

Ocena sztywności podwodnej betonowej płyty metodą analizy wstecznej

Mgr inż. Urszula Tomczak

Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej; Soletanche Polska Sp. z o.o.

Coraz ciekawsze rozwiązania architektoniczne stawiają przed projektantami konstrukcji i wykonawcami wielkie wyzwania realizacyjne. Nowym trendem jest projektowanie budynków znajdujących się praktycznie w całości pod poziomem wody gruntowej, której wypór nie jest zrównoważony ciężarem konstrukcji samego obiektu.

Tematem artykułu jest opis sposobu przeprowadzenia analizy wstecznej, którą wykonano, aby ocenić właściwie sztywność betonowanego podwodnie niezbrojonego korka betonowego o grubości 1,5 m i powierzchni 14 300 m². Korek wykonano na głębokości 17,0 ÷ 18,0 m poniżej poziomu terenu i około 15 m poniżej poziomu wody wewnątrz wykopu. Zakotwiono go w podłożu stałymi mikropalami o długości 22 m przeciwdziałającymi wyporowi wody.

OPIS ROZWIĄZANIA

Obiekt zlokalizowano w delcie Wisły w obrębie Żuław Wiślanych. Przypowierzchniową warstwę tworzą grunty antropogeniczne w postaci nasypów gruzowo-mineralno-organicznych o miąższości do 3,9 m. Poniżej występują holoceneskie osady deltowe, czyli torfy i namuły o dużej miąższości dochodzącej do 9 m. Głębsze podłoże jest zbudowane z holoceneskich utworów aluwialnych wykształconych, jako piaski drobne i średnie przewarstwione sporadycznie warstwami gruntów spoistych o niewielkiej miąższości w postaci piasków gliniastych i glin pylastych. Podścielone są one plejstoceneskim pakietem gruntów piaszczysto-żwirowych o miąższości około 40 m. Strop utworów kredowych według [1] występuje dopiero na głębokości około 100 m p.p.t.

Wody gruntowe poziomu wodonośnego (piaszczysto-żwirowa seria plejstocenesko-holoceneska) zalegają poniżej gruntów

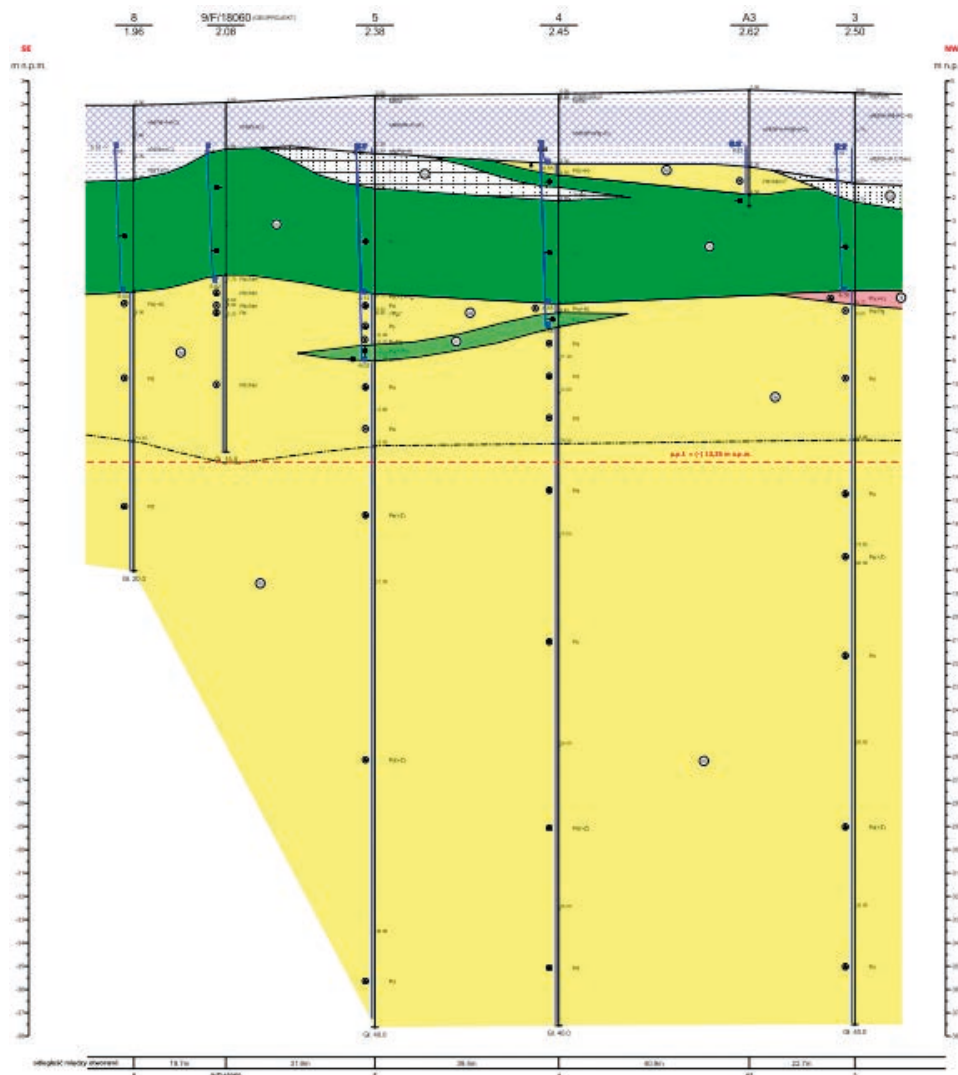
organicznych, które napinają zwierciadło wód gruntowych. Ustabilizowane zwierciadło wód gruntowych ustalono w dokumentacji na głębokości 0,10 do 0,25 m n.p.m., co daje wartość $15,78 \div 15,93$ m powyżej dna wykopu (rys. 1).

