

**Raport z przeglądu specjalnego mostu w km 5,120  
linii kolejowej nr 254 Tropy – Braniewo  
nad rzeką Elbląg w Elblągu**



<b>Zakres w opracowaniu</b>	<b>Imię i nazwisko</b>	<b>Pieczętka z uprawnieniami</b>	<b>Podpis</b>
Autor			
Opracowanie			

## Spis treści:

<b>1</b>	<b>CEL I ZAKRES OPRACOWANIA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>PODSTAWY WYKONANIA PRZEGLĄDU .....</b>	<b>4</b>
2.1	Formalne podstawy pracy .....	4
2.2	Normy i przepisy .....	4
2.3	Materiały archiwalne .....	4
<b>3</b>	<b>CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU .....</b>	<b>5</b>
3.1	Informacje ogólne .....	5
3.2	Historia mostu .....	6
3.3	Ogólny opis aktualnej konstrukcji mostu .....	6
3.4	Inwentaryzacja geometryczna .....	9
3.5	Inwentaryzacja materiałowa .....	9
<b>4</b>	<b>OPIS STANU TECHNICZNEGO MOSTU .....</b>	<b>20</b>
4.1	Konstrukcja nośna przęseł .....	20
4.2	Jezdnie .....	26
4.3	Nawierzchnia torowa .....	28
4.4	Łożyska i ciosy .....	31
4.5	Podpory .....	34
4.6	Strefy przejściowe (nawierzchnia kolejowa na dojeździe do mostu) .....	52
4.7	Skarpy, nasypy .....	52
4.8	Przeźrzeń podmostowa, koryto rzeki .....	52
4.9	Chodnik służbowy .....	53
4.10	Kable SRK .....	55
4.11	Urządzenia odwadniające .....	55
4.12	Dylatacje .....	56
4.13	Kładka dla pieszych .....	56
4.14	Podsumowanie stanu technicznego obiektu .....	57
<b>5</b>	<b>SPRAWDZENIE AKTUALNEJ NOŚNOŚCI PRZĘSEŁ .....</b>	<b>60</b>
5.1	Kratownica .....	60
5.2	Błachownica .....	76
5.3	Sumaryczne podsumowanie sprawdzenia aktualnej nośności dla całego mostu .....	88
<b>6</b>	<b>ANALIZA WYNIKÓW PRZEGLĄDU .....</b>	<b>89</b>
6.1	Opis .....	89
6.2	Potrzebne prace utrzymaniowe .....	92
6.3	Warunki eksploatacji obiektu .....	94
<b>7</b>	<b>WNIOSKI BĘDĄCE WYNIKIEM PRZEGLĄDU .....</b>	<b>95</b>
<b>8</b>	<b>ZAŁĄCZNIKI .....</b>	<b>95</b>

## 1 CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie stanowi dokumentację wykonanego przeglądu. Przegląd został wykonany zgodnie z: Instrukcją utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h Id-16, Warszawa 2014 rok [2]; wprowadzoną do stosowania dla obiektów PKP PLK S. A. Zarządzeniem nr 48/2014 Zarządu PKP PLK S.A. z dnia 1. 12. 2014 r. Cele przeglądu zostały określone na podstawie w/w instrukcji oraz wymagań, sformułowanych w Zakładzie Linii Kolejowych, podanych w umowie [1].

Przegląd specjalny mostu w km 5.120 linii nr 254 ma w szczególności na celu:

- Sprawdzenie aktualnej nośności przęsła obiektu w odniesieniu do:
  - określenia wartości współczynnika  $\alpha$  dla modelu obciążenia 71 lub SW/0 wg normy PN-EN 1991-2 EUROKOD 1: Oddziaływania na konstrukcję – Część 2: Obciążenia ruchome mostów i porównanie wartości tego współczynnika z wartością wymaganą dla potrzeb rewitalizacji linii.
  - określania klasy linii, wynikającej ze sprawdzenia możliwości przenoszenia obciążenia przez obiekt od modeli obciążeń i charakterystyki geometrycznej wagonów wzorcowych określonych w normie PN-EN 15528 Kolejnictwo – Klasyfikacja linii.
- Określenie warunków dalszej eksploatacji obiektu przy prędkości biegu pociągów 50 km/h oraz warunków prowadzenia ruchu pociągów pasażerskich z prędkością max. 80 km/h i towarowych 50 km/h.
- Podanie warunków przejazdu dla przesyłek ponadnormatywnych tj. z naciskiem ponad 22,5 t/os i typu NORCA – 32 oraz dla dźwigów EDK – 300, 750, 1000, 2000.
- Ocenę stanu technicznego oraz określenie rodzaju i ilości potrzebnych prac utrzymaniowych

W ramach przeglądu wykonano:

- analizę dostępnych materiałów archiwalnych,
- inwentaryzację geometryczną i materiałową konstrukcji,
- inwentaryzację i opis uszkodzeń,
- sprawdzenie na podstawie analizy obliczeniowej nośności obiektu,
- analizę wyników przeglądu w tym:
  - a) określono zakres i ilość potrzebnych do wykonania prace utrzymaniowych z podziałem na prace konserwacyjne, remont bieżący i remont główny,
  - b) podano bieżące warunki eksploatacji obiektu.
- sformułowano wnioski będące wynikiem przeglądu.

Skróconą analizę wyników przeglądu oraz wnioski z przeglądu zawarto w osobnym dokumencie: „Protokół z przeglądu specjalnego mostu w km 5,120 linii nr 254 Tropy – Braniewo” jego kopia stanowi załącznik do niniejszego raportu.

Przegląd nie obejmuje szczegółowego sprawdzenia parametrów technicznych przymocowania szyn, ułożenia i geometrii szyn oraz ich zużycia poza ogólnym opisem zauważonych w tych elementach uszkodzeń. Diagnostykę w tym zakresie należy przeprowadzić osobno, przez osoby o odpowiednich uprawnieniach,

najlepiej w trakcie wykonywania pomiarów i przeglądów całego szlaku w ciągu którego znajduje się most. Przegląd obejmuje natomiast pozostałe, typowo mostowe, elementy nawierzchni takie jak: mostownice, odbojnice wraz z ich mocowaniem i częściami dziobowymi, blachy przeciwwykolejeniowe i przeciwpożarowe oraz przyrządy wyrównawcze.

Przegląd nie obejmuje również sprawdzenia stanu technicznego sieci trakcyjnej i urządzeń jej towarzyszących na obiekcie, poza ogólnym opisem zauważonych nieprawidłowości w tych elementach.

W odniesieniu do instalacji uszynienia przegląd obejmuje wizualną kontrolę jej stanu technicznego bez wykonywania pomiarów elektrycznych.

## **2 PODSTAWY WYKONANIA PRZEGLĄDU**

### **2.1 Formalne podstawy pracy**

- [1] Umowa Nr 52/208/0008/18/Z/O zawarta w dniu 07. 02. 2018 r w Olsztynie pomiędzy PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Zakład Linii Kolejowych w Olsztynie a Marcinem Czechem prowadzącym działalność gospodarczą pod firmą Pracownia projektowania i diagnostyki budowli inżynierskich MOSTOPROJEKT KATOWICE.
- [2] Projekt przeglądu specjalnego mostu kolejowego w km 5,120 linii kolejowej nr 254 Tropy – Braniewo opracowany przez firmę Mostoprojekt Katowice, maj 2018 r.

### **2.2 Normy i przepisy**

- [3] Instrukcja utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h Id-16, Warszawa 2014 rok; wprowadzona do stosowania dla obiektów PKP PLK S. A. Zarządzeniem nr 48/2014 Zarządu PKP PLK S.A. z dnia 1. 12. 2014 r.
- [4] Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich Id-2, Warszawa 2005 rok; wprowadzone do stosowania dla obiektów PKP PLK S. A. Zarządzeniem nr 29 Zarządu PKP PLK S.A. z dnia 5. 10. 2005 r.
- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10. 09. 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. (Dz. U. 1998.151.987 z późn. zm.)
- [6] Ustawa z dnia 7. 07. 1994 r - Prawo budowlane. (Dz. U. 1994.89.414 z późn. zm.)
- [7] PN-EN 1991-3 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [8] PN-EN 1993-2 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.
- [9] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [10] PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [11] PN-89/S-10050 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania.
- [12] PN-EN 15528 Kolejnictwo - Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą.

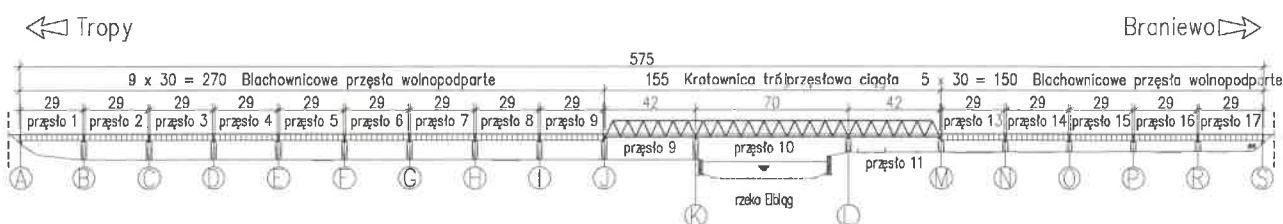
### **2.3 Materiały archiwalne**

- [13] „Remont mostu w km 5,120 linii nr 254 Tropy – Braniewo”, opinia techniczna z 2005 r. wykonana przez Europrojekt Gdańsk S.A. w Gdańsku.
- [14] Książka obiektu budowlanego - mostu stalowego kolejowego linia nr 254 Tropy – Braniewo km 5,120.

### 3 CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

#### 3.1 Informacje ogólne

Most zlokalizowany jest w km 5,120 linii kolejowej nr 254 Tropy – Braniewo w miejscowości Elbląg i stanowi przeprawę przez rzekę Elbląg oraz jej teren zalewowy. Konstrukcje nośną mostu stanowi czternaście swobodnie podpartych przęseł blachownicowych oraz trzyprzęsłowa kratownicowa ciągła. Dziewięć przęseł blachownicowych jest usytuowanych od strony Tropów ( po lewej stronie brzegu), a pięć usytuowanych jest od strony Braniewa (po prawej stronie brzegu). Przęsła blachownicowe oraz skrajne kratowe stanowią przęsła zalewowe, natomiast przęsło nurtowe stanowi środkowe przęsło kratowe. Rozpiętość teoretyczna przęseł blachownicowych wynosi 29,00 m. Rozpiętości teoretyczne trzyprzęsłowej kratownicy wynoszą 42,00+70,00+42,00 m. Linia kolejowa, w ciągu której usytuowany jest most, jest linią jednotorową, niezelektryfikowaną.



Rys. 3.1 Widok z boku na most kolejowy w km 5,120 linii kolejowej nr 254.



Fot. 1 Widok obiektu z boku w części kratowej od strony dolnej wody.



Fot. 2 Widok obiektu z boku w części blachownicowej od strony dolnej wody.

### 3.2 Historia mostu

Przedmiotowy most został powstał prawdopodobnie w 1976 r. w trakcie budowy obwodnicy kolejowej Elbląga, która miała na celu przeniesienie pociągów poza centrum miasta. Most został oddany do użytku w roku 1982 r.



Fot. 3 Zdjęcie z budowy przedmiotowego obiektu z 1976 r. – przęsła kratowe.



Fot. 4 Zdjęcie z budowy przedmiotowego obiektu z 1976 r. – przęsła blachownicowe.

W 2003 r. przeprowadzono remont podpór pośrednich w osiach L - S polegający na uzupełnieniu ubytków betonu i pomalowaniu ich powłoką antykorozyjną.

### 3.3 Ogólny opis aktualnej konstrukcji mostu

#### 3.3.1 Przęsła blachownicowe

Konstrukcje przęseł 1-9 i 13 – 17 tworzy wolnopodparta stalowa blachownica spawano – nitowana dwudźwigarowa z jazdą pośrednią. Dźwigary blachownicowe połączone są ze sobą stalową płytą ortotropową, tworząc w przekroju poprzecznym koryto balastowe. Rozpiętość teoretyczna każdego przęsła wynosi 29,00 m. Osiowy rozstaw dźwigarów wynosi 4,22 m. Wysokość dźwigarów blachownicowych wynosi 2,85 m. Całkowita długość przęsła wynosi 29,50 m.

Płyta pomostu składa się z blachy stalowej o gr. 12 mm uźebrowanej za pomocą żeber podłużnych i poprzecznic. Żebra podłużne stanowi 6 kształtowników typu L rozstawionych co 0,46 m. Poprzecznicie rozmieszczone są osiowo co 2,40 m. Wysokość poprzecznic wynosi 0,72 m, a szerokość pasa dolnego 0,24 m. Poprzecznicie nad podporami są dodatkowo stężone pionowym stężeniem w układzie V.

Po obu stronach przęseł blachownicowych znajdują się chodniki służbowe o szerokości użytkowej 0,75 m. Konstrukcje chodników stanowią stalowe kratki chodnikowe oparte na profilach teowych zamocowanych do żeberka usztywniającego dźwigar. Nawierzchnia kolejowa na przęsłach blachownicowych składa się z podsypki tłuczniowej, podkładów drewnianych oraz szyny S49 i odbojnic.



Fot. 5 Widok na przęsła blachownicowe po prawej stronie brzegu.



Fot. 6 Widok na przęsła blachownicowe po lewej stronie brzegu.



Fot. 7 Widok ogólny na spód konstrukcji nośnej przęsła blachownicowego.



Fot. 8 Widok nawierzchni kolejowej i chodnika służbowego w części blachownicowej obiektu.

### 3.3.2 Pręsła kratowe

Pręsła nr 10 – 12 stanowi trójprzęsłowa kratownica ciągła z jazdą dołem na mostownicach, które są ułożone na ruszcie z poprzecznic i podłużnic. Rozpiętość teoretyczna przęseł skrajnych kratownicy wynosi 42,00 m, natomiast przęsła środkowego 70,00 m. Rozstaw poprzeczny dźwigarów kratowych wynosi 5,64 m. Wysokość teoretyczna kratownicy wynosi 7,5 m. Dźwigary kratowe stężone są w poziomie pasa dolnego i górnego stężeniami typu X. W środku rozpiętości każdego z przęseł w poziomie pasa dolnego znajduje się stężenie hamowne. Na podporze L przęsło jest podparte na łożysku stalowym nieprzesuwным, na pozostałych podporach na łożyskach przesuwnych typu wałkowego.

Na obiekcie z obu stron toru występują chodniki służbowe z nawierzchnią z desek i drewnianą konstrukcją wsporczą. Elementami zabezpieczającymi są stalowe poręcze wykonane w płaszczyźnie dźwigarów kratowych. Na podłużnicach ułożono mostownice typu I. Nawierzchnia kolejowa wykonana jest z szyn S49.

Do kratownicy od strony północnej zamocowana jest stalowa konstrukcja kładki dla pieszych.



Fot. 9 Widok na kratownicę od strony północnej.



Fot. 10 Widok ogólny na spód konstrukcji.



Fot. 11 Widok nawierzchni kolejowej na obiekcie i chodników służbowych.

### 3.3.3 Podpory

Przęsła oparte są na 18 – tu podporach. Podpory skrajne obiektu stanowią dwa monolityczne przyczółki ze skrzydłami równoległymi. Podpory pośrednie stanowi 16 żelbetowych, pełnościennej filarów. Kształt filarów jest zmienny, w poziomie ławy podłożyskowej stanowi trapez a na poziomie gruntu przyjmuje kształt prostokąta, ponadto obwód filara zwiększa się wraz z wysokością. Filary są posadowione pośrednio na palach, przyczółki natomiast są zatopione w gruncie.



Fot. 12 Widok na przyczółek.



Fot. 13 Widok na podporę pośrednią.



### 3.4 Inwentaryzacja geometryczna

Na podstawie inwentaryzacji własnej obiektu sporządzone zostały rysunki konstrukcji obiektu. Rysunki zawarto w załączniku nr 1.

### 3.5 Inwentaryzacja materiałowa

W ramach inwentaryzacji materiałowej wykonano:

- Badania wytrzymałości betonu podpór na ściskanie metodą zgniotu próbek rdzeniowych (metoda niszcząca)
- Badanie wytrzymałości betonu metodą sklerometryczną młotkiem Schmidta (metoda nieniszcząca)
- Badania makroskopowe betonu (ogłędziny betonu)
- Badania wytrzymałości betonu na odrywanie metodą pull-off.
- Badania chemiczne betonu
- Badania stali zbrojeniowej podpór polegające na lokalizacji zbrojenia z określeniem przekrojów nominalnych poprzez bezpośredni pomiar siatki zbrojeniowej na jednej z podpór oraz skanerem HILTI PS 200,
- Badania laboratoryjne stali zbrojeniowej podpór w tym próba na rozciąganie i analiza składu chemicznego.
- Badania laboratoryjne stali konstrukcyjnej przęsła blachownicowego i kratowego, w tym próba na rozciąganie, próba twardości, próba udarności w temp. -20 °C i analiza składu chemicznego.

#### 3.5.1 Badania wytrzymałości betonu podpór metodą niszczącą i nieniszcząca

W ramach niniejszego opracowania przeprowadzono niszczące badania wytrzymałości betonu. Klasę betonu wyznaczono na podstawie jego wytrzymałości uzyskanej po ściśnięciu w maszynie wytrzymałościowej (prasie hydraulicznej) próbek walcowych średnicy 100 mm i wysokości 100 mm uzyskanych z próbek rdzeniowych pobranych wcześniej z konstrukcji podpór. Próbki rdzeniowe pobrano z podpór pośrednich B, F, L i przyczółka S. Podsumowanie z badań na maszynie wytrzymałościowej zamieszczono w **Tab. 1**. Szczegółowy raport z badań wytrzymałościowych zamieszczono w załączniku nr 2.

**Tab. 1** Podsumowanie niszczących badań wytrzymałości na ściskanie betonu podpór B, F, L i S.

Podpora	Nr próbki	Wytrzymałość na ściskanie dla próbki [MPa]	Średnia wytrzymałość na ściskanie dla podpory [MPa]	Klasa betonu wg. PN-EN 13791:2008
B	B.1.1	53,1	52,8	C40/50 (B50)
	B.2.1	51,5		
	B.2.2	53,8		
F	F.1.1	16,4	16,7	Beton nieklasyfikowalny
	F.1.2	19,1		
	F.2.1	14,6		
L	L.1.1	24,9	25,7	Beton nieklasyfikowalny
	L.1.2	21,4		
	L.2.1	31,0		
S	S.1.1	22,4	22,3	C12/15 (B15)
	S.1.2	21,4		
	S.2.1	23,0		

W wyniku badań niszczących betonu, przeprowadzonych na maszynie wytrzymałościowej okazało się, że najwyższe parametry wytrzymałościowe ma beton podpory B, najniższe natomiast podpory F. Wyznaczono klasę betonu dla dwóch podpór. Dla podpory B określono klasę betonu jako C40/50 (B50), dla przyczółka S jako C12/15 (B15). Dla podpory F i L klasa betonu nie została wyznaczona z uwagi na zbyt wiele wad w strukturze betonu próbek.



**Fot. 14** Pobieranie próbki rdzeniowej z podpory F.



**Fot. 15** Miejsce pobrania próbek rdzeniowych z przyczółka S.

Ponadto dla wszystkich podpór wykonano badania nieniszczące sklerometryczne młotkiem za pomocą motka Schmidta typu N. Dla każdej podpory wykonano trzy serie pomiaru po osiem uderzeń w każdej serii. Podsumowanie z badań nieniszczących betonu metodą sklerometryczną zamieszczono w **Tab. 2**. Dziennik pomiarów zawarto w załączniku nr 3.

**Tab. 2** Podsumowanie nieniszczących badań wytrzymałości na ściskanie betonu wszystkich podpór przedmiotowego mostu.

Podpora	Klasa betonu	Jednorodność betonu
A	C12/15 (B17,5)	niedostateczna
B	C25/30 (B35)	niedostateczna
C	C25/30 (B35)	niedostateczna
D	C20/25 (B25)	dobra
E	C12/15 (B17,5)	dobra
F	C12/15 (B15)	niedostateczna
G	C16/20 (B20)	bardzo dobra
H	C20/25 (B25)	średnia
I	C12/15 (B15)	niedostateczna
J	C12/15 (B15)	dobra
K	C12/15 (B15)	dostateczna
L	C12/15 (B17,5)	średnia
M	C12/15 (B17,5)	bardzo dobra
N	C16/20 (B20)	bardzo dobra
O	C16/20 (B20)	bardzo dobra
P	C16/20 (B20)	bardzo dobra
R	C8/10 (B12,5)	niedostateczna
S	C12/15 (B17,5)	średnia

W wyniku badań sklerometrycznych oszacowano klasę wytrzymałości na ściskanie betonu każdej z podpór. Najwyższa klasa C25/35 została uzyskana dla podpór B i C, natomiast najniższa C8/10 dla podpory R. Dla większości podpór klasę betonu wyznaczono jako C12/15. Jednorodność betonu w przeważającej części podpór oceniono jako niedostateczną lub średnią.

### 3.5.2 Badanie makroskopowe betonu podpór

Badanie makroskopowe betonu przeprowadzono na próbkach rdzeniowych pobranych do badań niszczących z podpór B, F, L i S. Poniżej przedstawiono obraz pobranych próbek rdzeniowych w widoku z boku przed docięciem ich do badań wytrzymałościowych.



**Fot. 16** Próbk rdzeniowa B.1 pobrana z podpory B.



**Fot. 17** Zbliżenie na strukturę betonu próbki B.1.



Fot. 18 Próbką rdzeniowa B.2 pobrana z podpory B



Fot. 19 Zbliżenie na strukturę betonu próbki B.2.



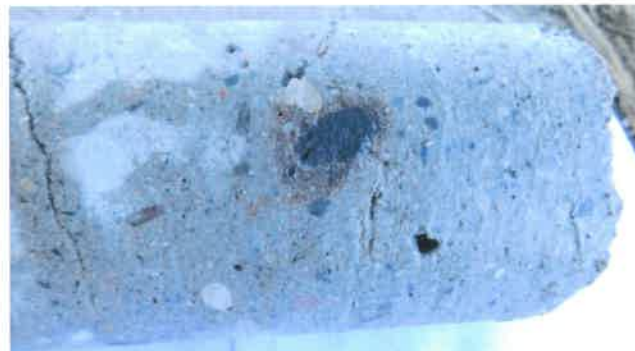
Fot. 20 Próbką rdzeniowa F.2 pobrana z podpory F.



Fot. 21 Zbliżenie na strukturę betonu próbki F.2.



Fot. 22 Próbką rdzeniowa L.1 pobrana z podpory L.



Fot. 23 Zbliżenie na strukturę betonu próbki L.1.



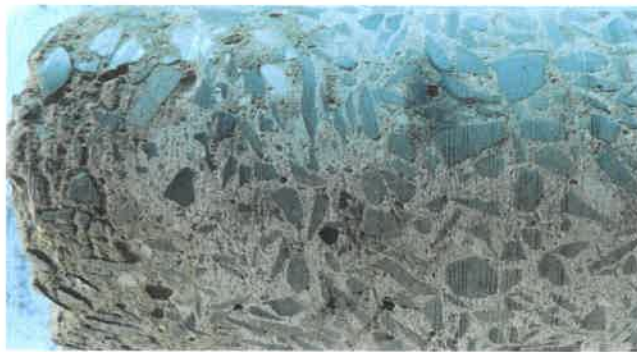
Fot. 24 Próbką rdzeniowa L.2 pobrana z podpory L.



