



Instytut Badawczy Dróg i Mostów

Road and Bridge Research Institute

Filia Kielce - Ośrodek Badań Mostów

Kielce Branch - Bridge Research Centre

25-852 Kielce, ul. Chorzowska 28

RAPORT Z PRZEGLĄDU SPECJALNEGO OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO

Zamawiający: **PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Zakład Linii Kolejowych w Lublinie**

Nazwa i lokalizacja obiektu: **Most w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk
Konstrukcja w torze nr 3**



Opracował zespół:

Imię i nazwisko	Funkcja	Nr uprawnień	Podpis
<i>mgr inż. Mirosław Biskup</i>	<i>Kierownik zespołu</i>	<i>SWK/0067/PWBM/18</i>	
<i>mgr inż. Jan Skawiński</i>	<i>Członek zespołu</i>	<i>KL-25/96</i>	
<i>mgr inż. Andrzej Matysek</i>	<i>Członek zespołu</i>	<i>SWK/0072/PBM/18</i>	

Kielce, listopad 2022

SPIS TREŚCI

	str.
1 WSTĘP	3
1.1 Podstawa opracowania	3
1.2 Przedmiot opracowania.....	3
1.3 Cel pracy	3
1.4 Zakres pracy	3
2 OPIS KONSTRUKCJI MOSTU	3
3 INWENTARYZACJA OBIEKTU	4
4 PRZEGLĄD OBIEKTU	4
4.1 Zakres i sposób prowadzenia przeglądu	4
4.2 Podpory	4
4.3 Przęsła.....	4
4.4 Pozostałe elementy obiektu	5
4.5 Wnioski z przeglądu	5
5 BADANIA BETONU	5
5.1 Wytrzymałość na ściskanie	5
5.2 Wytrzymałość na rozciąganie badana metodą "pull-off"	7
5.3 Głębokość karbonatyzacji betonu	7
5.4 Badania chemiczne betonu	8
5.5 Wnioski ogólne z badań betonu	10
6 BADANIA GEOTECHNICZNE I BADANIA NOŚNOŚCI PODTORZA	10
6.1 Zakres i wyniki badań geotechnicznych	10
6.2 Wnioski z badań geotechnicznych	11
6.3 Badania nośności podtorza.....	11
7 OBLICZENIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI PRZĘŚLA MOSTU	11
7.1 Metodyka i zakres obliczeń	11
7.2 Model konstrukcji i obciążenia.....	11
7.3 Wyniki obliczeń i wnioski.....	14
7.3.1 Obciążenia według normy PN-EN 1991-2.....	15
7.3.2 Obciążenia pojazdami modelowymi według normy PN-EN 15528	15
7.4 Ocena możliwości dalszej eksploatacji.....	16
8 WNIOSKI I ZALECENIA	17
PIŚMIENNICTWO	18

ZAŁĄCZNIK 1 – Dokumentacja rysunkowa

ZAŁĄCZNIK 2 – Dokumentacja fotograficzna

ZAŁĄCZNIK 3 – Sprawozdanie z badań laboratoryjnych betonu

ZAŁĄCZNIK 4 – Opinia geotechniczna

1 WSTĘP

1.1 Podstawa opracowania

Praca została wykonana na zlecenie PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Zakład Linii Kolejowych w Lublinie, na podstawie umowy nr 21/208/0035/22/Z/O z dnia 13 kwietnia 2022 r.

1.2 Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania są wyniki oraz analizy obserwacji, badań i obliczeń wykonanych dla konstrukcji w torze nr 3 mostu w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk.

1.3 Cel pracy

Celem pracy jest ocena aktualnego stanu technicznego mostu, określenie jego aktualnej nośności oraz podanie możliwości i warunków dalszej eksploatacji.

1.4 Zakres pracy

W ramach opracowania zostały wykonane:

- pomiary inwentaryzacyjne konstrukcji mostu,
- przegląd obiektu,
- badania materiałowe,
- badania geotechniczne,
- analizy obliczeniowe ustroju nośnego,
- analiza obserwacji, pomiarów, badań i obliczeń oraz sformułowanie wniosków.

2 OPIS KONSTRUKCJI MOSTU

Most stanowią trzy oddylatowane konstrukcje przeprowadzające tor linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk oraz dwa tory bocznice nr 2a i nr 3 nad rzeką Złodziejką.

Przedmiotem tego opracowania jest konstrukcja w torze nr 3.

Przęsło konstrukcji pod torem nr 3 to dwa dźwigary żelbetowe połączone górą płytą. Rozpiętość teoretyczna przęsła wynosi 8,75 m, a światło obiektu 8,00 m. Przęsło ma całkowitą szerokość 4,50 m i składa się z dwóch dźwigarów szerokości 55 cm i wysokości 175 cm. Rozstaw dźwigarów wynosi 180 cm. Na dźwigarach wykonano płytę pomostową ze wspornikami, z ukształtowanymi ściankami gzymsowymi, tworząc w ten sposób koryto dla nawierzchni torowej. Na ściance gzymsowej od zewnętrznej strony na długości przęsła i skrzydełek zamocowano stalową balustradę.

Tor wykonano z szyn S-49 zamocowanych do podkładów drewnianych. Grubość podsypki mierzona od wierzchu podkładu w środku rozpiętości przęsła wynosi około 38 cm.

Podpory mostu stanowią przyczółki o masywnych korpusach betonowych i równoległych skrzydłach od strony zewnętrznej mostu. Konstrukcja przęsła została oparte bezpośrednio na ukształtowanych ciosach podłożyskowych na przyczółkach.

Według informacji zawartych w książce obiektu [1] konstrukcja mostu w torze szlakowym została wybudowana w 1924 roku. Konstrukcja w torze nr 3 prawdopodobnie została wybudowana w 1939 r, a świadczy o tym odcisk z takim rokiem umieszczony na ścianie przyczółka od strony Lublina.

3 INWENTARYZACJA OBIEKTU

Inwentaryzacja konstrukcji polegała na zweryfikowaniu danych podanych na archiwalnych rysunkach obiektu [2]. Sprawdzone zostały wszystkie główne wymiary przęsła i podpór.

Wyniki inwentaryzacji przedstawiono na rysunku Z1.1 zamieszczonym w załączniku 1.

4 PRZEGLĄD OBIEKTU

4.1 Zakres i sposób prowadzenia przeglądu

Zakres przeglądu mostu obejmował czynności mające na celu zinventaryzowanie oraz ocenę ewentualnych uszkodzeń przęsła, podpór i elementów wyposażenia obiektu.

Przegląd wykonywano poprzez bezpośrednią obserwację z poziomu terenu, w miejscach niedostępnych używano drabin.

Przegląd obiektu wykonano w dniu 26 maja 2022 r.

Dokumentację fotograficzną z przeglądu zawiera załącznik 2.

4.2 Podpory

W trakcie przeglądu nie stwierdzono istotnych usterek podpór, biorąc pod uwagę ich wiek można stwierdzić, że zachowały się w dostatecznym stanie. Na korpusach podpór można zaobserwować ślady zacieków przez dylatacje oraz lokalnie drobne ubytki i zarysowania. Górne powierzchnie ław podłożyskowych posiadają ubytki przypowierzchniowej warstwy betonu. Powierzchnie betonowe skrzydełek posiadają liczne spękania i zacieki miejsc wylugowania oraz również ubytki przypowierzchniowej warstwy. Nie zaobserwowano nieprawidłowości mogących świadczyć o problemach z posadowieniem.

4.3 Przęsła

Betonowe powierzchnie konstrukcji ustroju nośnego są przeważnie gładkie, mają wygląd jak po szpachlowaniu. Pod przypowierzchniową warstwą beton ma fakturę po szalunku z desek. Spód

konstrukcji przęsła jest na ogół suchy, lokalne zawilgocenia występują jedynie w strefach dylatacji poprzecznych. Na belkach tworzących przęsło można zaobserwować od spodu ubytki warstwy przypowierzchniowej, ubytki całej otuliny oraz odcinki odsłoniętych prętów zbrojenia głównego i strzemion. Niezabezpieczone zbrojenie pokrywa warstwa korozyjna, a w kilku prętach widoczne są już duże ubytki przekroju. Na bocznych powierzchniach gzymsów stwierdzono także lokalne zarysowania z wapiennymi zaciekami, a na ich końcach widoczne są pęknięcia betonu spowodowane zamknięciem szczelin dylatacyjnych.

4.4 Pozostałe elementy obiektu

Nawierzchnia kolejowa na obiekcie jest w dostatecznym stanie, ale jest mocno zanieczyszczona, drewniane podkłady są popękane.

Podczas ostatniego remontu konstrukcji pod torem szlakowym wymieniono balustrady stalowe oraz umocniono brzeg rzeki na szerokości mostu.

Skarpy nasypu oraz otoczenie obiektu są bujnie porośnięta roślinnością.

4.5 Wnioski z przeglądu

Na podstawie przeprowadzonego przeglądu można stwierdzić, że stan techniczny konstrukcji mostu jest jeszcze dostateczny. Występujące usterki konstrukcji nie stanowią jeszcze bezpośredniego zagrożenia dla nośności i bezpieczeństwa użytkowania obiektu, natomiast jego trwałość jest zagrożona, głównie w związku z degradacją otuliny zbrojenia w dźwigarach oraz korozją prętów zbrojeniowych. Usterki występujące w podporach oraz na skrzydłach przyczółków również wymagają napraw.

Wśród uszkodzeń i usterek nie stwierdzono widocznych bezpośrednich efektów oddziaływań obciążeń występujących na moście, obecny stan konstrukcji jest wynikiem upływu czasu.

5 BADANIA BETONU

5.1 Wytrzymałość na ściskanie

Ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji próbowano przeprowadzić w oparciu o aktualną normę PN-EN 13791: 2019-12 [3], według której do określenia nośności istniejącego obiektu wymagana jest znajomość wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie $f_{ck, is}$.

Do badań wytrzymałościowych betonu pobrano z podpór po dwa odwierty rdzeniowe oraz trzy z konstrukcji przęsła. Z uzyskanych odwiertów rdzeniowych przygotowano próbki walcowe o wymiarach $\varnothing 100/100$ mm.

Próbki zostały zbadane na ściskanie w maszynie wytrzymałościowej typu ZD-40 na zakresie 0-400 kN (dopuszczalny błąd siły 1%).

Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych z podpór zestawiono w tabeli 1, a pobranych z przęsła w tabeli 2. Szczegółowe wyniki badań zawarto w załączniku nr 3.

Tabela 1

Elementu konstrukcji ¹⁾ /oznaczenie próbki	Ciężar objętościowy [g/cm ³]	Siła niszcząca próbkę [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	
			f _{c,1:1 core}	f _{c,2:1 core}
Podpora 1 - T3P1/1	2,28	265	38,4	31,5
Podpora 1 - T3P1/2	2,45	247	36,1	29,6
Podpora 2 - T3P2/1	2,33	255	37,3	30,6
Podpora 2 - T3P2/2	2,33	205	29,9	24,5
Przeliczeniowy współczynnik wytrzymałości próbek 1 : 1 na 2 : 1 - CFL			-	0,82
Wytrzymałość średnia - f _{c,m(n), is}			MPa	29,0
Wytrzymałość minimalna - f _{c,ist,,lowest}			MPa	24,5
Rozrzut wyników			%	24,1
¹⁾ oznaczenie elementów konstrukcji wg rysunku Z1.1 w załączniku 1				

Tabela 2

Elementu konstrukcji ¹⁾ /oznaczenie próbki	Ciężar objętościowy [g/cm ³]	Siła niszcząca próbkę [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	
			f _{c,1:1 core}	f _{c,2:1 core}
Przęsło dźwigar lewy - T3 BL	2,38	281	41,1	33,7
Przęsło dźwigar prawy - T3 BP1	2,37	361	52,8	43,3
Przęsło dźwigar prawy - T3 BP2	2,36	376	55,0	45,1
Przeliczeniowy współczynnik wytrzymałości próbek 1 : 1 na 2 : 1 - CFL			-	0,82
Wytrzymałość średnia - f _{c,m(n), is}			MPa	40,7
Wytrzymałość minimalna - f _{c,ist,,lowest}			MPa	33,7
Rozrzut wyników			%	28,1
¹⁾ oznaczenie elementów konstrukcji wg rysunku Z1.1 w załączniku 1				

Ponieważ rozrzut wyników zarówno dla podpór jak i przęsła jest większy od 15% dlatego nie można jednoznacznie określić charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie wg PN-EN

13791: 2019-12 [3]. Beton w konstrukcji wykonywany był ponad 80 lat temu, kiedy technologia była zupełnie na innym poziomie i trudno oczekiwać, że posiada przynajmniej dostateczną jednorodność. Dlatego do oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji posłużono się poprzednią wersją tej normy z 2008 roku - PN-EN 13791:2008 [4], wg której betonowi podpór można przypisać klasę C25/30, a betonowi przęsła C35/45.

5.2 Wytrzymałość na rozciąganie badana metodą "pull-off"

Wytrzymałość na rozciąganie przypowierzchniowej warstwy betonu wykonano na ścianach podpór oraz powierzchniach bocznych dźwigarów przęseł. Badania wykonano przy użyciu testera „pull-off” CONTROLS 58-C0215/M, zgodnie z zaleceniami [8].

Zestawienie wyników badań wytrzymałości betonu na rozciąganie podano w tabeli 3.

Tabela 3 Wytrzymałość betonu na rozciąganie badana metodą „pull-off”

Lp.	Element konstrukcji	Punkt pomiarowy	Lokalizacja próbki	Wytrzymałość próbki [MPa]	Postać zniszczenia
1	Podpora 1	P1	Ściana	2,29	A/Y
2	Podpora 2	P2	Ściana	3,06	A/Y
3	Przęsło	BP1	Dźwigar prawy	3,82	A
4	Przęsło	BP2	Dźwigar prawy	4,58	A
5	Przęsło	BP3	Dźwigar prawy	3,06	A
a) Możliwe typy zniszczenia próbki i ich oznaczenia: kohezja A - w podłożu betonowym, adhezja A/Y - na styku betonu i kleju, kohezja Y - w warstwie kleju, adhezja Y/Z - na styku kleju i krążka					

Wyniki badań wytrzymałości betonu na rozciąganie porównano z wytrzymałością charakterystyczną na rozciąganie ($f_{ctk\ 0,05}$) według normy PN-EN 1992-1-1 [6]. Najniższy wynik kwalifikuje beton do klasy C35/45. Tak więc można stwierdzić, że wytrzymałość na rozciąganie przypowierzchniowej warstwy betonu jest dobra zarówno dla podpór jak i przęseł.

5.3 Głębokość karbonatyzacji betonu

Badania wykonano określając zasięg karbonatyzacji za pomocą testera „Reinbow-Test”, produkcji duńskiej firmy Germann Instruments. Metoda polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu na podstawie oceny rozkładu barw. Odczyn pH równy 11 (zabarwienie betonu na fioletowo), uznawany jest za wartość graniczną, poniżej której obniża się naturalna zdolność betonu do pasywacji zbrojenia. Przejście barwy z koloru

fioletowego na zielony (pH 9) sygnalizuje spadek pH poniżej wartości uznawanej za graniczną i wskazuje na potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Metoda została opisana w zaleceniach [5].

Badania przeprowadzano w otworach Ø100 mm, z których pobierano odwierty do badania wytrzymałości betonu na ściskanie oraz w otworach Ø18 mm, z których pobierano mączkę betonową do badań chemicznych. Badania były realizowane niezwłocznie po wykonaniu otworów.

Zakresem badań objęto podpory oraz powierzchnię boczną belek skrajnych w przęśle.

