

NAZWA, ADRES OBIEKTU BUDOWLANEGO	BUDOWA OBWODNICY M. WAŁBRZYCH W CIĄGU DROGI KRAJOWEJ NR 35 OD KM 2+350 DO KM 8+250	
NAZWA I ADRES INWESTORA		GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD Oddział we Wrocławiu 53-139 WROCŁAW ul. Powstańców Śl. 186
STADIUM	PROJEKT WYKONAWCZY Tom III – Obiekty Inżynierskie Część III/3 – Wiadukt WD/Z/7 Wersja: 02	
NAZWA I ADRES JEDNOSTKI PROJEKTOWANIA		TRAKT sp. z o.o. sp. k. Biuro Projektów Budownictwa Komunikacyjnego 40-159 Katowice, ul. Jesionowa 15 tel. +48 32 228 12 70, fax +48 32 220 70 04 e-mail: trakt@trakt.pl, www.trakt.pl
NAZWY I KODY: GRUP ROBÓT, KLAS ROBÓT I KATEGORII ROBÓT	Nazwy i kody zawarto w tomie II części II/1 Projektu Wykonawczego	
PROJEKTANT – BRANŻA MOSTOWA		SPRAWDZAJĄCY
MGR INŻ. BOGDAN BURCEK upr. bud. 109/98 BB		MGR INŻ. LESZEK DĄBROWSKI upr. bud. 89/84
NUMER UMOWY: GDDKiA O/WR 86/PN/U/R-2/2009 (PR-558/09) DATA OPRACOWANIA: MARZEC 2011 r.		

Spis treści:

CZĘŚĆ OPISOWA

1. INFORMACJE OGÓLNE.....	5
1.1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	5
1.2. PRZEZNACZENIE I PROGRAM UŻYTKOWY OBIEKTU.....	5
1.3. PODSTAWOWE PARAMETRY TECHNICZNE	5
1.4. ETAPOWANIE BUDOWY	6
1.5. STAN ISTNIEJĄCY.....	6
1.6. ZAKRES OPRACOWANIA.....	6
1.7. MATERIAŁY POMOCNICZE	7
2. FORMA I FUNKCJA PROJEKTOWANEGO OBIEKTU.....	7
3. UKŁAD KONSTRUKCYJNY PROJEKTOWANYCH OBIEKTÓW.....	8
3.1. UKŁAD KONSTRUKCYJNY	8
3.2. DANE MATERIAŁOWE.....	9
3.3. WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH	9
3.4. WARUNKI GEOTECHNICZNE I SPOSÓB POSADOWIENIA OBIEKTU	18
3.5. PROJEKT WZMOCNIENIA PODŁOŻA ZA POMOCĄ KOLUMN JET-GROUTING.....	22
3.6. CHARAKTERYSTYKA PRZESZKODY	24
3.7. ZABEZPIECZENIE PRZED WPŁYWAMI EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ	24
3.8. ZAKŁADANA TECHNOLOGIA BUDOWY	24
4. SPOSÓB ZAPEWNIENIA WARUNKÓW DO PORUSZANIA SIĘ OSÓB NA WÓZKACH INWALIDZKICH.	25
5. DANE TECHNOLOGICZNE	25
6. ROZWIĄZANIA BUDOWLANO-TECHNOLOGICZNE.....	25
7. ROZWIĄZANIA ZASADNICZYCH ELEMENTÓW WYPOSAŻENIA	25
7.1. IZOLACJE	25
7.2. NAWIERZCHNIA NA OBIEKCIE	25
7.3. KAPY I KRAWĘŻNIKI	25
7.4. ŁOŻYSKA.....	26
7.5. DYLATACJE	26
7.6. ODWODNIENIE	26
7.7. URZĄDZENIA BEZPIECZEŃSTWA RUCHU	27
7.8. EKRANY PRZECIWHĄŁASOWE	27
7.9. ZASYPKI.....	27
7.10. PŁYTY PRZEJŚCIOWE	27
7.11. SCHODY SKARPOWE DLA OBSŁUGI.....	28

3	Budowa obwodnicy m. Wałbrzych w ciągu drogi krajowej nr 35 od km 2+350 do km 8+250	
7.12.	UMOCNIENIE SKARP	28
7.13.	OCHRONA ANTYKOROZYJNA	28
7.14.	URZĄDZENIA OBCE	28
7.15.	OŚWIETLENIE OBIEKTU.....	28
7.16.	KOLORYSTYKA OBIEKTU.....	28
7.17.	ZNAKI POMIAROWE	29
8.	URZĄDZENIA INSTALACJI TECHNICZNYCH.....	29
9.	CHARAKTERYSTYKA ENERGETYCZNA OBIEKTU	29
10.	WPŁYW OBIEKTU NA ŚRODOWISKO	29
11.	OCHRONA PRZECIWPOŻAROWA	29

CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rysunki ogólne:

OG.01 Plan orientacyjny

OG.02 Plan sytuacyjny

OG.03 Profil podłużny

OG.04 Rzut z góry

OG.05 Przekrój podłużny

OG.06 Przekrój poprzeczny

OG.07 Widok z boku

Podpory:

PO.01. Szkic tyczenia podpór

PO.02. Przyciółek A. Geometria

PO.03.01. Przyciółek A. Zbrojenie fundamentu

PO.03.02. Przyciółek A. Zbrojenie trzonu

PO.03.03. Przyciółek A. Zbrojenie ściany bocznej

PO.04. Przyciółek A1. Geometria

PO.05.01. Przyciółek A1. Zbrojenie fundamentu

PO.05.02. Przyciółek A1. Zbrojenie trzonu

PO.05.03. Przyciółek A1. Zbrojenie ściany bocznej

PO.06. Przyciółek F. Geometria

PO.07.01. Przyciółek F. Zbrojenie fundamentu

PO.07.02. Przyciółek F. Zbrojenie trzonu

PO.07.03. Przyciółek F. Zbrojenie ściany bocznej

PO.08. Przyczółek F1. Geometria
PO.09.01. Przyczółek F1. Zbrojenie fundamentu
PO.09.02. Przyczółek F1. Zbrojenie trzonu
PO.09.03. Przyczółek F1. Zbrojenie ściany bocznej
PO.10. Filary B,C,D,E. Geometria
PO.11. Filary B,C,D,E. Zbrojenie
PO.12. Filary B1,C1,D,E. Geometria
PO.13. Filary B1,C1,D,E. Zbrojenie
PO.14. Wzmocnienie podłoża palami jet-grouting

Ustrój nośny:

UN.01.01 Ustrój nośny. Nitka prawa. Geometria
UN.01.02 Ustrój nośny. Nitka lewa. Geometria
UN.02.01 Ustrój nośny. Nitka prawa. Zbrojenie konstrukcyjne
UN.02.02 Ustrój nośny. Nitka lewa. Zbrojenie konstrukcyjne
UN.03.01 Ustrój nośny. Nitka prawa. Sprężenie
UN.03.02 Ustrój nośny. Nitka lewa. Sprężenie

Wyposażenie:

WY.01. Schematłożyskowania
WY.02. Płyty przejściowe
WY.03. Kapy chodnikowe
WY.04. Schemat odwodnienia
WY.05. Schody skarpowe
WY.06. Schemat rozmieszczenia barier i ekranów akustycznych
WY.07. Schemat dylatacji ustroju nośnego
WY.08.01 Ekrany akustyczne. Konstrukcja słupa
WY.08.02 Ekrany akustyczne. Pal
WY.08.03 Ekrany akustyczne. Belka podwalinowa
WY.09. Znaki pomiarowe

1. INFORMACJE OGÓLNE

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania niniejszego tomu jest projekt wykonawczy dla obiektu inżynierskiego WD/Z/7 projektowanego w ramach budowy obwodnicy m. Wałbrzych w ciągu drogi krajowej nr 35 od km 2+350 do km 8+250. Projektowany obiekt znajduje się w ciągu drogi krajowej nr 35.

1.2. Przeznaczenie i program użytkowy obiektu

Projektowany obiekt inżynierski służy do przeprowadzenia dwujezdniowej drogi krajowej nr 35 klasy G ponad przeszkodą, które stanowią linia kolejowa dwutorowa nr 274, łącznica LR1, oraz ścieżka pieszo-rowerowa.

