



MACIEJ KORDIAN KUMOR, *mkkumor@set.net.pl*

Katedra Geotechniki Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy

ZBIGNIEW MŁYNAREK, *zbigniew.mlynarek@hebo-poznan.pl*

Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu

WPLYW JAKOŚCI ROZPOZNANIA GEOTECHNICZNEGO PODŁOŻA NA WYKONANIE ROBÓT PALOWYCH DLA PODPÓR MOSTU

THE EFFECT OF QUALITY OF GEOTECHNICAL SUBSOIL IDENTIFICATION ON THE EXECUTION OF PILE STRUCTURES FOR BRIDGE SUPPORTS

Streszczenie Podpory wiaduktów drogowych lub mostów w dominującej liczbie przypadków posadawiane są na ruszcie palowym. Podstawę dla przygotowania projektu posadowienia podpór mostu w takich warunkach powinna stanowić wysokiej jakości dokumentacja geotechniczna. Wprawdzie tego typu kryterium sformułowane jest w Eurokodzie 7: PN-EN 1997 część 1 i 2, jednak możliwości wykonywania w Polsce dokumentacji geologiczno-inżynierskiej lub dokumentacji geotechnicznej powodują często mało precyzyjną i niejednoznaczną ocenę budowy podłoża, prowadząc do awarii budowlanej. Tego typu przypadek stanowi temat niniejszego artykułu. W analizie przyczyn awarii omówiono wpływ czynnika percepcji, specyfikę właściwości gruntów podłoża i występowanie w podłożu napiętych poziomów wody gruntowej, gruntów organicznych, węgla brunatnego oraz ekspansywnych iłów, na awarię zabezpieczającej ścianki szczelnej, która została wykonana w sąsiedztwie pali.

Abstract Supports of road viaducts or bridges are founded predominantly on piles. The design for bridge foundation in such cases needs to be based on high quality geotechnical documentation. Although this criterion is specified in Eurocode 7: PN-EN 1997 parts 1 and 2, binding throughout Europe, including Poland, frequently geotechnical documentations are not very precise and do not present an accurate subsoil structure, leading to building disasters. Such a case is discussed in this paper. The analysis of causes of the failure in the protection sheet pile wall, constructed in the vicinity of the piles, includes the effect of the perception factor, specific properties of subsoil soils as well as tensed groundwater levels, organic soils, lignite and expansive clays found in the subsoil.

1. Wstęp

Przypadek awarii budowlanej, który przedstawiono w niniejszym artykule odnosi się do jakości rozpoznania podłoża podpór mostu wieloprzęsłowego przez rzekę, zlokalizowanego w skomplikowanych warunkach gruntowo-wodnych, w strefie płytkiego występowania trzeciorzędowych iłów ekspansywnych. Iły trzeciorzędowe limniczno-morskie zajmują znaczną powierzchnię i stanowią prawie połowę płytkiego podłoża budowlanego Polski. Na analizowanym terenie iły charakteryzują się właściwościami ekspansywnymi, nietypowymi w porównaniu do innych iłów z rejonu Polski. Cechą tego podłoża jest duża wytrzymałość i mała ściśliwość. Podłoże globalnie wyróżnia się jednak dużą zmiennością parametrów geotechnicznych.

W powszechnym odczuciu inżynierskim łączy się do gruntów o korzystnych właściwościach geotechnicznych, bowiem stan jest półzwały lub, co najwyżej twaroplastyczny. Fakt ten sprawia, że podejście do oceny geotechnicznej ekspansywnego podłoża jest często zbyt rutynowe i powierzchowne, nieuwzględniające szeregu specyficznych cech np.: antropopresji, genetycznych oraz uwarunkowań technologicznych.