Wyniki badania głębokości karbonatyzacji betonu zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Głębokość karbonatyzacji betonu

Lp.	Element konstrukcji ¹⁾	Otwór badawczy		Odczyn pH				
		Numer	Średnica [mm]	5	7	9	11	13
				Głębokość [mm]				
1	Podpora 1	1	Ø18				> 0	
2		2	Ø18				> 0	
3	Podpora 2	1	Ø18				> 0	
4	Przęsło, powierzchnie boczne belek	1	Ø18			0-5	> 5	
5		2	Ø18				> 0	
6		3	Ø18				> 0	

1) Oznaczenie elementów konstrukcji wg rysunku Z1.1 w załączniku 1

¹⁾ Oznaczenie elementów konstrukcji wg rysunku Z1.1 w załączniku 1

Wyniki badania karbonatyzacji wskazują, że beton w przęśle utracił właściwości ochronne względem zbrojenia do głębokości 5 mm, a więc mniejszej niż grubość otuliny.

5.4 Badania chemiczne betonu

Badania chemiczne betonu polegały na pomiarze obecności i stężenia chlorków, siarczanów i azotanów.

Materiał do badań, w postaci mączki betonowej, pobrano z otworów Ø18 mm na trzech głębokościach: 5-25 mm, 25-50 mm i 50-75 mm. Badania wykonano stosując zestawy do analizy soli szkodliwych Aquamerck 111106, SO42- Merckoquant oraz NO3- Merckoquant.

Dla zbadania postępu korozji chlorkowej wykonano badanie zawartości chlorków, polegające na oznaczeniu procentowej ilości chlorków w stosunku do masy betonu oraz w stosunku do masy cementu, w każdej próbce na każdej głębokości. Określono procentową zawartość chlorków w stosunku do masy betonu, a następnie korzystając z danych zawartych w opracowaniu [9], przyjęto procentowy udział cementu w masie betonu w zależności od jego klasy i przeliczono wyniki badań ilości chlorków w stosunku do masy cementu. Klasę betonu przyjęto na podstawie badań.

Dla oceny właściwości ochronnych betonowej otuliny zbrojenia na podstawie pomiaru zawartości chlorków jako kryterium zgodnie z wytycznymi [7] przyjęto dla betonu zbrojonego 0,4% zawartości chlorków w stosunku do masy cementu, powyżej której, szczególnie w betonie skarbonatyzowanym, istnieją warunki do chlorkowej korozji stali zbrojeniowej. W przypadku skarbonatyzowanego betonu zbrojonego każda zawartość chlorków, zwłaszcza w strefach cyklicznego nawilżania betonu wodami nawierzchniowymi oraz w przypadku pogorszonej szczelności betonu, sprzyja korozji stali zbrojeniowej.

Zawartość siarczanów i azotanów określono procentowo w stosunku do masy betonu.

Dopuszczalną zawartość siarczanów przyjęto na podstawie literatury na poziomie 0,5%, natomiast w zakresie granicznych zawartości azotanów brak jest takich zaleceń. Na podstawie doświadczenia można jedynie stwierdzić, że ich zawartość w betonie na ogół nie przekracza 0,05%.

Zakresem badań objęto podpory oraz powierzchnię boczną belek skrajnych w przęśle.

Wyniki badań chemicznych betonu zestawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Analiza chemiczna betonu

Lp.	Element konstrukcji ¹⁾	Numer otworu badawczego	Głębokość pobrania [mm]	Zawartość			
				chlorków		siarczanów	azotanów
				Stężenie wagowe w % w stosunku do masy			
				betonu	cementu	betonu	betonu
1	Podpora1	1	5-25	0,020	0,143	0,3 - 0,4	0,01
			25-55	0,020	0,143	0,3 - 0,4	0,01
			55-75	0,020	0,143	0,3 - 0,4	0,01
2		2	5-25	0,020	0,143	0,3 - 0,4	0,01
			25-55	0,020	0,143	0,3 - 0,4	0,01
			55-75	0,010	0,071	0,3 - 0,4	0,00
3	Podpora 2	1	5-25	0,020	0,143	<0,2	0,00
			25-55	0,020	0,143	<0,2	0,00
			55-75	0,010	0,071	<0,2	0,00
4	Przęsło, powierzchnie boczne belek skrajnych	1	5-25	0,010	0,056	<0,2	0,00
			25-55	0,010	0,056	<0,2	0,00
			55-75	0,010	0,056	0,3 - 0,4	0,00
5		2	5-25	0,010	0,056	<0,2	0,00
			25-55	0,010	0,056	<0,2	0,00
			55-75	0,010	0,056	<0,2	0,00
6		3	5-25	0,020	0,111	<0,2	0,00
			25-55	0,020	0,111	<0,2	0,00
			55-75	0,010	0,056	<0,2	0,00

¹⁾ Oznaczenie elementów konstrukcji wg rysunku Z1.1 w załączniku 1

²⁾ Zawartość procentową cementu w 1 m³ betonu przyjęto w podporach 14%, a w przęśle 18%

Analizując uzyskane wyniki badań można stwierdzić, że zbadana zawartość chlorków w stosunku do masy cementu wyniosła od 0,056 do 0,143%. Wartość dopuszczalna wynosząca 0,4% nie została przekroczona w żadnym pomiarze, co wskazuje, że warunki do chlorkowej korozji stali zbrojeniowej nie występują.

Zbadana zawartość siarczanów również w żadnym przypadku nie przekroczyła wartości granicznej tu wartość dopuszczalna 0,5%, co świadczy, o tym, że zawartość siarczków nie jest szkodliwa dla zbrojenia.

Stwierdzono śladowe ilości azotanów w betonie.

5.5 Wnioski ogólne z badań betonu

Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

- wyniki badań betonu wykazały, że beton w podporach ma wytrzymałość na ściskanie odpowiadającą klasie C25/30, natomiast w przęśle C35/45.
- wytrzymałość na rozciąganie przypowierzchniowej warstwy betonu jest dobra zarówno dla podpór jak i przęśla
- na podstawie wyników pomiarów karbonatyzacji betonu można stwierdzić, że beton utracił właściwości ochronne na głębokości nie przekraczającej 5 mm, a więc mniejszej od grubości otuliny
- wyniki badań chemicznych wykazały, że nie występuje zagrożenie korozją wynikającą z obecności chlorków, siarczanów i azotanów.

6 BADANIA GEOTECHNICZNE I BADANIA NOŚNOŚCI PODTORZA

W ramach badań geologicznych zostały wykonane prace polowe i w oparciu o te prace opracowano opinię geotechniczną. W ramach prac polowych wykonano dwa sondowania statyczne CPTU do głębokości 6,4-7,5 m, oraz dwa odwierty badawczy o głębokości 7,5 m poniżej poziomu terenu.

6.1 Zakres i wyniki badań geotechnicznych

W wyniku przeprowadzonych prac geotechnicznych w obrębie mostu stwierdza się, że w poziomie posadowienia obiektu panują złożone warunki gruntowo-wodne, ze względu na poziom wody gruntowej powyżej poziomu posadowienia i występowanie w górnej strefie gruntów słabonośnych.

6.2 Wnioski z badań geotechnicznych

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 – Dz. U. poz. 463. [8], obiekt z uwagi na rodzaj konstrukcji oraz warunki gruntowo-wodne złożone należy zaliczyć do II kategorii geotechnicznej.

Szczegółowe informacje na temat przeprowadzonych badań geotechnicznych zawarto w Załączniku nr 3

6.3 Badania nośności podtorza

Badanie nośności nasypu wykonano dla strefy przejściowej od strony Lublina po obu stronach toru. Do badania użyto lekkiej płyty dynamicznej oraz wykonano po trzy odbicia na warstwie leżącej bezpośrednio pod nawierzchnią tłuczniową. Uzyskano średnie wyniki modułu dynamicznego E_{vd} równe 43,9 i 47,5 MPa. Wyniki badań wskazują, że nasypy mają wysokie moduły, odpowiadające piaskom lub żwirom o dobrym wskaźniku zagęszczenia.

7 OBLICZENIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI PRZĘŚLA MOSTU

7.1 Metodyka i zakres obliczeń

Analizy obliczeniowe konstrukcji nośnej obiektu wykonano w oparciu o rzeczywiste wymiary poszczególnych jej elementów i znane właściwości użytych materiałów, w związku z czym dla wszystkich przypadków rozpatrywanych obciążeń wykonywano obliczenia statyczne i wytrzymałościowe. Uzyskane w wyniku obliczeń ekstremalne wartości naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej w belkach głównych pomostu, porównywano z wytrzymałościami obliczeniowymi materiałów konstrukcyjnych.

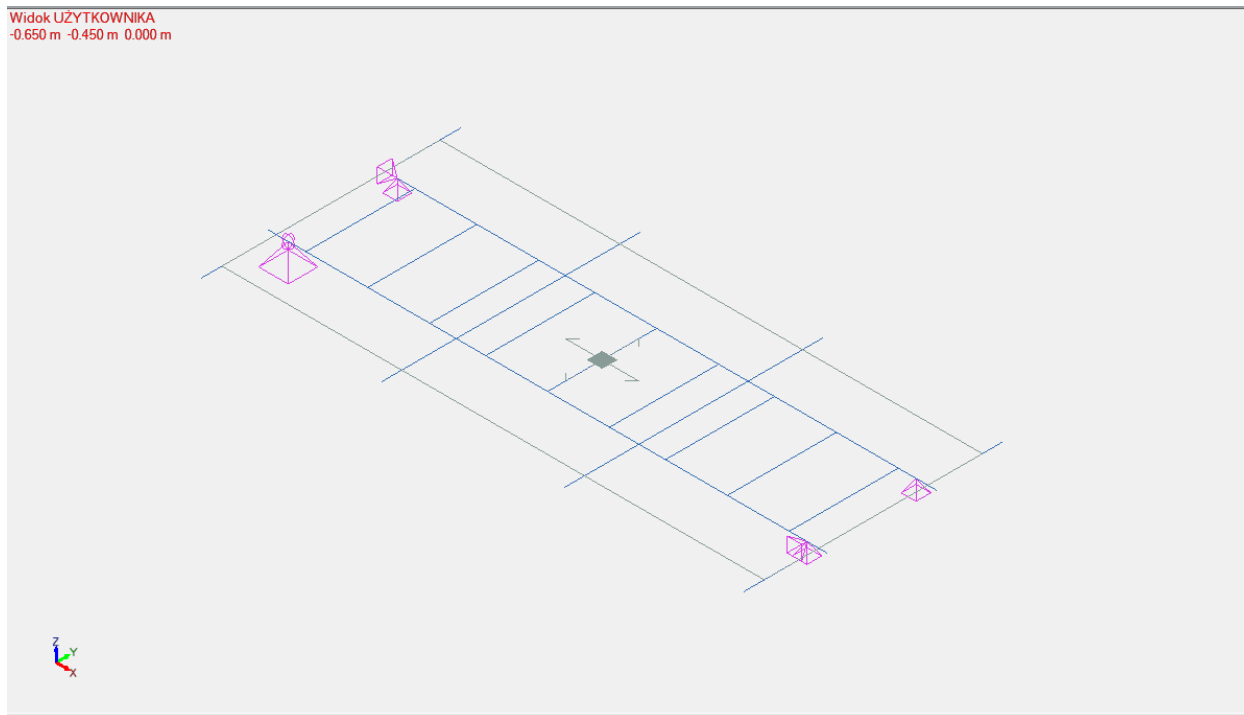
Rozpatrzono normowe obciążenia ruchome według PN-EN 1991-2 [9] i obciążenia pojazdami modelowymi wg normy PN-EN 15528 [10]. Pozwoliło to na określenie współczynnika sklasyfikowanych obciążeń pionowych α wg Eurokodu [9], oraz kategorii linii kolejowej wg [10].

Do obciążeń pojazdami modelowymi zastosowano współczynnik dynamiczny powiązany z prędkością przejazdu wg [9]. Współczynniki obciążeń zastosowano wg PN-EN 1990:2004 [11] o wartości 1,35 dla obciążeń stałych i 1,45 dla obciążeń ruchomych.

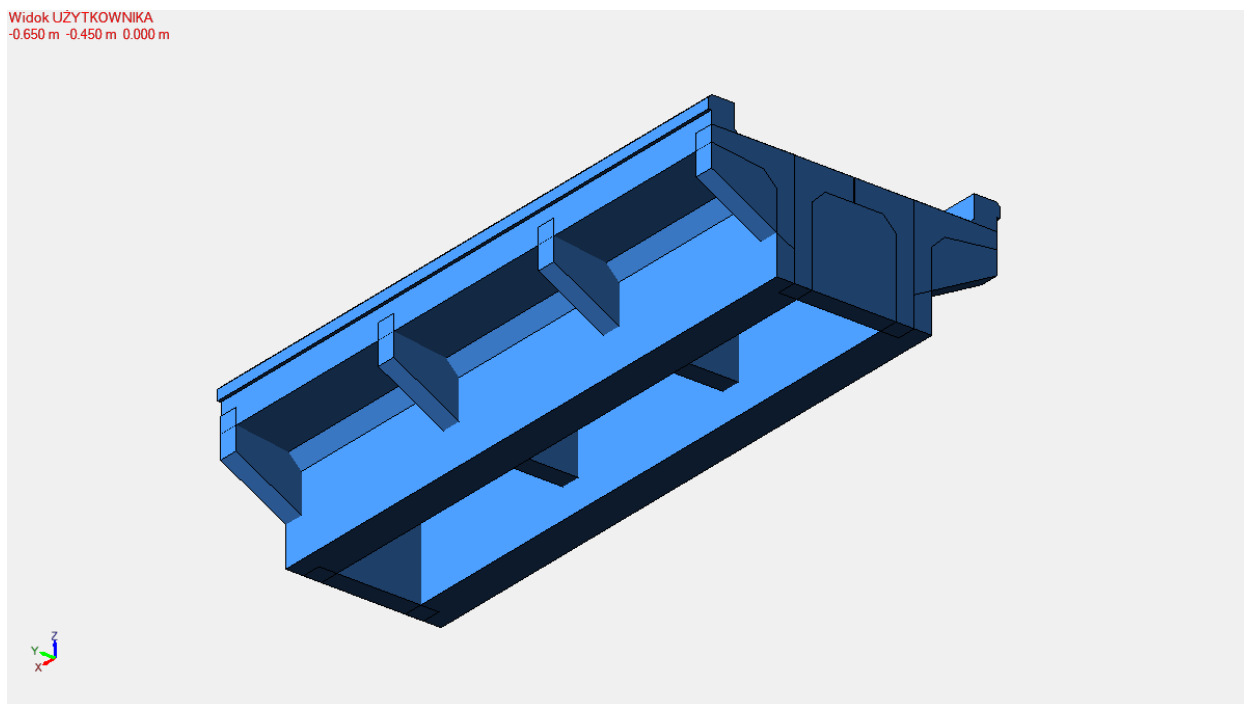
7.2 Model konstrukcji i obciążenia

Obliczenia wykonano przy użyciu programu Advance Design firmy Graitec. Konstrukcję przęsła obiektu zamodelowano jako ruszt. Główne elementy modelu stanowią dwie belki główne żelbetowe poprzecznie stężone poprzecznkami oraz w przestrzeni pomiędzy poprzecznkami elementami o grubości płyty pomostu. Poprzecznice tak jak w rzeczywistości wydłużono na

zewnątrz od belek. Na takim ruszcie umieszczono element powierzchniowy tak zwaną „okładzinę” poprzez którą można przykładać obciążenia na ruszt i wtedy zostanie ono automatycznie rozdzielone na jego elementy. Schemat konstrukcji i widok modelu przęsła obiektu przedstawiono na rysunkach 1 i 2.



Rysunek 1. Schemat konstrukcji



Rysunek 2. Widok modelu konstrukcji

Obciążenie stałe konstrukcji stanowi jej ciężar własny, ciężar podsypki tłuczniowej i torowiska. Obciążenia zmienne stosowano w formie zestawów obciążeń liniowych i powierzchniowych lub ich kombinacji ustawionych w najbardziej niekorzystnym ustawieniu. Przyjęto, że obciążenia ruchome są przekazywane na konstrukcję w postaci rozłożonej poprzez warstwę podsypki pod podkładami kolejowymi.

