwa wyciągnięcia stalowego elementu kotwiącego z pala iniekcyjnego jest konieczne zapewnienie odpowiedniej przyczepności pomiędzy stalową żerdzią i cementogruntem. Zamieszczane w literaturze informacje na temat granicznego naprężenia przyczepności odnoszą się z reguły do badań pręta stalowego zakotwionego w betonie i nie są przydatne dla analizowanego przypadku. Z tego powodu wykonano, na etapie prac projektowych, własne badania w celu bezpośredniego wyznaczenia granicznego naprężenia przyczepności w warunkach *in situ* (ryc. 6).

Dla żerdzi T76, otulonych osłoną karbowaną o średnicy 160 mm (ryc. 7), oraz cementogruntu o średniej wytrzymałości na ściskanie ok. 5 MPa uzyskano średnią wartość granicznego naprężenia przyczepności równą 2,1 MPa. Uzyskana wartość jest zbliżona do wartości charakterystycznej $f_{bk} = 2$ MPa, podanej w normie [1] dla żerdzi stalowych zakotwionych w zaczynie cementowym o wytrzymałości 30 MPa, a więc o sześciokrotnie wyższej wytrzymałości. Przyjmując dla cementogruntu zachowawczą wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_m = 2$, obliczeniowa wartość naprężenia przyczepności wynosi:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m = 2,1 / 2,0 = 1,05 \text{ MPa.}$$



Ryc. 6. Schemat badania połowego dla określenia przyczepności granicznej żerdzi w cementogrunie



Ryc. 7. Osłona karbowana z wypełnieniem cementowym dla żerdzi stalowych Gonar T76

Na tej podstawie, przy długości zakotwienia 10 m, obliczeniowa nośność pojedynczej żerdzi na wyciąganie ze względu na utratę przyczepności na poboczniczy wynosi:

$$P_d = f_{bd} \cdot U_k \cdot L_k = 1050 \cdot 0,239 \cdot 10 = 2509 \text{ kN},$$

gdzie: U_k – obwód żerdzi kotwiącej [m], L_k – długość żerdzi kotwiącej [m].

Nośność zewnętrzna pala iniekcyjnego

Graniczna nośność pala iniekcyjnego Soilcrete na wyciąganie z gruntu wynosi:

$$N_s = \sum (q_{ci} / k_{si} \cdot t_i) \cdot \pi D \quad (1)$$

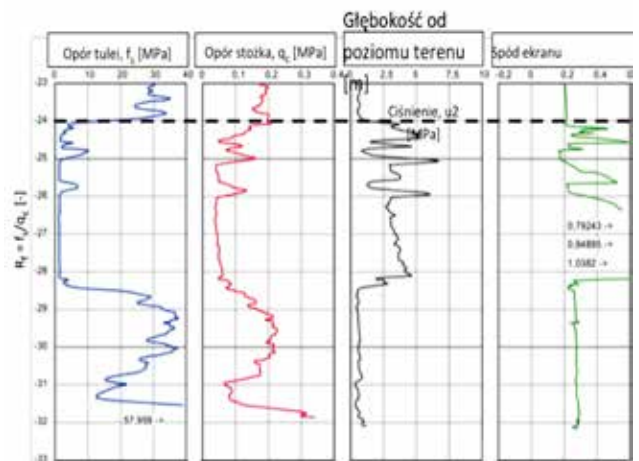
gdzie: q_{ci} – opór na stożku sondy CPT w i -tej warstwie gruntu [MPa], k_{si} – współczynnik zależny od rodzaju gruntu, wartości q_c i technologii wykonania pala [-], t_i – zagłębienie pala w i -tej warstwie gruntu [m], D – średnica pala Soilcrete [m].

Biorąc pod uwagę wyniki reprezentatywnego sondowania statycznego pokazane na rycinie 8, które wykazało w warstwie gliny o miąższości 4 m średni opór na stożku sondy ok. 2,5 MPa oraz co najmniej 20 MPa w warstwie piasku o miąższości 6 m, graniczna nośność pala iniekcyjnego Soilcrete o średnicy 1 m i długości 10 m wynosi:

$$N_s = (2500/40 \cdot 4,0 + 20000/150 \cdot 6,0) \cdot \pi \cdot 1,0 = 3297 \text{ kN}.$$

Przyjmując dla nośności pala iniekcyjnego zachowawczą wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_t = 2$, obliczeniowa (lub nawet dopuszczalna) nośność na wyciąganie pojedynczego pala Soilcrete ze względu na utratę nośności zewnętrznej wynosi:

$$P_d = N_s / \gamma_t = 3297 / 2 = 1648 \text{ kN}.$$



Ryc. 8. Profil sondowania CPTU B31 [6]

Połączenie z płytą fundamentową

Żerdzie zakotwiono w płycie fundamentowej za pomocą systemowej płyty stalowej o wymiarach 250 x 250 x 40 mm, umieszczonej ok. 0,4 m powyżej dolnej krawędzi płyty (ryc. 9).

