

# PROJEKT WYKONAWCZY

remontu mostu nad Jeziorkiem Czerniakowskim  
w ciągu ul. Statkowskiego - Gołkowska w WARSZAWIE

Nr dokument.: **SKM 001-B**  
Nr umowy: **Umowa nr DZP/66/PN/55/10 z dnia 24.09.2010r.**  
Inwestor **Zarząd Dróg Miejskich**  
i Zamawiający: **00-801 Warszawa, ul. Chmielna 120**  
Obiekt: **Most drogowy**  
Lokalizacja: **Województwo: mazowieckie, Powiat: m. Warszawa, Gmina: Warszawa,  
Obręb: 0512,  
Działki ewidencyjne: 5/2,35,43**  
Branża: **MOSTOWA**

## ZESPÓŁ PROJEKTOWY

Opracowali:	Imię i nazwisko	Nr i zakres uprawnień	Podpis
Projektant (główny projektant) (branża mostowa)	mgr inż. Edmund Budka	305/98/UW specj. konstr.-bud. bez ograniczeń	
Sprawdzający (branża mostowa)	mgr inż. Adam Stempniewicz	97/DOŚ/07 do projektowania bez ograniczeń w specj. mostowej	
Asystent (branża mostowa)	mgr inż. Przemysław Dębski	_____	

# Oświadczenie

Oświadczam się, że opracowanie projektowe:

***„Projekt wykonawczy remontu mostu nad Jeziorkiem Czerniakowskim  
w ciągu ul. Statkowskiego - Gołkowska w Warszawie.”***

jest zgodne z obowiązującymi przepisami techniczno-budowlanymi, normami, wytycznymi i zasadami wiedzy technicznej,

oraz, że jest kompletne i zostało wykonane w zakresie niezbędnym do realizacji celu, któremu ma służyć, zgodnie z umową nr DZP/66/PN/55/10 z dnia 24.09.2010 r.

Projektant:

Sprawdzający:

.....  
mgr inż. Edmund Budka

.....  
mgr inż. Adam Stempniewicz

**Wrocław, 30 listopada 2010 r.**

***Dopuszcza się stosowanie innych materiałów niż podane przykładowo w niniejszym projekcie, o podobnych parametrach technicznych, spośród materiałów dopuszczonych do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie mostowym i drogowym zgodnie z art. 10, ust. 2 ustawy „Prawo budowlane” (Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r., tekst jednolity: Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późniejszymi zmianami) pod warunkiem uzgodnienia z projektantem i inspektorem nadzoru.***

## SPIS TREŚCI

<b>1</b>	<b>PRZEDMIOT I ZAKRES INWESTYCJI .....</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>PODSTAWY OPRACOWANIA.....</b>	<b>10</b>
2.1	PODSTAWY FORMALNE .....	10
2.2	PODSTAWY TECHNICZNE.....	10
<b>3</b>	<b>ISTNIEJĄCY STAN ZAGOSPODAROWANIA .....</b>	<b>12</b>
3.1	ISTNIEJĄCE ZAGOSPODAROWANIE TERENU .....	12
3.2	UKSZTAŁTOWANIE WYSOKOŚCIOWE TERENU .....	13
3.3	OBIEKTY I URZĄDZENIA STAŁE .....	13
3.4	SIECI UZBROJENIA TERENU WYSTĘPUJĄCE W REJONIE OBIEKTU.....	13
<b>4</b>	<b>PROJEKTOWANE ZAGOSPODAROWANIE TERENU .....</b>	<b>14</b>
4.1	POWIERZCHNIA TERENU.....	14
4.2	UKŁAD KOMUNIKACYJNY .....	14
4.3	ODWODNIENIE I ODPROWADZENIE WÓD DESZCZOWYCH.....	14
4.4	KOLIZJE I ICH ROZWIĄZANIE .....	14
4.5	PROJEKTOWANA ZIELEŃ .....	14
<b>5</b>	<b>ZESTAWIENIE POWIERZCHNI.....</b>	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>OCHRONA KONSERWATORSKA.....</b>	<b>15</b>
<b>7</b>	<b>WPLYW EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ.....</b>	<b>15</b>
<b>8</b>	<b>ZAGROŻENIA ODDZIAŁYWANIA NA ŚRODOWISKO.....</b>	<b>15</b>
8.1	EMISJA HAŁASU .....	15
8.2	ZANIECZYSZCZENIE POWIETRZA .....	15
8.3	WODY POWIERZCHNIOWE I PODZIEMNE .....	16
8.4	POWIERZCHNIA TERENU.....	16
8.5	ŚWIAT ROŚLINNY .....	16
8.6	INFRASTRUKTURA TECHNICZNA.....	16
8.7	GOSPODARKA ODPADAMI .....	16
8.8	ZABYTKI KULTURY MATERIALNEJ .....	17
8.9	ŻYCIE I ZDROWIE LUDZI .....	17
<b>9</b>	<b>INFORMACJA DOTYCZĄCA PLANU BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA .....</b>	<b>18</b>
9.1	ZAKRES ROBÓT .....	18
9.2	WYKAZ ISTNIEJĄCYCH OBIEKTÓW BUDOWLANYCH .....	18
9.3	ELEMENTY ZAGOSPODAROWANIA TERENU, KTÓRE MOGĄ STWARZAĆ ZAGROŻENIE BEZPIECZEŃSTWA I ZDROWIA LUDZI .....	18
9.4	PRZEWIDYWANE ZAGROŻENIA PODCZAS ROBÓT .....	19
9.5	SPOSÓB PROWADZENIA INSTRUKTAŻU PRACOWNIKÓW .....	19
9.6	TECHNICZNE I ORGANIZACYJNE ŚRODKI ZARADCZE.....	19
<b>10</b>	<b>OPIS TECHNICZNY .....</b>	<b>21</b>
10.1	STAN ISTNIEJĄCY OBIEKTU .....	21
10.1.1	Opis konstrukcji wiaduktu .....	21
10.2	STAN PROJEKTOWANY .....	46
10.2.1	Założenia wstępne .....	46
10.2.2	Opis rozwiązań mostowych .....	46
10.2.2.1	Przęsło .....	46
10.2.2.2	Podpory .....	48
10.2.2.3	Łożyska .....	48
10.2.2.4	Hydroizolacja i odwodnienie .....	48
10.2.2.5	Nawierzchnia na obiekcie.....	49
10.2.2.6	Elementy wyposażenia obiektu .....	49
10.2.2.7	Stožki nasypowe.....	50
10.2.2.8	Schody skarpowe .....	50
10.2.2.9	Istniejące sieci i urządzenia.....	50
10.2.3	Opis rozwiązań drogowych .....	50
10.2.3.1	Rozwiązanie w planie .....	50
10.2.3.2	Profil podłużny .....	51
10.2.3.3	Przekrój poprzeczny.....	51
10.2.3.4	Konstrukcja nawierzchni .....	51
10.3	TECHNOLOGIA REMONTU MOSTU .....	52

10.3.1	Zakres i proponowana kolejność robót .....	52
10.4	ORGANIZACJA RUCHU KOŁOWEGO W REJONIE INWESTYCJI NA CZAS ROBÓT.....	56
10.5	ORGANIZACJA RUCHU KOŁOWEGO PO ZAKOŃCZENIU PRAC BUDOWLANYCH .....	56
<b>11</b>	<b>OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE – WYCIĄG.....</b>	<b>57</b>
11.1	WSTĘP .....	57
11.2	OBCIĄŻENIA .....	57
11.3	MODELE OBLICZENIOWY MES .....	60
11.3.1	Opis modelu.....	60
11.4	MODEL OBCIĄŻEŃ .....	61
11.5	ANALIZA DŹWIGARÓW GŁÓWNYCH .....	63
11.5.1	Dźwigar skrajny – momenty zginające .....	63
11.5.2	Dźwigar przedskrajny – momenty zginające .....	65
11.5.3	Szerokość współpracująca płyty.....	67
11.5.4	Istniejące zbrojenie dźwigarów .....	68
11.5.5	Wymiarowanie na zginanie dźwigarów głównych - SGN.....	68
11.5.6	Wymiarowanie na zginanie dźwigarów głównych – SGU .....	72
11.5.7	Siły tnące .....	75
11.5.8	Wymiarowanie na ścinanie.....	77
11.5.9	Skręcanie dźwigarów.....	77
11.5.10	Wymiarowanie zespolenia .....	78
11.6	POPZECZNICE PRZESŁOWE .....	78
11.6.1	Zestawienie obciążeń : .....	78
11.6.2	Zginanie.....	79
11.7	PŁYTA POMOSTOWA: .....	81
11.7.1	Zestawienie obciążeń : .....	81
11.7.2	Zginanie.....	82
11.7.3	Ścinanie .....	84
11.8	WSPORNIK PODCHODNIKOWY : .....	84
11.8.1	Zestawienie obciążeń : .....	84
11.8.2	Obciążenia ruchome : .....	84
11.8.3	Siły wewnętrzne : .....	85
11.9	PREFABRYKOWANE PRZEKRYCIA WŁAZÓW REWIZYJNYCH : .....	85
11.9.1	Zginanie.....	86
11.9.2	Ścinanie betonu .....	86
11.9.3	Ścinanie żebra stalowego w miejscu oparcia prefabrykatów na płycie.....	87
11.9.4	Haki transportowe.....	87
11.10	PREFABRYKOWANE KAPY NAD WŁAZEM REWIZYJNYM: .....	88
11.10.1	Zginanie na kierunku poprzecznym .....	88
11.10.2	Zginanie na kierunku podłużnym podczas podnoszenia .....	88
11.10.3	Ścinanie .....	88
11.10.4	Przebiecie.....	89
11.10.5	Haki transportowe.....	89
11.11	PODSUMOWANIE ANALIZY STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ .....	90



## WYKAZ RYSUNKÓW

(w oddzielnej teczce)

Nr	Tytuł rysunku	Stan	Skala
Rys.01.	Projekt zagospodarowania terenu	istn. + proj.	1:500
Rys.02.	Profil podłużny	projektowany	1:50/500
Rys.03.	Przekrój normalny na dojazdach do mostu	projektowany	1:25
Rys.04.	Widok z góry i rzut rusztu	istniejący	1:100
Rys.05.	Widok z boku i przekrój podłużny	istniejący	1:100
Rys.06.	Przekrój poprzeczny	istniejący	1:20
Rys.07.	Lokalizacja uszkodzeń	istniejący	1:50, 1:100
Rys.08.	Lokalizacja uszkodzeń i zakres prac remontowych	istn.+ proj.	1:50, 1:100
Rys.09.	Widok z góry	projektowany	1:100
Rys.10.	Widok z boku	projektowany	1:100
Rys.11.	Przekrój poprzeczny	projektowany	1:10, 1:50
Rys.12.	Przekrój podłużny	projektowany	1:100
Rys.13.	Wzmocnienie istniejącej konstrukcji	projektowany	1:20, 1:50
Rys.14.	Zbrojenie płyty pomostowej	projektowany	1:25, 1:50, 1:500
Rys.15.	Konstrukcja obramowań otworów rewizyjnych w płycie pomostowej	projektowany	1:10, 1:20, 1:50; 1:100
Rys.16.	Konstrukcja przekryć otworów rewizyjnych	projektowany	1:50
Rys.17.	Zbrojenie przekryć otworów rewizyjnych	projektowany	1:20
Rys.18.	Konstrukcja elementów prefabrykowanych kapy chodnikowej	projektowany	1:50
Rys.19.	Zbrojenie części monolitycznej kapy chodnikowej	projektowany	1:25, 1:100
Rys.20.	Zbrojenie przyczółków	projektowany	1:20, 1:50, 1:500
Rys.21.	Konstrukcja wózków rewizyjnych	projektowany	1:50
Rys.22.	Konstrukcja umocnień podstawy stożków nasypowych	projektowany	1:10, 1:25, 1:500
Rys.23.	Konstrukcja balustrady na chodnikach służbowych	projektowany	1:10, 1:25, 1:500
Rys.24.	Konstrukcja balustrady na moście	projektowany	1:25, 1:100

## ZAŁĄCZNIKI

### DOKUMENTY FORMALNO-PRAWNE I UZGODNIENIA

1. Informacja z ewidencji gruntów – Urząd Miasta Stołecznego Warszawy. - 3 str.
2. Wyrys z ewidencji gruntów – Urząd Miasta Stołecznego Warszawy. - 1 str.
3. Mapa do celów projektowych skala 1:500 – Urząd Miasta Stołecznego Warszawy. - 1 str.
4. Pismo nr DUU/CW/U/2010/269/PR z dnia 01.10.2010r. - NETIA – uzgodnienie. - 1 str.
5. Pismo nr ZDM/ZTMS/KCh/0717/937/2/10 z dnia 04.10.2010r. – Zarząd Dróg Miejskich w Warszawie, Wydział Miejskiego Systemu Informacji. - 2 str.
6. Pismo nr DI/IP/MH/2433/10 z dnia 06.10.2010r. – PGE Dystrybucja S.A. Oddział Warszawa. - 1 str.
7. Pismo nr DT/TE/14418/2010 z dnia 02.11.2010r. - PGE Dystrybucja S.A. Oddział Warszawa. - 1 str.
8. Pismo nr WTMD/863/2010 z dnia 12.10.2010r. – Mazowiecka Spółka Gazownictwa sp. z o. o. Oddział Zakład Gazowniczy Warszawa. - 2 str.
9. Pismo nr TOTTCSAU/AK.211-2831-WT/W/2180/10 z dnia 25.10.2010r. – TP S.A. - 1 str.
10. Pismo nr ZDM-ZTSO-O-ZCI-7044-1340-2-10 z dnia 26.11.2010r. – Zarząd Dróg Miejskich w Warszawie, Wydział Oświetlenia i Sygnalizacji – wytyczne. - 8 str.
11. Pismo nr TW-TK-660-840/277947/7410/2010r. z dnia 03.12.2010r. – Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Mieście Stołecznym Warszawie, Spółka Akcyjna – wytyczne. - 1 str.
12. Pismo nr NDP\WK\09373\2010-ND-PW\WK\00004\2010 – RWE STOEN - 5 str.
13. Techniczne warunki usunięcia kolizji nr NDP\WK\09373\2010\kolizja – RWE STOEN - 5 str.

### KARTY KATALOGOWE

- |                     |   |         |
|---------------------|---|---------|
| 1. Karta katalogowa | Mocowanie kap chodnikowych CHO4   | GDDKiA, |
| 2. Karta katalogowa | Osadzenie krawężnika na płycie pomostu CHO5.1   | GDDKiA, |
| 3. Karta katalogowa | Osadzenie w pomoście betonowym wpustu mostowego o przekroju przepływu kratki ściekowej nie mniejszym niż 500 cm <sup>2</sup> ODW6 | GDDKiA, |
| 4. Karta katalogowa | Osadzenie w pomoście betonowym sączka pionowego Z tworzywa sztucznego ODW11   | GDDKiA. |

## 1 PRZEDMIOT I ZAKRES INWESTYCJI

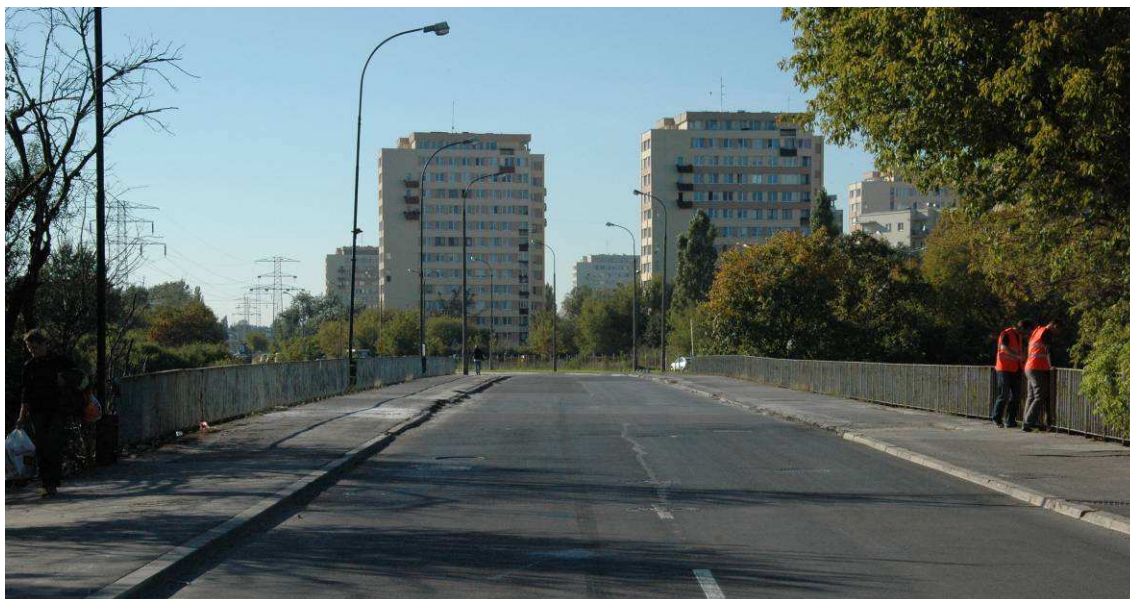
*Przedmiotem* planowanej inwestycji jest remont istniejącego mostu nad Jeziorkiem Czerniakowskim w ciągu ul. Statkowskiego - Gołkowska w Warszawie. Przedmiotowa inwestycja jest ściśle powiązana z wymianą rur sieci ciepłowniczych Stołecznego Przedsiębiorstwa Energetyki Ciepłej w Warszawie, bezpośrednio podwieszonych do konstrukcji wiaduktu. Widok i lokalizację obiektu na mapie pokazano na rys. 1.1, 1.2, 1.3.



Rys.1.1. Plan miasta z zaznaczoną lokalizacją obszaru inwestycji



Rys.1.2. Widok od strony północno – zachodniej



Rys.1.3. Dojazd od strony ul. Statkowskiego

***Efektem realizacji*** będzie przywrócenie nośności istniejącego obiektu oraz zwiększenie jego trwałości, przez co zostanie usprawniona komunikacja i poprawione bezpieczeństwo użytkowników zarówno kołowych jak i pieszych w rejonie przedmiotowej inwestycji.

***Celem*** opracowania jest wykonanie dokumentacji projektowej w stadium projektu wykonawczego niezbędnej do zgłoszenia o zamiarze wykonywania robót budowlanych remontu istniejącego mostu.

***Zakres*** niniejszego opracowania **SKM 001-B** obejmuje:

- remont istniejących dźwigarów i poprzecznic,
- naprawa istniejących łożysk,
- wymianę istniejącej płyty pomostowej na żelbetową, zespoloną z istniejącymi dźwigarami,
- wykonanie przekryć komór rewizyjnych sieci ciepłowniczej w nowoprojektowanej płycie pomostowej w części środkowej mostu i przy przyczółkach,
- wykonanie stalowych, ruchomych wózków rewizyjnych pod każdym z przęseł mostu,
- remont istniejących podpór,
- wymianę nawierzchni na jezdni i chodnikach,
- odtworzenie istniejącego systemu odwodnienia,
- zabezpieczenia sieci i urządzeń obcych na obiekcie,
- wykonanie nowych balustrad stalowych,
- wykonanie zabezpieczenia podstawy skarpy w postaci murków oporowych,
- wykonanie reprofilacji skarp wraz z umocnieniem stożków nasypowych otoczakami,
- wykonanie schodów skarpowych z elementów prefabrykowanych.

Dokumentacja projektowa nr SKM 001 wykonana w ramach całego zadania projektowego składa się z poniższych opracowań:

- |  |           |
|--|-----------|
| 1. SKM 001-A „Ekspertyza techniczna ...”             | – 4 egz., |
| 2. SKM 001-B „Projekt Wykonawczy remontu...”         | – 4 egz., |
| 3. SKM 001-C „Projekt Czasowej Organizacji Ruchu...” | – 4 egz., |
| 4. SKM 001-D „Szczegółowe specyfikacje techniczne.”  | – 5 egz., |
| 5. SKM 001-E „Przedmiar robót (w układzie KNNR).”    | – 2 egz., |
| 6. SKM 001-F „Formularz cenowy.”                     | – 5 egz.  |



## 2 PODSTAWY OPRACOWANIA

### 2.1 PODSTAWY FORMALNE

- Umowa nr DZP/66/PN/55/10 z dnia 24.09.2010r. zawarta pomiędzy Zamawiającym: Zarządem Dróg Miejskich w Warszawie i Wykonawcą: PROMOST WROCŁAW Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością Sp. k. z Wrocławia,
- Specyfikacja techniczna wykonania i odbioru prac na: Opracowanie dokumentacji projektowej na wykonanie remontu mostu nad Jeziorkiem Czerniakowskim w ciągu ul. Statkowskiego - Gołkowska w Warszawie.

### 2.2 PODSTAWY TECHNICZNE

- Mapa sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych.
  - Pomiary inwentaryzacyjne i dokumentacja fotograficzna wykonane we wrześniu i październiku 2010r.
  - Dokumentacja archiwalna nt. przedmiotowego obiektu:
- [1] Projekt techniczny mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie z 1962r., opracowany przez WBSiPTDiL Warszawa – mgr inż. J. Kołodziejczyk. (Opis techniczny, obliczenia statyczne, dodatkowe obliczenia statyczne, uzgodnienia.)
  - [2] Projekt próbnego obciążenia mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie z 1965r., opracowany przez WBSiPTDiL Warszawa – mgr inż. J. Kołodziejczyk.
  - [3] Dzienniki budowy – kopia, budowy mostu nad Jeziorem Czerniakowskim w Warszawie, lata 1963 - 1965.
  - [4] Próbné obciążenie i badanie odkształceń mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie – część I z 1966r., opracowane przez Katedrę Mechaniki Budowli i Konstrukcji budowlanych, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego.
  - [5] Kontrolne obciążenie i badania przemieszczeń filara wschodniego mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie – część II z 1966r., opracowane przez Katedrę Mechaniki Budowli i Konstrukcji budowlanych, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego.
  - [6] Opinia w sprawie nośności pali pod filarem wschodnim mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie z 1966r., opracowana przez Politechnikę Warszawską, Wydział Inżynierii Sanitarnej i Wodnej, Katedra Geotechniki – prof. inż. Zenon Wiłun.
  - [7] Koncepcja doraźnego zabezpieczenia filara wschodniego mostu przez Jezioro Czerniakowskie i wytyczne oraz nadzór nad robotami zabezpieczającymi z 1966r., opracowana przez Katedrę Mechaniki Budowli i Konstrukcji budowlanych, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego..
  - [8] Protokół komisji próbnego obciążenia filara wschodniego mostu przez Jezioro Czerniakowskie w Warszawie z 1969r.
  - [9] Dokumentacja wykonawcza próbnego obciążenia filara wschodniego mostu przez Jezioro Czerniakowskie z 1969r. – mgr inż. W. Szarek.
  - [10] Dziennik nadzoru autorskiego budowy mostu nad Jeziorem Czerniakowskim w Warszawie, lata 1963 – 1964.
  - [11] Dokumentacja rysunkowa przedmiotowego obiektu.

Obowiązujące przepisy, normy oraz literatura techniczna:

- [1] Rozporządzenie Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 28 marca 1972 r. W sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót rozbiórkowych i budowlano-montażowych (Dz. U. nr 13 z dnia 10 kwietnia 1972 r.)
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 02.03.1999 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 43, poz. 430 z 1999 r.
- [3] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 63, poz. 735 z 2000 r.
- [4] Rozporządzenie Ministrów Komunikacji oraz Administracji Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 10.02.1977 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót drogowych i mostowych. Dz. U. Nr 7, poz. 30 z 1977 r.
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego. Dz. U. Nr 202, poz. 2072.
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego. Dz. U. Nr 120, poz. 1133.
- [7] Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. „Prawo budowlane”, Dz. U. z 2003r. Nr 207, poz. 2016.
- [8] Nowa Instrukcja KOR 3-A. Ochrona przed korozją. Sigma, 1992
- [9] PN-B-03020:1981 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowane.
- [10] PN-B-02482:1983 Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów na palach.
- [11] PN-B-06250:1988 Beton zwykły
- [12] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia. Wyd. 2, 1988
- [13] PN-S-10040:1977 Żelbetowe i betonowe obiekty mostowe. Wymagania i badania
- [14] PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- [15] „Zalecenia do wykonywania oraz odbioru napraw i ochrony powierzchniowej betonu w konstrukcjach mostowych” załącznik do Zarządzenia Nr 10 Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych z dnia 27 listopada 1998r.
- [16] Katalog detali mostowych. GDDKiA 2004.
- [17] Biliszczyk J., Bień J., Maliszewicz P., Machelski Cz., Mistewicz 7M, Onysyk J., Rabiega J.: Podręcznik inspektora mostowego. Część I i II. Politechnika Wrocławska. Wrocław 1995.
- [18] Mikołajków L.: Urządzenia bezpieczeństwa ruchu na obiektach mostowych. WKŁ, 1988

### 3 ISTNIEJĄCY STAN ZAGOSPODAROWANIA

#### 3.1 ISTNIEJĄCE ZAGOSPODAROWANIE TERENU

Przedmiotowy most położony jest w ciągu ul. Statkowskiego - Gołkowska nad Jeziorkiem Czerniakowskim w Warszawie.

Obiekt wraz z dojazdami, objęty zakresem przebudowy, zlokalizowany jest na terenie oznaczonym w następujący sposób:

- Województwo: mazowieckie, Powiat: m. Warszawa, Gmina: Warszawa,  
Obręb:0512  
Działki ewid.:
  - teren miejski: 5/2,35,43.

Własności terenu opisują załączone mapy ewidencyjne i wypisy z rejestru gruntów. Teren w rejonie istniejącego mostu to obszar rezerwatu przyrody pn. Jeziorko Czerniakowskie. W sąsiedztwie przedmiotowego mostu znajdują się:

- Na terenie miejskim:
  - od strony ul. Statkowskiego: od strony południowej znajdują się pola uprawne, ośrodek jeździecki i przystań wodna. Od strony północnej ogródki działkowe,
  - od strony ul. Gołkowskiej: od strony południowej znajdują domy mieszkalne zabudowy jednorodzinnej. Od strony północnej zlokalizowany jest obiekt sportowy.

Istniejący most to żelbetowa konstrukcja ciągła, wybudowana w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Składa się z trzech przęseł o rozpiętościach: 26,00+33,00+26,00m, łącznie 95,90m. Każde przęsło stanowi konstrukcja żelbetowa, składająca się z pięciu dźwigarów o zmiennej wysokości rozmieszczonych poprzecznie w rozstawie 2,70m połączonych żelbetowymi poprzecznicami. Pomost w postaci żelbetowych, prefabrykowanych płyt opartych na dźwigarach głównych, stanowiących jednocześnie deskowanie dla monolitycznej, żelbetowej płyty nadającej spadki poprzeczne na moście.

Osie podpór krzyżują się z osią mostu pod kątem 90°. Spadek podłużny na obiekcie wynosi około 0,3% od osi mostu w kierunku przyczółków.

W przekroju poprzecznym pomost składa się z jezdni o szerokości 7,00m oraz chodnika dla pieszych o szerokości 3,00m po obu stronach mostu. Całkowita szerokość mostu wynosi 13,36m.

Obiekt wyposażony jest w balustrady stalowe wysokości 1,00m. Za przyczółkami, po obu stronach mostu zlokalizowane są schody skarpowe.

Na obiekcie występują urządzenia obce: sieć ciepłownicza, sieć telekomunikacyjna, sieć energetyczna, sieć wodociągowa. Po południowej stronie zlokalizowane są latarnie uliczne.



### **3.2 UKSZTAŁTOWANIE WYSOKOŚCIOWE TERENU**

Przedmiotowa inwestycja łączy brzegi Jeziorka Czerniakowskiego będącego rezerwatem przyrody. Zlokalizowana jest na terenie płaskim. Brzegi jeziora wznoszą się na wysokość około 4,80m po stronie wschodniej i około 7,50m po stronie zachodniej. Poziom wody w Jeziorku w dniu wykonywania pomiarów geodezyjnych, tj. 12.11.2010r., wynosi 3,96m. Dojazdy do wiaduktu wznoszą się nad poziom jeziora na wysokość około 8,80 m. Poziom odniesienia wysokości - „0” Wisły.

