



Dr inż. Marek ŚWIECA
Mgr inż. Krzysztof WALCZAK
Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie

AWARIA BUDOWLANA PRZY BUDOWIE PRZEPRAWY MOSTOWEJ

GEOTECHNICAL FAILURE ON BRIDGE CONSTRUCTION

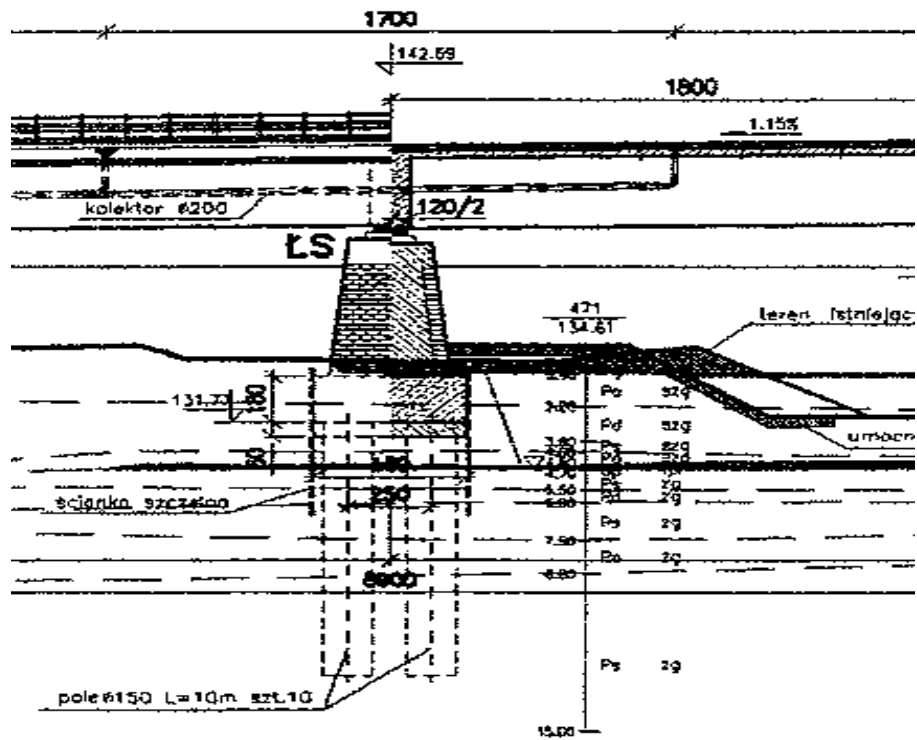
Streszczenie Obiekt mostowy zlokalizowano w dolinie rzeki Kwisy w pobliżu jej ujścia do Bobru. W trakcie wykonywania robót budowlanych podpór mostu, w dnie wykopów fundamentowych wystąpiły przebiecia hydrauliczne, spowodowane niekontrolowaną filtracją wód gruntowych z dolnego poziomu wodonośnego. Rozluźnienie podłoża stworzyło zagrożenie stateczności dla, posadowionych bezpośrednio, części fundamentów filarów i skrzydełek oporowych przyczółków mostu. W niniejszym referacie przeanalizowano przyczyny powstania awarii. W ramach analiz przeprowadzono obliczenia stateczności podłoża gruntowego z zastosowaniem nowej normy PN-EN 1997-1: „Projektowanie geotechniczne”. Opisano również metody oraz przebieg prac ratunkowych.

Abstract The bridge is localized at Kwisa river valley close to its estuary to Bobr river. Hydraulic failure caused by filtration of water from artesian level damaged the soil around bridge supports. Internal erosion in the soil base endangered the stability of abutments and piers. Causes of the failure have been analyzed according to PN-EN 1997-1 “Geotechnical design”.