1.3. Podstawowe parametry techniczne

Parametry techniczno-geometryczne:

Długość konstrukcji nośnej:	nitka prawa 193,14 m/nitka lewa 168,52m
Rozpiętość teoretyczna:	nitka prawa 21,0+30,0+37,0+37,0+26,0m/ nitka lewa 22,0+37,0+40,0+37,0+28,0
Szerokość całkowita:	$11,016 \times 2 + 0,1 = 22,133 \text{ m}$
Wysokość konstrukcyjna:	1,97 m
Wysokość dźwigara:	1,75 m
Prześwit pionowy pod obiektem (min.):	2.5m (skrajnia pieszo rowerowa) 5.6m (skrajnia kolejowa typu C) 4.6m (skrajnia drogowa)
Kąt skosu:	57°

Przekrój poprzeczny na obiekcie (nitka lewa):

- pasy ruchu:	2x3,5=7,0 m
- opaski:	2x0,50 m
- pas bezpieczeństwa:	2x0,50 m
- chodniki:	0,9 m
- bariery ochronne + ekran akustyczny:	0,336+0,45+0,336 m
Razem=	11,016 m

Przekrój poprzeczny na obiekcie (nitka prawa):

- pasy ruchu:	2x3,5=7,0 m
- opaski:	2x0,50 m
- pas bezpieczeństwa:	2x0,50 m

- chodniki:	0,9 m
- bariery ochronne + ekran akustyczny:	0,336+0,45+0,336 m
Razem=	11,016 m
- prześwit pomiędzy obiektami	0,1 m

1.4. Etapowanie budowy

Niniejszy projekt obiektu inżynierskiego nie przewiduje etapowania budowy. Należy wykonać w jednym etapie pełny zakres przewidziany dla stanu docelowego.

1.5. Stan istniejący

Tereny przylegające do obiektu mają charakter podgórski. Kolidujące z obiektem sieci uzbrojenia terenu (wodociągowa, gazowa, energetyczna, telekomunikacyjna, kanalizacyjna)) zostaną przebudowane w ramach odrębnego opracowania.

1.6. Zakres opracowania

Niniejsze opracowanie dostosowane jest do zakresu projektu wykonawczego i obejmuje w szczególności:

- rysunek wytyczeniowy podpór obiektu,
- rysunki deskowania oraz zbrojeniowe podpór i konstrukcji nośnej,
- rysunki elementów wyposażenia obiektu,

W związku z powyższym Wykonawca zobowiązany jest do opracowania we własnym zakresie następujących opracowań roboczych:

- projekt zabezpieczenia wykopów fundamentowych,
- projekt odwodnienia wykopów,
- projekt rusztowań,
- projekt deskowań elementów betonowych,
- rysunki robocze dylatacji ustroju nośnego,
- rysunki robocze instalacji odwodniającej,
- rysunki robocze barier ochronnych,

Przy prowadzeniu robót, niezależnie od niniejszego projektu, należy stosować następujące opracowania dotyczące robót mostowych:

- projekt architektoniczno-budowlany,
- specyfikacje techniczne,
- przedmiar robót,
- informacja BIOZ.

1.7. Materiały pomocnicze

Podczas projektowania korzystano z następujących materiałów pomocniczych:

normy:

- [1] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [2] PN-91/S-10042 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [3] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [4] PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

wytyczne:

- [5] Rozporządzenie MTiGM z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
- [6] Rozporządzenie MTiGM z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego.
- [8] Rozporządzenie MSWiA z dnia 24 grudnia 1998 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych.

inne:

- [9] Dokumentacja geologiczno-inżynierska – GEOMETR K. Kominowski, Szczawno Zdrój, sierpień 2010.
- [10] Ekspertyza geologiczno-górnicza. GEOKARBON, Katowice, sierpień 2010.

2. FORMA I FUNKCJA PROJEKTOWANEGO OBIEKTU

Wiadukt zaprojektowano w formie ustroju płytowo-belkowego 5-przęsłowego, wykonywanego monolitycznie. Teren projektowanej drogi ma charakter pagórkowaty, forma obiektu nie ingeruje w otaczający krajobraz.

Funkcją obiektu jest przeprowadzenie dwujezdniowej drogi krajowej klasy G o numerze DK 35 Wrocław - Mieroszów nad przeszkodami, które stanowi linia kolejowa dwutorowa nr 274, łącznica LR1, oraz ścieżka pieszo-rowerowa.

Obiekt zaprojektowano zgodnie z wymaganiami Rozporządzenia MTiGM z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie na **klasę A** obciążenia taboru samochodowym (wg PN-85/S-10030). Zgodnie z wojskową klasyfikacją obciążenia obiektów mostowych, obiekt posiada klasę MLC 101/132 dla pojazdów ciężarowych i 91/120 dla pojazdów gąsienicowych.

3. UKŁAD KONSTRUKCYJNY PROJEKTOWANYCH OBIEKTÓW

3.1. Układ konstrukcyjny

3.1.1. Podpory

Podpory wiaduktu stanowią filary żelbetowe oraz dwa przyczółki. Posadowienie podpór zaprojektowano jako bezpośrednie. Przyczółki zaprojektowano jako żelbetowe masywne dylatowane zgodnie z ustrojami niosącymi, ze skrzydłami równoległymi do osi podłużnej obiektu. Ściany boczne z uwagi na długość przekraczającą 7,0 m zostały oddylatowane od korpusu. Ścianka zapleczna posiada wykształtowany wspornik do oparcia płyt przejściowych. Płyta fundamentowa na przyczółkach ma grubość 1,2 m.

Trzony filarów zaprojektowano jako słupowe, każdy składa się z dwóch słupów o przekroju poprzecznym $\varnothing$ 1,50 m, pod każdą z konstrukcji ustroju. Słupy zamocowane w fundamencie o grubości 1,2m, i wymiarach w planie 11,44x5,0m.

Geometrię przyczółków przedstawiono na rysunkach **PO.02**, **PO.04**, **PO.06**, **PO.08**, natomiast zbrojenie na rysunkach **PO.03.01-03**, **PO.05.01-03**, **PO.07.01-03**, **PO.09.01-03**.

Geometrię i zbrojenie filarów przedstawiają rysunki nr **PO.10** do **PO.13**.

Na podporach, przy każdym z łożysk, należy zamontować stalowe klamry dla zamocowania przenośnych drabin.

Wybór sposobu zabezpieczenia wykopów fundamentowych i ich odwodnienia wraz z projektami roboczymi należy do Wykonawcy.

3.1.2. Ustrój nośny

Zaprojektowano ciągły monolityczny ustrój nośny płytowo-belkowy betonowy sprężony. Rozpiętości teoretyczne przęseł w osi konstrukcji wynoszą dla nitki prawej 21,0+30,0+37,0+37,0+26,0m a dla nitki lewej 22,0+37,0+40,0+37,0+28,0m. Ustrój nośny w planie znajduje się na prostej, oraz na krzywej przejściowej, przy kącie skosu osi z przeszkodą wynoszącym 57°. W przekroju poprzecznym występują dwie belki w rozstawie osiowym 5,59 m. Belki posiadają wysokość 1,75m, oraz minimalną szerokość 1,2 m, rozszerzającą się ku górze do 1,60 m. Płyta pomostowa ma grubość minimalną 0,25 m.

Sprężenie dźwigarów głównych wykonane zostanie przy użyciu kabli $\varnothing$ 15,5mm. Z uwagi na długość przęseł przekraczającą 20,0 m obiekt podlega próbnemu obciążeniu.

Geometrię, zbrojenie i sprężenie ustroju nośnego zamieszczono na rysunkach **UN.01.01-03.02**.

Projekty robocze rusztowań i deskowań ustroju nośnego wykonuje Wykonawca we własnym zakresie.