### **3.3 OBIEKTY I URZĄDZENIA STAŁE**

W pobliżu obiektu znajdują się następujące obiekty i urządzenia stałe:

- a) pomost rewizyjny sieci ciepłowniczej podwieszony do mostu przy przyczółku wschodnim,
- b) komora załamań przewodów sieci ciepłowniczej zlokalizowana za przyczółkiem wschodnim,
- c) komory rewizyjne przewodów sieci ciepłowniczej zlokalizowane za przyczółkami po obu stronach mostu.

### **3.4 SIECI UZBROJENIA TERENU WYSTĘPUJĄCE W REJONIE OBIEKTU**

W rejonie obiektu występują następujące sieci uzbrojenia podziemnego i napowietrznego:

- a) dwie nitki sieci ciepłowniczej (4 rury przesyłowe Ø1000mm) podwieszone do konstrukcji mostu na poprzecznicach pomiędzy dźwigarami głównymi,
- b) kabel światłowodowy sterowania siecią ciepłowniczą podwieszony od spodu mostu na poprzecznicach pomiędzy dźwigarami nr 3 i 4, przyjmując numerowanie od strony południowej,
- c) przewody sieci energetycznej niskiego i wysokiego napięcia zlokalizowane w kapach chodnikowych po stronie południowej mostu,
- d) przewody sieci teletechnicznej zlokalizowane w kapach chodnikowych po północnej stronie mostu,
- e) przewody sieci kanalizacyjnej (2 przewody tłoczne Ø300mm) podwieszone na wspornikach stalowych do dźwigara głównego nr 5 po północnej stronie mostu.

## 4 PROJEKTOWANE ZAGOSPODAROWANIE TERENU

### 4.1 POWIERZCHNIA TERENU

W zasadzie nie zmienia się zagospodarowania terenu wokół obiektu. Odtworzone zostaną konstrukcje oporowe podstawy stożków nasypowych w rejonie przyczółków oraz umocnienie stożków w postaci otoczków. Na murku oporowym przy przyczółku wschodnim wykonany zostanie chodnik służbowy zapewniający dojście od strony gruntu do wózka rewizyjnego zlokalizowanego przy przyczółku wschodnim. Wykonane zostaną schody skarpowe z elementów prefabrykowanych.

### 4.2 UKŁAD KOMUNIKACYJNY

W ramach remontu nie zmienia się układu komunikacyjnego na obiekcie.

### 4.3 ODWODNIENIE I ODPROWADZENIE WÓD DESZCZOWYCH

Nie projektuje się zmian w zakresie odwodnienia obiektu. Wody opadowe z powierzchni mostu zbierane będą powierzchniowo, zgodnie ze spadkami na jezdni i chodnikach, do wpustów deszczowych usytuowanych wzdłuż jezdni. Z wpustów wody opadowe zostaną odprowadzone do wód jeziora jak przed remontem.

### 4.4 KOLIZJE I ICH ROZWIĄZANIE

W oparciu o mapę do celów projektowych w rejonie przedmiotowej inwestycji znajdują się sieci uzbrojenia terenu. W ramach remontu mostu nie przewiduje się przebudowy tych sieci. Na czas remontu zostaną zabezpieczone zgodnie z wytycznymi gestorów.

### 4.5 PROJEKTOWANA ZIELEŃ

Realizacja remontu obiektu nie ingeruje w istniejący świat roślinny. W rejonie przyczółków przewiduje się reprofilację i umocnienie stożków nasypowych. Za przyczółkami wyremontowane zostaną schody skarpowe a skarpy zostaną obsiane trawą.

## 5 ZESTAWIENIE POWIERZCHNI

Nr	Rodzaj powierzchni	Ilość	Jm.
1	Jezdnia – nawierzchnia bitumiczna na obiekcie	600,60	m <sup>2</sup>
2	Chodnik – nawierzchnioizolacja z żywicy epoksydowej na obiekcie	504,50	m <sup>2</sup>
3	Jezdnia – nawierzchnia bitumiczna na dojazdach	434,77	m <sup>2</sup>
4	Chodnik – nawierzchnia bitumiczna na dojazdach	376,93	m <sup>2</sup>
5	Chodnik służbowy – nawierzchnioizolacja z żywicy epoksydowej	54,72	m <sup>2</sup>
6	Chodnik służbowy – nawierzchnia tłuczniowa	23,00	m <sup>2</sup>
7	Umocnienie skarp – otoczaki na zaprawie cementowej	152,09	m <sup>2</sup>
8	Humusowanie z obsianiem trawą	347,10	m <sup>2</sup>

## **6 OCHRONA KONSERWATORSKA**

Dla terenu przedmiotowej inwestycji nie uchwalono jeszcze miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego. Obecnie jest on w trakcie realizacji. Na podstawie zebranych informacji na terenie inwestycji nie występują formy ochrony zabytków, zdefiniowane w art. 7 Ustawy z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami (Dz. U. Nr 162 poz. 1568 z późniejszymi zmianami).

## **7 WPŁYW EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ**

Dla terenu przedmiotowej inwestycji nie uchwalono jeszcze miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego. Obecnie jest on w trakcie realizacji. W oparciu o zebrane informacje teren przedmiotowej inwestycji nie znajduje się w obszarze eksploatacji górniczej.

## **8 ZAGROŻENIA ODDZIAŁYWANIA NA ŚRODOWISKO**

Teren przedmiotowej inwestycji zlokalizowany jest na terenie rezerwatu przyrody pn. Jeziorko Czerniakowskie, uchwalonego w rozporządzeniu nr 11 Wojewody Mazowieckiego z 10 marca 2004r., zmieniającego zarządzenie w sprawie uznania za rezerwat przyrody (Dz. Urz. Woj. Maz. Z 2004r. nr 63 poz. 1601). Na potrzeby remontu mostu przewiduje się użycie materiałów nie stanowiących po wbudowaniu zagrożenia dla środowiska i ludzi a wszystkie prace związane z remontem mostu powinny być prowadzone ze szczególną ostrożnością z uwagi na otaczającą przyrodę. Przewiduje się stosowanie podczas robót szczelnych pomostów roboczych i ekranów zabezpieczających przed wprowadzeniem do środowiska jakichkolwiek szkodliwych substancji (np.: gruz budowlany, materiał ścierny pochodzący z oczyszczania konstrukcji, farby itp.).

### **8.1 EMISJA HAŁASU**

W związku z remontem nawierzchni jezdni na obiekcie emisja hałasu od ruchu kołowego w rejonie mostu po zakończeniu budowy ulegnie zmniejszeniu w stosunku do stanu istniejącego. Ruch kołowy odbywać się będzie sprawnie i bez utrudnień. Podczas budowy podstawowe źródła emisji hałasu to maszyny napędzane silnikami spalinowymi, takie jak: koparki, spycharki, ładowarki, itp. Drugie źródło emisji hałasu to dźwięki od pracy drobnego sprzętu budowlanego, np. uderzenia młotków podczas robót ciesielskich, krótkotrwała praca młota pneumatycznego, itp. Roboty budowlane zostaną wykonane w krótkim czasie, przy wykorzystaniu małej ilości sprzętu. Przewiduje się realizację robót w porze dziennej na jedną lub dwie zmiany. Beton dowożony będzie z wytwórni. Hałas będzie krótkotrwały, sporadyczny, podobny do hałasu na typowej budowie.

### **8.2 ZANIECZYSZCZENIE POWIETRZA**

Remont obiektu mostowego wraz z dojazdami wiąże się z powstawaniem zanieczyszczeń powietrza atmosferycznego. W trakcie realizacji emisja zanieczyszczeń ma charakter czasowy i lokalny – zmienia się w zależności od miejsca i fazy budowy, znika wraz z zakończeniem etapu prac remontowych. Podczas prac ma miejsce emisja gazów spalinowych z maszyn drogowych, pyłu podczas prac ziemnych, węglowodorów podczas układania mas bitumicznych, pyłu podczas czyszczenia konstrukcji betonowej. W trakcie oczyszczania konstrukcji przewiduje się szczelne zabezpieczenie stanowisk roboczych matami brezentowymi a gruz i materiał pochodzący z oczyszczania elementów betonowych będą zbierane i utylizowane.

### 8.3 WODY POWIERZCHNIOWE I PODZIEMNE

W czasie remontu mostu przewiduje się stosowanie tylko takich materiałów, które nie powodują zanieczyszczenia wód. Wody opadowe w trakcie remontu odprowadzane będą powierzchniowo. Po zakończeniu robót wody deszczowe odprowadzone będą zgodnie ze spadkami jezdni i chodników do wpustów mostowych wykonanych w ramach odtworzenia istniejącego układu odwodnienia.

### 8.4 POWIERZCHNIA TERENU

Nie przewiduje się znaczącej ingerencji w istniejące zagospodarowanie terenu. Przewiduje się reprofilację i umocnienie stożków nasypowych w rejonie przyczółków oraz odtworzenie umocnień podstawy stożków. Wykonane zostaną schody skarpowe z elementów prefabrykowanych w miejscu istniejących schodów na nasypach drogowych a skarpy zostaną obsiane trawą.

### 8.5 ŚWIAT ROŚLINNY

Realizacja remontu mostu nie ingeruje w istniejący świat roślinny. Prace remontowe prowadzone będą tylko na obiekcie i w rejonie przyczółków, gdzie wykonana zostanie reprofilacja i umocnienie skarp. Za przyczółkami wykonane zostaną schody skarpowe typowe z elementów prefabrykowanych.

W ramach przedmiotowego zadania projektowego nie przewiduje się nasadzenia drzew i krzewów. Skarpy w rejonie przyczółków zostaną obsiane trawą.

### 8.6 INFRASTRUKTURA TECHNICZNA

Równolegle z remontem mostu przewidywana jest przebudowa sieci ciepłowniczej podwieszanej do konstrukcji obiektu. Dokumentacja projektowa związana z przebudową sieci ciepłowniczej zostanie sporządzona w ramach oddzielnego zadania i wzajemnie skoordynowana z remontem mostu. Na czas remontu pozostałe sieci zostaną zabezpieczone zgodnie z przepisami branżowymi, wytycznymi gestorów sieci i pod nadzorem ich przedstawicieli. Wszelkie, natrafione w trakcie realizacji robót, niezidentyfikowane wcześniej sieci lub urządzenia uzbrojenia terenu, zostaną zabezpieczone, a ich ewentualne kolizje zostaną usunięte zgodnie z przepisami branżowymi.

### 8.7 GOSPODARKA ODPADAMI

W czasie użytkowania mostu w przyszłości nie będą występowały żadne odpady zanieczyszczające środowisko.

Podczas wykonywania prac związanych z remontem przedmiotowego obiektu wystąpią odpady budowlane w postaci:

Kod	Rodzaje odpadów
17 01 01	<i>Odpady z betonu oraz gruz z rozbiórek i remontów – do utylizacji</i>
17 03 02	<i>Asfalt inny niż wymieniony w 17 03 01 – do utylizacji</i>
17 04 05	<i>Żelazo i stal – na złom</i>
17 05 04	<i>Gleba i ziemia, w tym kamienie, inne niż wymienione w 17 05 03 – do ponownego wbudowania na przedmiotowym obiekcie</i>

## **8.8 ZABYTKI KULTURY MATERIALNEJ**

Dla terenu przedmiotowej inwestycji nie uchwalono miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego. Obecnie jest on w trakcie realizacji. Na podstawie zebranych informacji na terenie inwestycji nie występują formy ochrony zabytków, zdefiniowane w art. 7 Ustawy z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami (Dz. U. Nr 162 poz. 1568 z późniejszymi zmianami).

Rozwiązania projektowe dotyczące remontu mostu zakładają pozostawienie jego formy architektonicznej. Przewiduje się pozostawienie istniejących podpór z wykonaniem żelbetowych kołnierzy za pomocą torkretowania. Zostanie wykonana nowa żelbetowa płyta pomostowa zespolona z istniejącymi dźwigarami. Przewiduje się wykonanie nowych kap chodnikowych i stalowych balustrad dostosowanych do wymagań określonych przepisami. Zakłada się pozostawienie i naprawę istniejących łóżysk.

## **8.9 ŻYCIE I ZDROWIE LUDZI**

Aby uniknąć zagrożeń życia i zdrowia ludzi, w czasie budowy należy odpowiednio oznakować i zabezpieczyć wykopy. Teren powinien być oświetlony. Wszystkie prace należy wykonywać zachowując warunki BHP. W ramach niniejszego opracowania został opracowany projekt czasowej organizacji ruchu na czas remontu obiektu (praca SKM 001-C).

## 9 INFORMACJA DOTYCZĄCA PLANU BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA

Podczas realizacji robót w ramach niniejszego opracowania występują roboty stwarzające szczególnie wysokie ryzyko powstania zagrożenia bezpieczeństwa i zdrowia ludzi w rozumieniu: „Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie **informacji** dotyczącej planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, z dnia 23 czerwca 2003 r. (Dz. U. Nr 120, poz. i 1126). W związku z powyższym **przed przystąpieniem do robót wg niniejszego projektu, kierownik budowy zobowiązany jest sporządzić plan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia zwany „planem bioz”**.

### 9.1 ZAKRES ROBÓT

- rozbiórka istniejącej płyty pomostowej,
- czyszczenie i naprawa powierzchniowa istniejącej konstrukcji przęsła,
- wykonanie nowej, żelbetowej płyty pomostowej, zespolonej z istniejącymi dźwigarami, wyposażonej w otwory i przekrycia komór rewizyjnych,
- wykonanie ruchomych pomostów rewizyjnych w każdym przęśle pod obiektem mostowym,
- rozbiórka istniejących ścianek zapleczy na przyczółkach,
- wykonanie nowych ścianek zapleczy na przyczółkach,
- rozbiórka bocznych i czołowych ścianek osłonowych nisz podłożyskowych na przyczółkach i na filarze wschodnim,
- wykonanie bocznych ścianek osłonowych na przyczółkach,
- wykonanie żelbetowych płaszczy za pomocą torkretowania na przyczółkach i na filarze wschodnim,
- odtworzenie istniejącego systemu odwodnienia mostu,
- reprofilacja i umocnienie stożków nasypowych w rejonie przyczółków,
- odtworzenie umocnienia podstawy stożków nasypowych,
- wykonanie prefabrykowanych schodów skarpowych w miejscu istniejących.

### 9.2 WYKAZ ISTNIEJĄCYCH OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

- istniejący most drogowy,
- istniejące komory rewizyjne za przyczółkami mostu.

### 9.3 ELEMENTY ZAGOSPODAROWANIA TERENU, KTÓRE MOGĄ STWARZAĆ ZAGROŻENIE BEZPIECZEŃSTWA I ZDROWIA LUDZI

W rejonie przedmiotowego mostu występują elementy zagospodarowania terenu, które mogłyby stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi. Są to przede wszystkim wody Jeziorka Czerniakowskiego, a także konstrukcje budowlane usytuowane na znacznych wysokościach ponad terenem, jak np: istniejący most.

## 9.4 PRZEWIDYWANE ZAGROŻENIA PODCZAS ROBÓT

Do robót wyszczególnionych w §6 ustawy, jako roboty stwarzające szczególnie wysokie ryzyko powstania zagrożenia bezpieczeństwa i zdrowia ludzi występujących w ramach niniejszego opracowania projektowego, zalicza się:

- wykonywanie wykopów o ścianach pionowych bez rozparcia o głębokości większej niż 1,5m oraz wykopów o bezpiecznym nachyleniu ścian o głębokości większej niż 3,0m (ust. 1, lit. a),
- roboty przy których wykonywaniu występuje ryzyko upadku z wysokości ponad 5,0m (ust. 1, lit b),
- roboty prowadzone przy użyciu dźwigów (ust. 1, lit f),
- betonowanie wysokich elementów konstrukcyjnych mostów, takich jak przyczółki, filary (ust. 1, lit i),
- roboty w pobliżu przewodów elektroenergetycznych (ust. 1, lit. k),
- roboty prowadzone z wody lub pod wodą (ust. 5, lit. a),
- roboty budowlane prowadzone przy montażu i demontażu ciężkich elementów prefabrykowanych, których masa przekracza 1,0 t (ust. 10).

## 9.5 SPOSÓB PROWADZENIA INSTRUKTAŻU PRACOWNIKÓW

Pracownicy muszą być przeszkoleni w ogólnych zasadach BHP przy robotach mostowych przez służby BHP.

Bezpośrednio przed przystąpieniem do robót, pracownicy powinni przejść przeszkolenie stanowiskowe BHP realizowane przez wyznaczone w tym celu osoby lub bezpośrednich przełożonych, szczególnie w zakresie:

- zasad postępowania w przypadku wystąpienia w/w zagrożeń,
- zasady bezpośredniego nadzoru nad pracami szczególnie niebezpiecznymi.

## 9.6 TECHNICZNE I ORGANIZACYJNE ŚRODKI ZARADCZE

Informacje dotyczące przewidywanych zagrożeń występujących podczas realizacji robót budowlanych określające skalę i rodzaje zagrożeń oraz miejsce i czas ich wystąpienia, a także sposoby zapobiegania tym zagrożeniom („plan bioz”) opracuje kierownik budowy lub inny podmiot w okresie przygotowania do prac budowlanych.

Należy tam zwrócić szczególną uwagę na:

- ustalenia sprawnej struktury bezpośredniego nadzoru nad pracami szczególnie niebezpiecznymi,
- prawidłową organizację budowy z zapewnieniem bezpiecznej i sprawnej komunikacji umożliwiającej szybką ewakuację na wypadek pożaru, awarii i innych zagrożeń,
- prawidłowe oznakowanie terenu budowy, zabezpieczenia wykopów, oświetlenia terenu, wydzielenia i oznakowania stref zagrożenia itp.,
- rozmieszczenie sprzętu ratunkowego.

Wszystkie roboty rozbiórkowe i budowlano-montażowe należy prowadzić zgodnie z obowiązującymi warunkami technicznymi, przepisami bhp i p.poż., a w szczególności:

- Rozporządzenie Ministrów Komunikacji oraz Administracji Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 10.02.1977 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót drogowych i mostowych. Dz. U. Nr 7, poz. 30 z 1977 r.
- Rozporządzenie Ministrów Pracy i Opieki Społecznej oraz zdrowia w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy pracowników zatrudnionych przy ręcznym dźwiganiu i przenoszeniu ciężarów z dnia 1 kwietnia 1953 r. (Dz. U. z dnia 23 kwietnia 1953 r.),
- Rozporządzenie Ministrów Pracy i Opieki Społecznej oraz Zdrowia w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy spawaniu i cięciu metali z dnia 2 listopada 1954 r. (Dz. U. z dnia 16 listopada 1954 r.),
- Rozporządzeniem Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót budowlano-montażowych i rozbiórkowych z dnia 28 marca 1972 r. (Dz. U. Nr 13, poz. 93)
- Rozporządzeniem Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 28 maja 1996 r. w sprawie szczegółowych zasad szkolenia w dziedzinie bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz. U. Nr 62, poz. 285),
- Rozporządzeniem Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (Dz. U. Nr 169, poz. 1650)
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów bud. i terenów (Dz. U. Nr 121, poz. 1138)

W przypadku stwierdzenia podczas wykonywania robót budowlanych istotnych rozbieżności pomiędzy stanem faktycznym a dokumentacją, należy o tym fakcie poinformować projektanta.



## 10 OPIS TECHNICZNY

### 10.1 STAN ISTNIEJĄCY OBIEKTU

#### 10.1.1 Opis konstrukcji mostu

Istniejący most to żelbetowa konstrukcja ciągła wybudowana w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Składa się z trzech przęseł o rozpiętościach: 26,00+33,00+26,00m, łącznie 85,00m. Każde przęsło stanowi konstrukcja żelbetowa, składająca się z pięciu dźwigarów o zmiennej wysokości rozmieszczonych poprzecznie w rozstawie 2,70m połączonych żelbetowymi poprzecznicami. Pomost w postaci żelbetowych, prefabrykowanych płyt opartych na dźwigarach głównych, stanowiących jednocześnie deskowanie dla monolitycznej, żelbetowej płyty nadającej spadki poprzeczne na moście.

Podstawowe parametry geometryczne obiektu:

- |  |                      |
|--|----------------------|
| • długość całkowita mostu                  | 95,90 m,             |
| • rozpiętość teoretyczna przęseł           | 26,00+33,00+26,00 m, |
| • wysokość konstrukcyjna                   | 3,52 m,              |
| • szerokość całkowita mostu                | 13,36 m,             |
| • szerokość jezdni na moście               | 7,00 m,              |
| • szerokość chodnika na moście             | 2x3,00 m,            |
| • kąt skrzyżowania osi podpór z osią mostu | 90°,                 |
| • wysokość balustrad                       | 1,00m.               |

Obiekt posiada 4 podpory. Przyjmując numerację od strony ul. Gołkowskiej do ul. Statkowskiego przyczółki stanowią podpory nr 1 i 4, filary nr 2 i 3. Wszystkie podpory (przyczółki i filary) są konstrukcjami betonowymi ze zbrojeniem strefowym.

Przęsła wiaduktu podparte są na podporach za pośrednictwem łożysk w postaci żelbetowych wahaczy (podpory nr 1,3,4) i stalowego łożyska stałego (podpora nr 2) zlokalizowanych w osiach dźwigarów.

Osie podpór w planie krzyżują się z osią obiektu pod kątem 90°. Spadek podłużny na obiekcie wynosi około 0,3% od osi mostu w kierunku przyczółków.

W przekroju poprzecznym pomost składa się z jezdni o szerokości 7,00m oraz chodnika dla pieszych o szerokości 3,00m po obu stronach mostu. Całkowita szerokość mostu wynosi 13,36m.

Obiekt wyposażony jest w balustrady stalowe wysokości 1,00m. Za przyczółkami, po obu stronach mostu zlokalizowane są schody skarpowe.

Na obiekcie występują urządzenia obce: sieć ciepłownicza, sieć telekomunikacyjna, sieć energetyczna, sieć wodociągowa. Po południowej stronie zlokalizowane są latarnie uliczne.

Wyniki pomiarów inwentaryzacyjnych przeprowadzonych na obiekcie wykazują, że nie występują znaczące odchyłki od wymiarów zawartych w dokumentacji archiwalnej. W związku z powyższym do obliczeń statyczno – wytrzymałościowych przyjęto wymiary elementów konstrukcji zgodnie z dokumentacją archiwalną istniejącego mostu.

Wizja lokalna przeprowadzona w terenie wykazała niedostateczny stan nawierzchni na obiekcie wykonanej z dywanika asfaltowego na betonowej, monolitycznej płycie nadającej spadki poprzeczne. Nawierzchnia asfaltowa na jezdni, jak i na chodniku jest spękana. Nieszczelności nawierzchni pozwalają wodzie opadowej penetrować w dolną część konstrukcji przyspieszając degradację jej elementów. Wspomniane czynniki wpływają destrukcyjnie na strefy szczelin dylatacyjnych, ścianki zapleczne, łożyska, nisze podłożyskowe a także wsporniki pochodnikowe i cały ustrój nośny. Ponadto woda przenikająca poprzez nieszczelne włązy rewizyjne zlokalizowane w jezdni przy przyczółku wschodnim powoduje znaczne ubytki betonu i korozję zbrojenia dźwigarów głównych oraz poprzecznic, a także istniejącego pomostu rewizyjnego. Ponadto nie zaobserwowano uszkodzeń spowodowanych nierównomiernym osiadaniem podpór na które często narażone są konstrukcje ciągłe.

Stan przyczółków oceniono jako zły. Występują liczne ubytki skarbonatyzowanego betonu odsłaniające pręty zbrojeniowe przyczółków i powodujące ich korozję. Woda deszczowa przesiąkająca przez nieszczelne szczeliny dylatacyjne zbiera się w niszach podłożyskowych i zalega w nich z powodu skorodowanych i niedrożnych rur odpływowych. Sama konstrukcja nisz stanowiąca koryto osłonięte z trzech stron ścianami osłonowymi i z czwartej ścianką zapleczną powoduje zaleganie w nich zanieczyszczeń piaskowych i pyłowych dodatkowo kumulujących wilgoć. Ponadto stwierdzono ubytki betonu naroży oczepów palowych przyczółków.

Filar od strony zachodniej zachował się w dobrym stanie technicznym. Nie wykazuje spękań ani znacznych ubytków. Wymaga drobnych napraw powierzchniowych betonu, oczyszczenia i zabezpieczenia antykorozyjnego łożysk stałych.

Filar do strony wschodniej znajduje się w gorszym stanie. Zaobserwowano spękania i zarysowania powierzchni betonu. Dodatkowo na filarze zlokalizowane są wahacze stanowiące łożyska ruchowe, umieszczone w niszach podłożyskowych stanowiących koryta. W korytach tych, jak wspomniano wcześniej, gromadzą się zanieczyszczenia kumulujące wilgoć.

Stožki nasypowe zlokalizowane przy przyczółkach są w złym stanie technicznym. Widoczne są uszkodzenia umocnień i osiadanie korony stożków odsłaniające spód skrzydełek przyczółków. Ponadto stwierdzono brak umocnień w podstawie stożków powodujące wypłukiwanie materiału zasypowego stożków przez wody jeziora.

Schody skarpowe za przyczółkami porasta roślinność. Ponadto zaobserwowano osiadanie schodów. Spadki na stopniach skierowane są przeciwnie do zejścia. Ponadto występują ubytki zaprawy cementowej na stopniach.

Balustrada na istniejącym obiekcie jest za niska w stosunku do wymagań określonych w przepisach. Zaobserwowano znaczne ubytki powłoki malarskiej i korozję elementów balustrady. Ponadto lokalnie występują wyboczenia elementów balustrady.

Stan konstrukcji zaprezentowano na poniższych zdjęciach ( Rys 10.1.1 – 10.1.43).



**Rysunek 10.1.1 Nierówności i spękania nawierzchni jezdni.**



**Rysunek 10.1.2 Nierówności nawierzchni chodnika. Zniszczenia krawężników betonowych**





**Rysunek 10.1.3 Ubytki nawierzchni chodnika. Wegetacja roślinności w obrębie chodnika.**



**Rysunek 10.1.4 Pęknięcia nawierzchni w obrębie wpustów ulicznych.**



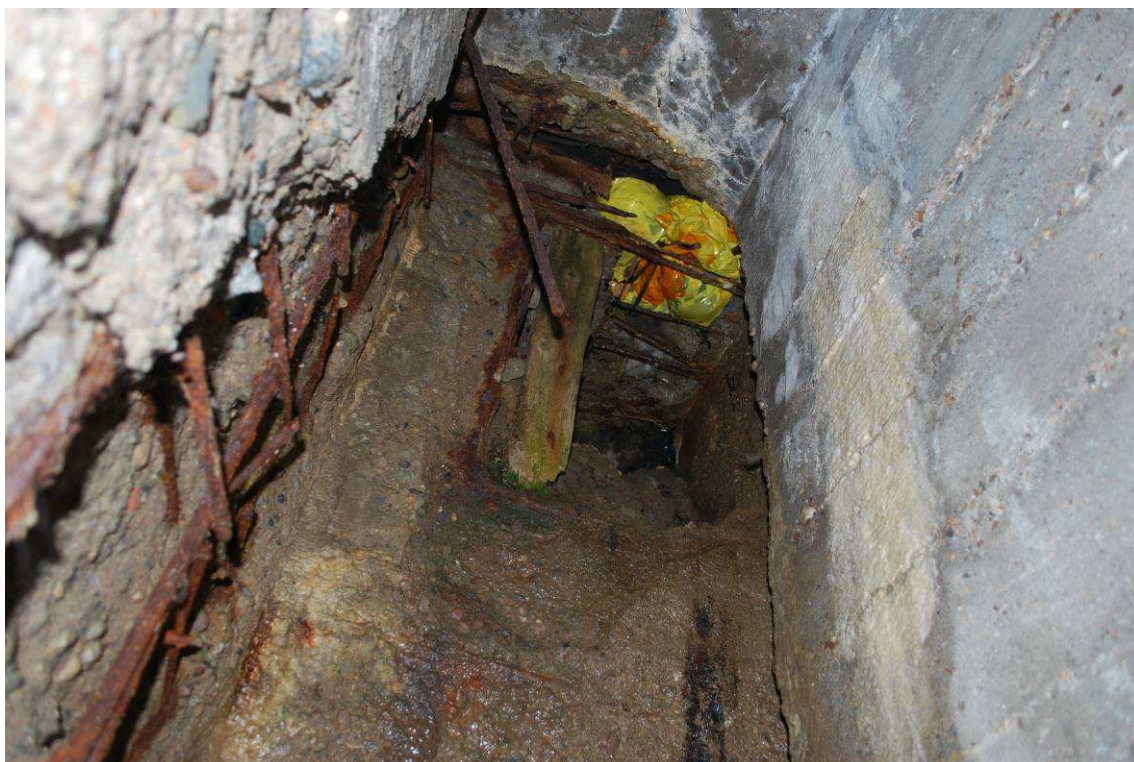


**Rysunek 10.1.5 Pęknięcia nawierzchni na jezdni i chodniku. Widoczne nierówności na jezdni i uszkodzenia krawężników. Widok w kierunku ul. Statkowskiego.**



**Rysunek 10.1.6 Uszkodzenia belek gzymsowych i bocznej ściany osłonowej niszy podłożyskowej w obrębie szczeliny dylatacyjnej przy przyczółku zachodnim.**





Rysunek 10.1.7 Zawilgocenie ścianki zapleczej i ubytki betonu w obrębie szczeliny dylatacyjnej przy przyczółku zachodnim.