Podstawę dla przygotowania projektu posadowienia podpór mostu w takich warunkach geologiczno-inżynierskich stanowić powinna wysokiej jakości dokumentacja geotechniczna. Kryteria sformułowane w Eurokodzie 7: PN-EN 1997 część 1 i 2, nie zawsze przekładają się w Polsce na precyzyjne rozpoznanie i jednoznaczną ocenę budowy podłoża budowlanego. Najczęściej brak prawidłowej interpretacji właściwości gruntów podłoża prowadzi do komplikacji i problemów wykonawczych lub użytkowych a nierzadko do awarii budowlanej. W niniejszym artykule przedstawia się tego typu przypadek, który spowodował ponadnormatywne zużycie betonu na formowanie pali podpór mostu drogowego i awarię ścianki szczelinowej.

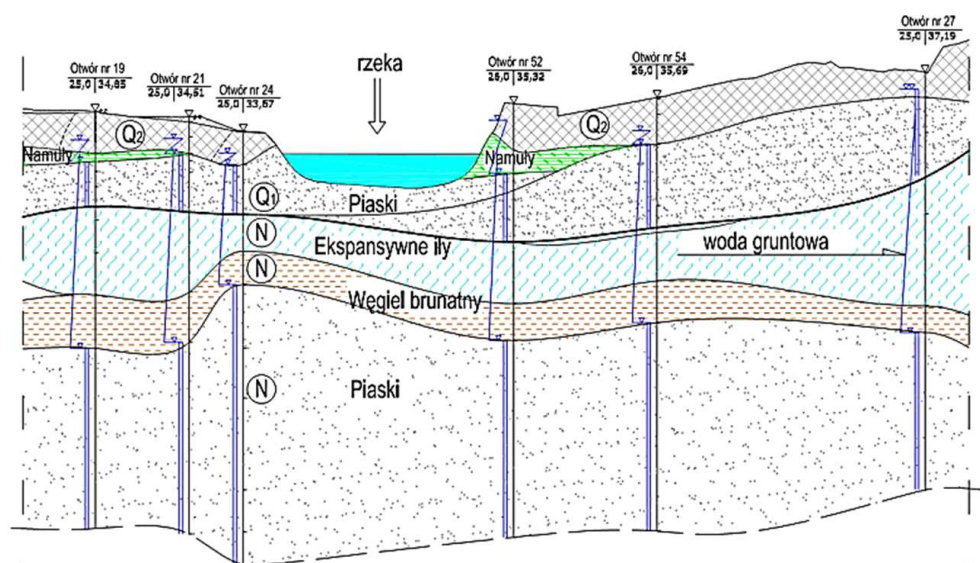
1.1. Charakterystyka obiektu

Wieloprzęsłowy most o długość całkowitej 720.74 m typu MD-2 z przyległymi estakadami E-1 i E-3. Posadowienie obiektu wykonano na podporach fundamentowych w postaci bloków, wspartych na palach wierconych. Na konstrukcję obiektu składały się:

- most dwuprzęsłowy o konstrukcji podwieszanej ciągłej z pomostem stalowym, zespolonym z betonową płytą, współpracującą za pomocą lin w osłonach HDPE. Podpory mostu stanowiły filary rozdzielcze – masywne;
- estakada lewobrzeżna o konstrukcji ciągłej, Liczba przęseł wynosiła 5, a ich rozpiętość mieściła się w przedziałach od 48+60+2÷58+46 m (po osi trasy).

1.2. Charakterystyka i rozpoznanie geotechniczne podłoża

Projektant obiektu, określił zakres niezbędnych badań i stopień rozpoznania geologiczno-inżynierskiego podłoża. Dokumentacja geologiczno-inżynierska, została zatwierdzona przez Geologa Miasta i przyjęta przez projektanta obiektu bez zastrzeżeń. Uproszczony przekrój geologiczno-inżynierski w rejonie analizowanych podpór mostu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Typowy przekrój geologiczno-inżynierski w rejonie podpór mostu

Otworki badawcze nierurowane wykonywano o średnicach 4", 6" lub 8" do głębokości 26,0 m w 85 punktach, wykonano także kilkanaście sondowań CPT.

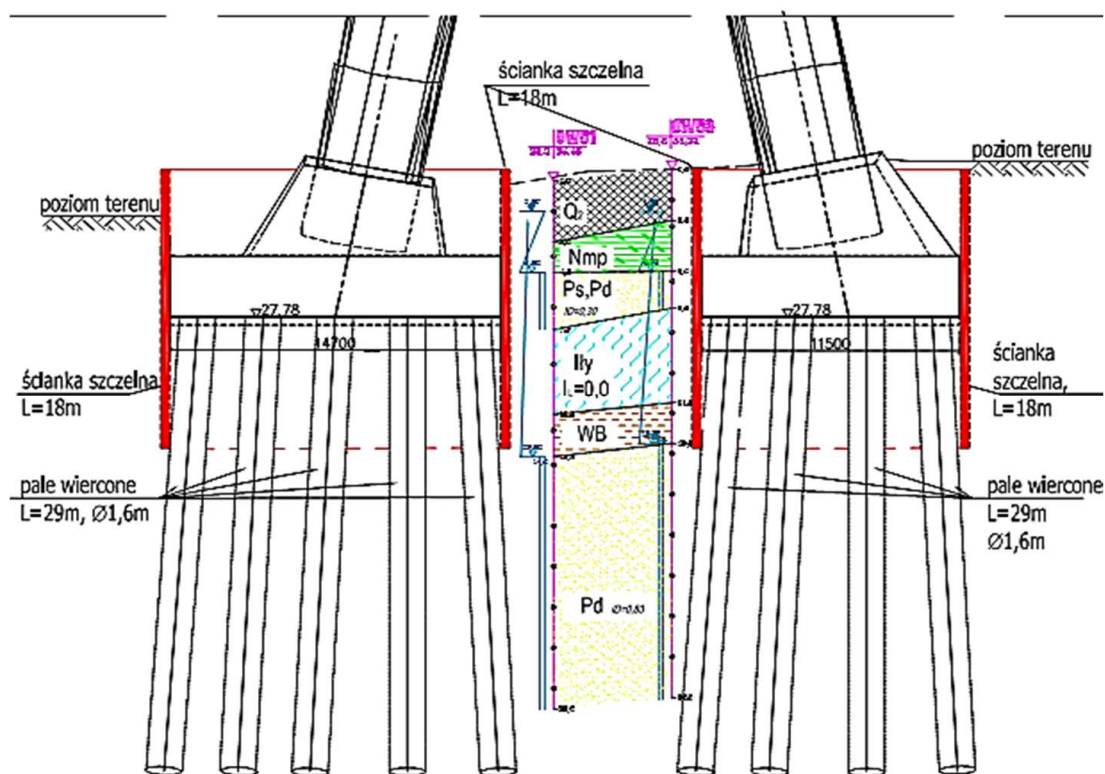
Przyjęta przez projektanta do rozwiązań projektowych kategoria geotechniczna II, dla mostu i stwierdzonych warunków geotechnicznych nie była adekwatna do skali, nietypowych rozwiązań realizowanych obiektów i stopnia złożoności warunków gruntowo-wodnych. Zgodnie z polskimi przepisami i Eurokodem 7: PN-EN 1997 część 1 i 2, dla mostu właściwym było przyjąć kategorię geotechniczną III.

Przyjęcie kategorii geotechnicznej III wymagało poszerzonego zakresu badań geotechnicznych. W analizowanym przypadku dotyczy to szczególnie precyzji rozpoznania stosunków wodnych. Po wykonaniu badań terenowych zarejestrowano wypływy wody subartezyjskiej, najprawdopodobniej z przyczyn niewłaściwie zlikwidowanych otworów badawczych.

2. Posadowienie pylonu i filara

2.1. Projekt posadowienia

Posadowienie mostu zaprojektowano na palach wielkośrednicowych wierconych o średnicy 1.10 m dla filara przejściowego i na palach o średnicy 1.60 m pod płytą pylonu, w runie obsadowej o zmiennych nachyleniach (rys. 2).