3.2. Dane materiałowe

Ustrój nośny:

- beton B60	$R_{b1}=34,6 \text{ MPa}$	$R_{b2}=38,4 \text{ MPa}$
	$R_{btk0,05}=-2,7 \text{ MPa}$	$E_b=41,0 \text{ GPa}$
- stal sprężająca Ø15,5	$R_{vk}=1860 \text{ MPa}$	$E_v=180 \text{ GPa}$

Słupy filarów:

- beton B40	$R_{b1}=23,1 \text{ MPa}$	$R_{b2}=25,6 \text{ MPa}$
	$R_{btk0,05}=-2,1 \text{ MPa}$	$E_b=36,4 \text{ GPa}$
- stal zbrojeniowa A-IIIIN	$R_a=375 \text{ MPa}$	$E_a=200 \text{ GPa}$

Przyczółki, fundamenty, płyty przejściowe:

- beton B35	$R_{b1}=20,2 \text{ MPa}$	$R_{b2}=22,4 \text{ MPa}$
	$R_{btk0,05}=-1,90 \text{ MPa}$	$E_b=34,6 \text{ GPa}$
- stal zbrojeniowa A-IIIIN	$R_a=375 \text{ MPa}$	$E_a=200 \text{ GPa}$

Kapy chodnikowe:

- beton B30	$R_{b1}=17,3 \text{ MPa}$	$R_{b2}=19,2 \text{ MPa}$
	$R_{btk0,05}=-1,70 \text{ MPa}$	$E_b=32,6 \text{ GPa}$
- stal zbrojeniowa A-IIIIN	$R_a=375 \text{ MPa}$	$E_a=200 \text{ GPa}$

3.3. Wyciąg z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

3.3.1. Wstęp

Przedmiotem obliczeń jest sprawdzenie nośności wszystkich elementów konstrukcyjnych projektowanego wiaduktu. W niniejszym wyciągu przedstawiono podstawowe wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. Komplet obliczeń znajduje się w archiwum jednostki projektującej.

3.3.2. Zastosowane schematy statyczne

Belki główne obliczono w schemacie rusztu jednoprzęsłowego. Obliczenia płyty pomostowej i wsporników wykonano korzystając ze schematu belki jednoprzęsłowej utwierdzonej sprężystości oraz schematu wspornika.

3.3.3. Założenia przyjęte do obliczeń

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono w zakresie liniowo-sprężystym wg obowiązującej w PN-91/S-10042 metody naprężeń liniowych w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa.

3.3.4. Obciążenia

Obciążenia przyjęto wg normy PN-85/S-10030 oraz Rozporządzenia MTiGM z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

Obliczenia ustroju nośnego przeprowadzono dla następujących obciążeń i oddziaływań:

„g” - ciężar własny;

„dg” - ciężar dodatkowy;

„q” - tabor samochodowy;

„K” - pojazd normowy;

St 100 - pojazd specjalny Stanag 100;

St 150 - pojazd specjalny Stanag 150;

„qt” - obciążenie tłumem pieszych;

„os” - nierównomierne osiadanie podpór o wartości ± 30 mm we wszystkich możliwych kombinacjach;

„P” - obciążenie od sprężenia;

„T” - obciążenie nierównomiernym wpływem temperatury $\pm 5^{\circ}\text{C}$.

„sk” - obciążenie skurczem

Obliczenia przyczółków wykonano dla następujących obciążeń i oddziaływań:

„T” - siła tarcia w łożyskach;

„Ea” - czynne parcie gruntu;

„EQ” - parcie gruntu od obciążenia ruchomego na naziomie;

„Eh” - siła hamowania od obciążenia ruchomego na naziomie;

„V” - reakcje z ustroju nośnego.

Obliczenia filarów wykonano dla następujących obciążeń i oddziaływań:

„T” - siła tarcia w łożyskach;

„W” - siła od parcia wiatru;

„H” - siła hamowania;

„V” - reakcje z ustroju nośnego.

Filary sprawdzono również w układzie wyjątkowym na uderzenie pojazdu w kierunku podłużnym i poprzecznym zgodnie z normą PN-91/S-10042.

Płyta pomostowa i wspornik podchodnikowy zostały sprawdzone na obciążenie: „K” - pojazd normowy klasy „A” wg PN-85/S-10030;

St 100 - pojazd specjalny Stanag 100;

St 150 - pojazd specjalny Stanag 150;

„2S” - obciążenie wyjątkowe 2 pojazdami S wg PN-85/S-10030.

Obciążenia pogrupowano w układy: podstawowy „P” i dodatkowy „PD”. Obciążenia drogowe przyjęto dla klasy „A” wg PN-85/S-10030. Obciążenie pojazdem „K” zostało powiększone o współczynnik dynamiczny $\phi=1,185$.

3.3.5. Charakterystyki geometryczne belek ustroju nośnego:

Obliczenia belek ustroju nośnego wykonano przyjmując następujące wartości poszczególnych charakterystyk geometrycznych:

$$A_b=3,539 \text{ m}^2$$

$$W_g=1,531 \text{ m}^3$$

$$W_d=0,875 \text{ m}^3$$

3.3.6. Podstawowe wyniki obliczeń

Płyta pomostowa i wsporniki podchodnikowe

W poniższej tabeli przedstawiono maksymalne i minimalne momenty zginające obliczeniowe jakie występują w płycie ustroju nośnego oraz przyjęte zbrojenie.

<i>Element</i>	<i>Przekrój</i>	<i>Mmax [kNm/m]</i>	<i>Mmin [kNm/m]</i>	<i>Zbrojenie</i>
<i>płyta</i>	w środku rozpiętości	37,5	-	Ø16 co 250mm Ø20 co 250mm
<i>j.w.</i>	nad podporą	-	-41,6	Ø16 co 125mm
<i>wspornik</i>	w zamocowaniu	-	-112,5	Ø16 co 250mm Ø20 co 250mm

Dźwigary główne

Naprężenia w dźwigarach głównych sprawdzano w stanach początkowym i użytkowym dla umownego czasu $t = 0$ i czasu $t = \infty$. Czas $t = 0$ odpowiada stanowi bezpośrednio po wybudowaniu i oddaniu obiektu do realizacji. Czas $t = \infty$ odpowiada stanowi po ustabilizowaniu się zjawisk reologicznych w betonie i stali sprężającej (skurcz, pełzanie i relaksacja). Wyodrębniono następujące stany docelowe:

- stan początkowy „0” dla czasu $t = 0$;
- stan użytkowy dla podstawowego układu obciążeń „2-Pmax” i czasu $t = 0$ – kombinacja maksymalna;
- stan użytkowy dla podstawowego układu obciążeń „2-Pmin” i czasu $t = 0$ – kombinacja minimalna;

- stan użytkowy dla dodatkowego układu obciążeń „2-PDmax” i czasu $t = 0$ – kombinacja maksymalna;
- stan użytkowy dla dodatkowego układu obciążeń „2-PDmin” i czasu $t = 0$ – kombinacja minimalna;
- stan użytkowy dla podstawowego układu obciążeń „2-Pmax” i czasu $t = \infty$ – kombinacja maksymalna;
- stan użytkowy dla podstawowego układu obciążeń „2-Pmin” i czasu $t = \infty$ – kombinacja minimalna;
- stan użytkowy dla dodatkowego układu obciążeń „2-PDmax” i czasu $t = \infty$ – kombinacja maksymalna;
- stan użytkowy dla dodatkowego układu obciążeń „2-PDmin” i czasu $t = \infty$ – kombinacja minimalna.

Poniżej zestawiono maksymalne i minimalne naprężenia normalne całkowite w najbardziej wyężonych charakterystycznych przekrojach w kolejnych stanach pracy i układach obciążeń. Zgodnie z normą PN-91/S-10042 $\sigma_{\max}$ odpowiadają maksymalnym obliczeniowym naprężeniom w skrajnych włóknach przekroju, natomiast $\sigma_{\min}$ odpowiadają minimalnym naprężeniom charakterystycznym. Znak „-” przy naprężeniach oznacza rozciąganie. Naprężenia nie mogą przekroczyć dla betonu B60 i sprężenia ograniczonego następujących wartości:

$$\sigma_{\max} < R_{b1} = 34,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} > R_{btk\ 0,05} = -2,7 \text{ MPa}$$

Nitka prawa:

Ekstremalne naprężenia normalne [MPa]						
Przekrój	Stan dla $t = 0$					
	σ	„0”	„2-Pmax”	„2-Pmin”	„2-PDmax”	„2-PDmin”
Przęsło A1-B1	$\sigma_{\max}$	22,53	20,27	23,82	20,38	25,26
	$\sigma_{\min}$	2,44	2,78	2,81	2,77	1,43
Podpora B1	$\sigma_{\max}$	21,45	20,92	18,45	24,06	21,16
	$\sigma_{\min}$	0,94	2,53	8,10	-1,52	5,66
Przęsło B1-C1	$\sigma_{\max}$	17,42	18,19	18,99	18,36	19,98
	$\sigma_{\min}$	5,42	2,77	3,67	1,11	3,76