Fot. 25 Zbliżenie na strukturę betonu próbki L.2.



**Fot. 26** Próbk rdzeniowa S.1 pobrana z podpory S.    **Fot. 27** Zbliżenie na strukturę betonu próbki S.1.



**Fot. 28** Próbk rdzeniowa S.2 pobrana z podpory S.    **Fot. 29** Zbliżenie na strukturę betonu próbki S.2.

Z obrazu próbek pobranych z **podpory B** wynika, że beton tej podpory wykonany jest na bazie kruszywa naturalnego o prawidłowo dobranym stosie okrucowym (odpowiedni stosunek ilościowy kruszywa grubego do drobnego). Nie zaobserwowano uszkodzeń strefie kontaktu ziarno – zaczyn. Struktura betonu wygląda na szczelną i jednorodną. Na całej długości próbki B.1 widoczne jest zarysowanie. W betonie występują zanieczyszczenia w postaci kawałków gliny.

Z obrazu próbek pobranych z **podpór F i L** wynika, że beton tych podpór wykonany jest na bazie kruszywa naturalnego. Stos okrucowy jest nieprawidłowo dobrany, widoczna przeważająca ilość kruszywa drobnego w stosunku do kruszywa grubego. Struktura betonu wygląda na nieszczelną i niejednorodną. Na próbkach rdzeniowych widoczne liczne spękania i rozwarstwienia, pustki powietrzne. W betonie występują zanieczyszczenia w postaci kawałków gliny i drewna.

Z obrazu próbek pobranych z **przyczółka S** wynika, że beton tej podpory wykonany jest na bazie kruszywa łamanego bazaltowego. Beton do głębokości ok. 2 cm jest rozwarstwiony i spękany. W głębszych warstwach struktura betonu próbek wygląda na szczelną i jednorodną, występują w niej liczne pęcherzyki powietrzne, które mogą świadczyć o zastosowaniu środków napowietrzających. Nie zaobserwowano uszkodzeń strefie kontaktu ziarno – zaczyn. W betonie występują zanieczyszczenia w postaci kawałków gliny i drewna.

### 3.5.3 Badania wytrzymałości betonu na odrywanie metodą pull-off.

Dla podpór w osi B, F i S wykonano badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą pull-off. Pomiar wykonano poprzez przyklejenie do badanej powierzchni stalowego krążka, a po stwardnieniu kleju obwiercenie krążka koronką rdzeniową na głębokość min 1,5 cm poniżej badanej płaszczyzny styku łączonych materiałów. Następnie za pomocą przyrządu pomiarowego (siłownika hydraulicznego) oderwano przyklejony krążek i zmierzono siłę odrywającą.

**Tab. 3** Podsumowanie niszczących badań wytrzymałości na rozciąganie betonu podpór B, F i S.

Podpora	Nr punktu pomiarowego	Typ zniszczenia próbki	Wytrzymałość na rozciąganie (odrywanie) dla próbki [MPa]	Średnia wytrzymałość na rozciąganie (odrywanie) dla podpory [MPa]
B	1	Kohezyjne w warstwie betonu	3,18	4,10
	2	Kohezyjne w warstwie betonu	4,24	
	3	Kohezyjne w warstwie betonu	4,88	
F	1	Kohezyjne w warstwie betonu	2,65	2,58
	2	Kohezyjne w warstwie betonu	2,12	
	3	Kohezyjne w warstwie betonu	2,97	
S	1	Kohezyjne w warstwie betonu	1,48	1,06
	2	Kohezyjne w warstwie betonu	1,06	
	3	Kohezyjne w warstwie betonu	0,64	

Największą średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie (odrywanie) uzyskano dla podpory B.

### 3.5.4 Badanie chemiczne betonu podpór

Analizę chemiczną wykonano zestawem do połowych badań chemicznych, na próbkach pobranych z podpór B, F, L, S do badań wytrzymałości na ściskanie metodą zgniotu próbek.

Pomiary azotanów i siarczanów dokonano przy pomocy tzw. „pałeczek” do testu, wykrywających obecność szkodliwego związku poprzez porównanie zabarwienia się tych ”pałeczek” z barwami wzorcowymi, dołączonymi do zestawu badawczego. Chlorki określono przy pomocy odczynników chemicznych: azotanu srebrowego i chromianu potasowego.

Ponadto na pobranych próbkach wykonano badania karbonatyzacji betonu. Badania wykonano przy pomocy roztworu fenoloftaleiny i tymoloftaleiny. Poniżej zamieszczono zdjęcia próbek po spryskaniu roztworami.



**Fot. 30** Próbka rdzeniowa B.1 pobrana z podpory B po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 31** Próbka rdzeniowa B.2 pobrana z podpory B po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 32** Próbka rdzeniowa F.1 pobrana z podpory F po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 33** Próbka rdzeniowa F.2 pobrana z podpory F po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 34** Próbka rdzeniowa L.1 pobrana z podpory L po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 35** Próbka rdzeniowa L.2 pobrana z podpory L po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 36** Próbka rdzeniowa S.1 pobrana z podpory S po badaniu karbonatyzacji.



**Fot. 37** Próbka rdzeniowa S.2 pobrana z podpory S po badaniu karbonatyzacji.

Część zabarwiona próbki oznacza obszar nieskarbonatyzowany betonu o odpowiednim pH. Zabarczenie powierzchni betonu należy interpretować w następujący sposób:

- zmiana koloru na ciemnoniebieski (tymoloftaleina) odbywa się przy pH 9,3 ÷ 10,5; im intensywniejsze zabarwienie tym wyższe pH. Powyżej pH 10,5 beton ma charakter zasadowy i zachowuje właściwości ochronne.
- zmiana koloru na czerwony (fenoloftaleina) odbywa się przy pH 8,5 ÷ 9,5; im intensywniejsze zabarwienie tym wyższe pH. Pomiędzy pH 10,5 a pH 8,5 rozpoczyna się korozja powierzchniowa stali w betonie
- brak zabarwienia (pH poniżej 8,5) wskazuje na środowisko kwasowe, w którym beton traci właściwości ochronne i rozpoczyna się korozja wżerowa stali

Podsumowanie badań chemicznych zamieszczono w **Tab. 4**. Szczegółowe wyniki badań chemicznych zawarto w załączniku 5.

**Tab. 4** Próbką rdzeniowa L.1 pobrana z podpory L po badaniu karbonatyzacji.

Nr próbki	Badanie obecności szkodliwych jonów			Badanie karbonatyzacji
	azotany	siarczany	chlorki	
B.1	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji do 0,5 cm
B.2	brak	brak	brak	karbonatyzacja nie występuje
F.1	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji 3 -6 cm
F.2	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji 6-7 cm
L.1	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji 1-3 cm
L.2	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji 1-3 cm
S.1	brak	brak	brak	przypowierzchniowa warstwa (gr. ok. 2 cm) rozsypała się, na pozostałej części próbki brak karbonatyzacji
S.2	brak	brak	brak	głębokość karbonatyzacji 3-4 cm

W betonie podpór wyznaczonych do badań nie stwierdzono obecności azotanów, siarczanów i chlorków. Badanie karbonatyzacji natomiast wykazało, że w betonie każdej z badanych podpór w zewnętrznych warstwach otuliny występuje karbonatyzacja. W próbce pobranej z podpory F zasięg karbonatyzacji jest największy i dochodzi do zbrojenia. Zbrojenie nie jest skorodowane, jednak skarbonatyzowany beton utracił własności pasywacyjne względem stali i istnieje realne zagrożenie korozji stali zbrojeniowej. W podporach B, L i S zbrojenie znajduje się w strefie nieskarbonatyzowanej.



### 3.5.5 Podsumowanie badań betonu podpór

Do dokładnych badań materiałowych wytypowano cztery podpory w zależności od stopnia degradacji. Na podstawie oceny wizualnej jako najmniej zdegradowaną wytypowano podporę B, zdegradowaną w średnim stopniu podporę L i najbardziej zdegradowaną podporę F. Szczegółowym badaniom materiałowym poddano również przyczółek S.

Ocena makroskopowa betonowych próbek wykazała wiele wad w strukturze betonu takich jak spękania, zarysowania, nieprawidłowe uziarnienie kruszywa, niejednorodność, zanieczyszczenie odpadami (występowanie gliny, kawałków drewna). Najwięcej z wyżej wymienionych wad widocznych było na próbkach rdzeniowych pobranych z podpór F i L, najmniej natomiast na próbce pobranej z podpory B.

Badania niszczące betonu wykazały niskie parametry wytrzymałościowe dla podpór: F, L i S. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana w badaniu przeprowadzonym na maszynie wytrzymałościowej nie przekroczyła 25,7 MPa. Tylko dla podpory S określono klasę betonu jako C12/15. Dla betonu podpór F i L nie było to możliwe z uwagi na wiele wad w strukturze próbki. Wyniki badań metodą pull-off również wykazały, że najmniejszą wytrzymałość na rozciąganie (odrywanie) ma beton podpór F i S. Dość dobre wyniki natomiast uzyskano dla podpory w osi B. Średnia wytrzymałość na ściskanie betonu wynosiła 52,8 MPa, a klasę określono jako C40/50 (B50). Dla tej podpory uzyskano również największe wartości wytrzymałości na rozciąganie.

W wyniku badań sklerometrycznych przeprowadzonych za pomocą młotka schmidta ustalono, że największą wytrzymałość na ściskanie ma beton podpór B i C. Klasę betonu dla tych podpór określono jako C25/30 (B35). W pozostałych podporach klasa betonu wahała się od C8/10 (B12,5) do C20/25 (B25). Jednorodność betonu w większości przypadków była niedostateczna lub średnia.

Na podstawie wykonanych w terenie badań chemicznych wykonanych na próbkach rdzeniowych pobranych z podpór wykluczono obecność szkodliwych jonów (chlorków, azotanów, siarczanów), stwierdzono natomiast występowanie karbonatyzacji. Zasięg karbonatyzacji w podporach był różny, największy w podporze F (głębokość karbonatyzacji do 7 cm), najmniejszy w podporze B (głębokość karbonatyzacji do 0,5 cm).

Na podstawie wykonanych badań materiałowych można stwierdzić, że beton, z którego wykonano podpory przedmiotowego obiektu jest słabej jakości. Najlepsze wyniki badań uzyskano dla podpory B, najgorsze natomiast dla podpory F.

### 3.5.6 Badania stali zbrojeniowej podpór

W celu ustalenia parametrów wytrzymałościowych i gatunku stali zbrojeniowej z podpory M pobrano odcinek pręta zbrojeniowego, a następnie poddano go analizie w Instytucie Metalurgii i Żelaza w Gliwicach. Przeprowadzono badania chemiczne oraz próbę rozciągania, w wyniku których stal zbrojeniową mostu zakwalifikowano do klasy AI. Dokładny raport z badań znajduje się w załączniku nr 6.

W celu identyfikacji zbrojenia podpór na filarze M odkuto fragment betonu do głębokości pręta zbrojeniowego. Na podstawie pomiarów określono wymiary i rozmieszczenie zbrojenia podpory. Średnica prętów wynosi  $\varnothing 12\text{mm}$ , grubość zmierzonej otuliny stali zbrojeniowej wynosi minimum 50 mm.

Na pozostałych podporach wykonano skanowanie systemem Hilti PS 200, które potwierdziło pomiary bezpośrednie zbrojenia wykonane na podporze M. Zarówno średnica prętów jak i ich rozmieszczenie było takie same dla reszty podpór.



**Fot. 38** Pomiary skanerem Hilti.



**Fot. 39** Odkuwanie zbrojenia na podporze M.



**Fot. 40** Pobranie pręta zbrojeniowego z podpory M.

### 3.5.7 Badania stali konstrukcyjnej

W celu określenia gatunku stali z jakiej zostały wykonane przęsła blachownicowe i kratowe z konstrukcji przęseł pobrano 2 próbki. Miejscem pobrania materiału z konstrukcji kratowej jest zakończenie podłużnicy (próbka nr 1), natomiast z konstrukcji blachownicowej kątownik stężenia pionowego nad podporą (próbka nr 2). Próbki poddano analizie w Instytucie Metalurgii i Żelaza w Gliwicach. Wykonano na nich następujące badania chemiczne i wytrzymałościowe: próbę rozciągania, analizę składu chemicznego, próbę twardości oraz próbę udarności. Dokładny raport z badań znajduje się w załączniku nr 6.

Na podstawie uzyskanych wyników badań określono gatunek stali, z której zostały wykonane zarówno przęsła blachownicowe jak i kratowe, jako **St3S**. Wytrzymałości charakterystyczne i obliczeniowe dla określonej stali przyjęto wg tablic zawartych w normie [10]. Ponadto zgodnie z pkt. 3.4.1.8. normy [10] odpowiednio zwiększono wytrzymałości obliczeniowe dla belek pełnościennych o przekroju dwuteowym (o 5 %) i prętów dźwigarów kratowych (o 10 %). Przyjęte wytrzymałości zestawiono w poniższej tabelce.

**Tab. 1** Właściwości mechaniczne stali, z której wykonano przęsła przedmiotowego obiektu.

Rodzaj wyrobu	Wytrzymałość charakterystyczna $R_e$ [MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa $R_a$ [MPa]		Wytrzymałość obliczeniowa na ścinanie $R_t$ [MPa]	
		zwiększona o 5 %	zwiększona o 10 %	zwiększona o 5 %	zwiększona o 10 %
Blachy, kształtowniki, pręty gr. do 16 mm	235	210	220	126	132
Blachy, kształtowniki, pręty gr. 16 – 40 mm	225	205	215	121	127

#### 4 OPIS STANU TECHNICZNEGO MOSTU

Poniżej wypisano uszkodzenia poszczególnych elementów konstrukcji mostu oraz pokazano ich dokumentację fotograficzną. Do oceny stanu technicznego elementów konstrukcji przyjęto skalę i kryteria ocen wg Instrukcji utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h Id-16, Warszawa 2014 rok [3]; wprowadzoną do stosowania dla obiektów PKP PLK S. A. Zarządzeniem nr 48/2014 Zarządu PKP PLK S.A. z dnia 01.12.2014 r.

Tab. 1 Skala oceny stanu elementów kolejowego obiektu inżynierskiego wg [3].

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	Bardzo dobry	Bez widocznych uszkodzeń powierzchniowych i zanieczyszczeń.
4	Dobry	Uszkodzenia powierzchniowe lub zanieczyszczenia lub defekty wewnętrzne nie świadczące o procesach degradacji.
3	Dostateczny	Uszkodzenia świadczące o procesach degradacji zachodzących w warstwach wewnętrznych nie obniżających jednak przydatności użytkowej elementu
2	Niedostateczny	Uszkodzenia świadczące o zmniejszeniu przydatności i kwalifikujące element do remontu lub wymiany.
1	Przedawaryjny	Uszkodzenia świadczące o znacznym stopniu destrukcji, kwalifikującym element do natychmiastowego remontu lub wymiany.
0	Awaryjny	Element zniszczony w stopniu wyłączającym go ze współpracy z innymi elementami.

#### 4.1 Konstrukcja nośna przęseł

##### 4.1.1 Konstrukcja nośna przęseł blachownicowych

Elementy konstrukcji nośnej przęseł blachownicowych:

- Dźwigary główne
- Stężenia pionowe blachownic nad podporami

Uszkodzenia:

- Łuszczenie się i ubytki powłoki antykorozyjnej.
- Korozja powierzchniowa dźwigarów blachownicowych we wszystkich przęsłach z miejscową korozją wżerową.
- Znaczna korozja powierzchniowa występująca na środnikach blachownic w przęsłach numer 1 do 5 po stronie południowej (dźwigar prawy przęsła) z lokalnymi ogniskami korozji wżerowej.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO:**

- Dźwigary główne – 3
- Stężenia pionowe blachownic nad podporami – 3

Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń:



**Fot. 41** Widok z boku na przęsło 1 (dźwigar prawy). Korozja powierzchniowa łożyska z ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 42** Widok na łożysko dźwigara lewego przęsła 1. Łuszczenie powłoki malarskiej z korozją powierzchniową.



**Fot. 43** Widok z boku na przęsło 3 (dźwigar prawy). Korozja powierzchniowa łożyska z ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 44** Widok z boku na przęsło 4 (dźwigar lewy). Punktowe zniszczenie powłoki antykorozyjnej z korozją powierzchniową.



**Fot. 45** Widok na spód blachownicy lewej przęsła 5. Korozja powierzchniowa pasa dolnego.



**Fot. 46** Widok na pas górny dźwigara prawego przęsła 6. Punktowe zniszczenie powłoki antykorozyjnej z korozją powierzchniową.



**Fot. 47** Widok z boku na przęsło 8 (dźwigar prawy). Korozja powierzchniowa środnika z ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 48** Widok na pas górny dźwigara lewego przęsła 9. Punktowe zniszczenie powłoki antykorozyjnej z korozją powierzchniową.



**Fot. 49** Widok na środnik dźwigara lewego przęsła 16. Łuszczenie powłoki malarskiej z korozją powierzchniową i drobnymi ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 50** Widok z boku na środnik blachownicy lewej przęsła 16. Łuszczenie powłoki antykorozyjnej z korozją powierzchniową i drobnymi ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 51** Widok na dźwigar lewy przęsła 17. Łuszczenie powłoki malarskiej z korozją powierzchniową i drobnymi ogniskami korozji wżerowej.



**Fot. 52** Widok na stężenie pionowe dźwigarów nad podporą w osi R (pomiędzy przęsłem 16 i 17). Łuszczenie powłoki malarskiej z korozją powierzchniową.

#### 4.1.2 Konstrukcja nośna przęseł kratowych

Elementy konstrukcji nośnej przęseł kratowych:

- Dźwigary główne
- Stężenia górne
- Stężenia dolne
- Stężenia poprzeczne, ramy portalowe

##### Uszkodzenia:

- Łuszczenie się i ubytki powłoki antykorozyjnej.
- Korozja powierzchniowa występująca na całej powierzchni dźwigarów kratowych we wszystkich przęsłach z miejscową korozją wżerową.
- Lokalne deformacje blach usztywniających zamocowania poprzecznic.
- Zanieczyszczenia w węzłach dolnych.

Na całej powierzchni dźwigarów kratowych (pasów dolnych i górnych, krzyżulców), poprzecznic i stężeń wiatrowych występuje korozja powierzchniowa stali z większą intensywnością w miejscach podtrzymujących stan zawilgocenia, w szczególności w dolnych węzłach oraz ogólnie na dolnych elementach konstrukcji nośnej jak poprzecznic i stężenia wiatrowe. Występują również miejscowo ogniska korozji wżerowej. Obecnie korozja poszczególnych elementów konstrukcji stalowej nie obniża jeszcze ich przydatności użytkowej i nie wpływa na nośność. Na podstawie oceny wizualnej nie stwierdzono występowania elementów wymagających wymiany. Zakres opisanych wyżej uszkodzeń jest we wszystkich przęsłach podobny.

##### OCENA STANU TECHNICZNEGO:

- Dźwigary główne – 3
- Stężenia górne – 3
- Stężenia dolne – 3
- Stężenia poprzeczne, ramy portalowe – 3

Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń:



**Fot. 53** Rama portalowa kratownicy przęsła 12 nad podporą M. Widoczna korozja powierzchniowa, łuszczenie się powłoki malarskiej i zanieczyszczenie graffiti.



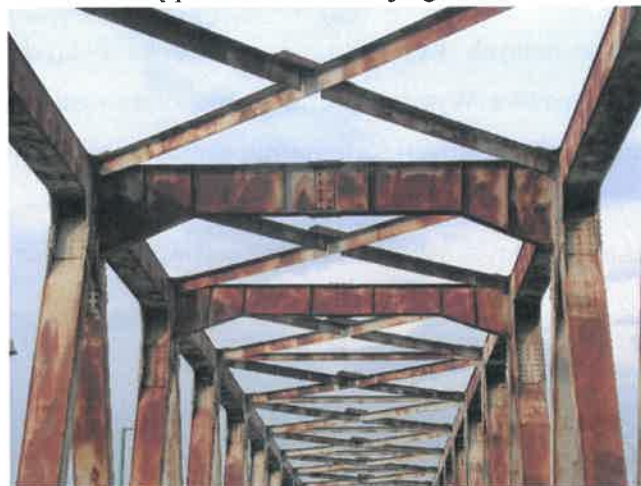
**Fot. 54** Węzeł górny ramy portalowej w przęsła 12 nad podporą M. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 55** Krzyżulce prawego dźwigara kratowego w przęśle 11. Widoczna korozja powierzchniowa, łuszczenie się powłoki malarskiej i graffiti.



**Fot. 56** Pas górny lewego dźwigara kratowego w przęśle 10. Widoczna znaczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



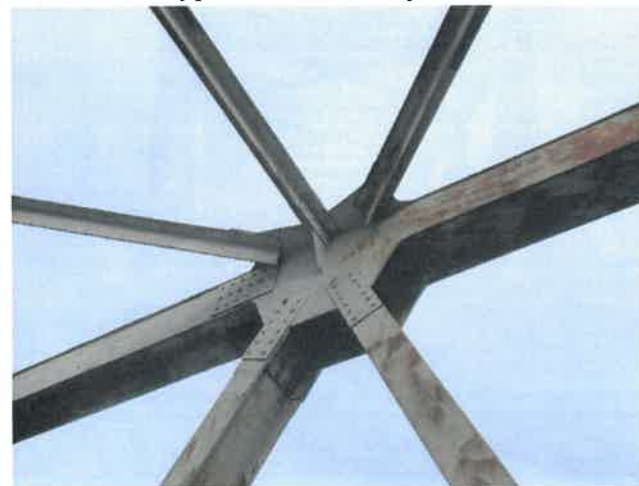
**Fot. 57** Górna część ramy portalowej nad podporą K. Widoczna znaczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 58** Stężenie górne wiatrowe w przęśle 10. Widoczna lokalna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 59** Zbliżenie na krzyżulec dźwigara lewego w przęśle 11. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 60** Węzeł górny dźwigara prawego w przęśle 12. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.





**Fot. 61** Połączenie krzyżulców z pasem dolnym nad podporą L. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 62** Węzeł dolny kratownicy w przęśle 12 nad podporą M. Widoczna miejscowa powierzchniowa korozja i drobne zanieczyszczenie węzła.



**Fot. 63** Widok na stężenia wiatrowe dolne i stężenie hamowne w przęśle 11. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 64** Widok na stężenie dolne wiatrowe w przęśle 12. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 65** Pas dolny prawego dźwigara kratowego w przęśle 10. Widoczna korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.



**Fot. 66** Stężenie dolne hamowne w przęśle 12. Widoczna miejscowa korozja powierzchniowa i łuszczenie się powłoki malarskiej.

## 4.2 Jezdnia

### 4.2.1 Jezdnia w przęsłach blachownicowych

Elementy konstrukcji jezdni w przęsłach blachownicowych:

- Poprzecznice
- Płyta ortotropowa

#### Uszkodzenia:

- Łuszczenie się i ubytki powłoki antykorozyjnej.
- Korozja powierzchniowa w miejscach ubytków powłoki antykorozyjnej, lokalnie wżerowa.