Rys. 2. Przykład projektu posadowienia podpory mostu, obszar największych ubytków betonu

Do wykonania pali wykorzystano specjalne narzędzia wierzące, dostosowane do warunków gruntowych i wodnych oraz sposobu zabezpieczenia stateczności ścian otworu. Na rys. 3, przedstawiono świder kadłubowy, którym wiercono pale.



Rys. 3. Świder kadłubowy zastosowany do wiercenia pali

2.2. Wykonanie pali wierconych

Rurę osłonową wprowadzano w grunt urządzeniami wymuszającymi jej pogrążanie. Rurowanie otworu wyprzedzało poziome wiercenie. Otwór był zabezpieczony cieczą stabilizującą. Poziom zawiesziny w otworze był utrzymywany co najmniej 1,0 m powyżej piezometrycznego poziomu wody gruntowej. Betonowanie pala przeprowadzono metodą kontraktor. Badano w czasie robót: jakość materiałów, podłoże gruntowe, sprawdzano wykonanie i zabezpieczenia otworu, formowanie pala z kontrolą ciągłości. Sprawdzano głębokość otworu i głębokość opuszczenia szkieletu zbrojeniowego z dokładnością $+10$ cm.

2.3. Kontrola wykonanych pali pod podpory mostu

Grupę pali podpory wykonano w ścianie szczelnej stalowej o długości 16 m, okalającej rzut podpory (rys. 2). Ścianka była zagłębiona w nośnej warstwie piasków drobnych i poznaczona w podłożu jako tracona.

Łącznie wykonano 499 pali o średnicach od 1,80 m, 1,0 m, 0,80 m. Długość pali była zmienna, dostosowana do poszczególnych obiektów inżynierskich i wynosiła od $l = 27 \div 3$ m. Pale wykonano jako pionowe i ukośne. Podstawa pali kończyła się zawsze w nośnej warstwie piasków drobnych w stanie zagęszczonym. W tej warstwie występowała woda gruntowa o napiętym zwierciadle stabilizującym się tuż pod powierzchnią terenu.

Podczas głębenia kolejnych otworów pod pale, stwierdzono w podłożowej warstwie występowanie węgla brunatnego i torfu z przewarstwieniami iłu. Próbkę wykazywały także domieszki betonu zawarte w urobku pobranym ze świdra. Domieszki betonu stwierdzono prawie we wszystkich wykonywanych palach podpór (rys. 4), z wyjątkiem pierwszego.



Rys. 4. Beton stwardzony w warstwie podłożowej węgla brunatnego w przestrzeni między palowej

Konkrecje betonu w podłożu stanowiły bardzo duże utrudnienia dla wiercenia kolejnych pali (rys. 5, 6). Obserwowano zjawisko unieruchomienia urządzenia wiertniczego.



Rys. 5. Przykład ucieczki betonu z formowanych pali



Rys. 6. Rozszczelnienia i przerwy ścianki szczelnej w strefie bruku morenowego

W powstałej sytuacji sprawdzono poprawność wykonania wszystkich pali. Kontrola wykazała zwiększone rzeczywiste zużycie betonu w stosunku do projektowanego.

2.3.1. Badanie ciągłości i długości pali

Badania określające ciągłość i długość pali przeprowadzono dla 20 wybranych pali wierconych o średnicy $\phi = 1800$ mm. W opinii stwierdzono że:

- pomierzone pale mają długości, świadczące o zachowaniu długości projektowanej,
- pale pod względem uformowania trzonu na całej długości są bez wskazań na ślady pęknięć lub nieciągłości.

Niewielkie zaburzenia przebiegu fali naprężeń świadczyły o nieregularności średnicy pali z tendencją do zwiększenia średnicy i formowaniu pali w gruntach o różnej sztywności.

2.3.2. Wyniki badań nośności na wciskanie pali

Próbné obciążenia statyczne pala $\phi = 1800$ mm o długości $L = 27,00$ m dla podpory P7B i mostu nurtowego wykazały, że spełniony został warunek stanu granicznego nośności.