Rysunek 10.1.8 Ubytki otuliny zbrojenia dźwigara głównego od strony północnej przy przyczółku wschodnim.  
Korozja stali zbrojeniowej dźwigarów.



**Rysunek 10.1.9 Pęknięcia i zarysowania dźwigara głównego od strony północnej przy przyczółku wschodnim.  
Korozja stali zbrojeniowej dźwigarów.**





**Rysunek 10.1.10 Odłupywanie fragmentów betonu dźwigarów głównych spowodowane klinowaniem dźwigarów o ściankę zapleczną na przyczółku wschodnim. Korozja stali zbrojeniowej dźwigarów.**





**Rysunek 10.1.11 Ubytki otuliny zbrojenia dźwigarów głównych na przyczółku wschodnim. Korozja stali zbrojeniowej dźwigarów.**



**Rysunek 10.1.12 Ubytki otuliny zbrojenia dźwigarów głównych i poprzecznic przy przyczółku wschodnim. Korozja stali zbrojeniowej dźwigarów i poprzecznicy oraz pomostu rewizyjnego.**





**Rysunek 10.1.13 Pęknięcie poprzecznicy podporowej na przyczółku wschodnim.**



**Rysunek 10.1.14 Ubytki betonu i korozja zbrojenia poprzecznicy przedskrajnej przy przyczółku od strony wschodniej. Widoczna korozja pomostu rewizyjnego i drabinki zejściowej.**





**Rysunek 10.1.15 Zanieczyszczenie niszy podłożyskowej. Widoczne obsypanie wahacza materiałem piaszczystym uniemożliwiającym jego prawidłową pracę.**



**Rysunek 10.1.16 Ubytki betonu spodu poprzecznicy podporowej i korozja płyt górnych wahacza.**





Rysunek 10.1.17 Ubytki betonu spodu płyty pomostowej w rejonie wjazdów wejściowych przy przyczółku wschodnim. Widoczna korozja zbrojenia płyty, mocowania pomostu rewizyjnego i drabinki zejściowej.



Rysunek 10.1.18 Ubytki betonu spodu płyty pomostowej. Korozja zbrojenia płyty.





**Rysunek 10.1.19 Zawilgocenia i wykwyty solno – chlorkowe na spodzie wspornika podchodnikowego po północnej stronie mostu. Widoczne urządzenia obce podwieszone do konstrukcji mostu.**



**Rysunek 10.1.20 Zawilgocenie wsporników pochodnikowych i wykwyty solno - chlorkowe. Widoczne ubytki betonu w rejonie kapinosów i pod balustradą.**





**Rysunek 10.1.21 Ubytki betonu na wsporniku pochodnikowym po stronie południowej mostu. Widoczne stalaktyty solno - chlorkowe.**



**Rysunek 10.1.22 Ubytki betonu na wsporniku pochodnikowym po stronie południowej mostu. Brak otuliny i korozja zbrojenia płyty.**





**Rysunek 10.1.23 Ubytki betonu bocznej ściany osłonowej niszy podłożyskowej po północnej stronie na przyczółku od strony wschodniej. Widoczna korozja stali zbrojeniowej. Ponadto widoczne osiadanie korony stożka nasypowego i graffiti na ścianie skrzydła.**

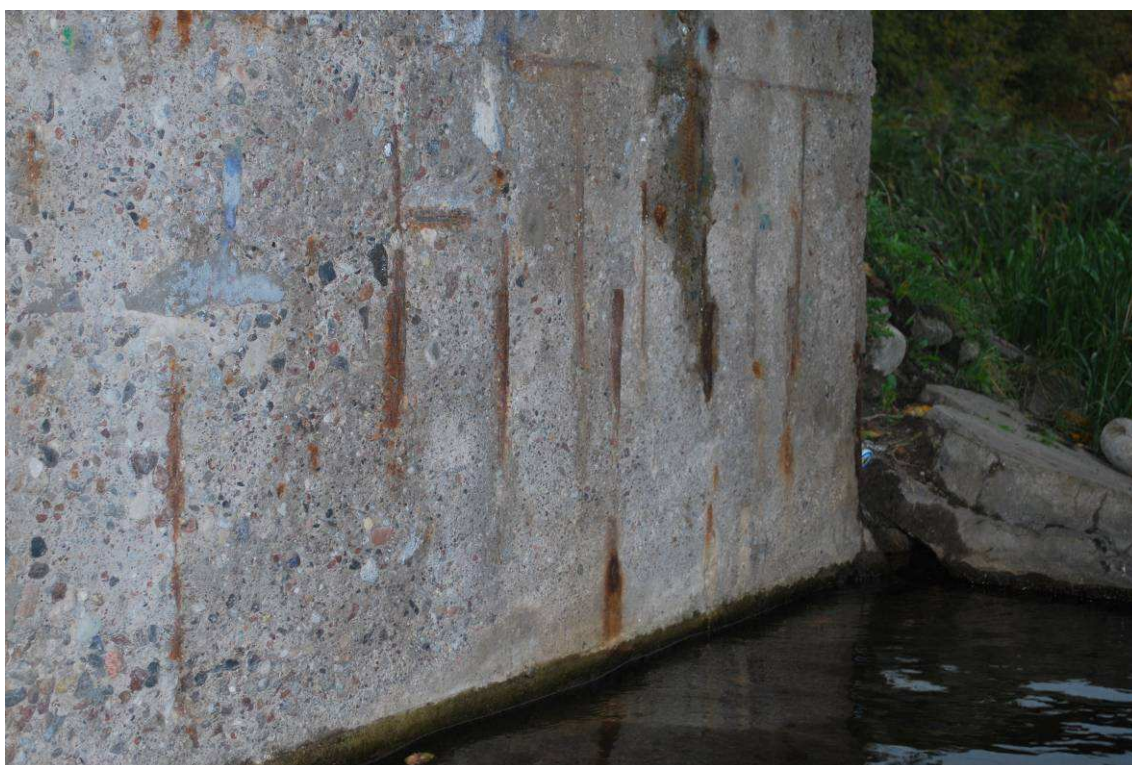


**Rysunek 10.1.24 Ubytki betonu na korpusie przyczółka od strony wschodniej. Widoczne graffiti na ścianie korpusu.**





**Rysunek 10.1.25 Ubytki betonu w rejonie rurki odpływowej niszy podłożyskowej na przyczółku wschodnim. Widoczny brak rurki spowodowany korozją.**



**Rysunek 10.1.26 Ubytki betonu na ścianie czołowej korpusu przyczółka od strony wschodniej. Widoczna korozja prętów zbrojeniowych przyczółka.**





**Rysunek 10.1.27 Ubytki betonu bocznej ściany osłonowej przyczółka od strony wschodniej. Widoczne ubytki i zawilgocenie ścianki zapleczonej przyczółka oraz zasypaną komorę niszy podłożyskowej materiałem odspojonego betonu.**





Rysunek 10.1.28 Pęknięcie korpusu filara wschodniego.



Rysunek 10.1.29 Graffiti na filarze zachodnim.





**Rysunek 10.1.30 Lokalne ubytki betonu na filarze zachodnim. Widoczna korozja łożysk stałych.**



**Rysunek 10.1.31 Ubytki betonu dźwigara głównego na filarze wschodnim. Widoczna korozja płyt górnych wahacza.**





Rysunek 10.1.32 Ubytki betonu poprzecznicy podporowej na filarze wschodnim. Korozja płyt górnych łożyska.



Rysunek 10.1.33 Wegetacja roślinności na schodach skarpowych po północnej stronie przyczółka zachodniego.





**Rysunek 10.1.34 Ubytki zaprawy cementowej na schodach skarpowych po północnej stronie przy przyczółku wschodnim.**

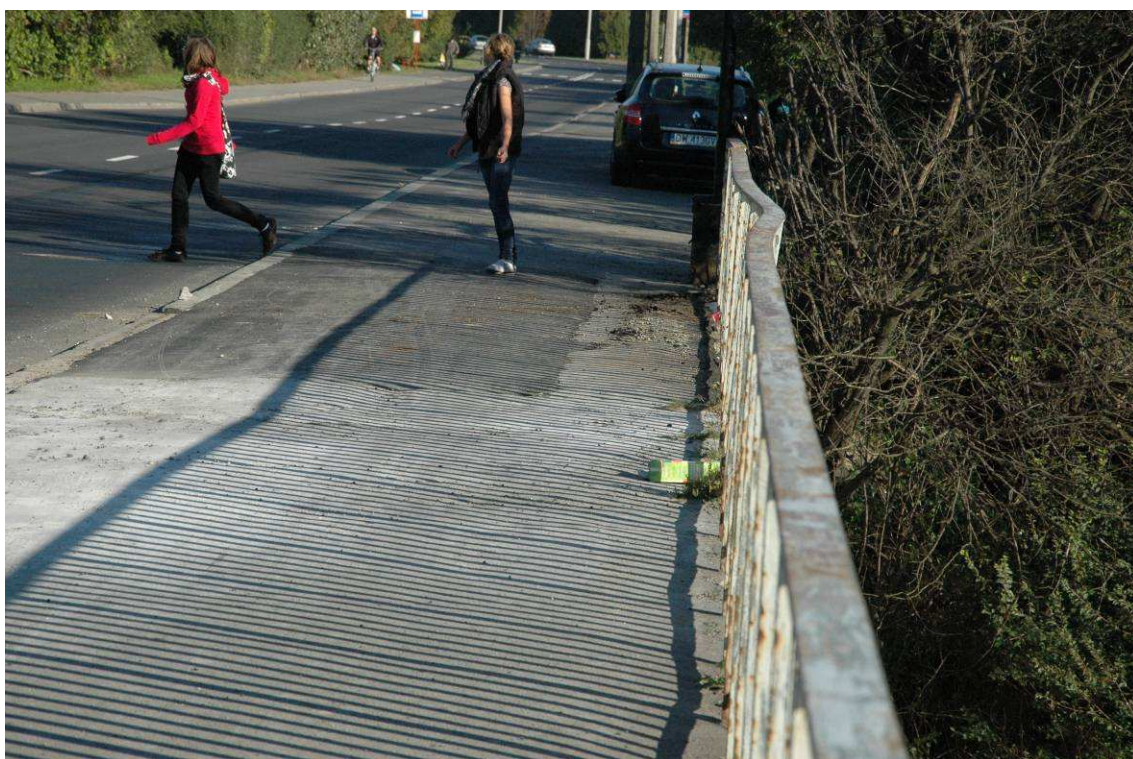


**Rysunek 10.1.35 Zapadnięcie korony stożka nasypowego po północnej stronie przyczółka wschodniego. Widoczne uszkodzenie umocnienia skarpy spowodowane wegetującą roślinnością.**





**Rysunek 10.1.36 Brak umocnienia podstawy stożka skarpy po południowej stronie przyczółka zachodniego.  
Widoczne osunięcie skarpy i uszkodzenie umocnienia skarpy.**



**Rysunek 10.1.37 Wyboczenie balustrady z jej płaszczyzny.**





**Rysunek 10.1.38 Wychylenie części balustrady z jej płaszczyzny. Widoczny brak powłok malarskich i korozja elementów balustrady.**



**Rysunek 10.1.39 Wyboczenie elementów balustrady w jej płaszczyźnie. Brak powłok malarskich i korozja elementów balustrady.**





Rysunek 10.1.40 Widoczne urządzenia obce podwieszone do dźwigarów głównych po północnej stronie mostu.



Rysunek 10.1.41 Widoczne przewody sieci ciepłowniczej oparte na poprzecznicach mostu.





**Rysunek 10.1.42** Widoczne przewody sieci ciepłowniczej oraz kabel światłowodowy starowania siecią ciepłowniczą.



**Rysunek 10.1.43** Widoczne stalowe pomosty rewizyjne przy przyczółku wschodnim, podwieszone do konstrukcji mostu. Widoczne uszkodzenia powłoki malarskiej i korozja elementów stalowych.

## 10.2 STAN PROJEKTOWANY

### 10.2.1 Założenia wstępne

Remont mostu obejmuje rozebranie istniejącego pomostu i wykonanie nowej, żelbetowej płyty, zespolonej z istniejącymi dźwigarami. Przewiduje się realizację prac „połówkami”, w zależności od przyjętego etapowania robót wynikającego z kolejności wymiany przewodów sieci ciepłowniczej. W płycie wykonstruowane zostały otwory na komory rewizyjne dla przeglądu i usunięcia ewentualnych awarii sieci ciepłowniczej. Komory zostaną przykryte prefabrykowanymi płytami żelbetowymi. Pod konstrukcją mostu, w każdym przęśle, zostanie zamontowany wózek rewizyjny napędzany ręcznie. Na przyczółkach i na filarze wschodnim zostanie wykonany kołnierz żelbetowy za pomocą torkretowania. Przy przyczółkach stożki nasypowe skarp zostaną wyprofilowane i umocnione oraz zostanie odtworzone umocnienie podstaw stożków. Za przyczółkami wykonane zostaną typowe schody skarpowe z elementów prefabrykowanych.

Podstawowe parametry geometryczne obiektu:

- |  |                     |
|--|---------------------|
| • długość całkowita obiektu                | 95,90m,             |
| • rozpiętość teoretyczna przęseł           | 26,00+33,00+26,00m, |
| • wysokość konstrukcyjna                   | 3,91m,              |
| • szerokość całkowita mostu                | 13,36m,             |
| • szerokość jezdni na moście               | 7,00m,              |
| • szerokość chodnika na moście             | 2x3,00m,            |
| • kąt skrzyżowania osi podpór z osią mostu | 90°,                |
| • wysokość balustrad                       | 1,20m.              |

Jako materiał konstrukcyjny przyjęto beton: przyczółki i filar - C30/37, płyta pomostowa – C30/37, kapy chodnikowe – beton C30/37, wszystkie elementy żelbetowe zbrojone stalą BSt 500, obramowania komór rewizyjnych – stal X5CrNi18-10/1.4301 wg PN-EN 10088.

Balustrady stalowe zaprojektowano ze stali S355J2. Pomost rewizyjny zaprojektowano jako stalowy ze stali S355J2, zabezpieczony antykorozyjnie poprzez ocynkowanie.

Ruch kołowy w okresie prowadzenia prac budowlanych zostanie skierowany na objazdy drogami lokalnymi. Ruch pieszych odbywać się będzie chodnikami na obiekcie, na których wyznaczone zostaną ciągi piesze, w zależności od etapowania robót.

Projektuje się odtworzenie istniejącego układu odwodnienia obiektu.

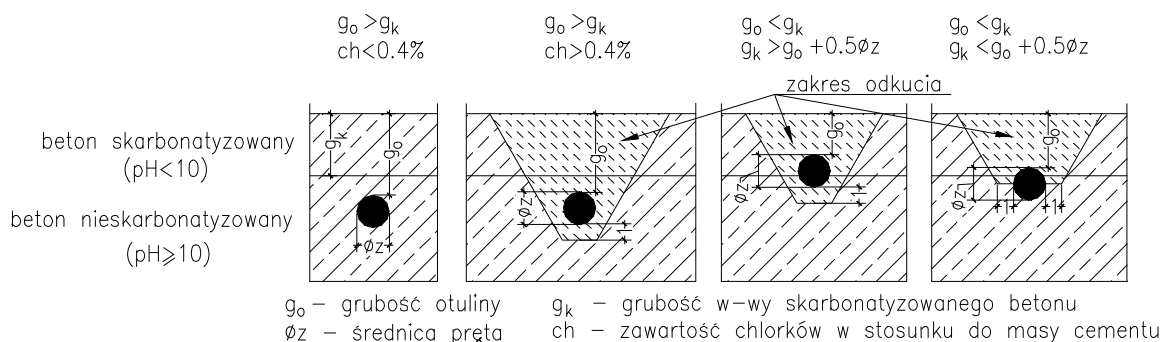
### 10.2.2 Opis rozwiązań mostowych

#### 10.2.2.1 Przęsło

W ramach remontu mostu przewiduje się likwidację istniejącej płyty pomostowej. Nowa, żelbetowa płyta zostanie zespolona z istniejącymi dźwigarami za pomocą łączników zespalających. Płyta zostanie wykonana z 2% spadkiem poprzecznym i 0,5% spadkiem podłużnym. W płycie zostaną wykonstruowane komory rewizyjne na potrzeby usunięcia ewentualnych awarii sieci ciepłowniczej. Przewidziano lokalizację komór pomiędzy dźwigarami w części środkowej mostu i przy przyczółkach. W części środkowej komory mają długość 4,00m, natomiast przy przyczółkach po 8,00m. Szerokość komór w świetle wynosi 1,60. Komory w obramowaniu ze stali nierdzewnej X5CrNi18-10/1.4301 wg PN-EN 10088 zostaną przykryte żelbetowymi elementami prefabrykowanymi w szkieletie ze stali nierdzewnej X5CrNi18-10/1.4301 i z betonu C30/37.

Istniejące dźwigary żelbetowe i poprzecznice zostaną oczyszczone a luźny i skarbonatyzowany beton odkuty na głębokość do osi pierwszej warstwy zbrojenia dolnego. W przypadku zaawansowanej korozji prętów zbrojeniowych lub znacznej głębokości skarbonatyzowanego betonu należy wzdłuż skorodowanych prętów wykonać bruzdy trapezowe. Przewiduje się odkuwanie betonu odcinkami długości nie większej niż 50cm. Odsłonięte pręty należy klinować wkładkami zapewniającymi zachowanie położenia prętów. Pręty zbrojeniowe w miejscach odsłoniętych zostaną oczyszczone z rdzy i zabezpieczone antykorozyjnie. Wykonana zostanie warstwa szepna na powierzchni betonu oraz prętów zbrojeniowych. W celu naprawy dźwigarów głównych i poprzecznic przewiduje się zastosowanie rozwiązań systemowych typu PCCII (warstwa szepna, zabezpieczenie antykorozyjne prętów, zaprawa do reprofilacji ubytków, szpachlówka) umożliwiających uzupełnianie ubytków o głębokości od 15 do 50mm np. system Sika Mono Top firmy Sika lub równoważnych. W miejscu szczególnie zniszczonym (w rejonie poprzecznicy przedskrajnej przy przyczółku wschodnim) po oczyszczeniu prętów zbrojeniowych z rdzy, należy pomierzyć średnicę prętów i dane przesłać projektantowi w celu zweryfikowania nośności przekroju. Dodatkowo przewiduje się wzmocnienie dźwigarów głównych taśmami z włókien węglowych CFRP np. 2 taśmy NEOXEPLATE HM 1214 lub równoważne. Powierzchnia betonowa dźwigarów i poprzecznic zostanie zabezpieczona powłoką ochronną o grubości min. 160 $\mu$ m np. Sikagard 680 S firmy Sika lub równoważną. Dodatkowo, na długości 5,0m od każdej podpory, przewiduje się zabezpieczenie powierzchni betonowych dźwigarów powłokami antygraffiti umożliwiającymi min. 10-cio krotne zmywanie wodą.

## SCHEMAT OGÓLNEJ ZASADY ZAKRESU ODKUĆ



Rysunek 10.2.1 Zakres odkuć i uzupełnień betonu.

### **10.2.2.2 Podpory**

W ramach remontu przewiduje się likwidację czołowych ścianek osłonowych nisz podłożyskowych na przyczółkach i filarze wschodnim. Boczne ścianki osłonowe na przyczółkach zostaną rozebrane i następnie odtworzone. Przewiduje się również likwidację istniejących ścianek zapleczych na przyczółkach i wykonanie nowych ścianek o szerokości umożliwiającej uzyskanie szczeliny pomiędzy dźwigarami a ścianką zapleczną, pozwalającej na swobodną pracę dźwigarów. Szerokość szczeliny powinna wynosić min. 5cm. Na ścianie zapleczej, od strony gruntu przewiduje się odtworzenie izolacji przeciwwilgociowej. W tym celu należy, w części pomiędzy ścianką a komorą rewizyjną, zastosować izolację trwale łączącą się ze świeżo wylewanym betonem np. membrana Preprufe firmy Grace lub równoważną. W części pomiędzy skrzydłami a komorą rewizyjną należy usunąć grunt zasypowy za przyczółkiem do poziomu posadowienia komory, luźne elementy betonu odkuć i wyczyścić a ubytki naprawić zaprawą typu PCCIII. Na tak przygotowaną powierzchnię należy mocować membranę wodoszczelną np. Bituthene 8000 z płytami zabezpieczającymi Bituthene Protection Boards firmy Grace lub równoważną. Na istniejących przyczółkach i filarach luźny i skarbonatyzowany beton zostanie odkuty a powierzchnia betonu oczyszczona. Odkryte pręty zostaną oczyszczone z rdzy, ubytki prętów uzupełnione i zabezpieczone antykorozyjnie, wykonana zostanie warstwa szepna na powierzchni betonu oraz prętów a ubytki betonu zostaną uzupełnione zaprawą do napraw betonu umożliwiającą uzupełnianie ubytków o głębokości od 15 do 50mm np. system Sika MonoTop firmy Sika lub równoważnych. Ponadto wszelkie rysy i pęknięcia powierzchni betonowych należy oczyścić i wypłukać oraz wykonać iniekcję sklejącą na bazie żywicy mineralnej lub ewentualnie epoksydowej. Na przyczółkach i filarze wschodnim przewiduje się wykonanie płaszcza żelbetowego z betonu B30, grubości 10cm, zbrojonego siatką stalową z prętów Ø12 o oczkach 10x10cm, wykonanego za pomocą torkretowania. Beton filarów i przyczółków od strony napowietrznej zostanie zabezpieczony powłoką przeciwwilgociową i antykarbonatyzacyjną. W tym celu zostanie wykonana warstwa z zaprawy typu ECC np. Sikagard - 720 EpoCem lub równoważna o grubości 3mm, którą należy nanieść od wierzchu ociepów do rzędnej 4,85m dla zabezpieczenia betonu stale obciążonego wodą. Ponad ten poziom należy beton pokryć powłoką hydrofobizującą np. Sikagard-702 W Aquaphob i wykonać warstwę ochronną grubo powłokową, przenoszącą rysy do 0,4mm np. system Sikagard 545 Elastofil + Sika 550 W Elastic o łącznej grubości min. 1mm lub równoważną. Dodatkowo powierzchnie betonowe podpór zostaną zabezpieczone powłoką antygraffiti umożliwiającą min. 10-cio krotne zmywanie wodą.

### **10.2.2.3 Łożyska**

Przewiduje się oczyszczenie istniejących łożysk. Powierzchnie betonowe wahaczy zostaną oczyszczone a ubytki uzupełnione zaprawą typu PCCII np. system Sika MonoTop firmy Sika lub równoważny. Części stalowe zostaną oczyszczone i zabezpieczone antykorozyjnie. Ponadto należy usunąć drewniane kliny znajdujące się pomiędzy płytą górną wahaczy a płytą stalową poprzecznic podporowych uniemożliwiające swobodną pracę wahaczy.

### **10.2.2.4 Hydroizolacja i odwodnienie**

Hydroizolację projektuje się jako dwuwarstwową np. Servidek/Servipak gr. 3+6mm lub podobną o zbliżonych parametrach, której pierwsza warstwa jest izolująca a druga jest warstwą ochronną. Odwodnienie nawierzchni na moście zrealizowano jako powierzchniowe, poprzez dwustronny spadek poprzeczny 2,0% płyty pomostu i 3% na projektowanym chodniku. Spadek podłużny wynosi 0,5%. W ramach remontu przewiduje się odtworzenie istniejącego systemu odwodnienia. Projektuje się krawężnikowe wpusty mostowe żeliwne.

#### **10.2.2.5 Nawierzchnia na obiekcie**

Na izolacji zostanie ułożona nawierzchnia z mieszanki mineralno - asfaltowej w dwóch warstwach o łącznej grubości 10cm. Warstwa wiążąca wykonana zostanie z mieszanki MA 11, natomiast warstwa ścieralna z mieszanki SMA 11. Nawierzchnia w miejscu komór rewizyjnych zostanie wzmocniona geosiatkami z włókien szklanych umieszczonych pomiędzy poszczególnymi warstwami nawierzchni na całej szerokości jezdni.

Na chodnikach projektuje się nawierzchnię w systemie epoksydowo – poliuretanowym, odporną na promieniowanie UV, o grubości min. 6mm, układaną w dwóch warstwach, przy czym pierwsza warstwa bez wypełniacza. Przewiduje się nawierzchnię w dwóch kolorach szarym i czerwonym. Nawierzchnia w kolorze szarym zostanie ułożona na żelbetowych kapach chodnikowych. Nawierzchnia w kolorze czerwonym zostanie ułożona w miejscach kotew służących do podnoszenia elementów prefabrykowanych kap chodnikowych. Ma to ułatwić ich lokalizację podczas demontażu.

Ponadto przewiduje się wykonanie przekrycia dylatacyjnego na styku elementu prefabrykowanego kapy chodnikowej i części monolitycznej kapy. Przekrycie to realizowane będzie za pomocą blachy ze stali nierdzewnej mocowanej do kątownika ze stali nierdzewnej osadzonego w części monolitycznej kapy i opartej na kątowniku ze stali nierdzewnej mocowanego do elementu prefabrykowanego kapy.

#### **10.2.2.6 Elementy wyposażenia obiektu**

Projektuje się wykonanie balustrady stalowej wysokości 120cm ze stali S355J2. Elementy balustrady zostaną zabezpieczone antykorozyjnie i pomalowane. Łączna grubość powłok malarskich wynosi min. 200 $\mu$ m. Na obiekcie przewiduje się montaż krawężników kamiennych, które będą monolitycznie połączone z elementem prefabrykowanym kapy chodnikowej. Przewiduje się montaż polimerobetonowych desek gzymsowych na krawędziach zewnętrznych mostu. Deski o grubości 4cm i wysokości 65cm będą stanowić deskowanie kap chodnikowych wykonanych z betonu C30/37.

Po obu stronach mostu, pomiędzy przęsłami a przyczółkami przewiduje się montaż modułowych urządzeń dylatacyjnych pracujących w zakresie przesuwów  $\pm 40$ mm. Może to być np. urządzenie D 80 firmy Maurer..

W każdym przęśle projektowany jest wózek rewizyjny ze stali S355J2, zabezpieczonej antykorozyjnie poprzez ocynkowanie. Minimalna grubość powłoki zabezpieczającej wynosi 150 $\mu$ m. Wózek wyposażony jest pomost o szerokości użytkowej 2,00m i wysokości użytkowej (pod dźwigarami) 1,90m. Pomost roboczy wykonany jest z kraty pomostowej opartej na konstrukcji wózka. Wózki wyposażone są w balustrady wysokości 1,10m.

Wózki rewizyjne podwieszone są do szyny jezdnej za pomocą wózków suwnicowych stanowiących jednocześnie napęd wózka rewizyjnego. Przewiduje się montaż 4 wózków suwnicowych na jeden wózek rewizyjny. Wózki suwnicowe o nośności min. 2000kg każdy, napędzane ręcznie np. wózki GCG firmy CORSO lub równoważne.

Dodatkowo zaprojektowano dwa stałe znaki wysokościowe na końcach wiaduktów, w okolicy skrajnych przyczółków. Znaki te powinny być umieszczone w gruncie rodzimym, poniżej poziomu przemarzania gruntów i być dowiązane do niwelacji państwowej.