Rozległa korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej występuje głównie na spodzie blachy płyty ortotropowej. Pomimo jej występowania nie stwierdzono żadnych zawilgoceń (przecieków) na spodzie płyty które mogłyby świadczyć o perforacji blachy.

#### OCENA STANU TECZNICZNEGO:

- Poprzecznice – 3
- Płyta ortotropowa – 3



Fot. 67 Widok na spód przęsła 1. Korozja powierzchniowa na poprzecznicach i płycie ortotropowej.



Fot. 68 Zanieczyszczenie w postaci nieestetycznego graffiti na poprzecznicy i blasze płyty w przęsle 1.



Fot. 69 Widok na spód przęsła 3. Ogniska korozji powierzchniowej na spodzie pasa poprzecznicy i na płycie ortotropowej.



Fot. 70 Łuszczenie powłoki malarskiej na poprzecznicach w przęsle 16 z korozją powierzchniową.



Fot. 71 Rozległa korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej na spodzie blachy płyty w przęśle 16.



Fot. 72 Korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej na spodzie blachy płyty w przęśle 6.

#### 4.2.2 Jezdnia w przęsłach kratowych

Elementy konstrukcji jezdni w przęsłach kratowych:

- Poprzecznice
- Stężenia wahaniove
- Podłużnice
- Stężenia hamowne

#### Uszkodzenia:

- Łuszczenie się i ubytki powłoki antykorozyjnej.
- Korozja powierzchniowa występująca głównie na spodach pasów dolnych podłużnic i poprzecznic, we wszystkich przęsłach, z miejscową korozją wżerową.
- Zanieczyszczenia zlokalizowane na blachach węzłowych.

#### OCENA STANU TECZNICZNEGO:

- Poprzecznice – 3
- Stężenia wahaniove – 3
- Podłużnice – 3
- Stężenia hamowne – 3



Fot. 73 Widok na spód przęsła 10. Korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej na elementach jezdni.



Fot. 74 Widok na podłużnice oraz na stężenia wahaniove w przęśle 11. Drobne ogniska korozji powierzchniowej.



**Fot. 75** Widok na spód pasa dolnego podłużnicy w przęśle 12. Korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej na jego spodzie.



**Fot. 76** Widok na stężenie hamowne w przęśle 12. Korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej.

### 4.3 Nawierzchnia torowa

#### 4.3.1 Nawierzchnia torowa w przęsłach blachownicowych

Elementy nawierzchni torowej w przęsłach blachownicowych:

- Szyny i przytwierdzenia
- Podkłady drewniane
- Beton ochronny
- Przyrządy wyrównawcze
- Odbojnice
- Podsypka tłuczniowa
- Izolacja przeciwwodna

Stan techniczny szyn i ich elementów przytwierdzenia, drewnianych podkładów oraz podsypki tłuczniowej jest dobry. Elementy przytwierdzenia szyn typu K są kompletne i dokręcone, w czasie przejazdu pociągu po przęsłach blachownicowych nie stwierdzono ich nadmiernego klawiszowania, drewniane podkłady nie są zbutwiałe a podsypka tłuczniowa uzupełniona. Na podsypce tłuczniowej występuje jedynie drobna roślinność.

W przęśle nr 9 blachownicowym na styku z przęsłem nr 10 kratowym zlokalizowany jest przyrząd wyrównawczy na obu szynach, jego stan techniczny oceniono na dobry.

Stan techniczny odbojnic jest dobry.

Na spodzie blachy płyty ortotropowej, pomimo jej zaawansowanej korozji powierzchniowej z ogniskami korozji wżerowej, nie stwierdzono przecieków co może świadczyć o dobrym stanie technicznym betonu ochronnego i izolacji przeciwwodnej, zaś woda odprowadzana jest rurami spustowymi.

#### OCENA STANU TECHNICZNEGO:

- Szyny i przytwierdzenia – 4
- Podkłady drewniane – 4
- Beton ochronny – 4
- Przyrządy wyrównawcze – 4
- Odbojnice – 4
- Podsypka tłuczniowa – 4
- Izolacja przeciwwodna – 4



**Fot. 77** Widok na nawierzchnię torową w prześle 3. Stan techniczny dobry.



**Fot. 78** Widok na nawierzchnię torową na styku prześla 7 i 6. Stan techniczny dobry.



**Fot. 79** Widok na nawierzchnię torową w prześle 9 od strony prześla kratowego. Widoczny przyrząd wyrównawczy oraz dylatacja na odbojnicy.



**Fot. 80** Widok na nawierzchnię torową w prześle 14. Stan techniczny dobry.



**Fot. 81** Widok na nawierzchnię torową w prześle 15. Drobna wegetacja roślinności.



**Fot. 82** Widok na nawierzchnię torową w prześle 16. Stan techniczny dobry.

#### 4.3.2 Nawierzchnia torowa w przęsła kratowych

Elementy nawierzchni torowej w przęsłach kratowych:

- Szyny i przytwierdzenia
- Mostownice i przytwierdzenia
- Blachy przeciwpożarowe
- Odbojnice
- Blachy przeciwykolejeniowe

##### Uszkodzenia:

- Lokalnie luźne mocowania szyn typu K do mostownic.
- Lokalnie luźne mocowania odbojnic do mostownic.
- Silnie zbutwiałe i popękane mostownice: zbutwiałe drewno powierzchniowo i włąbnie, rozwarstwienia drewna, ubytki drewna, miejscowo nie zamocowane mostownice – braki łączników, lokalnie mostownice nadpalone.
- Odcinkowe ubytki blach przeciwykolejeniowych w przęsła 11 i 12.
- Znaczne ubytki blach przeciwpożarowych.

W niedostatecznym stanie technicznym znajdują się mostownice i ich przytwierdzenia. Ponad 2/3 z nich wykazuje uszkodzenia świadczące o zmniejszeniu ich przydatności do użytkowania i kwalifikujące je do wymiany. Ocenę niedostateczną przyporządkowano także blachom przeciwykolejeniowym i przeciwpożarowym z uwagi na ich znaczne braki

##### OCENA STANU TECHNICZNEGO:

- Szyny i przytwierdzenia – 3
- Mostownice i przytwierdzenia – 2
- Blachy przeciwpożarowe – 2
- Odbojnice – 3
- Blachy przeciwykolejeniowe – 2



Fot. 83 Widok ogólny na nawierzchnię torową w przęsła 10. Całkowity brak blach przeciwpożarowych.



Fot. 84 Widok na skrajną mostownicę przęsła 10 przy przęsła blachownicowym. Mostownica silnie zbutwiała i załamana.



**Fot. 85** Widok na mostownice w przęśle 10. Mostownice silnie zbutwiałe i popękane.



**Fot. 86** Widok na mostownice w przęśle 11. Mostownice silnie zbutwiałe i popękane. Luźne mocowania szyn i odbojnic do mostownic.



**Fot. 87** Widok na nawierzchnię torową w przęśle 12. Znaczne braki blach przeciwwykolejenionych i przeciwpożarowych.



**Fot. 88** Widok na mostownice w przęśle 12. Mostownice silnie zbutwiałe i popękane. Luźne mocowania szyn i odbojnic do mostownic.

#### 4.4 Łożyska i ciosy

Na stalowych łożyskach przęseł blachownicowych i kratowych występuje korozja powierzchniowa, lokalnie i sporadycznie wżerowa. Ich stan oceniono na dostateczny. Na ciosach natomiast zaobserwowano wiele ubytków, wykruszeń, odspojień, spękań, a także korozję betonu ciosów obniżającą ich przydatność użytkową i kwalifikującą je do remontu.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO: 2**



**Fot. 89** Widok na łożysko prawe i jego cios na przyczółku A. Korozja stali, krawędziowe ubytki betonu ciosu.



**Fot. 90** Widok na łożysko lewe i jego cios na podporze C. Korozja stali, krawędziowe ubytki betonu ciosu.



**Fot. 91** Widok na łożysko prawe i jego cios na podporze E. Korozja stali, krawędziowe ubytki betonu ciosu.



**Fot. 92** Widok na łożysko prawe i jego cios na podporze F. Korozja stali, krawędziowe ubytki betonu ciosu.



**Fot. 93** Widok na łożysko lewe i jego cios na podporze I. Korozja stali, krawędziowe ubytki betonu ciosu.



**Fot. 94** Widok na łożysko lewe i jego cios na podporze J (pod przęsłem kratowym). Korozja stali.





**Fot. 95** Widok na łożysko lewe i jego cios na podporze L. Korozja stali.



**Fot. 96** Widok na łożyska lewa na podporze N. Korozja stali.



**Fot. 97** Widok na łożysko prawe i jego cios na podporze O. Korozja stali. Krawędziowy ubytek betonu.



**Fot. 98** Widok na łożysko lewe i jego cios na podporze P. Korozja stali.



**Fot. 99** Widok na łożysko prawe i jego cios na podporze R. Korozja stali. Spękania i



**Fot. 100** Widok na łożysko prawe i jego cios na podporze S. Korozja stali. Ubytki betonu ciosu.

#### 4.5 Podpory

Stan techniczny podpór jest zróżnicowany i w zależności od podpory waha się pomiędzy stanem dostatecznym (ocena 3) a niedostatecznym (ocena 2). Ogólnie stan techniczny podpór oceniono na 2.

Do uszkodzeń kwalifikujących stan techniczny podpory na niedostateczny należą:

- znaczne odspojenia otuliny betonu,
- wgłębne i rozległe na dużej powierzchni ubytki betonu,
- krawędziowe ubytki betonu,
- odkryte i korodujące pręty zbrojeniowe wskutek ww. ubytków,
- korozja betonu (wyługowane na powierzchnię łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego osadu), beton kruszeje i można go odłupywać „gołymi rękami”.

Pozostałe uszkodzenia podpór:

- spękania otuliny betonowej,
- drobne ubytki betonu na małej głębokości bez odkrycia prętów zbrojeniowych,
- białe przebarwienia betonu świadczące o wyługowaniu łatwo rozpuszczalnych składników betonu,
- osady i wykwity na betonie,
- zanieczyszczenia i wegetacja roślinności na ławach podłożyskowych przyczółków,
- graffiti obniżające estetykę.

Uszkodzenia każdej z podpór przedstawiono na fotografiach poniżej.

### OCENA STANU TECHNICZNEGO: 2

#### 4.5.1 Podpora w osi A

##### Uszkodzenia:

- Krawędziowe ubytki betonu na korpusie oraz na gzymsach skrzydeł.
- Graffiti obniżające estetykę.
- Osady i wykwity na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 101** Widok na korpus. Graffiti obniżające estetykę.



**Fot. 102** Widok na prawe naroże korpusu. Krawędziowe ubytki betonu.



Fot. 103 Widok na skrzydło prawe.



Fot. 104 Widok na skrzydło lewe. Ubytki betonu na gzymsie.

#### 4.5.2 Podpora w osi B

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Osady i wykwity na betonie, białe przebarwienia betonu.



Fot. 105 Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Osady i wykwity na betonie, białe przebarwienia betonu.



Fot. 106 Widok z prawej strony. Białe przebarwienia betonu.



Fot. 107 Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Osady i wykwity na betonie, białe przebarwienia betonu.



Fot. 108 Widok z lewej strony. Białe przebarwienia betonu.

#### 4.5.3 Podpora w osi C

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Lokalnie ubytki betonu z odsłoniętymi i skorodowanymi prętami.



**Fot. 109** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Osady i wykwyty na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 110** Widok z prawej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 111** Widok od strony Tropów. Ubytek betonu z odsłoniętymi i skorodowanymi prętami. Graffiti obniżające estetykę. Osady i wykwyty na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 112** Widok z lewej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.

#### 4.5.4 Podpora w osi D

##### Uszkodzenia:

- Osady i wykwyty na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Spękania otuliny betonowej.
- Powierzchniowe ubytki otuliny betonowej.



**Fot. 113** Widok od strony Braniewa. Spękania otuliny betonowej. Osady i wykwyty na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 114** Widok z prawej strony. Spękania i powierzchniowe ubytki otuliny betonowej. Białe przebarwienia betonu.



**Fot. 115** Widok od strony Tropów. Spękania otuliny betonowej. Białe przebarwienia betonu.



**Fot. 116** Widok z lewej strony. Spękania otuliny betonowej. Białe przebarwienia betonu.

#### 4.5.5 Podpora w osi E

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów poziomych.



**Fot. 117** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów poziomych.



**Fot. 118** Widok z prawej strony. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów poziomych.



**Fot. 119** Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów poziomych.



**Fot. 120** Widok z lewej strony. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów poziomych.

#### 4.5.6 Podpora w osi F

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów pionowych i poziomych.



**Fot. 121** Widok od strony Braniewa. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 122** Widok z prawej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu



**Fot. 123** Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 124** Widok z lewej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu

#### 4.5.7 Podpora w osi G

##### Uszkodzenia:

- Spękania otuliny betonowej.
- Osady i wykwyty na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów pionowych i poziomych.



**Fot. 125** Widok od strony Braniewa. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 126** Widok z prawej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Spękania otuliny betonowej.



**Fot. 127** Widok od strony Tropów. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



#### 4.5.8 Podpora w osi H

##### Uszkodzenia:

- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów pionowych i poziomych oraz znaczne ubytki powierzchniowe z odkrytą siatką zbrojenia.
- Korozja betonu (wyługowane na powierzchnię łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego osadu), beton kruszeje i można go odłupywać „gołymi rękami”.



**Fot. 128** Widok od strony Braniewa. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 129** Widok z prawej strony. Znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 130** Widok od strony Tropy. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 131** Widok z lewej strony. Znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.

#### 4.5.9 Podpora w osi I

##### Uszkodzenia:

- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów pionowych i poziomych oraz znaczne ubytki powierzchniowe z odkrytą siatką zbrojenia na bocznej prawej stronie podpory w jej górnej części.



**Fot. 132** Widok od strony Braniewa. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 133** Widok z prawej strony. Znaczne ubytki powierzchniowe z odkrytą siatką zbrojenia.



**Fot. 134** Widok od strony Tropów. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



**Fot. 135** Widok z lewej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.

#### 4.5.10 Podpora w osi J

##### Uszkodzenia:

- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.
- Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów pionowych w górnej części podpory po stronie Tropów.



Fot. 136 Widok od strony Braniewa. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



Fot. 137 Widok z prawej strony.



Fot. 138 Widok od strony Tropów. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu. Ubytki betonu wzdłuż korodujących prętów.



Fot. 139 Widok z lewej strony.

#### 4.5.11 Podpora w osi K

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



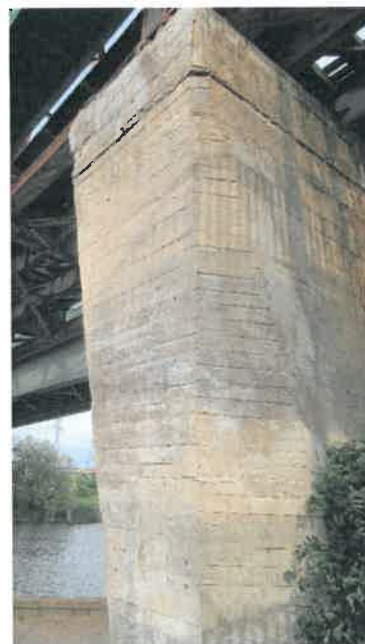
**Fot. 140** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 141** Widok z prawej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 142** Widok od strony Tropów. Spękania otuliny betonowej. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.



**Fot. 143** Widok z lewej strony. Osady na betonie, białe przebarwienia betonu.

#### 4.5.12 Podpora w osi L

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Osady i wykwyty na betonie.
- Spękania otuliny betonowej.
- Powierzchniowe ubytki otuliny betonowej.



**Fot. 144** Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Osady i wykwyty na betonie.



**Fot. 145** Widok z lewej strony. Osady na betonie.



**Fot. 146** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Osady i wykwyty na betonie.



**Fot. 147** Widok z prawej strony. Osady i wykwyty na betonie.

#### 4.5.13 Podpora w osi M

##### Uszkodzenia:

- Spękania otuliny betonowej.
- Znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia.
- Korozja betonu (wyługowane na powierzchnię łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego osadu), beton kruszeje i można go odłupywać „gołymi rękami”.



**Fot. 148** Widok od strony Braniewa. Spękania otuliny betonowej. Znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 149** Widok z prawej strony. Spękania otuliny betonowej. Znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia.



**Fot. 150** Widok od strony Tropów. Spękania otuliny betonowej. Znaczne ubytki powierzchniowe betonu.



**Fot. 151** Zbliżenie na zdegradowany powierzchniowo beton – korozja betonu, beton kruszeje.

#### 4.5.14 Podpora w osi N

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Drobne osady i białe przebarwienia.



**Fot. 152** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia.



**Fot. 153** Widok z prawej strony.



**Fot. 154** Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia.



**Fot. 155** Widok z lewej strony.

#### 4.5.15 Podpora w osi O

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Drobne osady i białe przebarwienia.
- Powierzchniowe ubytki wierzchniej warstwy betonu.



**Fot. 156** Widok od strony Braniewa. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia.



**Fot. 157** Widok z prawej strony. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia. Powierzchniowe ubytki wierzchniej warstwy betonu.



**Fot. 158** Widok od strony Tropów. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia. Powierzchniowe ubytki wierzchniej warstwy betonu.



**Fot. 159** Widok z lewej strony. Graffiti obniżające estetykę. Spękania otuliny betonowej. Drobne osady i białe przebarwienia.



#### 4.5.16 Podpora w osi P

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia.
- Korozja betonu (wyługowane na powierzchnię łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego osadu), beton kruszeje.



**Fot. 160** Widok od strony Braniewa. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 161** Widok z lewej strony. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 162** Widok od strony Tropów. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 163** Widok z prawej strony. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.

#### 4.5.17 Podpora w osi R

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Spękania otuliny betonowej.
- Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia.
- Korozja betonu (wyługowane na powierzchnię łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego osadu), beton kruszeje.



**Fot. 164** Widok od strony Braniewa. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu.



**Fot. 165** Widok z prawej strony. Spękania otuliny betonowej. Ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą siatką zbrojenia. Korozja betonu.



**Fot. 166** Widok od strony Tropów.



**Fot. 167** Widok z lewej strony. Osady i wykwity na betonie.

#### 4.5.18 Podpora w osi S

##### Uszkodzenia:

- Graffiti obniżające estetykę.
- Zniszczenie powłoki antykorozyjnej betonu.
- Ubytki betonu z odkrytym i skorodowanym zbrojeniem na końcowych krawędziach obu skrzydeł.
- Krawędziowe ubytki betonu z odsłoniętym zbrojeniem na styku ścianki zapleczonej ze skrzydłami.



**Fot. 168** Widok na korpus. Graffiti obniżające estetykę.



**Fot. 169** Skrzydło lewe. Zniszczenie powłoki antykorozyjnej betonu. Krawędziowe ubytki betonu na styku ze ścianką zapleczną z odsłoniętym i skorodowanym prętem.



**Fot. 170** Skrzydło prawe. Zniszczenie powłoki antykorozyjnej betonu.



**Fot. 171** Widok na gzyms lewy. Ubytek betonu z odsłoniętym i skorodowanym zbrojeniem.

#### 4.6 Strefy przejściowe (nawierzchnia kolejowa na dojeździe do mostu)

**Uszkodzenia:**

- Nienormatywne zakończenie części dziobowej odbojnicy pod stronie Tropów.

Ogólnie stan techniczny stref przejściowych jest dobry.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO:4**



Fot. 172 Widok na strefę przejściową po stronie Tropów.



Fot. 173 Widok na strefę przejściową po stronie Braniewa.

#### 4.7 Skarpy, nasypy

**Uszkodzenia:**

- Wegetacja roślinności.
- Drobne ubytki i przemieszczenia gruntu.

Ogólnie stan techniczny skarp i nasypów jest dobry

**OCENA STANU TECHNICZNEGO:4**

#### 4.8 Przestrzeń podmostowa, koryto rzeki

Stan techniczny przestrzenie podmostowej i koryta rzeki jest dobry.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO:4**



Fot. 174 Widok na przestrzeń pod przęsłem 11 nurtowym.



Fot. 175 Widok na przestrzeń pod przęsłami 13, 14, 15.

## 4.9 Chodnik służbowy

### 4.9.1 Chodnik służbowy w przęsłach blachownicowych

#### Uszkodzenia:

- Korozja powierzchniowa z drobnymi ogniskami korozji wżerowej na konstrukcji wsporczej chodnika, poręczy i jego nawierzchni.
- Drobne deformacje kraty stanowiącej nawierzchnię chodnika w strefie nad dylatacjami przęseł.

Ogólnie stan techniczny chodnika służbowego w przęsłach blachownicowych jest dostateczny.

#### OCENA STANU TECHNICZNEGO: 3



**Fot. 176** Widok na nawierzchnię chodnika – przęsło 4, strona lewa. Korozja powierzchniowa kraty stanowiącej jego nawierzchnię.



**Fot. 177** Widok na konstrukcję wsporczą chodnika – przęsło 5. Korozja powierzchniowa.



**Fot. 178** Widok na nawierzchnię chodnika lewego w przęśle 1. Brak 25 cm długości kraty stanowiącej nawierzchnię chodnika.



**Fot. 179** Widok na nawierzchnię chodnika lewego na styku przęsła 4 i 3. Deformacja kraty stanowiącej nawierzchnię chodnika.

#### 4.9.2 Chodnik służbowy w przęsłach kratowych

##### Uszkodzenia:

- Zaawansowana korozja biologiczna desek stanowiących nawierzchnię oraz drewnianych elementów wsporczych chodnika służbowego.
- Ubytki desek (dziury) stanowiących nawierzchnię chodnika.

Stan techniczny chodnika służbowego w przęsłach kratownicowych jest niedostateczny. Uszkodzenia wymienione powyżej zmniejszają przydatność użytkową chodnika, obniżone jest bezpieczeństwo osób (obsługi mostu) wykonujących obchód mostu w części na przęsłach kratowych.

##### OCENA STANU TECHNICZNEGO: 2



**Fot. 180** Widok na chodnik służbowy lewy w przęśle 10. Ubytki desek (dziury), deski zbutwiałe.



**Fot. 181** Widok na chodnik służbowy prawy w przęśle 11. Ubytki desek (dziury), deski i elementy wsporcze (krawędziaki) silnie zbutwiałe.



**Fot. 182** Widok na chodnik służbowy lewy w przęśle 11. Ubytki desek (dziury), deski zbutwiałe.



**Fot. 183** Widok na chodnik służbowy lewy w przęśle 12. Ubytki desek (dziury), deski zbutwiałe.

#### 4.10 Kable SRK

Na lewym chodniku służbowym, na przęsłach blachownicowych i kratowych, ułożona jest rura ochronna przeprowadzająca kable SRK. Stan techniczny rury jest dobry.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO: 4**



**Fot. 184** Widok na rurę ochronną kabli SRK ułożoną na chodniku służbowym przęsła 14 blachownicowego.



**Fot. 185** Widok na rurę ochronną kabli SRK ułożoną na chodniku służbowym przęsła 11 kratowego.

#### 4.11 Urządzenia odwadniające

Korozja powierzchniowa z drobnymi i lokalnymi ogniskami korozji wżerowej na rurach spustowych odprowadzających wodę z nawierzchni torowej na przęsłach blachownicowych.