3. Analiza faktycznie zużytego betonu do formowania pali

Podczas formowania pali zużyto większą niż zakładano objętość betonu. Różnica pomiędzy projektowanym zużyciem betonu a rzeczywistym dla poszczególnych obiektów wyniosła:

- Całkowita rzeczywista różnica zużycia betonu w stosunku do projektowanej osiągnęła $2\,723,00$ m³ betonu, co stanowiło 22,2% do wartości projektowanej, przy czym największe zużycie dodatkowe betonu przypada na zasadniczą podporę mostu P7.
- W podporze P7 stwierdzono największe sumaryczne zużycie betonu, które wyniosło $1771,6$ m³.

- Podpora P7 jest położona na południowym tarasie, najbliżej brzegu rzeki, praktycznie kilka metrów od linii wody. Podpora jest posadowiona w lokalnie najtrudniejszych warunkach hydrologicznych i hydrogeologiczno-inżynierskich (rys. 1). Podstawa pali sięga pod dno i obecne koryto rzeki. Stwierdzono przepływy betonu do warstwy podłożowej, na głębokości od 11,5 m, do stropu piasku, w warstwie węgla brunatnego i torfu z przewarstwieniami łu (rys. 1) oraz rozwarście ścianki szczelnej i wypływy betonu poza nieszczelną ściankę w podłoże gruntowe podpory (rys. 5, 6).

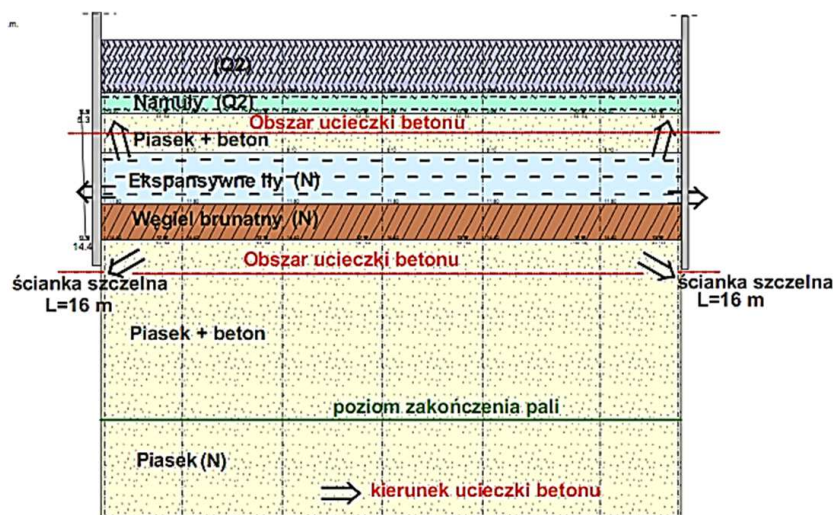
3.1. Czynniki wpływające na dodatkowe zużycie betonu

Analiza warunków geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych podłoża pozwala wydzielić trzy grupy czynników, mających wpływ na powstanie zwiększonego niż projektowano zużycia betonu do uformowania pali:

- czynniki i przyczyny naturalne,
- brak specjalistycznej wiedzy dostępnej na etapie projektowania i wykonawstwa,
- inne, np.: związane z nieprzewidywalnymi okolicznościami, pochodzenia naturalnego lub związane z infrastrukturą podziemną terenu.

3.1.1. Czynniki i przyczyny naturalne

Do grupy tej zalicza się przede wszystkim, niezależne od czynnika ludzkiego, warunki naturalne podłoża, związane z genezą, warunkami geologiczno-inżynierskimi i hydrogeologicznymi. Stopień rozpoznania budowy geologicznej podłoża oraz wnioski geologiczno-inżynierskie były dla tej inwestycji niewystarczające i nie odzwierciedlały skomplikowanych i zróżnicowanych warunków dla głębokiego posadowienia obiektów inżynierskich. Naruszenie, w wyniku technologicznej ingerencji narzędzi mogło spowodować uplastycznienie tych gruntów i zniszczenie naturalnej struktury warstw podłoża spoistego i organicznego.



Rys. 7. Strefa ucieczki betonu z formowanych pali w podporze P-7

Utwory bardzo spoiste, łu ekspansywne w stanie twaroplastycznym, charakteryzują się dynamiczną wrażliwością na zmiany właściwości pod wpływem wielopłaszczyznowego kontaktu z wodą. Szczególnie niebezpieczne na destrukcję objętościową są warstwy i przewarstwienia piaskami, węgla brunatnych oraz namułów ilastych (rys. 7). Fakt ten dokumentuje obecność betonu w podłożu w strefie niezaburzonej, poza ścianką szczelną podpór (rys. 5, 7).

Dla poszczególnych części podpory przeprowadzono obliczenia, mające na celu określenie możliwości maksymalnego wchłonięcia betonu, w obrysie podpory zamkniętej ścianką szczelną, przez warstwę gruntów organicznych, zawierającą kamienie i otoczaki. Warstwa ta stosunkowo łatwo może być wyparta przez tłoczony beton pod ciśnieniem.

Dla poszczególnych części podpory P7 szacunkowa objętość betonu możliwa do wyporu podłoża organicznego wyniosła: część A – 490 m³ natomiast stwierdzona nadwyżka betonu do wykonania pali wynosiła 622,1 m³, części B – 490 m³ i odpowiednio 416,6 m³, części C – 15 m³ i odpowiednio 403,7 m³, części D – 115 m³ i odpowiednio 329,2 m³. Jak wynika z szacunku, nie było możliwe wchłonięcie przez warstwę gruntu organicznego całej, a nawet 50% objętości dodatkowo betonu na rzeczywiste uformowanie pali fundamentu podpory P7.

Podsumowując możliwą uprzywilejowaną migrację betonu poza formowany pal należy przypuszczać, że dodatkowy przepływ betonu użytego do wykonania podpór mógł nastąpić w kierunku aktualnego łóżyska rzeki. Na taką możliwość wskazuje również przekrój geologiczny pokazany na rysunku 1 i 7.

3.1.2. Udział czynnika ludzkiego, błędy techniczne lub zaniedbania

Do błędów technicznych można zaliczyć uzyskanie niepełnej szczelności ścianki stalowej i powstanie otwartych dróg, umożliwiających ucieczki betonu (rys. 5, 6). Fakt rozwarcia ścianki przy wbijaniu nie wynika z niestaranności robót wykonawczych, lecz został spowodowany na skutek naturalnych przeszkód w podłożu, w postaci kamieni bruku morenowego, jako residuum z rozmytej moreny.

3.1.3. Brak specjalistycznej wiedzy

W świetle przytoczonych czynników, które mogły doprowadzić do zwiększonego zużycia betonu do formowania pali w podłożu podpór mostowych pojawia się zasadniczy problem merytoryczny, który generuje pytanie – czy wiedza o oddziaływaniach poszczególnych czynników hydrogeologiczno-inżynierskich jest dostępna powszechnie dla projektantów i wykonawców posadowień w skomplikowanych warunkach geotechnicznych dolin rzecznych?

Zdaniem Autorów dokumentacji, które wykonano dla podobnych obiektów z opisem doświadczeń wykonawstwa na terenach niskich tarasów np.: Brdy lub Warty, Wisły w Warszawie oraz dolin rzecznych we Wrocławiu, nie są to elementy powszechnie znane.

Podobne zjawisko, zwiększonego ponad projektowane zużycia betonu miało miejsce, np.: podczas fundamentowania na palach Wolfsholtza obiektu PZU przy ul. Grodzkiej (tuż nad brzegiem Brdą), przy wzmacnianiu iniekcyjnym fundamentów zabytkowych spichrzy położonych nad Brdą, budowie galerii handlowej Drukarnia, Mennicy Bydgoskiej (pale CFA), Młyna Rottera czy też obserwowanych przemieszczeń przyczółka południowego mostu w ciągu ulicy Wyszyńskiego, itd. Podobny przypadek w iłach trzeciorzędowych odnotowano przy posadowieniu mostu przez Wartę w Poznaniu, (Kumor M.K i inni, 2002).