Warunki geologiczno-hydrologiczne wymogły zastosowanie odpowiedniej technologii wykonania wykopu ze względu na brak możliwości typowego wypompowania wody z wykopu bądź zagłębienia spodu ścian szczelinowych w warstwie słabo przepuszczalnej (rys. 2).

W pierwszej kolejności wykonano ściany szczelinowe o grubości 100 cm zwieńczone żelbetowym oczepem spinającym o wymiarach 100x100 cm. Następnie zrealizowano wykop 0,5 m poniżej poziomu kotwienia i wykonano oraz sprężono kotwy gruntowe o długości 24 ÷ 31 m, w rozstawie 1,60 m i nośności 1000 kN każda. Dalsza część wykopu wymagała metody bagrowania po napełnieniu wykopu wodą do poziomu około 3 m poniżej „0” budynku. Po wykonaniu pełnego wykopu z pływających barek wykonano wiercone mikropale kotwiące, które miały za zadanie zakotwić zarówno tymczasową płytę betonową, jak i późniejszą płytę fundamentową. Ostatnim zadaniem przed wypompowaniem wody było wylanie betonowego korka grubości 1,5 m na całej powierzchni obiektu metodą betonowania podwodnego. Po osiągnięciu przez beton płyty korka odpowiedniej wytrzymałości rozpoczęto wypompowywanie ponad 200 000 m³ wody z wnętrza wykopu (rys. 3).

OBLICZENIA I OPIS ZAGADNIENIA

Ze względu na złożoność zagadnienia obliczenia opisanego zamierzenia budowlanego wykonywano etapowo przy użyciu różnorodnego oprogramowania komputerowego, wspomagając się wynikami próbnych badań.



Rys. 1 Typowy przekrój geologiczny [1]