Ogólnie stan techniczny rur spustowych jest dobry.

**OCENA STANU TECHNICZNEGO: 4**



**Fot. 186** Widok na rurę spustową w przęśle 17.



**Fot. 187** Widok na rurę spustową w przęśle 6.

#### 4.12 Dylatacje

Korozja powierzchniowa z ogniskami korozji wżerowej oraz deformacje blach przykrywających szczeliny dylatacyjne wolnopodpartych przęseł blachownicowych. Uszkodzenia te powodują obsypywanie się tłucznia na lawy podłożyskowe podpór pośrednich.

Ogólnie stan techniczny blach przykrywających szczeliny dylatacyjne przęseł blachownicowych jest dostateczny.

#### OCENA STANU TECHNICZNEGO: 3



Fot. 188 Widok na blachę przykrywającą szczelinę dylatacyjną pomiędzy przęsłem 4 i 5 (w osi E). Korozja stali i deformacja blachy.



Fot. 189 Widok na zanieczyszczoną lawę podłożyskową podpory w osi E obsypującym się tłuczniem jako skutek uszkodzenia opisanego powyżej.

#### 4.13 Kładka dla pieszych

Stan techniczny kładki dla pieszych zamocowanej do konstrukcji kratowej mostu, która przeprowadza ruch pieszych nad rzeką Elbląg, jest dobry. Zauważyć można jedynie drobne łuszczenia powłoki malarskiej na spodzie blachy pomostu z korozją powierzchniową.

#### OCENA STANU TECHNICZNEGO: 4



Fot. 190 Widok na spód konstrukcji kładki dla pieszych. Drobne łuszczenia powłoki malarskiej na spodzie blachy pomostu z korozją powierzchniową.



Fot. 191 Widok na powierzchnię kładki dla pieszych.



#### 4.14 Podsumowanie stanu technicznego obiektu

Element	Ocena	
	Przęsła blachownicowe	Przęsła kratowe
1. Konstrukcja nośna przęseł	*	
a. dźwigary główne	3 / 5	3 / 5
b. stężenia pionowe blachownic nad podporami	3 / 5	–
c. stężenia górne	–	3 / 5
d. stężenia dolne	–	3 / 5
e. stężenia poprzeczne, ramy portalowe	–	3 / 5
2. Jezdnia	*	
a. poprzecznice	3 / 5	3 / 5
b. płyta ortotropowa	3 / 5	–
a. podłużnice	–	3 / 5
b. stężenia wahaniove	–	3 / 5
c. stężenia hamowne	–	3 / 5
3. Nawierzchnia torowa	*	
a. szyny i przytwierdzenia	4 / 5	3 / 5
b. odbojnice	4 / 5	3 / 5
c. podkłady drewniane	4 / 5	–
d. podsypka tłuczniowa	4 / 5	–
e. beton ochronny	4 / 5	–
f. izolacja przeciwwodna	4 / 5	–
g. przyrządy wyrównawcze	4 / 5	–
h. mostownice i przytwierdzenia	–	2 / 5
i. blachy przeciwwykolejeniove	–	2 / 5
j. blachy przeciwpożarowe	–	2 / 5
4. Łożyska i ciosy	2 / 5	
5. Podpory	2 / 5	
6. Strefy przejściowe (nawierzchnia kolejowa na dojeździe do mostu)	4 / 5	
7. Skarpy, nasypy	4 / 5	
8. Przestrzeń podmostowa, koryto rzeki	4 / 5	
9. Chodniki służbowe	3 / 5	2 / 5
10. Kable SRK	4 / 5	

11 Urządzenia odwadniające	4 / 5	–
12 Dylatacje	3 / 5	–
13 Kładka dla pieszych	4 / 5	–

<b>GLOBALNA OCENA OBIEKTU</b>	<b>2 - NIEDOSTATECZNY</b> <b>Uszkodzenia świadczące o zmniejszeniu przydatności i kwalifikujące obiekt do remontu lub wymiany.</b>
-------------------------------	---

Na obiekcie nie stwierdzono występowania uszkodzeń zagrażających w chwili obecnej bezpieczeństwu konstrukcji, ale występują uszkodzenia (głównie w podporach mostu), których nie naprawienie i dalszy postęp może w przyszłości spowodować wystąpienie takiego zagrożenia.

Stan techniczny stalowej konstrukcji nośnej przęseł blachownicowych i kratowych jest ogólnie dostateczny, miejscowo dobry. Na obu typach konstrukcji występują powierzchnie z uszkodzoną powłoką antykorozyjną, z korozją powierzchniową i lokalnymi drobnymi ogniskami korozji wżerowej. Największa korozja powierzchniowa przęseł blachownicowych występuje na środnikach dźwigara prawego po jego zewnętrznej stronie (od strony południowej) na przęsłach 1 do 5.

Pomimo dość dobrego stanu technicznego konstrukcji nośnej przęseł blachownicowych i kratowych oraz elementów wchodzących w skład ich jezdni (ocena 3), globalnie stan techniczny obiektu oceniono na niedostateczny (ocena 2), gdyż w podporach obiektu stwierdzono występowanie uszkodzeń świadczących o zmniejszeniu ich przydatności użytkowej i kwalifikujące je do remontu.

W najgorszym stanie technicznym znajduje się podpora w osi M (podpora pomiędzy przęsłem 12 kratowym a przęsłem 13 blachownicowym), występują na niej znaczne ubytki powierzchniowe betonu z odkrytą i skorodowaną siatką zbrojenia oraz zaawansowana korozja betonu na jej całej powierzchni (widoczne są wyługowane łatwo rozpuszczalne składniki betonu w postaci białego sproszkowanego osadu), beton kruszeje i można go odłupywać „gołymi rękami”. Na pozostałych podporach, w mniej lub większym stopniu, występują spękania i odspojenia otuliny betonu z odsłoniętymi i korodującymi prętami, krawędziowe wgłębne ubytki betonu, oraz osady, wykwity i białe przebarwienia betonu. W celu nie dopuszczenia do powstania uszkodzeń zagrażających bezpieczeństwu konstrukcji, wszystkie podpory mostu kwalifikują się do remontu.

Niedostateczny jest stan ciosów podłożyskowych. Występujące na ciosach uszkodzenia w postaci krawędziowych ubytków i rozwarstwień betonu oraz licznych spękań zmniejszają ich przydatność i kwalifikujących je do remontu. Łożyska są w stanie dostatecznym z uwagi na korozję.

W złym stanie technicznym znajdują się także elementy wchodzące w skład nawierzchni torowej w przęsłach kratowych. Mostownice są silnie zbutwiałe, popękane i rozwarstwione, luźne są mocowania szyn do mostownic. Występują odcinkowe ubytki blach przeciwwykolejeniovych oraz znaczne ubytki blach przeciwpożarowych. Nawierzchnia torowa w części na przęsłach blachownicowych jest w stanie dobrym.

Z uwagi na uszkodzenia chodnika służbowego w przęsłach kratowych (stan techniczny niedostateczny) obniżone jest bezpieczeństwo osób obsługi mostu wykonujących obchód. Występuje silna korozja biologiczna desek stanowiących nawierzchnię chodnika oraz drewnianych elementów wsporczych w postaci krawędziaków, deski silnie się uginają oraz występują ich braki (dziury w nawierzchni).

Pozostałe elementy mostu podlegające ocenie są w stanie dostatecznym lub dobrym. W dobrym stanie technicznym znajduje się kładka dla pieszych zamocowana do konstrukcji przęseł kratowych, która to przeprowadza ruch pieszych nad rzeką Elbląg.

## 5 SPRAWDZENIE AKTUALNEJ NOŚNOŚCI PRZESEŁ

### 5.1 Kratownica

#### 5.1.1 Analiza nośności

Obliczenia mają na celu:

- określenie wartości współczynnika  $\alpha$  dla modelu obciążenia 71 oraz SW/0 wg PN-EN 1991-2 EUROKOD 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów [6];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń poszczególnych klasy linii kolejowych wg PN-EN 15528 Kolejnictwo - Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą [11];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń poszczególnych klas lokomotyw wg PN-EN 15528 Kolejnictwo - Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą [11];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń znanym taborem kursującym po linii kolejowej;
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń pojazdem NORCA-32;
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń dźwigami: EDK-300, EDK-750, EDK-1000 i EDK-2000

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono metodą naprężeń liniowych w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa. Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*.

Sprawdzenie aktualnej nośności obiektu dokonano z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego obiektu.

Konwencja znakowania sił osiowych, momentów zginających i naprężeń:

- siły rozciągające, naprężenia rozciągające +
- siły ściskające, naprężenia ściskające -
- moment rozciągający włókna dolne +
- moment rozciągający włókna górne -

##### 5.1.1.1 Zestawienie obciążeń stałych

###### • **Obciążenie ciężarem własnym elementami konstrukcyjnymi**

Obciążenie ciężarem własnym elementami konstrukcyjnymi przyjęto wprost z modelu konstrukcji (w modelu zadano odpowiednią geometrię przekroju elementów prętowych), ciężar objętościowy stali  $\gamma_s = 77,01 \text{ kN/m}^3$ .

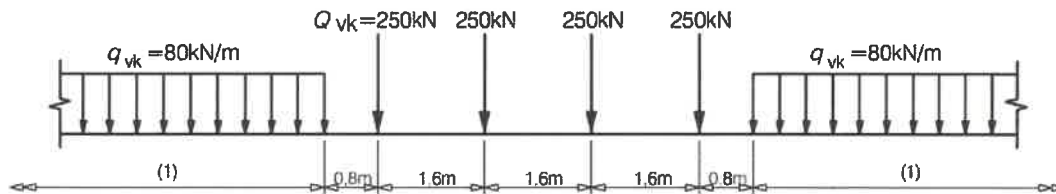
###### • **Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych**

Konstrukcję nośną przęsła stanowi ruszt stalowy z pomostem otwartym na mostownicach. Zgodnie z normą [6] do modelu przyłożono obciążenie owartości równej  $p_{dg} = 7 \text{ kN/mb}$  toru. Dwa pręty podłużne modelu (dźwigary główne na których oparte są mostownice) obciążono wartością  $3,5 \text{ kN/m}$ .

### 5.1.1.2 Zestawienie obciążeń ruchomych

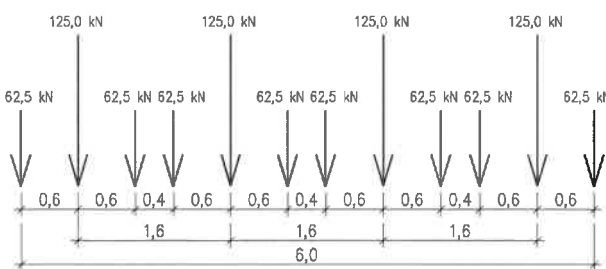
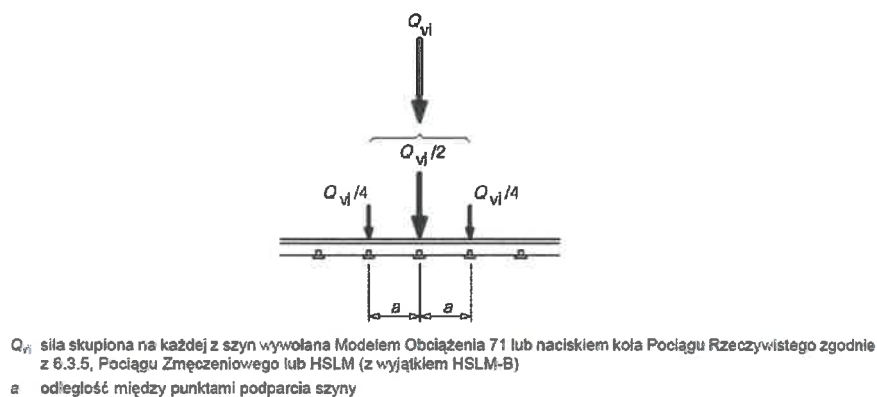
- **Obciążenie ruchome wg PN-EN 1991-2 [6]**

Do obliczeń przyjęto model obciążenia 71 (wg Rys. 5.1) przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym oraz model obciążenia SW/0 (wg Rys. 5.3) przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym na belkach ciągłych.

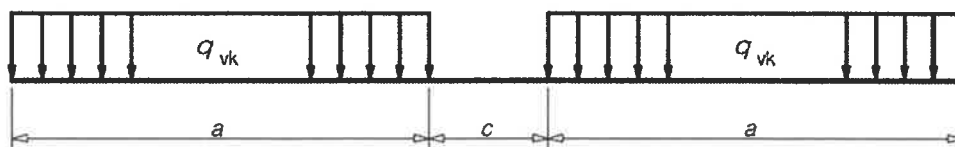


Rys. 5.1 Model obciążenia 71

Siłę skupioną z modelu obciążenia 71 rozłożono na trzy punkty podporowe szyny wg punktu 6.3.6.1. PN-EN 1991-2 [6]. Sposób rozłożenia siły pokazano na Rys. 5.2.



Rys. 5.2 Rozkład siły skupionej lub nacisku koła poprzez szynę (przyjęto  $a = 0,6$  m)



Gdzie:  $q_{vk} = 133$  kN/m,  $a = 15,0$  m  $c = 5,3$  m

Rys. 5.3 Model obciążenia SW/0

Wartości  $Q_{vk}$  i  $q_{vk}$  należy do obliczeń przemnażać przez współczynnik  $\alpha$ , który może przyjmować jedną z poniższych wartości:

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Obliczono i sprawdzono naprężenia miarodajne dla każdej wartości współczynnika  $\alpha$ . W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie modelem 71 oraz SW/0 dla wartości współczynnika  $\alpha = 1,00$ . Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń sił wewnętrznych i naprężeń od obciążenia modelem 71 przy ww. wartości współczynnika  $\alpha$ .

Współczynnik dynamiczny  $\phi$  dla modelu obciążenia 71 oraz SW/0 wg PN-EN 1991-2 [6] przyjęto jak dla przypadku standardowego utrzymania toru. Jego wartość dla poszczególnych elementów wynosi:

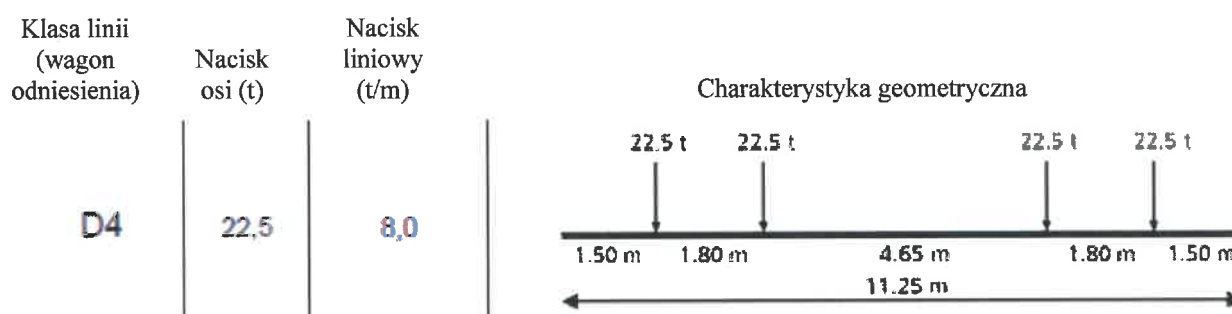
- pas górny, pas dolny, krzyżulce  $\phi = 1,04$ ;
- podłużnica  $\phi = 1,22$ ;
- poprzecznicę końcową  $\phi = 2,00$ ;
- pozostałe poprzecznicę  $\phi = 1,41$ .

• **Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 [11] w odniesieniu do klasy linii**

Przeprowadzono obliczenia nośności dla modeli obciążeń wagonów wzorcowych reprezentatywnych dla poszczególnych klas linii kolejowych według [11], tj.:

Klasa linii	D4	D3	D2	C4	C3	C2	B2	B1	A
Nacisk (t)	22,5	22,5	22,5	20,0	20,0	20,0	18,0	18,0	16,0
Nacisk liniowy (t/m)	8,0	7,2	6,4	8,0	7,2	6,4	6,4	5,0	5,0

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie dla najwyższej klasy linii kolejowej, tj. D4, wagon wzorcowy o największym nacisku na oś. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń sił wewnętrznych i naprężeń od ww. obciążenia.



Rys. 5.4 Obciążenie wagonem odniesienia w klasie D4

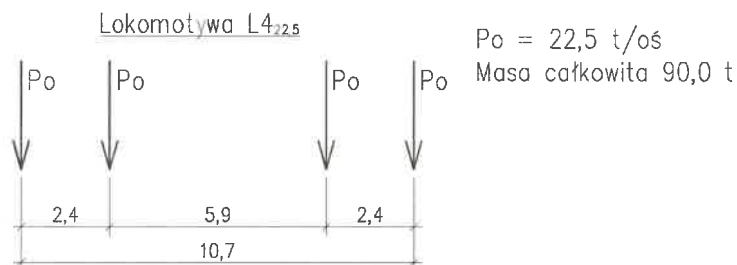
Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń od obciążenia D4 uwzględniono współczynniki dynamiczny  $1+\phi$  Pociągów Rzeczywistych obliczony wg Zał. C normy PN-EN 1991-2 dla prędkości eksploatacyjnej równej 80 km/h wymienionej w załączniku nr 3 do umowy na wykonanie niniejszego przeglądu specjalnego oraz jak dla przypadku standardowego utrzymania toru, jego wartość dla poszczególnych elementów wynosi:

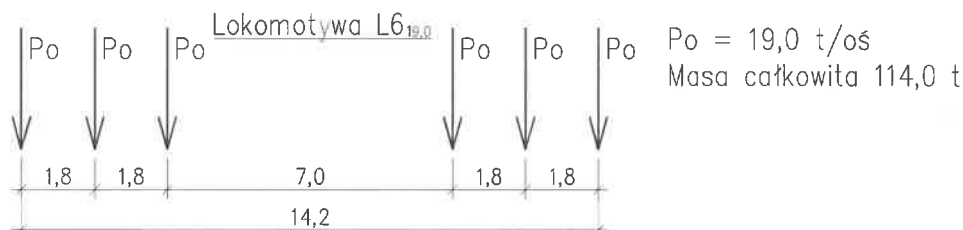
- pas górny, pas dolny, krzyżulce  $\varphi = 1,08$ ;
- podłużnica  $\varphi = 1,20$ ;
- poprzecznicę końcową  $\varphi = 2,36$ ;
- pozostałe poprzecznicę  $\varphi = 1,46$ .

• **Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 [11] w odniesieniu do poszczególnych klas lokomotyw**

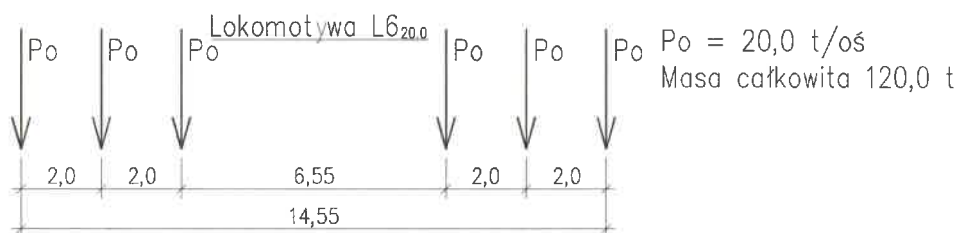
Przeprowadzono obliczenia nośności dla modeli obciążeń lokomotyw L4<sub>22,5</sub>; L6<sub>19</sub>; L6<sub>20</sub>; L6<sub>21</sub>; L6<sub>22</sub> o rozstawie podłużnym osi i nacisku na oś wg rysunków poniżej.



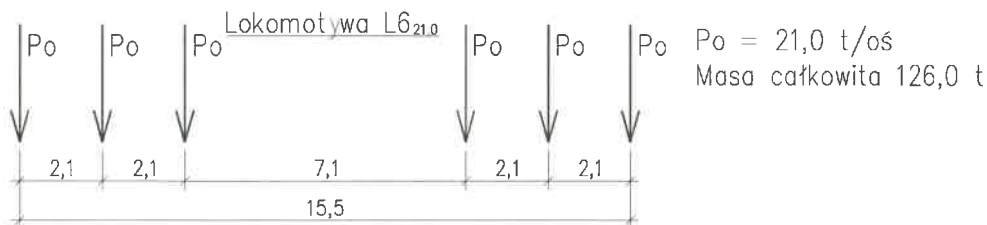
**Rys. 5.5 Obciążenie lokomotywą klasy L4<sub>22,5</sub>**



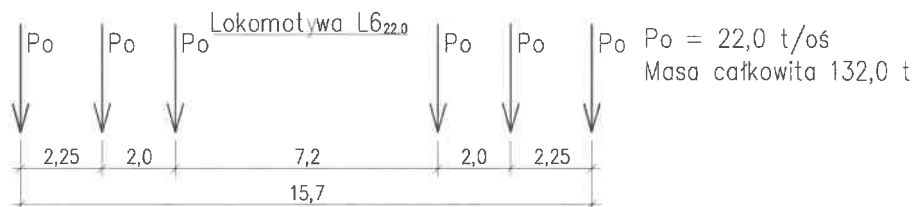
**Rys. 5.6 Obciążenie lokomotywą klasy L6<sub>19,0</sub>**



**Rys. 5.7 Obciążenie lokomotywą klasy L6<sub>20,0</sub>**



**Rys. 5.8 Obciążenie lokomotywą klasy L6<sub>21,0</sub>**



**Rys. 5.9 Obciążenie lokomotywą klasy L6<sub>22,0</sub>**

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie wszystkimi wymienionymi klasami lokomotyw. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń dla lokomotywy L6<sub>22,0</sub>, która daje największe wartości sił wewnętrznych i naprężeń.

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń uwzględniono współczynniki dynamiczny jak w przypadku obciążenia „Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 w odniesieniu do klasy linii”.

- **Obciążenie ruchome znanym taborem kursującym po linii kolejowej**

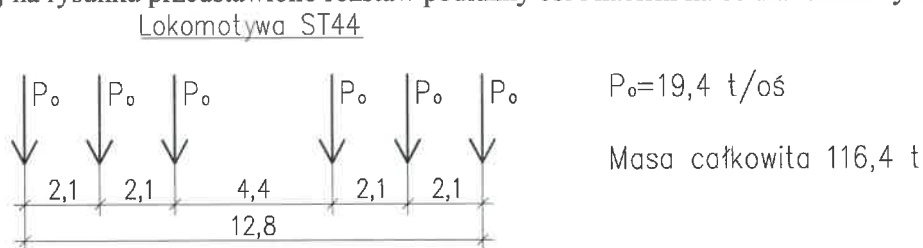
Przeprowadzono obliczenia nośności dla znanych lokomotyw i autobusów szynowych tj.:

– lokomotywy: SM42, SM31, ST44, TEM2, ES64U4,

– autobusy szynowe: SA109, SA103, SA106, SA108., SA133.