Podpora C1	$\sigma_{\max}$	17,93	16,64	22,26	20,17	25,04
	$\sigma_{\min}$	2,97	5,46	3,05	0,64	1,54
Przęsło C-D	$\sigma_{\max}$	17,54	18,06	19,10	17,83	20,06
	$\sigma_{\min}$	5,33	2,94	3,57	2,42	2,69
Podpora D	$\sigma_{\max}$	21,22	20,70	18,65	23,84	21,49
	$\sigma_{\min}$	1,17	1,96	8,29	-1,29	5,40
Przęsło D-E	$\sigma_{\max}$	21,62	15,14	22,98	18,09	24,71
	$\sigma_{\min}$	3,48	4,24	2,93	4,17	1,71
Podpora E	$\sigma_{\max}$	22,52	21,97	19,37	25,26	22,22
	$\sigma_{\min}$	0,99	2,66	8,51	-1,60	5,94
Przęsło E-F1	$\sigma_{\max}$	23,66	21,28	25,01	21,40	26,52
	$\sigma_{\min}$	2,56	2,92	2,95	2,91	1,50

Przekrój	Stan dla $t = \infty$					
	σ	„0”	„2-Pmax”	„2-Pmin”	„2-PDmax”	„2-PDmin”
Przęsło A1-B1	$\sigma_{\max}$	-	17,13	20,04	17,24	21,70
	$\sigma_{\min}$	-	2,41	1,90	2,40	1,07
Podpora B1	$\sigma_{\max}$	-	16,52	19,76	19,67	22,60
	$\sigma_{\min}$	-	4,07	4,81	0,54	1,99
Przęsło B1-C1	$\sigma_{\max}$	-	17,91	15,67	17,69	16,44
	$\sigma_{\min}$	-	0,10	4,39	-1,11	3,10
Podpora C1	$\sigma_{\max}$	-	13,56	23,62	15,69	26,41
	$\sigma_{\min}$	-	6,88	0,98	3,55	-1,9
Przęsło C-D	$\sigma_{\max}$	-	17,68	15,77	17,54	16,66
	$\sigma_{\min}$	-	0,22	4,70	-1,01	3,44
Podpora D	$\sigma_{\max}$	-	16,34	19,93	19,48	22,77
	$\sigma_{\min}$	-	4,26	4,66	-0,21	1,77
Przęsło D-E	$\sigma_{\max}$	-	14,87	19,57	15,16	20,98

	$\sigma_{\min}$	-	3,73	2,43	3,67	1,28
Podpora E	$\sigma_{\max}$	-	17.18	20.55	20.46	23.50
	$\sigma_{\min}$	-	4.23	5.00	0.56	2.07
Przęsło E-F1	$\sigma_{\max}$	-	17.82	20.84	17.93	22.57
	$\sigma_{\min}$	-	2.51	1.98	2.50	1.11

Ugięcia przęseł (max) od obciążeń użytkowych:

Przęsło	$U(K+q)_{\max}$
	[cm]
1	-01
2	-0,5
3	-1,1
4	-1,3
5	-0,3

Nitka lewa:

Ekstremalne naprężenia normalne [MPa]						
Przekrój	Stan dla $t = 0$					
	σ	„0”	„2-Pmax”	„2-Pmin”	„2-PDmax”	„2-PDmin”
Przęsło A-B	$\sigma_{\max}$	23.49	21.37	25.62	20.76	23.49
	$\sigma_{\min}$	2.52	2.94	2.86	2.95	2.52
Podpora B	$\sigma_{\max}$	22.28	21.35	19.66	26.07	22.28
	$\sigma_{\min}$	0.99	2.62	8.24	-1.63	0.99
Przęsło B-C	$\sigma_{\max}$	18.44	19.39	19.39	19.61	18.44
	$\sigma_{\min}$	5.61	2.78	3.98	1.21	5.61
Podpora C	$\sigma_{\max}$	18.23	17.11	22.89	21.76	18.23
	$\sigma_{\min}$	3.11	5.96	3.14	0.67	3.11
Przęsło C-D	$\sigma_{\max}$	18.65	18.89	19.64	19.55	18.65

	$\sigma_{\min}$	5.45	3.06	3.78	2.64	5.45
Podpora D	$\sigma_{\max}$	23.14	22.35	19.50	25.34	23.14
	$\sigma_{\min}$	1.26	2.06	9.01	-1.29	1.26
Przęsło D-E	$\sigma_{\max}$	22.00	16.58	24.50	18.54	22.00
	$\sigma_{\min}$	3.70	4.37	3.15	4.30	3.70
Podpora E	$\sigma_{\max}$	24.68	22.08	19.81	27.37	24.68
	$\sigma_{\min}$	1.08	2.67	8.81	-1.70	1.08
Przęsło E-F	$\sigma_{\max}$	26.02	21.51	26.81	22.65	26.02
	$\sigma_{\min}$	2.64	3.03	3.13	3.19	2.64

Przekrój	Stan dla $t = \infty$					
	σ	„0”	„2-Pmax”	„2-Pmin”	„2-PDmax”	„2-PDmin”
Przęsło A-B	$\sigma_{\max}$	-	17.92	20.99	17.59	17.92
	$\sigma_{\min}$	-	2.43	1.98	2.59	2.43
Podpora B	$\sigma_{\max}$	-	17.52	20.86	21.28	17.52
	$\sigma_{\min}$	-	4.30	4.91	0.54	4.30
Przęsło B-C	$\sigma_{\max}$	-	18.87	17.11	18.35	18.87
	$\sigma_{\min}$	-	0.10	4.72	-1.16	0.10
Podpora C	$\sigma_{\max}$	-	14.50	24.21	15.98	14.50
	$\sigma_{\min}$	-	7.44	1.04	3.60	7.44
Przęsło C-D	$\sigma_{\max}$	-	18.48	16.35	17.55	18.48
	$\sigma_{\min}$	-	0.24	5.13	-1.05	0.24
Podpora D	$\sigma_{\max}$	-	17.60	20.93	19.63	17.60
	$\sigma_{\min}$	-	4.47	4.89	-0.21	4.47
Przęsło D-E	$\sigma_{\max}$	-	16.03	20.40	16.00	16.03
	$\sigma_{\min}$	-	3.96	2.59	3.88	3.96
Podpora E	$\sigma_{\max}$	-	17.25	21.96	21.79	17.25
	$\sigma_{\min}$	-	4.61	5.19	0.60	4.61
Przęsło E-F	$\sigma_{\max}$	-	19.06	22.88	19.30	19.06
	$\sigma_{\min}$	-	2.70	2.13	2.71	2.70

Ugięcia przęseł (max) od obciążeń użytkowych:

Przęsło	$U(K+q)_{max}$
	[cm]
1	-0,11
2	-0,8
3	-1,5
4	-0,9
5	-0,3

Uzyskane ugięcia w środku rozpiętości przęseł nie przekraczają wartości dopuszczalnych wg normy [2], czyli $1/800L$.

Reakcje podporowe:

Nitka prawa:

charakterystyczne:

Podpora	Łożysko	reakcje podporowe (charakterystyczne)				przyjęte nośności łożysk	
		V_{max}	V_{min}	Hx_{max}	Hy_{max}	V	H
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A1	A1-1	2170	1608	-	205	3000	0,05 V
	A-2	2044	1514	-	-	3000	-
B1	B1-1	5450	4037	-	301	8000	0,05V
	B1-2	5133	3802	-	-	8000	-
C1	C1-1	6686	4953	-	330	9000	0,05 V
	C1-2	6296	4664	-	325	9000	
D	D-1	7415	5492	406	556	10000	0,07V
	D-2	6983	5172	462	-	10000	0,05 V
E	E-1	6795	5033	-	343	9000	-
	E-2	6399	4740	-	-	9000	0,05 V
F	F1-1	2440	1807	-	220	3500	-
	F1-2	2298	1702	-	-	3500	0,05 V

obliczeniowe:

Podpora	Łożysko	reakcje podporowe (obliczeniowe)				przyjęte nośności łożysk	
		V_max	V_min	Hx_max	Hy_max	V	H
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A1	A1-1	2922	2164	-	277	3000	0,05 V
	A-2	2752	2038	-	-	3000	-
B1	B1-1	7165	5307	-	406	8000	0,05V
	B1-2	6748	4998	-	-	8000	-
C1	C1-1	8762	6491	-	446	9000	0,05 V
	C1-2	8252	6112	-	439	9000	
D	D-1	9704	7188	548	751	10000	0,07V
	D-2	9139	6770	624	-	10000	0,05 V
E	E-1	8903	6595	-	463	9000	-
	E-2	8385	6211	-	-	9000	0,05 V
F	F1-1	3270	2422	-	297	3500	-
	F1-2	3079	2281	-	-	3500	0,05 V

Nitka lewa:

charakterystyczne:

Podpora	Łożysko	reakcje podporowe (charakterystyczne)				przyjęte nośności łożysk	
		V_max	V_min	Hx_max	Hy_max	V	H
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A	A-1	2158	1599	-	106	3000	0,05 V
	A-2	2032	1505	-	-	3000	-
B	B-1	6457	4783	-	316	8000	0,05V
	B-2	6081	4504	-	-	8000	-
C	C-1	7673	5684	-	375	10000	0,05 V
	C-2	7226	5353	-	-	10000	
D	D-1	7554	5595	410	369	10000	0,07V
	D-2	7114	5269	400	-	10000	0,05 V

E	E-1	6938	5139	-	339	9000	-
	E-2	6534	4840	-	-	9000	0,05 V
F	F-1	2639	1954	-	129	3500	-
	F-2	2485	1841	-	-	3500	0,05 V

obliczeniowe:

Podpora	Łożysko	reakcje podporowe (obliczeniowe)				przyjęte nośności łożysk	
		V_max	V_min	Hx_max	Hy_max	V	H
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
A	A-1	2749	2036	-	143	3000	0,05 V
	A-2	2589	1918	-	-	3000	-
B	B-1	7838	5806	-	427	8000	0,05V
	B-2	7381	5468	-	-	8000	-
C	C-1	9278	6873	-	506	10000	0,05 V
	C-2	8737	6472	-	-	10000	
D	D-1	9136	6768	554	498	10000	0,07V
	D-2	8604	6373	540	-	10000	0,05 V
E	E-1	8407	6227	-	458	9000	-
	E-2	7917	5865	-	-	9000	0,05 V
F	F-1	3318	2458	-	174	3500	-
	F-2	3125	2315	-	-	3500	0,05 V

3.4. Warunki geotechniczne i sposób posadowienia obiektu

Informację o warunkach geotechnicznych występujących w obrębie obiektu zaczerpnięto z opracowania [9].

Obszar badań pod projektowaną estakadę objęty jest kilometrażem km 7+350 – 7+490 i znajduje na terenie w rejonie ulic Starachowickiej i Reja. Określenie parametrów geotechnicznych wykonano na podstawie wyników badań uzyskanych z otworów wiertniczych o nr 13-22 oraz sondowań CPTU o nr 1 i 2 oraz sondowań DPH 1-3 i 10.

Warstwa I to kompleks różnowiekowych nasypów niekontrolowanych, które wykazują niejednorodność w zakresie uziarnienia, składu mineralnego, stanu fizycznego, miąższości, okresu ich depozycji i stanu zagęszczenia.

Ponadto w warstwie tej znajduje się kamień hałdowy wykształcony w postaci łupków ilastych, mułowców, zlepieńców i piaskowców w zróżnicowanym stopniu dezintegracji a co za tym idzie granulacji. Najbardziej zwietrzałe (zdezintegrowane) są łupki ilaste. Wykonane w obrębie tej warstwy badania stanu zagęszczenia sondą dynamiczną DPH wykazały znaczne zróżnicowanie wartości stopnia zagęszczenia w profilu pionowym na różnych poziomach, od luźnego do zagęszczonego (zał. tekst.4). Z uwagi na występujący gruboziarnisty materiał skalny wartości wskazujące na stan średniozagęszczony a zwłaszcza zagęszczony, nie są w pełni miarodajne – mogą być zawyżone gdyż opór dla stożka sondy mógł być powodowany napotkaniem materiału gruboziarnistego (kamieni). Grunty tej warstwy stwierdzono w strefie przypowierzchniowej w otworach o nr 13,14,16,18 osiągając maksymalną miąższość 4,2m w otw nr 16.

Warstwa II to grunty spoiste wykształcone w postaci czwartorzędowej gliny piaszczystej barwy,brązowej, które nawiercono tylko w otworach 18, 19, 20, 21, 22. Są to grunty w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,16$. Grupa konsolidacji gruntów B. Dla $IL(n) = 0,16$, $Wn(n) = 10,80\%$ ciężar objętościowy $\gamma(n) = 21,78\text{kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 19,50^\circ$ natomiast spójność $c_u = 34,80\text{kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 29,85\text{ MPa}$ oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 41,20\text{ MPa}$.

W otworach o nr 13, 15, 16, 17, 18, 21, grunty tej warstwy wykształcone są w postaci pospółek gliniastych w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,10$. Grupa konsolidacji gruntów A. Dla $IL(n) = 0,10$, $Wn(n) = 7,20\%$, ciężar objętościowy $\gamma(n) = 21,87\text{kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 23,51^\circ$ natomiast spójność $c_u = 22,40\text{kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 48,70\text{ MPa}$, edometryczny moduł ścisłości $M_o = 58,25\text{ MPa}$.

W tej warstwie również stwierdzono zaleganie glin pylastych w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,21$. Grupa konsolidacji gruntów B. Dla $IL(n) = 0,21$, $Wn(n) = 19,35\%$, ciężar objętościowy $\gamma(n) = 20,74\text{kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 18,30^\circ$ natomiast spójność $c_u = 32,05\text{kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 26,90\text{ MPa}$ oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 36,10\text{ MPa}$. Grunty te nawiercono w otworach o nr 22, 20, 19.

Warstwa III to grunty niespoiste wykształcone w postaci pospółki, żwiru, piasku średniego, pospółki na pograniczu pospółki gliniastej, piasku grubego z domieszką żwiru. Wartości średnich ID wynosi 0,65. Jej wilgotność naturalna wynosi $Wn(n) = 14,54\%$ ciężar objętościowy $\gamma(n) = 20,50\text{kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 39,64^\circ$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 169,20\text{ MPa}$ oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 183,4\text{ MPa}$. W otworze nr 16 i 13 grunty te są zawodnione.

Warstwa IV to grunty spoiste wykształcone w postaci czwartorzędowej gliny piaszczystej zwięzłej barwy ciemnoszarej, które nawiercono tylko w otworach nr 18,17, 15, 14. Są to grunty w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,12$. Grupa konsolidacji gruntów A. Dla $IL(n) = 0,12$, $Wn(n) = 12,21\%$ ciężar objętościowy $\gamma(n) = 21,68\text{kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 23,15^\circ$ natomiast spójność $c_u =$

21,04kPa, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 46,45$ MPa oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 56,90$ MPa.

Warstwa V to grunty spoiste wykształcone w postaci czwartorzędowej gliny pylastej zwięzłej barwy ciemnoszarej do czarnej, które nawiercono w otworach nr 18, 17, 15, 14, 20, 16. Są to grunty w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,13$. Grupa konsolidacji gruntów A. Dla $IL(n) = 0,13$, $W_n(n) = 19,7\%$, ciężar objętościowy $\gamma(n) = 20,93 \text{ kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 22,98^\circ$ natomiast spójność $c_u = 19,95 \text{ kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 45,90$ MPa oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 55,20$ MPa. Jedynie w otworze nr 16 na głębokości 13,2m ppt grunty te stwierdzono w stanie plastycznym o $IL = 0,35$.

Warstwa VI to wietrzelnina skał karbońskich wykształcona w postaci rumoszu gliniastego, pospółki gliniastej oraz glin pylastych z domieszką kamieni. Grunty te nawiercono w otworach o nr 16, 20, 14, 15, 17, 21, 22. Są to grunty w stanie twardoplastycznym o średnim $IL = 0,05$. Grupa konsolidacji gruntów A. Dla $IL(n) = 0,05$, $W_n(n) = 6,80\%$, ciężar objętościowy $\gamma(n) = 21,96 \text{ kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 24,43^\circ$ natomiast spójność $c_u = 25,15 \text{ kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 41,20$ MPa oraz edometryczny moduł ścisłości $M_o = 66,25$ MPa. Jedynie w otworze nr 13 na głębokości 7,70 stwierdzono wietrzelinę łupka ilasto – mułowcowego wykształconą w postaci twardoplastycznego iłu o $IL = 0,08$. Wartości średnich IL wynosi 0,08. Jej wilgotność naturalna wynosi $W_n(n) = 21,9\%$, ciężar objętościowy $\gamma(n) = 20,92 \text{ kN/m}^3$, kąt tarcia $\Phi_u = 23,87^\circ$ natomiast spójność $c_u = 23,70 \text{ kPa}$, edometryczny moduł odkształcenia $E_o = 37,15$ MPa oraz , edometryczny moduł ścisłości $M_o = 47,80$ MPa. Grunty geologicznej konsolidacji grupy A.

Jednocześnie spąg tej warstwy jest stropem skały miękkiej (SM) – warstwa VII, silnie spękanej i nadwietrzalej dla, której $R_c \leq 5 \text{ MPa}$ – warstwa VI. W tym obszarze stwierdzono zaleganie skał wykształconych jako karbońskie zlepieńce. Generalnie od głębokości 13,4m do 17,10 m można stwierdzić zaleganie skały twardej, dla której $R_c > 5 \text{ MPa}$.

Charakter inwestycji, rodzaj projektowanego obiektu inżynierskiego oraz warunki geologiczno-inżynierskie i hydrogeologiczne pozwalają na przyjęcie II kategorii geotechnicznej. Zdecydowano się na posadowienie bezpośrednie wszystkich podpór. Zastosowane zostanie wzmocnienie podłoża w postaci kolumn jet-grunting fi 1200mm.

Dla poszczególnych podpór uzyskano następujące maksymalne wartości sił w palach:

Nitka prawa:

Oznaczenie podpory	Q_{max} [MN]	$m \cdot Q_{\text{INB}}$	$m \cdot Q_{\text{INL}}$
A1	15,7	70,4	90,4
B1	16,3	21,9	30,8
C1	18,4	20,5	32,0
D	19,1	22,1	28,0
E	17,7	20,3	28,2
F1	16,4	68,5	85,4

Nitka lewa:

Oznaczenie podpory	$Q_{max} [MN]$	$m \cdot N_t$	$m \cdot Q_{fNL}$
A	20,9	65,4	89,1
B	16,6	20,8	25,0
C	20,1	22,9	30,2
D	20,6	22,7	29,2
E	15,7	20,2	32,2
F	17,7	65,0	88,1

Uzyskano następujące wyniki osiadań fundamentów:

Nitka prawa:

Oznaczenie podpory	$S_{max} [cm]$
A1	1,2
B1	1,5
C1	3,0
D	2,9
E	2,8
F1	2,9

Nitka lewa:

Oznaczenie podpory	$S_{max} [cm]$
A	1,2
B	1,8
C	2,9
D	2,6
E	2,8
F	2,2

Dopuszczalna różnica osiadań między sąsiednimi podporami nie może przekraczać wartości 3 cm.

3.5. Projekt wzmocnienia podłoża za pomocą kolumn Jet-grouting.

3.5.1. Zakres projektu

Niniejszy projekt wykonawczy dotyczy posadowienia za pomocą kolumn Jet Grouting.

Zakres niniejszego projektu obejmuje:

- opis technologii wglębnego mieszania gruntu,
- obliczenia statyczne kolumn Jet Grouting i opracowanie planu ich rozmieszczenia,
- sprawdzenie osiadania i nośności fundamentów na kolumnach Jet Grouting,
- warunki kontroli wykonawstwa robót.

3.5.2. Przyjęty sposób wzmocnienia podłoża

Metoda iniekcji strumieniowej (wysokociśnieniowej) Jet Grouting polega na wykonaniu zeskalonej bryły cementowo-gruntowej, która przenosi obciążenia na niżej położone i nośne warstwy podłoża. Wykonanie kolumny Jet Grouting odbywa się przez wprowadzenie w podłoże rury wiertniczej z umieszczoną na jej końcu dyszą, z której wydostaje się pod bardzo dużym ciśnieniem (około 100 at - 400 at) zawieszona cementowa. Zaczyn cementowy doprowadza do "zeskalenia" mieszaniny cementu i gruntu. Poprzez kontrolowany ruch rury wiertniczej z ew. poprzeczkami (podciąganie i obrót) uzyskuje się pożądaną kształt i zasięg zeskalenia.

Skład i ilość pompowanego zaczynu dostosowuje się do wymaganych właściwości cementogruntu.

3.5.3. Założenia projektowe

Przyjęto następujące założenia projektowe i techniczne:

1. Wzmocnienie podłoża gruntowego kolumnami Jet Grouting $\varnothing 120$ cm. Dzięki wzmocnieniu podłoża możliwe jest przekazanie większych nacisków na grunt w poziomie posadowienia oraz zmniejszenie osiadania fundamentów. Kolumny rozmieszczono w taki sposób, aby bezpiecznie przekazać obciążenia z fundamentów na podłoże i spełnić kryteria projektowe dla stanu granicznego nośności i użytkowania.
2. Do obliczeń przyjęto siły działające w poziomie posadowienia obiektu.
3. Długości kolumn określono wstępnie na podstawie dokumentacji geotechnicznej [10].
4. Założona wytrzymałość cementogruntu na ściskanie określona dla współczynnika materiałowego $\eta = 2,5$ powinna wynosić min. 3,0 MPa.
5. Przewidziano użycie cementu hutniczego CEM III/A 32,5 odpornego na siarczany typu HSR lub równoważnego.

3.5.4. Zakres obliczeń statycznych

W celu określenia liczby i długości kolumn Jet Grouting wykonano obliczenia statyczne obejmujące:

6. Sprawdzenie dla obciążeń obliczeniowych rozkładu sił na kolumny Jet Grouting oraz określenie maksymalnej siły przypadającej na kolumnę.
7. Sprawdzenie warunku wytrzymałości wewnętrznej kolumny.
8. Sprawdzenie osiadań dla przyczółka oraz nośności zewnętrznej kolumn Jet Grouting.

3.5.5. Przyjęte rozwiązanie projektowe

Po wykonaniu obliczeń statycznych zaprojektowano następujący zakres robót związanych ze wzmocnieniem podłoża pod fundamentami obiektu.

1. Wykonanie 54 szt. kolumn Jet Grouting pod przyczółkiem A, 34 pod A, 43 pod F i 45 pod F1 oraz 28 szt. pod filarami. Łącznie zaprojektowano 401 szt. kolumn Jet Grouting. Rozmieszczenie kolumn Jet Grouting pokazano na rysunku **PO.14**
2. Z uwagi na wibracje powstające podczas wbudowywania ścianek szczelnych, które mogłyby uszkodzić kolumny założono, że zostaną one wykonane przed przystąpieniem do realizacji kolumn.
3. Prognozowane średnie osiadania fundamentów mostu określone dla maksymalnych charakterystycznych wartości obciążeń nie powinny przekroczyć **ok. 3,0 cm**.

3.5.6. Przygotowanie platformy roboczej

Przed przystąpieniem do wykonania kolumn Jet Grouting należy przygotować wyrównaną, stabilną i wolną od przeszkód powierzchnię roboczą przystosowaną do ciągłej pracy ciężkiego sprzętu budowlanego w każdych warunkach pogodowych. Poziom roboczy powinien się znajdować min. 50 cm powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Wymagane jest usunięcie powierzchniowej warstwy gruntu z powierzchni terenu (gleba, humus, itp.).

Ostateczny sposób przygotowania platform roboczych zostanie uzgodniony przed przystąpieniem do prac, a poprawność jej wykonania potwierdzona pisemnie przez kierownika lub majstra robót.

