



ZAGROŻENIA UTRATY STATECZNOŚCI HYDRAULICZNEJ GŁĘBOKIEGO WYKOPU NA PRZYKŁADZIE BUDOWY WIELKOPOWIERZCHNIOWEGO OBIEKTU HANDLOWEGO

TOMASZ GODLEWSKI, *t.godlewski@itb.pl*

STANISŁAW ŁUKASIK

JAROSŁAW TKACZYK

WITOLD BOGUSZ

MARCIN WITOWSKI

Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Instytut Techniki Budowlanej

Streszczenie: Artykuł porusza problemy geotechnicznego i hydrogeologicznego rozpoznania podłoża budowlanego, w kontekście realizacji głębokiego wykopu w skomplikowanych warunkach gruntowych, przy występowaniu silnie napiętego zwierciadła wód podziemnych. Analizy dokonano na przykładzie budowy wielkopowierzchniowego obiektu handlowego, posadowionego na płytowym fundamencie bezpośrednim, z częścią podziemną realizowaną w osłonie ścian szczelinowych. W trakcie głębienia wykopu na terenie inwestycji doszło do serii awarii polegających na wystąpieniu przebiegów hydraulicznych. Przyczyną awarii były naturalne i antropogeniczne nieciągłości gruntowych warstw nieprzepuszczalnych, izolujących dno wykopu.

Słowa kluczowe: głębokie wykopy, przebicie hydrauliczne, ściana szczelinowa.

1. Wprowadzenie

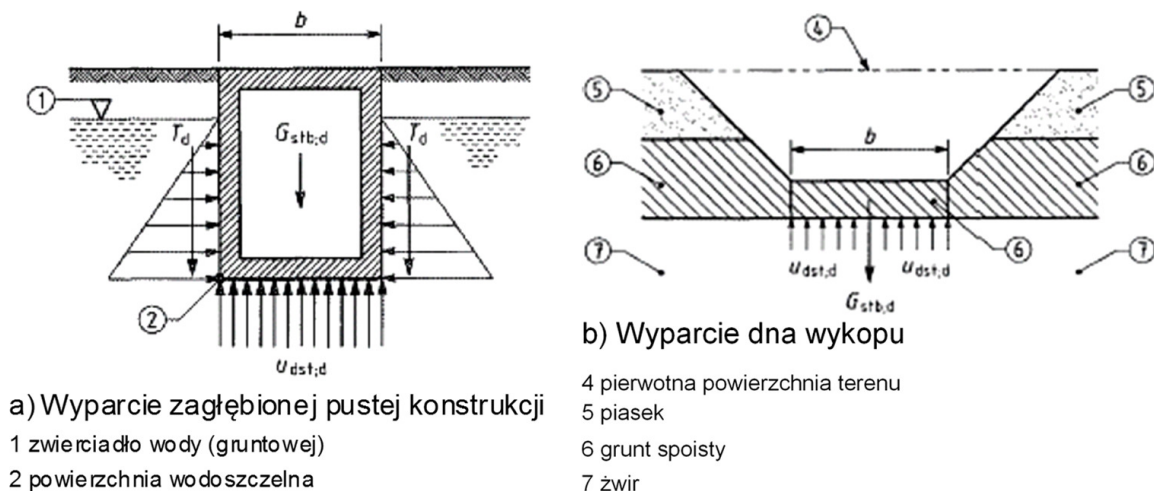
Analiza stateczności hydraulicznej, opisywanej w punkcie 10 Eurokodu 7 [1] jako zniszczenia hydrauliczne, dotyczy obiektów budowlanych narażonych na występowanie niekorzystnych oddziaływań ciśnienia wody gruntowej. Są to mechanizmy wywołane ciśnieniem porowym oraz przepływem wody w gruncie, gdzie wyróżniamy:

- zniszczenie spowodowane wyparciem (przez wypór wody), UPL,
- zniszczenie spowodowane wypiętrzeniem hydraulicznym, HYD,
- zniszczenie spowodowane erozją wewnętrzną,
- zniszczenie spowodowane przebicciem hydraulicznym.