#### **10.2.2.7 Stożki nasypowe**

Przewiduje się reprofilację istniejących stożków nasypowych. W ramach reprofilacji odtworzone zostaną umocnienia podstawy skarpy. W tym celu przewiduje się wykonanie ścinek szczelnych z grodzic z żelbetowym oczepem wzdłuż podstawy stożków. Przy przyczółku wschodnim, na ścianie szczelnej będącej umocnieniem stożka nasypu, przewiduje się wykonanie chodnika służbowego o szerokości 1,75m. Chodnik ma zapewnić obsłudze dojście z powierzchni ziemi do wózka rewizyjnego zlokalizowanego przy przyczółku wschodnim. Stożki nasypowe przy każdym przyczółku zostaną umocnione obrukowaniem w postaci otoczków na podsypce cementowo - piaskowej.

#### **10.2.2.8 Schody skarpowe**

Zaprojektowano schody skarpowe za przyczółkami, na nasypach po obu stronach mostu. Schody będą typowe, wykonane z elementów prefabrykowanych ze stalową balustradą.

#### **10.2.2.9 Istniejące sieci i urządzenia**

Równolegle z remontem mostu przewidywana jest wymiana przewodów sieci ciepłowniczej podwieszonej do konstrukcji obiektu. Dokumentacja projektowa związana z wymianą rur zostanie sporządzona w ramach oddzielnego zadania opracowanego przez Stołeczne Przedsiębiorstwo Energetyki Ciepłej i wzajemnie skoordynowana z remontem mostu. Na czas remontu pozostałe sieci zostaną zabezpieczone zgodnie z przepisami branżowymi, wytycznymi gestorów sieci i pod nadzorem ich przedstawicieli. Wszelkie, natrafione w trakcie realizacji robót, niezidentyfikowane wcześniej sieci lub urządzenia uzbrojenia terenu, zostaną zabezpieczone, a ich ewentualne kolizje z sieciami projektowanymi zostaną usunięte zgodnie z przepisami branżowymi.

### **10.2.3 Opis rozwiązań drogowych**

#### **10.2.3.1 Rozwiązanie w planie**

Na odcinku objętym opracowaniem ulica składa się z odcinka prostego i łuku kołowego o promieniu  $R = 300$  m.

Na potrzeby dokumentacji trasę ulicy opisano w osi nadając jej roboczy pikietaż w zakresie km0+000,00 – km0+185,88.

W ramach remontu mostu nad Jeziorkiem Czerniakowskim przewiduje się wymianę nawierzchni jezdni i chodników na dojazdach w celu prawidłowego powiązania obiektu z istniejącym układem komunikacyjnym. Projektuje się wymianę krawężników betonowych przy zachowaniu istniejącej szerokości jezdni 7,0 m. Szerokość obustronnych chodników wynosi od 2,0 – 3,0 m.

Zestawienie projektowanych powierzchni:

- Dojazd od strony ul. Romana Statkowskiego km0+024,25 – km0+050,00
  - jezdni: 180,0 m<sup>2</sup>,
  - chodniki: 147,5 m<sup>2</sup>.
- Dojazd od strony ul. Gołkowskiej km0+135,88 – km0+172,24
  - jezdni: 254,5 m<sup>2</sup>,
  - chodniki: 229,5 m<sup>2</sup>.

Projektowane rozwiązania oraz zakres remontu dojazdów do mostu przedstawiono na rysunku nr 01 „Projekt zagospodarowania terenu”.

### **10.2.3.2 Profil podłużny**

Ze względu na wymianę płyty pomostowej i związanym z tym zwiększeniem wysokości konstrukcyjnej mostu, wymagana jest lokalna korekta niwelety ulicy. Projektowane pochylenia podłużne zawierają się w przedziale od 0,5 % na obiekcie do 2,0 % na dojazdach. Załomy niwelety wyokrąglono łukami kołowymi o promieniach  $R = 600$  m.

Profil podłużny odcinka objętego opracowaniem przedstawiono na rysunku nr 02 „Profil podłużny”.

### **10.2.3.3 Przekrój poprzeczny**

Zaprojektowano jezdnię o szerokości 7,0 m. Na odcinku prostym jezdni posiada dwustronne pochylenie poprzeczne o wartości 2%. Na łuku kołowym zaprojektowano przechyłkę o wartości 2%. Zmianę pochylenia poprzecznego należy wykonać w sposób płynny na prostej przejściowej, na odcinku km0+147,76 – km0+157,76.

Chodnikom zlokalizowanym po obu stronach jezdni nadano pochylenie poprzeczne o wartości 3%. Podstawowa projektowana szerokość chodnika wynosi 3,0 m. Na odcinkach dowiązania do stanu istniejącego szerokość chodników należy dostosować do istniejących uwarunkowań terenowych.

Na nasypach projektowana ulica posiada obustronne pobocza gruntowe o szerokości 1,0 m i spadkach poprzecznych skierowanych na zewnątrz korony nasypu o wartości 8 %. Skarpy nasypów projektuje się o pochyleniu 1:1,5.

Na całym odcinku objętym remontem nawierzchnię jezdni należy ograniczyć betonowymi krawężnikami  $20 \times 30$  cm, posadowionymi na ławach betonowych z oporem, wykonanymi z betonu C12/15. Zewnętrzne krawędzie chodników przewiduje się zabezpieczyć za pomocą betonowych obrzeży chodnikowych  $8 \times 30$  cm ułożonych na ławach z oporem wykonanych z betonu C12/15.

Charakterystyczny przekrój ulicy na dojazdach przedstawiono na rysunku nr 03 „Przekrój normalny na dojazdach do mostu”.

### **10.2.3.4 Konstrukcja nawierzchni**

Na odcinku 0+024,25 – 0+050,00 oraz km0+135,88 – km0+172,24 przewiduje się wymianę istniejącej warstwy ścieralnej na warstwę z mieszanki SMA11 o grubości 5 cm. Ze względu na korektę niwelety ulicy wymagane jest wcześniejsze wykonanie warstwy wyrównawczej z betonu asfaltowego AC16W o zmiennej grubości w zakresie 0 – 20 cm. Warstwę wyrównawczą należy ułożyć na istniejącej konstrukcji nawierzchni po wcześniejszym jej skropieniu lepiszczem.

W miejscu dowiązania dojazdów istniejącą konstrukcję nawierzchni na odcinku 10,0 m z każdej strony należy sfrezować na grubość 5 cm.

Ze względu na regulację poziomu krawężników i włączenie do współpracy nawierzchni konstrukcji istniejącej, krawędzie jezdni należy wzmocnić za pomocą geosiatki z włókna szklanego powleczonej asfaltem przeznaczonej do zbrojenia nawierzchni asfaltowych.

Konstrukcję chodnika zaprojektowano z asfaltu lanego MA8 o grubości 4 cm na warstwie wyrównawczej z kruszywa łamanego 0/31,5 o zmiennej grubości w zakresie 0 – 20 cm.. Przed ułożeniem nowej konstrukcji nawierzchni chodników należy bezwzględnie usunąć istniejącą warstwę asfaltu lanego.

Charakterystyczny przekrój ulicy na dojazdach przedstawiono na rysunku nr 03 „Przekrój normalny na dojazdach do mostu”.

## 10.3 TECHNOLOGIA REMONTU MOSTU

### 10.3.1 Zakres i proponowana kolejność robót

Harmonogram robót będzie zależał od liczebności osobowej brygady oraz długości tygodnia pracy. Cykl ten można skrócić, np. przez zwiększenie liczebności brygady roboczej, wydłużenie czasu pracy, bądź przez wprowadzenie drugiej zmiany.

Wykonanie rzeczywistego harmonogramu robót należało będzie do obowiązków Wykonawcy przed przystąpieniem do robót.

Etapowanie robót należy wzajemnie skoordynować z wymianą przewodów sieci ciepłowniczej realizowanego przez Stołeczne Przedsiębiorstwo Energetyki Ciepłej.

Z uwagi na specyfikę robót całość prac podzielono na grupy zgodnie z rodzajem konstrukcji których dotyczą.

#### 2. Prace wstępne:

- Organizacja placu budowy;
- Wprowadzenie poszczególnych etapów czasowej organizacji ruchu (zgodnie z etapami technologii wykonania robót).
- Inwentaryzacja geodezyjna.

#### 3. Konstrukcja prześł mostu:

- Rozbiórka istniejącej nawierzchni jezdni i chodników oraz płyty pomostowej w zależności od etapowania robót.
- Usunięcie istniejących rur ciepłowniczych zgodnie z etapowaniem robót.
- Wzmocnienie i naprawa dźwigarów głównych:
  - a) Odkucie mechanicznie (przez młotkowanie) luźnego i skarbonatyzowanego betonu (po teście fenoloftaleiną) na spodzie dźwigarów na głębokość do osi pierwszej warstwy zbrojenia dolnego.
  - b) W przypadku zaawansowanej korozji prętów oraz karbonatyzacji ( $\text{pH} < 10$ ) należy wzdłuż skorodowanych prętów zbrojeniowych (pierwsza warstwa), wykonać bruzdy trapezowe pozwalające na ich oczyszczenie. Przewiduje się odkuwanie luźnego betonu elementami odcinkami o długości nie większej niż 50 cm. Ujawnione pręty zbrojenia należy klinować/rozpierać wkładkami zapewniającymi zachowanie położenia prętów w przekroju poprzecznym! (rozstaw rozpórek powinien być nie większy niż 30 cm).
  - c) Wszystkie powierzchnie betonowe i stalowe (pręty zbrojeniowe) należy oczyścić z części luźnych, zaolejń i innych obniżających przyczepność, metodą strumieniowo-ścierną (hydropiaskowaniem lub przez piaskowanie na sucho - ze względu na zbrojenie).
  - d) Wykonanie bruzd na dodatkowe strzemiona (pręty nr 3 na rys. nr 13). Przy wykonywaniu bruzd w strefie dolnej i górnej belki, należy zachować szczególną ostrożność, aby nie uszkodzić istniejącego zbrojenia.
  - e) Ułożenie w bruzdach warstwy szczepnej - np. Sika MonoTop o grubości ok 10mm. Umieszczenie prętów nr 2 (wg rys. nr 13) w bruzdach (po dwa pręty w każdej bruzdzie). Projektowana otulina strzemion wzmacniających  $a=2,5\text{cm}$ . Pręty dogiąć dopiero po montażu zbrojenia nowej płyty pomostowej. Ze względu na etapowanie wykonania płyty pomostowej, na dźwigarze środkowym występuje kolizja jednego ramienia strzemienia z płytą pomostową. Ramię to należy odgiąć możliwie blisko istniejącej płyty pomostowej.



- f) Wypełnienie bruzd i lokalnych ubytków betonu oraz reprofilacja dźwigarów zaprawą typu PCC II umożliwiającą uzupełnianie ubytków o głębokości od 15 do 50mm, na warstwie szepnej z powłokową ochroną antykorozyjną zbrojenia: np. system Sika MonoTop lub równoważny. Wyrównanie powierzchni szpachlówką np. Sika MonoTop 620 lub równoważną. Ze względu na stosunkowo niską klasę betonu, zaprawę PCC II należy dobrać o możliwie najmniejszym module sprężystości E.
- g) Montaż taśm węglowych CFRP. Zakotwienie taśm wykonać wg zaleceń producenta (dotyczy to w szczególności odpowiedniego przygotowania podłoża, użytych materiałów i długości zakotwienia).
- h) Po uzupełnieniu ubytków, beton należy powlec powłoką przeciwwilgociową - antykarbonatyzacyjną elastyczną.
- i) Wykonanie otworów na łączniki zespalające. Przy wykonywaniu otworów istnieje duże ryzyko uszkodzenia górnej warstwy zbrojenia istniejącego. Aby tego uniknąć należy wpierw zlokalizować zbrojenie za pomocą profometru. Należy zachować szczególną uwagę w strefach podpór pośrednich! Jeżeli położenie łącznika koliduje z odsłoniętymi, istniejącymi strzemionami, otwór na łącznik wykonać w odległości 50mm od strzemienia (licząc po długości).
- j) Łączniki (pręty nr 2 wg rys. nr 13) należy osadzić w otworach Ø16mm na głębokość 250mm w na zaprawie kotwiącej np. PAGEL V1/10. Pręty docinać na budowie do odpowiedniej długości.

- Naprawa poprzecznie:
  - Jak w pkt a, b, c, f, h jak dla dźwigarów głównych.
- Ułożenie rur osłonowych sieci ciepłowniczej.
- Wykonanie projektowanej płyty żelbetowej w zależności od etapowania robót.
- Wykonanie urządzenia dylatacyjnego.
- Montaż przekryć komór rewizyjnych przy przyczółkach i w środku przęsła środkowego.
- Wykonanie hydroizolacji płyty pomostowej np. Servidek/Servipak 3+6mm oraz odtworzenie istniejącego układu odwodnienia.
- Montaż krawężników kamiennych.
- Montaż prefabrykowanych elementów kap chodnikowych
- Wykonanie monolitycznej kapy chodnikowej.
- Ułożenie nawierzchni bitumicznej na jezdni i nawierzchnio-izolacji z żywic epoksydowo-poliuretanowych na chodnikach.

#### 4. Przyczółki:

- Oczyszczenie powierzchni betonu i odkucie luźnego, skarbonatyzowanego betonu, oczyszczenie prętów zbrojeniowych i uzupełnienie ubytków betonu.
- Płukanie pęknięć i rys oraz wykonanie iniekcji sklejającej.
- Usunięcie zasypki za przyczółkami do poziomu posadowienia komór rewizyjnych.
- Rozbiórka czołowych ścianek osłonowych i oczyszczenie nisz podłożyskowych z zanieczyszczeń.
- Rozbiórka istniejących ścianek zapleczy.
- Naprawa zaprawą PCCII ubytków dźwigarów głównych od strony ścianek zapleczy
- Naprawa zaprawą PCCIII ewentualnych ubytków na powierzchniach przyczółków od strony gruntu.

- Montaż zbrojenia nowych ścianek zapleczych, nowych bocznych ścianek osłonowych oraz płaszcza żelbetowego.
- Wykonanie izolacji przeciwwilgociowej na przyczółkach od komór rewizyjnych.
- Betonowanie ścianek zapleczych, osłonowych bocznych i kołnierza żelbetowego.
- Wykonanie izolacji przeciwwilgociowej przyczółków od strony gruntu.
- Zasypanie przestrzeni za przyczółkiem z zagęszczeniem.
- Wykonanie konstrukcji jezdni i chodników w obrębie przyczółków.
- Zabezpieczenie powierzchni żelbetowych powłoką antykarbonatyzacyjną i powłoką antygraffiti.

5. Filar zachodni:

- Oczyszczenie powierzchni betonu i odkucie luźnego, skarbonatyzowanego betonu, oczyszczenie prętów zbrojeniowych i uzupełnienie ubytków betonu.
- Płukanie pęknięć i rys oraz wykonanie iniekcji sklejącej.
- Oczyszczenie stalowych łożysk stałych i wykonanie powłoki antykorozyjnej.
- Wykonanie powłoki hydrofobizującej na górnej powierzchni filara.
- Zabezpieczenie powierzchni żelbetowych powłoką antykarbonatyzacyjną i powłoką antygraffiti.

6. Filar wschodni:

- Oczyszczenie powierzchni betonu i odkucie luźnego, skarbonatyzowanego betonu, oczyszczenie prętów zbrojeniowych i uzupełnienie ubytków betonu.
- Rozbiórka czołowych ścianek osłonowych i oczyszczenie nisz podłożyskowych z zanieczyszczeń
- Płukanie pęknięć i rys oraz wykonanie iniekcji sklejącej.
- Montaż zbrojenia i wykonanie płaszcza żelbetowego.
- Wykonanie powłoki hydrofobizującej na górnej powierzchni filara.
- Zabezpieczenie powierzchni żelbetowych powłoką antykarbonatyzacyjną i powłoką antygraffiti.

7. Odwodnienie obiektu:

- Montaż odwodnienia mostu (żeliwne wpusty krawężnikowe)

8. Zabezpieczenie urządzeń obcych na obiekcie i dojazdach:

- Należy zabezpieczyć i odtworzyć w przypadku konieczności demontażu wszystkie punkty geodezyjne z zachowaniem ich obecnych współrzędnych oraz rzędnych wysokościowych. Przed demontażem punktów należy przeprowadzić ich szczegółową inwentaryzację geodezyjną.
- W przypadku natrafienia w czasie wykonywanych prac ziemnych na nierozpoznane urządzenia lub sieci uzbrojenia terenu, należy powiadomić o tym ich właściciela i postępować stosownie do jego zaleceń.
- Zabezpieczenie na czas demontażu istniejącej płyty pomostowej, istniejących sieci i urządzeń, zlokalizowanych w kapach chodnikowych i podwieszonych do konstrukcji mostu.

9. Dojazdy do wiaduktu:

- Demontaż istniejącej nawierzchni jezdni i chodników na dojazdach za przyczółkami, na długości odcinka powiązania.
- Wykonanie nawierzchni jezdni i chodników na dojazdach do mostu.

10. Stożki nasypowe:

- Rozbiórka istniejących stożków nasypowych.
- Wykonanie zabezpieczenia podstawy stożków nasypowych.
- Wykonanie stożków nasypowych.
- Wykonanie umocnień stożków.

11. Schody skarpowe na nasypach przy przyczółkach po obu stronach mostu:

- Rozbiórka istniejących schodów skarpowych.
- Wykonanie schodów skarpowych z elementów prefabrykowanych.

12. Montaż wózków rewizyjnych podwieszonych do konstrukcji mostu:

- Montaż szyn jezdnych do skrajnych dźwigarów
- Montaż wózków rewizyjnych wraz z napędem w każdym przęśle mostu.

13. Prace pozostałe:

- Montaż znaków wysokościowych dla oceny prawidłowej pracy obiektu inżynierskiego.
- Umieszczenie dwóch stałych znaków wysokościowych na końcach obiektu.
- Próbné obciążenie wiaduktu według przygotowanego według odrębnego opracowania projektu próbnego obciążenia.
- Malowanie znaków poziomych.
- Ustawienie znaków pionowych.
- Przywrócenie docelowej organizacji ruchu.
- Profilowanie skarp i terenu z obsianiem trawą.
- Likwidacja placu budowy.

14. Dokumentacja jaka musi zostać przygotowana przez Wykonawcę robót w związku z ich realizacją:

- Opracowanie projektu technologicznego deskowań i podpór tymczasowych.
- Opracowanie projektu zabicia ścianek szczelnych stanowiących zabezpieczenie podstawy stożków nasypowych.
- Opracowanie projektu próbnego obciążenia.

#### **10.4 ORGANIZACJA RUCHU KOŁOWEGO W REJONIE INWESTYCJI NA CZAS ROBÓT**

Na czas remontu istniejącego mostu ruch kołowy zostanie zamknięty i skierowany na objazdy. Ruch pieszych odbywać się będzie po istniejącym chodniku w zależności od etapowania robót

Wszelkie prace budowlane należy prowadzić zgodnie z zatwierdzonym projektem czasowej organizacji ruchu (praca SKM 001-C) oraz przyjętym etapowaniem robót budowlanych.

#### **10.5 ORGANIZACJA RUCHU KOŁOWEGO PO ZAKOŃCZENIU PRAC BUDOWLANYCH**

Po zakończeniu prac budowlanych związanych z remontem mostu przewiduje się przywrócenie ruchu kołowego i pieszych do stanu pierwotnego.



## 11 OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE – WYCIĄG

### 11.1 WSTĘP

Obliczenia przeprowadzono w programie Autodesk ROBOT Structural Analysis. Program „ROBOT” wykorzystuje metodę elementów skończonych. Obiekt zamodelowano w układzie klasy  $e^1p^3$ .

Analizy elementów konstrukcji mostu wykonano na podstawie normy PN-82/S-10042. Konstrukcje mostu sprawdzano na obciążenie stałe (ciężar własny oraz wyposażenie) oraz obciążenie zmienne pojazdem K oraz  $q$  klasy C, dodatkowo uwzględniając wpływy reologiczne. Obciążenia przykładane do konstrukcji są jako charakterystyczne, tworząc kombinację obciążeń przemnażane są one przez odpowiednie współczynniki obliczeniowe. Miejsca przyłożenia obciążeń zmiennych wynikają z linii wpływu szukanych wielkości statycznych dla danych elementów.

#### ZAŁOŻENIA MATERIAŁOWE:

Dla istniejącej konstrukcji wg dokumentacji archiwalnej.

- Beton konstrukcyjny istniejącej konstrukcji –  $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$
- Beton konstrukcyjny nowej płyty pomostowej – B35
- Stal zbrojeniowa żebrowana istniejącej konstrukcji  $Q_r = 3600 \text{ kG/cm}^2$
- Stal zbrojeniowa gładka istniejącej konstrukcji  $Q_r = 2700 \text{ kG/cm}^2$
- Stal zbrojeniowa projektowana BSt500

### 11.2 OBCIĄŻENIA

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie ciężarem własnym oraz wyposażeniem (obciążenia stałe),
- obciążenie użytkowe – tłum, tabor, pojazd K (obciążenia zmienne),
- obciążenie temperaturą,
- wpływ reologii betonu

#### • Obciążenia stałe – przed zespoleniem

- beton konstrukcji istniejącej automatycznie kalkulowany przez program
- płyta pomostowa (mokra)  $g_1^c = 26 \times 0,21 = 5,46 \text{ kN/m}^2$ ,
- płyta pomostowa (sucha)  $g_2^c = 25 \times 0,21 = 5,25 \text{ kN/m}^2$ ,

#### • Obciążenia technologiczne

- deskowanie  $t_1^c = 1 \text{ kN/m}^2$ ,

• **Obciążenia stałe – po zespoleniu**

- hydroizolacja  $g_1^c = 14 \times 0,01 = 0,14 \text{ kN/m}^2$ ,
- nawierzchnia bitumiczna  $g_2^c = 23 \times 0,10 = 2,30 \text{ kN/m}^2$ ,
- kapa chodnikowa + gzymsy  $g_3^c = 25 \times 0,23 = 5,75 \text{ kN/m}^2$ ,  
 $g_4^c = 25 \times 0,026 = 0,65 \text{ kN/m}$   
– obciążenie liniowe na skraju płyty
- nawierzchnia izolacja(chodnik)  $g_5^c = 23 \times 0,01 = 0,23 \text{ kN/m}^2$ ,
- balustrada  $q_6^c = 1,0 \text{ kN/m}$ ,  
– obciążenie liniowe na skraju płyty
- płyty rewizyjne  $g_8^c = 0,5 \times 25 \times 0,21 \times 1,8 = 4,73 \text{ kN/m}$ ,  
 $m_8^c = 4,73 \times 0,5 = 2,36 \text{ kNm/m}$   
– obciążenie liniowe dźwigara od jednej płyty rewizyjnej
- mocowanie rurociągów  $g_9^c = 0,1 \text{ kN/m}$ ,  
 $m_8^c = 0,1 \times 0,5 = 0,05 \text{ kNm/m}$   
– obciążenie liniowe dźwigara od jednego rurociągu

$$g^{1c} = g_1^c + g_2^c = 0,14 + 2,30 = 2,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (obciążenie na jezdni),}$$

$$g^{2c} = g_1^c + g_4^c + g_5^c = 0,14 + 5,75 + 0,23 = 6,12 \text{ kN/m}^2 \text{ (zakres kapy chodnikowej),}$$

$$g^{3c} = g_4^c + g_6^c = 0,23 + 1 = 1,23 \text{ kN/m (krawędź płyty),}$$

• **Obciążenie użytkowe**

Założono, że most przenosi obciążenie ruchome taborem samochodowym jak dla klasy „C”.

Obciążenie pojazdem K:

$$K = 400 \text{ kN (8 sił skupionych po 50 kN)}$$

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2,$$

Obciążenie  $q$  należy zastosować bez współczynnika dynamicznego ustawione na całej szerokości jezdni.

- szerokość jezdni:  $b_j = 7,00 \text{ m}$ ,

Współczynnik dynamiczny:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \times L \quad , \text{ gdzie } L: \quad L = 85 / 3 = 28,33 \text{ m}$$

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \times 28,33 = 1,208 < 1,325$$

Obciążenie tłumem:

$$t^c = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Magistrala ciepłownicza:

$$q_1^c = 0,5 \times 1,25 = 0,625 \text{ kN/m},$$

$$m_1^c = 0,625 \times 0,5 = 0,318 \text{ kNm/m}$$

– obciążenie liniowe dźwigara dla jednej magistrali ciepłowniczej

### • Obciążenia temperaturą

Przyjęto jak dla obiektów betonowych o najmniejszym wymiarze mniejszym niż 60 cm, gdzie temperatura waha się w granicach -15 – 30 st. Celsjusza. Wahania temperatury (od przyjętej temperatury montażu) wynoszą więc -25 °C oraz +20 °C. Dodatkowo różnica między temperaturą górnej i dolnej powierzchni betonu wynosi 5 °C.

### • Skurcz i pęcznienie

Skurcz i pęcznienie zostanie wyznaczone na podstawie normy PN-EN 1992-1-1. Założono, że procesy reologiczne w istniejącej konstrukcji zostały zakończone. Wpływ skurczu i pęcznienia nowej płyty pomostowej modelowano zastępczym obciążeniem temperaturą.