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie wszystkimi wymienionymi lokomotywami i autobusami szynowymi. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń dla lokomotywy ST44, która to daje największe wartości sił wewnętrznych i naprężeń spośród ww. taboru kolejowego.

Poniżej na rysunku przedstawiono rozstaw podłużny osi i naciski na oś dla lokomotywy ST44.



**Rys. 5.10 Obciążenie lokomotywą ST44**

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń uwzględniono współczynniki dynamiczny jak w przypadku obciążenia „Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 w odniesieniu do klasy linii”.

- **Obciążenie ruchome pojazdem Norca-32**

Poniżej na rysunku pokazano schemat wagonów pojazdu Norca-32. Całkowite obciążenie rozkłada się na dwa zestawy 16-osiowe oddalone od siebie o 19,676 m (między osiami skrajnych kół). Rozstaw osi w zestawie wynosi 1,5 m. Całkowita długość wagonów z obciążeniem wynosi 69,766 m.

Obciążenie całkowite transportu składa się z trzech części:

- |   |         |
|---|---------|
| 1) z ciężaru wagonów                              | 2260 kN |
| 2) z ciężaru konstrukcji rozkładającej obciążenie | 650 kN  |
| 3) z ciężaru ładunku                              | 3860 kN |

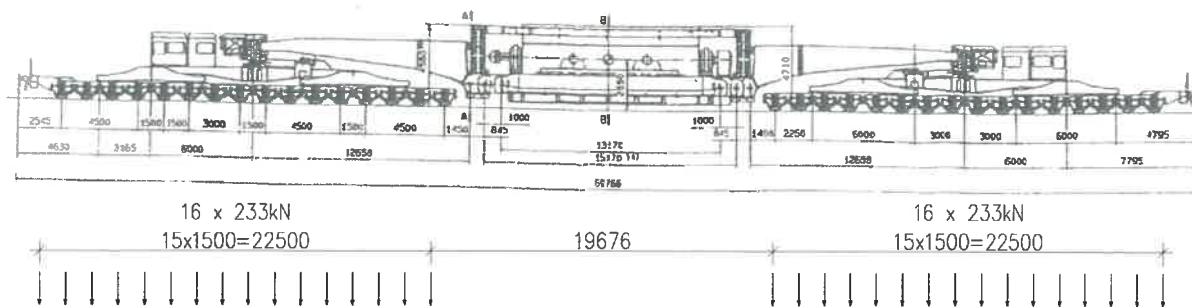
Razem: 6770 kN

Przy założeniu równomiernego rozkładu obciążenia na wszystkie osie, na każdą z nich przypada:

$$6770 \text{ kN} / 32 = 212 \text{ kN}$$

W obliczeniach założono 10 % wzrostu nacisku na osie wskutek możliwych nierównomierności rozkładu obciążenia na osie, tj.:  $1,1 \times 212 \text{ kN} = 233 \text{ kN}$





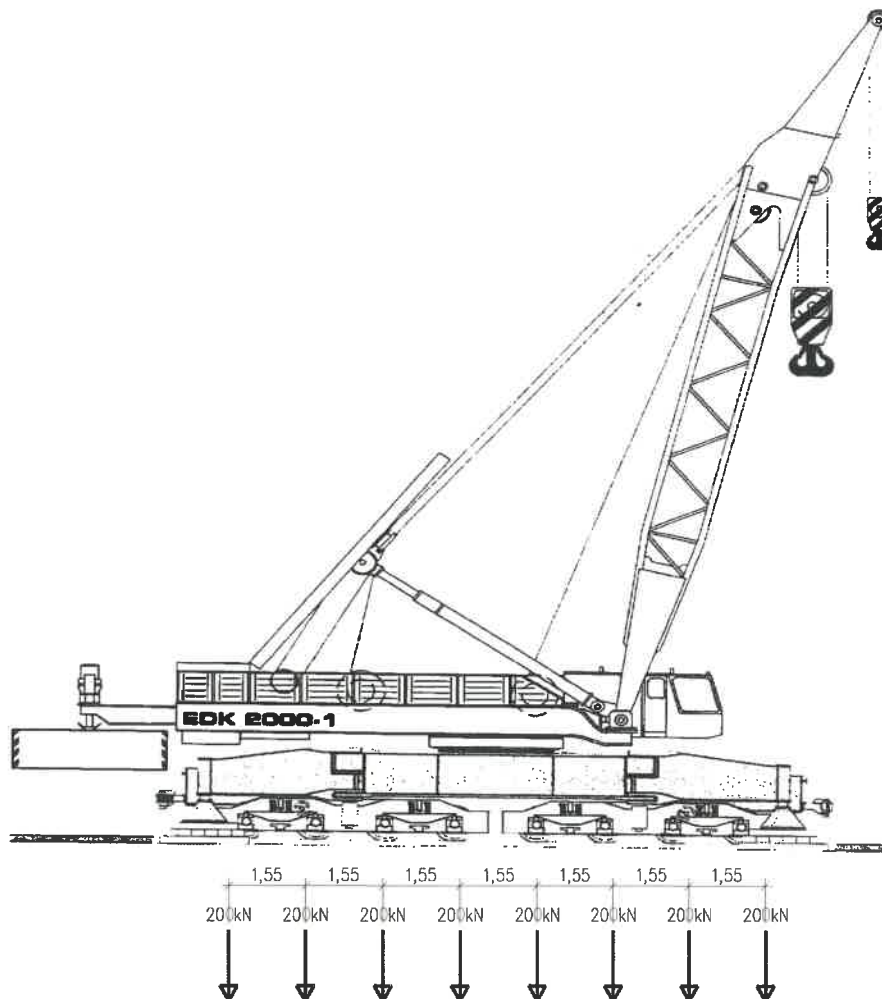
Rys. 5.11 Obciążenie ruchome wagonami pojazdu Norca-32 wraz z ładunkiem

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

- **Obciążenie ruchome dźwigami EDK 300, EDK 750, EDK 1000, EDK 2000**

Przeprowadzono obliczenia nośności dla dźwigów EDK-300, EDK-750, EDK-1000 i EDK-2000. W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie wszystkimi wymienionymi dźwigami. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń dla dźwigu EDK-2000, który to daje największe wartości sił wewnętrznych i naprężeń.

Poniżej na rysunku przedstawiono rozstaw podłużny osi i naciski na oś dla dźwigu EDK-2000. Całkowite obciążenie rozkłada się na 8 osi. Całkowity ciężar dźwigu wynosi 160 t. Nacisk z jednej osi wynosi 200 kN.

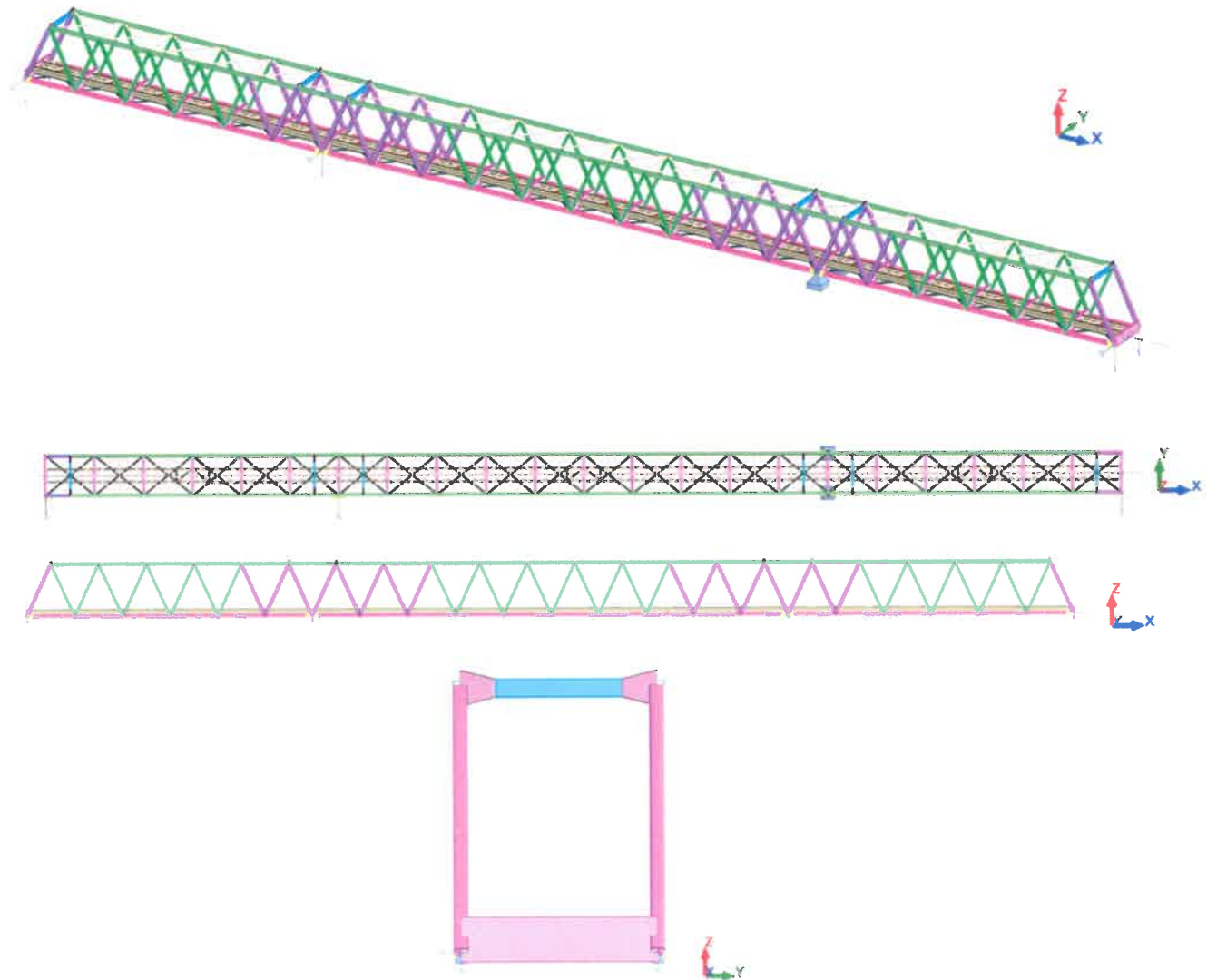


Rys. 5.12 Obciążenie ruchome dźwigiem EDK 2000

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

### 5.1.1.3 Model obliczeniowy

W programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019* zamodelowano konstrukcję nośną przęsła jako model prętowy przestrzenny. Elementom prętowym zadano odpowiednie przekroje i cechy materiałowe odpowiadające stali ( $\gamma_s = 77,01 \text{ kN/m}^3$ ;  $E_a = 205 \text{ GPa}$ ). Prętom zadano cechę offset tak aby ich umiejscowienie na wysokości przekroju odpowiadało rzeczywistości. W miejscach oparcia dźwigarów głównych zamodelowano podpory. Przyjęto sztywne zamocowanie prętów w węzłach. Poniżej na rysunku przedstawiono zamodelowaną konstrukcję nośną w programie komputerowym.



Rys. 5.13 Model obliczeniowy – wizualizacje

### 5.1.1.4 Obliczenie sił wewnętrznych w dźwigarze kratowym

Obliczono siły wewnętrzne w pasach dolnym i górnym (ekstremalna siła osiowa oraz odpowiadający jej moment zginający) oraz krzyżulcach kratownicy (ekstremalna siła osiowa) od sumy wpływów: obciążenie stałe + obciążenie ruchome (zmienne). Numeracja krzyżulców wg rosnącego kilometraża na moście.

**Pas dolny:**

**Tab. 5.1 Siły wewnętrzne obliczeniowe w pasie dolnym**

Element	Przęsto/ Podpora	Normowe		D4		ST44		L6 22		Norca		EDK2000	
		F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Pas dolny	Przęsto 10	1543	54	1407	47	586	66	633	71	753	72	671	66
	Podpora K	-2338	-324	-2337	-321	-317	-206	-359	-216	-453	-212	-391	-205
	Przęsto 11	2265	68	2170	70	522	83	587	92	738	89	633	77

**Tab. 5.2 Charakterystyki geometryczne przekrojów w pasie dolnym**

Element	Przęsto/ Podpora	Charakterystyka geometryczna			
		A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>g</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]	m <sub>w</sub>
Pas dolny	Przęsto 10	0,01939	-0,00250	0,00257	1,00
	Podpora K	0,03727	-0,00297	0,00769	1,11
	Przęsto 11	0,01939	-0,00250	0,00257	1,00

**Tab. 5.3 Naprężenia w pasie dolnym**

Element	Przęsto/ Podpora	Naprężenia [MPa]											
		Normowe		D4		ST44		L6 22		Norca		EDK2000	
		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$	
		$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$
Pas dolny	Przęsto 10	58,0	100,5	54,0	90,7	3,8	55,9	4,3	60,2	10,2	66,6	8,3	60,2
	Podpora K	39,6	-111,8	38,7	-111,4	60,1	-36,3	62,1	-38,8	58,0	-41,1	57,5	-38,3
	Przęsto 11	89,4	143,4	84,1	138,9	-6,1	59,0	-6,6	66,1	2,5	72,6	1,7	62,8

**Pas górny:**

**Tab. 5.4 Siły wewnętrzne obliczeniowe w pasie górnym**

Element	Przęsto/ Podpora	Normowe		D4		ST44		L6 22		Norca		EDK2000	
		F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Pas górny	Przęsto 10	-1959	46	-1764	44	-734	83	-805	81	-944	72	-844	64
	Podpora K	3664	-75	3133	-68	1287	-110	1336	-104	1448	-91	1375	-82
	Przęsto 11	-3793	54	-3606	52	-1445	90	-1538	86	-1726	81	-1595	71

**Tab. 5.5 Charakterystyki geometryczne przekrojów w pasie górnym**

Element	Przęsto/ Podpora	Charakterystyka geometryczna			
		A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>g</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]	m <sub>w</sub>
Pas górny	Przęsto 10	0,02598	-0,00287	0,00337	1,11
	Podpora K	0,02673	-0,00310	0,00344	1,00
	Przęsto 11	0,02256	-0,00267	0,00294	1,11

Tab. 5.6 Naprężenia w pasie górnym

		Naprężenia [MPa]											
Element	Przęsto/ Podpora	Normowe		D4		ST44		L6 22		Norca		EDK2000	
		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$	
		$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$
		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$	
Pas górnym	Przęsto 10	-99,7	-70,1	-90,7	-62,3	-60,2	-6,8	-62,7	-10,3	-65,3	-19,1	-58,2	-17,2
	Podpora K	161,2	115,3	139,1	97,4	83,7	16,1	83,4	19,8	83,5	27,8	77,8	27,7
	Przęsto 11	-207,0	-168,1	-196,8	-159,9	-105,0	-40,3	-107,7	-46,5	-115,1	-57,4	-105,2	-54,1

**Krzyżulce:**

Tab. 5.7 Siły wewnętrzne obliczeniowe w krzyżulcach

Element	Przęsto	Numer krzyżulca	Normowe	D4	ST44	L6 22	Norca	EDK2000
			F	F	F	F	F	F
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Krzyżulce	Przęsto 10	K1	-1550,9	-1412,7	-636,7	-693,4	-805,2	-725,9
		K2	1509,3	1372,6	580,4	638,7	740,8	667,2
		K8	-540,9	-547,6	-288,4	-319,1	-393,3	-334,7
		K9	1039,1	1067,6	349,9	390,4	489,9	419,8
		K11	1513,3	1471,0	418,0	466,6	588,8	506,0
		K12	870,2	-1479,1	-435,8	-490,9	-616,4	-526,7
	Przęsto 11	K13	-2268,5	-2097,9	-455,2	-521,6	-659,0	-565,8
		K14	2261,4	2088,2	448,7	513,5	640,6	549,7
		K18	1742,9	1639,8	739,1	794,2	892,6	819,0
		K19	-884,4	-821,3	-311,0	-356,4	-446,2	-383,0

Tab. 5.8 Charakterystyki geometryczne przekrojów w krzyżulcach

Element	Przęsto	Typ	Numer krzyżulca	Charakterystyka geometryczna			
				A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>g</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]	m <sub>w</sub>
Krzyżulce	Przęsto 10	K1	K1	0,01910	-0,00244	0,00244	1,14
		K2	K2	0,01385	-0,00038	0,000385	1,00
		K2	K8	0,01385	-0,00038	0,000385	1,76
		K2	K9	0,01385	-0,00038	0,000385	1,00
		K1	K11	0,01910	-0,00244	0,00244	1,00
		K1	K12	0,01910	-0,00244	0,00244	1,14
	Przęsto 11	K1	K13	0,01910	-0,00244	0,00244	1,14
		K1	K14	0,01910	-0,00244	0,00244	1,00
		K2	K18	0,01385	-0,00038	0,000385	1,00
		K2	K19	0,01385	-0,00038	0,000385	1,76

Tab. 5.9 Naprężenia w krzyżulcach

Element	Przęsto	Typ	Numer krzyżulca	Naprężenia [MPa]											
				Normowe		D4		ST44		L6 <sub>22</sub>		Norca		EDK2000	
				$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$		$\sigma=M/W+N*m_w/A$	
				$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	$\sigma_g$	$\sigma_d$
$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$		$\sigma_{max}=\pm 215 + \pm 220$					
Krzyżulce	Przęsto 10	K1	K1	-92,6	-92,6	-84,3	-84,3	-38,0	-38,0	-41,4	-41,4	-48,1	-48,1	-43,3	-43,3
		K2	K2	109,0	109,0	99,1	99,1	41,9	41,9	46,1	46,1	53,5	53,5	48,2	48,2
		K2	K8	-68,7	-68,7	-69,6	-69,6	-36,6	-36,6	-40,6	-40,6	-50,0	-50,0	-42,5	-42,5
		K2	K9	75,0	75,0	77,1	77,1	25,3	25,3	28,2	28,2	35,4	35,4	30,3	30,3
		K1	K11	79,2	79,2	77,0	77,0	21,9	21,9	24,4	24,4	30,8	30,8	26,5	26,5
	K1	K12	51,9	51,9	-88,3	-88,3	-26,0	-26,0	-29,3	-29,3	-36,8	-36,8	-31,4	-31,4	
	Przęsto 11	K1	K13	-135,4	-135,4	-125,2	-125,2	-27,2	-27,2	-31,1	-31,1	-39,3	-39,3	-33,8	-33,8
		K1	K14	118,4	118,4	109,3	109,3	23,5	23,5	26,9	26,9	33,5	33,5	28,8	28,8
		K2	K18	125,8	125,8	118,4	118,4	53,4	53,4	57,3	57,3	64,4	64,4	59,1	59,1
		K2	K19	-112,4	-112,4	-104,4	-104,4	-39,5	-39,5	-45,3	-45,3	-56,7	-56,7	-48,7	-48,7

Przekroje dźwigara kratowego tj.: pas dolny i górny oraz krzyżulce przenoszą obciążenia:

- normowym modelem obciążenia 71 oraz SW/0 ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$ ,
- dla klasy linii D4 wg PN-EN 15528,
- lokomotywami L4<sub>22,5</sub>; L6<sub>19</sub>; L6<sub>20</sub>; L6<sub>21</sub>; L6<sub>22</sub> wg PN-EN 15528,
- znanym taborem kursującym po linii kolejowej,
- od pojazdu Norca-32, dźwigów EDK 300, 750, 1000, 2000

#### 5.1.1.5 Obliczenie sił wewnętrznych i naprężeń w podłużnicy

Obliczenia wykonano dla:

- podłużnicy w przęśle 10 oraz 11 w najbardziej wyężonym przekroju przęsłowym; odczytano wartość ekstremalnego momentu zginającego oraz odpowiadającej mu sile osiowej i sile tnącej;
- podłużnicy w przęśle 10 oraz 11 w najbardziej wyężonym przekroju podporowym a przy poprzecznicy, odczytano wartość ekstremalnej siły tnącej oraz odpowiadającej jej sile osiowej i momentowi zginającemu;
- podłużnicy nad podporą J i K odczytano wartość ekstremalnej siły tnącej oraz odpowiadającej jej sile osiowej i momentowi zginającemu;

Tab. 5.10 Siły wewnętrzne obliczeniowe w podłużnicy – normowe, D4, ST44

Element	Przęsto/ Podpora	Przypadek obciążenia	Normowe			D4			ST44		
			F	M	Q	F	M	Q	F	M	Q
			[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
Podłużnica	Podpora J	Q <sub>max</sub>	47,0	0,0	431,7	57,6	0,0	362,7	-10,8	0,0	216,9
		Q <sub>min</sub>	-104,9	-895,9	-464,6	-225,0	-756,0	-417,6	-37,8	-163,8	-160,2
	Przęsto 10	Q <sub>max</sub>	251,5	-378,0	459,6	225,0	-372,6	370,8	79,2	-136,8	199,8
		M <sub>max</sub>	264,7	928,5	-48,3	238,2	798,9	-108,0	92,4	649,5	-50,4
	Podpora K	Q <sub>min</sub>	-104,9	-895,9	-464,6	-225,0	-756,0	-417,6	-37,8	-163,8	-160,2
		Q <sub>max</sub>	-104,9	-895,9	486,3	-225,0	-756,0	417,6	-37,8	-163,8	160,2
	Przęsto 11	Q <sub>max</sub>	559,5	-363,0	454,6	514,8	-370,8	369,0	113,4	-108,0	199,8
		M <sub>max</sub>	559,5	517,9	-46,6	514,8	275,4	-109,8	113,4	333,0	-50,4

Tab. 5.11 Siły wewnętrzne obliczeniowe w podłużnicy – L622, Norca, EDK2000

Element	Przęsto/ Podpora	Przypadek obciążenia	L6 22			Norca			EDK2000		
			F	M	Q	F	M	Q	F	M	Q
			[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
Podłużnica	Podpora J	Q <sub>max</sub>	23,4	0,0	247,5	25,0	0,0	236,5	21,5	0,0	210,1
	Przęsto 10	Q <sub>max</sub>	88,2	-142,2	230,4	93,2	-133,4	219,7	77,1	-111,6	190,9
		M <sub>max</sub>	101,4	685,5	-108,0	106,4	717,3	-49,5	90,3	656,4	-74,8
	Podpora K	Q <sub>min</sub>	-45,0	-172,8	-187,2	-50,6	-178,3	-186,3	-42,6	-156,4	-163,3
		Q <sub>max</sub>	-45,0	-172,8	187,2	-50,6	-178,3	186,3	-42,6	-156,4	163,3
	Przęsto 11	Q <sub>max</sub>	126,0	-129,6	239,4	138,0	-132,3	222,0	118,5	-86,3	192,1
		M <sub>max</sub>	126,0	388,8	-106,2	138,0	349,6	-34,5	118,5	288,7	-73,6

Tab. 5.12 Charakterystyki geometryczne przekrojów w podłużnicy

Element	Podpora/ Przęsto	Przypadek obciążenia	Charakterystyka geometryczna							m <sub>w</sub>
			A [m <sup>2</sup> ]	Naprężenia						
				Normalne		Styczne	Zastępcze			
				W <sub>g</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>Q</sub> [m <sup>2</sup> ]	W <sub>g</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>Q</sub> [m <sup>2</sup> ]	
Podłużnica	Podpora J	Q <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,00533	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	1,00
	Przęsto 10	Q <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,00533	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	1,00
		M <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,00533	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	1,00
	Podpora K	Q <sub>min</sub>	0,0203	-0,00533	0,005329	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	4,74
		Q <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,005329	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	4,74
	Przęsto 11	Q <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,005329	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	1,00
		M <sub>max</sub>	0,0203	-0,00533	0,005329	0,00921	-0,00560	0,00560	0,0142	1,00