1. Informacje ogólne o obiekcie

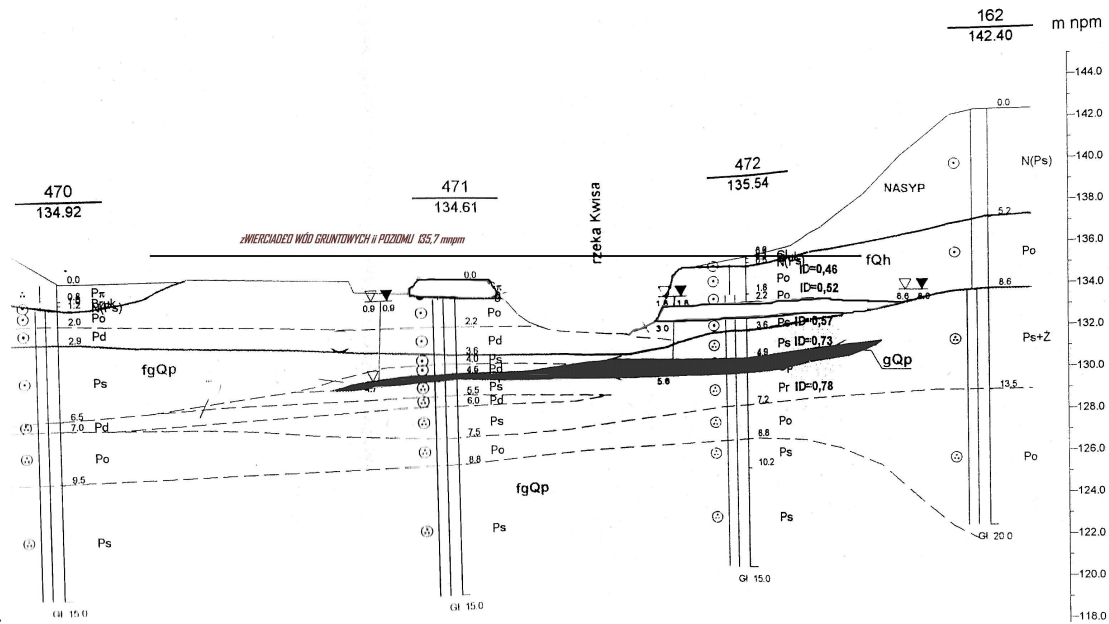
Opisany problem dotyczy obiektu mostowego, znajdującego się na przebudowywanym odcinku drogi krajowej w dolinie rzeki Kwisy. Kwisa jest dopływem Bobru i przepływa z północy na południe przez obszar województw dolnośląskiego i lubuskiego, z Sudetów Zachodnich na Nizinę Śląsko- Łużycką. Nowy, dwuprzęsłowy most drogowy nad Kwisą oparto na trzech podporach - dwóch przyczółkach i jednym filarze środkowym. Podpory zlokalizowano w miejscu niedokończonych, poniemieckich konstrukcji, z okresu wojny. Fundamenty starych podpór posadowione były bezpośrednio w piaskach tarasu doliny rzeki. Fundamenty nowych filarów oparto na wielkośrednicowych palach średnicy 1500 mm i długości 13,5 m (10 m. poniżej poziomu płyty fundamentowej). Aby wykonać płytę oczepową na głowicach pali, na obwodzie każdej z planowanych podpór wbito stalową ściankę szczelną. Przekrój filara środkowego pokazano na rys. nr 1.

W rejonie przeprawy, do głębokości 3,5 m ppt, występują utwory czwartorzędowe, złożone ze średniozagęszczonych osadów rzecznych, głównie piasków i pospółek z płatami plastycznych glin madowych. Taki płat utworów madowych udokumentowano na głębokości ok. 5 – 6 m poniżej poziomu terenu.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny filara mostu

W poziomie posadowienia pali stopień zagęszczenia podłoża określono na $I_d > 0,8$. Przekrój geologiczny przez dolinę Kwisy w rejonie mostu pokazano na rysunku nr.2