3.5.7. Przygotowanie głowic kolumn przed wykonaniem betonu podkładowego

1. Po wykonaniu kolumn Jet Grouting należy odczekać ok. 3 dni (w zależności od szybkości wiązania cementu). W obszarze wykonanych kolumn nie dopuszcza się ruchu ciężkiego sprzętu. Przystąpienie do robót związanych z pogłębieniem wykopów i ścinaniem kolumn do wymaganego poziomu należy uzgodnić z inżynierem budowy odpowiedzialnym za wykonanie kolumn.
2. Kolumny należy ostrożnie ścinać koparką wyposażoną w łyżkę o gładkiej krawędzi (niedopuszczalne jest stosowanie zębów, ścinanie spychaczem i przepychanie kolumn) lub rozkuwać w przypadku stwardniałego cementogruntu. Nie wolno również nadmiernie przegłębiać jednostronnie wykopu wokół kolumny ze względu na możliwość jej przełamania lub pęknięcia. Ewentualne ubytki i nierówności powierzchni głowicy kolumny należy wyrównać betonem podkładowym C10/15.
3. Grunt dookoła zewnętrznych kolumn Jet Grouting należy wyrównać i powierzchniowo dogęścić lekkim wibratorem płytowym, bez kontroli stopnia zagęszczenia. W przypadku kiedy odstępów wewnętrzne pomiędzy kolumnami na to pozwalają, należy również w podobny sposób wyrównać i powierzchniowo dogęścić grunt między kolumnami, bez kontroli stopnia zagęszczenia. Następnie głowice kolumn należy oczyścić ze wszystkich luźnych odłamków

cementogruntu i betonu oraz piasku. Na tak przygotowanych kolumnach i dogęszczonym podłożu można wykonać projektowaną warstwę betonu podkładowego.

3.5.8. Wymagane warunki kontroli wykonawstwa

W zakresie badań kontrolnych kolumn Jet Grouting przewidziano:

1. Technologia Jet Grouting powinna być wykonywana z automatycznym kontrolowaniem na bieżąco istotnych parametrów produkcyjnych. Wykonanie każdej kolumny musi być wykazane w zestawieniu zbiorczym, które obejmuje: numer kolumny, datę wykonania, długość kolumny poniżej poziomu roboczego i ilość zużytego zaczynu.
2. Badanie wytrzymałości cementogruntu na podstawie próbek pobieranych z materiału świeżo wykonanej i losowo wybranej kolumny. Do badań wytrzymałości należy pobrać próbki sześciennie (15x15x15 cm) świeżego cementogruntu po wykonaniu kolumny Jet Grouting. Ilość pobieranych próbek określa Specyfikacja Techniczna. Próby na ścisnienie należy wykonać w uprawnionym laboratorium badawczym, po upływie 28 dni od pobrania próbek.

Dla cementogruntu proces wiązania jest dużo wolniejszy niż dla betonu. Po 28 dniach dojrzewania cementogruntu osiąga co najmniej 70% wytrzymałości docelowej po 56 dniach. Tym samym próbki cementogruntu badane po 28 dniach dojrzewania powinny uzyskać wytrzymałość:

$$R_b^G (28 \text{ dni}) = 0,7 * 3,0 = 2,1 \text{ MPa.}$$

3. Po wykonaniu wykopu pod podstawę podpory należy skontrolować liczbę i położenie kolumn. Ze względu na to, że kolumny są elementami przestrzennego wzmocnienia podłoża pod fundamentem nie wymaga się sporządzenia powykonawczej inwentaryzacji geodezyjnej kolumn. W środkowej części fundamentów tolerancja umiejscowienia kolumn wynosi ± 20 cm, przy krawędziach ± 10 cm. Dopuszcza się nie spełnienie tolerancji ± 10 cm przez 10% kolumn położonych wzdłuż krawędzi fundamentów. W przypadku występowania większych odchyłek należy powiadomić projektanta wzmocnienia w celu podjęcia odpowiednich decyzji.

3.6. Charakterystyka przeszkody

Obiekt jest zlokalizowany w ciągu drogi krajowej nr DK35 klasy G ponad przeszkodami, które stanowią linia kolejowa dwutorowa nr 274, łącznica LR1, oraz ścieżka pieszo-rowerowa.

3.7. Zabezpieczenie przed wpływami eksploatacji górniczej

Obiekt nie podlega wpływom od eksploatacji górniczej. Występujące pustki będące pozostałościami po eksploatacji pokładów węgla zostaną zabezpieczone zgodnie z zaleceniami zawartymi w Programie Naprawy Podłoża będącego załącznikiem do Projektu Budowlanego.

3.8. Zakładana technologia budowy

Podpory oraz ustrój nośny obiektu zostaną wykonane w technologii monolitycznej na miejscu budowy, z wykorzystaniem deskowań systemowych.

4. SPOSÓB ZAPEWNIENIA WARUNKÓW DO PORUSZANIA SIĘ OSÓB NA WÓZKACH INWALIDZKICH.

Nie dotyczy projektowanego obiektu.

5. DANE TECHNOLOGICZNE

Nie dotyczy projektowanego obiektu.

6. ROZWIĄZANIA BUDOWLANO-TECHNOLOGICZNE

Nie dotyczy projektowanego obiektu.

7. ROZWIĄZANIA ZASADNICZYCH ELEMENTÓW WYPOSAŻENIA**7.1. Izolacje**

Górną powierzchnię ustroju nośnego zabezpiecza się jednowarstwową izolacją z papy zgrzewalnej grubości min 5mm. Pod kapami i krawężnikami (oraz do 10 cm poza krawędzią krawężnika od strony jezdni) należy ułożyć dodatkową warstwę izolacji. Stykające się z gruntem powierzchnie fundamentów, trzonów i skrzydeł oraz płyt przejściowych zaizolowane zostaną materiałem powłokowym z roztworu asfaltowego do stosowania na zimno (3-krotne zabezpieczenie R+2P). Wewnętrzną powierzchnię ścian czołowych i bocznych przyczółków należy oprócz izolacji powłokowej zabezpieczyć geokompozytem drenażowym.

7.2. Nawierzchnia na obiekcie

Konstrukcja nawierzchni jezdni na obiekcie jest następująca:

4 cm – warstwa ścieralna z SMA;

4 cm – warstwa wiążąca z asfaltu twardolanego.

Na kapach zaprojektowano nawierzchnię epoksydowo - poliuretanową o grubości minimum 4 mm wraz z posypką kwarcową.

7.3. Kapy i krawężniki

Zaprojektowano kapy wylewane na mokro, z monolitycznymi gzymsami. Grubość kap wynosi 0,24 m. Od strony jezdni kapy ograniczone są krawężnikami kamiennymi o przekroju 18x20 cm, zakotwionymi w betonie kap, wyniesionymi ponad poziom nawierzchni na wysokość 14 cm. Podlewki pod krawężnikami zaprojektowano z zaprawy niskoskurczowej, przy czym co 1,0-1,5 m należy w podlewce przeprowadzić dren łączący się z drenażem podłużnym znajdującym się w linii odwodnienia. Na odcinkach dojazdów zastosowano drogowe krawężniki kamienne 20x30 cm na ławie betonowej B15 (C12/15) z oporem. Zakotwienie kap stanowią zabetonowane we wspornikach podchodnikowych

kotwy stalowe. Przed betonowaniem kap należy zmontować typowe kotwy ekranów i barier ochronnych. (rys **WY.06; WY.08.01-03**)

Kapy zbrojone będą przeciwskurczowo i betonowane odcinkami po 4,0 m w celu zapobieżenia powstawaniu rys skurczowych. Betonowanie należy wykonać dwuetapowo, na przemian co drugie pole. Przewidziano jednodniową przerwę w betonowaniu pomiędzy poszczególnymi etapami.(WY.03)

7.4. Łożyska

W każdej osi podparcia znajdują się cztery łożyska. Na filarze D znajdują się łożyska nieprzesuwne (stałe) oraz łożyska jednokierunkowo przesuwne z możliwością przesuwu w kierunku równoległym do osi filara. Na pozostałych podporach zaprojektowano łożyska jednokierunkowo przesuwne (prowadzące) oraz wielokierunkowo przesuwne. Należy zastosować łożyska garnkowe. Zakładana wysokość łożysk wraz z blokiem podłożyskowym wynosi 200 mm.

W celu wymiany łożysk konieczne będzie zastosowanie siłowników hydraulicznych umieszczonych pod poprzecznicą, na kłatkach rusztowaniowych ustawionych między słupami filara.

Schemat łożyskowania przedstawiono na rysunku **WY.01**.