Obliczenia wykonano dla modeli obciążeń ruchomych zestawionych w tabeli 5.

Tabela 5. Modele obciążeń ruchomych

Lp.	Norma i oznaczenie modelu obciążenia	Schemat modelu obciążenia
1	PN-EN 1991-2 - model 71	<p>4 x 250 kN</p> <p>80 kN/m</p> <p>0,8 3 x 1,6 = 4,8 m 0,8</p>
2	PN-EN 15528 – model E4	<p>25t 25t 25t 25t</p> <p>1,5m 1,8m 5,9m 1,8m 1,5m</p> <p>12,5m</p>
3	PN-EN 15528 – model D4	<p>22,5t 22,5t 22,5t 22,5t</p> <p>1,5m 1,8m 4,65m 1,8m 1,5m</p> <p>11,25m</p>
4	PN-EN 15528 – model D3	<p>22,5t 22,5t 22,5t 22,5t</p> <p>1,5m 1,8m 5,9m 1,8m 1,5m</p> <p>12,5m</p>
5	PN-EN 15528 – model D2	<p>22,5t 22,5t 22,5t 22,5t</p> <p>1,5m 1,8m 7,45m 1,8m 1,5m</p> <p>14,05m</p>
6	PN-EN 15528 – model C4	<p>20t 20t 20t 20t</p> <p>1,5m 1,8m 3,4m 1,8m 1,5m</p> <p>10m</p>

7	PN-EN 15528 – model C3	
8	PN-EN 15528 – model C2	
9	PN-EN 15528 – model B2	
10	PN-EN 15528 – model B1	
11	PN-EN 15528 – model A	

7.3 Wyniki obliczeń i wnioski

Wyniki obliczeń przedstawiono w formie zestawień tabelarycznych. Analizę otrzymanych wyników wykonywano przy założeniu, że zastosowana w obiekcie stal zbrojeniowa to stal okrągła, gładka, St3S, klasy A-I wg PN-91/S-10042 [12] której wytrzymałość charakterystyczna $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$. Dodatkowo z uwagi na występującą korozję prętów zbrojenia wytrzymałość stali zredukowano od 5%. Beton przeszła przyjęto jako beton minimum C30/37, który zgodnie z PN-EN 1992-2 Eurokod 2 [6] ma wytrzymałość charakterystyczną $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

Współczynniki materiałowe przyjęto zgodnie z Eurokodem 2 [6]. I tak, współczynnik materiałowy dla betonu γ_c przyjęto wartości 1,40, a współczynnik materiałowy dla stali γ_s przyjęto wartości 1,15.

Pręty zbrojeniowe w belkach ułożone są w dwóch warstwach. W rzędzie dolnym stwierdzono 8 prętów. W rzędzie górnym stwierdzono 4 pręty. Bardzo możliwe jest, że w górnym rzędzie jest

także 8 prętów. Dla bezpieczeństwa przyjęto w obliczeniach, że w przekroju w środku rozpiętości zbrojenie belki stanowi 12 prętów średnicy 30 mm

7.3.1 Obciążenia według normy PN-EN 1991-2

Na podstawie analiz uzyskanych wyników obliczeń ustalono, że konstrukcja nośna obiektu spełnia wymagania normowe dla obciążeń ruchomych ze współczynnikiem sklasyfikowanych obciążeń pionowych α wynoszącym 1,10.

Wyniki obliczeń naprężeń w belkach prefabrykowanych zestawiono w tabeli 6.

Tabela 6 Zestawienie wyników obliczeń dla obciążeń według normy PN-EN 1991-2

Lp.	Obciążenia		Naprężenia w dźwigarach ^{a)} [MPa]	
			stal zbrojeniowa	beton
1	Obciążenia długotrwałe (ciężar własny+obc.stałe)	Charakterystyczne	-46	0,9
2		Obliczeniowe ($\gamma_f = 1,35$)	-62	1,2
3	Obciążenie zmienne LM-71, $\alpha = 1,10$	Charakterystyczne	-91	2,9
4		Obliczeniowe ($\Phi_3 = 1,51, \gamma_f = 1,45$)	-132	4,2
Porównanie naprężeń				
7	Naprężania od obciążeń obliczeniowych ($\Sigma\sigma$)		-194	5,4
8	Wytrzymałość obliczeniowa stali lub betonu (f_{yd}, f_{cd})		-198	21,4
9	$\Sigma\sigma / R$		0,98	0,25
^{a)} wartości dodatnie oznaczają ściskanie, a ujemne rozciąganie				

Maksymalne naprężenia w dźwigarach głównych przęśła stanowią 98% wytrzymałości obliczeniowej stali zbrojeniowej oraz 25% wytrzymałości obliczeniowej betonu.

Dla współczynnika $\alpha = 1,21$ naprężenia w stali zbrojeniowej przekraczają wartość wytrzymałości obliczeniowej o 5,1%.

7.3.2 Obciążenia pojazdami modelowymi według normy PN-EN 15528

Analizę wyników obliczeń wykonano w powiązaniu z dopuszczalną prędkością pojazdów rzeczywistych, stosując współczynnik dynamiczny $1+\varphi$, obliczony na podstawie procedury określonej w Załączniku C normy PN-EN 1991-2 [9].

Obliczenia statyczne wykonano dla wszystkich obciążeń modelowych od A do E4.

Z przeprowadzonej analizy obciążeń pojazdami modelowymi wg normy PN-EN 15528 [10] wynika, że obiekt spełnia wymagania dla wszystkich kategorii przy przyjętej prędkości przejazdu 120 km/h (wagon referencyjny/max prędkość przejazdu w km/h): **E4/120; D4/120; D3/120; D2/120; C4/120; C3/120; C2/120; B2/120; B1/120; A/120.**

Wyniki obliczeń naprężeń od pojazdów modelowych oraz ich procentowe porównanie z wytrzymałością stali i betonu zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Zestawienie wyników obliczeń obciążeń pojazdami modelowymi wg PN-EN 15528 przy prędkości przejazdu 120 km/h ($\gamma_f = 1,45$, $(1+\phi) = 2,33$)

Lp.	Element obciążenia lub obliczeń	Naprężenia w dźwigarach ^{a)} [MPa]	
		stal zbrojeniowa	beton
1	Obciążenia długotrwałe (obliczeniowe)	-62	1,2
2	Wytrzymałość obliczeniowa stali lub betonu (f_{yd} , f_{cd})	-198	21,4
3	Rezerwa naprężeń dla obciążeń zmiennych obliczeniowych (f_{yd} , f_{cd}) – (Lp. 1 + Lp. 2)	-136	20,2
4	Kategoria A $\times \gamma_f \times (1+\phi)$	-83	1,6
		61%	8%
5	Kategoria B $\times \gamma_f \times (1+\phi)$	-93	3,0
		68%	15%
6	Kategoria C $\times \gamma_f \times (1+\phi)$	-104	3,3
		76%	16%
7	Kategoria D $\times \gamma_f \times (1+\phi)$	-117	3,7
		86%	18%
8	Kategoria E4 $\times \gamma_f \times (1+\phi)$	-130	4,1
		96%	20%
^{a)} wartości dodatnie oznaczają ściskanie, a ujemne rozciąganie			

Obliczone wartości naprężeń od obciążeń modelowych w porównaniu z określoną rezerwą na obciążenia zmienne stanowią maksymalnie 96% w przypadku obciążenia pociągiem E4/120 i występują w stali zbrojeniowej.

7.4 Ocena możliwości dalszej eksploatacji

Wyniki obliczeń wykazały, że ze względu na wielkości naprężeń w stali zbrojeniowej belek pomostu obiekt spełnia wymagania normowe wg [9] współczynnika sklasyfikowanych obciążeń pionowych $\alpha = 1,10$. Dodatkowo obiekt spełnia także warunki nośności dla wszystkich kategorii od A do E4 wg normy PN-EN 15528 [10] przy prędkość przejazdu wynoszącej 120 km/h.

W związku z powyższym można dopuścić ruch pociągów osobowych, nawet towarowych przy prędkości przejazdu 120 km/h.

8 WNIOSKI I ZALECENIA

Na podstawie przeprowadzonych badań, analiz i obserwacji można stwierdzić, że obecny stan techniczny mostu jest dostateczny.

Analizy obliczeniowe wykazały, że obiekt ma dobre parametry w zakresie możliwości przenoszenia obciążeń normowych wg Eurokodu [9]. Parametrem decydującymi o tym są naprężania rozciągające w stali zbrojeniowej. Przęsło przenosi obciążenia normowe przy przyjęciu współczynnika sklasyfikowanych obciążeń pionowych o wartości $\alpha = 1,10$.

W przypadku przeprowadzonej analizy od obciążeń pociągami modelowymi według PN-EN 15528 [10] można stwierdzić, że po obiekcie mogą poruszać się pociągi odpowiadające kategorii od A do E4 z prędkością maksymalną 120 km/h.

Biorąc pod uwagę wyniki wszystkich przeprowadzonych badań i analiz, można stwierdzić, że obecny stan konstrukcji mostu umożliwia jego dalszą eksploatację bez ograniczeń prędkości jazdy pociągów. Należy w najbliższym czasie przeprowadzić na obiekcie prace remontowe, takie, aby stan konstrukcji nie ulegał dalszej degradacji. **Odsłonięte pręty zbrojenia należy jak najszybciej oczyścić oraz zabezpieczyć antykorozyjnie i wykonać nową otulinę z zapraw PCC.** Rozebrać istniejące parapety gzymsów i wykonać nową betonową nadbudowę gzymsów. Wszystkie powierzchnie betonowe należy również oczyścić, naprawić ubytki zaprawami PCC, a po naprawie należy zabezpieczyć powierzchniowo. Po zdjęciu nawierzchni oczyścić górną powierzchnię betonu i wykonać z żywicy nowe zabezpieczenie płyty. Oczyścić szczeliny dylatacyjne i wykonać ich naprawy. Stożki skarp nasypów oczyścić z roślinności.

Podczas dalszej eksploatacji należy zapewnić staranne utrzymanie mostu poprzez regularne przeglądy i bieżące usuwanie usterek.

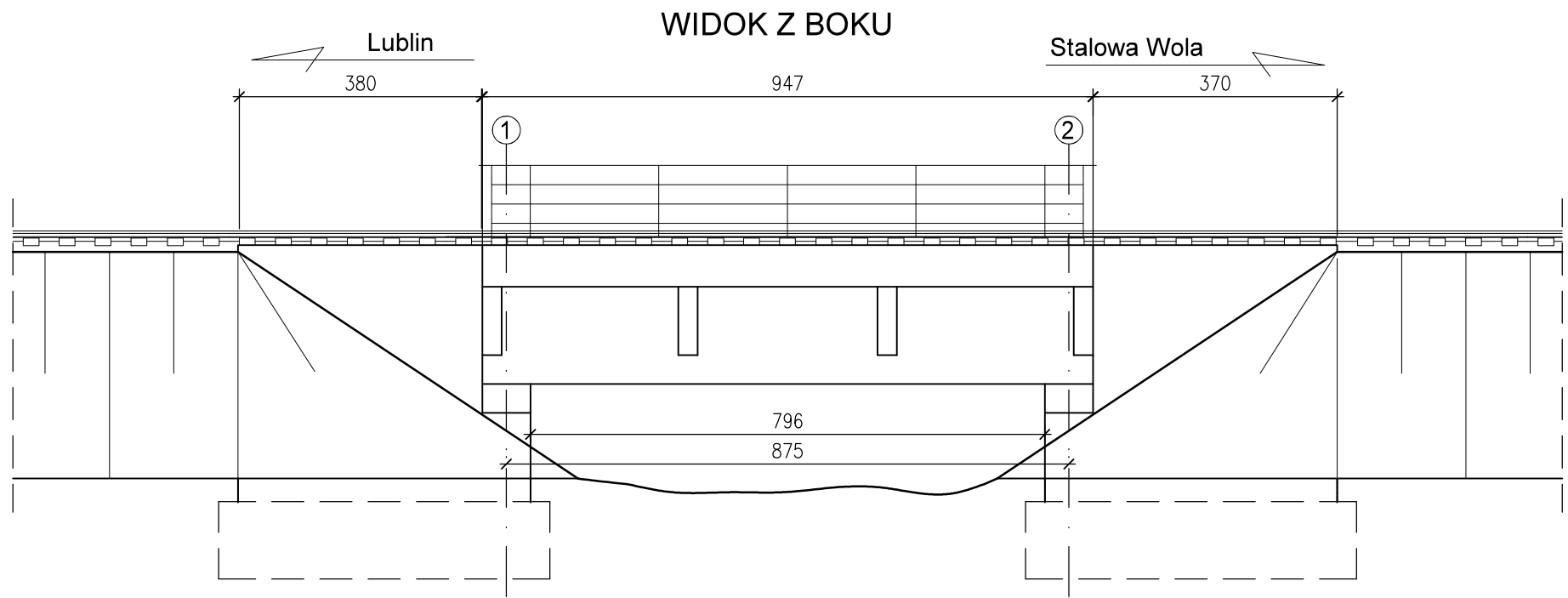
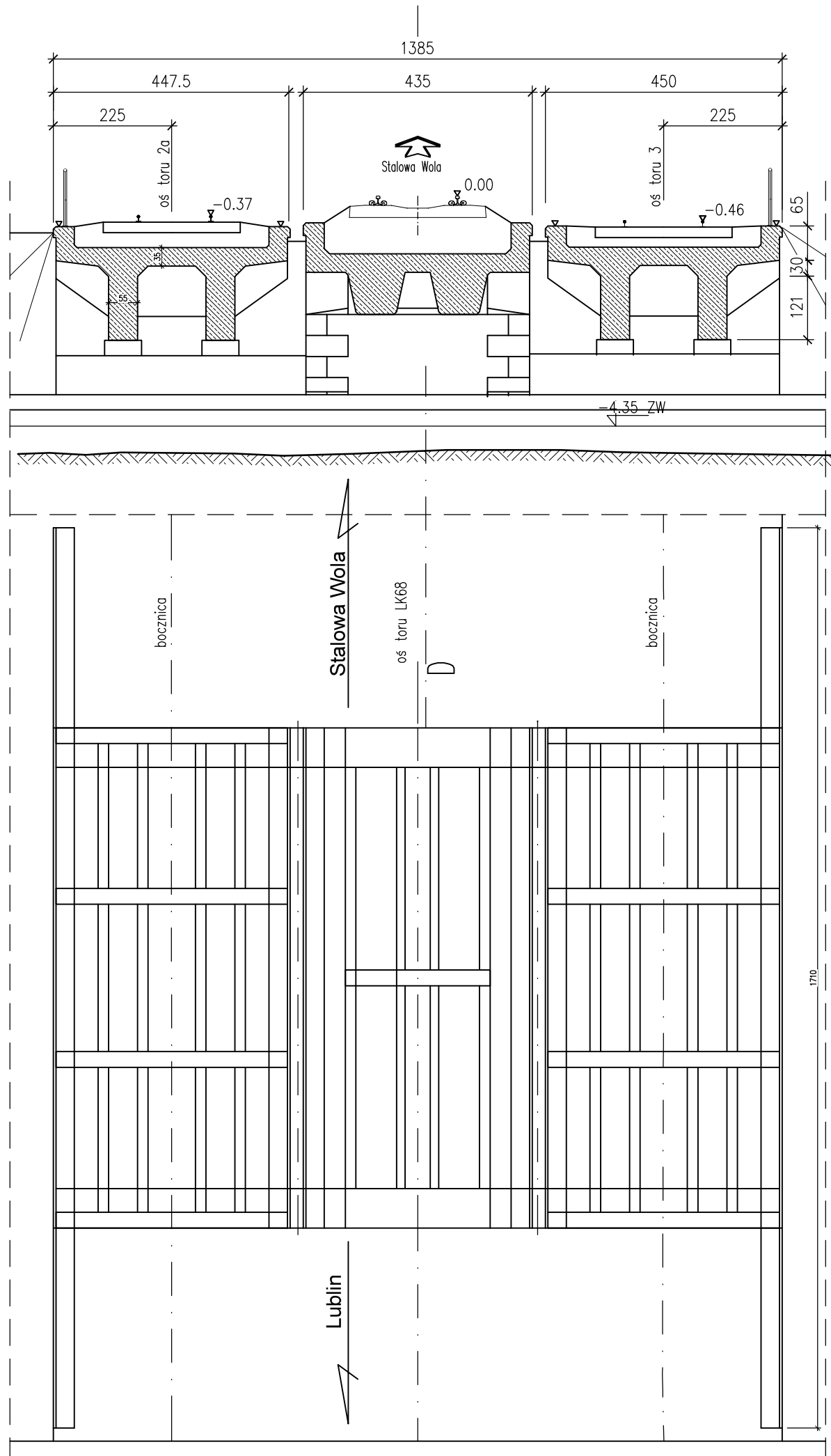
PIŚMIENNICTWO