Efektywne pole przekroju płyty stalowej wynosi:

$$A_{sp,eff} = A_{sp} - A_{otw} = 0,25 \cdot 0,25 - \pi \cdot 0,0802^2 / 4 = 0,058 \text{ m}^2$$

gdzie: A_{sp} – nominalna powierzchnia płyty stalowej [m²], A_{otw} – pole otworu $\varnothing 80$ mm [m²].

Obliczeniowa siła wyciągająca dla pojedynczej żerdzi ze względu na docisk do betonu klasy C30/37 nie powinna przekraczać:

$$P_d = f_{cd} \cdot A_{sp,eff} = 20000 \cdot 0,058 = 1160 \text{ kN},$$

gdzie: f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu [kPa], a ze względu na przebicie:

$$P_d = f_{ctd} \cdot C_m \cdot h = 1330 \cdot 2,2 \cdot 0,4 = 1170 \text{ kN},$$

gdzie: f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu [kPa], C_m – średnia arytmetyczna obwodów powierzchni, na którą działa obciążenie, oraz powierzchni w poziomie zbrojenia [m], h – efektywna wysokość przekroju [m].

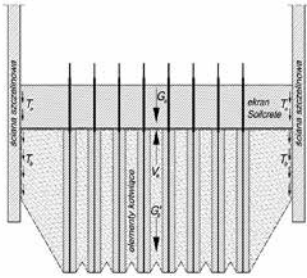
Z porównania warunków 1 do 4 wynika, że decydujące znaczenie miała wytrzymałość żerdzi na rozciąganie (warunek 1).

Stateczność ekranu ze względu na wypór

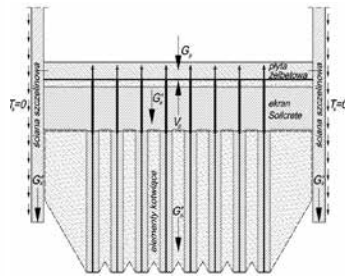
Dla zapewnienia bezpieczeństwa dna wykopu jest wymagane również sprawdzenie ogólnej stateczności ekranu ze względu na wypór, łącznie z całym zakotwieniem. W przypadku komory startowej sprawdzono dwa stany budowlane (przejściowe) z wodą na poziomie +0,5 (stan 1a) oraz +1,5 m n.p.m. (stan 1b), oraz jeden stan docelowy z wodą wysoką (WWW) na poziomie +2,5 m n.p.m. (stan 2). Decydujące okazały się stany budowlane 1a (ryc. 10) i 1b (ryc. 11), dla których otrzymano najniższe współczynniki stateczności globalnej.



Ryc. 9. Szczegóły zakotwienia stalowych żerdzi kotwiących w płycie fundamentowej



Ryc. 10. Schemat obliczeniowy dla ogólnej stateczności dna wykopu. Stan budowlany 1a z wyporem działającym na dno ekranu Soilcrete i wodzie gruntowej na poziomie +0,5 m n.p.m.



Ryc. 11. Schemat obliczeniowy dla ogólnej stateczności dna wykopu. Stan budowlany 1b z wyporem działającym na dno płyty fundamentowej i wodzie gruntowej na poziomie +1,5 m n.p.m.

Warunek stateczności dna wykopu na wypór sprawdzono zgodnie z ogólną formułą [2]:

$$V_k \cdot \gamma_{dst} \leq (G_k + T_k) \cdot \gamma_{stb} \quad (2)$$

gdzie: V_k – charakterystyczna wartość siły wyporu, G_k – charakterystyczna wartość ciężaru własnego elementów systemu, T_k – charakterystyczna wartość tarcia, $\gamma_{dst} = 1.0$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa po stronie obciążenia destabilizującego, $\gamma_{stb} = 0.9$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa po stronie obciążenia stabilizującego.

Dla stanu budowlanego 1a, z wyporem działającym bezpośrednio na dno ekranu Soilcrete, warunek (2) przyjmuje postać:

$$V_e \cdot \gamma_{dst} \leq (G_e + 2T_e + G_b' + 2T_b) \cdot \gamma_{stb} \quad (3)$$

natomiast dla stanu budowlanego 1b, z wyporem działającym na dno płyty fundamentowej, będzie:

$$V_p \cdot \gamma_{dst} \leq (G_p + G_e' + G_b' + 2G_s') \cdot \gamma_{stb} \quad (4)$$

gdzie: V_e – siła wyporu na spodzie ekranu (indeks e), G_e – ciężar własny ekranu (G_e' – ciężar pod wodą), T_e – siła tarcia między ekranem a obudową wykopu, G_b' – ciężar własny pali Soilcrete i gruntu z uwzględnieniem wyporu, T_b – siła tarcia między obudową wykopu a gruntem, V_p – siła wyporu na spodzie płyty fundamentowej (indeks p), G_p – ciężar własny płyty fundamentowej, G_s' – ciężar własny obudowy wykopu z uwzględnieniem wyporu.