Tab. 5.13 Naprężenia w podłużnicy – normowe, D4, ST44

Element	Podpora/ Przęsto	Przypadek obciążenia	Naprężenia [MPa]											
			Normowe			D4			ST44					
			$\sigma = MW + N \cdot m_w / A$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma = MW + N \cdot m_w / A$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma = MW + N \cdot m_w / A$		$\tau =$	$\sigma_z =$
			$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$
Podłużnica	Podpora J	Q <sub>max</sub>	2	2	47	53	3	3	39	44	-1	-1	24	26
	Przęsto 10	Q <sub>max</sub>	83	-59	50	97	81	-59	40	89	30	-22	22	37
		M <sub>max</sub>	-161	187	-5	178	-138	162	-12	154	-117	126	-5	120
	Podpora K	Q <sub>min</sub>	143,7	-192,6	-50,4	191,7	89	-194	-45	192	22	-40	-17	42
		Q <sub>max</sub>	143,7	-192,6	52,8	192,5	89	-194	45	192	22	-40	17	42
	Przęsto 11	Q <sub>max</sub>	95,6	-40,6	49,4	106,6	95	-44	40	101	26	-15	22	35
		M <sub>max</sub>	-69,7	124,7	-5,1	118,7	-26	77	-12	74	-57	68	-5	65

Tab. 5.14 Naprężenia w podłużnicy – L622, Norca, EDK2000

Element	Podpora/ Przęsło	Przypadek obciążenia	Naprężenia [MPa]											
			L6 22				Norca				EDK2000			
			$\sigma = M/W + N \cdot m_w/A$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma = M/W + N \cdot m_w/A$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma = M/W + N \cdot m_w/A$		$\tau =$	$\sigma_z =$
			$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$	$\sigma_g$	$\sigma_d$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$
$\sigma_{max} = \pm 205$		$\tau_{max} = 121$	$\sigma_{z max} = 225$	$\sigma_{max} = \pm 205$		$\tau_{max} = 121$	$\sigma_{z max} = 225$	$\sigma_{max} = \pm 205$		$\tau_{max} = 121$	$\sigma_{z max} = 225$			
Podłużnica	Podpora J	Q <sub>max</sub>	1	1	27	30	1	1	26	29	1	1	23	26
	Przęsło 10	Q <sub>max</sub>	31	-22	25	41	30	-20	24	39	25	-17	21	33
		M <sub>max</sub>	-124	134	-12	128	-129	140	-5	133	-119	128	-8	122
	Podpora K	Q <sub>min</sub>	22	-43	-20	47	22	-45	-20	49	19	-39	-18	42
		Q <sub>max</sub>	22	-43	20	47	22	-45	20	49	19	-39	18	42
	Przęsło 11	Q <sub>max</sub>	31	-18	26	41	32	-18	24	40	22	-10	21	31
		M <sub>max</sub>	-67	79	-12	76	-59	72	-4	69	-48	60	-8	58

Przekroje podłużnicy przenoszą obciążenia:

- normowym modelem obciążenia 71 oraz SW/0 ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$ ,
- dla klasy linii D4 wg PN-EN 15528,
- lokomotywami L4<sub>22,5</sub>; L6<sub>19</sub>; L6<sub>20</sub>; L6<sub>21</sub>; L6<sub>22</sub> wg PN-EN 15528,
- znanym taborem kursującym po linii kolejowej,
- od pojazdu Norca-32, dźwigów EDK 300, 750, 1000, 2000.

#### 5.1.1.6 Obliczenie sił wewnętrznych i naprężeń w poprzecznicy

Obliczenia wykonano dla:

- poprzecznicy na podporą J i K oraz najbardziej wyjątkowej poprzecznicy w przęśle 10 i 11, odczytano wartość ekstremalnego momentu zginającego na kierunku y oraz odpowiadającemu mu momentowi zginającemu na kierunku z i sile tnącej w miejscu połączenia podłużnicy z poprzecznicą.

Tab. 5.15 Siły wewnętrzne obliczeniowe w poprzecznicy – normowe, D4, ST44

Element	Przęsło/ Podpora	Normowe			D4			ST44		
		Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Poprzecznica	Podpora J	686,6	1400,6	-69,4	687,4	1401,4	38,6	436,1	1118,2	45,7
	Przęsło 10	1008,5	2402,1	4,6	742,8	1921,5	7,1	504,1	1503,2	9,3
	Podpora K	1104,7	1584,0	-48,1	584,7	1154,1	96,4	385,4	571,6	19,7
	Przęsło 11	925,8	1589,8	0,0	665,8	1095,0	4,4	411,7	698,6	8,8

Tab. 5.16 Siły wewnętrzne obliczeniowe w poprzecznicy – L622, Norca, EDK2000

Element	Przęsło/ Podpora	L6 22			Norca			EDK2000		
		Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Poprzecznica	Podpora J	552,9	1327,0	45,7	206,4	838,5	12,2	244,3	760,3	9,9
	Przęsło 10	585,2	1656,5	-6,1	351,2	1463,6	10,8	428,2	1377,3	8,5
	Podpora K	424,9	657,0	24,1	357,7	540,5	19,6	301,3	448,5	16,1
	Przęsło 11	494,9	851,9	8,8	406,0	667,0	9,2	337,0	572,7	6,9

Tab. 5.17 Charakterystyki geometryczne przekrojów w poprzecznicy

Element	Przęsto/ Podpora	A [m <sup>2</sup> ]	Charakterystyka geometryczna							
			Napężenia							
			Normalne y		Normalne z		Styczne	Zastępcze		
			W <sub>y<sub>g</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>y<sub>d</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>z<sub>g</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>z<sub>d</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>Q</sub> [m <sup>2</sup> ]	W <sub>y<sub>g</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>y<sub>d</sub></sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>Q</sub> [m <sup>2</sup> ]
Poprzecznica	Podpora J	0,02832	-0,01138	0,01138	-0,00067	0,000667	0,01347	-0,01185	0,011853	0,02118
	Przęsto 10	0,02832	-0,01138	0,01138	-0,00067	0,000667	0,01347	-0,01185	0,011853	0,02118
	Podpora K	0,02832	-0,01138	0,01138	-0,00067	0,000667	0,01347	-0,01185	0,011853	0,02118
	Przęsto 11	0,02832	-0,01138	0,01138	-0,00067	0,000667	0,01347	-0,01185	0,011853	0,02118

Tab. 5.18 Napężenia w poprzecznicy – normowe, D4

Element	Przęsto/ Podpora	Napężenia [MPa]															
		Normowe								D4							
		$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$
		$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$	$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$
Poprzecznica	Podpora J	-123	123	104	-104	-224	224	51	167	-123	123	-58	58	-181	181	51	143
	Przęsto 10	-211	211	-7	7	-218	218	75	219	-169	169	-11	11	-179	179	55	173
	Podpora K	-139	139	72	-72	-211	211	82	177	-101	101	-145	145	-225	225	43	181
	Przęsto 11	-140	140	0	0	-140	140	69	154	-96	96	-7	7	-103	103	49	107

Tab. 5.19 Napężenia w poprzecznicy – ST44, L622

Element	Przęsto/ Podpora	Napężenia [MPa]															
		ST44								L6 22							
		$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$
		$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$	$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$
Poprzecznica	Podpora J	-98	98	-68	68	-167	167	32	122	-117	117	-68	68	-185	185	41	139
	Przęsto 10	-132	132	-14	14	-146	146	37	134	-146	146	9	-9	-155	155	43	148
	Podpora K	-50	50	-30	30	-80	80	29	65	-58	58	-36	36	-94	94	32	75
	Przęsto 11	-61	61	-13	13	-75	75	31	69	-75	75	-13	13	-88	88	37	84

Tab. 5.20 Napężenia w poprzecznicy – Norca, EDK2000

Element	Przęsto/ Podpora	Napężenia [MPa]															
		Norca								EDK2000							
		$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$	$\sigma_y = M_y/W_y$		$\sigma_z = M_z/W_z$		$\sigma_{max} = \sigma_y + \sigma_z$		$\tau =$	$\sigma_z =$
		$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$	$\sigma_{yg}$	$\sigma_{yd}$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zd}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	Q/W <sub>Q</sub>	$(\sigma^2+3\tau^2)^{0,5}$
Poprzecznica	Podpora J	-74	74	-18	18	-92	92	15	75	-67	67	-15	15	-82	82	18	69
	Przęsto 10	-129	129	-16	16	-145	145	26	128	-121	121	-13	13	-134	134	32	122
	Podpora K	-47	47	-29	29	-77	77	27	62	-39	39	-24	24	-64	64	22	51
	Przęsto 11	-59	59	-14	14	-72	72	30	67	-50	50	-10	10	-61	61	25	57

Przekroje poprzecznicy przenoszą obciążenia:

- normowym modelem obciążenia 71 oraz SW/0 ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$ ,
- dla klasy linii D4 wg PN-EN 15528,
- lokomotywami L422,5; L619; L620; L621; L622 wg PN-EN 15528,
- znanym taborem kursującym po linii kolejowej,
- od pojazdu Norca-32, dźwigów EDK 300, 750, 1000, 2000.



#### 5.1.1.7 Wnioski z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Obliczono naprężenia w przekroju podłużnicy, poprzecznicy oraz w prętach dźwigarów kratowych.

W wyniku obliczeń stwierdza się, że konstrukcja mostu bezpiecznie przenosi następujące obciążenia użytkowe:

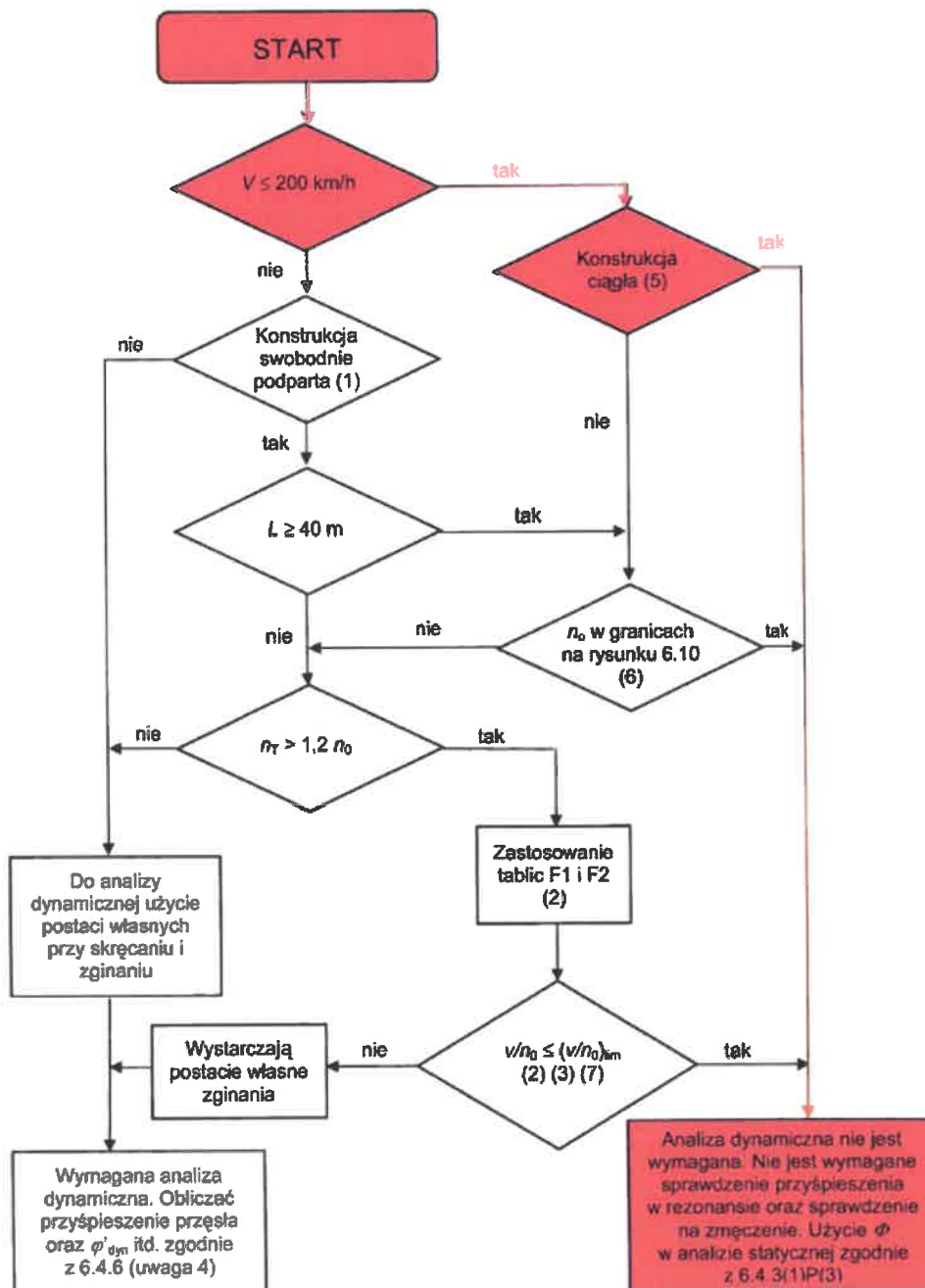
- obciążenia modelu 71 oraz SW/0 wg normy EN 1991 – 2: 2003 ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$  (dawna klasa k-0), elementem najsłabszym, decydującym o wartości współczynnika jest poprzecznica i podłużnica,
- wagony klasa D4 wg normy PN-EN 15528, co oznacza, że dopuszczalny jest przejazd taboru o naciskach na oś 221 kN (22,5 t) i nacisku liniowym 78,0 kN/m (8,0 t/m),
- pojazd Norca-32,
- dźwigi typu EDK 300, 750, 1000 oraz 2000,

bez ograniczeń prędkości.

#### 5.1.2 Analiza efektów dynamicznych i ich wpływ na nośność

Analizę efektów dynamicznych przeprowadzono zgodnie z procedurą określoną w normie PN-EN 1991-2 Eurokod 1 [6] oraz na podstawie dostępnej literatury. Ww. analiza ma na celu wyznaczenie dopuszczalnej prędkości taboru, przy której zostaną spełnione wymagania stanu granicznego nośności z uwzględnieniem dodatkowych efektów dynamicznych wywołanych zwiększoną prędkością pociągów oraz wymagania stanu użyteczności, które zapewnią bezpieczeństwo ruchu i odpowiedni komfort jazdy pasażera. Obiekt znajduje się w ciągu linii kolejowej, na której wg regulaminu sieci PKP PLK aktualnie obowiązuje prędkość maksymalna 50 km/h zarówno dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz dla pociągów towarowych. W trakcie obliczeń uwzględniono zwiększoną do 80 km/h dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz zostawiono prędkość 50 km/h dla pociągów towarowych.

Na schemacie blokowym (Rys. 6.9 normy PN-EN 1991-2 [6]) przedstawiono normowy algorytm, dotyczący kwalifikacji kolejowych obiektów mostowych do pełnych obliczeń dynamicznych, z zaznaczeniem ścieżki dla konstrukcji nośnej przedmiotowego obiektu.



Zgodnie z normą PN-EN 1991-2[6] wg przedstawionego schematu blokowego dla przedmiotowego obiektu, analiza dynamiczna nie jest wymagana, nie jest wymagane sprawdzenie przyspieszenia w rezonansie oraz sprawdzenie na zmęczenie.

Wystarczy uwzględnienie wpływów dynamicznych w obliczeniach nośności w postaci współczynnika dynamicznego, co zostało wykonane w ramach obliczeń nośności (uwzględniono współczynniki dynamiczny  $\phi$  obciążenia 71, SW/0 oraz  $1+\phi$  Pociągów Rzeczywistych dla prędkości eksploatacyjnej równej 80 km/h dla prowadzenia ruchu pasażerskich oraz prędkości 50 km/h dla pociągów towarowych wymienionej w załączniku nr 3 do umowy na wykonanie niniejszego przeglądu specjalnego).

Obiekt spełnia więc wymagania dla maksymalnej prędkości wynoszącej 80 km/h dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz prędkości 50 km/h dla pociągów towarowych.

Przyjęto, że stan nawierzchni torowej nie generuje dodatkowych niekorzystnych wpływów dynamicznych (drgań, uderzeń bocznych itp.), czyli że nawierzchnia znajduje się w stanie dobrym. Dla takiego stanu nawierzchni obiekt spełnia wymagania dla maksymalnej prędkości wynoszącej 80 km/h dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz prędkości 50 km/h dla pociągów towarowych. Aktualnie stan nawierzchni na przęsłach kratowych jest niedostateczny (ocena 2) w związku z tym zaleca się ograniczenie prędkości na obiekcie dla całego taboru do 50 km/h. Docelowa prędkość 80 km/h pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych będzie mogła być wprowadzona po wykonaniu kompleksowego remontu nawierzchni torowej.

### **5.1.3 Podsumowanie sprawdzenia aktualnej nośności kratownicy**

**Obliczono i sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach konstrukcji o i na tej podstawie określono aktualną nośność.**

**Z przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wynikają następujące wnioski:**

Konstrukcja kratowa przenosi obciążenia użytkowe:

- obciążeniem modelem 71 oraz SW/0 wg normy EN 1991 – 2: ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$ ;
- wagonami klasy D4 i zarazem D3, D2, C4, C3, C2, B2, B1, A oraz lokomotywami klasy L4<sub>22,5</sub>, L6<sub>19,0</sub>, L6<sub>20,0</sub>, L6<sub>21,0</sub>, L6<sub>22,0</sub> wg PN-EN 15528; co oznacza, że dopuszczalny jest przejazd taboru o naciskach na oś 221 kN (22,5 t) i nacisku liniowym 78 kN/m (8,0 t/m);
- lokomotywami: SM42, SM31, ST44, TEM2; wraz z tradycyjnymi zestawami wagonów 111A; 112A; 141A; Z1; Z2 i innymi podobnymi;
- autobusami szynowymi SA109, SA103, SA106, SA108., SA133 i innymi podobnymi;
- pojazdem Norca-32;
- dźwigiem EDK-300, EDK-750, EDK-1000, EDK-2000.

**W wyniku przeprowadzonej analizy wpływów dynamicznych stwierdza się, że konstrukcja kratownicy potencjalnie pozwala na ruch pociągów towarowych z maksymalną prędkością 50 km/h, a pociągów pasażerskich tj. składów wagonowych oraz autobusów szynowych z prędkością 80 km/h – oczekiwaną przez zarządcę obiektu - Zakład Linii Kolejowych w Olsztynie. Ze względu na niedostateczny stan nawierzchni torowej, do czasu wykonania remontu obiektu, należy ograniczyć prędkość na obiekcie dla całego taboru do 50 km/h.**

## 5.2 Blachownica

### 5.2.1 Analiza nośności

Obliczenia mają na celu:

- określenie wartości współczynnika  $\alpha$  dla modelu obciążenia 71 wg PN-EN 1991-2 EUROKOD 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów [6];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń poszczególnych kategorii linii kolejowych wg PN-EN 15528 Kolejnictwo - Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą [11];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń poszczególnych klas lokomotyw wg PN-EN 15528 Kolejnictwo - Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą [11];
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń znanym taborem kursującym po linii kolejowej;
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń pojazdem NORCA-32;
- określenie możliwości przenoszenia obciążeń dźwigami: EDK-300, EDK-750, EDK-1000 i EDK-2000

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono metodą naprężeń liniowych w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa. Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*.

Sprawdzenie aktualnej nośności przęsła dokonano z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego obiektu.

Konwencja znakowania sił osiowych, momentów zginających i naprężeń:

- siły rozciągające, naprężenia rozciągające +
- siły ściskające, naprężenia ściskające -
- moment rozciągający włókna dolne +
- moment rozciągający włókna górne -

#### 5.2.1.1 Zestawienie obciążeń stałych

- **Obciążenie ciężarem własnym elementami konstrukcyjnymi**

Obciążenie ciężarem własnym elementami konstrukcyjnymi przyjęto wprost z modelu konstrukcji stalowego przęsła (w modelu zadano odpowiednią geometrię przekroju elementów prętowych), ciężar objętościowy  $\gamma_s = 77,01 \text{ kN/m}^3$ .

- **Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych**

Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych przyjęto na podstawie wykonanej inwentaryzacji geometrycznej obiektu. Do obliczeń przyjęto średnią grubość podsypki tłuczniowej  $h = 0,468 \text{ m}$  oraz jej ciężar objętościowy  $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$ . Uwzględniono również ciężar szyny S49 na podkładach drewnianych ( $1,0 \text{ kN/m} + 1,6 \text{ kN/m}$ ) rozłożony na całą szerokość płyty.

#### 5.2.2 Zestawienie obciążeń ruchomych

- **Obciążenie ruchome wg PN-EN 1991-2 [6]**

Do obliczeń przyjęto model obciążenia 71 (wg Rys. 5.1) przedstawiający statyczny efekt obciążenia pionowego wywołany normalnym ruchem kolejowym.

Siłę skupioną z modelu obciążenia 71 rozłożono na trzy punkty podporowe szyny wg punktu 6.3.6.1. PN-EN 1991-2 [6] Sposób rozłożenia siły pokazano na Rys. 5.2.

Wartości  $Q_{vk}$  i  $q_{vk}$  należy do obliczeń przemnażać przez współczynnik  $\alpha$ , który może przyjmować jedną z poniższych wartości:

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Obliczono i sprawdzono naprężenia miarodajne dla każdej wartości współczynnika  $\alpha$ . W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie modelem 71 dla wartości współczynnika  $\alpha = 1,21$ . Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń sił wewnętrznych i naprężeń od obciążenia modelem 71 przy w/w wartości współczynnika  $\alpha$ .

Współczynnik dynamiczny  $\phi$  dla modelu obciążenia 71 wg PN-EN 1991-2 [6] przyjęto jak dla przypadku standardowego utrzymania toru. Jego wartość dla poszczególnych elementów wynosi:

- blachownica	$\phi = 1,15$ ;
- żebra podłużne	$\phi = 1,60$ ;
- poprzecznic	$\phi = 1,53$ ;

- **Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 [11] w odniesieniu do kategorii linii**

Przeprowadzono obliczenia nośności dla modeli obciążeń wagonów wzorcowych reprezentatywnych dla poszczególnych kategorii linii kolejowych według [11].

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie dla najwyższej kategorii linii kolejowej, tj. D4, wagon wzorcowy o największym nacisku na oś (wg Rys. 5.4). Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń sił wewnętrznych i naprężeń od ww. obciążenia.