3.1.4. Inne czynniki

Na powstanie awarii mogła mieć wpływ bliskość podpór, w stosunku do obecnego koryta i brzegu oraz tektonika warstw podłoża w dolinie i strefie przybrzeżnej. Podłoże zbudowane jest w tej części terenu przede wszystkim z warstwowanych gruntów słabonośnych i nieskonsolidowanych oraz niezlityfikowanych węgli brunatnych, a ułożenie tych warstw było niekorzystne, co mogło sprzyjać powstawaniu wysokiego ciśnienia spływowego, nie tylko wody pierwszego poziomu, ale i naporowego piętra użytkowego. Wektor ciśnienia spływowego

mógł spowodować wyparcie słabych warstw. Sytuacja ta mogła być sprzyjającą dla losowego otwarcia dróg migracji betonu w kierunku koryta i łożyska rzeki.

Oddzielnym problemem w grupie czynników ujętych jako „inne” jest historyczna wiedza i znajomość infrastruktury podziemnej, a szczególnie sieci kanalizacyjnej i starych dróg wodnych oraz infrastruktury hydrotechnicznej. Według danych historycznych z końca XVII wieku w rejonie lokalizacji podpór istniały odnogi rzeki i port drzewny. Fakt ten nie został uwzględniony w żadnym z opracowań geologicznych i projektowych.

5. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, iż ponadnormatywne zużycie betonu, większe o ok. 22,2% (2700 m³) w porównaniu z projektowanym do prawidłowego uformowania pali było wynikiem niepełnego rozpoznania geologiczno-inżynierskiego oraz mało precyzyjną i niejednoznaczną geotechniczną oceną budowy podłoża gruntowego. Niewątpliwym wpływ miały na to jakość dokumentacji geologiczno-inżynierskiej oraz brak opinii geotechnicznej i projektu geotechnicznego. Brak tych elementów, nie dał możliwości opracowania poprawnego modelu geotechnicznego podłoża.

Rozpoznanie budowy podłoża pod projektowane podpory mostu odniesiono w zasadzie do wyników wierceń obrotowych wykonanych bez zabezpieczeń, a parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe gruntów określono w sposób uproszczony, na podstawie korelacji cech wskaźnikowych. W ocenie wpływu właściwości geotechnicznych na roboty palowe we wnioskach nie uwzględniono między innymi: ekspansywności podłoża, prekonsolidowanych węgli brunatnych, bruku kamiennego oraz artezyjskich poziomów i szczególnych warunków hydrogeologicznych.

Wykonane pale spełniły wymagania określone dla warunku stanu granicznego nośności oraz w zakresie osiadania przy projektowanym obciążeniu.

Istotnym błędem, pierworodnym, było przyjęcie dla inwestycji II kategorii geotechnicznej, która nie była wystarczająca do bezpiecznego zrealizowania obiektu przy tak złożonych warunkach gruntowo-wodnych.

Literatura

1. Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. (Dz.U. Nr 126, poz. 839).
2. Kumor M.K.: Młynarek Z.: Opinia geotechniczna dotycząca podłoża fundamentowego podpór mostu. PIG Bydgoszcz 2012. Stron 98.
3. Kumor M.K., Rzeźniczak J., Wołowicki W.: Ocena podłoża podpór nr 5 i 6 mostu autostradowego MA7 przez rzekę Wartę w Poznaniu. Politechnika Poznańska, Poznań 2002.
4. Materiały archiwalne z budowy przeprawy mostowej.
5. PN-EN ISO 14688-2:2006. Badania geotechniczne. Oznaczenia i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
6. PN-EN 1997-1. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
7. PN-EN 1997-2. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.
8. PN-EN 1536:2001. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale wiercone.
9. PN-EN 12063:2001. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Ścianki szczelne.