Dla zwiększenia stopnia bezpieczeństwa w przypadku stanu budowlanego 1b pominięto w obliczeniach tarcie między zewnętrzną powierzchnią obudowy wykopu a gruntem, przyjmując zachowawczo $T_s = 0$ (por. ryc. 11).

Podsumowanie

Na bezpieczeństwo głębokich wykopów fundamentowych wpływ ma zarówno projektowanie, jak i wykonawstwo robót. W obu przypadkach występuje ryzyko, które należy zminimalizować, wdrażając odpowiedni plan zapewnienia jakości (PZJ). Rozbudowany PZJ powinien objąć nie tylko etap wykonania i kontroli robót, jak praktykuje się standardowo, ale również fazę opracowania projektowej dokumentacji wykonawczej, bardzo ważny etap przygotowania robót i sprawdzenia przyjętych założeń projektowych w odniesieniu do krytycznych założeń, a także odpowiedni monitoring po wykonaniu wykopu. Jest bardzo korzystne dla budowy, jeżeli prace projektowe, prowadzone w trybie aktywnego projektowania, i roboty budowlane są realizowane przez tego samego wykonawcę, ponieważ podnosi to poziom bezpieczeństwa robót.

Plan zapewnienia jakości i kontroli robót, wdrożony w odniesieniu do realizacji głębokich wykopów budowlanych tunelu pod Martwą Wisłą, stanowi dobry przykład odpowiedzialnego zarządzania ryzykiem. Głównymi elementami tego planu były następujące działania:

- wykonanie dodatkowych badań geotechnicznych przed rozpoczęciem robót, m.in. dla udokumentowania zalegania gruntów słabo przepuszczalnych i sprawdzenia ich ciągłości,
- wykonanie próbnych kolumn Soilcrete w celu sprawdzenia, jakie średnice można wyciąć strumieniem zaczynu na dużej głębokości i przy dużym ciśnieniu wody gruntowej,
- pobranie z kolumn testowych próbek cementogruntu i zbadanie wytrzymałości i wodoprzepuszczalności,
- polowe badania wyciągania żerdzi kotwiących z pali iniekcyjnych w celu określenia granicznej przyczepności,
- bieżąca weryfikacja warunków gruntowych podczas głębienia wykopów ścian szczelinowych, zwłaszcza pod kątem występowania gliny,
- zastosowanie systemu GPS do wyznaczania pozycji kolumn iniekcyjnych i żerdzi kotwiących,
- sprawdzanie pionowości wiercenia wszystkich kolumn Soilcrete przy użyciu inklinometrów,
- badania zakładów kolumn Soilcrete za pomocą inspekcji akustycznej,
- stała kontrola wszystkich materiałów (stal, cement, beton),
- monitoring geodezyjny ścian szczelinowych podczas głębienia wykopu,
- badania przemieszczeń ścian szczelinowych za pomocą inklinometrów,
- monitorowanie rozpór stalowych (siły wewnętrzne oraz temperatura),
- system wczesnego ostrzegania, sygnalizujący ewentualną utratę stateczności ekranu Soilcrete i nośności elementów kotwiących,
- stała obserwacja poziomów wód gruntowych wewnątrz i na zewnątrz wykopu, oraz kontrolowanie ilości wody pompowanej z wykopu.

Literatura

- [1] BS 8081:1989 *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*.
- [2] Eurokod 7 (PN-EN 1997-1) *Projektowanie geotechniczne*. Cz. 1. *Zasady ogólne*.
- [3] Głodzik K.: *Jak osiągnąć suchy wykop? Wykopy budowlane z ekranem uszczelniającym*. „Geoinżynieria. Drogi, mosty tunele” 2014, nr 4.
- [4] PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [5] PN-EN 14199:2008 *Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – mikropale*.
- [6] „Sprawozdanie z badań geotechnicznych wykonanych na terenie budowy zlokalizowanej przy ulicy Kujawskiej i Marynarki Polskiej w Gdańsku” (mps). Geoteko. Warszawa, maj 2012.
- [7] Topolnicki M., Buca R.: *Realizacja i monitoring komory startowej i wyjściowej maszyny TBM*. „Inżynieria i Budownictwo” 2014, nr 2.