#### A. Dane wejściowe do obliczeń

$A_c =$	<b>0,567</b>	[ m <sup>2</sup> ]	Pole przekroju betonu
$u =$	<b>2,7</b>	[ m ]	Obwód części przekroju wystawionej na wysychanie
$RH =$	<b>70</b>	[ % ]	Wilgotność względna
$t =$	<b>100000</b>	[ dni ]	Wiek betonu w rozważanej chwili
$t_s =$	<b>7</b>	[ dni ]	Wiek betonu na początku procesu wysychania (albo pęcznienia), zwykle jest to dzień zakończenia pielęgnacji
$t_0 =$	<b>28</b>	[ dni ]	Wiek betonu w chwili przyłożenia obciążenia
$\bar{\gamma}(\Delta t_i) =$	<b>10</b>	[ °C ]	Średnia temperatura dojrzewania betonu w czasie $t_0$ (z przedziału 0 - 80 °C)
$\sigma_{c,SLS} =$	<b>15</b>	[ MPa ]	Napężenia ściskające w betonie w chwili $t_0$ (po przyłożeniu obciążenia)

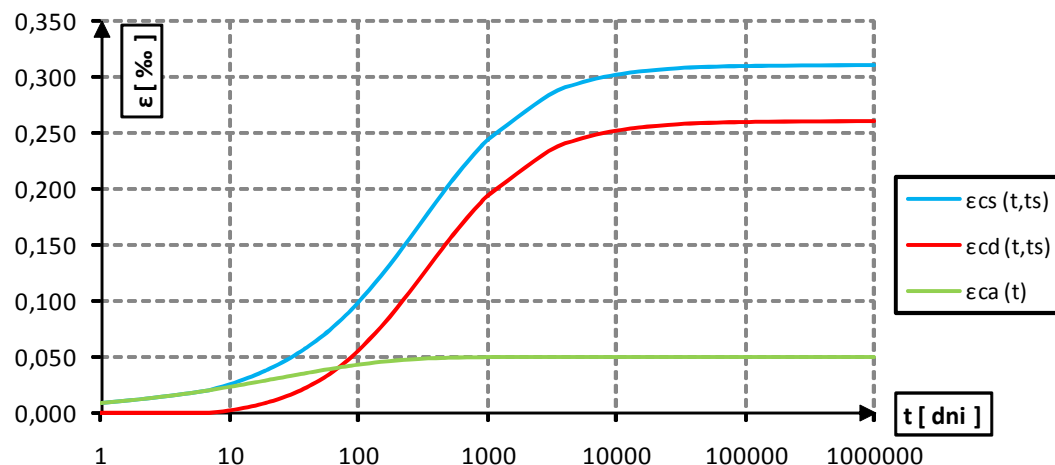
Klasa betonu:	<b>C 30/37</b>	Klasa betonu wg Tablicy 3.1 PN-EN 1992-1-1
Klasa cementu:	<b>N</b>	Cement normalnie twardniejący

#### D. Całkowite odkształcenia skurczowe

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cd}(t, t_s) + \varepsilon_{ca}(t) = \mathbf{0,310} \quad [ \text{‰} ] \quad \text{Wartość całkowitych odkształceń skurczowych w rozważanej chwili}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_s) = \varepsilon_{cd}(\infty, t_s) + \varepsilon_{ca}(\infty) = \mathbf{0,311} \quad [ \text{‰} ] \quad \text{Wartość końcowych całkowitych odkształceń skurczowych}$$

Wykres przyrostu odkształceń skurczowych od wysychania, autogenicznych oraz całkowitych w funkcji czasu

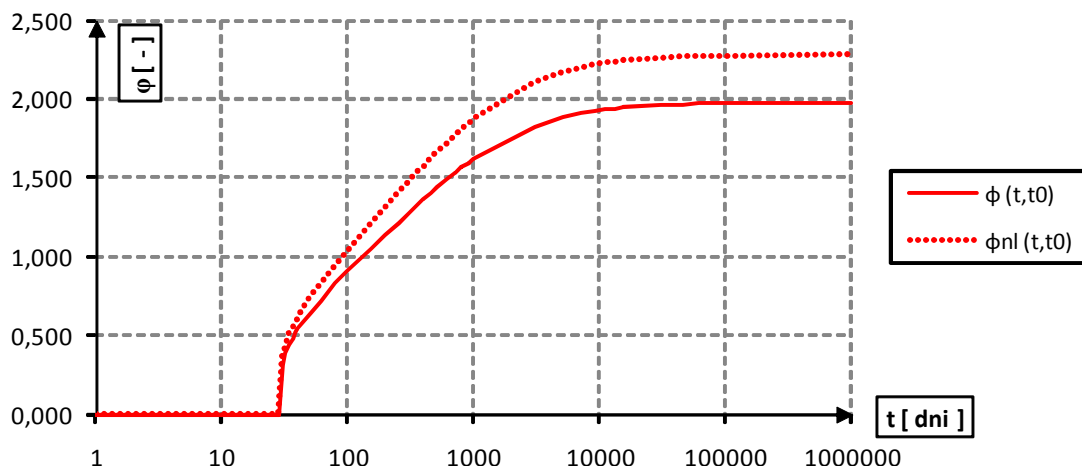


### E. Współczynnik pełzania

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = \begin{matrix} 1,973 \\ 2,28 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [-] \\ [-] \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Współczynnik pełzania w rozważanej chwili} \\ \text{Współczynnik pełzania nieliniowego w rozważanej chwili} \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} \varphi(\infty, t_0) &= \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0) = \begin{matrix} 1,978 \\ 2,283 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [-] \\ [-] \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Końcowy współczynnik pełzania} \\ \text{Końcowy współczynnik pełzania nieliniowego} \end{matrix} \\ \varphi_{il}(\infty, t_0) &= \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)] = \begin{matrix} 1,978 \\ 2,283 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [-] \\ [-] \end{matrix} \end{aligned}$$

Wykres przyrostu współczynnika pełzania w funkcji czasu

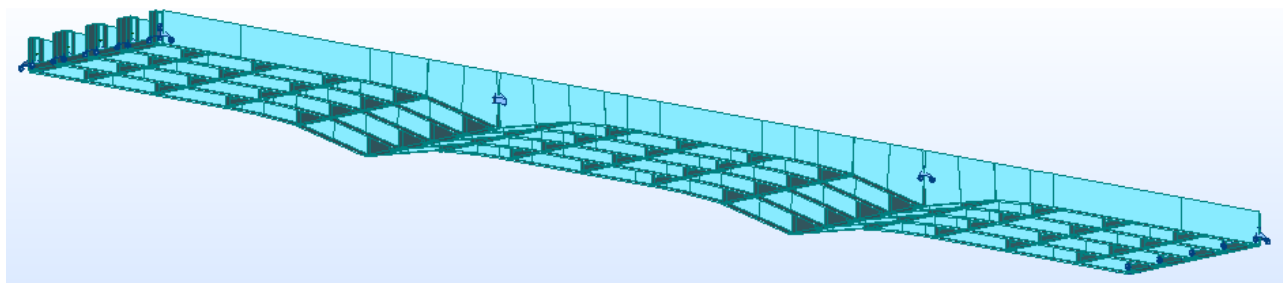


## 11.3 MODELE OBLICZENIOWY MES

### 11.3.1 Opis modelu

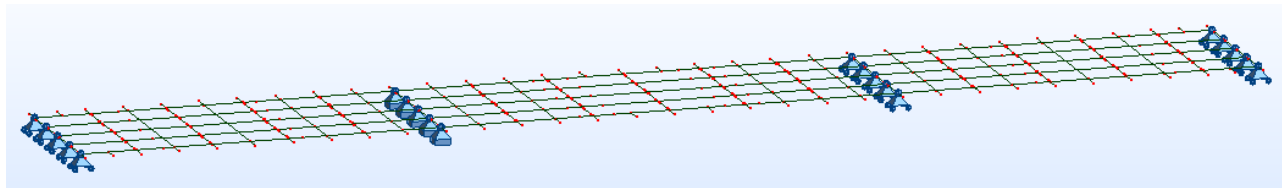
W celu wyznaczenie wartości sił wewnętrznych stworzono dwa modele klasy  $e^1 p^2$  (ruszt) w programie Robot. Wszystkie obciążenia modelowano jako charakterystyczne, następnie tworząc kombinacje obciążeń przemnażano je przez odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa. Do modelowania przekrojów poprzecznych prętów przyjęto parametry fizyczne przedstawione poniżej. Schemat rusztu przedstawiono na rysunku. Ponieważ obiekt znajduje się w planie w układzie pozbawionym łuków (geometria równoległoboku) nie ma potrzeby modelowania poziomych oddziaływań, stąd nie wprowadzano do modelu rzeczywistych sztywności podpór.

- Konstrukcja po rozebraniu istniejącej płyty, przed zespoleniem:



Rysunek 11.1 Model konstrukcji przed zespolenie

- Konstrukcja po zespoleniu

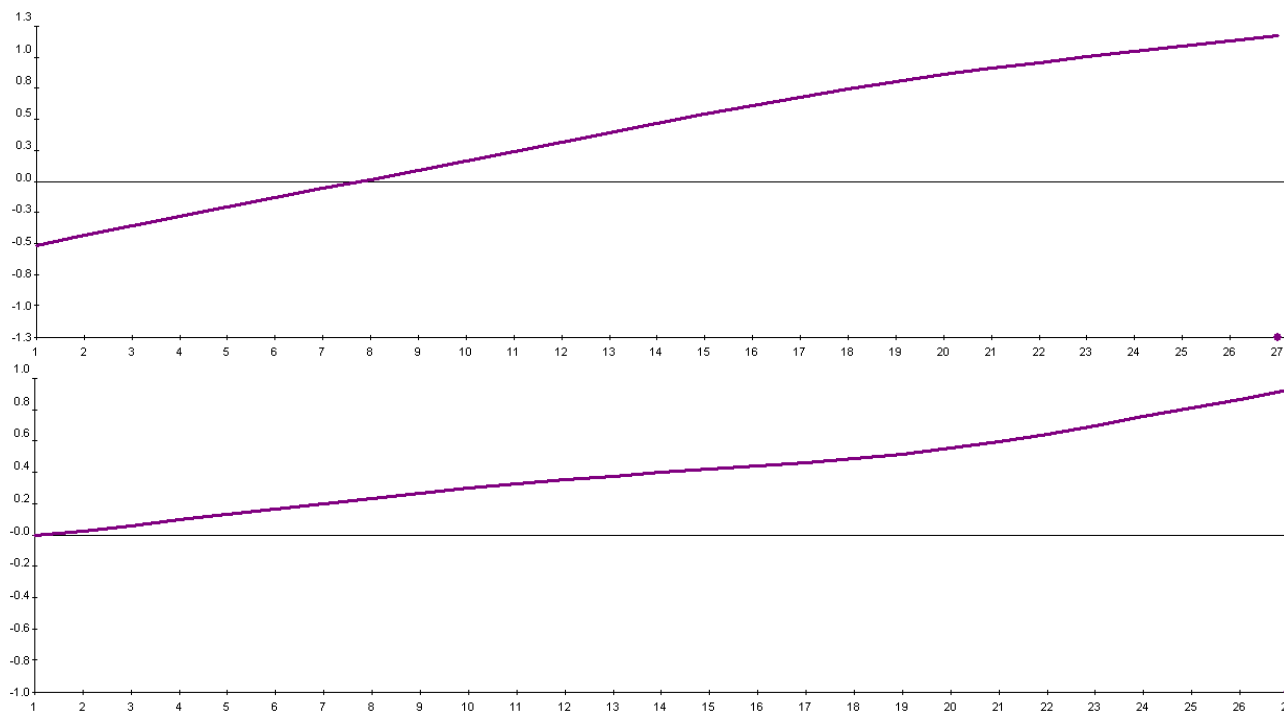


Rysunek 11.2 Model konstrukcji po zespoleniu

## 11.4 MODEL OBCIĄŻEŃ

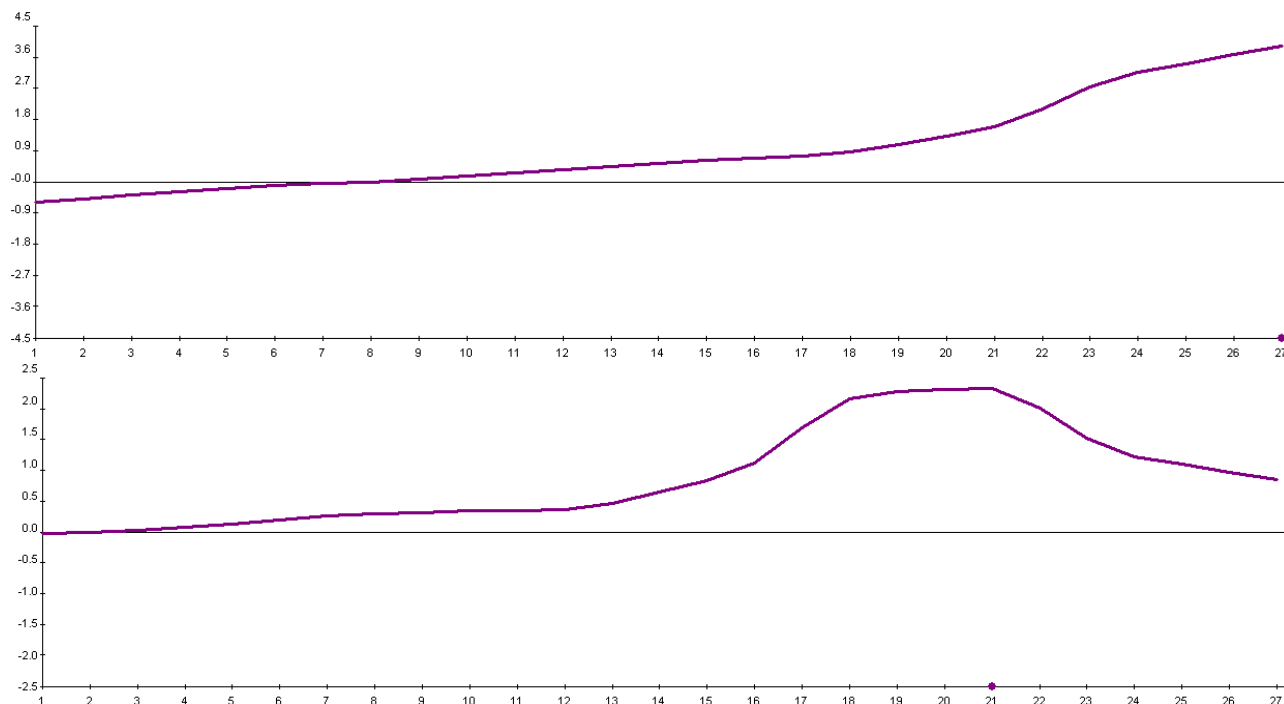
Obciążenia zmienne przykładano wyłącznie na tych powierzchniach, dla których dawały one pożądane efekty statyczne (określone części powierzchni wpływu). Podobnie postępowano z obciążeniami stałymi, przy których w SGN różnicowano współczynniki obliczeniowe ze względu na lokalizację obciążenia i powierzchnię wpływu. Poniżej przedstawiono wybrane z analizowanych linii rozdziału poprzecznego, pokazujące wpływ lokalizacji obciążenia na wybrane wielkości statyczne.

Poniżej przedstawiono LRPO dla dźwigarów kolejno: skrajnego, przedskrajnego oraz środkowego.

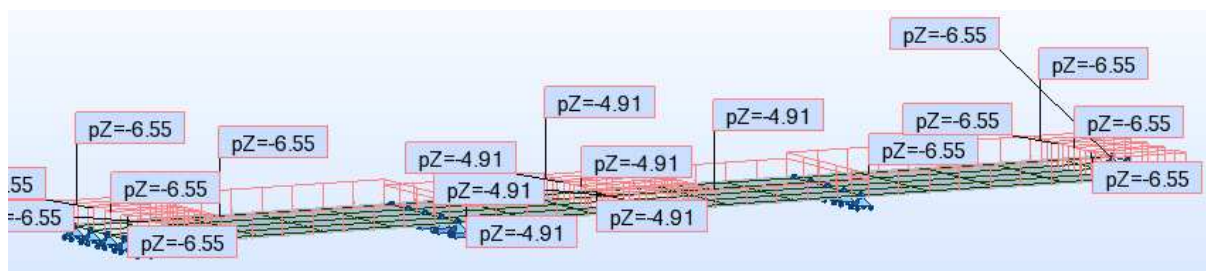


Rysunek 11.3 LRPO w przęśle 1 dla dźwigarów, od góry: skrajnych, przedskrajnych (po zespoleniu)

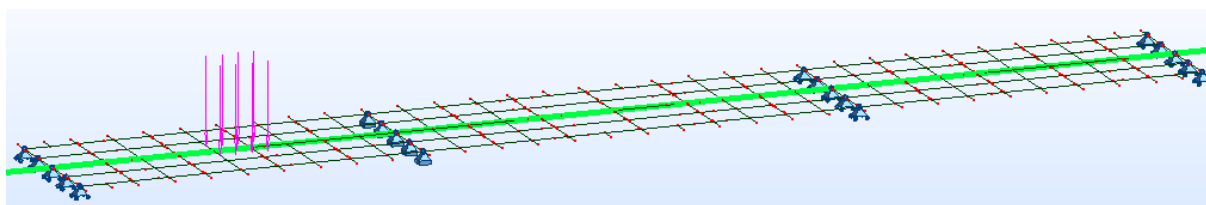




**Rysunek 11.4** LRPO w przęśle 2 (środek) dla dźwigarów, od góry: skrajnych, przedskrajnych (po zespoleniu)



**Rysunek 11.5** Kombinacja obciążenia betonem nowej płyty pomostowej – model przed zespoleniem



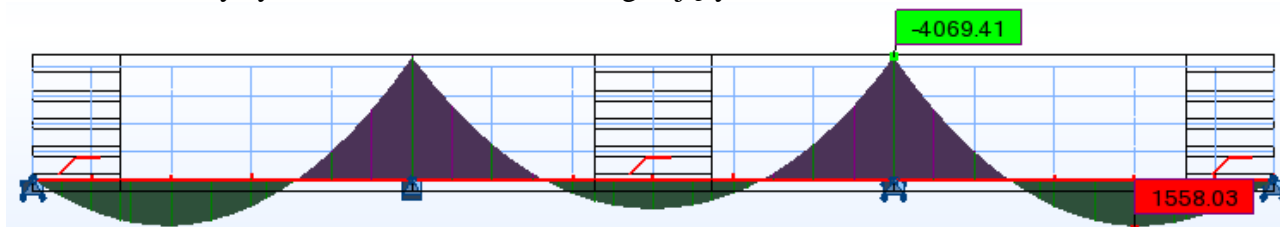
**Rysunek 11.6** Obciążenie zmienne pojazdem K – wizualizacja pojazdu w przykładowym położeniu wraz z jego trasą przejazdu (na zielono) – model po zespoleniu

## 11.5 ANALIZA DŹWIGARÓW GŁÓWNYCH

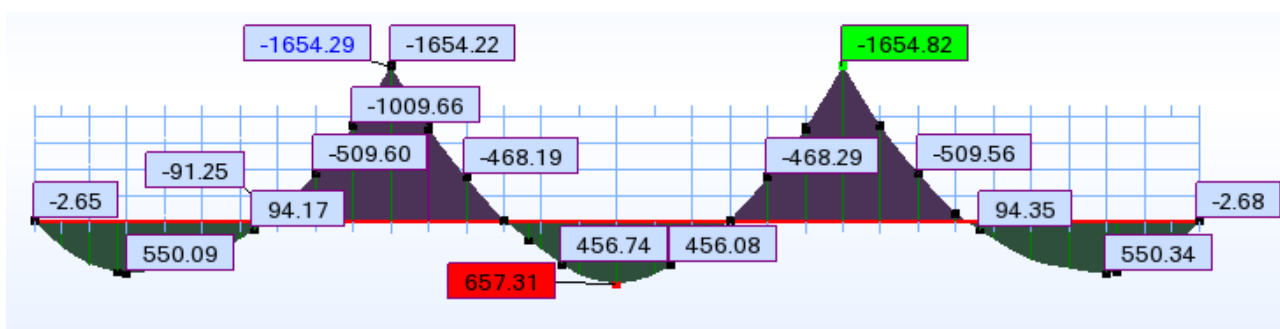
Analizuje się dźwigar skrajny i przedskrajny konstrukcji. Poniżej przedstawiono wykresy momentów zginających dźwigarów głównych w fazie przed i po zespoleniu.

### 11.5.1 Dźwigar skrajny – momenty zginające

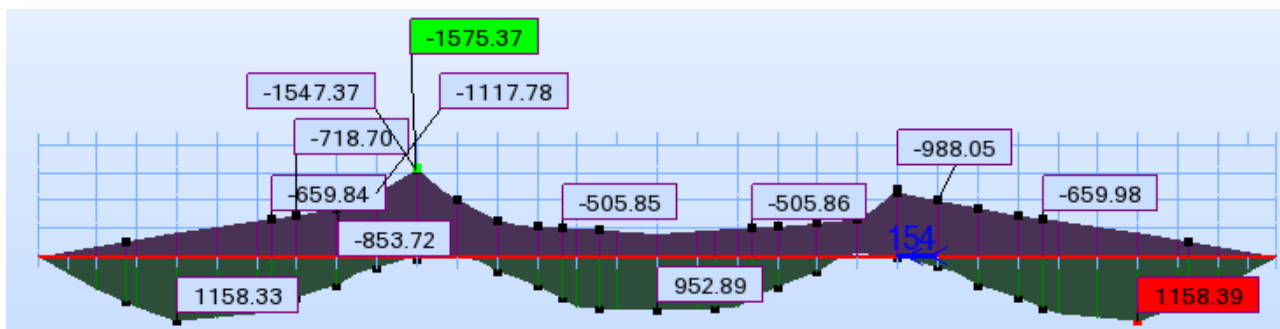
- charakterystyczne wartości momentów zginających



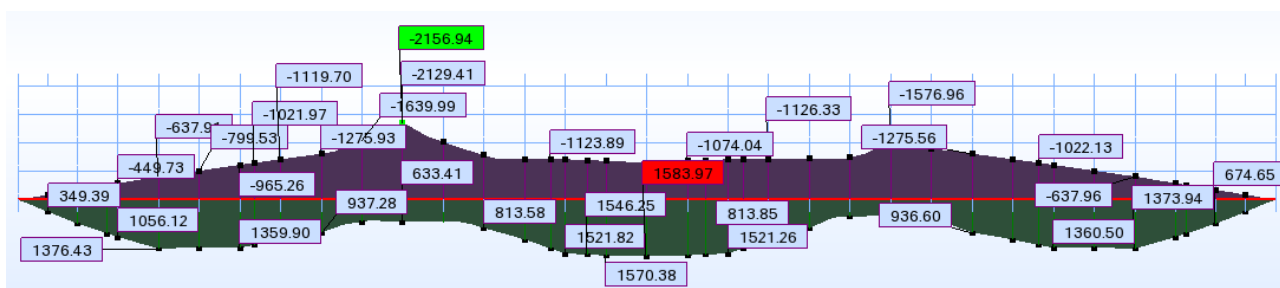
Rysunek 11.7 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym oraz betonem płyty pomostowej – układ P i PD, dźwigar skrajny, przekrój niezespolony



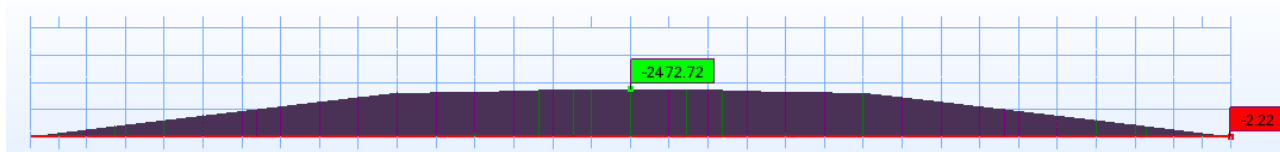
Rysunek 11.8 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń długotrwałych – układ P i PD, dźwigar skrajny, przekrój zespolony



Rysunek 11.9 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ P, dźwigar skrajny, przekrój zespolony

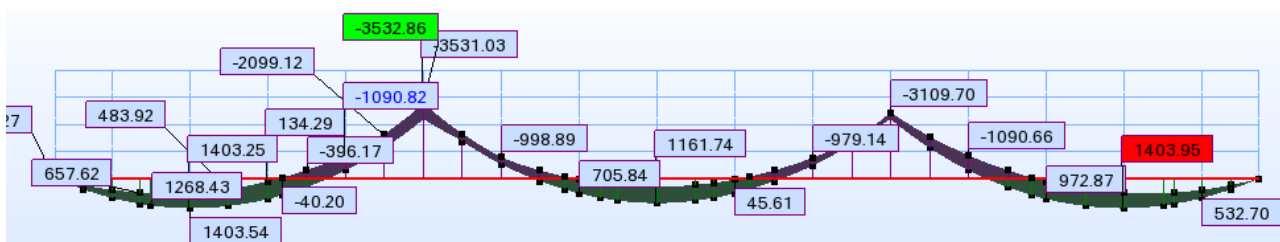


Rysunek 11.10 Maksymalne o charakterystyczne momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ PD, dźwigar skrajny, przekrój zespolony

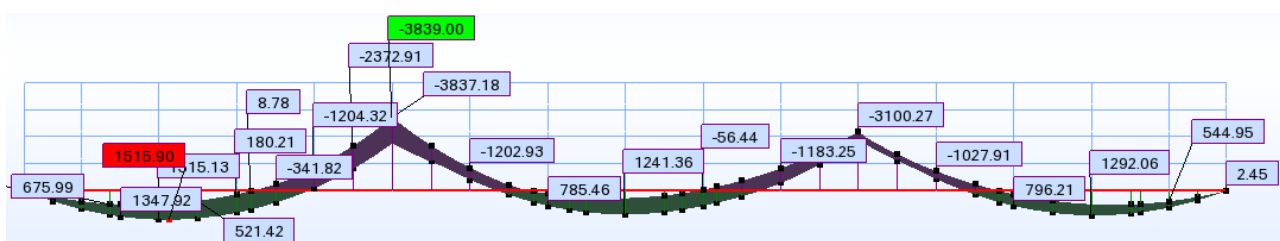


Rysunek 11.11 Charakterystyczne zginające od reologii, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony

- obliczeniowe wartości momentów zginających



Rysunek 11.12 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym – układ P, dźwigar skrajny, przekrój niezespolony



Rysunek 11.13 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym oraz osiadaniem podpór – układ PD, dźwigar skrajny, przekrój niezespolony



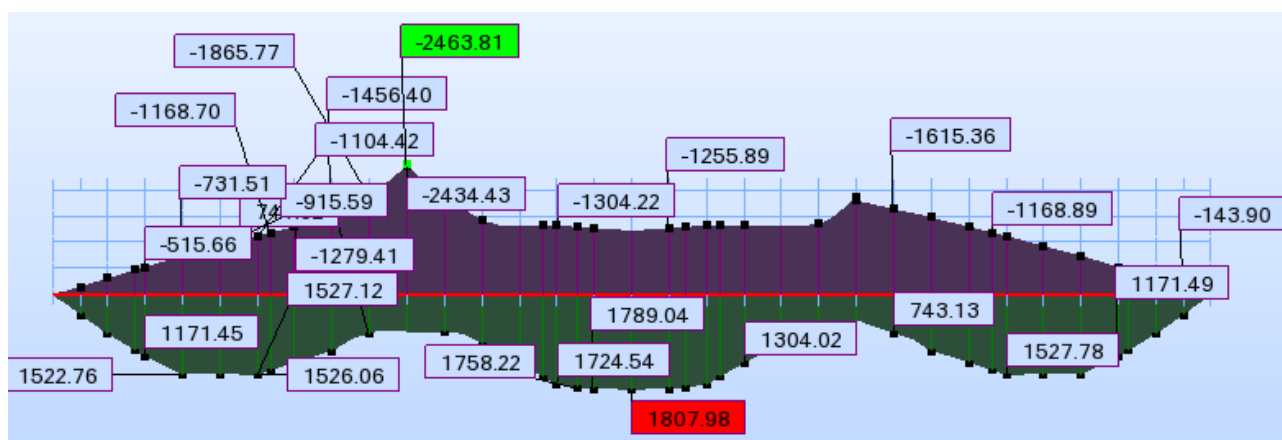
Rysunek 11.14 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń betonem płyty pomostowej – układ P i PD, dźwigar skrajny, przekrój niezespolony



Rysunek 11.15 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń długotrwałych – układ P i PD, dźwigar skrajny, przekrój zespolony



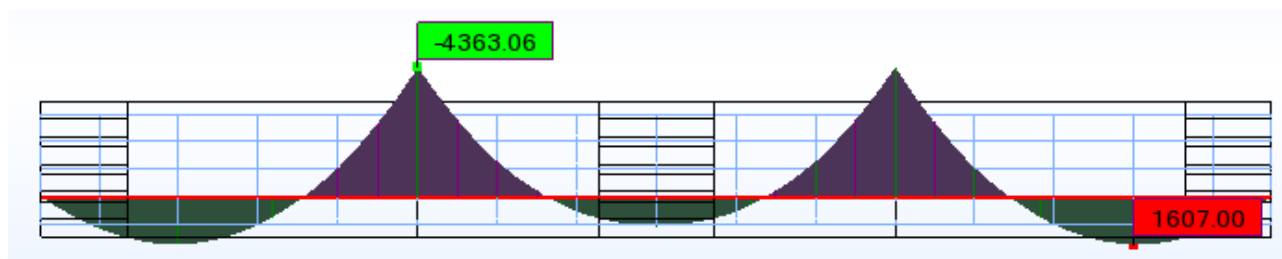
Rysunek 11.16 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ P, dźwigar skrajny, przekrój zespólny



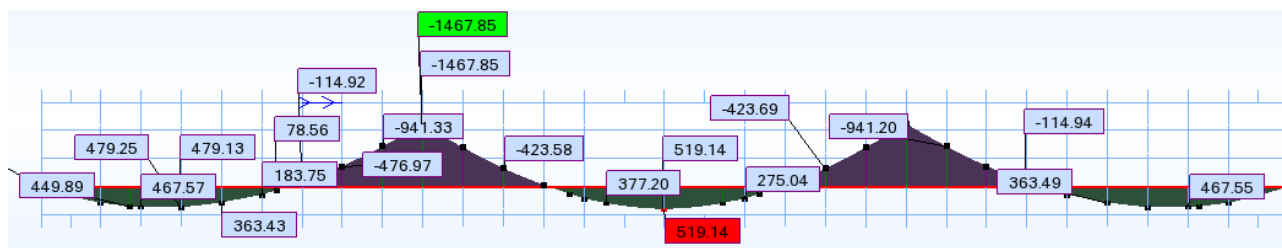
Rysunek 11.17 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ PD, dźwigar skrajny, przekrój zespólny

### 11.5.2 Dźwigar przedskrajny – momenty zginające

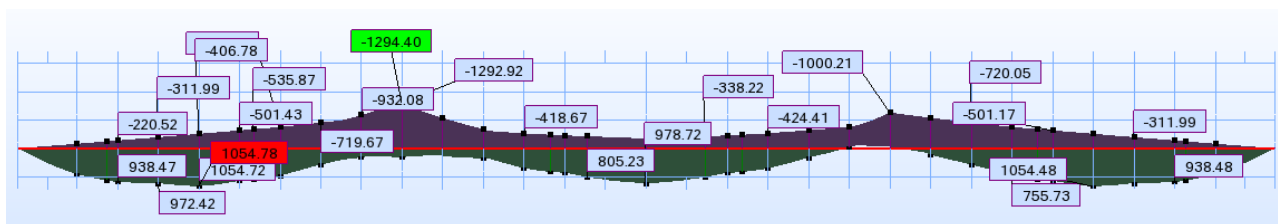
- charakterystyczne wartości momentów zginających



