

Geotechniczne uwarunkowania budowy tunelu metodą przecisku

Dr inż. Jerzy Sendkowski, Biuro Budowlane ANKRA sp. z o.o., Kielce,
dr inż. Anna Tkaczyk, dr inż. Łukasz Tkaczyk, Biuro Budowlane BAUKO s.c., Kielce

1. Wprowadzenie

Praca przedstawia uwarunkowania projektowe i realizacyjne tunelu w wysokim nasypie kolejowym, wykonywanym metodą przecisku. Celem pracy jest wykazanie merytorycznych przyczyn nadmiernego przedłużenia realizacji tunelu. Realizacja przecisku nie była poprzedzona rozpoznaniem nasypu kolejowego i podłoża gruntowego w miejscu przecisku. Projekt wykonawczy i technologiczny nie był poprzedzony oszacowaniem potrzebnej siły przecisku.

2. Krótki opis przejścia wykonywanego metodą przecisku hydraulicznego

Pierwotnie przejście pod torami kolejowymi P1 pokazane na rysunkach 1, 2, 3 zamierzono wykonać w technologii wykopu otwartego. Ostatecznie zmieniono technologię wykonania robót z wykopu otwartego na mikrotunelowanie (przecisk hydrauliczny) przy zastosowaniu elementów przelotowych monolitycznych, wykonywanych na mokro bezpośrednio na placu budowy bez wyłączania ruchu kolejowego.

Planowane przejście to tunel o szerokości w świetle 6,70 m i wysokości 6,3 m. Przejście miało za zadanie przepuścić wody opadowe na drugą stronę nasypu kolejowego, będące konsekwencją robót drogowych w najbliższym otoczeniu, przepuścić ruch pieszy i stanowić przejście dla ścieżki rowerowej. Na czas wykonywania przejścia metodą przecisku zabezpieczono nawierzchnię kolejową, przez zastosowanie szynowych



Rys. 2. Ogólny widok usytuowania obiektu inżynierskiego P1

konstrukcji odciążających (usytuowanych w obrębie nawierzchni kolejowej) z wiązek szynowych (typ szwajcarski), o długości 25 m w czterech pakietach po 5 szyn staroużytecznych typu ciężkiego. Ruch kolejowy na nasypie ograniczono do prędkości 50 km/godz. Przecisk wykonywano etapowo:

- Faza 0, 1 – Konstrukcja tunelu podzielona na trzy segmenty wykonywana na płycie prowadzącej ze specjalnymi elementami pozwalającymi na przesuwanie siłowników pchających, w ślad za przesuwany segmentem tunelu. Obszar zabezpieczano za pomocą grodzic.
- Faza 2, 4, 6 – Wykonanie kolejnych segmentów na płycie prowadzącej, z zabezpieczeniem dwóch stacji pośrednich blachą 25 mm, zamocowaną na zewnątrz gabarytu tunelu, tak aby zabezpieczyć grunt nasypu przed przedostaniem się go do tunelu.
- Faza 3, 5, 7 – Zasadnicze przepychanie, gdzie w głowicy cały czas zachowany był tzw. „korek gruntowy”, realizując podparcie przodka w trakcie mikrotunelowania.
- Faza 8, 9 – Wyjście tunelu wraz z głowicą do komory odbiorczej.
- Faza 10 – Demontaż głowicy i stacji pośrednich, zamocowanie taśm dylatacyjnych pęczniejących i innych elementów dylatacji, dopasowanie do siebie 3 prefabrykowanych segmentów tunelu.



Rys. 1. Widok zrealizowanego przejścia pod torami



Rys. 3. Widok usytuowania otworu geotechnicznego nr 2 (w osi wiaduktu drogowego), wykonywanego w ramach dokumentacji geotechnicznej na potrzeby budowy obwodnicy

Wykonawca bez dostatecznego przygotowania podjął się realizacji przecisku według własnego projektu technologicznego. W trakcie realizacji przecisku wykonawca wielokrotnie przerywał prace. Dodatkowo prace utrudniały opady atmosferyczne. Przy niedostatecznym zabezpieczeniu tunel został zalany. Nawodnienie obszaru przecisku zmieniło parametry gruntowe, co praktycznie uniemożliwiło dalsze jego wykonanie i zakończenie prac. W trakcie realizacji przecisku nastąpiła lokalna utrata stateczności nasypu. Wymagało to naprawy nasypu, przy dalszym ograniczeniu ruchu kolejowego po nasypie. Dopiero po skutecznym odwodnieniu placu budowy, naprawie nasypu, udało się wykonawcy dokończyć prace związane z wykonaniem przejścia pod nasypem kolejowym. Wydłużyło to czas realizacji o ok. 19 miesięcy.