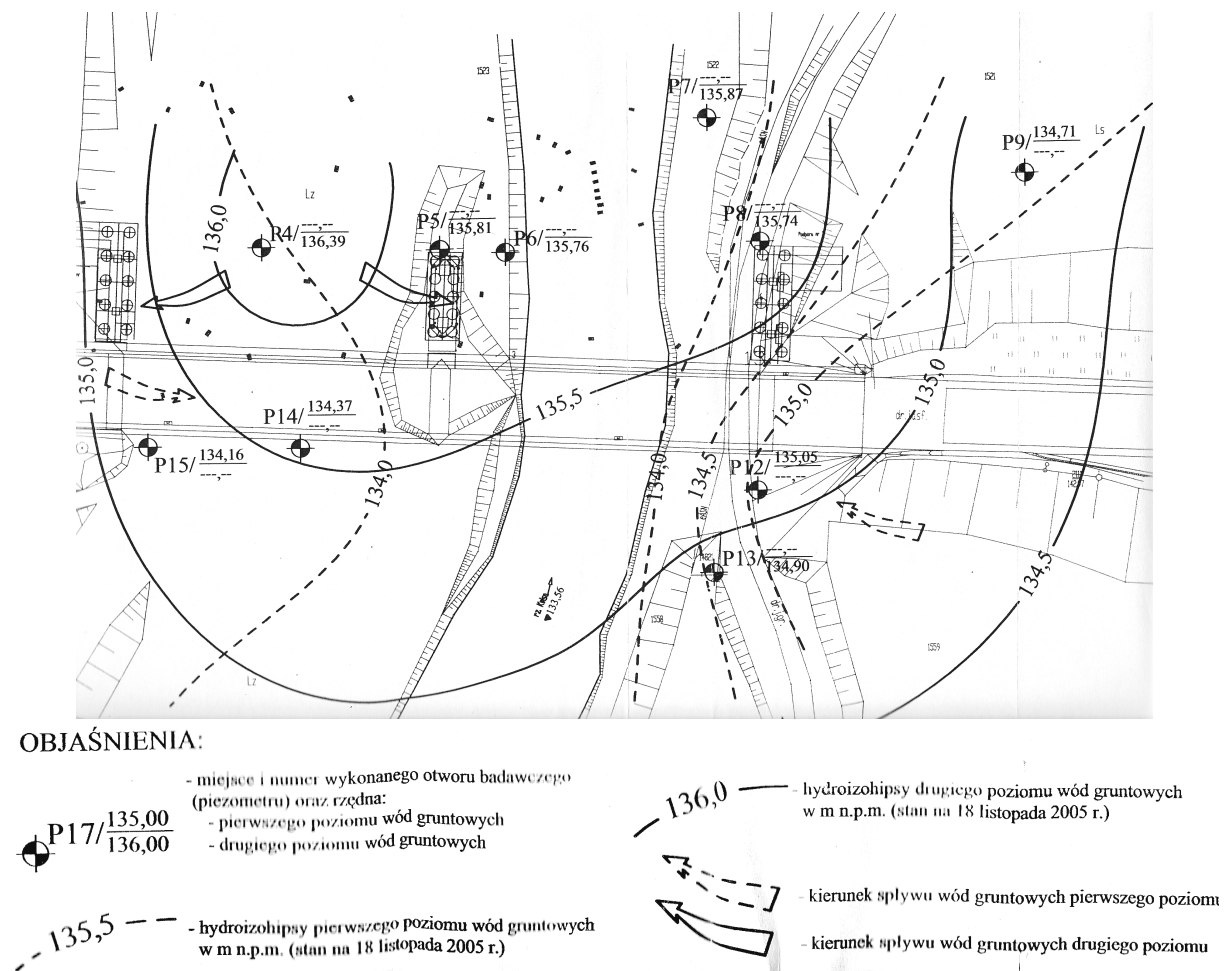
Rys. 2. Przekrój geologiczny doliny Kwisy w rejonie przeprawy

2. Warunki hydrogeologiczne

W rejonie budowy mostu stwierdzono istnienie dwóch niezależnych poziomów wodonośnych. Woda gruntowa pierwszego poziomu wodonośnego występowała w strefie przypowierzchniowych osadów piaszczystych (powyżej przekładki gruntów spoistych) i miała zwierciadło swobodne, związane z rzeką. Wody z tego poziomu spływały w kierunku koryta rzeki, która w okresie bezpośrednio poprzedzającym budowę miała charakter drenujący. Wahania lustra wody w tej warstwie zależały głównie od stanów rzeki.