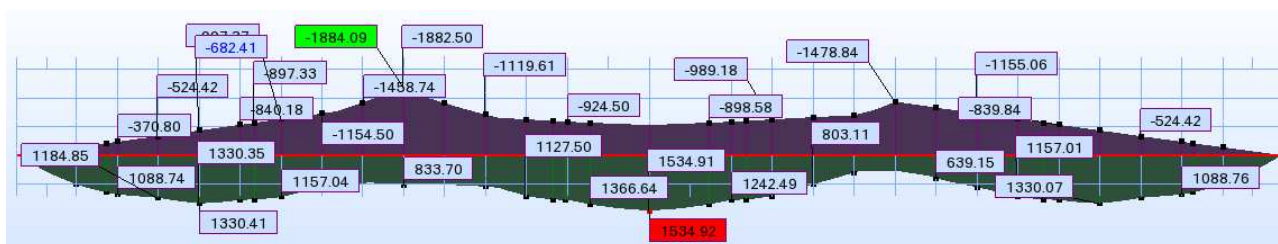
Rysunek 11.18 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym oraz betonem płyty pomostowej – układ P i PD, dźwigar przedskrajny, przekrój niezespólny



Rysunek 11.19 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń długotrwałych – układ P i PD, dźwigar przedskrajny, przekrój zespólny



Rysunek 11.20 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ P, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony

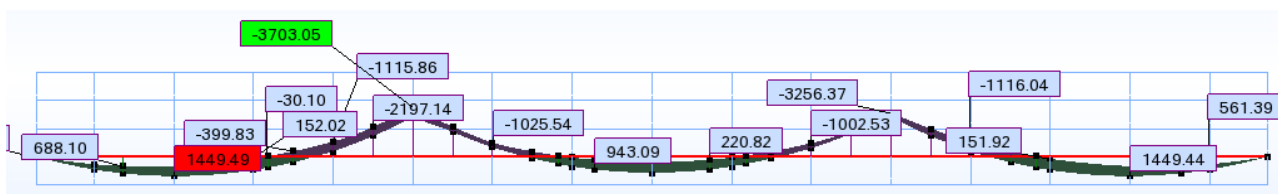


Rysunek 11.21 Maksymalne charakterystyczne momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ PD, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony

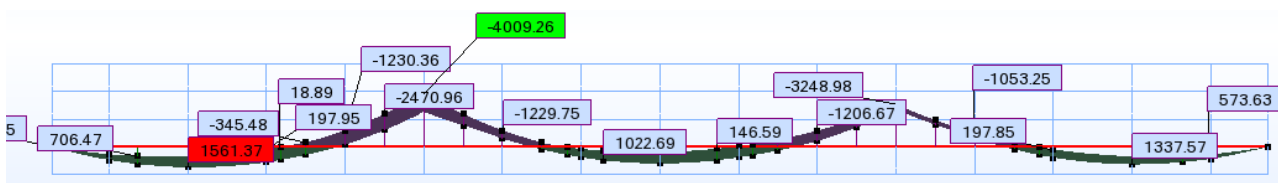


Rysunek 11.22 Charakterystyczne momenty zginające od reologii , dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony

- obliczeniowe wartości momentów zginających



Rysunek 11.23 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym – układ P, dźwigar przedskrajny, przekrój niezespolony

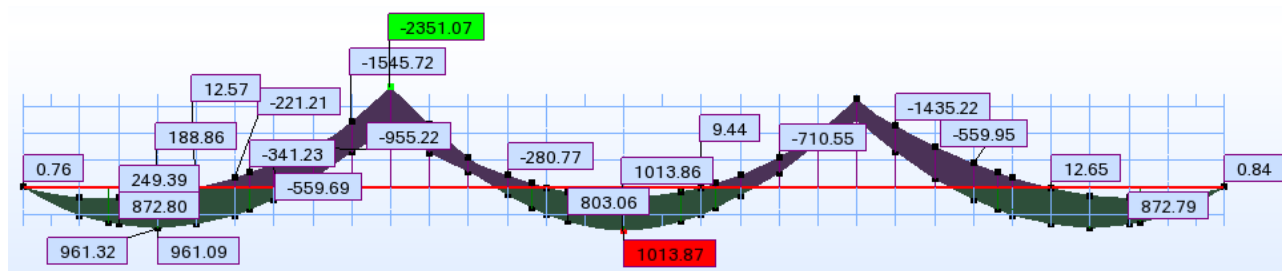


Rysunek 11.24 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń ciężarem własnym oraz osiadaniem podpór – układ PD, dźwigar przedskrajny, przekrój niezespolony



Rysunek 11.25 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń betonem płyty pomostowej – układ P i PD, dźwigar przedskrajny, przekrój niezespolony

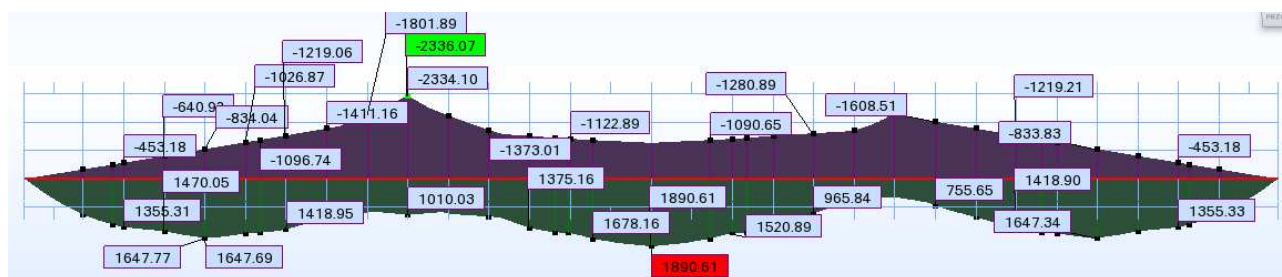




Rysunek 11.26 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń długotrwałych – układ P i PD, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony



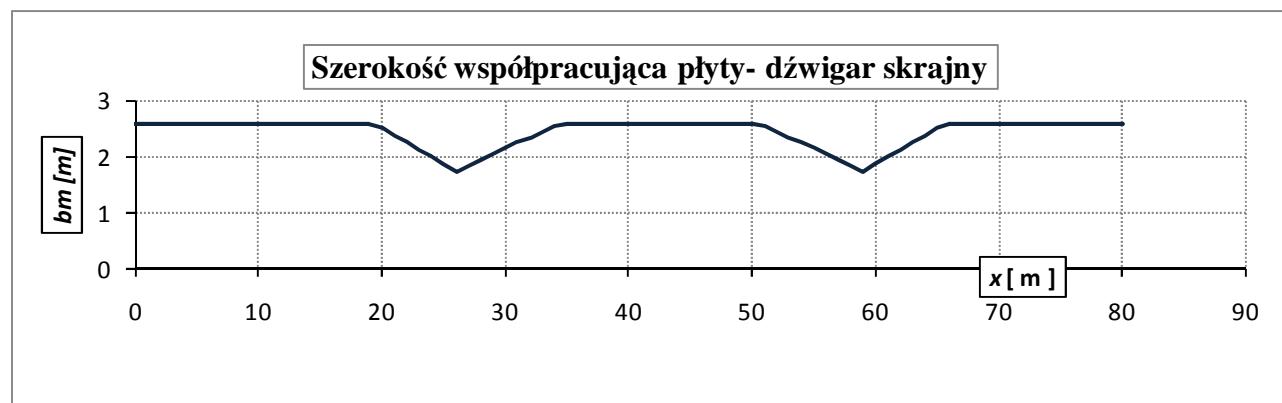
Rysunek 11.27 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ P, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony



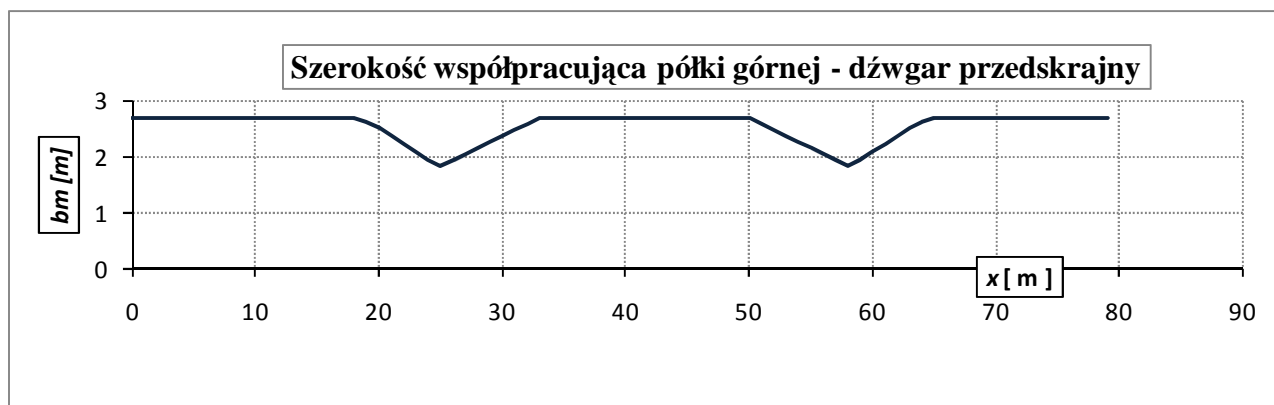
Rysunek 11.28 Maksymalne obliczeniowe momenty zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ PD, dźwigar przedskrajny, przekrój zespolony

### 11.5.3 Szerokość współpracująca płyty

Представлено ширину współpracующей плиты. Увзглѣднено в обліченіях редукцію ширини współpracующей в стріє приподпорowej.



Rysunek 11.29 Szerokość współpracująca płyty pomostowej – dźwigar skrajny



Rysunek 11.30 Szerokość współpracująca płyty pomostowej – dźwigar przedskrajny

### 11.5.4 Istniejące zbrojenie dźwigarów

Przyjęto zbrojenie dźwigarów na podstawie dokumentacji archiwalnej. Do obliczeń przekroji przęsłowych przyjęto redukcję pola przekroju dolnej warstwy zbrojenia o 20%. Tabele poniżej przedstawiają wykaz istniejącego zbrojenia głównego dźwigarów:

Przekr. przęsłowy y-przęsło skrajne-dż. skrajny				Przekr. przęsłowy y-przęsło środek-dż. skrajny				Przekr. podporowy y-dż. skrajny			
warstwa	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]	i	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]	i	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]
1	0,050	7	0,026	1	0,050	7	0,026	1	0,050	5	0,029
2	0,100	7	0,029	2	0,100	6	0,029	2			
3	0,150	1	0,029	3				3			
4		0		4		0		4	2,920	4	0,029
5		0		5		0		5	2,970	7	0,029
6		0		6		0		6	3,020	7	0,029
7	1,850	3	0,016	7	1,850	3	0,016	7	3,170	5	0,029

Rysunek 11.31 Wykaz zbrojenia w dźwigarach skrajnych

Przekr. przęsłowy y-przęsło skrajne-dż. przedskrajny				Przekr. przęsłowy y-przęsło środek-dż. przedskrajny				Przekr. podporowy y-dż. przedskrajny			
i	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]	i	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]	i	h <sub>a1</sub> [m]	n <sub>a1</sub> [szt.]	φ <sub>a1</sub> [m]
1	0,050	7	0,026	1	0,050	7	0,026	1	0,050	5	0,029
2	0,100	7	0,029	2	0,100	6	0,029	2			
3	0,150	1	0,029	3				3			
4		0		4		0		4			
5		0		5		0		5	3,070	7	0,029
6		0		6		0		6	3,120	7	0,029
7	1,850	3	0,016	7	0,850	4	0,016	7	3,170	7	0,029

Rysunek 11.32 Wykaz zbrojenia w dźwigarach przedskrajnych

### 11.5.5 Wymiarowanie na zginanie dźwigarów głównych - SGN

Analizuje się po 3 przekroje krytyczne w dźwigarach skrajnym oraz przedskrajnym. Poniżej przedstawiono wyniki analizy wytrzymałościowej:

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [Mpa]	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1411,15	771,33	1089,44	1089,44	1651,4	-1198,318	-	-	-	-
σ <sub>pl,g</sub> max [MPa]	0,0	0,0	1,2	1,5	1,9	-2,2	3,1	1,2	26,2	spełniony
σ <sub>bel,g</sub> max [MPa]	4,6	2,5	-0,5	0,7	-0,8	2,3	5,8	9,3	17,5	spełniony
σ <sub>a, bel, d</sub> max [MPa]	-97,9	-53,6	-56,9	-59,1	-86,2	2,3	-294,7	-294,6	-295	spełniony
σ <sub>e, pl, g</sub> [MPa]	64,1	32,4	4,3	22,6	6,6	-13,1	107,3	112,5	295	spełniony
σ <sub>a, bel, g</sub> [MPa]	64,1	32,4	-5,7	9,3	-8,6	11,8	82,2	108,9	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe	krótkotrwałe	reologia		suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1173,26	428,41	1359,03	1359,03	1338,06	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,0	0,00	2,08	2,41	2,05	-3,7	4,1	0,8	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,0	1,46	-0,52	1,21	-0,51	-1,1	4,4	5,1	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-94,1	-34,41	-83,02	-87,33	-81,74	21,0	-293,2	-276,5	-295	spełniony
$\sigma_a'_{pl,g}$ [MPa]	55,3	18,59	8,04	37,23	7,92	-22,4	89,9	96,6	295	spełniony
$\sigma_a'_{bel,g}$ [MPa]	55,3	18,59	-6,44	17,42	-6,34	-7,9	61,1	77,1	295	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe	krótkotrwałe	reologia		suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	-3487,36	-1622,84	-2264,592	-2264,592	-1755,051	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{bel,d \max}$ [MPa]	3,75	1,65	4,54	2,66	3,52	1,55	13,45	13,13	17,5	spełniony
$\sigma_{a,pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	-155,42	-158,42	-120,45	-25,80	-275,88	-304,68	-375	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-84,93	-38,06					-122,98	-122,98	-295	spełniony
$\sigma_a'_{bel,d}$ [MPa]	53,88	23,68	24,92	45,17	19,31	9,43	121,79	151,47	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGN - układ PD										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [Mpa]	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe	krótkotrwałe	reologia		suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1515,9	771,33	1131,3	1131,3	1522,76	-1198,318	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,0	0,0	1,2	1,5	1,7	-2,2	2,9	1,1	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,9	2,5	-0,5	0,7	-0,7	2,3	6,2	9,7	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-105,2	-53,6	-58,3	-61,3	-79,5	2,3	-296,7	-297,4	-295	niespełniony
$\sigma_a'_{pl,g}$ [MPa]	68,8	32,4	4,3	23,5	6,0	-13,1	111,6	117,6	295	spełniony
$\sigma_a'_{bel,g}$ [MPa]	68,8	32,4	-5,7	9,6	-7,9	11,8	87,6	114,7	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGN - układ PD										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe	krótkotrwałe	reologia		suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1251,91	428,41	1353,13	1353,13	1807,53	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$	0,00	0,00	3,21	1,12	2,28	-3,7	5,5	-0,3	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,39	1,51	0,15	0,09	-1,42	-1,1	4,6	3,5	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-111,28	-38,16	-93,07	-92,67	-122,31	21,0	-364,8	-343,4	-295	niespełniony
$\sigma_a'_{pl,g}$ [MPa]	61,02	19,15	14,07	14,86	7,28	-22,4	101,5	79,9	295	spełniony
$\sigma_a'_{bel,g}$ [MPa]	61,02	19,15	-3,14	-2,42	-13,54	-7,9	63,5	56,3	295	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGN - układ PD										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	-3788,5	-1622,84	-2264,592	-2264,592	-1755,051	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{bel,d \max}$ [MPa]	4,07	1,65	4,54	2,66	3,52	1,55	13,77	13,45	17,5	spełniony
$\sigma_{a,pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	-155,42	-158,42	-120,45	-25,80	-275,88	-304,68	-375	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \max}$ [MPa]	-92,26	-38,06					-130,32	-130,32	-295	spełniony
$\sigma_{a,bel,d}$ [MPa]	58,53	23,68	24,92	45,17	19,31	9,43	126,45	156,13	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [Mpa]	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1453,23	787,3	963,25	963,25	1541,33	-1386,57	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,0	0,0	1,1	1,3	1,7	-2,3	2,7	0,7	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,7	2,6	-0,5	0,6	-0,8	2,0	6,0	9,1	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-100,9	-54,8	-50,3	-52,1	-80,4	4,6	-286,3	-283,6	-295	spełniony
$\sigma_{a,pl,g}$ [MPa]	66,0	33,1	3,7	19,5	5,8	-13,9	108,5	110,5	295	spełniony
$\sigma_{a,bel,g}$ [MPa]	66,0	33,1	-5,1	7,8	-8,2	10,3	85,7	108,9	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1207,46	320,15	1017,67	1017,67	1435,95	-1386,57	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	2,14	2,11	3,02	-2,8	5,2	2,3	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,03	1,08	0,08	1,16	0,12	0,8	5,3	7,2	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-96,55	-25,67	-62,69	-66,80	-88,46	8,1	-273,4	-269,4	-295	spełniony
$\sigma_{a,pl,g}$ [MPa]	56,21	13,74	9,35	33,15	13,19	-17,1	92,5	99,2	295	spełniony
$\sigma_{a,bel,g}$ [MPa]	56,21	13,74	-2,11	17,25	-2,98	4,1	64,9	88,3	295	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	-3765,65	-1715,12	-2264,592	-2264,592	-1755,051	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{bel,d \max}$ [MPa]	3,94	1,79	4,54	2,66	3,52	1,55	13,78	13,46	17,5	spełniony
$\sigma_{a,pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	-155,42	-158,42	-120,45	-25,80	-275,88	-304,68	-375	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \max}$ [MPa]	-96,61	-43,83					-140,44	-140,44	-295	spełniony
$\sigma_{a,bel,d}$ [MPa]	56,66	25,66	24,92	45,17	19,31	9,43	126,55	156,23	295	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGN - układ PD										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [Mpa]	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1562,52	787,3	963,25	963,25	1647,69	-1386,57	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,0	0,0	1,1	1,3	1,8	-2,3	2,9	0,8	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	5,1	2,6	-0,5	0,6	-0,8	2,0	6,3	9,4	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-108,5	-54,8	-50,3	-52,1	-86,0	4,6	-299,4	-296,8	-295	niespełniony
$\sigma_{a,pl,g}$ [MPa]	70,9	33,1	3,7	19,5	6,2	-13,9	113,9	115,8	295	spełniony
$\sigma_{a,bel,g}$ [MPa]	70,9	33,1	-5,1	7,8	-8,8	10,3	90,1	113,3	295	spełniony



Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGN - układ PD										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	1286,95	320,15	1017,67	1017,67	1890,58	-1386,57	-	-	-	-
$\sigma_{pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	2,14	2,11	3,98	-2,8	6,1	3,3	26,2	spełniony
$\sigma_{bel,g \max}$ [MPa]	4,30	1,08	0,08	1,16	0,16	0,8	5,6	7,5	17,5	spełniony
$\sigma_{a,bel,d \max}$ [MPa]	-102,91	-25,67	-62,69	-66,80	-116,47	8,1	-307,7	-303,8	-295	niespełniony
$\sigma_a$ [MPa]	59,92	13,74	9,35	33,15	17,37	-17,1	100,4	107,1	295	spełniony
$\sigma_a$ [MPa]	59,92	13,74	-2,11	17,25	-3,92	4,1	67,6	91,0	295	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGN - układ P										
L.p.	I	II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop.	warunek SGN
Przekrój	nie zesp.	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	dł. CW	dł. Płyta	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
M [kNm]	-4077,58	-1715,12	-2264,592	-2264,592	-1755,051	-2396,636	-	-	-	-
$\sigma_{bel,d \max}$ [MPa]	4,27	1,79	4,54	2,66	3,52	1,55	14,11	13,79	17,5	spełniony
$\sigma_{a,pl,g \max}$ [MPa]	0,00	0,00	-155,42	-158,42	-120,45	-25,80	-275,88	-304,68	-375	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \max}$ [MPa]	-104,61	-43,83					-148,44	-148,44	-295	spełniony
$\sigma_a$ [MPa]	61,35	25,66	24,92	45,17	19,31	9,43	131,25	160,92	295	spełniony

Wniosek: Występują przekroje przęsłowe, dla których przekroczone są dopuszczalne naprężenia w zbrojeniu rozciągającym. Projektuje się wzmocnienie dźwigarów taśmami z włókien węglowych CFRP.

W najbardziej wyężonym przekroju (Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGN - układ PD), naprężenia dopuszczalne przekroczone są o wartość:

$$\sigma_{a,bel,d \max} - R_a = 364,8 - 295 = 69,8 \text{ MPa}$$

Aby przekrój posiadał wystarczającą nośność, powinien być wzmocniony tak, aby mógł przenieść dodatkowy moment zginający o wartości  $M_{dod} = 785 \text{ kNm}$ . Poniżej przedstawiono analizę przekroju wzmocnionego taśmami węglowymi o przekroju  $A_L = 330 \text{ mm}^2$  (np. 2 taśmy NEOXEPLATE HM 1214 firmy Megachemie lub równoważne).

$R_{b1}$ [MPa]	17,50	Nośność ze względu a stal:
$R_a$ [MPa]	295,00	
$f_{Lu, obl}$ [MPa]	1866,67	- przekrój nie wzmocniony
$A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,00701	x [m] 0,236489
$A_L$ [m <sup>2</sup> ]	0,00033	$M_a$ [kNm] 3524,2
$A_L / A_a$	0,047	- przekrój wzmocniony
$f_{Lu} / R_a$	6,33	x [m] 0,306889
		$M_{a,L}$ [kNm] 4573,4

Przyrost nośności przekroju:

$$M_a - M_{a,L} \quad 1049,1 \text{ [kNm]} \quad > \quad 785,0 \text{ [kNm]}$$

Dźwigary należy wzmocnić taśmami z włókien węglowych CFRP o następujących parametrach:

Pole przekroju	$A = \min. 330 \text{ mm}^2$
Moduł sprężystości	$E = \min. 250 \text{ GPa}$
Wytrzymałość na rozciąganie	$\min. 2800 \text{ MPa}$

Wzmocnienie wykonać wg rys. 12 w projekcie wykonawczym. Zakotwienie taśm należy wykonać jako systemowe wg zaleceń producenta (dotyczy to w szczególności odpowiedniego przygotowania podłoża, materiałów i długości zakotwienia).

### 11.5.6 Wymiarowanie na zginanie dźwigarów głównych – SGU

Analizuje się po 3 przekroje krytyczne w dźwigarach skrajnym oraz przedskrajnym. Do obliczeń przekroji przęsłowych przyjęto redukcję pola przekroju dolnej warstwy zbrojenia o 20%. Poniżej przedstawiono wyniki analizy SGU rozwarcia rys:

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	1558,63	550,34	550,34	1158,33	-998,5985				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	13,90	14,27	14,15	14,27					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	280	283	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	108	29	30	60	2	197,6	200,6	280	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	986,23	651,37	651,37	952,68	-1997,197				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	13,91	14,23	14,11	14,23					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	281	283	281	281				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	79	40	42	58	18	177,2	196,8	281	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	-4069,61	-1336,585	-1336,585	-1742,233	-1997,197				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	14,31	14,39	14,39	14,39					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	-279,52	-277,94	-277,94	-277,94	-277,94				
$\sigma_{a,pl \text{ max}} =$	0	-91,73	-93,50	-119,57	-21,50	-211,3	-234,6	-277,94	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \text{ max}} =$	-97,94	0,00	0,00	0,00	0,00	-97,9	-97,9	-277,94	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ PD									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	1558,63	550,34	550,34	1376,43	-998,60				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	13,90	14,29	14,15	14,27					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	280	283	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	108	28	30	72	2	208,6	212,0	280	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ PD									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	986,23	651,37	651,37	1583,71	-1997,20				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	13,91	14,15	14,28	14,28					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	283	280	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	88	45	45	107	18	239,8	257,1	283	spełniony

Przekrój podporowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	-4069,61	-1336,59	-1336,59	-1742,23	-1997,20				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	14,31	14,39	14,39	14,39					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	-280	-278	-278	-278	-278				
$\sigma_{a,pl,g \text{ max}} [MPa]$	0	-92	-94	-120	-22	-211,3	-234,6	-278	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \text{ max}} =$	-98,01	0,00	0,00	0,00	0,00	-98,0	-98,0	-277,94	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	1607	479,25	479,25	1054,78	-1155,475				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$s_R =$	13,90	14,28	14,16	14,28					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	280	283	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	112	25	26	55	4	191,8	196,5	280	spełniony



Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespolony				zespolony	zespolony		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	1607	479,25	479,25	1054,78	-1155,475				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$S_R =$	13,90	14,28	14,16	14,28					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	280	283	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	112	25	26	55	4	191,8	196,5	280	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.		III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój		zespolony				zespolony	zespolony		
Obciążenia		długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas		t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$		519,14	519,14	978,76	-1155,475				
$w_k =$		0,02	0,02	0,02					
$S_R =$		14,17	14,08	14,17					
$\sigma_{a \text{ red}} =$		282	284	282	282				
$\sigma_{a \text{ max}} =$		32	34	60	7	170,9	179,7	282	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespolony				zespolony	zespolony		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	-4363,06	-1336,585	-1336,585	-1742,233	-1997,197				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$S_R =$	14,31	14,39	14,39	14,39					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	-279	-278	-278	-278	-278				
$\sigma_{a,pl \text{ max}} =$	0	-92	-94	-120	-22	-211,3	-234,6	-278	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \text{ max}} =$	-111,80	0,00	0,00	0,00	0,00	-111,8	-111,8	-277,94	spełniony

Przekrój przęsłowy - przęsło skrajne - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ PD									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespolony				zespolony	zespolony		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	1607	479,25	479,25	1330,41	-1155,475				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$S_R =$	13,90	14,28	14,16	14,28					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	280	283	280	280				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	112	25	26	69	4	206,2	210,9	280	spełniony

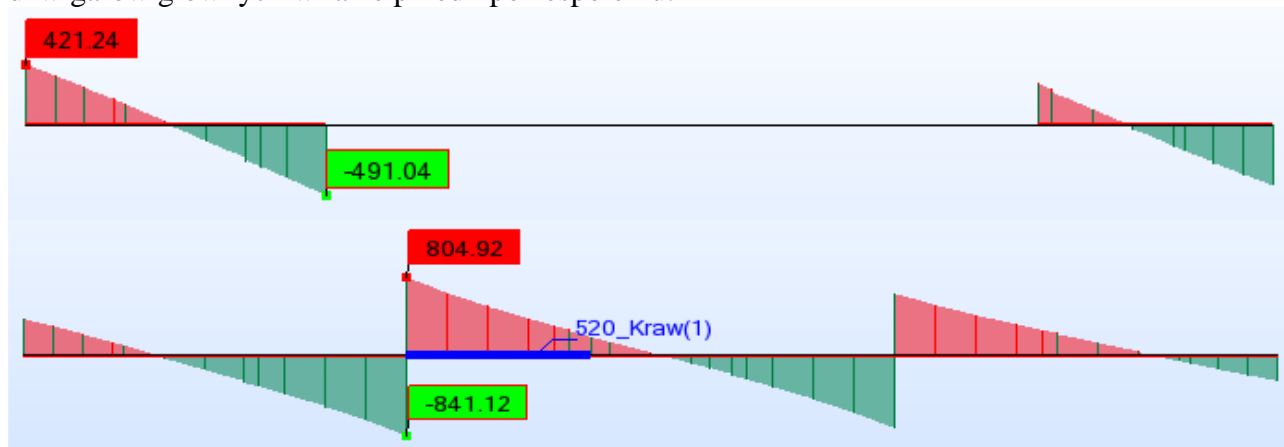
Przekrój przęsłowy - przęsło środkowe - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ PD									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	980,92	519,14	519,14	1535	-1155,475				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$S_R =$	13,91	14,17	14,08	14,17					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	288	282	284	282	282				
$\sigma_{a \text{ max}} =$	79	32	34	95	7	205,2	214,0	282	spełniony

Przekrój podporowy - dźwigar skrajny - SGU rozwarcia rys - układ P									
L.p.	I+II	III	IV	V	VI	sumaryczne		wartość dop. [MPa]	warunek SGU
Przekrój	nie zesp.	zespólny				zespólny	zespólny		
Obciążenia	długotrwałe	długotrwałe		krótkotrwałe	reologia	suma	suma		
Czas	t = 0	t = 0	t = max	-	-	t = 0	t = max		
$M_{ch} =$	-4363,06	-1336,585	-1336,585	-1742,233	-1997,197				
$w_k =$	0,02	0,02	0,02	0,02					
$S_R =$	14,31	14,39	14,39	14,39					
$\sigma_{a \text{ red}} =$	-279,46	-277,94	-277,94	-277,94	-277,94				
$\sigma_{a,pl \text{ max}} =$	0	-91,73	-93,50	-119,57	-22	-211,3	-234,6	-277,94	spełniony
$\sigma_{a,bel,g \text{ max}} =$	-111,80	0,00	0,00	0,00	0,00	-111,8	-111,8	-277,94	spełniony

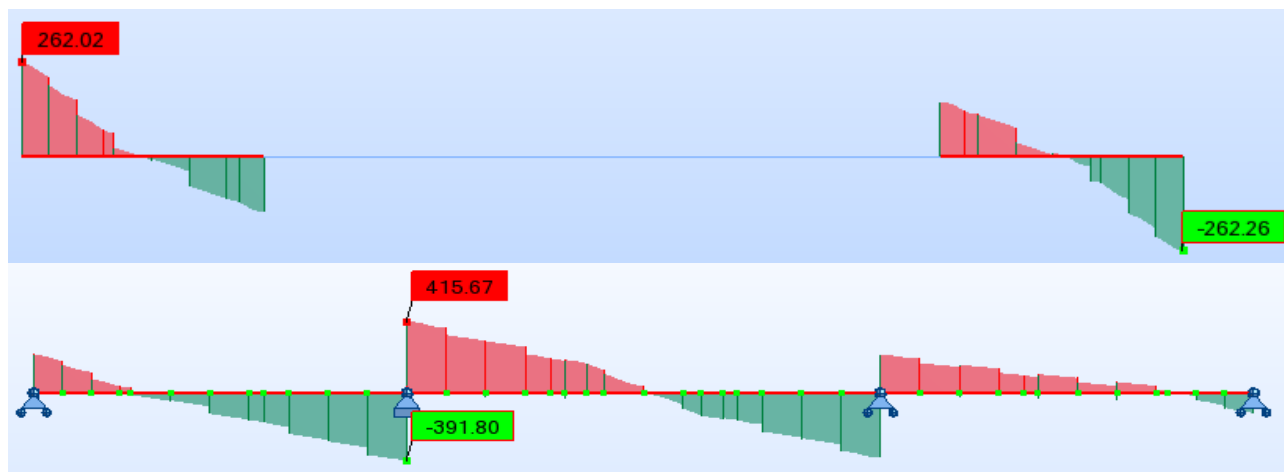
Wniosek: SGU rozwarcia rys jest spełniony we wszystkich przekrojach.

### 11.5.7 Siły tnące

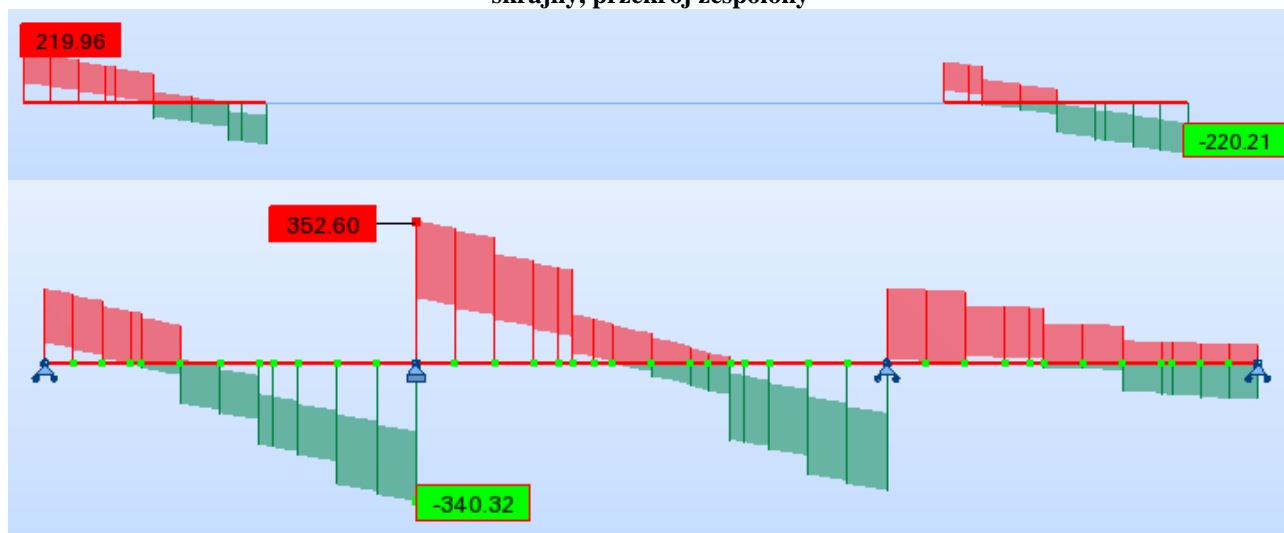
Analizuje się dźwigar skrajny konstrukcji na obciążenia obliczeniowe w układzie podstawowym, jako bardziej niekorzystnym. Poniżej przedstawiono wykresy sił tnących dźwigarów głównych w fazie przed i po zespoleniu.



Rysunek 11.33 Maksymalne obliczeniowe siły tnące od obciążeń ciężarem własnym oraz betonem płyty pomostowej – układ P, dźwigar skrajny, przekrój niezespólny,



Rysunek 11.34 Maksymalne obliczeniowe siły tnące zginające od obciążeń długotrwałych – układ P dźwigar skrajny, przekrój zespolony



Rysunek 11.35 Maksymalne obliczeniowe siły tnące zginające od obciążeń krótkotrwałych – układ P, dźwigar skrajny, przekrój zespolony



Rysunek 11.36 Charakterystyczne siły tnące od reologii, dźwigar skrajny, przekrój zespolony



## 11.5.8 Wymiarowanie na ścinanie

Przekrój	60	66	68	45	70	72	74	76	46	47	48	49	50	50	55	54	53	52	85	51	87	89
Odl. [m]	0,00	2,00	4,00	6,00	6,75	9,50	12,25	15,00	16,00	17,75	20,50	23,25	26,00	26,00	28,75	31,5	34,25	36	37	38,5	39,75	42,5
g [m]	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
s [m]	0,300	0,300	0,440	0,440	0,440	0,440	0,440	0,440	0,300	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
n (ramion ciętych)	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
a <sub>e</sub> [m]	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
b [m]	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
h [m]	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	2,128	2,485	2,843	3,200	3,200	2,843	2,485	2,128	1,900	1,900	1,900	1,900
h <sub>1</sub> [m]	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	2,028	2,385	2,743	3,100	3,100	2,743	2,385	2,028	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
z [m]	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,723	2,027	2,331	2,635	2,635	2,331	2,027	1,723	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530
1+50 <sub>0</sub>	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306	1,305	1,267	1,237	1,214	1,214	1,237	1,267	1,305	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306
Średnie naprężenia ściana																						
σ <sub>s</sub> [MPa]	0,57	0,46	0,36	0,25	0,21	0,06	0,22	0,37	0,45	0,49	0,56	0,60	0,65	0,64	0,58	0,52	0,47	0,43	0,37	0,27	0,21	0,07
σ <sub>s</sub> (1+50 <sub>0</sub> ) [MPa]	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,29	0,28	0,28	0,28	0,28	0,29	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez beton																						
ΔV <sub>s</sub> [kN]	230	230	230	230	230	230	230	230	230	259	295	332	368	368	332	295	259	230	230	230	230	230
Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona																						
z [m]	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,723	2,027	2,331	2,635	2,635	2,331	2,027	1,723	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530
A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031	0,00031
A <sub>swd</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Max	0,0021	0,0021	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0021	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
Maxd	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
ΔV <sub>s</sub> [kN]	288	288	197	197	197	197	197	197	288	487	573	659	745	745	659	573	487	244	216	216	216	216
Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez pręty odgięte																						
A <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,0013	0,0013	0,0013	0,0000	0,0000	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
σ <sub>ti</sub>	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
ΔV <sub>s</sub> [kN]	168	168	168	0	0	168	168	168	168	168	168	168	168	168	171	168	168	168	168	0	0	0
Całkowita obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez przekrój niezespólny																						
ΔV <sub>ist</sub> =ΔV <sub>s</sub> +ΔV <sub>o</sub> +ΔV <sub>a</sub> [kN]	686	686	594	426	426	594	594	594	686	914	1037	1159	1281	1284	1159	1037	670	614	446	446	446	446
Siły tnące działające na przekrój niezespólny																						
V <sub>d</sub> [kN]	391	355	277	191	157	48	165	283	344	423	565	702	757	738	680	527	404	326	286	206	157	50
Sumaryczne siły tnące w dźwigarach przed i po zespoleniu																						
V <sub>st</sub> [kN]	984	853	660	519	435	268	496	661	785	940	1131	1412	1619	1511	1264	1034	863	710	561	452	356	144

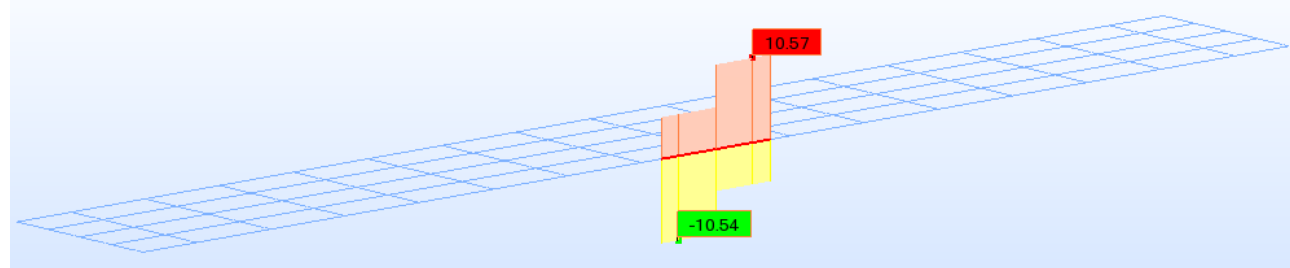
Wniosek: Istniejące zbrojenie na ścinanie jest wystarczające do przeniesienia sił ścinających działających na przekrój niezespólny (CW + beton nowej płyty), natomiast nie zapewnia ono dostatecznej nośności na ścinanie przy sumarycznych obciążeniach. Projektuje się dodatkowe strzemiona z prętów Ø10mm. Poniższa tabela przedstawia wyniki analizy na ścinanie dźwigarów z dodatkowymi strzemionami:

Przekrój	60	66	68	45	70	72	74	76	46	47	48	49	50	50	55	54	53	52	85	51	87	89
Odl. [m]	0,00	2,00	4,00	6,00	6,75	9,50	12,25	15,00	16,00	17,75	20,50	23,25	26,00	26,00	28,75	31,5	34,25	36	37	38,5	39,75	42,5
θ <sub>pod</sub> [m]	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
n (ramion ciętych)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
s <sub>pod</sub> [m]	0,500	0,500	1,000	1,000	1,000	0,750	0,750	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,750	0,750	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
a <sub>e</sub> [m]	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
b [m]	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
h [m]	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900	2,128	2,485	2,843	3,200	3,200	2,843	2,485	2,128	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900
h <sub>1</sub> [m]	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	2,028	2,385	2,743	3,100	3,100	2,743	2,385	2,028	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
z [m]	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,723	2,027	2,331	2,635	2,635	2,331	2,027	1,723	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530
Obliczeniowa siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona																						
z [m]	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530	1,723	2,027	2,331	2,635	2,635	2,331	2,027	1,723	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530
A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>swd</sub> [m <sup>2</sup> ]	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Maxd	0,0013	0,0013	0,0006	0,0006	0,0003	0,0000	0,0000	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0000
ΔV <sub>w,dodatkowe</sub> [kN]	360	360	180	180	90	0	0	180	180	203	239	274	414	414	274	239	203	180	180	180	180	0
V <sub>st</sub> +ΔV <sub>ist</sub> [kN]	298	167	66	92	9	0	0	67	99	26	94	253	338	228	105	0	193	96	115	6	0	0

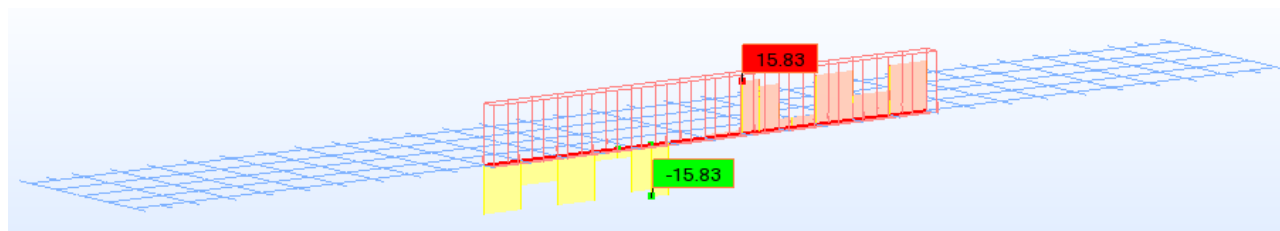
Wniosek: Dźwigary wzmocnione dodatkowymi strzemionami mają wystarczającą nośność na ścinanie.

## 11.5.9 Skręcanie dźwigarów

Analizuje się skrajny dźwigar w przekrojach, gdzie oparte są prefabrykaty rewizyjne. Największy moment skręcający działa w fazie przed zespoleniem podczas betonowania płyty pomostowej oraz po zespoleniu, podczas przeglądu, kiedy to demontowane są prefabrykaty rewizyjne.



Rysunek 11.37 Charakterystyczny moment skręcający od betonowania nowej płyty, przekrój niezespólny



Rysunek 11.38 Charakterystyczny moment skręcający wyposażenia, przekrój zespolony

Moment skręcający od pomostu roboczego. Założono do obliczeń ciężar całkowity pomostu roboczego z obciążeniem użytkowym 60 kN:

$$T_{ch,pom} = 60/2 \cdot 0,38 = 11,4 \text{ kNm}$$

Całkowity obliczeniowy moment skręcający:

$$T_{obl,suma} = 56,7 \text{ kNm}$$

Do obliczenia naprężeń przyjęto przekrój prostokątny dźwigarów przed zespoleniem (założenie na korzyść bezpieczeństwa). Obliczeniowe średnia naprężenia ścinające od skręcania:

$$\tau = 2 T_{obl,suma} / (h_{min} \cdot h_{min} \cdot (h_{max} - h_{min}/3)) = 0,26 \text{ MPa} < \tau_R(1+50\mu) = 0,30 \text{ MPa}$$

Wniosek: Nie ma potrzeby stosowania dodatkowego zbrojenia na skręcanie.

### 11.5.10 Wymiarowanie zespolenia

Na korzyść bezpieczeństwa nie uwzględnia się nośności istniejących strzemion, które na podczas remontu nie są usuwane. Wyniki analizy nośności zespolenia przedstawiono w tabeli poniżej:

Odl. [m]	Podpora												Podpora											
	0.00	2.00	4.00	6.00	6.75	9.50	12.25	15.00	16.00	17.75	20.50	23.25	26.00	26.00	28.75	31.50	34.25	36.00	37.00	38.50	39.75	42.50		
g [m] (istniejące)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010		
s [m]	0.300	0.300	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.300	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400		
ilość [szt]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
g <sub>1</sub> [m] (strzemiona dod.)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010		
s <sub>1</sub> [m]	0.500	0.500	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
ilość <sub>1</sub> [szt]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		
g <sub>2</sub> [m] (łączniki)	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014		
s <sub>2</sub> [m]	0.250	0.250	0.250	0.400	0.400	0.400	0.400	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.400	0.400	0.400	0.400		
ilość <sub>2</sub> [szt]	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
T <sub>g</sub> [kN/m]	383,6	383,6	318,8	223,5	223,5	245,1	245,1	318,8	318,8	318,8	318,8	318,8	340,4	340,4	318,8	318,8	318,8	318,8	223,5	223,5	223,5	223,5		
T <sub>g</sub> [kN/m]	282,8	282,8	235,0	164,8	164,8	180,7	180,7	235,0	235,0	235,0	235,0	235,0	251,0	251,0	235,0	235,0	235,0	235,0	164,8	164,8	164,8	164,8		
Stadium bezużytkowe, przekrój zespolony ( III )																								
V <sub>III</sub> [kN]	331	289	202	159	122	129	192	227	238	295	330	405	440	388	322	296	262	205	177	157	119	37		
T <sub>III</sub> [kN/m]	208	182	127	100	77	81	121	142	150	161	141	137	118	104	108	125	140	129	111	98	75	23		
Stadium użytkowe, przekrój zespolony ( IV )																								
V <sub>IV</sub> [kN]	202	191	163	151	138	122	121	135	185	204	218	288	301	284	261	207	193	174	97	89	78	56		
T <sub>IV</sub> [kN/m]	59	56	48	45	41	36	36	40	55	52	43	45	36	34	40	40	48	51	29	26	23	17		
Nośność łączników																								
T [kN/m]	283	283	235	165	165	181	181	235	235	235	235	235	251	251	235	235	235	235	165	165	165	165		
Obliczeniowa siła tnąca																								
T <sub>III+IV</sub> [kN]	268	238	175	144	117	117	156	182	204	213	185	182	154	138	148	165	188	180	140	125	98	40		

Wniosek: We wszystkich przekrojach nośność zespolenia jest wystarczająca.

## 11.6 POPRZECZNICE PRZESŁOWE

Analizuje się poprzecznicę przesłową o przekroju 30x40cm.

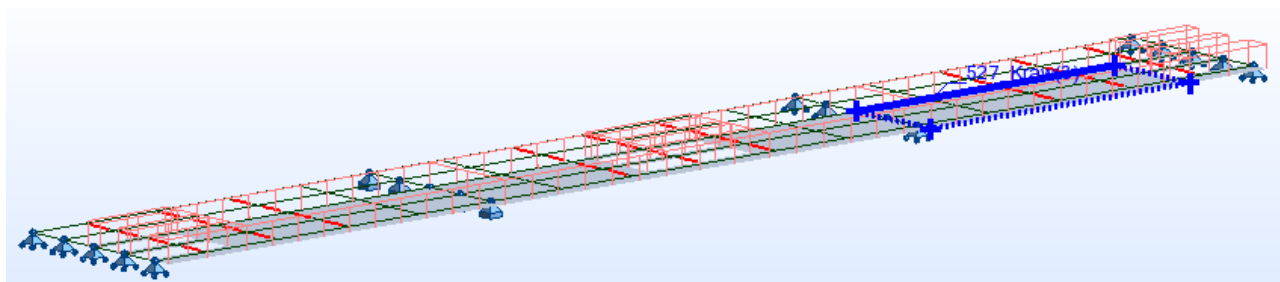
### 11.6.1 Zestawienie obciążeń :

Obciążenia stałe :

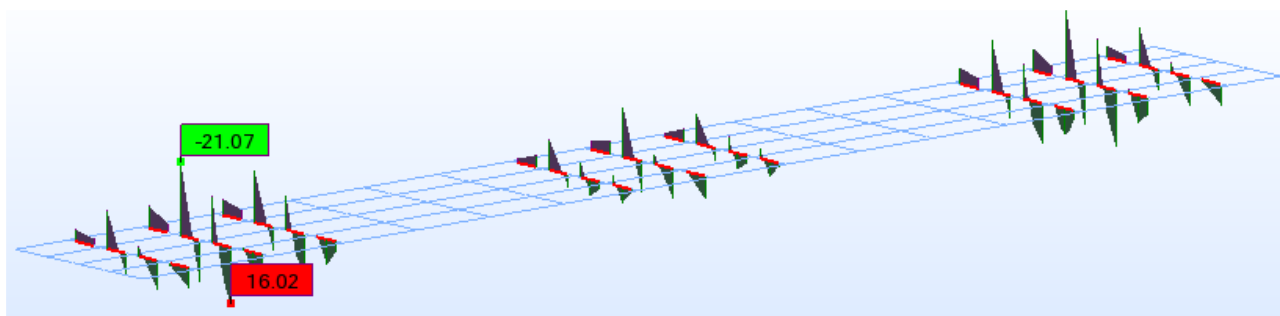
- ciężar własny poprzeczniczy:  
 $g_{l,ch} = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 25 = 3,0 \text{ kN/m}$   
 $g_{l,obl} = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 25 \cdot 1,50 = 3,6 \text{ kN/m}$

- magistrała ciepłownicza  
 $q_{2,ch} = 1,25 \cdot 5,5 = 6,88 \text{ kN}$ ,  
 $q_{2,obl} = 1,25 \cdot 5,5 \cdot 1,5 = 10,32 \text{ kN}$ ,
- mocowanie rurociągów  
 $q_{3,ch} = 0,1 \cdot 5,5 = 0,55 \text{ kN}$ ,  
 $q_{3,obl} = 0,1 \cdot 5,5 \cdot 1,5 = 0,825 \text{ kN}$ ,

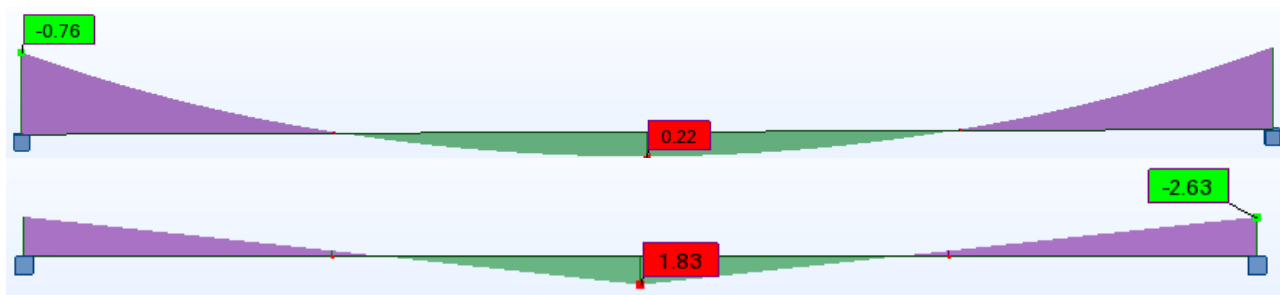
### 11.6.2 Zginanie



Rysunek 11.39 Obciążenie betonem nowej płyty pomostowej – betonowanie połowy płyty

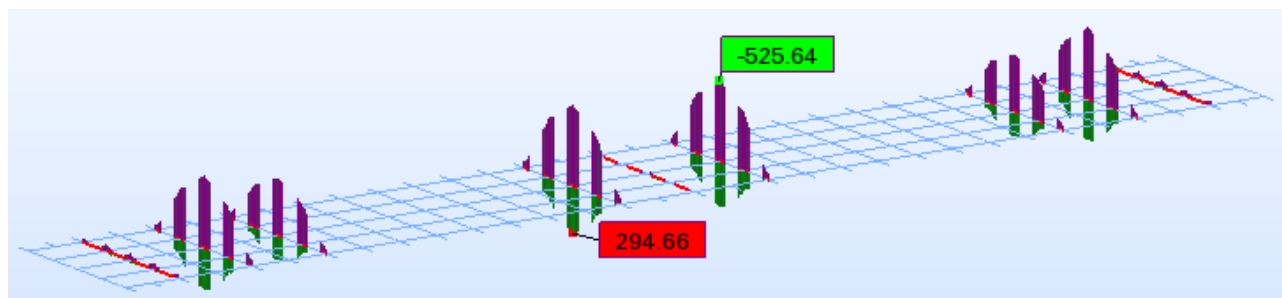


Rysunek 11.40 Moment zginający w poprzecznicach przesłowych od obciążenia betonem nowej płyty pomostowej – betonowanie połowy płyty



Rysunek 11.41 Moment zginający w poprzecznicach przesłowych od obciążenia od góry: ciężarem własnym, magistralą ciepłowniczą





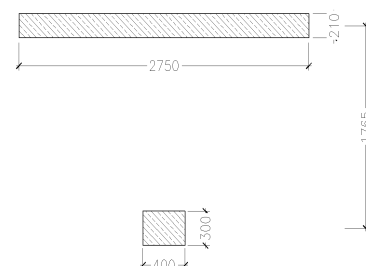
Rysunek 11.42 Obwiednie momentów zginających w poprzecznicach przęsłowych po zespoleniu.