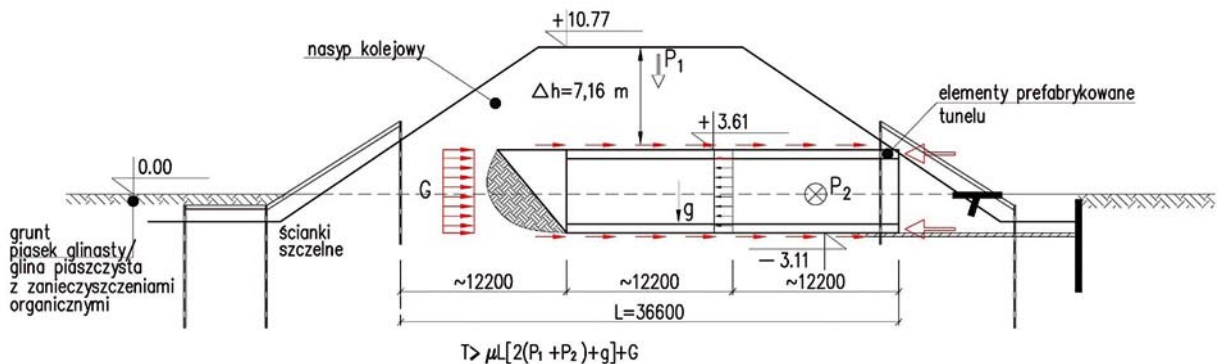
3. Analiza

Autorzy podjęli się zadania wyjaśnienia przyczyn nieprawidłowości powstałych przy realizacji zadania, realizowanego metodą przecisku hydraulicznego. Przeanalizowane zostało rozpoznanie warunków geotechnicznych w miejscu przecisku pokazanego na rysunku 3. Okazało się, że posługiwano się rozpoznanie warunków gruntowych dla robót drogowych i budowy wiaduktu usytuowanego w odległości około 80–120 m, bez rozpoznania budowy nasypu kolejowego.

Tabela 1. Karta otworu geotechnicznego nr 2 (w osi wiaduktu drogowego) wykonywanego w ramach dokumentacji geotechnicznej na potrzeby budowy obwodnicy przyjętej jako rozpoznanie podłoża gruntowego i nasypu w miejscu przecisku P1 w projekcie wykonawczym

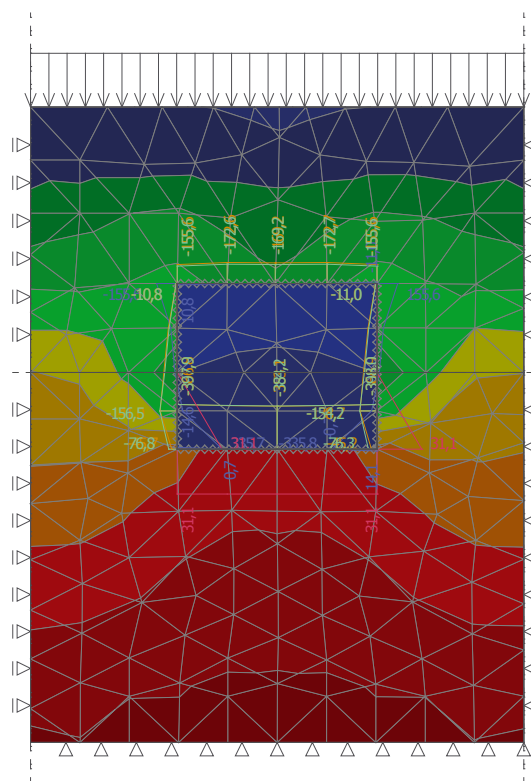
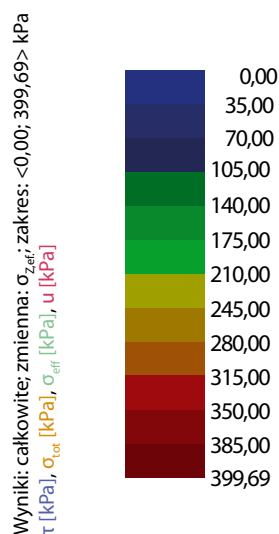
KARTA OTWORU GEOTECHNICZNEGO												Zał.Nr: 4	
Profil nr 2												Wierznica:	
System wiercenia: Ręcznie												Rzędna: 163,20 m n.p.m	
Skala 1: 100												Data wiercenia: 29-03-2009	
Wierzenie	Geologia / Wykazana wady	Stratygrafia	Profil litologiczny	Przekrój	Opis litologiczny	Symbol gruntu	Właściwość	Skł. uwzględn. w projekcie	Stan gruntu	Wzrost geotechniczny			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
						nasyt niekontrolowany (gleba + gruz), szary	nN					I	
						gleba, szara	Go					II	
						piasek średni z humusem, żółty	Ps+H	w				szg III	
						piasek średni + żwir, żółty	Ps(+Z)					zg IV	
						piasek gliniasty, jasnobrązowy	Pg	mw	0/0	poz		V	
						piasek średni, brunatno-żółty	Ps	w				zg VI	
						piasek średni, brunatno-żółty	Ps	nw				zg VI	
						piasek gliniasty, ciemnoszary	Pg	w	0/1	tp		VII	
						głina piaszczysta, ciemnoszara	Gp	mw	0/0	poz		VIII	