Występowanie wody gruntowej drugiego poziomu wodonośnego stwierdzono w obszarze osadów piaszczysto- zwirowych znajdujących się pod warstwą gruntów spoistych, tj. ok. 5-6 m poniżej terenu. Pierwotne rozpoznanie hydrogeologiczne, które posłużyło do sporządzenia dokumentacji projektowej nie wykazało różnic w piezometrycznych wysokościach ciśnień wód gruntowych w obu poziomach wodonośnych. Zaznaczone na rysunku nr 2, nawiercone i ustabilizowane zwierciadła wód gruntowych, które przyjęto w projekcie, znajdują się na tym samym poziomie, poniżej terenu. W rzeczywistości ciśnienie piezometryczne wód gruntowych II poziomu wodonośnego było znacznie wyższe i przewyższało w kilku miejscach rzędne terenu. Wody te miały wszelkie cechy wód artezyjskich.

Błąd w rozpoznaniu prawdziwych warunków hydrogeologicznych zaważył na całym cyklu wykonawczym i stał się przyczyną powstania zagrożeń dla stateczności wznoszonych obiektów mostowych oraz spowodował konieczność wykonania prac ratunkowych. Wykonane, w trakcie robót budowlanych, dodatkowe badania hydrogeologiczne udokumentowały istnienie wód artezyjskich w 12 piezometrach zafiltrowanych w dolnej warstwie wodonośnej. Lustro wody w piezometrach stabilizowało się nawet na wysokości 1,6 m ponad terenem. Na podstawie pomiarów ciśnień piezometrycznych sporządzono mapę hydroizohips dla obszaru budowy, której fragment pokazano na rys nr 3.



Rys. 3. Mapa hydroizohips wód podziemnych w rejonie budowy mostu

Wynika z niej, że ruch tych wód gruntowych II poziomu wodonośnego odbywa się z północy na południe, czyli w kierunku przeciwnym niż ruch wody w rzece. Świadczy to o niezależności obu poziomów wód gruntowych. (GT-Projekt2006).

Przyjmując średni poziom spągu warstwy oddzielającej pokłady wodonośnej na rzędnej 129,5 m npm oraz poziom piezometryczny zwierciadła, znajdującej się pod nią wody gruntowej na rzędnej 135,70 m npm otrzymujemy, że ciśnienie wywierane od spodu na cienką warstwę przekładkową przekracza 6 m słupa wody. Związane z nim parcie hydrostatyczne równoważone jest przez słup wody w obszarze górnego poziomu wodonośnego oraz nadkład gruntu. W sytuacji naruszenia tego układu, poprzez odciążenie nadkładu gruntu wykopami, pompowanie wody z dna wykopów, przebicie warstwy napinającej palami i stalowymi grodzicami, równowaga sił może ulec zachwianiu. Konsekwencją zaistnienia każdego z wymienionych wyżej czynników jest wzrost gradientu ciśnienia w obszarze cienkiej warstwy napinającej. Długotrwałe utrzymywanie stanu zachwiania równowagi prowadzi do wzrostu przepływu filtracyjnego a w efekcie do przebieg hydraulicznych i sufozji.

3. Przebieg prac budowlanych

Wykopy budowlane pod nowe obiekty odwadniano poprzez bezpośrednie pompowanie wody z dna. Już w trakcie rozbiórek starych fundamentów wykonawca napotkał na trudności z powodu bardzo dużych ilości wody napływającej z dna wykopów (rys.4). Podczas robót fundamentowych, ścianki szczelne i pale dużych średnic przebiły warstwę izolującą, a duże ciśnienie spowodowało, że wody II poziomu wodonośnego znalazły uprzywilejowane drogi filtracji wzdłuż pobocznic pali i powierzchni grodzic (rys.5).