7.5. Dylatacje

Na połączeniu ustroju nośnego ze ścianką zapleczną przyczółka zastosowano szczelne dylatacje stalowe z wkładkami elastomerowymi (modułowe) o dopuszczalnym przemieszczeniu ± 80 mm. . Schemat dylatacji przedstawiono na rysunku **WY.07**.

Szczeliny dylatacyjne na przyczółkach (między trzonami i ścianami bocznymi) należy zabezpieczyć taśmą dylatacyjną PVC i wypełnić masą trwale plastyczną.

7.6. Odwodnienie

Do odprowadzenia wód deszczowych z projektowanego obiektu zastosowano na obiekcie żeliwne wpusty odwadniające, z których woda odprowadzona będzie do kolektora $\varnothing 200$ wykonanego z żywicy poliestrowych lub polipropylenu. Woda z kolektora zostanie odprowadzona za przyczółek do systemu odwodnienia drogi.

Wzdłuż osi odwodnienia oraz wzdłuż dylatacji wykonany zostanie drenaż podłużny z geowłókniny, otoczony gzysem bazaltowym 4/8 sklejonym żywicą epoksydową. Grubość drenażu odpowiadać będzie grubości warstwy wiążącej z asfaltu twardolanego. Odprowadzenie wody z drenażu przewiduje się za pośrednictwem sączków $\varnothing 50$ i wpustów mostowych podłączonych do kolektora.

Schemat odwodnienia przedstawia rysunek **WY.04**. Szczegółowe rysunki robocze instalacji sporządza Wykonawca

7.7. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu

Na krawędziach jezdni zastosowano bariery o parametrach zgodnych z PN-1317, tzn. poziomie powstrzymywania H2 i szerokości pracującej W2. Na wewnętrznych krawędziach obiektów (od strony pasa rozdziału) zastosowano bariery H2 W1.

Za obiektem zostaną zastosowane bariery ochronne zgodnie z projektem branży drogowej.

7.8. Ekrany przeciwhałasowe

Na krawędziach obiektu zaprojektowano przezroczyste ekrany przeciwhałasowe (akustyczne) o wys. $h=4,0\text{m}$ i rozstawie słupków co $2,0\text{m}$.

7.9. Zasyпки

Grunt zasyпки powinien być przepuszczalny, niewysadzinowy, możliwie jednorodny. Zasypkę przyczółków należy wykonać z pospółki (lub piasku). Zasyпка powinna być układana równomiernie warstwami o grubości ok. 30 cm , bardzo starannie zagęszczanymi. Wskaźnik zgęszczenia zasyпки powinien wynosić nie mniej niż: $1,00$ - dla zasyпки przyczółka i wykopów fundamentów podpór (gdy w pobliżu występuje obciążenie ruchem pojazdów) lub $0,98$ - dla stożków nasypowych i wykopów fundamentów podpór (gdy w pobliżu nie ma obciążenia ruchem pojazdów). Zasypkę skrzydeł przyczółków należy prowadzić równomiernie z obu stron.

Zasypkę przyczółków odwodniono za pomocą geokompozytu drenażowego ułożonego na trzonie przyczółka i na skrzydłach. Za trzonami przyczółków należy zastosować drenaż zasyпки. Odprowadzenie wody należy wykonać za pomocą rury drenarskiej $\varnothing 110$ w obsypce żwirowej poza obręb przyczółka. Zasypkę fundamentów należy wykonać z gruntu nieprzepuszczalnego, z ukształtowaniem spadku o wartości 5% w kierunku drenu. Dren należy wyprowadzić poza stożki nasypowe przyczółków.

7.10. Płyty przejściowe

W celu zabezpieczenia przed powstawaniem nierówności pomiędzy obiektem i nasypem na skutek osiadania zasyпки projektuje się płyty przejściowe monolityczne o wymiarach $4,00 \times 0,35\text{ m}$ przy przyczółkach A i A1 oraz $6,00 \times 0,35\text{ m}$ przy przyczółkach F i F1. Płyty zamocowane będą do konstrukcji przyczółka za pomocą prętów $\varnothing 32$ i spoczywać będą na zagęszczonej zasypce za przyczółkiem. Za płytami projektuje się drenaż w postaci drenu podłużnego z PCV $\varnothing 80$ obsypanego kruszywem owiniętym geowłókniną filtracyjną. Podłoże pod drenem należy wykonać z warstwy betonu B15(C12/15) o grubości 30 cm , ułożonej w postaci koryta. Wylot drenażu należy wykonać na umocnionym stożku nasypowym.

Konstrukcję płyt przejściowych przedstawiono na rysunku **WY.02**.

7.11. Schody skarpowe dla obsługi

Projekt przewiduje wykonanie betonowych, prefabrykowanych schodów skarpowych dla obsługi o szerokości 0,80 m na stożkach nasypowych (rys. **WY.06**). Przy schodach, po prawej stronie schodzącego, należy wykonać poręczę o wysokości 1,10 m.

7.12. Umocnienie skarp

Zaprojektowano umocnienie skarp przyczółków z kratki betonowej z wypełnieniem humusem i obsianiem trawą. U podstawy skarpy zostanie wykonana ława oporowa pod umocnienie o wymiarach 0,40 m x 0,60 m z betonu klasy B35 (C30/37). Zakres umocnień stożków sięga końca wyokrąglenia stożka nasypowego.

7.13. Ochrona antykorozyjna

Gzysy, zewnętrzne powierzchnie betonowe należy zabezpieczyć stosując farby ochronne do betonu dla środowiska średnioagresywnego. Odpowiednie powierzchnie konstrukcji zostaną zabezpieczone następującymi materiałami:

- przyczółek oraz słupy filarów w obrębie chodników – powłoki antygraffiti ze zdolnością pokrywania rys.

Elementy barier ochronnych powinny być wykonane ze stali ocynkowanej. Balustrady należy zabezpieczyć antykorozyjnie przez metalizację i powłoki malarskie.

7.14. Urządzenia obce

Na obiekcie przewiduje się przeprowadzenie kabli zasilających latarnie. Kable zostaną umieszczone w rurach osłonowych Ø110 prowadzonych w kapach zewnętrznych.

7.15. Oświetlenie obiektu

Na obiekcie przewiduje się zlokalizowanie latarni oświetleniowych zgodnie z projektem branżowym oświetlenia. Latarnie będą mocowane do wsporników wykonstruowanych w gzysach, za ekranem akustycznym.

7.16. Kolorystyka obiektu

Zaproponowano następującą kolorystykę obiektu:

- bariery ochronne:	naturalny kolor stali ocynkowanej;
- odsłonięte powierzchnie betonowe:	RAL 9002 (szary);
- balustrady i gzysy:	RAL 6029 (zielony);
- nawierzchnia na kapach:	kolor szary;
- słupki ekranów przeciwhałasowych	kolor zielony;
- kolektory odwodnieniowe:	RAL 9002 (szary);

7.17. Znaki pomiarowe

Na obiekcie przewidziano zamontowanie znaków pomiarowych w następujących miejscach:

- na ustroju nośnym nad podporami po obu stronach;
- na ustroju nośnym w środku rozpiętości przęseł po obu stronach;
- na ścianach bocznych przyczółków;
- na każdym trzonie podpory pośredniej.

Wysokość umieszczenia znaków na podporach powinna wynosić około 50 cm nad terenem. W rejonie obiektu należy zlokalizować również jeden stały znak wysokościowy, wykonany z trwałego materiału i posadowiony na gruncie rodzimym poniżej poziomu przemarzania. Znaki pomiarowe należy dowiązać do stałego znaku wysokościowego, z kolei stały znak wysokościowy powinien być dowiązany do niwelacji państwowej.

Szkic rozmieszczenia znaków pomiarowych przedstawiono na rysunku **WY.09**.

8. URZĄDZENIA INSTALACJI TECHNICZNYCH

Nie dotyczy projektowanego obiektu.

9. CHARAKTERYSTYKA ENERGETYCZNA OBIEKTU

Nie dotyczy projektowanego obiektu.

10. WPŁYW OBIEKTU NA ŚRODOWISKO

Wpływ obiektu na środowisko został przedstawiony w decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach przedsięwzięcia, której kopia znajduje się w Projekcie Zagospodarowania Terenu.

11. OCHRONA PRZECIWPOŻAROWA

Nie dotyczy projektowanego obiektu.