Wobec braku oszacowania potrzebnej siły przecisku autorzy [4, 5, 6] podjęli się na podstawie posiadanych materiałów, przybliżonych obliczeń siły przecisku. Obliczono oddziaływanie ruchu kolejowego na projektowany tunel przy użyciu programu GEO5, przeprowadzono obliczenia stateczności nasypu bez ruchu kolejowego oraz poddanych obciążeniu dynamicznemu ruchem kolejowym. Posłużono się zbudowanym modelem przecisku w nasypie kolejowym pokazanym na rysunku 4.



Rys. 4. Model przecisku w nasypie kolejowym

Rys. 5. Wyniki przybliżonych obliczeń oddziaływania obciążonego nasypu na wykonywany tunel



Wyniki przybliżonych obliczeń oddziaływania obciążonego nasypu na wykonywany tunel metodą przecisku hydraulicznego (parcie) pokazano na rysunku 5.

Siłę przecisku oszacowano (za Kalisz H., Wybrane zagadnienia budownictwa komunalnego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1994) według wzoru (1):

$$T = \mu L [2 (P_1 + P_2) + g] + G \quad (1)$$

gdzie:

μ – współczynnik tarcia pomiędzy gruntem a zewnętrzną powierzchnią tunelu,

L – długość przecisku,

P_1, P_2 – pionowy i poziomy nacisk na grunt, na 1 m tunelu [kN/m],

g – ciężar własny 1 mb tunelu [kN/m],

G – opór czołowy tunelu [kN].

Wykorzystując przybliżone parametry gruntowe dla budowy węzła drogowego (odległego o ok. 80–120 m) i przeciętne parametry nasypu kolejowego otrzymano szacunkową wartość charakterystyczną potrzebnej siły przeciskowej T przy:

μ_1 – współczynnik tarcia pomiędzy gruntem nasypu a zewnętrzną powierzchnią tunelu = 0,6,

μ_2 – współczynnik tarcia pomiędzy prowadnicami stalowymi a dolną powierzchnią tunelu = 0,3,

L – długość przecisku = 36,5 m,

P_1 i P_2 – pionowy i poziomy nacisk na grunt na 1 m tunelu [kN/m], szacowany wg własnych obliczeń przy użyciu GEO5,

g – ciężar własny 1 mb tunelu [kN/m] = 169,4 kN/m,

G – opór czołowy tunelu [kN].

Według Kędrackiego M., Geotechnika metod bezwypokopowych – wyniki badań doświadczalnych prowadzonych na Politechnice Łódzkiej, dla określenia tarcia na poboczniczy elementów wciskanych w grunt zastosowano wzór (2):

$$G = c S \quad (2)$$

gdzie:

c – adhezja pomiędzy betonem obudowy tunelu a gruntem,
 S – czołowa powierzchnia przeciskanego tunelu,

$G = c S = 20,9 \text{ kPa} \times 58,8 \text{ m}^2 \approx 1229 \text{ kN}$,

$P_{1,1} \approx 169 \text{ kN/m}^2$ (parcie na górną powierzchnię tunelu z GEO5) $\times 8,1 \text{ m} \approx 1269 \text{ kN/m}$,