Podczas realizacji głębokich wykopów (>3 m) w niekorzystnym układzie gruntowo-wodnym możemy mieć do czynienia z praktycznie każdym z wymienionych mechanizmów utraty stateczności hydraulicznej, ponieważ zjawiska te są często powiązane. Z uwagi na stan UPL, wymagane jest sprawdzenie stateczności na wyparcie konstrukcji lub warstwy gruntu o małej przepuszczalności, porównując stałe oddziaływania utrzymujące (np. ciężar i tarcie na ścianach bocznych) ze stałymi i zmiennymi oddziaływaniami destabilizującymi wywołanymi m.in. parciem wody. Warunek ten jest zazwyczaj rozpatrywany dla etapu docelowego obiektu budowlanego (konstrukcji lub dna wykopu) – rys. 1.

Do zniszczenia wywołanego wypiętrzeniem hydraulicznym dochodzi w sytuacji przekroczenia granicznej wartości naprężeń całkowitych gruntu przez naprężenia wywołane ciśnieniem wody w porach. Zjawisko to powstaje najczęściej na skutek występowania spadku hydraulicznego, głównie w gruntach niespoistych lub gruntach o niskiej spójności. Stan graniczny wypiętrzenia hydraulicznego jest ściśle związany ze stanem granicznym erozji wewnętrznej,

będącej niejako kontynuacją zniszczenia. Do zniszczenia dochodzi poprzez wypłukiwanie drobnych frakcji, co powoduje niekorzystną zmianę granulometryczną szkieletu gruntowego.



Rys. 1. Przykłady sytuacji związanych z wyparciem konstrukcji a) lub dna wykopu b) [1]

Ostatnim z opisanych zjawisk jest zniszczenie wywołane przebicciem hydraulicznym. Mechanizm ten definiowany jest jako nagła utrata stateczności gruntu w wyniku działania ciśnienia wody filtrującej w podłożu. Zjawisko to może prowadzić do powstania zapadlisk wokół miejsca wypływu, a w rezultacie do dalszego postępowania awarii. Przykład takiej awarii przedstawiono w dalszej części artykułu opisując realizację wielopowierzchniowego obiektu handlowego.

2. Opis konstrukcji obiektu

Opisywany przykład dotyczy realizacji jednego z wielkopowierzchniowych centrów handlowych w Polsce – budynek o powierzchni około 2,5 ha z częścią podziemną sięgającą 10 m p.p.t. Obudowę wykopu wykonano w technologii ścian szczelinowych, zamykających obwód budynku (~625 m). W obrysie ścian szczelinowych zaprojektowano płytę denną szczelnie zamykającą część podziemną budynku. Konstrukcja obiektu stanowi układ szkieletowy, słupowo-płytowy. Płyta fundamentowa została wykonana jako żelbetowa, monolityczna z betonu klasy C30/37-W8, o grubości podstawowej 80 cm i 141 cm przy ścianach szczelinowych, z lokalnymi pogrubieniami. Wierzch płyty zaprojektowano na rzędnej -9,99 m (+162,21 m n.p.m.) [4]. Ściany szczelinowe posadowiono w gruntach zastoiskowych słaboprzepuszczalnych warstw Va i Vb (~150,90 m n.p.m.) [4]. Jako zabezpieczenie obudowy wykonano jeden poziom tymczasowych kotew gruntowych. W narożach ścian szczelinowych zamontowano rozpory stalowe, usytuowane w poziomie kotwienia.