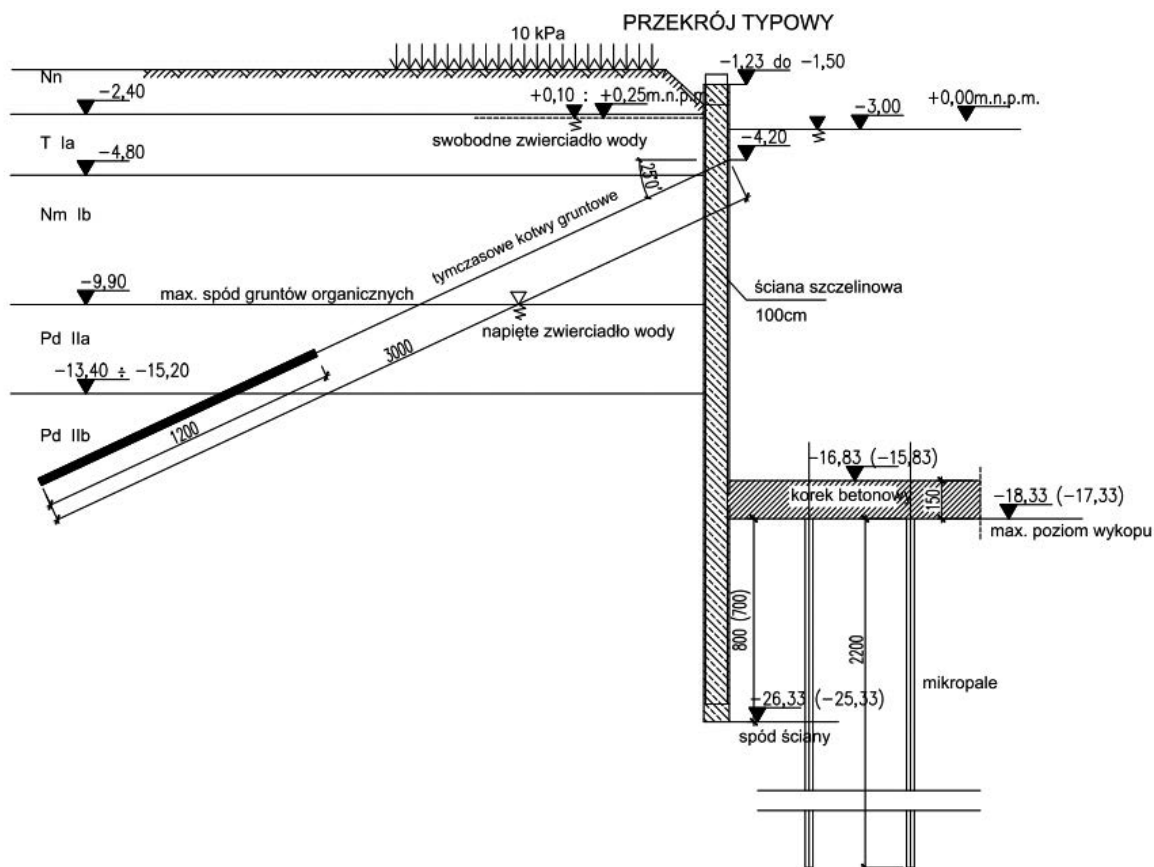
W pierwszym etapie wykonano obliczenia ścian szczelinowych w programie Paroi2009, oceniając przemieszczenia ścian, momenty zginające i siły przekrojowe w ścianach, siły w tymczasowych kotwach gruntowych. W celu sprawdzenia wpływu głębokiego wykopu na otoczenie zamodelowano poszczególne przekroje obliczeniowe przy użyciu Metody Elementów Skończonych w programie Plaxis 2D. Zainstalowane inklinometry pozwoliły na bieżącą analizę wyników w poszczególnych fazach i odpowiednie skalibrowanie modelu do kolejnego etapu obliczeń. Wyniki przeprowadzanych analiz pozwoliły na prawidłowe określenie przede wszystkim modułów odkształcenia E_0 w poszczególnych warstwach gruntów. Moduł ten jest podstawowym parametrem opisującym ośrodki gruntowy w modelu korzystającym z MES, a trudno określić prawidłowo wartość jego w dokumentacji geologicznej ze względu na ograniczoną liczbę badań, a także zmienność modułu wraz z głębokością.

Zwymiarowanie elementów kotwiących płytę korka betonowego poprzedziły badania na mikropalach próbnych. Do obliczeń zastosowano metody zaproponowane przez dostawcę materiału Titan w [2] oraz skorelowano je z obliczeniami według polskiej normy PN-83_B-02482 Nośność pali i fundamentów palowych [4] oraz wynikami próbnych obciążeń.

Kolejny najtrudniejszy etap stanowiło zaprojektowanie betonowej niezbrojonej płyty – korka. W celu uwzględnienia wpływu kształtu obiektu oraz zmian poziomu płyty zastosowano obliczenia w programie ROBOT pozwalające na zamodelowanie całego elementu. Na podstawie próbnych obciążeń wyznaczono sztywność podparcia elementu mikropalami zamodelowanymi w odpowiedniej siatce. Trudniejszym a bardzo istotnym elementem okazało się określenie sztywności połączenia betonowej płyty korka z wcześniej wykonaną ścianą szczelinową. Analiza obliczeniowa wykazała, że wartość ta ma znaczący wpływ na naprężenie w betonie, a tym samym konieczność ewentualnego dozbrajania płyty korka w rejonach przyściennych lub zmianę klasy betonu.

ANALIZA WPLYWU SZTYWNOŚCI POŁĄCZENIA PŁYTA – ŚCIANA NA NAPRĘŻENIE W PŁYCE

W celu określenia wpływu wartości sztywności połączenia ściany szczelinowej z płytą korka betonowego na naprężenie w betonie i konieczność jego zbrojenia lub podwyższenie klasy betonu opracowano program badań polegający na iteracyjnych obliczeniach w programie ROBOT przy zmiennej war-