$P_{1,2} \approx 398 \text{ kN/m}^2$ (parcie na dolną powierzchnię tunelu łącznie z ciężarem tunelu – z GEO5) $\times 8,1 \text{ m} \approx 3224 \text{ kN/m}$

$P_{1,2} \approx 3224 \text{ kN/m}$

$T \approx 0,6 \times 36,5 \text{ m} \times 1269 \text{ kN/m} + 0,3 \times 36,5 \times 3224 \text{ kN/m} + 1229 \text{ kN} \approx 27791 \text{ kN}$

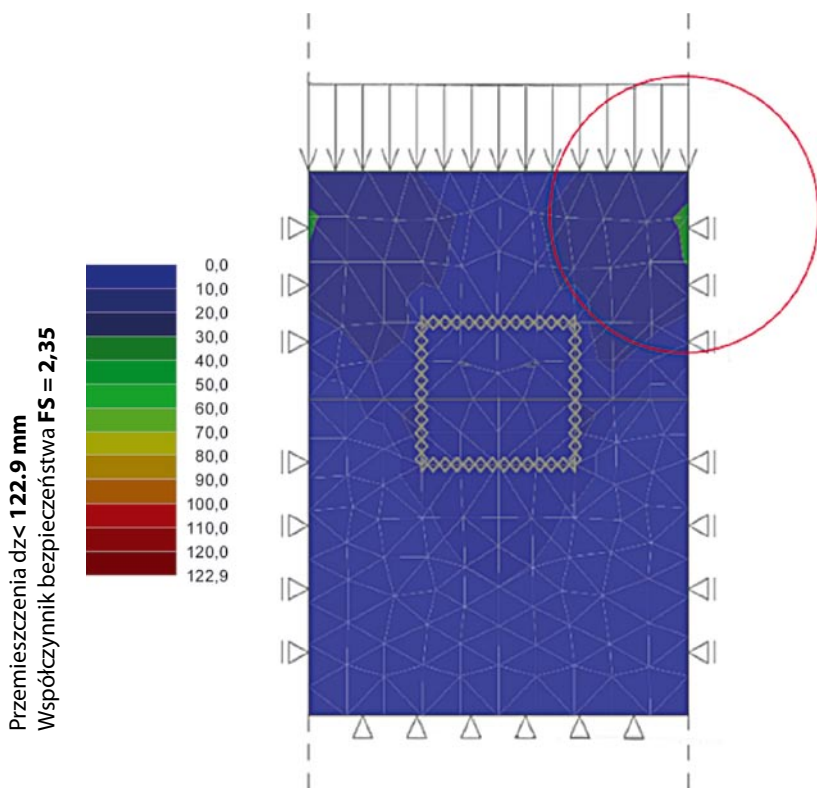
$T_{R,d} \approx 1,5 \times 27791 \text{ kN} \approx 41\,690 \text{ kN}$

4. Synteza

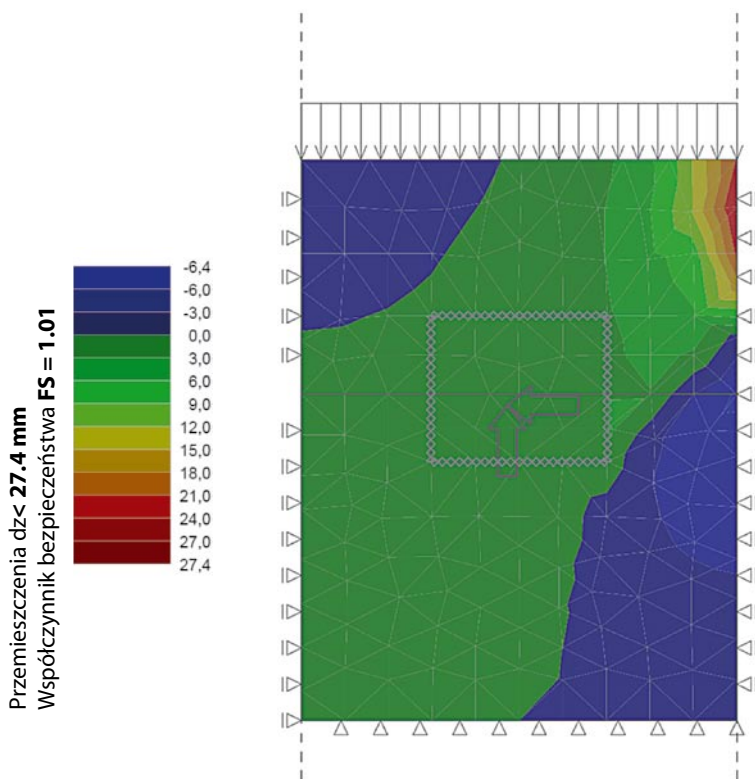
Projekt technologiczny przecisku opracowano w sierpniu 2013, pomijając wymagania EC-7 [1, 2, 3], tj. po wejściu rozporządzenia [7].

W czasie budowy przejścia metodą mikro-tunelowania wystąpiły nieprzewidziane zdarzenia: zalanie tunelu w trakcie wykonania robot geotechnicznych, utrata stateczności górnej części nasypu kolejowego, nieuzasadnione przerwy organizacyjne itp.

Z przedstawionych analiz wynika, że potrzebna siła do realizacji przecisku nie powinna być mniejsza niż 41 690 kN, przy założeniu



Rys. 6. Wyniki wstępnych obliczeń stateczności obciążonego nasypu kolejowego bez uwzględnienia dynamiki ruchu kolejowego



Rys. 7. Wyniki wstępnych obliczeń stateczności obciążonego nasypu kolejowego z uwzględnieniem dynamicznego charakteru ruchu kolejowego

braku stosowania zawiesziny do zmniejszenia tarcia pomiędzy gruntem a przeciskanymi segmentami tunelu. Wykonawca nie stosował zawiesziny bentonitowej lub innych materiałów redukujących tarcie.

Nie przeprowadzono wymaganego rozporządzeniem [7] prawidłowego rozpoznania podłoża gruntowego i nasypu kolejowego.

Nie wykonano żadnych obliczeń związanych z realizacją przecisku. Wykonane przez autorów pracy obliczenia stateczności wskazują na wrażliwość nasypu na utratę stateczności w przypadku nieprzewidzianych zdarzeń. Jak wykazały wstępne obliczenia stateczności, przy braku nieprzewidzianych zdarzeń otrzymano współczynnik bezpieczeństwa $FS = 2,35$, przy wzrastających przemieszczeniach górnej warstwy nasypu kolejowego z nawierzchnią kolejową. Przy uwzględnieniu obciążenia dynamicznego ten współczynnik natychmiast zmalał do $FS = 1,01$, ze wzrostem przemieszczeń górnej warstwy nasypu z nawierzchnią kolejową. Przy nawodnieniu nasypu i podłoża, które miało miejsce, wystąpiła lokalna utrata stateczności nasypu z nawierzchnią kolejową. Wymagało to dodatkowych napraw i przedłużyło realizację tunelu.

Niekorzystne zdarzenia w realizacji, przy braku rozpoznania podłoża i braku znajomości wymaganej siły przecisku doprowadziły w efekcie końcowym do przedłużenia czasu inwestycji o 19 miesięcy.

Na koniec syntezy pokazano w tabeli 2 zestawienie parametrów przedmiotowego przecisku na tle innych podanych w literaturze. Na uwagę zasługuje bardzo niski postęp rzeczywistego przecisku 0,7 m na dzień.

5. Podsumowanie

Nie ulega najmniejszej wątpliwości, że istotnym problemem stał się fakt braku należytego odwodnienia wykonywanych prac w realizacji przecisku i dopuszczenie do całkowitego zalania tunelu. Zalanie przecisku w trakcie jego realizacji spowodowało zmianę następujących parametrów geotechnicznych:

- efektywnego kąta tarcia wewnętrznego,
- efektywnej spójności,
- wytrzymałości gruntu nasypu na ścianie z odpływem,

Tabela. 2. Porównanie parametrów przecisku na tle innych realizacji [8]

Porównanie rezultatów przecisku				
	Szanghaj	Nanjing 1	Nanjing 2	Analizowany tunel
Rodzaj gruntu	Glina	Piasek	Glina	Piasek gliniasty zanieczyszczony organicznie
Przykrycie [m]	5,7	5,0	5,0	7,16
Lustro wody [m]	2,2	1,2	1,1	Okresowo 0,0. Tunel w trakcie realizacji zalany
Długość tunelu [m]	57,6	42,3	45,3	36,5
Maksymalna siła przecisku [kN]	17 650	18 630	19 120	Nieoszacowana wartość przecisku w projekcie Obliczona przez autorów wartość charakterystyczna siły przecisku to 27 791. Potrzebna tym przypadku to 41 690 (bez stosowania zawiesiny bentonitowej w trakcie wykonywania przecisku)
Maksymalne odchylenie w pionie [mm]	+23	+20	+25	Zarejestrowane w trakcie realizacji +500 (skorygowano)
Maksymalny dzienny postęp przecisku [m]	4.5	5	5	0,7 (zarejestrowany)

- wytrzymałości gruntu nasypu na ścianie bez odpływu,
- ciśnienia wody w porach gruntu,
- efektywnego ciężaru objętościowego,
- bardziej zaawansowanych parametrów geotechnicznych, np. adhezji, wartości destabilizującego całkowitego ciśnienia porowego wody w porach gruntu.

Długa przerwa po zalaniu przecisku spowodowała istotną zmianę adhezji na powierzchni styku gruntu z tunelem, przez co wzrosła siła przecisku na zrealizowanym odcinku przejścia nasypu kolejowego. Wykonawca w dzienniku przecisku rejestrował ciśnienie na siłownikach, natomiast nie podawał aktualnej siły przecisku.

Postępowanie według obowiązujących przepisów i dostępnej wiedzy technicznej (nazywanej potocznie sztuką budowlaną) poprzez wykonanie opinii geotechnicznej i projektu geotechnicznego dla obiektu P1 realizowanego metodą przecisku według rozdziału 4 PN-EN 1997-1 [4] koniecznie z określonym nadzorem i monitorowaniem umożliwiłyby wykonawcy sprawną realizację przecisku.

Wprowadzenie wymaganych procedur związanych z zarządzaniem niezawodnością [9], poprzez realizację procedur na wszystkich etapach rozpoznania, projektowania, na etapie budowy, jak również wymaganego monitoringu [4] i zastosowanie procedury awaryjnej uchroniłoby wykonawcę przynajmniej częściowo od poniesienia konsekwencji.

Na etapie projektu należało zastosować się do wymagań norm [9, 10] do zdefiniowanych poziomów nadzoru (DSL):

- w projekcie geotechnicznym powinien być określony nadzór nad robotami związanymi z przeciskiem,
- projekt geotechniczny winien przewidzieć sytuacje awaryjne i sposoby postępowania w przypadkach awaryjnych.

Na etapie wykonawstwa należało zastosować się do przyjętej i zastosowanej klasy wykonania EXC oraz:

- nadzorować zachowanie się nasypu i zrealizowanego tunelu,
- sprawdzać słuszność przyjętych założeń projektowych,
- określić różnice pomiędzy rzeczywistymi warunkami gruntowymi a przyjętymi w projekcie,

- prowadzić obserwacje zachowania się obiektu i jego otoczenia.

W przypadku wystąpienia niespodziewanych zdarzeń należało przeanalizować metody, zakres i częstotliwość monitorowań, a monitorowanie winno obejmować:

- odształcenia podłoża gruntowego spowodowane przez przeciskane segmenty tunelu,
- wartości oddziaływań (siły przecisku),
- wartości naprężeń kontaktowych pomiędzy podłożem gruntowym a żelbetowym tunelem,
- ciśnienie wody w porach,
- przemieszczenia nasypu kolejowego.

Wyżej wymienionych wymagań na etapie projektowania nie spełniono, wykonawca nie spełnił ich również na etapie realizacji.

Artykuł został przygotowany na Konferencję „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego 2020”.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne
- [2] PN-EN 1997-2 Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego
- [3] Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T., Projektowanie geotechniczne wg Eurokodu 7, Poradnik ITB, 2011
- [4] Sendkowski J., Tkaczyk A., Tkaczyk Ł., Rozpoznanie jako podstawa projektowania geotechnicznego, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna, Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce, 2014
- [5] Sendkowski J., Tkaczyk A., Tkaczyk Ł., Geotechniczne uwarunkowania posadowienia obiektów budowlanych, XIV Konferencja Naukowo-Techniczna, Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce, 2016
- [6] Sendkowski J., Tkaczyk A., Tkaczyk Ł., Posadowienie obiektu budowlanego w skomplikowanych warunkach gruntowych, Studium przypadku, XV Konferencja Naukowo-Techniczna, Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Kielce, 2018
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 r., poz. 463
- [8] Tekst ogłoszony na VI Międzynarodowej Konferencji Technologii Bezwykopowe NO-DIG Poland 2014, Kielce-Cedzyna, 8-10.04.2014
- [9] PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji
- [10] Starosolski W., Niezawodność obiektu budowlanego (w świetle pakietu norm PN-ISO), Przegląd budowlany 1/2008