3. Warunki gruntowo-wodne

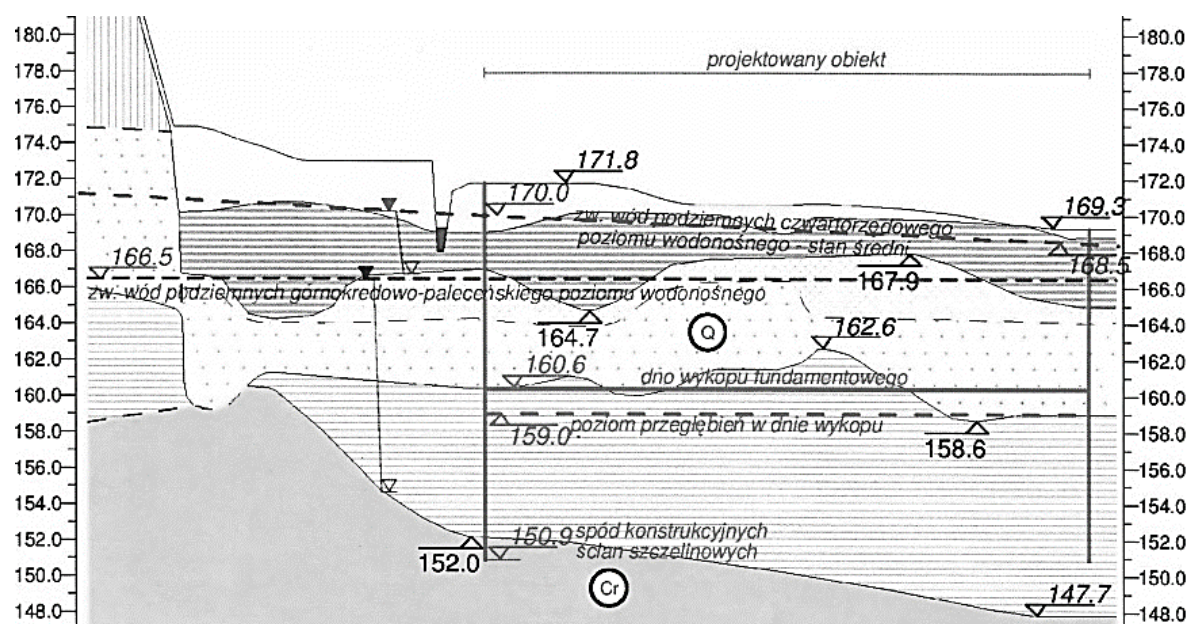
Budynek zlokalizowano w obrębie doliny rzecznej, w skomplikowanych warunkach geotechnicznych. Poziom posadowienia płyty dennej zaprojektowano w strefie zalegania piasków i żwirów, poniżej których zalega kompleks izolujących pyłów i glin o miąższości 7–11 m. Strop skał węglanowych zalega na głębokości ok. 21 m p.p.t., na którym ukształtowały się plejstoceny osady rzeczne (aluwia piaszczyste i spoiste) i zastoiskowe (gytie mineralne i przechodzące z głębokością w gliny pylaste). Górne partie profilu budują holoceny grunty organiczne (namuły i torfy). Profil kończy warstwa gruntów nasypanych zbudowanych z gruzu i odpadów.

Warunki geotechniczne w poziomie posadowienia ściany szczelinowej i płyty dennej są następujące:

- w poziomie posadowienia płyty dennej występują w przewadze nawodnione grunty piaszczyste warstwy IIIa w stanie średniozagęszczonym – $I_D = 0,6$,
- w poziomie posadowienia ściany szczelinowej występują głównie osady zastoiskowe warstw Va i Vb oraz lokalnie (północno-zachodni narożnik) występują grunty warstwy VI w postaci zwietrzelin gliniasto-gruzowych skał podłoża, w stanie plastycznym – $I_L = 0,35$ (poziom wód kredowych) – rys. 4.

Na omawianym obszarze występują dwa poziomy wodonośne. Dolny poziom wodonośny występuje w paleoceńsko-kredowych spękanych utworach węglanowych. Poziom ten nawiercono na głębokości od 19,8 do 20,7 m p.p.t., w obrębie zwietrzelin podłoża skalnego (poz. ustabilizowany ~ 170 m n.p.m., tj. ~1–1,5 m p.p.t.) [5]. Wody tego poziomu są napinane przez nadległy, słaboprzepuszczalny pakiet osadów zastoiskowych i aluwiiw spoistych. Pierwszy poziom wodonośny występuje w obrębie doliny, powyżej poziomu paleoceńsko-kredowego i związany jest z osadami czwartorzędowymi (aluwia piaszczyste). Układ zwierciadła tego poziomu jest zróżnicowany i waha się od 1,2 do 5,3 m p.p.t. (~169 m n.p.m.).

Poniżej na rysunku 2 przedstawiono fragment przekroju geotechnicznego obrazujący budowę geologiczną oraz położenie zwierciadeł wód podziemnych w odniesieniu do położenia projektowanego obiektu.



Rys. 2. Przekrój geotechniczny z układem poziomów wodonośnych [3]

4. Opis awarii

W trakcie głębienia wykopu, doszło do serii przebić hydraulicznych podłoża. Pierwsze przebicia powstały w wyniku natrafienia na niezinventaryzowane i nieprawidłowo zlikwidowane obiekty, tj. starą studnię głębinową oraz piezometr. Obie instalacje sięgały do kredowego poziomu wodonośnego. Prowadzone prace doprowadziły do naruszenia równowagi ciśnień w zasypanych i zakolmatowanych instalacjach, powodując niekontrolowany samowypływ wody do wykopu oraz konieczność wstrzymania prac na budowie. Interwencyjnie podjęto działania ratunkowe polegające na skanalizowaniu wypływu wody przy użyciu rury stalowej, na tyle długiej, aby poziom wody mógł stabilizować się poniżej jej górnej krawędzi. Pozwoliło

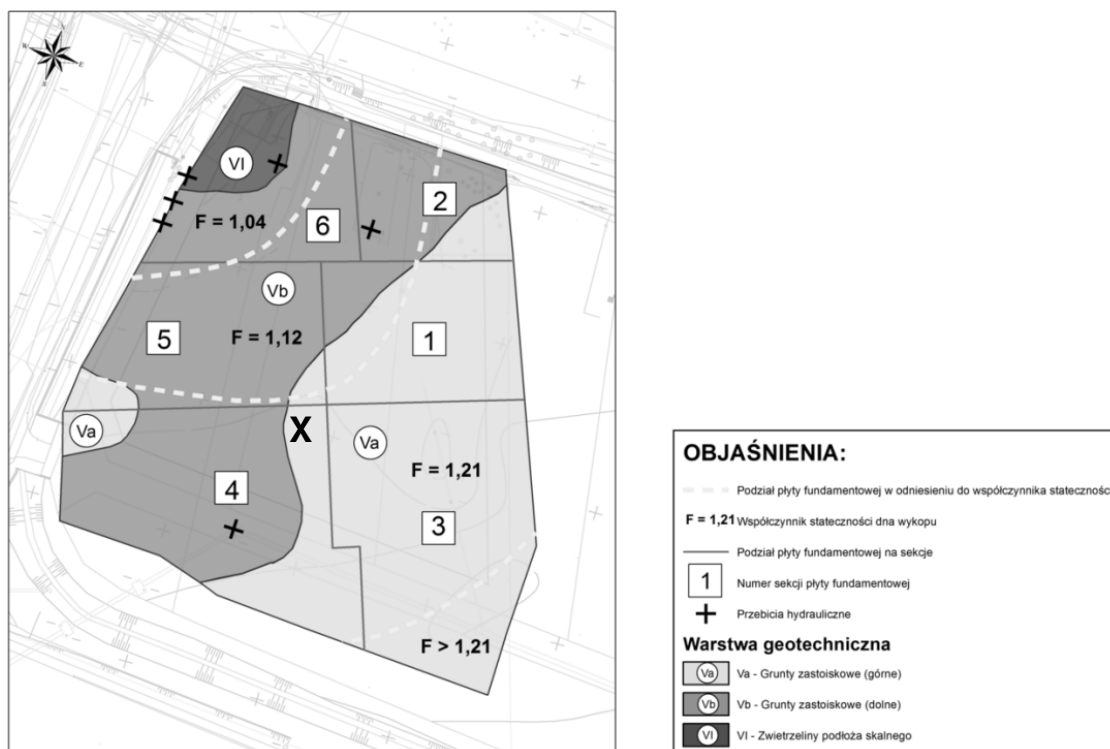
to na ustabilizowanie sytuacji i zatrzymanie napływu wód do wykopu, a także uzyskano czas na zorganizowanie działań naprawczych.

Podobny zabieg nie powiódł się w przypadku piezometru i pomimo nasadzenia rury stalowej, dopływ wody odbywał się nadal poza jej przekrojem, przy dopływie ok. 70 m³/godz. Przebicie to, doprowadziło w efekcie do rozmycia gruntu w promieniu ok. 3 m – rys. 3.



Rys. 3. Miejsce awarii – widoczne zapadlisko wywołane przebicciem hydraulicznym wokół piezometru [4]

Kolejne przebicie powstało w trakcie wykonywania wykopu do rzędnej docelowej, na etapie realizacji lokalnych przegłębień. Przebicie to powstało prawdopodobnie na skutek rozmycia gruntu w trakcie głębienia ścian szczelinowych, które na fragmencie przebiegu posadowiono w strefie zwietrzliny skał kredowego poziomu wodonośnego – rys. 4.



Rys. 4. Mapa gruntów w poziomie posadowienia ścian szczelinowych z podziałem wykopu na obszary w odniesieniu do współczynnika stateczności – dla rzędnej 161,4 m n.p.m. [4]

Efektem tego było powstanie dwóch miejsc wypływu wody w sąsiedztwie ściany szczelinowej. Tym razem wypływy te były niewielkie (małe wydatki), stąd założono hipotezę przepływu po ścianie szczelinowej (na kontakcie z gruntem), gdzie spadek ciśnienia wypływu mógł być spowodowany wydłużeniem drogi filtracji i oporem przepływu w strefie kontaktowej wskutek występowania tzw. koszulki z zawiesiny bentonitowej. Wypływy te udało się z powodzeniem zainiektować z wnętrza wykopu.

Ostania awaria związana ze zniszczeniem hydraulicznym powstała na etapie realizacji płyty dennej, w trakcie wykonywania przegłębienia o głębokości ok. 2 m, wykonanego w sąsiedztwie zrealizowanej sekcji płyty fundamentowej. Zdarzenie to miało charakter bardzo dynamiczny. Dopływ wody do wykopu po kilku godzinach od inicjacji przebiccia oszacowano na około 30 m³/godz. Awaria ta powodowała wynoszenie wraz z wypływającą wodą cząstek gruntu oraz rozmywanie podłoża. Skutkowało to powstaniem zapadliska w dnie przegłębienia. Po skanalizowaniu wypływu (obsadzenie rury) oraz częściowym zdławieniu procesu przez zasypanie zapadliska kruszywem (dociążenie), rozpoczęto iniektowanie obszaru awarii. Zabiegi te pozwoliły na skuteczne zlikwidowanie wypływu.



Rys. 5. Miejsce awarii (przegłębienie w wykopie), jako szczegół-skanalizowanie wypływu w rurze [4]

5. Działania prewencyjne

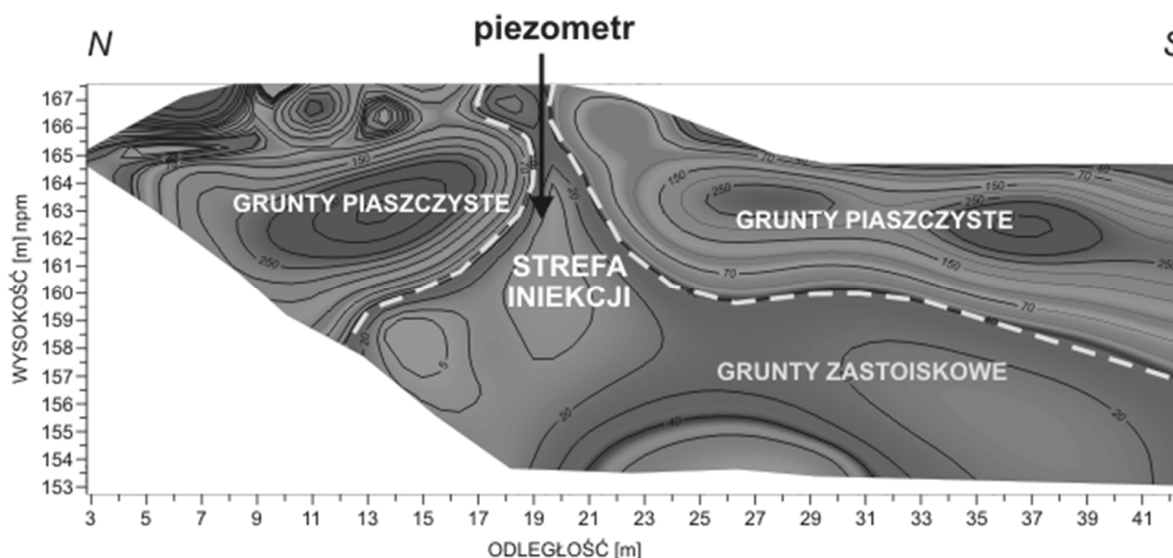
W celu zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji fundamentu oraz zachowania projektowanych parametrów gruntu, konieczne było utrzymanie szczelności dna wykopu odcinając dopływy wód podziemnych. Dlatego też, podjęto próbę uszczelnienia powstałych przebić hydraulicznych, opierając się na metodzie modyfikacji gruntu poprzez wykonanie niskociśnieniowych iniekcji gruntowych. Rozwiązanie to miało za zadanie podwyższenie własności mechanicznych oraz obniżenie właściwości filtracyjnych ośrodka gruntowego. Głównym czynnikiem powodującym zmianę parametrów modyfikowanego gruntu jest zainiektowane spoiwo, tworzące w połączeniu ze szkieletem gruntowym swoisty konglomerat mineralny. Spoiwem tym jest płynna zawiesina otrzymana na bazie modyfikowanych ilów i cementu.

Dodatkowe badania geotechniczne

Wdrożenie skutecznej metody naprawczej wymagało wykonania dodatkowych badań podłoża. W tym celu przeprowadzono uzupełniające badania geofizyczne, których głównym zadaniem było wskazanie stref podwyższonego ryzyka utraty stateczności hydraulicznej. Zastosowano metodę tomografii elektrooporowej (ERT), z uwagi na jej dużą przydatność do wyodrębniania w podłożu warstw przepuszczalnych i potencjalnie izolujących – rys. 6. Metoda ta dobrze wykazuje silne kontrasty w przewodności badanych gruntów. Wyniki badań pozwoliły na uszczegółowienie przebiegu stropu utworów słaboprzepuszczalnych (izolujących) oraz miąższości tych warstw. Profile wykonano z poziomów ok. 164–167 m n.p.m. Wyniki przedstawiono w formie przekrojów w odniesieniu do danych archiwalnych z wierceń i sondowań – przykład na rys. 6.

Badania ERT wykazały, że w obrębie warstw niskooporowych (izolujących) występują miejscami pola o nieco wyższych opornościach, które należy interpretować jako przewarstwienia lub soczewki o zwiększonym udziale frakcji piaszczystej, w niższych partiach związane prawdopodobnie z utworami starszego podłoża (zwietrzelin).