Rys. 4. Rozbiórki starych fundamentów



Rys. 5. Pale wewnątrz stalowej ścianki szczelnej

Początkowo ruch wody koncentrował się wewnątrz stalowych gródz.. Towarzyszyło temu sufozyjne wynoszenie drobnych frakcji gruntu. Bezpośrednio przed zalaniem płyt fundamentowych do wykopu napływała woda w ilości 35 m³/h. Przy wykonywaniu konstrukcji fundamentów (zbrojenie i betonowanie), oprócz bezpośredniego pompowania z dna, wykonawca robót wprowadził dodatkowo okresowe, krótkotrwałe odwadnianie igłofiltrami. Każdorazowe wyłączenie pomp wiązało się z zalaniem wykopów wodą. Po zabetonowaniu płyt fundamentowych na głowicach pali, wypływy na powierzchnię pojawiły

po zewnętrznej stronie gródz, a woda wynosiła małe ilości drobnego piasku. Ilość wypłukiwanego przez wodę piasku z biegiem czasu malała. Sączenia i przecieki wody wewnątrz ścianki szczelnej widoczne były nadal na styku stalowych gródz i betonu. Koncentrowały się w miejscach wydzielonych przez wykonawcę w czasie betonowania fundamentów dla odpompowywania do rzeki przecieków. W miarę upływu czasu wynoszenie na powierzchnię cząstek gruntu ustało całkowicie. Źródłiska jednak pozostały, a ich wydajność nie malała. W trakcie trwania robót i po ich zakończeniu, tj. od września 2005 do czerwca 2006, powoływano komisje eksperckie i wykonano badania w celu określenia zagrożeń dla budowli, wywołanych przez niekontrolowaną filtrację. Wiercenia i sondowania kontrolne nie wykazały rozluźnienia gruntu w poziomie posadowienia pali. Jednak zmiany w strukturze gruntów zalegających płycej, były w tych warunkach nie do uniknięcia a ich zasięg mógł się powiększać z biegiem czasu. W tej sytuacji podjęto decyzję o konieczności wykonania przy podporach dodatkowych prac zabezpieczających, mających na celu:

- obniżenie ciśnienia piezometrycznego II poziomu wodonośnego,
- uszczelnienie warstwy napinającej zwierciadło wody II poziomu wodonośnego wokół ścianek szczelnych na zewnątrz obrysu fundamentów,
- zlikwidowanie przecieków na styku stalowych gródz i betonu wewnątrz ścianek szczelnych

4. Dodatkowe zabezpieczenia podpór mostu

Projektem i jego realizacją zajął się Zakład Geotechniki i Fundamentowania Instytutu Techniki Budowlanej. Przyjęte rozwiązanie ratunkowe polegało na ujęciu wód artezyjskich systemem studni drenażowych, łączących dwie warstwy wodonośne oraz iniekcijnym doszczelnieniu miejsc filtracji, zarówno na zewnątrz jak i wewnątrz stalowych gródz. Zadanie było trudne, a ryzyko niepowodzenia duże ze względu na nieregularne i niemożliwe do oszacowania pustki i ubytki w obrębie naruszonej warstwy nieprzepuszczalnej oraz duże ciśnienie i przepływ filtracyjny z drugiego poziomu wodonośnego. Warunkiem powodzenia było spowolnienie ruchu wody, tj. znaczna redukcja ciśnienia piezometrycznego dolnego poziomu. Drugim warunkiem było znalezienie i zaaplikowanie tamponażowego materiału iniekcyjnego zdolnego trwale wypełnić miejsca przebić. Koncepcja zabezpieczenia podpór zakładała II etapowe wykonanie prac.

W I etapie, wokół podpór przewidziano wykonanie studni drenażowych rozmieszczonych równomiernie w odległości ok. 2,5 m od ścianek szczelinowych wyznaczających granicę fundamentów. Konstrukcja studni umożliwiała wprowadzenie do środka pomp w celu wytworzenia w obrębie fundamentów depresji pozwalającej na wykonanie doszczelnienia warstwy napinającej. Redukcja ciśnienia w obrębie warstwy napinającej musiała odbyć się bardzo szybko i trwać jak najkrócej, aby ograniczyć zasięg depresji. Po zakończeniu prac, studnie zafiltrowane w II poziomie wodonośnym, po obcięciu rur nadfiltrowych i przykryciu szczelnymi pokrywami, miały pozostać w gruncie pełniąc rolę pionowego drenażu. Jednak wobec znacznej różnicy wodoprzepuszczalności warstw tworzących oba poziomy wodonośne, nie spodziewano się dużej skuteczności tego drenażu. Dlatego nadmiar wód filtracyjnych ujętych studniami miał być wprowadzony w warstwą narzutów kamiennych stanowiących zabezpieczenia brzegowe i odprowadzony bezpiecznie do rzeki.

W drugim etapie przewidywano wykonanie właściwej iniekcji uszczelniającej. Kryteria doboru materiału do iniekcji ustalono w oparciu o ogólne wymagania stawiane preparatom mającym bezpośredni kontakt z wodą pitną oraz własności szczególne, właściwe tylko temu konkretnemu zastosowaniu, tj.: bardzo szybkiej reakcji z wodą, wysokiej elastyczności, dobrej przyczepności do stali i ziaren mineralnych, niskiej lepkości pozwalającej na głęboką

penetrację ośrodka gruntowego. Wytypowano dwa preparaty na bazie żywic syntetycznych, jeden do uszczelnienia styku grunt-stalowa ścianka drugi do uszczelnienia kontaktu stalowych grodzic z betonem. W pierwszym przypadku była to czteroskładnikowa żywica akrylowa o regulowanym, w szerokim zakresie, czasie utwardzania, w drugim dwa preparaty poliuretanowe (piana i żywica twarda).

Prace zabezpieczające wykonano w ciągu 3 tygodni w sierpniu i wrześniu 2006 roku. Prace przy podporze nr 2 przerwano po wykonaniu studni drenażowych na skutek gwałtownego wezbrania rzeki i dokończono we wrześniu. Z planowanej pierwotnie liczby 15 szt. studni, wystarczające okazało się wykonanie 13 szt., z których 6 zlokalizowano przy podporze nr 2, a 7 przy podporze nr 3. Równoległe z pompowaniem wody ze studni wykonywano montaż rurek iniekcyjnych. Rurki iniekcyjne średnicy 16 mm wpułkiwano w grunt, na obwodzie stalowych grodzic, do poziomu ok. 0,5 m poniżej warstwy napinającej zwierciadło wody, w rozstawie 60 cm. Do iniekcji użyto pompy dwukomponentowej, pozwalającej na maksymalne skrócenie czasu utwardzania żywicy. Przed podaniem preparat mieszano w proporcjach gwarantujących czas żelowania (utwardzania) w przedziale 15-20 sek. Czas utwardzania ustalono doświadczalnie na drodze próbnego zarobu i iniekcji. Iniekcję prowadzono w sposób systematyczny przechodząc do kolejnych punktów po zakończeniu iniekcji w punkcie sąsiednim. W każdym punkcie iniekcję prowadzono do chwili uzyskania przyrostu ciśnienia na pompie powyżej 30 bar. Zużycie żywicy na 1 punkt wyniosło od 12 do 35 dm³. Średnie zużycie iniektu wyniosło 15 dm³ i dwukrotnie przekroczyło założoną wstępnie i przyjętą do kalkulacji kosztów normę.



Rys. 6 i 7. Iniekcja gruntowa pompą dwukomponentową; podpora 3

Uszczelnienie wewnętrznej powierzchni stalowej ścianki szczelnej na styku z betonem wykonano przy pomocy iniekcji chemicznej żywicami poliuretanowymi. Iniekcje przeprowadzono w dwóch etapach, przy użyciu jednokomponentowej pompy Adal, o ciśnieniu do 180 bar. Żywicę podawano przez ukośne, wywiercone w betonie otwory, o średnicy 14 mm.. i długości 75-100 cm. Każdy otwór iniekcyjny zaopatrzono w stalowy paker z zaworem zwrotnym.

W pierwszym etapie iniekcji, dla zahamowania skoncentrowanych wycieków wody, podawano pianę poliuretanową, o 80-krotnym przyroście objętości. W drugim etapie, przez te same pakery podawano żywicę poliuretanową twardą. Po zakończeniu prac iniekcyjnych zlikwidowano części nadziemne studni drenażowych, rury zaślepiono od góry szczelnymi kapturami, a przestrzeń do poziomu terenu wypełniono grubym materiałem filtracyjnym. W wyniku prac przeprowadzonych przy podporze - przyczółku nr 3 ustały całkowicie samowypływy zarówno po zewnętrznej - na kontakcie z gruntem, jak i po wewnętrznej stronie stalowej ścianki szczelnej.

Poziom zwierciadła wody w studniach drenażowych przed ich zaślepieniem i przykryciem narzutem kamiennym ustabilizował się na średnim poziomie 5 - 70 cm poniżej terenu. Wysokość ciśnienia wód gruntowych II poziomu obniżono trwale o ok. 15 cm. Osiągnięto zatem wszystkie zamierzone cele i efekt prac uznano za zadowalający.



Rys. 8. Uszczelnienie wewnątrz ścianki; podpora nr 2 Rys. 9. Drenaż powierzchniowy przy podporze nr 2

Po wykonaniu narzutu kamiennego, (Rys 9), sytuację wokół podpór mostu uznano za opanowaną. Podpory oparte są na palach osadzonych w gruncie nośnym, a pale obliczone są na przeniesienie wszystkich obciążeń stałych i zmiennych bez uwzględnienia współpracy płyty oczepowej z podłożem. Oznacza to, że nawet gdyby pojawiła się całkowita pustka pod tą płytą, nie pogorszyłoby to stateczności i nośności podpory. W rzeczywistości pustki pod płytą fundamentową mają charakter lokalny, a wykonany drenaż wgłębny i powierzchniowy redukuje ciśnienie i odprowadza wody filtracyjne do rzeki, przez co gwarantuje bezpieczeństwo filara.

5. Zniszczenie hydrauliczne wg Eurokodu 7

5.1. Analiza procesu zniszczenia hydraulicznego podłoża podpór

Podpory mostu wykonano w osłonie ścianki szczelnej białej na głębokość 6 m. Wewnątrz ścianki wykonano pale o średnicy 150 cm i długości 10 m, w ilości 10 szt. Następnie wykonano wykop o głębokości ok.4 m w celu zabetonowania płyty fundamentowej na palach.. Według rysunku zawierającego uśrednione dane do głębokości 4,5 m występował grunt niespoisty. Pół metra pod dnem wykopu znajdowała się warstwa gliny pylastej o miąższości ok.80 cm. Pod nią występują piaski i pospółki. Z dokumentów wynika, że stosowano odwodnienie powierzchniowe, tj pompowanie bezpośrednio z wykopu. Warstwa nieprzepuszczalna pod dnem wykopu napinała wodę drugiego poziomu do wysokości 80 cm ponad powierzchnią terenu. Ciśnienie u_d pod tą warstwą wynosiło 6,10 m. Warunek na UPL (zniszczenie spowodowane wyparciem przez wodę) ma postać:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + G_{grunt,d} + T_d, \quad (1)$$

gdzie:

$V_{dst,d}$; destabilizujący wypór wody

$G_{stb,d}$; stabilizujący ciężar, konstrukcji i wody nad warstwą nieprzepuszczalną

$G_{grunt,d}$; stabilizujący ciężar gruntu

T_d ; siły tarcia na bokach (przyjęto = 0)

Przy $T_d=0$ rozpatrzono 1 m² powierzchni wykopu.

$$V_{dst,d} = \gamma_{G,dst} * \gamma_w * H * 1 = 1,0 * 10 * 6,1 * 1 = 61 \text{ kN} \quad (2)$$

($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, H różnica rzędnych ciśnienia piezometrycznego II go poziomu i rzędnej spodu warstwy nieprzepuszczalnej; $135,8 - 129,7 = 6,10 \text{ m}$.)

$$\gamma_{G,dst} = 1 \text{ z tablicy A.15, z normy EC 7}$$
$$G_{stb,d} = \gamma_{G,stb,d} \times (h_1 + h_2)$$

gdzie:

$\gamma_{G,stb,d} = 0,9$ z tablicy A.15, $h_1 + h_2$; wysokości równoważących warstw gruntu o ciężarach $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$ i $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$

$$G_{stb,d} = 0,9 (0,8 \times \gamma_1 + 0,7 \times \gamma_2) = 0,9 \times (0,8 \times 20 + 0,7 \times 19) = 26,3 \text{ kN}$$

Warunek UPL nie jest spełniony ($61 > 26,3$), następuje wyparcie dna wykopu. Konieczne było utrzymanie słupa wody w wykopie o wysokości co najmniej $(61 - 26,3) / 10 = 3,5 \text{ m}$. jeżeli nie wykonano odwodnienia wgłębnego II warstwy wodonośnej.. Oznacza to, że niedopuszczalne było pompowanie wody z wykopu, a płyta powinna być zabetonowana podwodnie. Oczywiście ze względu na wymaganą wysoką jakość połączenia płyty z palami i jej zbrojenia takie rozwiązanie było nie do przyjęcia. Sprawdzenie wypiętrzenia hydraulicznego (HYD) nie ma sensu przy warstwie gruntu nieprzepuszczalnego, podobnie jak zniszczenia przez erozję wewnętrzną.

W analizowanym przypadku przebicie hydrauliczne nastąpiło prawdopodobnie wokół pali wskutek przebicia warstwy nieprzepuszczalnej. Nastąpiło też po obu stronach ściany szczelnej. Po zabetonowaniu płyty oczepowej w warunkach ciśnienia wody artezyjskiej powstały szczeliny pomiędzy nią a ścianą szczelną, przez które wydobywała się woda pod dużym ciśnieniem. Pod płytą, w rejonie przebić, w warstwie pospółki utworzyły się filtry odwrotne, które zatrzymały wynoszenie drobnych frakcji na powierzchnię.

6 Podsumowanie

Przyczyną zagrożenia dla nowo wznoszonego obiektu hydrotechnicznego był błąd w określeniu rzeczywistych warunków hydrogeologicznych w rejonie budowy. Powstał on na skutek niewłaściwej metody wykonywania wierceń badawczych.

Pominięcie pokładu wodonośnego z wodami artezyjskimi poskutkowało błędnymi rozwiązaniami projektowymi w zakresie fundamentowania, w szczególności odwadniania wykopów. W efekcie, w fazie wykonawstwa, powstały warunki sprzyjające powstawaniu przebić hydraulicznych wód gruntowych z drugiego poziomu wodonośnego. Analiza statyczna dowodzi, że do powstania przebić hydraulicznych mogłoby dojść już na etapie robót rozbiórkowych starych fundamentów, tj. w warunkach odciążenia warstwy napinającej na skutek zdjęcia naziomu i odwodnienia powierzchniowego wykopów. Oba czynniki wytworzyły niebezpieczny układ sił, w którym cienka warstwa gruntu spoistego poddana została działaniu skierowanego do góry parcia hydrostatycznego oraz hydrodynamicznego związanego z ciśnieniem filtrującej wody, równoważonych przez ciężar gruntu i siły tarcia.

Teza ta znalazła potwierdzenie w analizie statycznej podłoża gruntowego i obliczeń wykonanych przez autorów z uwzględnieniem zaleceń EC-7. Wykonanie pali i stalowych grodzic stworzyło uprzywilejowane drogi filtracji dla wód artezyjskich II poziomu wodonośnego. Dla zahamowania niekontrolowanej filtracji na etapie wykonawstwa, można było zastosować odwadnianie studniami depresyjnymi. Odwadnianie wgłębne pozwoliłoby na obniżenie ciśnienia w drugim poziomie wodonośnym, ale ze względu na bliskość rzeki mogłoby nie wystarczyć.