Rys. 2. Typowy przekrój obliczeniowy



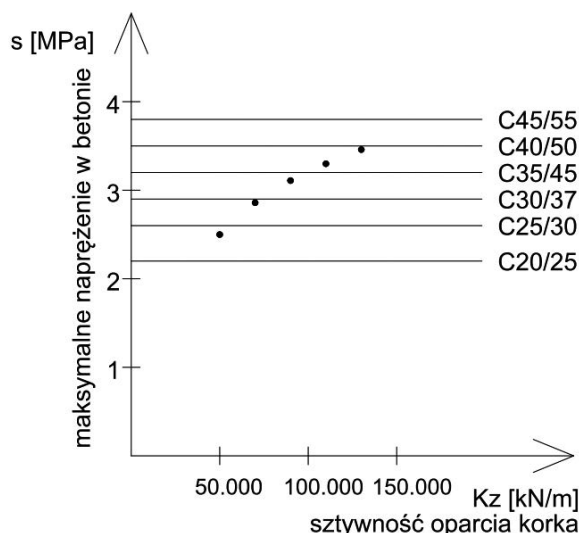
Rys. 3. Widok płyty korka po odpompowaniu wody (Soletanche Polska)

tości sztywności. W celu określenia rzeczywistej sztywności wykorzystano skalibrowany wcześniej model oparty na MES (na podstawie wyników pomiarów inklinometrycznych ścian szczelinowych korelowano moduł odkształcenia dla poszczególnych wydzielonych warstw gruntów), gdzie wyznaczano wartości przemieszczeń pionowych ściany i korka pod zadaniem obciążeniem pionowym. Uzyskaną wartość sztywności $K_z = 90\,000\text{ kN/m}$ potraktowano jako średnią (wariant obliczeniowy 3), a następnie wyznaczono naprężenie maksymalne przy sztywnościach podparcia większych stopniowo o $20\,000\text{ kN/m}$, tzn.: wariant 4 $K_z = 110\,000\text{ kN/m}$, wariant 5 $K_z = 130\,000\text{ kN/m}$

oraz mniejszych: wariant 2 $K_z = 70\,000\text{ kN/m}$ i wariant 1 $K_z = 50\,000\text{ kN/m}$.

Wyniki obliczeń przedstawione w tabl. 1 wyraźnie pokazują brak wpływu sztywności podparcia na naprężenie w strefie środkowej modelu oraz na przemieszczenia maksymalne korka (uniesienie w części środkowej).

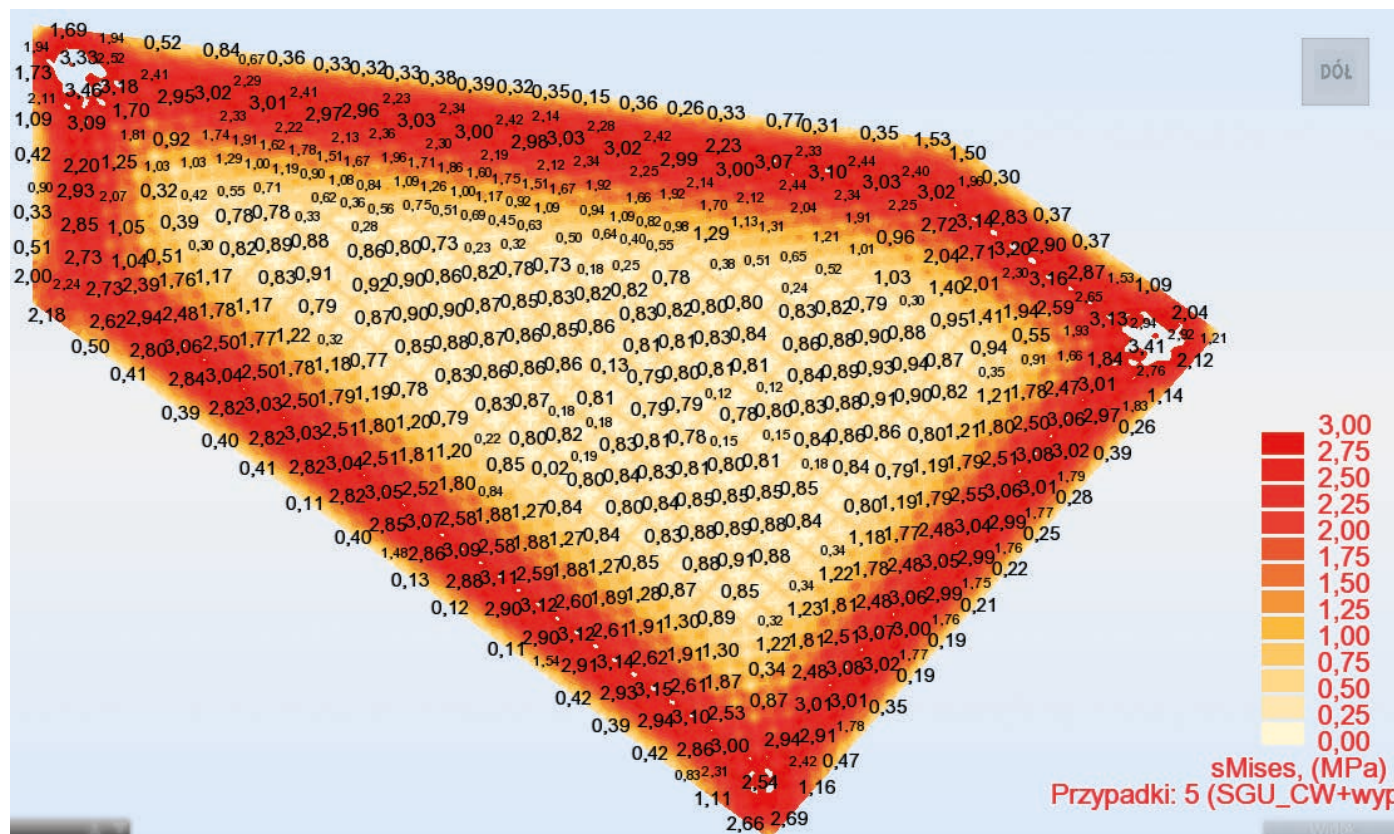
Natomiast wartości naprężenia w pasie przyległym do ściany o szerokości około 15 m ulegają na tyle znaczącej zmianie (od 2,50 MPa do 3,46 MPa), że wymuszają zmianę klasy betonu od C25/30 do C40/50. Na rys. 4 zaznaczono wartość naprężenia w zależności od sztywności podparcia oraz zakresy średniej gwarantowanej wytrzymałości betonu na rozciąganie przy poszczególnych klasach betonu od C20/25 do C45/55. Poszczególne wartości uzyskanego naprężenia wskazują, którą klasę betonu należy zastosować. Technologia betonowania podwodnego wymaga użycia jednego rodzaju mieszanki betonowej dla ca-



Rys. 4. Wykres zależności naprężenia w betonie od sztywności podparcia

Tabl. 1. Wyniki obliczeń dla wariantów 1 ÷ 5

Przypadek	K_z dla ściany [kN/m]	Maksymalne naprężenie w betonie [MPa]	Naprężenie w środkowej części korka [MPa]	Maksymalne uniesienie korka [mm]
Wariant 1	130 000	3,46	0,78 ÷ 0,86	26
Wariant 2	110 000	3,30	0,78 ÷ 0,86	26
Wariant 3	90 000	3,11	0,78 ÷ 0,86	26
Wariant 4	70 000	2,86	0,78 ÷ 0,86	26
Wariant 5	50 000	2,50	0,78 ÷ 0,86	26



Rys. 5. Mapa naprężenia w betonie dla wariantu 5

łości elementu i wykonanie samego betonowania bez przerwy. Alternatywnie, zamiast zmiany klasy betonu, istnieje możliwość dobrojenia fragmentów płyt jedynie w miejscach przekroczenia naprężenia dopuszczalnego dla wybranej receptury mieszanki betonowej.

WNIOSKI

Bieżąca analiza i kalibrowanie modelu pozwala na odwzorowanie modelu jak najbliższe rzeczywistości. Opracowanie i przeprowadzenie szczegółowego monitoringu poszczególnych elementów zamierzenia budowlanego umożliwia analizę już w czasie realizacji obiektu i bieżącą korektę zaprojektowanych rozwiązań. W przypadku przedstawionej analizy prawidłowe określenie tylko jednego parametru może zmienić klasę betonu nawet o 3 klasy wyżej, co przy 24 700 m³ betonu daje znaczącą zmianę ceny wykonania całego przedsięwzięcia. Należy wziąć

pod uwagę, że betonowanie podwodne wymaga specjalistycznej technologii i ma ograniczenia także w recepturze mieszanki betonowej, która musi rozkładać się na dnie i wiązać w odpowiednim tempie. Opracowanie detalu zapewniającego zarówno mniejszą sztywność połączenia z zachowaniem jego szczelności pozwoli na zastosowanie betonu o najniższej koniecznej klasie.

LITERATURA

1. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla ustalenia warunków geologiczno-inżynierskich dla projektu inwestycji Muzeum II Wojny Światowej. Fundament sp. z o.o. Gdańsk 2011.
2. PN-EN 206:2014-04 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
3. Przewodnik projektowy systemu Titan. Titan Polska, 2013.
4. PN-83/B-02482 Nośność pali i fundamentów palowych.