Dodatkowo, w niektórych przekrojach zarejestrowano zwiększony udział gruntów wysokooporowych kosztem warstwy niskooporowej (izolującej), sięgające do ok. 5 m poniżej poziomu docelowej rzędnej wykopu, a sposób występowania tych anomalii może wskazywać na lokalne kotły eworsyjne, wypełnione materiałem o grubszej frakcji.



Rys. 6. Przekrój geofizyczny w rejonie przebiecia hydraulicznego (stary piezometr). Linia przerywana wskazuje zróżnicowanie stropu warstw izolujących [2]

Wykonane badania umożliwiły weryfikację założeń dotyczących stateczności dna wykopu oraz pozwoliły na wskazanie obszarów wymagających wykonania dodatkowych uszczelnień.

Modyfikacje w technologii realizacji wykopu

Z uwagi na częściowe posadowienie ścian szczelinowych w poziomie stropu skał kredowych i ich zwietrzelin (łącznie 23 sekcje na 100 wykonanych), istniało ryzyko wystąpienia warunków do zainicjowania filtracji i napływu wód kredowych do wykopu. Poza tym, dodatkowe rozpoznanie układu warstw w podłożu wskazało na obszary potencjalnie zagrożone wystąpieniem przebiecia hydraulicznego i utraty stateczności wykopu z uwagi na zbyt małą grubość warstwy

izolującej. Z tych powodów podjęto decyzję o zmianie technologii realizacji wykopu. Aby tego dokonać, przeprowadzono analizę stateczności dna wykopu z uwagi na wyparcie.

Wykop podzielono na obszary z uwagi na wartość współczynnika bezpieczeństwa – rys. 4. Na tej podstawie zaktualizowano harmonogram prac fundamentowych wskazując rejon, gdzie prowadzenie prac do rzędnej docelowej jest bezpieczne (pola nr 3, 4 i częściowo 1) oraz obszary (2, 5 i częściowo 1), gdzie prowadzenie prac jest możliwe tylko do założonych rzędnych (ok. 1,5–2 m powyżej rzędnej docelowej).

Kolejne działania polegały na wykonaniu dodatkowych studni depresyjnych. Studnie te miały na celu obniżenie napiętego zwierciadła wód kredowych (o ok. 2 m) na czas wykonania wykopu i płyty dennej. Obszary najbardziej zagrożone występowaniem przebiegów hydraulicznych w rejonach piaszczysto-żwirowych oraz niektóre zagrożone strefy przy ścianach szczelinowych (pole nr 6 oraz częściowo 5 i 2) poddano uszczelnieniu metodą iniekcji niskociśnieniowych. W miejscach o większym ryzyku przebiegów wykonano iniekcję w siatce trójkątów o rozstawie otworów wynoszącym 1,5 m. Na pozostałym obszarze zagrożenia wykonano iniekcję prewencyjną przez otwory w rozstawie 2,5 m.

Obszar przewidzianej iniekcji miał postać ciągłej przesłony, która poprzez odpowiednie zaprojektowanie poziomów iniektowania oraz rozstawu otworów iniekcyjnych, wraz z granicznymi ilościami spoiwa, zapewniła szczelność dna wykopu

6. Wnioski

Opisany przypadek jest przykładem skali zagrożeń jaki może spowodować przebiecie hydrauliczne niezależnie od przyczyny jego powstania, który wyraźnie wskazuje na konieczność prowadzenia dokładnej analizy problemów związanych z możliwością wystąpienia stanów granicznych zniszczenia hydraulicznego, opisywanych w Eurokodzie 7 [1].

W skomplikowanych warunkach geologicznych, jeśli istnieje ryzyko przebiecia hydraulicznego, dokumentacje wykonywane na etapie projektu budowlanego mogą być niewystarczające. Wnioski płynące z opisanej awarii podkreślają potrzebę wykonywania geotechnicznych badań uzupełniających na etapie projektu wykonawczego lub nawet na etapie samej realizacji, szczególnie w sytuacji, kiedy założenia projektowe (np. ostateczny sposób realizacji posadowienia) wykazują minimalną wartość współczynnika bezpieczeństwa. Jest to zgodne z zaleceniami podanymi w normie PN-EN 1997 [1]. Poza tym, etapowanie badań geotechnicznych pozwala na optymalne projektowanie. Doświadczenia ITB na dużych budowach wskazują też na liczne korzyści płynące z testowania rozwiązań projektowych w trakcie samej realizacji, np. wielkoskalowe próbne obciążenia, w myśl definicji metody obserwacyjnej. Dodatkowe badania geotechniczne generują koszty i niekiedy powodują zmiany w harmonogramie prac. Zaniechanie tych działań może skutkować degradacją podłoża wykopu i w konsekwencji powstaniem awarii, co pociąga za sobą opóźnienia w realizacji i dodatkowe koszty, niewspółmierne z nakładami na geotechnikę!

Mimo wymagań prawa geologicznego, o konieczności prawidłowej likwidacji otworów eksploatacyjnych lub badawczych, zdarzają się podobne przypadki grożące poważnymi problemami geotechnicznymi i środowiskowymi. Likwidacje studni głębinowej i piezometru były nieprawidłowe. Wielu problemów i sytuacji awaryjnych można też uniknąć wykonując szczegółową inwentaryzację przed realizacją obiektu (dane historyczne odnośnie zagospodarowania terenu, wywiad środowiskowy itp.). Należy też zwrócić uwagę na problem szerszego monitorowania w zakresie hydrogeologii w przypadkach występowania wody naporowej.

W skomplikowanych warunkach gruntowo-wodnych, jeśli istnieje ryzyko zniszczeń wywołanych przez wodę naporową, już na etapie opracowania projektu należy przewidzieć

działania zapobiegawcze. W opisanym przypadku szybkie wdrożenie opisanych działań prewencyjnych pozwoliło na ograniczenie ryzyka powstania kolejnych przebić, umożliwiając jednocześnie kontynuowanie prac fundamentowych. Na podkreślenie zasługuje duża roztępa i odpowiedzialność Generalnego Wykonawcy, który podjął przemyślne decyzje, odpowiednio reagując i modyfikując harmonogram prac, skutkiem czego było „uratowanie” budowy i udane dokończenie obiektu.

Literatura

1. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
2. PIG-PIB: Wykonanie badań geofizycznych metodą tomografii elektrooporowej..., Warszawa 2013.
3. Geosystem, W. Opęchowski: Projekt robót geologicznych dla rozpoznania warunków hydrogeologicznych górnokredowo-paleoceńskiego poziomu wodonośnego dla budowy centrum handlowego..., Warszawa 2013.
4. ITB: Materiały projektowe oraz opinie i materiały własne związane z tematem, Warszawa 2013.
5. Godlewski T. Zastosowanie metod geofizycznych w rozpoznaniu geotechnicznym podłoża – XXVIII Ogólnopolskie WPPK, Wisła, 2013., Mat. konf., s. 159–184.

THE RISK OF THE HYDRAULIC FAILURE OF THE DEEP EXCAVATION ON THE EXAMPLE OF THE CONSTRUCTION OF THE LARGE AREA COMMERCIAL BUILDING

Abstract: The paper presents issues concerning geotechnical and hydrogeological investigation of subsoil within the context of the execution of the deep excavation in complex ground conditions, namely the confined water table with high hydrostatic pressure. The problem has been analyzed on the example of the large area commercial building, founded on a raft foundation, within a diaphragm wall supported excavation. During excavation, a series of hydraulic failures. The natural and anthropogenic discontinuities of the impervious strata were the cause of the failure.

Keywords: aging concrete, reactor shield, durability of concrete.