Moment zginający dla poprzecznic po zespoleniu rozłożono na parę sił:

Siła dla poprzecznic:

$$N_{obl+} = M_{ch,+} / z \cdot A_{poprz} / A_{plyta} = 525,64 / 1,765 \cdot 0,120 / 0,577 = 64,16 \text{ kN}$$

$$N_{obl-} = M_{ch,-} / z \cdot A_{poprz} / A_{plyta} = 294,66 / 1,765 \cdot 0,120 / 0,577 = -35,97 \text{ kN}$$



Wymiarowanie na moment zginający:

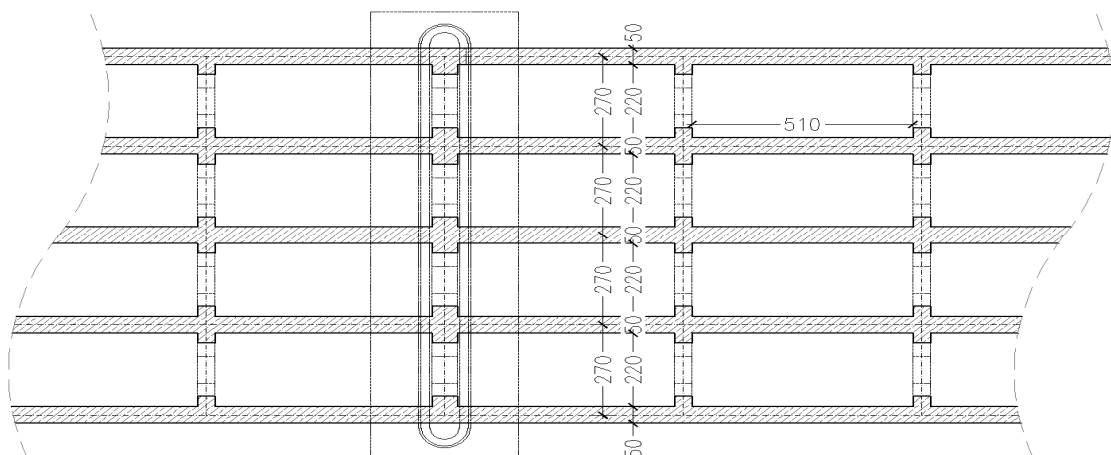
b =	40 cm	
n =	15 -	
A <sub>a</sub> =	18,84 cm <sup>2</sup>	- położenie osi obojętnej:
A <sub>a,min</sub> =	2,40 cm <sup>2</sup>	x = 0,108 m
A' <sub>a</sub> =	18,84 cm <sup>2</sup>	- naprężenia ściskające w betonie:
h =	30 cm	σ <sub>b max</sub> = 2,5 MPa
a =	3,5 cm	- naprężenia w stali rozciąganej:
a' =	3,5 cm	σ <sub>a max</sub> = 55 MPa
h <sub>1</sub> =	26,5 cm	- naprężenia w stali ściskanej:
M =	23,7 kNm	σ <sub>a'</sub> = 26 MPa

Wymiarowanie na rozciąganie:

- naprężenia w stali rozciąganej:	- suma naprężeń w stali rozciąganej:	
σ <sub>a max</sub> = 9,55 MPa	σ <sub>a max</sub> = 64,38 MPa	< 375 MPa
- naprężenia ściskające w betonie:	- suma naprężeń ściskających w betonie:	
σ <sub>bt max</sub> = 0,53 MPa	σ <sub>b max</sub> = 3,07 MPa	< 17,5 MPa
- naprężenia rozciągające w betonie:	- naprężenia rozciągające w betonie:	
σ <sub>b max</sub> = 0,30 MPa	σ <sub>bt max</sub> = 0,30 MPa	< 0,95 MPa (R <sub>bt 0,05</sub> )

Wniosek: SGN dla poprzecznic jest spełniony

## 11.7 PŁYTA POMOSTOWA:



Rysunek 11.43 Rzut rusztu

$5,1/2,2 = 2,3 > 2 \rightarrow$  płytę analizuje się jako jednokierunkowo zginaną

### 11.7.1 Zestawienie obciążeń :

Obciążenia stałe :

- ciężar własny płyty:

$$g_{1,ch} = 0,21 \cdot 25 = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1,obl} = 0,21 \cdot 25 \cdot 1,2 = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

- nawierzchnia:

$$g_{2,ch} = 2 \cdot 0,05 \cdot 23 = 2,30 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2,obl} = 2 \cdot 0,05 \cdot 23 \cdot 1,5 = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

- izolacja:

$$g_{3,ch} = 0,01 \cdot 14 = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{4,obl} = 0,01 \cdot 14 \cdot 1,5 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

- suma:

$$g_{\text{suma},ch} = 5,25 + 2,30 + 0,14 = 7,69 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{suma},obl} = 6,3 + 3,45 + 0,21 = 9,96 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia ruchome :

Rozkład obciążenia kołem do osi płyty (pod kątem  $45^\circ$ ):

długość styku koła z nawierzchnią:

$$b_1 = 0,2 + 2 \cdot 0,05 + 0,21 = 0,51 \text{ m}$$

szerokość styku koła z nawierzchnią:

$$b_2 = 0,6 + 2 \cdot 0,23 + 0,21 = 0,91 \text{ m}$$

- współczynnik dynamiczny:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot 2,70 = 1,336 > 1,325$$

$$\text{przyjęto : } \varphi = 1,325$$

Intensywność obciążenia kołami :

- długość pracująca płyty dla czterech kół ciągnika:

$$d = 3 \cdot 1,2 \text{ m} + 0,51 \text{ m} + 2,20 \text{ m}/3 = 4,84 \text{ m}$$

- długość pracująca płyty dla jednego koła pojazdu K:

$$d = 0,51 \text{ m} + 2,20 \text{ m}/3 = 1,24 \text{ m}$$

- długość pracująca płyty dla dwóch kół pojazdów S:

$$d = 1,20 \text{ m} + 0,63 \text{ m} + 2,20 \text{ m}/3 = 2,56 \text{ m}$$

- intensywność obciążenia kołami ciągnika:

$$P_{K4, \text{ch}} = (4 \cdot 50 \text{ kN} \cdot 1,325) / (0,91 \text{ m} \cdot 4,84 \text{ m}) = 60,56 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{K4, \text{obl}} = (4 \cdot 50 \text{ kN} \cdot 1,325 \cdot 1,5) / (0,91 \text{ m} \cdot 4,84 \text{ m}) = 90,84 \text{ kN/m}^2$$

- intensywność obciążenia dla pojedynczego koła:

$$P_{K1, \text{char}} = (50 \text{ kN} \cdot 1,325 \cdot 1,5) / (0,91 \text{ m} \cdot 1,24 \text{ m}) = 58,71 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{K1, \text{obl}} = (50 \text{ kN} \cdot 1,325 \cdot 1,5) / (0,91 \text{ m} \cdot 1,24 \text{ m}) = 88,07 \text{ kN/m}^2$$

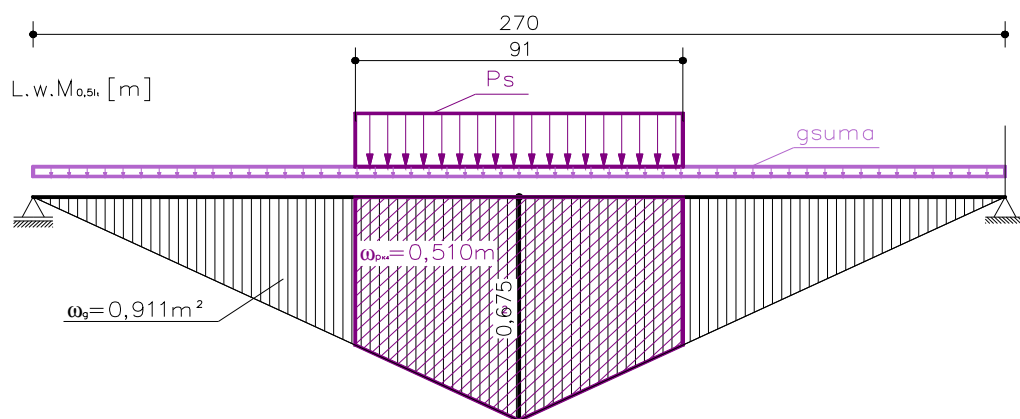
- intensywność obciążenia dla dwóch kół pojazdu S:

$$P_{S, \text{char}} = (2 \cdot 60 \text{ kN} \cdot 1,325 \cdot 1,5) / (0,91 \text{ m} \cdot 2,56 \text{ m}) = 68,25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{S, \text{obl}} = (2 \cdot 60 \text{ kN} \cdot 1,325 \cdot 1,5) / (0,91 \text{ m} \cdot 2,56 \text{ m}) = 102,37 \text{ kN/m}^2$$

Do dalszych obliczeń przyjęto :  $P_{S, \text{char}} = 68,25 \text{ kN/m}^2$ ,  $P_{S, \text{obl}} = 102,37 \text{ kN/m}^2$

### 11.7.2 Zginanie



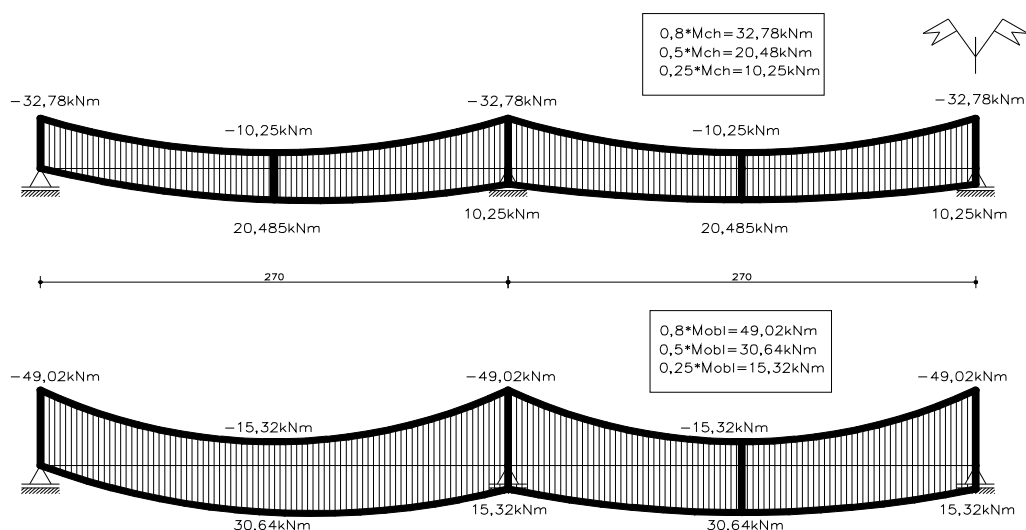
Rysunek 11.44 Linia wpływu momentu zginającego

$$l_t = a + t = 2,20 \text{ m} + 0,50 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$$

$$M_{\text{ch}} = 6,769 \cdot 0,911 + 68,25 \cdot 0,51 = 40,97 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{obl}} = 9,96 \cdot 0,911 + 102,37 \cdot 0,51 = 61,28 \text{ kNm}$$





Rysunek 11.45 Obwiednie momentów zginających, od góry: charakterystycznych i obliczeniowych

#### Sprawdzenie SGN

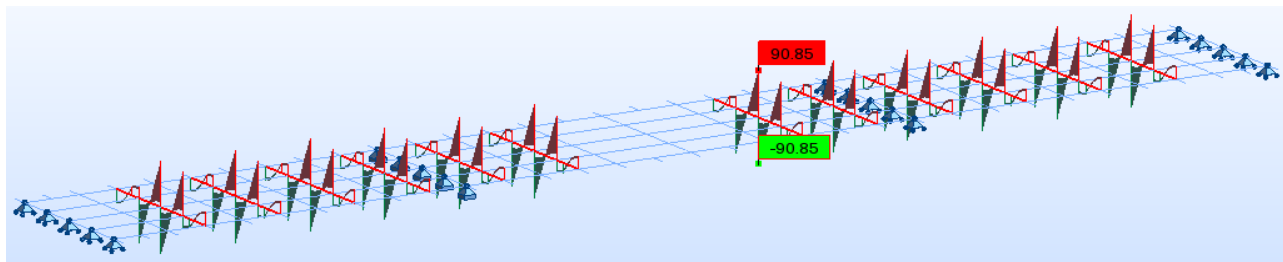
$b =$	100 cm		
$n =$	15		
$A_a =$	9,42 cm <sup>2</sup>	- położenie osi obojętnej:	
$A_{a,min} =$	4,20 cm <sup>2</sup>	$x =$	0,054 m
$A'_a =$	9,42 cm <sup>2</sup>	- naprężenia ściskające w betonie:	
$h =$	21 cm	$\sigma_{b,max} =$	10,0 MPa < 20 MPa
$a =$	3,5 cm	- naprężenia w stali rozciąganej:	
$a' =$	3,5 cm	$\sigma_{a,max} =$	337 MPa < 375 MPa
$h_1 =$	17,5 cm	- naprężenia w stali ściskanej:	
$M =$	49,02 kNm	$\sigma_{a'} =$	52 MPa < 375 MPa

#### Sprawdzenie SGU

$M =$	32,78 kNm	$h_{ef,max} =$	10,5 cm
$w_k =$	0,02 cm	$h_{ef,wyzn} =$	14 cm
$h =$	21 cm	$h_{ef} =$	10,5 cm
$x =$	10,5 cm	$\chi_{wyzn} =$	0,500
$d =$	1,2 cm	$m =$	1
$s =$	12 cm	$\chi =$	0,500
$a_1 =$	5 cm	$S_R =$	13,62 cm
$h_{ef,max1} =$	10,5 cm	$\sigma_{a,red} =$	294 MPa
$h_{ef,max2} =$	10,50 cm	$\sigma_{a,max} =$	225 MPa

Płytę pomostową na kierunku poprzecznym należy zbroić prętami – **górá  $\Phi 12$  co 120 mm oraz dołem  $\Phi 12$  co 120 mm.**

### 11.7.3 Ścinanie



**Rysunek 11.46** Obwiednia obliczeniowych sił tnących w elementach modelujących płytę pomostową  
SGN Ścinanie

$b =$	275 cm	$=$	2,75 m
$a =$	3 cm	$=$	0,03 m
$h =$	21 cm	$=$	0,21 m
$h_1 =$	18 cm	$=$	0,18 m
$z =$	15,30 cm	$=$	0,15300 m
$A_{al} =$	21,16 cm <sup>2</sup>	$=$	0,00212 m <sup>2</sup>
$A_{aw} =$	0,0 cm <sup>2</sup>	$=$	0,00000 m <sup>2</sup>
$V =$	90,85 kN	$=$	0,09085 MN
$\tau_R =$	0,32 MPa	$=$	320 kPa
$\tau_{bmax} =$	4,43 MPa	$=$	4430 kPa
$R_{bt,0,05} =$	1,25 MPa	$=$	1250 kPa
$R_{aw} =$	375 MPa	$=$	375000 kPa
$s =$	0 cm	$=$	0,001 m

- warunek konieczności sprawdzenia ścinania w elementach żelbetowych:

$$\tau_b = 0,22 \text{ MPa} < 0,75 R_{bt,0,05} = 0,94 \text{ MPa}$$

**nie trzeba sprawdzać ścinania w elementach żelbetowych**

## 11.8 WSPORNIK PODCHODNIKOWY :

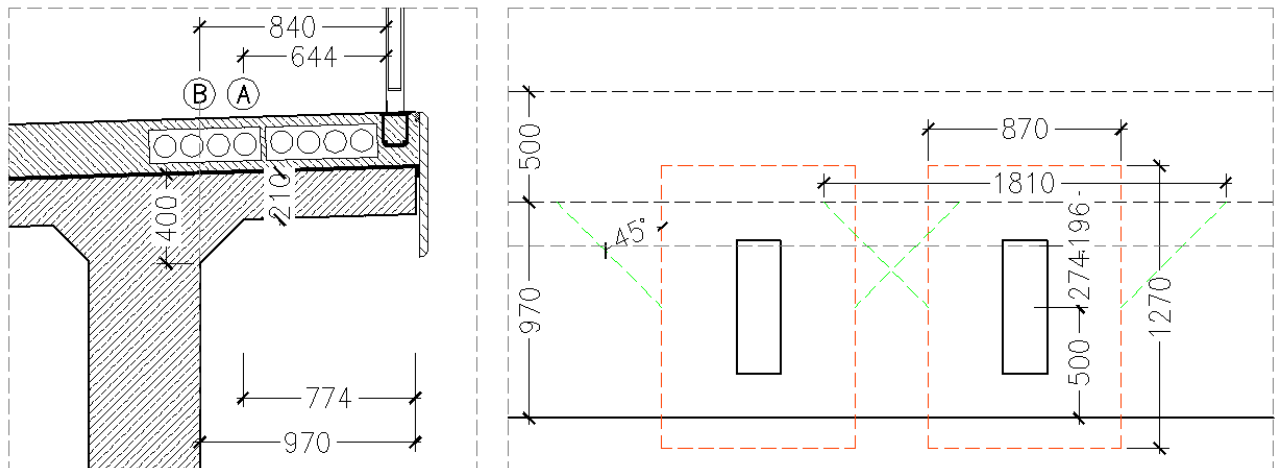
### 11.8.1 Zestawienie obciążeń :

Obciążenia stałe obliczeniowe:

- ciężar własny płyty:  $0,21 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,2 = 6,3 \text{ kN/m}$
- kapa chodnikowa:  $0,23 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,2 = 8,625 \text{ kN/m}$
- izolacja:  $0,01 \cdot 14 \cdot 1 \cdot 1,5 = 6,3 \text{ kN/m}$
- belka podporęczowa:  $0,026 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,975 \text{ kN}$
- bariera ochronna:  $1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ kN}$
- drabiska rewizyjne:  $1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ kN}$

### 11.8.2 Obciążenia ruchome :

- układ podstawowy (P) :  $4 \cdot 2 \cdot 1,3 = 5,2 \text{ kN/m}$
- układ wyjątkowy (PW) :



Rysunek 11.47 Schemat do obliczenia wspornika podchodnikowego.

Rozkład obciążenia kołem do osi płyty (pod kątem 45°):

długość styku koła z nawierzchnią:

$$b_1 = 0,2 + 2 \cdot 0,23 + 0,21 = 0,87 \text{ m}$$

szerokość styku koła z nawierzchnią:

$$b_2 = 0,6 + 2 \cdot 0,23 + 0,21 = 1,27 \text{ m}$$

wartość obciążenia obliczeniowego

$$P_s = 30 \cdot 1,15 = 35,5 \text{ kN}$$

### 11.8.3 Siły wewnętrzne :

- momenty zginające – przekrój B – układ podstawowy:

$$M_{P,B} = (6,30 + 8,625 + 0,21) \cdot 0,97^2 / 2 + (0,975 + 1,5 + 1,5) \cdot 0,97 + 5,20 \cdot 0,84^2 / 2 = 12,81 \text{ kNm}$$

- momenty zginające – przekrój B – układ wyjątkowy:

$$M_{PW,B} = (6,30 + 8,625 + 0,21) \cdot 0,97^2 / 2 + (0,975 + 1,5 + 1,5) \cdot 0,97 + 2 \cdot 69 \cdot 0,47 / 1,81 = 46,801 \text{ kNm}$$

- siły tnące – przekrój B – układ podstawowy:

$$V_{P,B} = (6,30 + 8,625 + 0,21) \cdot 0,97 + 0,975 + 1,5 + 1,5 + 5,20 \cdot 0,84 = 21,43 \text{ kNm}$$

- siły tnące – przekrój B – układ wyjątkowy:

$$V_{PW,B} = (6,30 + 8,625 + 0,21) \cdot 0,97 + 0,975 + 1,5 + 1,5 + 2 \cdot 69 / 1,81 = 94,87 \text{ kNm}$$

Moment maksymalny  $M_{PW,B}$  jest mniejszy od momentu w płycie pomostowej. Projektuje się zbrojenie wsporników **górną  $\Phi 12$  co 120 mm oraz dolną  $\Phi 12$  co 120 mm.**

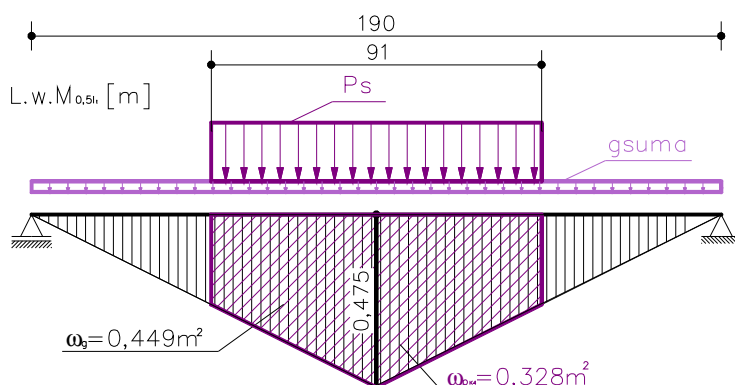
Podobnie jak w płycie pomostowej wsporników pochodnikowych nie trzeba dodatkowo zbroić na ścinanie.

### 11.9 PREFABRYKOWANE PRZEKRYCIA WŁAZÓW REWIZYJNYCH :

Prefabrykowane przykrywy włazów rewizyjnych projektuje się jako jednokierunkowo zginane. Obciążenia jak dla płyty pomostowej



### 11.9.1 Zginanie



Rysunek 11.48 Linia wpływu momentu zginającego w prefabrykacie

$$M_{ch} = 6,769 \cdot 0,499 + 68,25 \cdot 0,328 = 25,76 \text{ kNm}$$

$$M_{obl} = 9,96 \cdot 0,499 + 102,37 \cdot 0,328 = 38,55 \text{ kNm}$$

#### Sprawdzenie SGN

b =	100 cm		
n =	15		
A <sub>a</sub> =	9,42 cm <sup>2</sup>	- położenie osi obojętnej:	
A <sub>a,min</sub> =	4,20 cm <sup>2</sup>	x =	0,054 m
A <sub>a</sub> ' =	9,42 cm <sup>2</sup>	- naprężenia ściskające w betonie:	
h =	21 cm	σ <sub>b,max</sub> =	7,8 MPa < 20 MPa
a =	3,5 cm	- naprężenia w stali rozciąganej:	
a' =	3,5 cm	σ <sub>a,max</sub> =	265 MPa < 375 MPa
h <sub>1</sub> =	17,5 cm	- naprężenia w stali ściskanej:	
M =	38,55 kNm	σ <sub>a'</sub> =	41 MPa < 375 MPa

#### Sprawdzenie SGU

M =	32,78 kNm	h <sub>ef max</sub> =	10,5 cm
w <sub>k</sub> =	0,02 cm	h <sub>ef wzn</sub> =	14 cm
h =	21 cm	h <sub>ef</sub> =	10,5 cm
x =	10,5 cm	χ <sub>wzn</sub> =	0,500
d =	1,2 cm	m =	1
s =	13 cm	χ =	0,500
a <sub>1</sub> =	5 cm	s <sub>R</sub> =	14,26 cm
h <sub>ef max1</sub> =	10,5 cm	σ <sub>a red</sub> =	281 MPa
h <sub>ef max2</sub> =	10,50 cm	σ <sub>a max</sub> =	225 MPa

Prefabrykat na kierunku poprzecznym i podłużnym należy zbroić prętami – górną  $\Phi 12$  co 120 mm oraz dołem  $\Phi 12$  co 120 mm

### 11.9.2 Ścinanie betonu

$$V_{obl} = 9,96 \cdot 1,9 + 102,37 \cdot 0,91 = 112,08 \text{ kNm}$$

b =	100 cm	=
a =	3 cm	=
h =	21 cm	=
h <sub>1</sub> =	18 cm	=
z =	15,30 cm	=
A <sub>aL</sub> =	21,16 cm <sup>2</sup>	=
A <sub>aw</sub> =	0,0 cm <sup>2</sup>	=
V =	112,08 kN	=
τ <sub>R</sub> =	0,32 MPa	=
τ <sub>bmax</sub> =	4,43 MPa	=
R <sub>bt 0,05</sub> =	1,25 MPa	=
R <sub>aw</sub> =	375 MPa	=
s	0 cm	=

- sprawdzenie warunku potrzeby zbrojenia na ścinanie:

$$\tau_b = 0,73 \text{ MPa} < 0,75 R_{bt 0,05} = 0,94 \text{ MPa}$$

**nie trzeba sprawdzać ścinania w elementach żelbetowych**

### 11.9.3 Ścinanie żebra stalowego w miejscu oparcia prefabrykatów na płycie

Projektuje się w prefabrykacie i płycie żebra stalowe o wymiarach 10x180mm w rozstawie 50cm. Żebra mają za zadanie przenieść siłę ścinającą w miejscu oparcia prefabrykatu na płycie.

$$V_{obl} \cdot 0,5 = 112,08 \text{ kNm}$$

$$\tau = V_{obl} \cdot S / (I \cdot g) = 46,7 \text{ MPa} < R_t = 175 \text{ MPa}$$

### 11.9.4 Haki transportowe.

Projektuje się 4 haki transportowe dla każdego prefabrykatu. Założono, że jednocześnie będą pracować dwa.

Siła przypadająca na jeden hak:

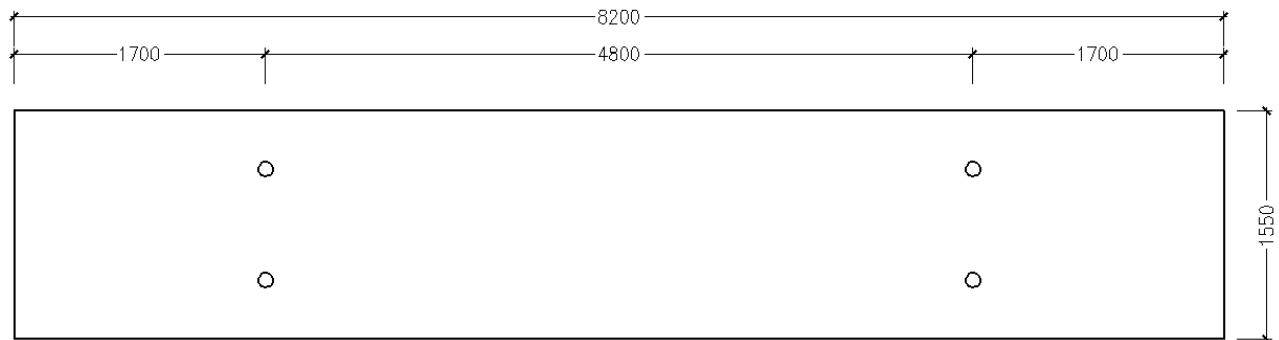
$$F_{ch} = 1,9 \cdot 4 \cdot 0,21 \cdot 25 / 2 = 19,95 \text{ kN}$$

$$F_{obl} = 19,95 \cdot 1,5 = 29,92 \text{ kN}$$

Wymagane pole przekroju jednego haka:

$$A = F_{obl} / R_a = 29,92 \text{ kN} / 375 \text{ MPa} = 0,80 \text{ cm}^2$$

## 11.10 PREFABRYKOWANE KAPY NAD WŁAZEM REWIZYJNYM:

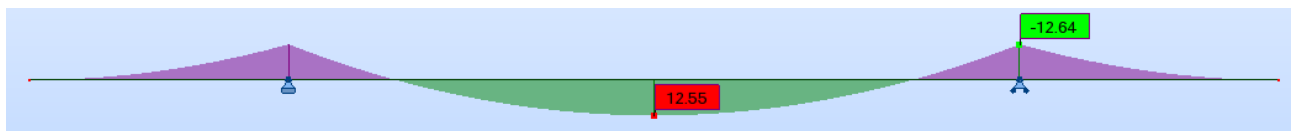


Rysunek 11.49 Schemat prefabrykatu z zaznaczonymi hakami do podwieszenia

### 11.10.1 Zginanie na kierunku poprzecznym

Prefabrykowane kapy nad włazem rewizyjnym na kierunku poprzecznym należy zbroić prętami – górami  $\Phi 12$  co 120 mm oraz dołami  $\Phi 12$  co 120 mm.

### 11.10.2 Zginanie na kierunku podłużnym podczas podnoszenia

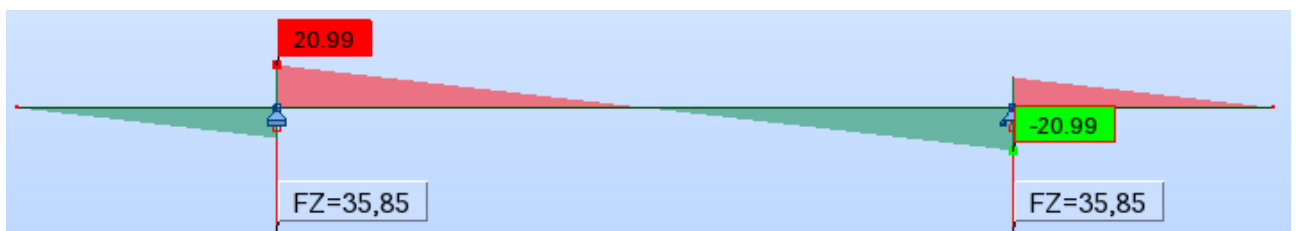


Rysunek 11.50 Charakterystyczne momenty zginające w prefabrykacie podczas podnoszenia

$$M_{ch} = 12,64 \text{ kNm}$$

$$M_{obl} = 12,64 \cdot 1,5 = 18,96 \text{ kNm}$$

### 11.10.3 Ścinanie



Rysunek 11.51 Charakterystyczne siły tnące w prefabrykacie podczas podnoszenia

$$V_{ch} = 20,99 \text{ kNm}$$

$$V_{obl} = 20,99 \cdot 1,5 = 31,48 \text{ kNm}$$

b =	275 cm
a =	3 cm
h =	21 cm
h <sub>1</sub> =	18 cm
z =	15,30 cm
A <sub>al</sub> =	21,16 cm <sup>2</sup>
A <sub>aw</sub> =	0,0 cm <sup>2</sup>
V =	31,48 kN
τ <sub>R</sub> =	0,32 MPa
τ <sub>bmax</sub> =	4,43 MPa
R <sub>bt 0,05</sub> =	1,25 MPa
R <sub>aw</sub> =	375 MPa
s	0 cm

- warunek potrzeby zbrojenia na ścinanie

$$\tau_b = 0,07 \text{ MPa} < 0,75 R_{bt 0,05} = 0,94 \text{ MPa}$$

**nie trzeba sprawdzać ścinania w elementach żelbetowych**

#### 11.10.4 Przebicie

$$V_{obl} = 31,48 \text{ kNm}$$

u =	65,94 cm
h <sub>x</sub> =	21,00 cm
h <sub>y</sub> =	21,00 cm
h <sub>i</sub> =	21,00 cm
μ <sub>x</sub> =	0,009 -
μ <sub>y</sub> =	0,009 -
μ <sub>i</sub> =	0,009 -
V =	31,48 kN
τ <sub>R</sub> =	0,32 kN
V <sub>b</sub> =	102,70 MPa

$$V_b = 102,70 \text{ kN} > 31,48 \text{ kN}$$

Wniosek: Nośność prefabrykatu na przebicie jest wystarczająca.

#### 11.10.5 Haki transportowe.

Projektuje się 4 haki transportowe dla każdego prefabrykatu. Założono, że jednocześnie będą pracować dwa.

Siła przypadająca na jeden hak:

$$F_{ch} = 35,85 \text{ kN}$$

$$F_{obl} = 35,85 \cdot 1,5 = 59,78 \text{ kN}$$

Wymagane pole przekroju jednego haka:

$$A = F_{obl} / R_a = 59,78 \text{ kN} / 375 \text{ MPa} = 1,44 \text{ cm}^2$$



## **11.11      PODSUMOWANIE ANALIZY STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ**

W ramach przeprowadzonej analizy statyczno – wytrzymałościowej stwierdza się, że w stanie istniejącym, aby konstrukcja bezpiecznie przenosiła obciążenia wg norm PN-85 S-10030, należy ją wzmocnić, w sposób przewidziany w projekcie wykonawczym.

# **RYSUNKI**

## **(w oddzielnej teczce)**

## ZAŁĄCZNIKI