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń od obciążenia D4 uwzględniono współczynniki dynamiczny  $1+\phi$  Pociągów Rzeczywistych obliczony wg Zał. C normy PN-EN 1991-2 dla prędkości eksploatacyjnej równej 80 km/h wymienionej w załączniku nr 3 do umowy na wykonanie niniejszego przeglądu specjalnego oraz jak dla przypadku standardowego utrzymania toru, jego wartość dla poszczególnych elementów wynosi:

- blachownica	$\phi = 1,13$ ;
- żebra podłużne	$\phi = 1,36$ ;
- poprzecznic	$\phi = 1,37$ ;

- **Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 [11] w odniesieniu do poszczególnych klas lokomotyw**

Przeprowadzono obliczenia nośności dla modeli obciążeń lokomotyw L4<sub>22,5</sub>; L6<sub>19</sub>; L6<sub>20</sub>; L6<sub>21</sub>; L6<sub>22</sub> o rozstawie podłużnym osi i nacisku na oś wg Rys. 5.5 ÷ Rys. 5.9.

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie wszystkimi wymienionymi klasami lokomotyw. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń dla lokomotywy L6<sub>22,0</sub>, która daje największe wartości sił wewnętrznych i naprężeń.

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń uwzględniono współczynniki dynamiczny jak w przypadku obciążenia „Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 w odniesieniu do klasy linii”.

- **Obciążenie ruchome znanym taborem kursującym po linii kolejowej**

Przeprowadzono obliczenia nośności dla znanych lokomotyw i autobusów szynowych tj.:

- lokomotywy: SM42, SM31, ST44, TEM2,
- autobusów szynowych: SA109, SA103, SA106.

W wyniku obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie wszystkimi wymienionymi lokomotywami, elektrycznymi zespołami trakcyjnymi i autobusami szynowymi. Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki obliczeń dla lokomotywy ST44, która to daje największe wartości sił wewnętrznych i naprężeń spośród ww. taboru kolejowego.

Na Rys. 5.10 przedstawiono rozstaw podłużny osi i naciski na oś dla lokomotywy ST44.

Każdą siłę skupioną ww. obciążenia ruchomego w modelu obciążenia rozłożono na trzy punkty podporowe szyny analogicznie jak w przypadku obciążenia 71 (Rys. 5.2).

Przy obliczaniu sił wewnętrznych i naprężeń uwzględniono współczynniki dynamiczny jak w przypadku obciążenia „Obciążenie ruchome wg PN-EN 15528 w odniesieniu do klasy linii”.

- **Obciążenie ruchome pojazdem Norca-32**

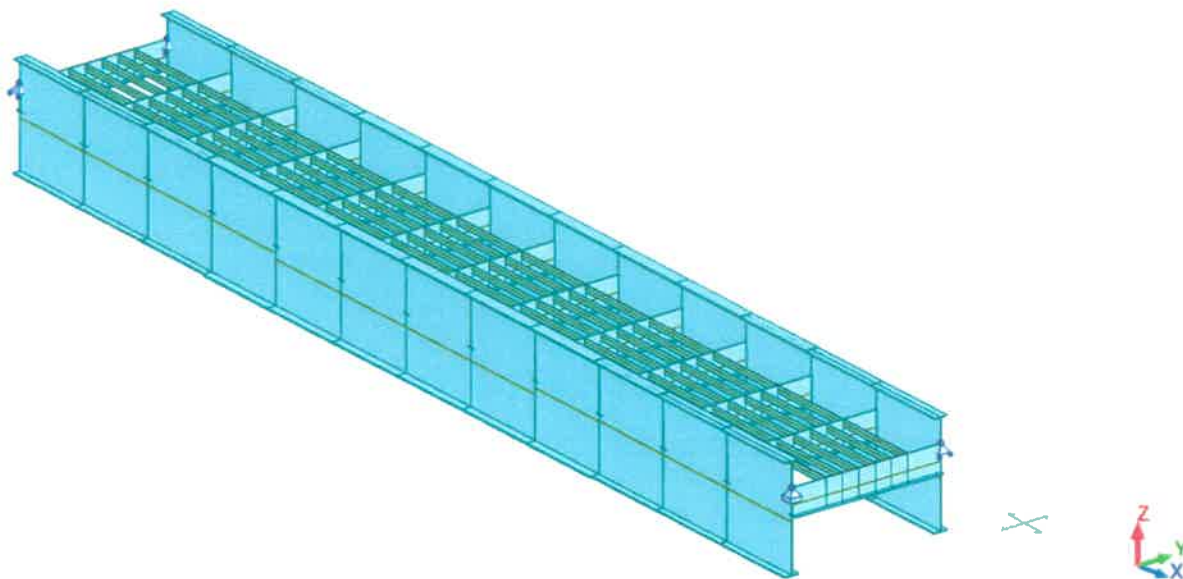
Obciążenie wg pkt. 5.1.1.1.

- **Obciążenie ruchome dźwigami EDK 300, EDK 750, EDK 1000, EDK 2000**

Obciążenie wg pkt. 5.1.1.1.

### 5.2.2.1 Model obliczeniowy

W programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017* zamodelowano konstrukcję nośną przęsła jako model rusztowy (prętowy przestrzenny). Elementom prętowym zadano odpowiednie przekroje i cechy materiałowe odpowiadające stali ( $\gamma_s = 77,01 \text{ kN/m}^3$ ;  $E_a = 205 \text{ GPa}$ ). Zadano również odpowiednie *offsety* odpowiednim prętom. W miejscach oparcia dźwigarów głównych zamodelowano podpory. Poniżej na rysunku przedstawiono zamodelowaną konstrukcję nośną w programie komputerowym.



Rys. 5.14 Model obliczeniowy – widok przestrzenny

### 5.2.2.2 Obliczenie sił wewnętrznych

Jako miarodajne siły wewnętrzne do obliczeń przyjęto moment zginający przęsłowy w dźwigarze głównym, poprzecznicę oraz żebrze podłużnym oraz siłę tnącą w dźwigarze głównym, poprzecznicę i żebrze podłużnym w przekroju podporowym – schemat statyczny konstrukcji nośnej przęsła stanowi belka swobodnie podparta. Schemat statyczny żebra podłużnego stanowi belka ciągła wieloprzęsłowa.

W tabelach poniżej zestawiono ekstremalne wartości ww. sił w elementach konstrukcji, charakterystyczne od poszczególnych obciążeń oraz od sumy obliczeniowej obciążeń stałych i obciążenia ruchomego.

Tab. 5.21 Zestawienie miarodajnych sił wewnętrznych od poszczególnych obciążeń

Siła wewnętrzna	Element / przekrój	Siła wewnętrzna charakterystyczna od poszczególnych obciążeń							
		Obc. stałe konstrukcyjne	Obc. stałe niekonstrukcyjne	Obc. ruchome 71	Obc. ruchome D4	Obc. ruchome L622,0	Obc. ruchome ST44	Obc. ruchome Norca-32	Obc. ruchome Dźwig EDK-2000
M <sub>y</sub> [kNm]	Dźwigar	1141	732	5848	2539	2938	2958	7983	4612
	Poprzecznicza	16	32	358	215	414	382	596	522
	Żebro podł.- środek rozp.	2	2	13	18	27	27	42	44
	Żebro podł.- podpora	1	1	20	21	28	27	42	37
V [kN] – przekrój podporowy	Dźwigar	145	92	775	338	412	391	1001	581
	Poprzecznicza	9	18	208	258	311	278	554	422
	Żebro podł.	3	4	38	98	92	94	204	108



Tab. 5.22 Przyjęcie współczynników do wyznaczenia sumy obliczeniowej

Wsp.		Obciążenie							
		Ciężar własny	Ciężar elem. niekonst.	Obc. ruchome 71	Obc. ruchome D4	Obc. ruchome L622,0	Obc. ruchome ST44	Obc. ruchome Norca-32	Obc. ruchome Dźwig EDK-2000
$\alpha$		–	–	1,21	–	–	–	–	–
Obciążenia		1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,15	1,15
Dynamiczny $\varphi$	Dźwigar	–	–	1,15	1,13	1,13	1,13	–	–
	Poprzecznic	–	–	1,53	1,37	1,37	1,37	–	–
	Żebro podłużne	–	–	1,60	1,36	1,36	1,36	–	–

Tab. 5.23 Suma obliczeniowa od obciążeń stałych i obciążenia ruchomego

Siła wewnętrzna	Element / przekrój	Siła wewnętrzna obliczeniowa od sumy obciążeń stałych i obciążenia ruchomego					
		Obc. stałe + Obc. ruchome 71	Obc. stałe + Obc. ruchome D4	Obc. stałe + Obc. ruchome L622,0	Obc. stałe + Obc. ruchome ST44	Obc. stałe + Obc. ruchome Norca-32	Obc. stałe + Obc. ruchome Dźwig EDK- 2000
M <sub>y</sub> [kNm]	Dźwigar	14673	6771	7447	7481	7983	4612
	Poprzecznicza	1062	508	918	852	753	667
	Żebro podł.- środek rozp.	44	41	59	60	54	55
	Żebro podł.- podpora	59	44	57	56	49	43
V [kN] – przekrój podporowy	Dźwigar	1930	885	1010	975	1463	980
	Poprzecznicza	615	568	677	609	675	523
	Żebro podł.	120	210	197	201	244	134

### 5.2.2.3 Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

Zgodnie z punktem 3.5 Inwentaryzacja materiałowa do obliczeń przyjęto stal o wytrzymałości obliczeniowej  $R = 215 \text{ MPa}$ .

W wyniku przeprowadzonej inwentaryzacji uszkodzeń stalowej konstrukcji nośnej przęsła nie stwierdzono uszkodzeń takich jak zaawansowana korozja wżerowa lub perforacyjna oraz luźne nity, w związku z tym przy obliczaniu charakterystyk geometrycznych dźwigara uwzględniono jedynie otwory na nity, nie ma konieczności zmniejszania pola przekroju dźwigara z uwagi na brak uszkodzeń obniżających wytrzymałość.

Obliczono i sprawdzono naprężenia:

- Normalne we włóknach skrajnych dźwigara w przekroju przęsłowym ze wzoru:

$$\sigma_{d,g} = \frac{M_{obl}}{W_{d,g}} \leq R_a \quad \text{gdzie:}$$

$M_{obl}$  – moment obliczeniowy od sumy obciążeń stałych i obciążenia ruchomego

$W_{d,g}$  – wskaźnik zginania włókien dolnych i górnych

$$W_d = W_g = 0,070777 \text{ m}^3$$

$R_a$  – obliczeniowa wytrzymałość stali przyjęta w obliczeniach

$$R_a = 205 \text{ MPa}$$

- Styczne w dźwigarze zewnętrznym i wewnętrznym w przekroju podporowym

$$\tau = \frac{V_{obl} * S_x}{I_y * g} \leq R_t \quad \text{gdzie:}$$

$V_{obl}$  – siła tnąca obliczeniowa od sumy obciążeń stałych i obciążenia ruchomego

$S_x$  – moment statyczny części odciętej przekroju

$$S_x = 0,029914 \text{ m}^3$$

$I_y$  – moment bezwładności przekroju

$$I_y = 0,120902 \text{ m}^4$$

$g$  – grubość środnika przekroju

$$g = 0,012 \text{ m}$$

$R_t$  – obliczeniowa wytrzymałość stali na ścinanie przyjęta w obliczeniach

$$R_t = 121 \text{ MPa}$$

Poniżej w tabeli przedstawiono wyniki obliczonych naprężeń oraz dokonano sprawdzenia.

Tab. 5.24 Obliczenie i sprawdzenie naprężeń normalnych i stycznych

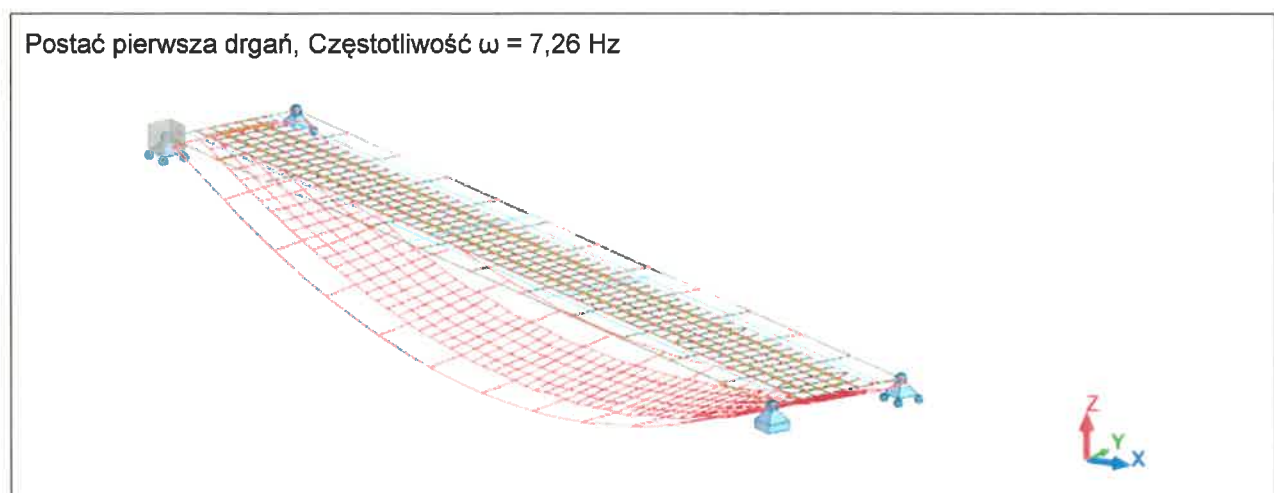
Naprężenie	Element / przekrój	Obliczenie i sprawdzenie naprężeń normalnych i stycznych od sumy obliczeniowej obciążeń					
		Obc. stałe + Obc. ruchome 71	Obc. stałe + Obc. ruchome D4	Obc. stałe + Obc. ruchome L622,0	Obc. stałe + Obc. ruchome ST44	Obc. stałe + Obc. ruchome Norca-32	Obc. stałe + Obc. ruchome Dźwig EDK-2000
$\sigma_{d,lg}$ [MPa]	Dźwigar	198	96	105	106	165	110
	Poprzecznicza	187	90	162	150	133	118
	Żebro podł. – środek rozp.	157	147	204	204	192	197
	Żebro podł. – podpora	201	156	195	198	191	152
$R_a$ [MPa]	205 MPa <b>warunek spełniony</b>						
$\tau$ [MPa]	Dźwigar	43	20	22	22	33	22
	Poprzecznicza	49	45	54	49	54	42
	Żebro podł.	40	70	66	67	81	45
$R_t$ [MPa]	121 MPa <b>warunek spełniony</b>						

Napężenie	Element / przekrój	Obliczenie i sprawdzenie naprężeń zastępczych od sumy obliczeniowej obciążeń					
		Obc. stałe + Obc. ruchome 71	Obc. stałe + Obc. ruchome D4	Obc. stałe + Obc. ruchome L622,0	Obc. stałe + Obc. ruchome ST44	Obc. stałe + Obc. ruchome Norca-32	Obc. stałe + Obc. ruchome Dźwig EDK- 2000
$\sigma_z$ [MPa]	Żebro podł.- podpora	212	198	224	198	174	152
1,1 $R_a$ [MPa]		225 MPa <b>warunek spełniony</b>					

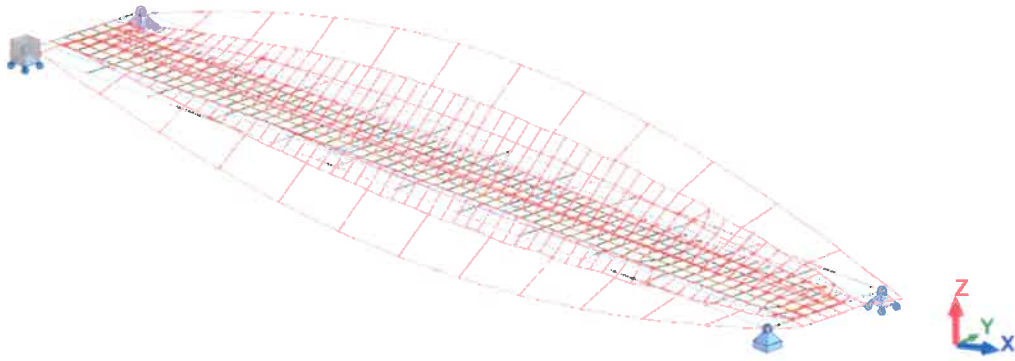
### 5.2.3 Analiza efektów dynamicznych i ich wpływ na nośność

Analizę efektów dynamicznych przeprowadzono zgodnie z procedurą określoną w normie PN-EN 1991-2 Eurokod 1 [6] oraz na podstawie dostępnej literatury. Ww. analiza ma na celu wyznaczenie dopuszczalnej prędkości taboru, przy której zostaną spełnione wymagania stanu granicznego nośności z uwzględnieniem dodatkowych efektów dynamicznych wywołanych zwiększoną prędkością pociągów oraz wymagania stanu użytkowości, które zapewnią bezpieczeństwo ruchu i odpowiedni komfort jazdy pasażera. Obiekt znajduje się w ciągu linii kolejowej, na której wg regulaminu sieci PKP PLK aktualnie obowiązuje prędkość maksymalna 50 km/h zarówno dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz dla pociągów towarowych. W trakcie obliczeń uwzględniono zwiększoną do 80 km/h dla pociągów pasażerskich prowadzących składy wagonowe, autobusów szynowych oraz zostawiono prędkość 50 km/h dla pociągów towarowych.

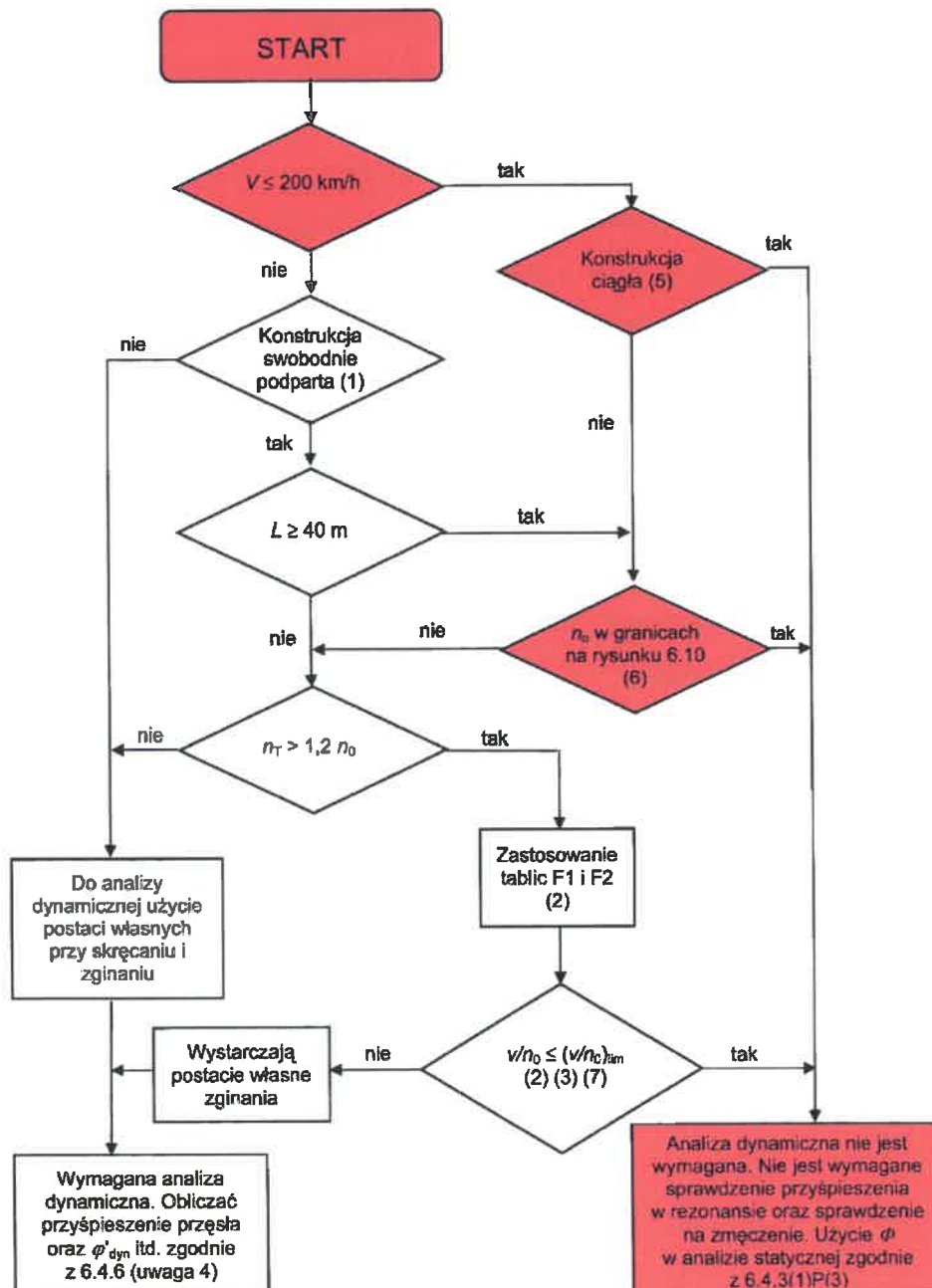
W trakcie analizy modalnej wyznaczono na stworzonym modelu konstrukcji częstotliwości i postaci giętnych i giętno-skrętnych drgań własnych obiektu obciążonego oddziaływaniami stałymi. Dwie pierwsze postaci drgań pokazano w tabeli poniżej.

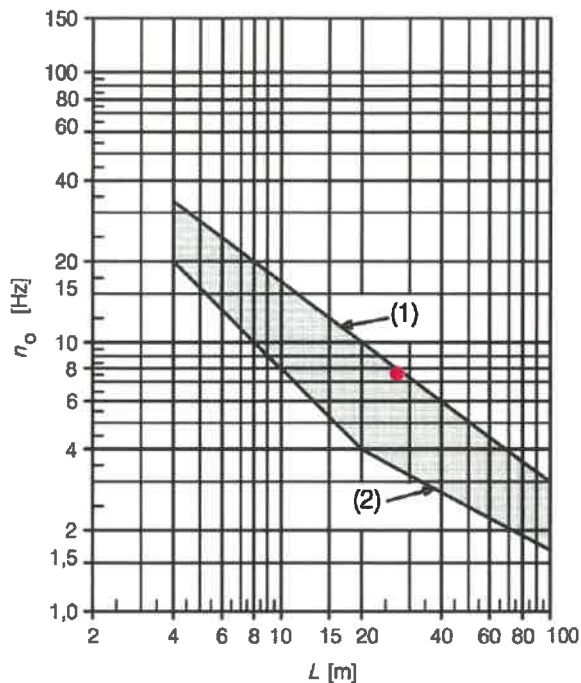


Postać druga drgań, Częstotliwość  $\omega = 9,68 \text{ Hz}$



Na schemacie blokowym (Rys. 6.9 normy PN-EN 1991-2 [6] przedstawiono normowy algorytm, dotyczący kwalifikacji kolejowych obiektów mostowych do pełnych obliczeń dynamicznych, z zaznaczeniem ścieżki dla konstrukcji nośnej przedmiotowego obiektu.





#### Objaśnienia

- (1) Górna granica częstotliwości drgań własnych
- (2) Dolna granica częstotliwości drgań własnych
- Pierwsza częstotliwość drgań własnych analizowanego obiektu  $n_0 = 7,26$  Hz

Zgodnie z normą PN-EN 1991-2 [6] wg przedstawionego schematu blokowego dla przedmiotowego obiektu, analiza dynamiczna nie jest wymagana, nie jest wymagane sprawdzenie przyspieszenia w rezonansie oraz sprawdzenie na zmęczenie.