1. Książką obiektu budowlanego Nr inw. 223 002 769
2. Archiwalne rysunki ogólne mostu w km 89.8+20.18
3. PN-EN 13791:2019-12 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
4. PN-EN 13791:2008 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
5. Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „In-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych. IBDiM – Wrocław – Żmigród, 1998
6. PN-EN 1992-1-1:2008 EUROKOD 2: Projektowanie konstrukcji z betonu
7. Wesołowski P.: Wytyczne badań właściwości ochronnych betonu względem zbrojenia w mostach, Seria „I” zeszyt 39, IBDiM 1992
8. Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 – Dz. U. poz. 463.
9. PN-EN 1991-2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcję. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
10. PN-EN 15528 Kolejnictwo. Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą
11. PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji
12. PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

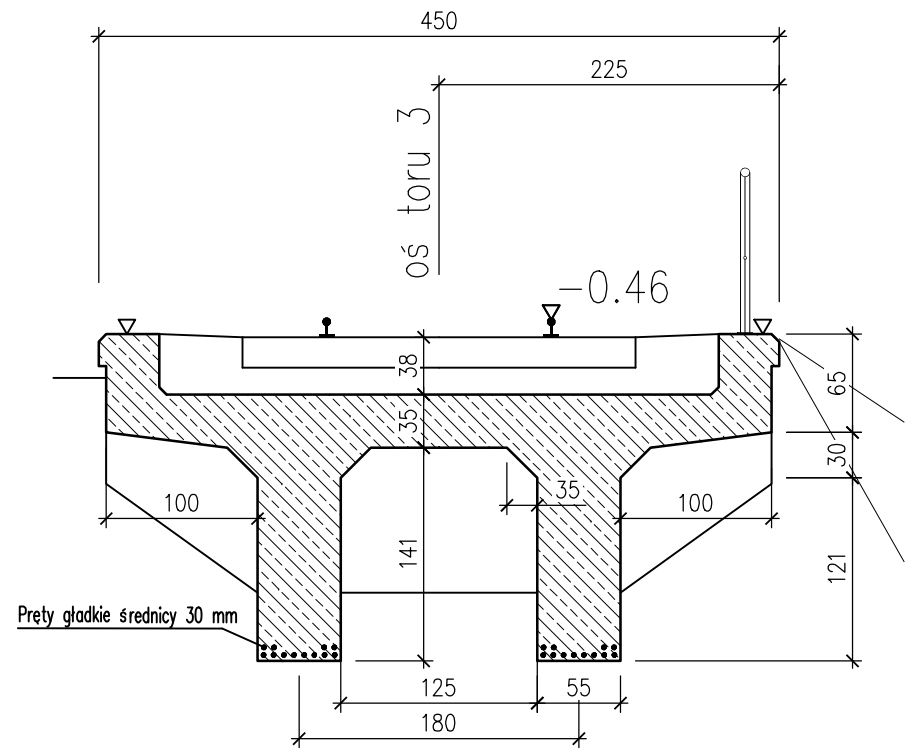
RAPORT Z PRZEGLĄDU SPECJALNEGO OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO

**Most w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk
Konstrukcja w torze nr 3**

DOKUMENTACJA RYSUNKOWA



PRZEKRÓJ POPRZECZNY



RAPORT Z PRZEGLĄDU SPECJALNEGO OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO

**Most w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk
Konstrukcja w torze nr 3**

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA



Fot. 1. Widok z boku mostu w torze nr 3



Fot. 2. Widok od spodu konstrukcji przęsła w torze nr 3



Fot. 3. Układ torowy na moście – z lewej tor 2a, w środku tor nr 1, z prawej tor nr 3



Fot. 4. Tor nr 3 na moście



Fot. 5. Skrzydło przyczółka od strony Lublina



Fot. 6 Przyczółek od strony Lublina



Fot. 7. Skrzydło przyczółka od strony Stalowej Woli



Fot. 8. Przyczółek od strony Stalowej Woli



Fot. 9. Dwudźwigarowa konstrukcja przęsła z poprzecznicami



Fot. 10. Lokalne ubytki otuliny zbrojenia przęsła



Fot. 11. Uszkodzenie otuliny i korozja zbrojenia dźwigara lewego



Fot. 12. Lokalne ubytki tynku na betonie przęsła



Fot. 13. Zarysowania betonu wspornika przęsła z wapiennymi zaciekami



Fot. 14 Ubytek gzymsu oraz pęknięcie betonu krawędzi przęsła



Fot. 15. Spękania i ubytki betonu skrzydła przyczółka od strony Lublina



Fot. 16. Przyczółek od strony Stalowej Woli – ubytki betonu oraz wapienne zacieki



Fot. 17. Ubytki tynku na powierzchni betonu przyczółka od strony Stalowej Woli

RAPORT Z PRZEGLĄDU SPECJALNEGO OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO

**Most w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk
Konstrukcja w torze nr 3**

SPRAWOZDANIE Z BADAŃ LABORATORYJNYCH



Instytut Badawczy Dróg i Mostów
Filia w Kielcach
Ośrodek Badań Mostów
ul. Chorzowska 28, 25-852 Kielce
tel./fax 41 342 67 68

**LABORATORIUM BADAŃ MATERIAŁÓW
I KONSTRUKCJI MOSTOWYCH**

SPRAWOZDANIE Z BADAŃ

Nr TK-2/24.2/2022/N

**Zakres i przedmiot
badań:**

**Badanie wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych pobranych
z konstrukcji mostu w torze nr 3 w km 89,820 linii kolejowej nr 68
Lublin - Przeworsk**

Zleceniodawca: IBDiM Ośrodek Badań Mostów

Nr zlecenia: Zlecenie wewnętrzne

**Symbol w rejestrze
zleceń:** P24/2022; U-1281

Producent: –

Data badania: 31 maj 2022 r.

Data opracowania: 5 września 2022 r.

Opracował:

mgr inż. Andrzej Matysek
kierownik Laboratorium

Autoryzował:

mgr inż. Mirosław Biskup
Kierownik Ośrodka

Liczba stron: **4**

Liczba załączników: **0**

Liczba egzemplarzy: **4**

Egzemplarz nr: **1**

Bez pisemnej zgody Laboratorium Badań Materiałów i Konstrukcji Mostowych sprawozdanie z badań nie może być powielane inaczej jak tylko w całości. Laboratorium oświadcza, że wyniki badania odnoszą się wyłącznie do badanych próbek.

LABORATORIUM BADAŃ MATERIAŁÓW I KONSTRUKCJI MOSTOWYCH	SPRAWOZDANIE Z BADAŃ Nr TK-2/24.2/2022/N	Nr egz. 1	Strona 2
		L. egz. 4	Stron 4

1 Opis oraz identyfikacja przedmiotu badań

Próbki walcowe Ø100/100 mm przygotowane z rdzeni betonowych pobranych z konstrukcji mostu w torze nr 3 w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin - Przeworsk.

2 Informacje dotyczące próbek

Miejsce i sposób pobrania próbek: konstrukcji mostu w torze nr 3 w km 89,820 linii kolejowej nr 68, odwierty rdzeniowe Ø100 mm

Data przekazania próbek: 30.05.2022 r.

Sposób przekazania próbek: Osobiście

Nr protokołu przyjęcia próbek: 24/TK2/2022

Specyfikacja próbek: wg tablic od 1 do 2

Tablica 1. Próbki przygotowane z betonu pobranego z podpór

Lp.	Miejsce pobrania w konstrukcji	Rodzaj próbek [mm]	Data pobrania próbek	Data badania próbek	Oznaczenie próbek
1	Podpora 1	Ø100/100	26.05.2022	31.05.2022	T3 P1/1
2		Ø100/100	26.05.2022	31.05.2022	T3 P1/2
3	Podpora 2	Ø100/100	26.05.2022	31.05.2022	T3 P2/1
4		Ø100/100	26.05.2022	31.05.2022	T3 P2/2

Tablica 2. Próbki przygotowane z betonu pobranego z przęsła

Lp.	Miejsce pobrania w konstrukcji	Rodzaj próbek [mm]	Data pobrania próbek	Data badania próbek	Oznaczenie próbek
1	Dźwigar prawy	Ø100/100	27.05.2022	31.05.2022	T3 BP1
2		Ø100/100	27.05.2022	31.05.2022	T3 BP2
3	Dźwigar lewy	Ø100/100	27.05.2022	31.05.2022	T3 BL

3 Procedury badawcze

Sposób pobrania i przygotowania próbek do badań był zgodny z normą PN-EN 12504-1:2019-08, badanie wytrzymałości na ściskanie wykonano w oparciu o procedury określone w normie PN-EN 12390-3:2019-07, natomiast ocenę zgodnie z normą PN-EN 13791:2019-12.

LABORATORIUM BADAŃ MATERIAŁÓW I KONSTRUKCJI MOSTOWYCH	SPRAWOZDANIE Z BADAŃ Nr TK-2/24.2/2022/N	Nr egz. 1	Strona 4
		L. egz. 4	Stron 4

Tablica 6. Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie betonu przęsła

Oznaczenie próbki	Średnica próbki [mm]	Wysokość próbki [mm]	Pole przekroju [mm ²]	Masa [g]	Ciężar objętościowy [g/cm ³]	Siła niszcząca próbkę [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	
							$f_{c,1:1 \text{ core}}$	$f_{c,2:1 \text{ core}}$
T3 BL	93,3	99,5	6 841	1 621	2,38	281	41,1	33,7
T3 BP1	93,3	98,5	6 841	1 596	2,37	361	52,8	43,3
T3 BP2	93,3	98,0	6 837	1 581	2,36	376	55,0	45,1
Przeliczeniowy współczynnik wytrzymałości próbek 1 : 1 na 2 : 1 - CFL							-	0,82
Wytrzymałość średnia - $f_{c,m(n), is}$							MPa	40,7
Wytrzymałość minimalna - $f_{c,ist,,lowest}$							MPa	33,7
Rozrzut wyników							%	28,1
Wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{ck, is}$ wg PN-EN 13791								
Ponieważ rozrzut wyników jest większy od 15% nie można jednoznacznie określić charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie								
Uwaga 1 Klasa dokładności maszyny wytrzymałościowej wynosi 1% Uwaga 2 Badania wykonano w temperaturze 21,0 °C								

6 Ocena wyników badań

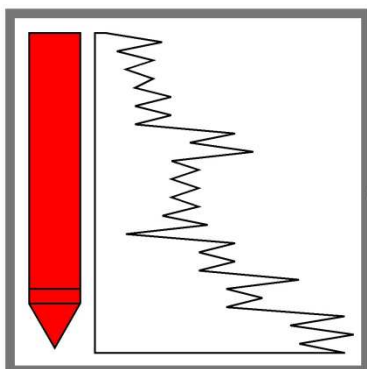
Na podstawie otrzymanych wyników badań nie można jednoznacznie określić charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie wg PN-EN 13791-12, natomiast wg nieaktualnego już poprzedniego wydania tej normy PN-EN 13791-08 betonowi podpór można przypisać klasę C25/30, a betonowi przęsła C35/45.

– Koniec sprawozdania –

RAPORT Z PRZEGLĄDU SPECJALNEGO OBIEKTU INŻYNIERYJNEGO

**Most w km 89,820 linii kolejowej nr 68 Lublin – Przeworsk
Konstrukcja w torze nr 3**

OPINIA GEOTECHNICZNA



GeoNep

GEOTECHNIKA NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.

**PZW
BPG**



Polskie Zrzeszenie
Wykonawców Badań
Podłoża Gruntowego

**GEONEP GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.**

Ul. Wigilijna 4/1
20-502 Lublin
NIP: 946-265-52-72
KRS: 0000580937

Kontakt:

K. Nepelski - 507 683 514
A. Chymosz - 601 059 109
biuro@geonep.pl
www.geonep.pl

OPINIA GEOTECHNICZNA

Przegląd specjalny mostu kolejowego linii nr 68 Lublin – Przeworsk w km 89+820 w m. Lipa, gm. Zaklików

Zleceniodawca: **INSTYTUT BADAWCZY
DRÓG I MOSTÓW
Ośrodek Badań Mostów w Kielcach**
ul. Chorzowska 28
25-852 Kielce

Opracowanie: dr inż. Krzysztof NEPELSKI
upr. bud. LUB/0373/PWBKb/15,
upr. geol. VII-1947, cert. PKG 0283
mgr inż. Anita PRYCIUK

Sprawdził: mgr inż. Andrzej CHYMOSZ
upr. bud. 2598/Lb/94, 865/Lb/89

Numer opracowania: 186/2022-OG

Data opracowania: Wrzesień 2022

Niniejszy dokument stanowi autorskie opracowanie firmy GeoNep Geotechnika Nepelski Chymosz Sp.J. i jest chroniony prawem autorskim zgodnie z ustawą z dnia 01.08.2000 (Dz.U. nr 80, poz. 904). Powielanie lub udostępnianie opracowania lub jego części firmom lub osobom trzecim wymaga zgody GeoNep Geotechnika Nepelski Chymosz Sp.J.

1. CEL OPRACOWANIA

Celem opinii jest określenie warunków geotechnicznych podłoża w oparciu o analizę wyników badań podłoża oraz ustalenie warunków posadowienia projektowanego obiektu i kategorii geotechnicznej.

Dokumentację stworzono na potrzeby inwestycji obejmującej przegląd specjalny mostu kolejowego będącego częścią linii nr 68 w m. Lipa nad rzeką Złodziejką. Badania przeprowadzono na zlecenie Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Kielcach.

Opracowanie sporządzono w formie papierowej oraz w wersji elektronicznej, która pozostała również w archiwum GEONEP.

2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA

- Uzgodnienia ze zleceniodawcą.
- Dokumentacja Badań Podłoża „Przegląd specjalny mostu kolejowego linii nr 68 Lublin – Przeworsk w km 89+820 w m. Lipa, gm. Zaklików” nr 186/2022-DBP wykonana we wrześniu 2022r. przez GeoNep Geotechnika Sp. j. zwana dalej **DBP**.
- Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. nr 0, poz. 463),
- PN-EN 1997-1 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Zasady ogólne,
- PN-EN 1997-2 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego,

3. OPIS PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI

Na podstawie informacji uzyskanych od Zleceniodawcy, na rozpatrywanym terenie planuje się przegląd specjalny mostu kolejowego linii numer 68 Lublin – Przeworsk.

4. POŁOŻENIE I OPIS TERENU BADAŃ

Teren badań położony jest na działce nr 1249/40 w miejscowości Lipa (gmina Zaklików, powiat stalowowolski, województwo podkarpackie). Omawiany obszar otoczony jest terenami zielonymi oraz zadrzewionymi, w dalszej odległości znajduje się zabudowa mieszkalna i gospodarcza. Rzędne terenu badań wahają się w zakresie ok. 162,2÷162,7 m n.p.m. Obszar badań usytuowany jest w bezpośrednim sąsiedztwie rzeki Złodziejka.

Orientacja terenu badań oraz lokalizacja punktów badawczych zostały przedstawione poglądowo na Rys. 1 oraz szczegółowo w ZAŁ. 1 [**DBP**] oraz ZAŁ. 2 [**DBP**].



Rys. 1 Lokalizacja terenu badań (źródło: <http://mapy.geoportal.gov.pl/imap/?gpm=gp0>)

5. CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH PODŁOŻA

Strefę powierzchniową tworzą **nasypy**, których miąższość waha się w zakresie od **ok. 1,4 do 1,6 m**. W górnej strefie profil gruntowy budują osady holoceniskie reprezentowane przez **namuły piaszczyste i piaski średnie** z lokalnymi wstawkami **namułów gliniastych**. Poniżej w przeważającej części występują **piaski średnie** z nieznacznymi przewarstwieniami **gruntów organicznych**.

W trakcie prac wiertniczych **stwierdzono występowanie wody gruntowej** w formie **zwierciadła swobodnego**. Wodę nawiercano na rzędnej ok. **166,2 m n.p.m.** Poziom wody w odwiertach jest zgodny z poziomem wody w rzece **Złodziejka** przepływającej w bezpośrednim sąsiedztwie. Poziom wody gruntowej jest uzależniony od pory roku oraz opadów i może być nieco wyższy od zbadanego.

W przekrojach wydzielono warstwy geotechniczne, przyjmując za parametr wiodący wartość q_c uzyskaną z sondowania CPTU oraz stopień plastyczności (I_L) lub stopień zagęszczenia (I_D). Dla wydzielonych warstw podano parametry wytrzymałościowe i ścisłości.

Klasyfikację i charakterystykę gruntów występujących w podłożu przeprowadzono na podstawie sondowań statycznych CPTU, odwiertów badawczych oraz polowych makroskopowych badań prób gruntów i lokalnych zależności korelacyjnych. Analizę danych oraz opracowanie wyników wykonano zgodnie z normami Eurokod: PN-EN 1997-1, PN-EN 1997-2, wspierając się pomocniczo branżową literaturą oraz normami zagranicznymi i nieobowiązującymi polskimi.

6. OCENA WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH I MOŻLIWOŚCI POSADOWIENIA OBIEKTU

W wyniku przeprowadzonych prac geotechnicznych, rozpoznane warunki gruntowo-wodne w obrębie projektowanej inwestycji należy zaliczyć do **złożonych** ze względu na poziom zwierciadła wód gruntowych powyżej poziomu posadowienia i występowanie w górnej strefie gruntów słabonośnych. Dobre podłoże nośne stanowią piaski.

Szczegółowy profil geotechniczny oraz wielkości parametrów geotechnicznych przedstawiono w załącznikach.

7. KATEGORIA GEOTECHNICZNA

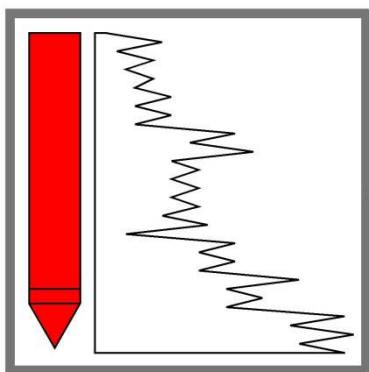
Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 – Dz. U. poz. 463., projektowany obiekt z uwagi na rodzaj konstrukcji (**most jednoprzęsłowy**) oraz warunki gruntowo-wodne **złożone** należy zaliczyć do **II kategorii geotechnicznej**.

8. UWAGI KOŃCOWE

Niniejsza Opinia Geotechniczna została opracowana na podstawie badań podłoża zawartych w Dokumentacji Badań Podłoża opracowanej dla przedmiotowej inwestycji i służy ustaleniu przydatności gruntów na potrzeby budownictwa oraz wskazuje kategorię geotechniczną. Szczegółowe dane o podłożu, parametry geotechniczne oraz wytyczne do posadowienia zawarte są w Dokumentacji Badań Podłoża.

Opracowanie:
dr inż. Krzysztof NEPELSKI
Upr. LUB/0373/PWBkb/15
upr. geol. VII-1947,
cert. PKG 0283

Sprawdził:
mgr inż. Andrzej CHYMOSZ
Upr. nr 2598/Lb/94



GeoNep

GEOTECHNIKA NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.

**PZW
BPG**

●
Polskie Zrzeszenie
Wykonawców Badań
Podłoża Gruntowego

**GEONEP GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.**

Ul. Wigilijna 4/1
20-502 Lublin
NIP: 946-265-52-72
KRS: 0000580937

Kontakt:

K. Nepelski - 507 683 514
A. Chymosz - 601 059 109
biuro@geonep.pl
www.geonep.pl

DOKUMENTACJA BADAŃ PODŁOŻA

Przegląd specjalny mostu kolejowego linii nr 68 Lublin – Przeworsk w km 89+820 w m. Lipa, gm. Zaklików

Zleceniodawca: **INSTYTUT BADAWCZY
DRÓG I MOSTÓW
Ośrodek Badań Mostów w Kielcach**
ul. Chorzowska 28
25-852 Kielce

Opracowanie: dr inż. Krzysztof NEPELSKI
upr. bud. LUB/0373/PWBKb/15,
upr. geol. VII-1947, cert. PKG 0283
mgr inż. Anita PRYCIUK

Sprawdził: mgr inż. Andrzej CHYMOSZ
upr. bud. 2598/Lb/94, 865/Lb/89

Numer opracowania: 186/2022-DBP

Data opracowania: Wrzesień 2022

Niniejszy dokument stanowi autorskie opracowanie firmy GeoNep Geotechnika Nepelski Chymosz Sp.J. i jest chroniony prawem autorskim zgodnie z ustawą z dnia 01.08.2000 (Dz.U. nr 80, poz. 904). Powielanie lub udostępnianie opracowania lub jego części firmom lub osobom trzecim wymaga zgody GeoNep Geotechnika Nepelski Chymosz Sp.J.

SPIS TREŚCI

1. WSTĘP	3
2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA	3
3. PRZEBIEG BADAŃ PODŁOŻA GRUNTOWEGO	4
4. WARUNKI GEOTECHNICZNE TERENU BADAŃ	5
5. WNIOSKI I ZALECENIA ODNOŚNIE POSADOWIENIA OBIEKTU	7

ZAŁĄCZNIKI

ZAŁ. 1. ORIENTACJA	
ZAŁ. 2. LOKALIZACJA PUNKTÓW BADAWCZYCH w skali 1:500	
ZAŁ. 3. TABELA PARAMETRÓW GRUNTU	
ZAŁ. 4. CHARAKTERYSTYKI SONDOWANIA	
ZAŁ. 5. KARTY OTWORÓW BADAWCZYCH	
ZAŁ. 6. PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I-I	

1. WSTĘP

Niniejsze opracowanie wykonano w celu przedstawienia wyników badań podłoża gruntowego w obszarze projektowanego obiektu. Dokumentację stworzono na potrzeby inwestycji obejmującej przegląd specjalny mostu kolejowego będącego częścią linii nr 68 w m. Lipa nad rzeką Złodziejką. Badania przeprowadzono na zlecenie Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Kielcach.

W ramach prac polowych wykonano:

- 2 sondowania statyczne CPTU o głębokościach w zakresie 6,4÷7,5 m p.p.t.
- 2 odwierty badawcze o głębokościach wynoszących 7,5 m p.p.t.

Koncepcja, zakres i lokalizacja badań terenowych została ustalona ze Zleceniodawcą. Prace terenowe wykonano w miesiącu wrześniu 2022 r.

Opracowanie sporządzono w formie papierowej oraz w wersji elektronicznej, która pozostała również w archiwum GEONEP.

2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA

- Uzgodnienia ze Zleceniodawcą.
- Wstępna analiza warunków gruntowo-wodnych i wizja lokalna terenu badań.
- Wyniki testów in-situ: CPTU.
- Wyniki badań gruntu z odwiertów badawczych.
- Akty prawne:
 - [AP1]** Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. nr 0, poz. 463),
- Normy:
 - [N1]** PN-EN 1997-1 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Zasady ogólne,
 - [N2]** PN-EN 1997-2 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne. Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego,
 - [N3]** PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli,
 - [N4]** PN-B-02480 Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów,
 - [N5]** PN-B-04452 Geotechnika. Badania polowe,
 - [N6]** PN-B-04481:1988 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu,
 - [N7]** PN-EN ISO 14688 Badania geotechniczne – Oznaczanie, klasyfikowanie gruntów. Cz. I: Oznaczanie i opis. Cz. II: Zasady klasyfikowania.
 - [N8]** PN-EN ISO 22476-1 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Część 1: Badanie sondą statyczną ze stożkiem elektrycznym lub stożkiem piezo-elektrycznym.
- Literatura:
 - [L1]** Mayne, P. W. (2016). Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft-firm clays from CPT and DMT. Australian Geomechanics Journal, 51(4), 27-55
 - [L2]** Pisarczyk S. – Gruntoznawstwo Inżynierskie, PWN, Warszawa 2014.
 - [L3]** Praca zbiorowa pod red. M. Tarnawskiego: Badanie podłoża budowli. Metody polowe, PWN Warszawa, 2020.
 - [L4]** Sikora Z. – Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii.
 - [L5]** Senneset, K., Sandven, R., & Janbu, N. – Evaluation of soil parameters from piezocone tests (1989). Transportation Research Record, (1235).
 - [L6]** Wiłun Z. – Zarys geotechniki, Wyd. KiŁ Warszawa 1987.
 - [L7]** Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T. – Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7, Poradnik, Instytut Techniki Budowlanej 2011.

3. PRZEBIEG BADAŃ PODŁOŻA GRUNTOWEGO

3.1 PRACE GEODEZYJNE

W ramach prac geodezyjnych wykonano tyczenie punktów badawczych ustalonych przez Zleceniodawcę za pomocą geodezyjnego miernika GPS, zgodnie z dostarczoną mapą w skali 1:500.

Lokalizację wyrobisk badawczych przedstawiono na mapie dokumentacyjnej (ZAŁ. 2). Rzędne wyrobisk określone zostały za pomocą odbiornika GPS.

3.2 SONDOWANIA STATYCZNE CPTU

W ramach prac polowych wykonano **2 sondowania statyczne CPTU** o głębokościach w zakresie **6,4÷7,5 m p.p.t.**, ogółem przesondowano **13,9 mb** gruntów.

Badania kończono na głębokości, gdzie osiągnięto wytrzymałość gruntu przekraczającą nośność zakotwienia maszyny sondującej.

Terenowe badania statycznego sondowania CPTU wykonano przy użyciu samojezdnej statycznej sondy Pagani TG63-200 o maksymalnym nacisku 200 kN. W badaniach CPTU zastosowano stożek elektryczny MKs739, który wciskano z prędkością 2 cm/s, a charakterystyki penetracji rejestrowano co 1cm. Wartości rejestrowane to opór stożka i opór pobocznicy tulei cierniej oraz ciśnienie wody w porach gruntu. Zastosowany w badaniach stożek charakteryzował się standardową geometrią: powierzchnia podstawy – 10 cm², powierzchnia tulei cierniej – 150 cm², wierzchołkowy kąt stożka – 60 stopni. Wszystkie parametry badania odpowiadają standardom norm PN-EN ISO 22476-1 [N8].

Charakterystyki sondowania przedstawiono w ZAŁ. 4.

3.2.1 INTERPRETACJA WYNIKÓW SONDOWANIA CPTU

Podstawę dla interpretacji diagramów testów statycznego sondowania stanowią odczyty zarejestrowane podczas badania. W celu interpretacji danych oraz określenia parametrów geotechnicznych wydzielonych w podłożu warstw gruntów, dane przedstawia się za pomocą bezpośrednio pomierzonych parametrów:

q_c – oporu stożka (parametr ten charakteryzuje ogólną nośność podłoża);

f_s – oporu na tulei cierniej;

R_f – współczynnika tarcia, służącego do klasyfikacji gruntu ze względu na uziarnienie i sposób zachowania (soil behaviour type).

u_2 – ciśnienia wody w porach, pomierzonego za pomocą czujnika zlokalizowanego za stożkiem.

Do identyfikacji budowy podłoża gruntowego przyjęto adaptację nomogramu Robertsona dla Polski, doświadczenia własne oraz informacje z odwiertów badawczych bieżących. Jako wiodące przyjęto dane z rozpoznania w otworach wiertniczych. **Klasyfikacja wg Robertsona przypisuje sposób zachowania się gruntu (soil behaviour type), a nie klasyfikuje go na podstawie uziarnienia jak przyjmuje się w normach!** Dlatego też, w niektórych przypadkach mogą występować rozbieżności pomiędzy gruntem zidentyfikowanym w odwiercie, a wyinterpretowanym. Na podstawie sondowania CPTU, nie ma możliwości jednoznacznego rozpoznania rodzaju gruntu, otrzymuje się natomiast parametry oporu podłoża, które odzwierciedlają jego nośność i są wykorzystywane do projektowania posadowienia.

Na podstawie oporów stożka wyznaczono następujące parametry gruntu:

- Stopień plastyczności I_L gruntów spoistych zgodnie z normą PN-B-04452 [N5] lub z zależności wyprowadzonej przez Geoteko $I_L = A - 0,5 \log(q_c)$, przyjmując parametr A w zakresie $0,1 \div 0,5$ w zależności od rodzaju gruntu.
- Stopień zagęszczenia I_D gruntów niespoistych zgodnie z normą Eurokod 7 [N2] – tab. D.1.
- Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu S_u zgodnie z normami Eurokod 7 [N2] oraz PN-B-04452 [N5], ze wzoru $S_u = (q_c - \sigma'_{vo}) / N_{kt}$, przyjmując N_{kt} w zakresie $10 \div 25(40)$ w zależności od rodzaju i genezy gruntu.
- Efektywny kąt tarcia ϕ' dla gruntów niespoistych zgodnie z normą Eurokod 7 [N2] – tablica D.2, natomiast dla spoistych przyjęto procedurę NTH zalecaną przez Mayna [L1].
- Spójność efektywną c' wg zaleceń Mayna [L1] z zależności $c' = 0,03 \cdot \sigma'_p$, przyjmując dla wszystkich gruntów OCR=1.
- Moduł ściśliwości M wyznaczony z zależności Sanglerat'a $M = a_m q_c$. Dla gruntów spoistych a_m przyjęto zgodnie z wytycznymi Ciloglu w zakresie $3,1 \div 13,5$ w zależności od wskaźnika plastyczności i zawartości frakcji drobnoziarnistych. Dla gruntów piaszczystych a_m wyprowadzono według propozycji Jamiolkowskiego, przyjmując wzrost OCR wraz ze wzrostem zagęszczenia. Moduły ściśliwości gruntu nie są wartością stałą, a ich wartość zależy przede wszystkim od zakresu naprężeń i odkształceń w jakich pracuje grunt. Przedstawione na wykresach moduły ściśliwości zostały zinterpretowane z wykorzystaniem literatury oraz badań własnych w odniesieniu do odkształceń odpowiadających pracy typowych fundamentów.

Podział na warstwy wykonano na podstawie klasyfikacji gruntu oraz parametrów stanu. Z profilu ciągłego opisanego charakterystykami co 1 cm wydzielono warstwy o parametrach reprezentatywnych wyznaczonych z oporu stożka. Za wartość reprezentatywną oporu stożka dla danej warstwy przyjęto średnią ważoną, gdzie za wagę przyjęto miąższość warstwy. Wyniki skrajnie wysokie odrzucono.

3.3 ODWIERTY BADAWCZE

W ramach prac polowych w celu weryfikacji rodzaju gruntu wykonano **2 otwory geotechniczne** $\phi 110$ o głębokościach wynoszących **7,5 m p.p.t., łącznie** przewiercono **15,0 mb** gruntu.

Odwierty wykonano wiertnicą mechaniczną. Podczas prac wiertniczych wykonywano badania makroskopowe gruntów. Po zakończeniu wszystkich badań wyrobiska zlikwidowano wydobyтым urobkiem.

Karty odwiertów badawczych zostały przedstawione w ZAŁ. 5.

4. WARUNKI GEOTECHNICZNE TERENU BADAŃ

Na podstawie wykonanych badań i analiz, grunty podłoża podzielono na warstwy geotechniczne przyjmując za kryterium podziału pochodzenie, wykształcenie litologiczne gruntów oraz odmienność parametrów geotechnicznych.

Rozpoznanie gruntów wykonano na podstawie odwiertów badawczych, natomiast jako wiodący parametr przy podziale przyjęto wartość q_c uzyskaną z sondowania statycznego CPTU oraz pomocniczo stopień plastyczności (I_L) lub stopień zagęszczenia (I_D). Parametry stanu oraz odkształceniowe i wytrzymałościowe wyprowadzono na podstawie sondowań statycznych, badań własnych GeoNep i literatury branżowej. Podstawowe cechy fizyczne (np. gęstość) przyjęto na podstawie normy PN-81/B-03020 [N3]. Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych zestawiono w tabeli w ZAŁ. 3.

Ze względu na różny stan oraz przydatność gruntów dla celów budowlanych, w podłożu wydzielono **2 grupy** warstw geotechnicznych. Poszczególne warstwy wyodrębniono ze względu na wartość oporu sondowania oraz stopień zagęszczenia lub plastyczności. W sumie wydzielono **3 warstwy** oznaczając je symbolami **0(a-b)**, **I(a-c)** oraz **II(a-c)**.

Wydzielone warstwy to:

WARSTWĘ 0 stanowią **nasypy**.

PODWARSTWA 0a – obejmuje grunty o średnim oporze stożka $q_c=1,2$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=0,8$ MPa.

PODWARSTWA 0b – obejmuje grunty o średnim oporze stożka $q_c=10,0$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=3,7$ MPa.

WARSTWĘ I stanowią **grunty organiczne** w postaci **namułów** i **piasków** z domieszkami części organicznych.

PODWARSTWA Ia – obejmuje **holoceńskie namuły glinaiste** o średnim oporze stożka $q_c=1,1$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=0,4$ MPa. Grunty tej warstwy są z pogranicza konsystencji **plastycznej i miękkoplastycznej**, a jako reprezentatywny stopień plastyczności można przyjąć $I_L=0,50$ (wskaźnik konsystencji $I_c=0,50$).

PODWARSTWA Ib – obejmuje **holoceńskie namuły piaszczyste i piaski średnie** o średnim oporze stożka $q_c=1,9$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=0,9$ MPa. Na podstawie wyników sondowań stan gruntów określono jako **bardzo luźne** na granicy **luźnych**, a jako reprezentatywny stopień zagęszczenia można przyjąć $I_D=0,15$.

PODWARSTWA Ic – obejmuje **plejstocieńskie piaski średnie** z wkładkami **namułów gliniastych** o średnim oporze stożka $q_c=4,1$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=1,6$ MPa. Na podstawie wyników sondowań stan gruntów określono jako **luźne** na granicy **średnio zagęszczonych**, a jako reprezentatywny stopień zagęszczenia można przyjąć $I_D=0,35$.

WARSTWĘ II stanowią grunty gruboziarniste w postaci **piasków średnich**.

PODWARSTWA IIa – obejmuje grunty o średnim oporze stożka $q_c=6,4$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=1,9$ MPa. Na podstawie wyników sondowań stan gruntów określono jako **średnio zagęszczone**, a jako reprezentatywny stopień zagęszczenia można przyjąć $I_D=0,45$.

PODWARSTWA IIb – obejmuje grunty o średnim oporze stożka $q_c=12,9$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=3,0$ MPa. Na podstawie wyników sondowań stan gruntów określono jako **średnio zagęszczone** na granicy **zagęszczonych**, a jako reprezentatywny stopień zagęszczenia można przyjąć $I_D=0,65$.

PODWARSTWA IIc – obejmuje grunty o średnim oporze stożka $q_c=28,6$ MPa, z odchyleniem standardowym $\sigma=9,4$ MPa. Na podstawie wyników sondowań stan gruntów określono jako **zagęszczone** na granicy **bardzo zagęszczonych**, a jako reprezentatywny stopień zagęszczenia można przyjąć $I_D=0,85$.

WARUNKI WODNE

W trakcie prac wiertniczych **stwierdzono występowanie wody gruntowej** w formie **zwierciadła swobodnego**. Wodę nawiercano na rzędnej ok. **166,2 m n.p.m.** Poziom wody w odwiertach jest zgodny z poziomem wody w rzece **Złodziejka** przepływającej w bezpośrednim sąsiedztwie. Poziom wody gruntowej jest uzależniony od pory roku oraz opadów i może być nieco wyższy od zbadanego.

5. WNIOSKI I ZALECENIA ODNOŚNIE POSADOWIENIA OBIEKTU

1. W wyniku przeprowadzonych prac geotechnicznych, rozpoznane warunki gruntowo-wodne w obrębie projektowanej inwestycji ze względu na stopień ich skomplikowania należy zaliczyć do **złożonych**, ze względu występowanie gruntów **słabonośnych** oraz **poziom zwierciadła wód gruntowych powyżej poziomu posadowienia**.
2. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012 – Dz. U. poz. 463.[AP1], przedmiotowy obiekt powinien zostać zaliczony do **II kategorii geotechnicznej** w **złożonych** warunkach gruntowo-wodnych.
3. W podłożu wydzielono warstwy geotechniczne, które bardzo ogólnie scharakteryzowano w tabeli poniżej podając uśrednione q_c oraz reprezentatywne I_D/I_L . Warstwom przypisano również subiektywną ocenę przydatności do posadowienia dla przedmiotowego obiektu. Dokładny opis gruntów oraz parametrów zawarto w dokumentacji w p. 4 oraz w ZAŁ. 3.

W-wa	Grunty	q_c	I_D/I_L	
0a	Nasypy	1,2 MPa	-	
0b		10,0 MPa	-	
Ia	Namuły gliniaste	1,1 MPa	0,50	
Ib	Piaski średnie, namuły piaszczyste	1,9 MPa	0,15	
Ic	Piaski średnie//namuły gliniaste	4,1 MPa	0,35	
IIa	Piaski średnie	6,4 MPa	0,45	
IIb		12,9 MPa	0,65	
IIc		28,6 MPa	0,85	
Legenda do oceny warunków warstwy geotechnicznej do posadowienia planowanego obiektu				
1-bardzo niekorzystne	2-niekorzystne	3-średnio korzystne	4-korzystne	5-bardzo korzystne

4. **Strefa przemarzania** w rozpatrywanym rejonie wynosi **1,00 m**.
5. Dobre podłoże nośne stanowią grunty piaszczyste zawarte w warstwie II
6. W trakcie prac wiertniczych **stwierdzono występowanie wody gruntowej** w formie **zwierciadła swobodnego**. Wodę nawiercano na rzędnej ok. **166,2 m n.p.m.**
7. Przedstawione profile otworów geotechnicznych odzwierciedlają budowę i parametry geotechniczne podłoża punktowo – w miejscu ich wykonania. Zobrazowany na przekrojach geotechnicznych przebieg warstw geotechnicznych jest interpolacją pomiędzy tymi punktami.


Opracowanie:
dr inż. Krzysztof NEPELSKI
Upr. LUB/0373/PWBkb/15

Sprawdził:
mgr inż. Andrzej CHYMOSZ
Upr. nr 2598/Lb/94

ZAŁĄCZNIKI

ZAŁ. 1 - ORIENTACJA



 - TEREN OBJĘTY BADANIAMI

OBJAŚNIENIA:

1	180.5
CPTU	6.0

nr punktu	rzędna terenu
rodzaj badania	głębokość



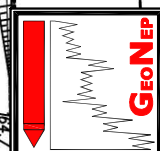
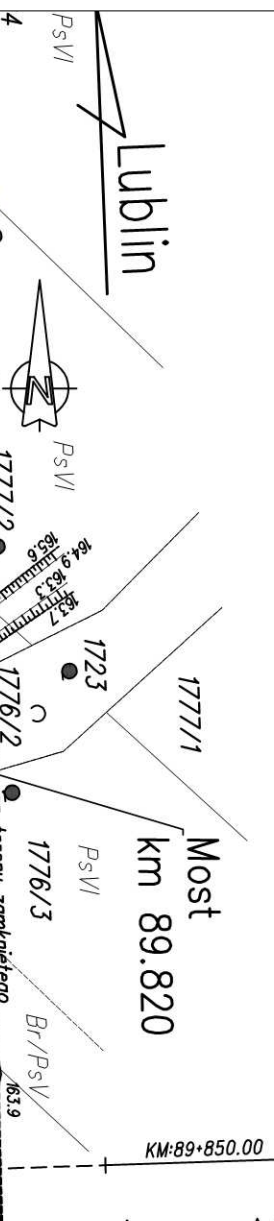
OW - OTWÓR WIERTNICZY



CPTU - Sonda statyczna CPTU



I OZNACZENIE PRZEBIEGU PRZEKROJU GEOTECHNICZEGO



**GEONEP GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.**
UL. WIGILIJNA 4/1
20-502 LUBLIN
WWW.GEONEP.PL
BIURO@GEONEP.PL

OPINIA GEOTECHNICZNA DOKUMENTACJA BADAŃ PODŁOŻA

Temat:

**Przegląd specjalny mostu kolejowego
linii nr 68 Lublin - Przeworsk w km 89+820
w m. Lipa, gm. Zaklików**

Opracowanie:
dr inż. Krzysztof Nepelski
mgr inż. Anita Pryciuk

Sprawdził:
mgr inż. Andrzej Chymosz

Nazwa rysunku:

**LOKALIZACJA PUNKTÓW
BADAWCZYCH**

Lublin, wrzesień 2022 r.

Nr rysunku

SKALA 1:500

Załącznik 2

ZAŁĄCZNIK 3 PARAMETRY GEOTECHNICZNE PODŁOŻA

ZESTAWIENIE WARSTW GEOTECHNICZNYCH I WYPROWADZONYCH PARAMETRÓW FIZYCZNO-MECHANICZNYCH

Stratygrafia		Warstwa geotechniczna				Opór stożka		Stan gruntu		Gęstość obj.	Warunki bez odpływu	Warunki z odpływem (param. efektywne)		Moduł ściśliwości (pierwotnej)
						Średnia	Odch. stand.	Stopień plast.	Stopień zag.		Wytrzym. na ścinanie	Kąt tarcia wewn.	Spójność	
		Opis	Symbol		Nr warstwy	q _c	σ	I _L	I _D		ρ	Su (Cu)	φ'	
			PN-86/B-02480	PN-EN ISO 14688-1		[MPa]	[-]	[-]	[-]	[t/m3]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
CZWARTORZĘD	Holocen - Qh	Nasypy	n	Mg	0a	1,2	0,8	-	-	1,6÷2,1 ^U	NIE WYPROWADZANO PARAMETRÓW REPREZENTATYWNYCH DLA NASYPÓW			1,2
					0b	10,0	3,7	-						29,9
		Namuty gliniaste	Nmg	clOr	Ia	1,1	0,4	0,50 ^P	-	1,9 ÷ 1,3 ^{R2}	53 ^P	-	-	2,0 ^P
		Piaski średnie	Ps	MSa	Ib	1,9	0,9	-	0,15 ^P		-	24,5 ^P	0,0	8,5 ^P
	Namuty piaszczyste	Nmp	saOr											
	Pleistocen - Qp	Piaski średnie//namuty gliniaste	Ps//Nmg	MSa//clOr	Ic	4,1	1,6	-	0,35 ^P		-	31,5 ^P	0,0	16,5 ^P
		Piaski średnie	Ps	MSa	IIa	6,4	1,9	-	0,45 ^P	2,00 ^N	-	33,0 ^P	0,0	54,0 ^P
					IIb	12,9	3,0	-	0,65 ^P	2,00 ^N	-	37,0 ^P	0,0	92,5 ^P
					IIc	28,6	9,4	-	0,85 ^P	2,05 ^N	-	41,5 ^P	0,0	181,0 ^P

UWAGI I OBJAŚNIENIA:

Podział geotechniczny obejmujący grunty o podobnych właściwościach fizyko-mechanicznych.
Zgodnie z normą Eurokod 7, nośność podłoża powinna być sprawdzana w warunkach z odpływem i/lub bez odpływu w zależności od warunków pracy.

Wartości parametrów wyproawdzone przy wiodącym udziale:

^L - badań laboratoryjnych

^P - badań polowych

^G - badań i analiz własnych Geonep

lub na podstawie literatury:

^N - norma PN-B 81 03020

^{R1} - Wilun Z., Zarys geotechniki

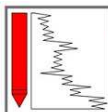
^{R2} - ITB, Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Poradnik

inne oznaczenia:

^U - dla nasypów wartości przyjmować bardziej niekorzystne

Ostateczna wartość parametru jest wynikiem analizy wszystkich dostępnych danych i doświadczeń własnych.

DANE OPRACOWANIA:



GEONEP
GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.

Temat:

**Przegląd specjalny mostu kolejowego
linii nr 68 Lublin - Przeworsk w km 89+820
w m. Lipa, gm. Zaklików**

Opracowanie:

dr inż. Krzysztof Nepelski
mgr inż. Andrzej Chymosz
mgr inż. Anita Pryciuk

Data:
wrzesień
2022

ZAŁ. 4 CHARAKTERYSTYKI SONDOWANIA

PARAMETRY WYDZIELONYCH WARSTW

CPTU- 1

Strop m	Spąg m	Grubość m	Nazwa	Symbol	qc MPa	fs kPa	Rf %	qt MPa	σ'v kPa	ID	IL	φ' deg	M ₀ MPa	Su kPa
0,0	0,7	0,7	Nasyp (namuł piaszczysty +kamienie)	n(Nmp+k)	1,3	7	0,5	1,3	6					
0,7	1,0	0,3	Nasyp (namuł piaszczysty +kamienie)	n(Nmp+k)	5,5	52	1,0	5,5	13					
1,0	1,6	0,6	Nasyp (namuł piaszczysty +kamienie)	n(Nmp+k)	13,1	73	0,7	13,1	17					
1,6	2,4	0,8	Namuł piaszczysty	Nmp	1,6	51	3,3	1,6	21	0,11		24,5	4,8	
2,4	2,8	0,4	Piasek średni +części organiczne	Ps+H	3,9	37	1,0	3,9	25	0,28		30,8	38,6	
2,8	3,3	0,5	Namuł gliniasty	Nmg	1,1	25	2,3	1,1	28		0,50		2,2	53
3,3	4,4	1,1	Piasek średni	Ps	13,0	80	0,6	13,1	34	0,70		37,6	95,0	
4,4	4,7	0,3	Piasek średni	Ps	7,5	100	1,4	7,5	41	0,49		34,6	64,5	
4,7	5,4	0,7	Piasek średni	Ps	11,5	106	1,3	11,5	45	0,63		36,5	85,4	
5,4	5,9	0,5	Namuł gliniasty	Nmg	3,3	88	3,1	3,3	50		0,20		6,5	158
5,9	7,5	1,6	Piasek średni	Ps	31,2	242	0,8	31,3	58	0,92		42,8	210,3	

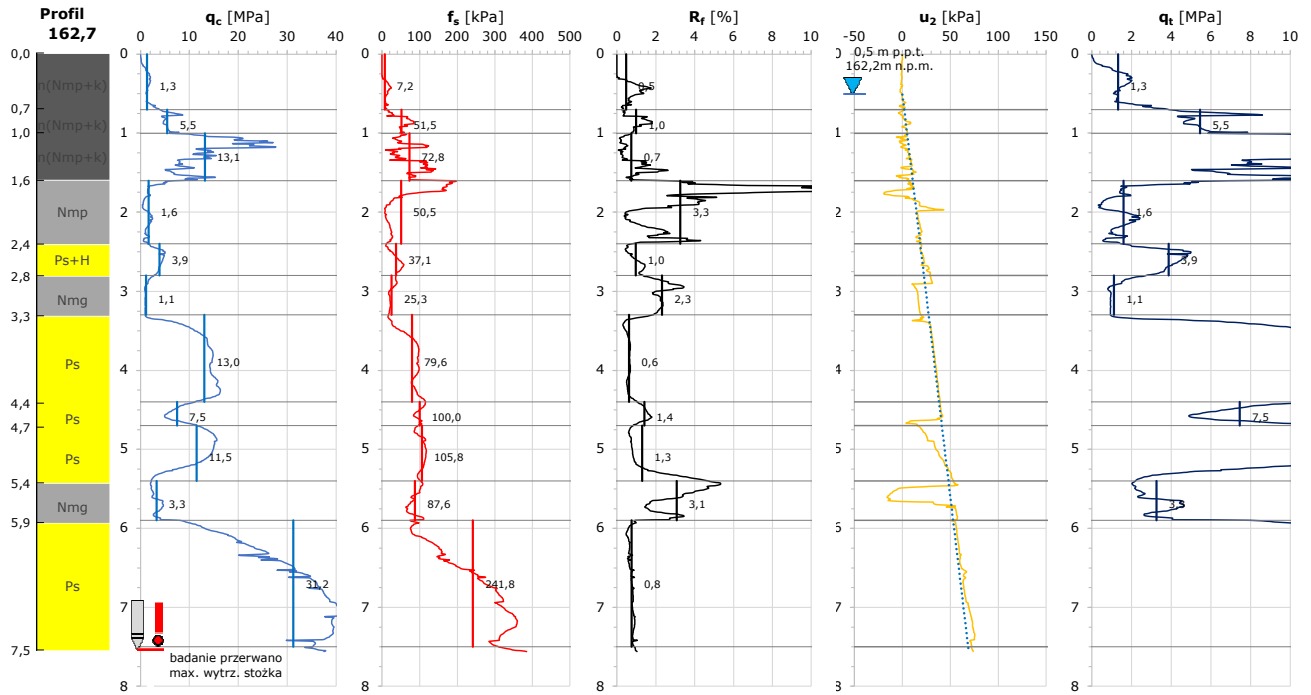
CPTU- 2

Strop m	Spąg m	Grubość m	Nazwa	Symbol	qc MPa	fs kPa	Rf %	qt MPa	σ'v kPa	ID	IL	φ' deg	M ₀ MPa	Su kPa
0,0	0,4	0,4	Nasyp (piasek średni+kamienie i części organiczne /namuł piaszczysty)	n(Ps+k,H /Nmp)	0,9	2	0,1	0,9	2					
0,4	0,7	0,3	Nasyp (piasek średni+kamienie i części organiczne /namuł piaszczysty)	n(Ps+k,H /Nmp)	6,4	35	0,5	6,4	5					
0,7	1,1	0,4	Nasyp (piasek średni+kamienie i części organiczne /namuł piaszczysty)	n(Ps+k,H /Nmp)	13,8	71	0,5	13,8	8					
1,1	1,4	0,3	Nasyp (piasek średni+kamienie i części organiczne /namuł piaszczysty)	n(Ps+k,H /Nmp)	6,7	121	3,2	6,7	11					
1,4	2,1	0,7	Piasek średni +części organiczne	Ps+H	1,7	38	3,1	1,7	16	0,12		25,3	17,9	
2,1	2,4	0,3	Piasek średni +części organiczne	Ps+H	0,4	31	62,1	0,4	20	0,02			4,4	
2,4	3,0	0,6	Piasek średni	Ps	5,8	53	0,9	5,8	24	0,40		33,0	53,2	
3,0	5,1	2,1	Piasek średni	Ps	13,4	117	0,9	13,4	36	0,73		38,1	97,8	
5,1	5,6	0,5	Piasek średni +części organiczne //Namuł gliniasty	Ps+H //Nmg	5,0	150	3,8	5,0	48	0,35		31,8	46,6	
5,6	6,4	0,8	Piasek średni	Ps	23,3	174	0,8	23,3	54	0,83		40,8	159,4	

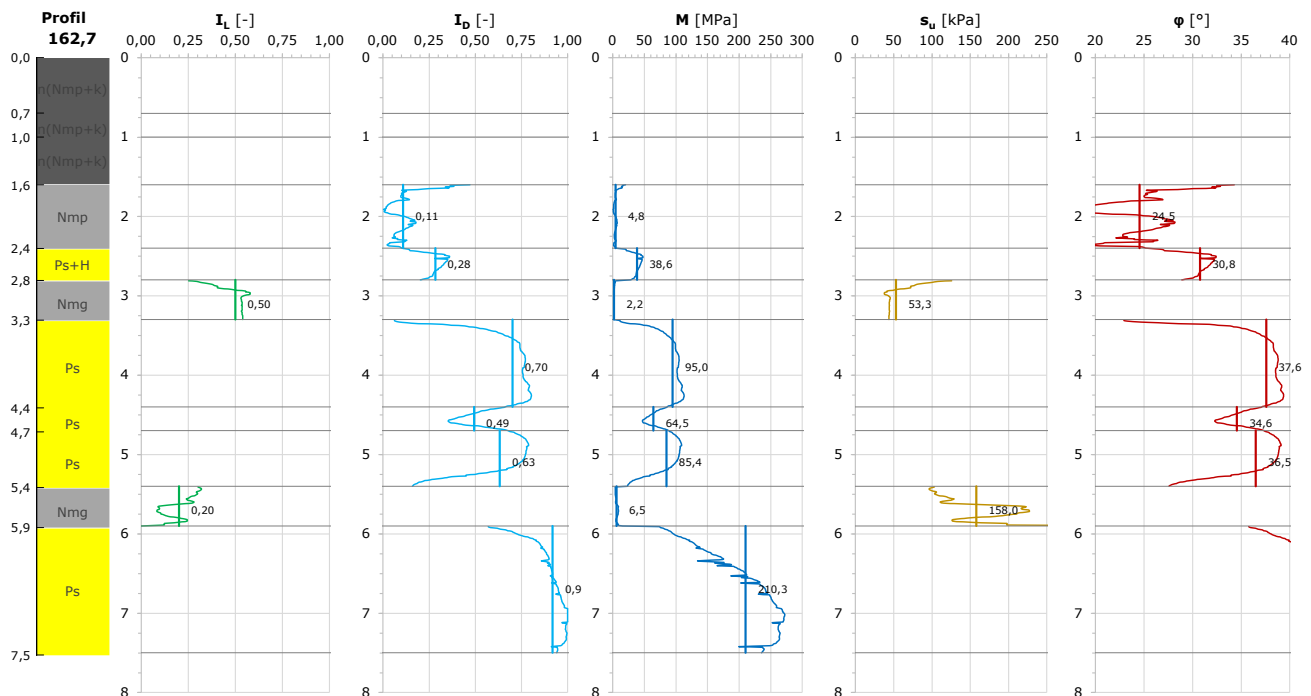
ZAŁ. 4 CHARAKTERYSTYKI SONDOWANIA

CPTU 1

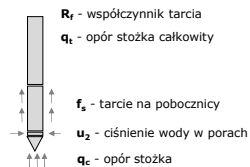
PARAMETRY SONDOWANIA



PARAMETRY GEOTECHNICZNE



PARAMETRY SONDOWANIA



PARAMETRY GEOTECHNICZNE

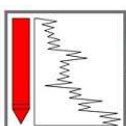
IL - stopień plastyczności
ID - stopień zagęszczenia
M - moduł ścisłości
su - wytrzymałość na ścinanie "bez odplywu"
φ - kąt tarcia wewnętrzznego
▼ zwierciadło wody gruntowej (pomierzone lub wyinterpretowane)
parcie hydrostatyczne (teoretyczne)

LEGENDA BARW GRUNTÓW

- antropogeniczne
- spoiste
- niespoiste
- organiczne
- lessowe
- zwieterzelinowe
- podłoże skalne
- niesklasyfikowane

UWAGI:

Parametry sondowania qc, fs, u2 są wartościami pomierzonymi, Rf, qt są wartościami wyliczonymi.
Parametry geotechniczne są wartościami wyprowadzonymi na podstawie formuł interpretacyjnych.



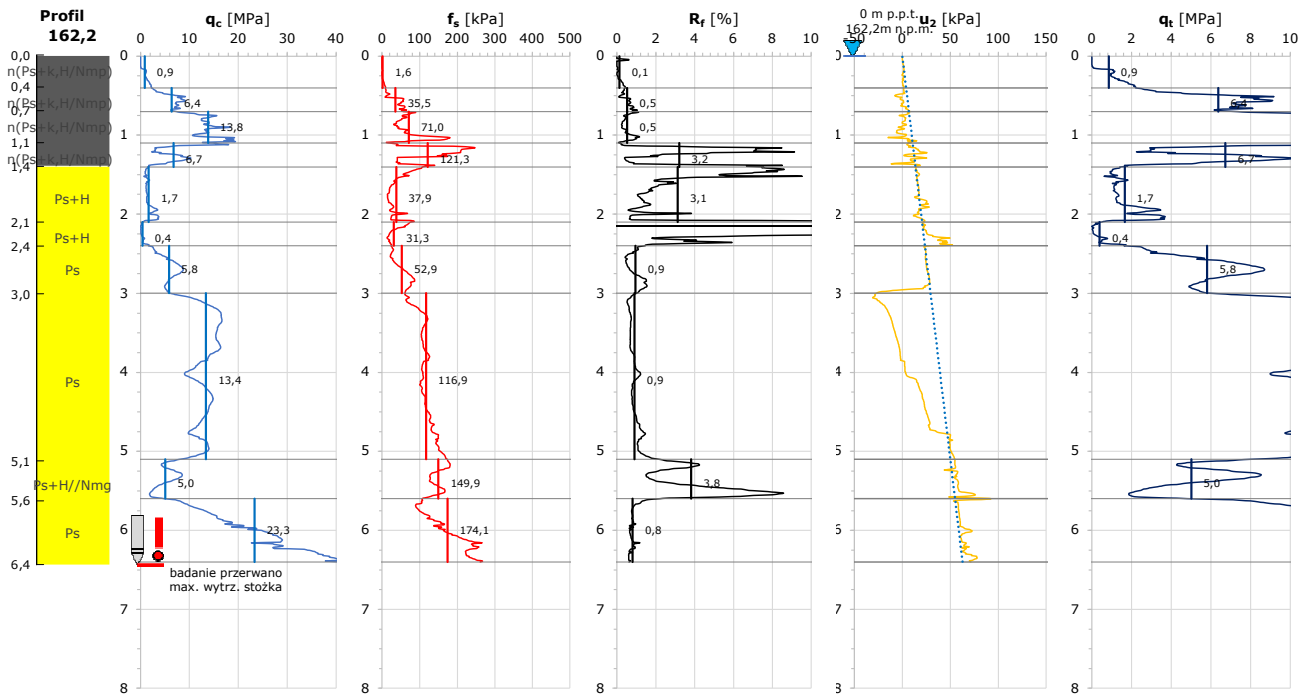
GEONEP
GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.

X	Y	H	Nr stożka	CPTU	1
5677489.54	8393667.35	162.7	MKs739		
Lokalizacja: Lipa, gm. Zaklików					
Data: wrzesień, 2022 r.					
Operator: Arkadiusz Zygmunt					
Opracowanie: mgr inż. Anita Pryciuk					
Weryfikacja: dr inż. Krzysztof Nepelski					

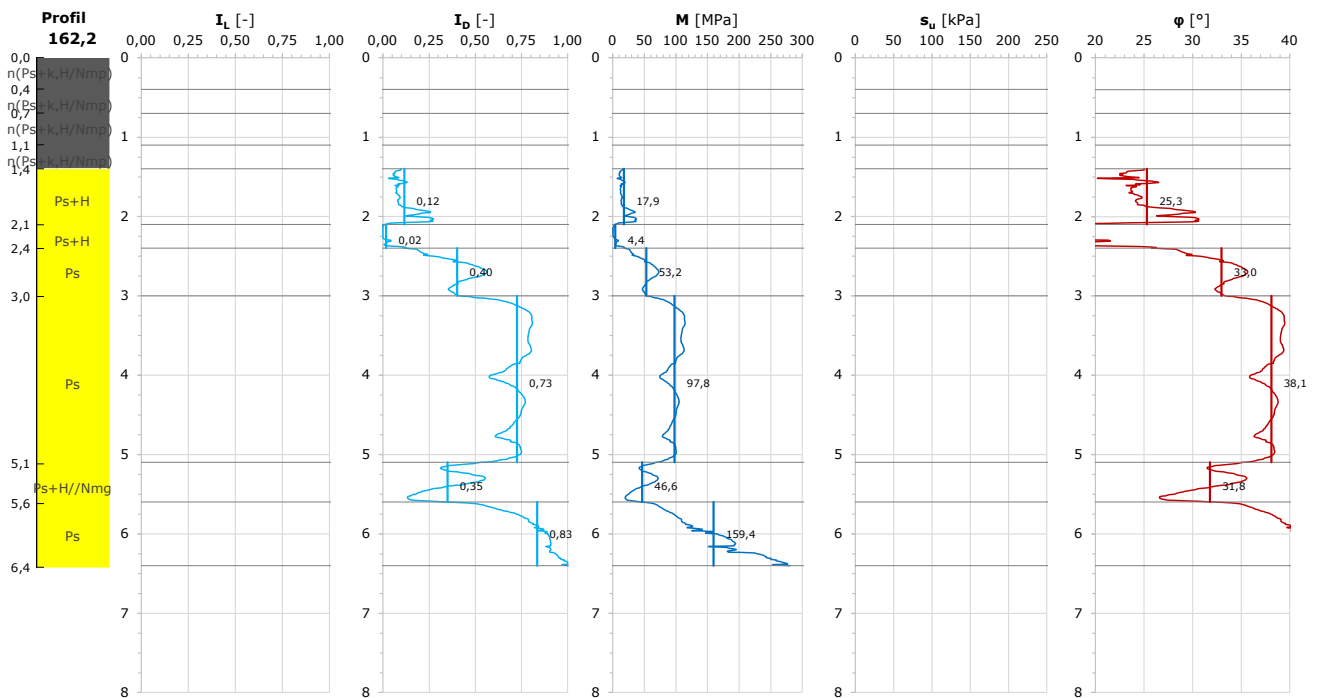
ZAŁ. 4 CHARAKTERYSTYKI SONDOWANIA

CPTU 2

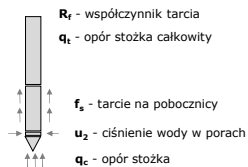
PARAMETRY SONDOWANIA



PARAMETRY GEOTECHNICZNE



PARAMETRY SONDOWANIA



PARAMETRY GEOTECHNICZNE

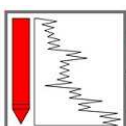
IL - stopień plastyczności
ID - stopień zagęszczenia
M - moduł ściśliwości
su - wytrzymałość na ścinanie "bez odplywu"
φ - kąt tarcia wewnętrznego
▼ zwierciadło wody gruntowej (pomierzone lub wyinterpretowane)
... parcie hydrostatyczne (teoretyczne)

LEGENDA BARW GRUNTÓW

- antropogeniczne
- spoiste
- niespoiste
- organiczne
- lessowe
- zwietrzelinowe
- podłoże skalne
- niesklasyfikowane



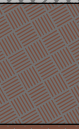








UWAGI:

Parametry sondowania qc, fs, u2 są wartościami pomierzonymi, Rf, qt są wartościami wyliczonymi.
Parametry geotechniczne są wartościami wyprowadzonymi na podstawie formuł interpretacyjnych.





GEONEP
GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.

X	Y	H	Nr stożka	CPTU	2
5677489.54	8393667.35	162.2	MKS739		
Lokalizacja: Lipa, gm. Zaklików					
Data: wrzesień, 2022 r.					
Operator: Arkadiusz Zygmunt					
Opracowanie: mgr inż. Anita Pryciuk					
Weryfikacja: dr inż. Krzysztof Nepelski					

KARTA OTWORU WIERTNICZEGO							RZĘDNA: [m n.p.m.] 162.7		OTWÓR: 1			
Głębokość [m ppt.]	W O D A	PRZELOT WARSTW	PROFIL 1:50	Miaższość warstwy	OPIS LITOLOGICZNY WARSTW	Symbol gruntu	Badanie makroskopowe		NUMER WARSTWY /Parametr wiodący *			
			GENEZA i stratygrafia				Stan gruntu	Wilgotność				
0,2	-0,50 ▽▽	0,00 - 0,70		0,70	Nasyp (namuł piaszczysty z domieszką kamieni)	n(Nmp +k)	-	-	0a $q_c=1,2\text{MPa}$			
0,4												
0,6		0,70 - 1,60		0,90			-	-	0b $q_c=10,0\text{MPa}$			
0,8												
1,0												
1,2												
1,4												
1,6												
1,8		1,60 - 2,40		0,80	Namuł piaszczysty	Nmp	bln	-	Ib $q_c=1,9\text{MPa}$ $i_D=0,15$			
2,0												
2,2	2,40 - 2,80		0,40	Piasek średni z domieszką części organicznych, szaro-brązowy	Ps+H	bln	-					
2,4												
2,6	2,80 - 3,30		0,50	Namuł gliniasty , brązowy	Nmg	pl	m	Ia $q_c=1,1\text{MPa}$ $i_L=0,50$				
2,8												
3,0	3,30 - 4,40		1,10	Piasek średni , szaro-beżowy	Ps	szg /zg	nw	I Ib $q_c=12,9\text{MPa}$ $i_D=0,65$				
3,2												
3,4												
3,6						4,40 - 4,70			0,30		szg	I Ia $q_c=6,4\text{MPa}$ $i_D=0,45$
3,8												
4,0												
4,2	4,70 - 5,40		0,70			szg /zg	I Ib $q_c=12,9\text{MPa}$ $i_D=0,65$					
4,4												
4,6	5,40 - 5,90		0,50	Namuł gliniasty , brązowy	Nmg	tpl	w	Ic $q_c=4,1\text{MPa}$ $i_L=0,35$				
4,8												
5,0	5,90 - 7,50		1,60	Piasek średni , szaro-beżowy	Ps	zg /bzg	nw	I Ic $q_c=28,6\text{MPa}$ $i_D=0,85$				
5,2												
5,4												
5,6												
5,8												
6,0												
6,2	Bardzo duże opory wierceń - badanie przerwano											
6,4												
6,6												
6,8												
7,0												
7,2												
7,4												
7,6												
7,8												
8,0												
8,2												
8,4												
8,6												
8,8												
9,0												
9,2												
9,4												
9,6												
9,8												
10,0												
10,2												
10,4												
10,6												
10,8												
11,0												
11,2												
11,4												
11,6												
11,8												
12,0												

<

OTWÓR:
2

* - wartości wyprowadzone, ustalone po analizie i korelacji wyników badań terenowych i laboratoryjnych						
Temat: Przegląd specjalny mostu kolejowego linii nr 68 Lublin - Przeworsk w km 89+820 w m. Lipa, gm. Zaklików						
 GEONEP GEOTECHNIKA NIEPELSKI CHYMOSZ SP.J.	Wiercenie:	mgr inż. Grzegorz Ligiecki	Dozór:	dr inż. Krzysztof Nepelski	 Data: wrzesień 2022 r.	Załącznik nr: 5.2
	Opracowanie:	mgr inż. Anita Pryciuk	Sprawdził:	mgr inż. Andrzej Chymosz		

OBJAŚNIENIA SYMBOLI I OZNACZEŃ MOGĄCYCH WYSTĄPIĆ NA PROFILACH I PRZEKROJACH GEOTECHNICZNYCH

OZNACZENIA I SYMBOLE RODZAJU GRUNTÓW

Grunty nienaturalne - antropogeniczne

	nB	Mg	Nasyp budowlany
	nN		Nasyp niekontrolowany

Grunty naturalne organiczne

	H	Or	Grunt próchniczny
	Nm		Namuł
	Gy		Gytie
	T		Torf

Grunty naturalne bardzo gruboziarniste

	KW	W	Zwierzelina (kamienista)
	KR	W_{RU}	Rumosz
	KRg	W_{RU}sacISi	Rumosz gliniasty
	KO		Otoczaki

Grunty naturalne skaliste

- podział ze względu na wytrzymałość

		Skała
	Snn	- nadzwyczaj niska <1 MPa
	Sbn	- bardzo niska 1÷5 MPa
	Sn	- niska 5÷25 MPa
	Sś	- średnia 25÷50 MPa
	Sw	- wysoka 50÷100 MPa
	Sbw	- bardzo wysoka 100÷250 MPa
	Snw	- nadzwyczaj wysoka >250 MPa

Inne oznaczenia (składu nasypów)

- c** - Gruz ceglany
- b** - Gruz budowlany
- g** - Gruz
- dr** - Drewno
- żl** - Żużel
- k** - Kamienie
- s** - Szkło
- tł** - Tłuczeń

Grunty naturalne gruboziarniste

	Pπ	siSa	Piasek pylasty
	Pd	FSa	Piasek drobny
	Ps	MSa	Piasek średni
	Pr	CSa	Piasek gruby
	Ż	Gr	Żwir
	Żg	clGr	Żwir gliniasty
	Po	GrSa	Pospółka
	Pog	clsiGrSa	Pospółka gliniasta

Grunty naturalne drobnoziarniste

	Pg	clsiSa	Piasek gliniasty
	π_p	saSi	Pył piaszczysty
	π	Si	Pył
	Gπ	sacISi	Gлина pylasta
	G		Gлина
	Gp		Gлина piaszczysta
	Gπz		Gлина pylasta zwięzła
	Gz		Gлина zwięzła
	Gpz		Gлина piaszczysta zwięzła
	Iπ	siCl	Ił pylasty
	I	Cl	Ił
	Ip	saCl	Ił piaszczysty
	KWg	W_{sacISi}	Zwierzelina gliniasta

Inne grupy

- WB** - Węgiel brunatny
- WK** - Węgiel kamienny
- kr** - Kreda
- kp** - Kreda pisząca

Znaki dodatkowe dotyczące opisu gruntów

- +** - Domieszki
- //** - Przewarstwienia (wkładki)
- /** - Na pograniczu
- ()** - W nawiasie określenia uzupełniające dotyczące, m.in. składu nasypu

OZNACZENIE STANU GRUNTU

Stan gruntów niespoistych
I_D - STOPIEŃ ZAGĘSZCZENIA

bln	I _D =0,00÷0,15	Bardzo luźn
ln	I _D =0,15÷0,35	Luźny
szg	I _D =0,35÷0,65	Średnio zagęszczony
zg	I _D =0,65÷0,85	Zagęszczony
bzg	I _D =0,85÷1,00	Bardzo zagęszczony

Stan gruntów spoistych
I_L - STOPIEŃ PLASTYCZNOŚCI

zw	I _L <0,00	Zwarty
pzw	I _L ≤0,00	Półzwały
tpl	I _L =0,00÷0,25	Twardoplastyczny
pl	I _L =0,26÷0,50	Plastyczny
mpl	I _L =0,51÷1,00	Miękkoplastyczny
pł	I _L >1,00	Płynny

I_C - WSKAŹNIK KONSYSTENCJI

zw	I _C >1,00	Zwarta
tpl	I _C =0,75÷1,00	Twardoplastyczna
pl	I _C =0,50÷0,75	Plastyczna
mpl	I _C =0,25÷0,50	Miękkoplastyczna
bmpl	I _C <0,25	Bardzo miękkoplastyczna

OPRÓBOWANIE WIERCENIA

- - Próbkę gruntu **B3**
- - Próbkę gruntu **A1**
- √ - Próbkę wody gruntowej (**WG**)

OZNACZENIE WODY W WIERCENIU

- 2,7 - Wyinterpolowany maksymalny poziom wody gruntowej (piezometryczny)
- 2,7 - Ustabilizowany poziom wody gruntowej (głębokość od poziomu terenu)
- 5,2 - Nawiercony poziom wody gruntowej (głębokość od poziomu terenu)
- 3,5 - Sączenie wody

- nw** - Grunt nawodniony
- m** - Grunt mokry
- w** - Grunt wilgotny
- mw** - Grunt mało wilgotny
- s** - Grunt suchy

OZNACZENIE RODZAJU BADAŃ I SONDOWAŃ

- OW - OTWÓR WIERTNICZY
- OW - OTWÓR WIERTNICZY ARCHIWALNY
- CPT - SONDA STATYCZNA CPT
- CPTU - SONDA STATYCZNA CPTU
- SDMT - DYLATOMETR SEJSMICZNY SDMT
- DMT - DYLATOMETR DMT
- DPL - SONDA DYNAMICZNA LEKKA DPL (SD-10)
- OD - ODKRYWKA
- 5A - OTWÓR ARCHIWALNY
- LDP - LEKKA PŁYTA DYNAMICZNA LDP
- VSS - BADANIE PŁYTĄ VSS
- PMT - PRESJOMETR
- CH - BADANIE CHŁONNOŚCI

1	180.5	numer punktu	rzędna terenu
CPT	6.0	rodzaj badania	głębokość

OPORY PRZEKRACZAJĄCE WYTRZYMAŁOŚĆ
STOŻKA - badanie przerwano

BARDZO DUŻE OPORY WIERCENIA
- odłam skalny o znacznej twardości lub strop skały spękanej (quasi monolitycznej) - badanie przerwano

Załącznik nr:

5.3

UWAGA:
SYMBOLE GEOTECHNICZNE GRUNTÓW W OPARCIU O NORMY
PN-86/B-02480 oraz EN ISO 14688-2:2004, EN ISO 14688-1:2006,
EN ISO 14689-1:2003


OBJAŚNIENIA:


1	180.5
CPTU	6.0


nr punktu	rzędna terenu
rodzaj badania	głębokość

 **OW - OTWÓR WIERTNICZY**

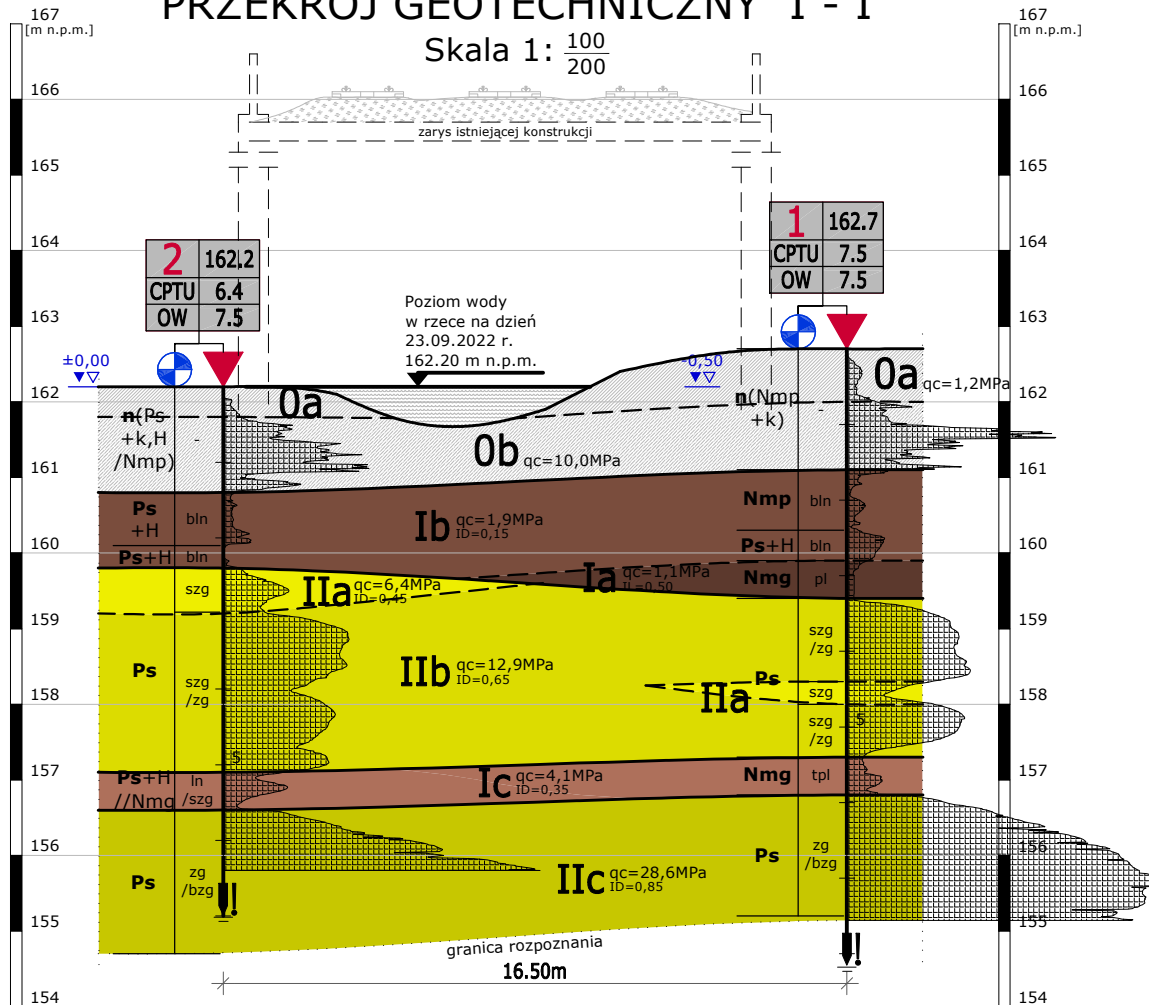
 **CPTU - SONDA STATYCZNA CPTU**

 swobodne zwierciadło wody gruntowej
(głębokość od poziomu terenu)

 OPORY PRZEKRACZAJĄCE WYTRZYMAŁOŚĆ
STOŻKA - badanie przerwano

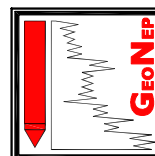
 BARDZO DUŻE OPORY WIERCENIA
- badanie przerwano

PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I - I



LEGENDA

STRATYGRAFIA	SYMBOL GRUNTU	SZRAFAURA	NUMER WARSTWY	PARAMETR WIODĄCY
CZWARTORZĘD	Holocen Qh		0a	$q_c=1,2\text{MPa}$
			0b	$q_c=10,0\text{MPa}$
	Holocen Qh		Ia	$q_c=1,1\text{MPa}$ $I_L=0,50$
			Ib	$q_c=1,9\text{MPa}$ $I_D=0,15$
			Ic	$q_c=4,1\text{MPa}$ $I_D=0,35$
			Ia	$q_c=6,4\text{MPa}$ $I_D=0,45$
CZWARTORZĘD	Holocen Qh		Ib	$q_c=12,9\text{MPa}$ $I_D=0,65$
			Ic	$q_c=28,6\text{MPa}$ $I_D=0,85$
			Ic	$q_c=28,6\text{MPa}$ $I_D=0,85$



**GEONEP GEOTECHNIKA
NEPELSKI CHYMOSZ SP.J.**
UL. WIGILIJNA 4/1
20-502 LUBLIN
WWW.GEONEP.PL
BIURO@GEONEP.PL

OPINIA GEOTECHNICZNA DOKUMENTACJA BADAŃ PODŁOŻA

Temat:

**Przegląd specjalny mostu kolejowego
linii nr 68 Lublin - Przeworsk w km 89+820
w m. Lipa, gm. Zaklików**

Opracowanie:
dr inż. Krzysztof Nepelski
mgr inż. Anita Pryciuk

Sprawdził:
mgr inż. Andrzej Chymosz

Nazwa rysunku:

PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I-I

Lublin, wrzesień 2022 r.

Nr rysunku

SKALA 1:100/200

ZAŁ. 6