Wystarczy uwzględnienie wpływów dynamicznych w obliczeniach nośności w postaci współczynnika dynamicznego, co zostało wykonane w ramach obliczeń nośności (uwzględniono współczynniki dynamiczny  $\phi$  obciążenia 71 oraz  $1+\phi$  Pociągów Rzeczywistych dla prędkości eksploatacyjnej równej 80 km/h dla prowadzenia ruchu pasażerskich oraz prędkości 50 km/h dla pociągów towarowych wymienionej w załączniku nr 3 do umowy na wykonanie niniejszego przeglądu specjalnego).

#### 5.2.4 Podsumowanie sprawdzenia aktualnej nośności blachownicy

**Obliczono i sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach konstrukcji blachownicowej i na tej podstawie określono aktualną nośność.**

**Z przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wynikają następujące wnioski:**

Konstrukcja przęseł blachownicowych przenosi obciążenia użytkowe:

- obciążeniem modelem 71 wg normy EN 1991 – 2: ze współczynnikiem  $\alpha = 1,21$ ;
- wagonami klasy D4 i zarazem D3, D2, C4, C3, C2, B2, B1, A oraz lokomotywami klasy L4<sub>22,5</sub>, L6<sub>19,0</sub>, L6<sub>20,0</sub>, L6<sub>21,0</sub>, L6<sub>22,0</sub> wg PN-EN 15528; co oznacza, że dopuszczalny jest przejazd taboru o naciskach na oś 221 kN (22,5 t) i nacisku liniowym 78 kN/m (8,0 t/m);
- lokomotywami: SM42, SM31, ST44, TEM2; wraz z tradycyjnymi zestawami wagonów 111A; 112A; 141A; Z1; Z2 i innymi podobnymi;
- autobusami szynowymi SA109, SA103, SA106, SA108., SA133 i innymi podobnymi;
- pojazdem Norca-32;

- dźwigiem EDK-300, EDK-750, EDK-1000, EDK-2000.

W wyniku przeprowadzonej analizy wpływów dynamicznych stwierdza się, że konstrukcja kratownicy pozwala na ruch pociągów towarowych z maksymalną prędkością 50 km/h, a pociągów pasażerskich tj. składów wagonowych oraz autobusów szynowych z prędkością 80 km/h – oczekiwaną przez zarządcę obiektu - Zakład Linii Kolejowych w Olsztynie.

### 5.3 Sumaryczne podsumowanie sprawdzenia aktualnej nośności dla całego mostu

Z przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla całego mostu wynikają następujące wnioski:

Obiekt przenosi obciążenia użytkowe:

- obciążeniem modelem 71 wg normy EN 1991 – 2: ze współczynnikiem  $\alpha = 1,00$ ;
- wagonami klasy D4 i zarazem D3, D2, C4, C3, C2, B2, B1, A oraz lokomotywami klasy L4<sub>22,5</sub>, L6<sub>19,0</sub>, L6<sub>20,0</sub>, L6<sub>21,0</sub>, L6<sub>22,0</sub> wg PN-EN 15528; co oznacza, że dopuszczalny jest przejazd taboru o naciskach na oś 221 kN (22,5 t) i nacisku liniowym 78 kN/m (8,0 t/m);
- lokomotywami: SM42, SM31, ST44, TEM2; wraz z tradycyjnymi zestawami wagonów 111A; 112A; 141A; Z1; Z2 i innymi podobnymi;
- autobusami szynowymi SA109, SA103, SA106, SA108., SA133 i innymi podobnymi;
- pojazdem Norca-32;
- dźwigiem EDK-300, EDK-750, EDK-1000, EDK-2000.

W wyniku przeprowadzonej analizy wpływów dynamicznych stwierdza się, że konstrukcja mostu pozwala na ruch pociągów towarowych z maksymalną prędkością 50 km/h, a pociągów pasażerskich tj. składów wagonowych oraz autobusów szynowych z prędkością 80 km/h – oczekiwaną przez zarządcę obiektu - Zakład Linii Kolejowych w Olsztynie. Ze względu na niedostateczny stan nawierzchni torowej na długości przeseł kratowych, do czasu wykonania remontu obiektu, należy ograniczyć prędkość na obiekcie dla całego taboru do 50 km/h.



## 6 ANALIZA WYNIKÓW PRZEGLĄDU

### 6.1 Opis

Ogólny stan techniczny mostu w km 5,120 linii kolejowej nr 254 Tropy – Braniewo nad rzeką Elbląg w Elblągu, stosując skalę i kryterium oceny zgodne z instrukcją [2] jest niedostateczny. Oznacza to, że posiada uszkodzenia świadczące o zmniejszeniu przydatności i kwalifikujące obiekt do remontu lub wymiany uszkodzonych elementów konstrukcyjnych.

Stan techniczny konstrukcji nośnej przęseł blachownicowych i kratowych określono jako dostateczny z uwagi na łuszczenie się powłoki antykorozyjnej i korozję pokrywającą znaczną część powierzchni stalowych. Korozja występująca na przęsłach zarówno kratowych jak i blachownicowych ma charakter głównie powierzchniowy, jedynie w miejscach sprzyjających utrzymywaniu się wilgoci występują nieznaczne ogniska korozji wżerowej. W podobnym stanie technicznym są również stalowe łożyska przęseł. Obecnie stopień zaawansowania korozji nie obniża przydatności użytkowej i nośności, należy mieć jednak na uwadze, że nienaprawienie powstałych uszkodzeń w dalszej perspektywie czasowej będzie prowadzić do dalszej degradacji konstrukcji stalowej, miejscowych ubytków w przekrojach, a co za tym idzie obniżenia nośności obiektu. Dlatego też zaleca się oczyszczenie całej konstrukcji i wykonanie odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego.

Na niską globalną ocenę obiektu ma wpływ przede wszystkim stan techniczny podpór pośrednich mostu, który oceniono jako niedostateczny. Na większości filarów widoczne są liczne uszkodzenia takie jak siatki spękań na całej powierzchni, znaczne ubytki warstwy powierzchniowej i zaawansowana korozja betonu. Przyczyną powstania tych uszkodzeń jest zła jakość użytego do budowy betonu. Prawdopodobnie beton ten nie miał wystarczającego stopnia mrozoodporności i nasiąkliwości. Niedostateczny jest również stan ciosów podłożyskowych, na których występują uszkodzenia w postaci krawędziowych ubytków, rozwarstwień betonu i licznych spękań będących następstwem korozji betonu. Duży stopień degradacji podpór kwalifikuje je do głębokiego remontu. Remont musiałby polegać na obetonowaniu podpór płaszczem żelbetowym o grubości min. 20 cm łącznie z obetonowaniem górnej powierzchni podpór. Wykonane obetonowanie połączone będzie z istniejącą konstrukcją filarów poprzez „siatkę” prętów wklejanych. Remont będzie polegał również na skuciu istniejących i wykonaniu nowych ciosów podłożyskowych. Proponuje się również wariant II remontu polegający na wyburzeniu istniejących podpór do poziomu fundamentów, a następnie ich odtworzeniu czyli na przebudowie podpór. W trakcie przebudowy podpór można zmniejszyć ich wymiary poprzeczne oraz uprościć geometrie. Z punktu widzenia administracji architektoniczno – budowlanej przebudowa ta może zostać zakwalifikowana również jako remont, nie będzie wtedy potrzebne pozwolenie na budowę, jednak interpretacja taka może zostać odrzucona. Trudno jest jednoznacznie wskazać który sposób postępowania w trakcie remontu podpór jest właściwszy czy obetonowanie istniejących korpusów filarów płaszczem żelbetowym czy ich wyburzenie a następnie odbudowa jako całkowicie nowych. Autorzy niniejszego przeglądu skłaniają się w kierunku wariantu II jako korzystniejszego. Poniżej tabelarycznie przedstawiono „za i przeciw” obydwu rozwiązaniom. W punkcie 6.2 starano się zestawić wariantowo koszty obydwu rozwiązań.

Wykonanie remontu podpór w zakresie mniejszym niż proponowany w wariantach I lub II, na przykład po przez szpachlowanie powierzchni zaprawami PCC, wykonanie wierzchniej warstwy z torkretu lub wykonaniu remontu tylko na najbardziej uszkodzonych podporach może nie dać pożądanego trwałości.

Raport z przeglądu specjalnego mostu w km 5,120 linii kolejowej nr 254 Tropy -Braniewo  
nad rzeką Elbląg w Elblągu

Wariant	Za	Przeciw
Wariant I Obetonowanie filarów płaszczem żelbetowym o grubości min 20 cm.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Łatwość uzyskania decyzji administracyjnych (tylko remont)</li> <li>• Możliwość prowadzenia prac na wszystkich podporach jednocześnie (nie trzeba podpierać przęseł na cały okres prac)</li> <li>• Wariant tańszy o ok 15 %</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Wariant bardziej skomplikowany w wykonaniu, wymaga większego reżimu technologicznego, większe ryzyko błędu wykonawczego</li> <li>• Powiększenie rozmiarów podpór</li> </ul>
Wariant II Wyburzenie filarów do poziomu fundamentu a następnie ich odbudowa jako całkowicie nowych	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Możliwość zmniejszenia rozmiarów podpór</li> <li>• Stosunkowa prostota prac do wykonania</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Może wystąpić konieczność uzyskania pozwolenia na budowę (prace mogą zostać zakwalifikowane jako przebudowa)</li> <li>• Na cały okres prac przęsła muszą zostać podparte</li> <li>• Wariant droższy o ok 15%</li> </ul>

Oprócz podpór w niedostatecznym stanie technicznym znajdują się nawierzchnia torowa oraz dylina w przęsłach kratowych. Mostownice są silnie zbutwiałe, popękane i rozwarstwione, luźne są mocowania szyn do mostownic. Ponadto występują odcinkowe ubytki blach przeciwwykolejeniowych oraz znaczne ubytki blach przeciwpożarowych. Na deskach dyliny zaobserwowano silną korozję biologiczną stanowiących nawierzchnię chodnika oraz drewnianych elementów wsporczych, deski silnie się uginają oraz występują ich braki (dziury w nawierzchni). Uszkodzenia dyliny na długości przęseł kratowych praktycznie uniemożliwiają wejście na torowisko osób wykonujących obchód linii, co kwalifikuje ją do natychmiastowego remontu.

Pozostałe elementy wyposażenia mostu podlegające ocenie są w stanie dostatecznym lub dobrym i nie wymagają prac remontowych. W obydwu wariantach remontu podpór zaleca się pozostawić, po wykonaniu niezbędnej konserwacji, istniejące łożyska. Łożyska te mają co prawda przestarzałą konstrukcję ale są w dostatecznym stanie technicznym i po konserwacji będą prawidłowo spełniały swoją funkcję.

Po wykonaniu zalecanych prac remontowych zostaną przywrócone pierwotne parametry techniczne i użytkowe obiektu. Most będzie miał trwałość zbliżoną do trwałości nowo wybudowanego obiektu. Remont należy wykonać na podstawie szczegółowego projektu.

W wykonanych obliczeniach wykazano, że konstrukcja mostu bezpiecznie przenosi obciążenia taborem kolejowym przy współczynniku  $\alpha$  dla modelu 71 wg normy [6] równym 1,00 oraz taborem dla klasy linii D4 wg [12]. Oznacza to, że dopuszczalny nacisk na oś taboru mogącego poruszać się po obiekcie wynosi 22,5 t (221 kN) oraz dopuszczalny nacisk liniowy wynosi 8,0 t (78 kN/m). Po moście mogą kursować wszystkie standardowe pojazdy dopuszczone do ruchu na liniach PKP P.L.K. Ponadto wykazano, że konstrukcja mostu pozwala na ruch pociągów pasażerskich (w tym składów wagonowych, EZT i autobusów szynowych) z pożądaną przez zarządcę prędkością maksymalną 80 km/h i pociągów towarowych z prędkością maksymalną 50 km/h. Aktualnie, ze względu na niedostateczny stan nawierzchni torowej na długości przęseł kratowych, do czasu wykonania kompleksowego remontu nawierzchni, należy ograniczyć prędkość na obiekcie dla całego taboru do 50 km/h. Po remoncie będzie można eksploatować obiekt z przeanalizowanymi prędkościami.

Biorąc pod uwagę stan techniczny oraz szczegółową analizę poziomu wyęczenia konstrukcji, stwierdza się, że obiekt może być użytkowany na dotychczasowych warunkach przez kolejne pięć lat do końca 2023 roku. Zaleca się by w tym okresie wykonać remont główny obiektu.

Jeśli remont nie zostanie wykonany do końca 2023 r. lub w trakcie rutynowych przeglądów stanu technicznego zostaną stwierdzone kolejne nieprawidłowości w znaczący sposób odbiegających od ustaleń niniejszego przeglądu, należy na nowo określić warunki eksploatacji obiektu.

**Tabelaryczne podsumowanie analizy wyników przeglądu:**

<b>ANALIZA WARUNKÓW UŻYTKOWYCH</b>	
<b>Dopuszczalna nośność</b>	wystarczająca
<b>Dopuszczalna prędkość</b>	aktualnie za niska, po wykonaniu remontu nawierzchni torowej wystarczająca
<b>Konieczna częstotliwość wykonywania przeglądów stanu technicznego</b>	standardowo
<b>Termin ważności określonych aktualnie warunków użytkowych – czas, po którym należy wykonać kolejny przegląd specjalny jeśli nie zostanie wykonany remont obiektu</b>	5 lat

<b>POTRZEBA I ZAKRES WYKONANIA PRAC UTRZYMANIOWYCH I INWESTYCYJNYCH</b>	
<b>Bieżące konserwacje</b>	brak
<b>Remont bieżący</b>	- wymiana dyliny na przęsłach kratowych
<b>Remont główny</b>	- oczyszczenie i wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego konstrukcji stalowej przęseł blachownicowych i kratowych - wymiana nawierzchni torowej na przęsłach blachownicowych i kratowych - wymiana dyliny na przęsłach kratowych - wykonanie płaszcza żelbetowego na wszystkich podporach lub wykonanie płaszcza żelbetowego tylko na przyczółkach i rozbiórka istniejących podpór pośrednich do poziomu fundamentu a następnie ich odbudowa.
<b>Przebudowa lub budowa nowego obiektu</b>	brak

## 6.2 Potrzebne prace utrzymaniowe

### 6.2.1 Bieżące konserwacje

Nie przewiduje się prac w ramach bieżącej konserwacji

### 6.2.2 Remont bieżący, remont główny

Wariant I – remont z obetonowaniem wszystkich podpór płaszczem żelbetowym.

L.P.	Praca do wykonania	Przedmiar robót		Koszt cena netto	
		Jedn.	Ilość	Cena jedn. [zł]	Cena [zł]
1	Oczyszczenie oraz zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej przęseł blachownicowych i kratowych				
	a. przęsła blachownicowe	m <sup>2</sup>			
	b. dźwigary główne przęseł kratowych	m <sup>2</sup>			
	c. jezdnie przęseł kratowych (podłużnice, poprzecznice, stężenia wahaniove)	m <sup>2</sup>			
	d. stężenia wiatrowe górne i dolne przęseł kratownicowych	m <sup>2</sup>			
	<b>PODSUMOWANIE:</b>	m <sup>2</sup>			
2	Wymiana nawierzchni torowej na przęsłach kratowych	mb			
3	Wymiana nawierzchni torowej na przęsłach blachownicowych	mb			
4	Wymiana nawierzchni dyliny przęseł kratowych	m <sup>2</sup>			
5	Konserwacja łożysk stalowych	szt.			
6	Wykonanie płaszczu żelbetowego o gr. 20 cm na wszystkich podporach.	m <sup>2</sup>			
7	Rozbiórka istniejących ciosów podłożyskowych a następnie ich odtworzenie (cena uwzględnia podniesienie konstrukcji przęseł za pomocą siłowników)	szt.			

Wariant II – remont z przebudową filarów (polegający na wyburzeniu istniejących filarów do poziomu fundamentów i wybudowaniu w ich miejscu nowych filarów z wykorzystaniem istniejących fundamentów).

L.P.	Praca do wykonania	Przedmiar robót		Koszt cena netto	
		Jedn.	Ilość	Cena jedn. [zł]	Cena [zł]
1-5	Wykonanie wszystkich prac wymienionych w poz. 1-5 w poprzednim wariantcie				
6	Wykonanie płaszcza żelbetowego na przyczółkach	m <sup>2</sup>			
7	Podparcie i opuszczenie przęseł (w tym montaż łożysk z istniejącej konstrukcji)	szt.			
8	Rozbiórka istniejących filarów w części nad fundamentem	m <sup>3</sup>			
9	Wybudowanie nowych filarów na istniejących fundamentach	m <sup>3</sup>			

### 6.3 Warunki eksploatacji obiektu

#### 6.3.1 Nośność normowa obiektu

Norma: PN-EN 1991-2 Eurokod 1	współczynnik $\alpha$ dla modelu obciążenia 71	1,00
----------------------------------	--	------

#### 6.3.2 Maksymalne dopuszczalne naciski na oś oraz naciski liniowe oraz prędkości dla pociągów osobowych i towarowych – kategorie linii

Norma	przenosi obciążenia od klasy linii kolejowej:	<b>D4</b>
PN-EN	maksymalny nacisk liniowy:	<b>8,0 t/m (78 kN/m)</b>
15528	maksymalny nacisk osi wagony:	<b>22,5 t (221 kN)</b>
maksymalna prędkość dla pociągów ze składami wagonowymi (pasażerskich):		<b>aktualnie: 50 km/h po remoncie: 80 km/h</b>
maksymalna prędkość dla autobusów szynowych i EZT:		<b>aktualnie: 50 km/h po remoncie: 80 km/h</b>
maksymalna prędkość dla pociągów towarowych:		<b>50 km/h</b>

#### 6.3.3 Warunki przejazdu pojazdów rzeczywistych

przenosi obciążenia od pojazdów rzeczywistych	<b>EU07; ET22; ET41; ET42; EU43; SM42; SM31; ST44; TEM2; ES64U4; EN57; ED59; EN63; EN64; EN71; ED72; ED74; EN75; ER75; EN76; ED78; EN81; ED160; ED161; ED250; 111A; 112A; 141A; Z1; Z2 i innych podobnych</b>
---	---

#### 6.3.4 Warunki przejazdu przesyłek ponadnormatywnych

przenosi obciążenia od przesyłek ponadnormatywnych przy prędkości maksymalnej do 40 km/h	<b>NORCA 32 EDK 300 EDK 750 EDK 1000 EDK 2000 inne wg indywidualnej analizy</b>
--	---

## **7 WNIOSKI BĘDĄCE WYNIKIEM PRZEGLĄDU**

Most w km 5.120 linii kolejowej nr 254 Łódź Tropy - Braniewo nad rzeką Elbląg w Elblągu znajduje się ogólnie w niedostatecznym stanie technicznym. Posiada uszkodzenia, świadczące o zmniejszeniu przydatności i kwalifikujące obiekt do remontu i wymiany uszkodzonych elementów konstrukcyjnych. W szczególności w złym stanie technicznym znajdują się podpory mostu a konstrukcja stalowa ma na znacznej powierzchni zdegradowaną powłokę antykorozyjną. Na części konstrukcji stalowej występuje korozja powierzchniowa.

Obliczono, że obiekt bezpiecznie przenosi obciążenia taboru kolejowym przy współczynniku  $\alpha$  dla modelu 71 wg normy PN-EN 1991-2 [6], równym 1,00. Ponadto obiekt bezpiecznie przenosi obciążenia taboru dla klasy linii D4 i klas niższych wg normy PN-EN 15528 [12]. Oznacza to, że dopuszczalny nacisk na oś taboru mogącego poruszać się po obiekcie wynosi 22,5 t (221 kN) oraz dopuszczalny nacisk liniowy wynosi 8,0 t (78 kN/m). Po moście mogą kursować wszystkie standardowe pojazdy dopuszczone do ruchu na liniach PKP P.L.K. (EU07, EP07, ET21, ET22, EN57, EN62, ED160, ED250, SM31, ST40, SM42, ST43, ST44, i inne podobne). Mogą również przejeżdżać przesyłki ponadnormatywne takie jak NORCA 32 EDK 300, 750, 1000 i 2000 oraz z pewnością inne. Przejazd innych przesyłek ponadnormatywnych niepodobnych do wymienionych typów należy poprzedzić indywidualną analizą.

W wyniku przeprowadzonej analizy wpływów dynamicznych stwierdza się, że konstrukcja mostu potencjalnie pozwala na ruch pociągów pasażerskich (w tym składów wagonowych, EZT i autobusów szynowych) z prędkością maksymalną 80 km/h i pociągów towarowych z prędkością maksymalną 50 km/h. Aktualnie ze względu na niedostateczny stan nawierzchni torowej, do czasu jej wymiany, należy ograniczyć prędkość na obiekcie dla całego taboru do 50 km/h.

Most wymaga remontu głównego, polegającego w głównej mierze na oczyszczeniu i wykonaniu zabezpieczenia antykorozyjnego całej konstrukcji stalowej, wymianie nawierzchni torowej na całej długości obiektu, wymianie dyliny na przęsłach kratowych oraz na remoncie podpór. W ramach remontu podpór należy wykonać płaszcz żelbetowy na wszystkich podporach, lub wykonać płaszcz żelbetowy tylko na przyczółkach i wykonać rozbiórkę istniejących podpór pośrednich do poziomu fundamentu a następnie je odbudować, ten wariant jest nieznacznie droższy. Koszt zaproponowanych prac remontowych szacuje się w zależności od proponowanego wariantu pomiędzy 9,6 a 10,8 mln zł brutto. Remont przywróci pierwotne parametry użytkowe i wydłuży okres eksploatacji obiektu o kolejne kilkadziesiąt lat. Remont należy wykonać na podstawie projektu.

Obiekt może być użytkowany na określonych w niniejszym przeglądzie warunkach przez kolejne pięć lat czyli do końca 2023 roku. Zaleca się by w tym okresie wykonać remont główny obiektu. Jeśli remont nie zostanie wykonany do końca 2023 r. lub w trakcie rutynowych przeglądów stanu technicznego zostaną stwierdzone kolejne nieprawidłowości w znaczący sposób odbiegających od ustaleń niniejszego przeglądu, należy na nowo określić warunki eksploatacji obiektu.

Katowice, maj 2018 r.

ZAŁĄCZNIKI

Załącznik nr 1 Rysunki inwentaryzacyjne konstrukcji

Rys. 1 Rzut z góry. Widok z boku

Rys. 2 Przęsło blachownicowe. Widoki i przekroje

Rys. 3 Kratownica. Widok z boku, przekrój podłużny

Rys. 4 Kratownica. Przekroje poprzeczne

Rys. 5 Kratownica. Schemat stężeń

Rys. 6 Widok z boku. Przekroje poprzeczne

**Załącznik nr 2** Raport z badań wytrzymałości na ściskanie próbek betonu

**Załącznik nr 3** Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmidt'a

**Załącznik nr 4** Raport z badań wytrzymałości na rozciąganie (odrywanie) metodą pull - off

**Załącznik nr 5** Raport z badań chemicznych betonu

**Załącznik nr 6** Sprawozdanie z badań stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej