



Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki
Katedra Konstrukcji Mostowych, Metalowych i Drewnianych
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków



EKSPERTYZA TECHNICZNA

Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie – etap II

Zleceniodawca:

Gmina Miejska Kraków
Pl. Wszystkich Świętych 3-4
31-004 Kraków

Umowa:

L-03/421/2023/P z dnia 27.11.2023 r.

Zespół autorski:

prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak
dr inż. Mariusz Hebda
mgr inż. Kazimierz Piwowarczyk

Kraków, styczeń 2024 r.

SPIS TREŚCI

1	TEMAT I ZAKRES OPRACOWANIA.....	5
2	PODSTAWY OPRACOWANIA	5
2.1	PODSTAWY FORMALNE.....	5
2.2	PODSTAWY MERYTORYCZNE	5
3	OPIS OGÓLNY MOSTU	6
3.1	KONSTRUKCJA MOSTU.....	6
3.2	WZMOCNIENIE PRZEZ SPRĘŻENIE ZEWNĘTRZNE	6
3.3	WYPOSAŻENIA MOSTU	7
3.4	URZĄDZENIA OBCE.....	7
4	STAN TECHNICZNY MOSTU	7
4.1	WPROWADZENIE	7
4.1.1	<i>Stan nasypów i skrzydeł.....</i>	<i>8</i>
4.1.2	<i>Stan dojazdów</i>	<i>8</i>
4.1.3	<i>Stan nawierzchni jezdni.....</i>	<i>8</i>
4.1.4	<i>Stan chodników (nawierzchnia, kapy, gzymsy, krawężniki).....</i>	<i>8</i>
4.1.5	<i>Stan balustrad, barier i osłon.....</i>	<i>8</i>
4.1.6	<i>Stan urządzeń odwadniających</i>	<i>8</i>
4.1.7	<i>Stan izolacji.....</i>	<i>8</i>
4.1.8	<i>Stan płyty pomostu</i>	<i>9</i>
4.1.9	<i>Stan dźwigarów głównych.....</i>	<i>9</i>
4.1.10	<i>Stan łożysk.....</i>	<i>10</i>
4.1.11	<i>Stan urządzeń dylatacyjnych</i>	<i>10</i>
4.1.12	<i>Stan przyczółków</i>	<i>10</i>
4.1.13	<i>Stan filarów</i>	<i>10</i>
4.1.14	<i>Stan koryta rzeki i przestrzeni podmostowej</i>	<i>10</i>
4.1.15	<i>Stan infrastruktury sprzężenia zewnętrznego</i>	<i>10</i>
4.1.16	<i>Stan urządzeń obcych</i>	<i>11</i>
4.1.17	<i>Aktualna nośność obiektu.....</i>	<i>11</i>

4.1.18	Dopuszczalna prędkość ruchu pojazdów	11
4.1.19	Szerokość skrajni na obiekcie	11
4.1.20	Wysokość skrajni na obiekcie	11
4.1.21	Skrajnia / światło pod obiektem	11
4.2	PODSUMOWANIE	11
5	ANALIZA PRZEMIESZCZEŃ KONSTRUKCJI MOSTU.....	12
5.1	WPROWADZENIE	12
5.2	OSIADANIE PRZYZCÓŁKÓW	12
5.3	OSIADANIE FILARÓW	13
5.4	UGIĘCIA BELEK	14
5.5	UGIĘCIA WSPORNIKÓW CHODNIKOWYCH	16
6	ANALIZA STATYCZNA.....	18
6.1	WPROWADZENIE	18
6.2	WPLYW USZKODZEŃ ARMATURY SPRĘŻAJĄCEJ NA BEZPIECZEŃSTWO MOSTU ...	18
6.3	WPLYW OSIADAŃ FILARÓW NA BEZPIECZEŃSTWO MOSTU	19
7	ZAKRES PRAC REMONTOWYCH	23
7.1	ZAKRES PRAC DO WYKONANIA W TRYBIE PILNYM	23
7.2	ZAKRES PRAC DO WYKONANIA W RAMACH REMONTU KAPITALNEGO.....	24
7.2.1	Demontaż uszkodzonej armatury sprężającej	24
7.2.2	Naprawa przyczółków i filarów.....	24
7.2.3	Naprawa łożysk	25
7.2.4	Naprawa belek.....	25
7.2.5	Naprawa płyty pomostu.....	25
7.2.6	Naprawa płyty dolnej	26
7.2.7	Wymiana instalacji odwodnieniowej.....	26
7.2.8	Wymiana izolacji pomostu	26
7.2.9	Wymiana dylatacji.....	26
7.2.10	Wymiana nawierzchni	27
7.2.11	Remont zabudowy chodnika	27
7.2.12	Remont urządzeń obcych.....	27
7.2.13	Termin wykonania remontu kapitalnego.....	27
7.3	SZACUNKOWY KOSZT WYKONANIA REMONTU.....	27

8	WNIOSKI	27
8.1	STAN TECHNICZNY MOSTU	27
8.2	ANALIZA MONITORINGU PRZEMIESZCZEŃ	28
8.3	WPLYW USZKODZEŃ ARMATURY SPRĘŻAJĄCEJ NA BEZPIECZEŃSTWO MOSTU ...	28
8.4	WPLYW OSIADAŃ FILARÓW NA BEZPIECZEŃSTWO UŻYTKOWANIA MOSTU	29
8.5	OKREŚLENIE WARUNKÓW DALSZEJ BEZPIECZNEJ EKSPLOATACJI MOSTU	30

1 TEMAT I ZAKRES OPRACOWANIA

Tematem opracowania jest ekspertyza techniczna Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie. Ekspertyza podzielona jest dwa etapy, a niniejsze opracowanie stanowi jej drugą część. Zakres prac obejmuje:

- a) Etap I – wykonanie oględzin mostu i wydanie opinii na temat jego bezpiecznej eksploatacji w obecnym stanie technicznym,
- b) Etap II – wykonanie właściwej ekspertyzy uwzględniającej:
 - kompleksową ocenę stanu technicznego mostu i jego poszczególnych elementów,
 - analizę wpływu obecnych uszkodzeń armatury sprężającej na nośność mostu,
 - analizę wyników prowadzonego przez Administratora obiektu monitoringu przemieszczeń przęsła i podpór,
 - ustalenie zakresu prac remontowych wraz z określeniem warunków dalszej bezpiecznej eksploatacji mostu,
 - szacunkową wycenę wykonania robót remontowych.

2 PODSTAWY OPRACOWANIA

2.1 Podstawy formalne

Podstawę formalną opracowania stanowi umowa nr L-03/421/2023/P z dnia 27.11.2023 roku zawarta pomiędzy Gminą Miejską Kraków, Pl. Wszystkich Świętych 3-4, 31-004 Kraków, a Politechniką Krakowską, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków.

2.2 Podstawy merytoryczne

- [1] Wykonane we własnym zakresie oględziny mostu przeprowadzone w listopadzie i grudniu 2023 r.
- [2] Przegląd rozszerzony Mostu Grunwaldzkiego; Autor: mgr inż. Paweł Kowalewski, październik 2023 r.
- [3] Ekspertyza stanu technicznego mostu przez Wisłę w ciągu ul. Dietla w Krakowie; Autor: mgr inż. Roman Rogowski, listopad 2021 r. - niekompletna
- [4] Inwentaryzacja i stabilizacja rys oraz porównanie stanu zarysowania belek nośnych Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie; Autor: mgr inż. Kazimierz Piwowarczyk, wrzesień 1992 r.
- [5] Projekt doprężenia Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie, Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowe „Omega” z Gdyni, maj 1991 r. - niekompletny
- [6] Instrukcja przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich, GDDKiA, Warszawa 2005 r.
- [7] Operat geodezyjny. Most Grunwaldzki. Pomiar przemieszczeń pionowych – obserwacja nr 99. Przedsiębiorstwo Geodezyjne GEO-MEK Tomasz Baran., listopad 2023 r.
- [8] Analiza wyników osiadania podpór i ugięć konstrukcji mostu przez rzekę Wisłę w ciągu ul. Dietla, Autorzy: prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak, dr inż. Mariusz Hebda, listopad 2016 r.
- [9] Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych, GDDKiA, Warszawa 2004 r.

3 OPIS OGÓLNY MOSTU

3.1 Konstrukcja mostu

Most Grunwaldzki przez Wisłę w ciągu ulicy Dietla w Krakowie jest obiektem trójprzęsłowym o rozpiętości teoretycznej przęseł $44,0 + 65,0 + 44,0 = 153,0$ m. Długość mostu wynosi 154,3 m (w świetle ścianek zapleczy). Most został wybudowany w 1972 roku. Podpory wykonano jako żelbetowe masywne posadowione na palach Franki. Filary posiadają konstrukcję tarczową z charakterystycznymi wysokimi ciosami podłożyskowymi.

Przęsła mostu są wykonane z prefabrykowanych belek sprężonych i współpracującej z nimi płyty żelbetowej pomostu, grubości 12 cm. W częściach podporowych przęsła wykonano jako skrzynkowe monolityczne, konstrukcyjną masywnymi środnikami, płytą pomostu o grubości 12 cm i dolną płytą o zmiennej grubości 14-30 cm. Części te są również sprężone. W przekroju poprzecznym występuje 12 belek połączonych poprzecznikami. Pomiędzy belkami w poziomie półek dolnych wykonano podest betonowy, tworząc kanały do umieszczenia infrastruktury technicznej. Półki dolne w obrębie filarów, w części monolitycznej przęsła są połączone do współpracy z belkami. Na rysunku 1 podano numerację podpór przęseł, belek i kanałów, do których będzie się odnosił opis w dalszej części opracowania. Podpory ponumerowano literami A do D, zaczynając od strony Ronda Grunwaldzkiego. Przęsło prawobrzeżne będzie oznaczane A-B, lewobrzeżne C-D a środkowe B-C.

3.2 Wzmocnienie przez sprężenie zewnętrzne

W latach 1993/1994, a więc po około 20-stu latach od jego wybudowania, most został wzmocniony przez sprężenie zewnętrzne. Wzmocnienie było odpowiedzią na występujące praktycznie od początku użytkowania obiektu nierównomierne osiadanie podpór oraz powstałe i systematycznie rozwijające się zarysowania w częściach monolitycznych przęseł w rejonie filarów [4] oraz zarysowania w dolnych półkach dźwigarów prefabrykowanych przęsła środkowego. Wzmocnieniu przez sprężenie poddano środkowe przęsło oraz strefy podporowe nad filarami. Do wzmocnienia przęsła zastosowano przy każdej belce po cztery kable 12L15.5, które zakotwiono wewnątrz kanałów między belkami, na poziomie płyty dennej. Kable te poprowadzono na zewnątrz przekroju mostu w stalowych rurach osłonowych wypełnionych iniekcją cementową. Strefy podporowe wzmocniono trzema kablami 12L15.5 prowadzonymi jako prostoliniowe pod płytą pomostu, symetrycznie pomiędzy belkami oraz czterema kablami 7L15.5 prowadzonymi mimośrodowo przy krawędzi bocznej belek. przebieg krzywoliniową trasę tych kabli uzyskano przez dewiatory skonstruowane jako stalowe ramownice. Kable wzmacniające część podporową jako prowadzone wewnątrz kanałów między belkami, a więc osłonięte od wpływów atmosferycznych, zabezpieczono przed korozją tylko przez pokrycie bitumiczną masą izolacyjną, bez stosowania rury osłonowej. Układ kabli zewnętrznego sprężenia został przedstawiony schematycznie na rysunku 1, gdzie wprowadzono oznaczenia dla poszczególnych typów kabli:

- typ (a): kable proste górą nad podporami,
- typ (b): kable prowadzone na dewiatorach z boku belek nad podporami,
- typ (c): kable w przęśle środkowym.

3.3 Wyposażenia mostu

Most jest wyposażony w jezdnię wraz z torowiskiem i obustronne chodniki. Torowisko ma szerokość około 7,5 m, jezdnie szerokości po około 6,75 m, a chodniku 5,25 m. Na szerokość chodnika składa się część użytkowa o szerokości 4,3 m, bezpiecznik 0,5 m, bariera ochronna 0,24 m i balustrada na gzymsie 0,25 m. Nawierzchnia jezdni bitumiczna, nawierzchnia torowiska z płyt betonowych wykonanych asfaltem lanym. Nawierzchnia chodników z asfaltu lanego.

Urządzenie dylatacyjne na podporze D wykonane jest jako bitumiczne, zarówno na szerokości jezdni, jak też chodników i torowiska tramwajowego. Dylatacja na podporze A jest wykonana jako modułowa i biegnie przez całą szerokość pomostu. W części pomostu zajętej przez torowisko dylatacja przebiega pod płytami nawierzchni torowej, a na chodniku jest przykryta blachą osłonową.

Łożyska obiektu wykonano jako stalowe, rozmieszczając je po jednym pod każdą belką. Punkt stały przyjęto na filarze C gdzie zlokalizowano łożyska nieprzesuwne. Na pozostałych podporach umieszczono łożyska przesuwne, jednowałkowe.

Wejście do skrzynkowej przestrzeni między belkami umożliwiają włazy, które zlokalizowano przy każdym z przyczółków. W niniejszym opracowaniu przestrzenie te nazywa się włazami i numeruje tak, jak przedstawiono na rysunku 1. Włazy zabezpieczone są stalowymi pokrywami.

Wzdłuż filarów zamontowane są pomosty robocze przeznaczone do wykonywania przeglądów i konserwacji łożysk. Konstrukcję nośną pomostów stanowią belki stalowe zamocowane do filara, a podest i balustrady wykonano jako drewniane.

3.4 Urządzenia obce

W kanałach pomiędzy belkami zlokalizowano szereg urządzeń obcych w postaci infrastruktury technicznej takiej jak ciepłociąg, gazociąg, wodociąg i kable energetyczne i teletechniczne. Rozmieszczenie tej infrastruktury przedstawiono na rys. 1. Tylko kanały nr 6 i 7 pozostają puste, bez urządzeń obcych.

4 STAN TECHNICZNY MOSTU

4.1 Wprowadzenie

Oceny stanu technicznego dokonano na podstawie szeregu wizji lokalnych, przeprowadzonych od grudnia 2023 do stycznia 2024 roku. Przy ocenie stanu technicznego poszczególnych elementów konstrukcyjnych i wyposażenia obiektu przyjęto numerację podpór, przęseł, kanałów i belek jak na rys. 1.

Końcową oceną stanu technicznego poszczególnych grup elementów jest najniższa z ocen otrzymanych dla każdego z elementów przynależnych do ocenianej grupy na podstawie analizowanych cech, funkcji i uszkodzeń.

Ocena końcowa obejmuje **średnią ocenę obiektu** rozumianą jako średnią arytmetyczną ocen stanu technicznego poszczególnych elementów obiektu oraz **ocenę całego obiektu** będącą najmniejszą z:

- średniej arytmetycznej oceny wszystkich elementów ocenianych w czasie przeglądu,
- oceny konstrukcji pomostu,
- oceny konstrukcji dźwigarów głównych,

- średniej arytmetycznej oceny przyczółków i filarów, tzn. połowa sumy najniższej oceny przyczółków i najniższej oceny filarów.

4.1.1 Stan nasypów i skrzydeł

Nasypy i skrzydła są w dobrym stanie technicznym (fot. 2.1, 2.2). Skrzydła były w ostatnim okresie naprawiane i zabezpieczone powierzchniowo powłoką. Nie występują ubytki gruntu na nasypach, a ich powierzchnia jest równa. Stan skarp i skrzydeł uznaje się za **zadowalający (4)**.

4.1.2 Stan dojazdów

W nawierzchni bitumicznej jezdni na dojazdach występują liczne spękania powierzchniowe i ubytki, szczególnie na obu jezdniach od strony ulicy Dietla (fot. 2.3, 2.4) Stan dojazdów w obrębie skrzydeł uznaje się go za **niepokojący (3)**.

4.1.3 Stan nawierzchni jezdni

Nawierzchnia jezdni i torowiska jest w wielu miejscach spękana i nierówna z lokalnymi ubytkami (fot. 1.2, 2.5, 2.6). Szczególnie zły stan nawierzchni jezdni i torowiska występuje w rejonie obu dylatacji (2.3, 2.4, 2.22). Stan techniczny nawierzchni mostu ocenia się jako **niedostateczny (2)**.

4.1.4 Stan chodników (nawierzchnia, kapy, gzymsy, krawężniki)

Nawierzchnia chodników i krawężniki są w dobrym stanie technicznym. Belki podporęczowe (gzymsy) wykazują lokalne spękania i ubytki betonu (fot. 2.7). Na ich powierzchniach bocznych widoczne są ślady korozji zbrojenia (fot. 2.8) Stan chodników z uwagi na gzymsy uznaje się za **niepokojący (3)**.

4.1.5 Stan balustrad, barier i osłon

Balustrady i bariery znajdują się w dobrym stanie technicznym, ich stan uznaje się za **zadowalający (4)**.

4.1.6 Stan urządzeń odwadniających

Odwodnienie na obiekcie jest realizowane przez wpusty mostowe i sączki odprowadzające wodę z izolacji. Kratki wpustów nie są zanieczyszczone i wpusty są drożne, przez co sprawnie odprowadzają wodę z powierzchni jezdni, mankamentem instalacji odwodnieniowej są jednak liczne nieszczelności osadzenia rur spustowych w płycie pomostu (fot. 2.9). Takie nieszczelności występują również w miejscach osadzenia sączków i na łączeniu ich rur spustowych (fot. 2.9, 2.10) Dodatkowo rury wielu sączków są nieszczelne lub za krótkie (fot. 2.10), co powoduje przedostawanie się wody do wnętrza kanałów między belkami, a w najbardziej niekorzystnych przypadkach również zamakanie i korozję armatury sprzężenia zewnętrznego. Stan urządzeń odwadniających ocenia się jako **niedostateczny (2)**.

4.1.7 Stan izolacji

Płyta pomostu na spodzie wykazuje liczne ślady przecieków. Szczególnie licznie występują one w rejonie osadzenia wpustów i sączków (fot. 2.9), ale również na pozostałych powierzchniach płyty są widoczne. Występują zawilgocenia z korozją zbrojenia płyty (fot. 2.11) oraz białe nacieki węglanu wapnia (fot. 2.11, 2.12). W wielu kanałach obecne są przecieki na łączeniu belek prefabrykowanych z płytą oraz w rejonie poprzecznic (fot. 2.12). Stan izolacji ocenia się jako **awaryjny (0)**.

4.1.8 Stan płyty pomostu

Główną przyczyną uszkodzeń występujących w płycie pomostu są przecieki wody przez uszkodzoną izolację i nieszczelności przy wpustach. Uszkodzenia to spękania i zarysowania, ubytki betonu, korozja zbrojenia. Lokalnie ubytki betonu są bardzo głębokie, a korozja zbrojenia intensywna.

Największy zakres uszkodzeń płyty występuje w kanałach skrajnych I i IX, czyli w kanałach, gdzie płyta pomostu znajduje się najniżej w związku ze spadkiem poprzecznym pomostu. Dodatkowo spadki porzeczne uzyskano przez zastosowanie betonu wyrównawczego o grubości od 0 – 12 cm, więc przy krawężnikach bardzo cienka jego warstwa mogła ulec destrukcji prowadząc do licznych uszkodzeń izolacji. Im bliżej środka mostu tym sytuacja jest lepsza, a uszkodzenia występują lokalnie. Największe uszkodzenia występują w płycie na odcinkach gdzie jest ona połączona z belkami prefabrykowanymi, czyli w częściach przęsłowych i przy przyczółkach (fot. 2.13, 2.14). W strefach nad filarami płyta ma większą grubość niż w przęśle i tutaj nie obserwuje się tak dużych uszkodzeń. Występują tutaj małe ubytki betonu i podłużne zarysowania (fot. 2.14 strona lewa).

W kanale VI, znajdującym się pod torowiskiem tramwajowym stwierdzono dwa lokalne ubytki betonu płyty, z małymi lub bez widocznych śladów przecieku wody, co może świadczyć o tym, że do uszkodzenia doszło tutaj na skutek oddziaływań dynamicznych przejeżdżającego taboru (fot. 2.15) W kanale IV, gdzie płyta również znajduje się bezpośrednio pod torowiskiem, stwierdzono jedno podobne uszkodzenie, ale o mniejszym zakresie.

Oględziny płyty wskazują, że prawdopodobnie podczas wykonywania sprężenia zewnętrznego mostu w płycie wykonano wycięcia technologiczne, które później dozbrojono i zabetonowano. W rejonie tych miejsc obserwuje się również intensywny rozwój uszkodzeń (fot. 2.16).

Biorąc pod uwagę liczne i znaczne uszkodzenia płyty pomostu jej stan uznaje się za **nie-dostateczny (2)**.

4.1.9 Stan dźwigarów głównych

Głównym problemem, który wystąpił do początku użytkowania mostu było zarysowanie ukośne środników dźwigarów w części monolitycznej, nad filarami. Zarysowania były spowodowane osiadaniem filarów i na tą okoliczność wzmocniono most sprężeniem zewnętrznym. Oględziny przeprowadzone w ramach niniejszego opracowania [1] wykazały, że zarysowania te nie zwiększyły się od czasu przeprowadzenia wzmocnienia. Nie zwiększyła się ilość zarysowań i ich szerokość, zaobserwowano nawet zamknięcie się kilku rysu. Szerokości obecnie obserwowanych rys nie przekraczają dopuszczalnej wartości 0,30 mm (fot. 2.17). Środniki belek w części sprężonej nie wykazują żadnych uszkodzeń.

Stan ogólny dolnych półek dźwigarów głównych jest dobry (fot. 2.18). Lokalnie występują tutaj niewielkie spękania podłużne otuliny z niewielkimi rdzawymi naciekami, co świadczy o korozji zbrojenia i/lub stali sprężającej. Największe uszkodzenia występują w belkach nr 2 i 3 w przęśle skrajnym A-B (fot. 2.18). Ekspertyza [3] wskazywała gorszy stan tych belek z większym ubytkiem betonu (str. 32 w [3]) obecnie widać, że belki zostały naprawione, aczkolwiek nieskutecznie, gdyż efekty oddziaływania korozji stali znów są widoczne.

Stan dźwigarów głównych, z uwagi na rozwijającą się korozję w półkach dolnych uznaje się za **niepokojący (3)**.

4.1.10 Stan łożysk

Łożyska, zarówno na przyczółkach jak i na filarach są w stanie dobrym. Niewielkie ogniska korozji powierzchniowej występują na kilku łożyskach wałkowych na przyczółkach. Na większości łożysk wałkowych smar grafitowy dobrze zabezpiecza je przed korozją. (fot. 2.20). Stan powłok antykorozyjnych na łożyskach filarów dobry (fot. 2.21). Stan łożysk uznaje się za **zadowalający (4)**.

4.1.11 Stan urządzeń dylatacyjnych

Urządzenia dylatacyjne znajdują się w złym stanie technicznym. Dylatacja modułowa na podporze A jest zanieczyszczona, a nawierzchnia wokół niego mocno spękana (fot. 2.21). Dylatacja bitumiczna na podporze D jest nieszczelna, o czym świadczy zamakanie ścianki zapleczej i przyczółka (fot. 2.22). Stan urządzeń dylatacyjnych uznaje się za **niedostateczny (2)**.

4.1.12 Stan przyczółków

Przyczółki są w ogólnie dobrym stanie technicznym. Na powierzchniach czołowych i bocznych nie zauważono pęknięć, ubytków betonu i objawów korozji zbrojenia. Niepokój może budzić silne zamakanie ścianki zapleczej i ściany czołowej przyczółka D na skutek nieszczelności dylatacji, co może przyczynić się do korozji zbrojenia (fot. 2.23). Obserwowane po oddaniu mostu do użytkowania osiadania ustabilizowały się i w chwili obecnej praktycznie nie występują. Stan przyczółków uznaje się za **niepokojący (3)**.

4.1.13 Stan filarów

Powierzchnia obu filarów jest w dobrym stanie technicznym. Jedyne uszkodzenia, które stwierdzono to zanieczyszczenia odchodami ptaków (fot. 1.3, 2.24). Nie jest znany stan powierzchni filarów pod wodą. Duży niepokój budzi natomiast osiadanie filarów, które od wybudowania obiektu wciąż postępuje. Filary osiadają poza tym nierównomiernie, większe wartości osiadań występują na filarze B (do strony Ronda Grunwaldzkiego). Analiza osiadań filarów przedstawiona jest w następnym punkcie opracowania. Stan filarów, z uwagi na proces osiadania, uznaje się za **niepokojący (3)**.

4.1.14 Stan koryta rzeki i przestrzeni podmostowej

Stan koryta rzeki i przestrzeni podmostowej uznaje się za **odpowiedni (5)**.

4.1.15 Stan infrastruktury sprzężenia zewnętrznego

Największe uszkodzenia armatury sprzężającej występują w kanałach I i IX, gdzie jej stan uznaje się za awaryjny, potwierdzając ustalenia przeglądu [2]. W kanale I całkowicie zerwane zostały wszystkie kable typu (b) nad obiema podporami oraz jeden z trzech kabli typu (a) również nad każdą z podpór (fot. 2.25 – 2.28). W kanale IX stan uszkodzeń jest podobny, to znaczy zerwane zostały wszystkie kable typu (b) w obu podporach, natomiast w jednym z kabli typu (a) zerwana została tylko część lin (fot. 2.29 – 2.32). Inwentaryzację uszkodzeń kabli sprzężenia zewnętrznego przedstawiono na rysunku 2.

Przyczyną uszkodzeń kabli jest korozja stali sprzężającej spowodowana oddziaływaniem wody zawierającej jony Cl^- , która bezpośrednio zalewa armaturę sprzężającą na skutek nieszczelności płyty pomostu i uszkodzenia jej izolacji.

W innych kanałach poza I i IX uszkodzenia infrastruktury sprężającej nie występują w ogóle bądź są to uszkodzenia pojedynczych lin w splotach (fot. 2.33).

Stan infrastruktury sprężenia zewnętrznego, z uwagi na uszkodzenia w kanałach I i IX uznaje się za **awaryjny (0)**. Należy tutaj zaznaczyć, że w dalszej części opracowania wykazano, że uszkodzenia te nie wpływają na zagrożenie bezpieczeństwa użytkowania mostu.

4.1.16 Stan urządzeń obcych

W najgorszym stanie technicznym znajdują się urządzenia obce zlokalizowane w kanałach skrajnych I i IX, gdzie występują najbardziej intensywne przecieki wody przez płytę. W obu kanałach znajduje się tutaj instalacja kablowa ułożona na konstrukcji stalowej w postaci podestu opartego na słupkach. W kilku miejscach konstrukcja ta uległa całkowitemu zniszczeniu i kable leżą na płycie dennej kanału (fot. 2.25). W innych miejscach konstrukcja jest mocno skorodowana, a na podeście zalegają produkty korozji stali, betonu i woda z przeciekającej płyty (fot. 2.34). W dobrym stanie znajdują się rury sieci ciepłowniczej, gazowej i wodociągowej. Rury tych instalacji są prowadzone w osłonach termoizolacyjnych i lokalnym uszkodzeniu uległy tylko te osłony (fot. 2.36). Rury sieci ciepłowniczej są umieszczone na stalowych podporach zaopatrzone w łożyska przegubowe. Stelaż ten w kilku miejscach posiada ogniska korozji powierzchniowej (fot. 2.35).

Stan urządzeń obcych, głównie z uwagi na stelaż instalacji kablowej uznaje się za **niedostateczny (2)**. Stan instalacji wodociągowej, gazowej i ciepłowniczej jest ogólnie dobry.

4.1.17 Aktualna nośność obiektu

Aktualna nośność obiektu została określona w ramach ekspertyzy [3] i wynosi 32 t.

4.1.18 Dopuszczalna prędkość ruchu pojazdów

Prędkość na obiekcie nie jest ograniczona. Obowiązuje ograniczenie do 50 km/h, tak jak na dojazdach do obiektu (obszar miejski).

4.1.19 Szerokość skrajni na obiekcie

Szerokość skrajni na obiekcie nie jest ograniczona.

4.1.20 Wysokość skrajni na obiekcie

Wysokość skrajni na obiekcie nie jest ograniczona.

4.1.21 Skrajnia / światło pod obiektem

Skrajnia pionowa dla ruchu samochodowego i kolejowego pod wiaduktem nie jest ograniczona.

4.2 Podsumowanie

Średnia ocena obiektu wynosi 2,5

Ocena całego obiektu wynosi 2,0 będącą najmniejszą z:

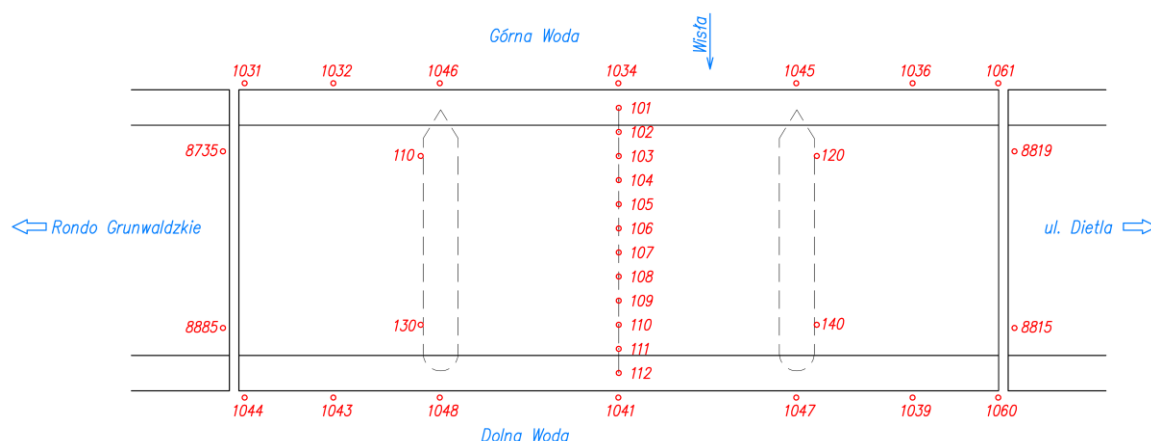
- średniej arytmetycznej oceny wszystkich elementów ocenianych w czasie przeglądu,
- z oceny konstrukcji pomostu – 2,0
- z oceny konstrukcji dźwigarów głównych – 3,0
- z oceny podpór – 3,5

Obiekt w aspekcie oceny technicznej jest w stanie niedostatecznym (2) natomiast przydatność użytkową ocenia się jako ograniczoną (2) z uwagi na aktualną nośność obiektu, wynoszącą 32 t.

5 ANALIZA PRZEMIESZCZEŃ KONSTRUKCJI MOSTU

5.1 Wprowadzenie

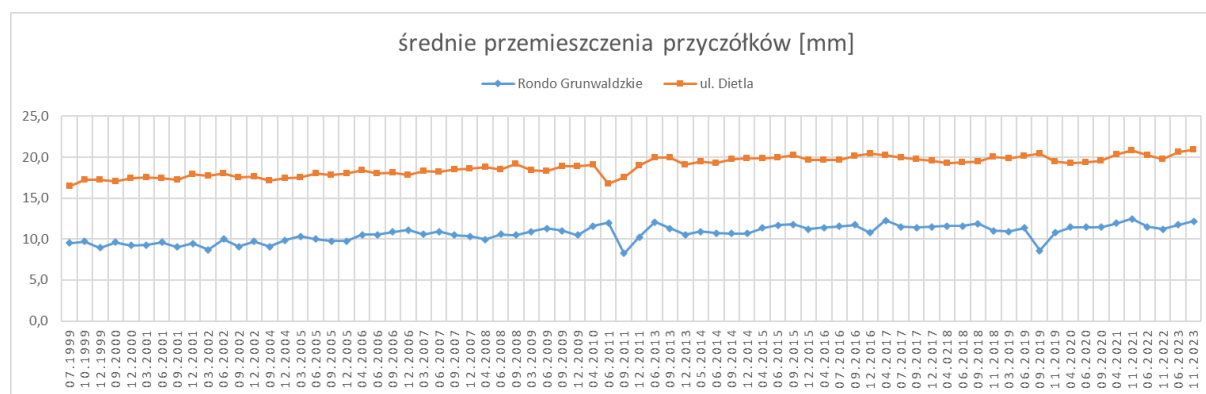
Analizę osiadań podpór i ugięć przęseł mostu wykonano w oparciu o operat pomiarowy [7] z prowadzonego w sposób ciągły monitoringu przemieszczeń wybranych punktów mostu. Oznaczenia punktów pomiarowych, a także stron mostu, które przyjęto w dalszej części opracowania przedstawiono na rysunku 5.1. Oznaczenia te są zgodne z przyjętymi w operacie [7].



Rys. 5.1 Rozmieszczenie punktów pomiarowych na moście

5.2 Osiadanie przyczółków

Analizę osiadania przyczółków wykonano na podstawie pomiarów przemieszczeń w punktach nr 8735 i 8885 dla przyczółka A (Rondo Grunwaldzkie), oraz w punktach nr 8819 i 8815 dla przyczółka D (ulica Dietla). Średnie przemieszczenia obliczone na podstawie tych pomiarów dla każdego przyczółka w okresie od lipca 1999 roku do listopada 2023 roku przedstawia rys. 5.2.



Rys. 5.2 Przemieszczenia przyczółków

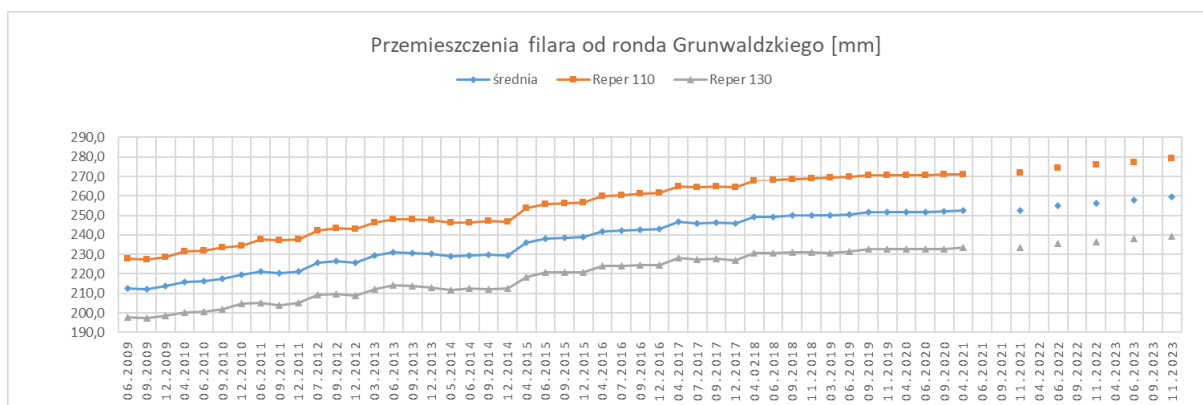
Wykresy pokazują niewielki przyrost przemieszczeń dla obu przyczółków. Przyczółek A osiadł średnio w analizowanym okresie 2,7 mm, a przyczółek D - 4,4 mm. Pewne wahania zanotowano dla obu przyczółków w czerwcu i wrześniu 2011 roku oraz we wrześniu 2019 roku

dla przyczółka A, kiedy to przyczółki przemieściły się ku górze jednak później osiadania wracały do wartości obserwowanych wcześniej. W ciągu ostatnich pięciu lat średnie pomiary wykazują osiadanie obu przyczółków na poziomie 1 mm co w praktyce oznacza brak ruchu przyczółków w tym okresie.

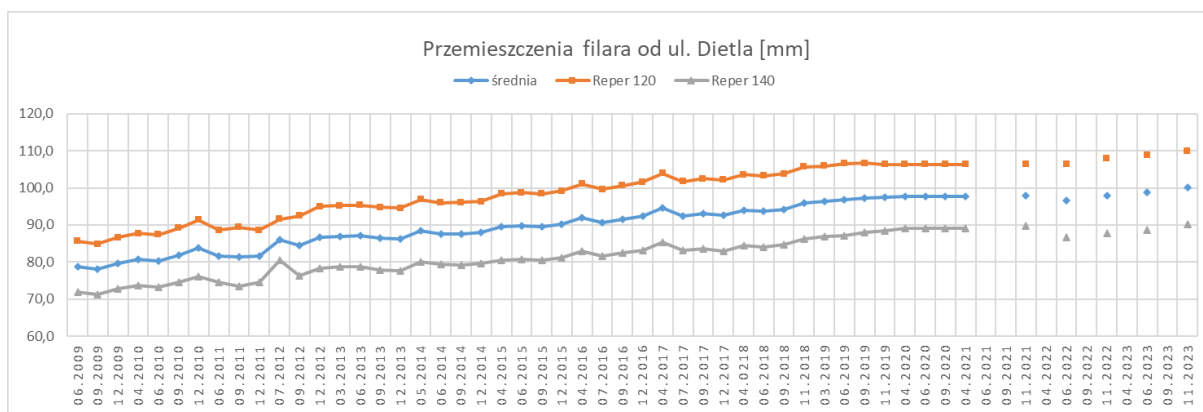
5.3 Osiadanie filarów

Analizę osiadania filarów wykonano na podstawie pomiarów przemieszczeń w punktach nr 110 i 130 dla filara B (Rondo Grunwaldzkie), oraz w punktach nr 120 i 140 dla filara C (ul. Dietla). Wykresy przemieszczeń uzyskane na podstawie pomiarów w okresie od czerwca 2009 roku do września 2016 roku przedstawiają rys. 5.3 i 5.4. Na rys. 5.5 przedstawiono średnie przyrosty osiadań w analizowanym okresie.

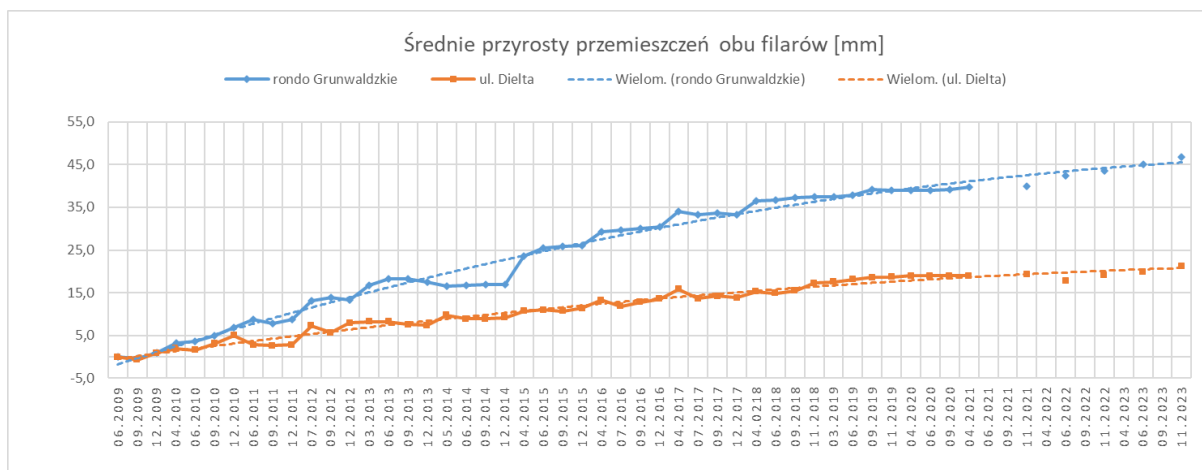
Osiadania filarów stwierdzono już w 1972 roku, przed oddaniem mostu do eksploatacji, a ciągły przyrost ich osiadań spowodował konieczność rektyfikacji położenia wysokościowego przęseł, którą wykonano w 1977 roku. Polegała ona na podniesieniu konstrukcji przęseł nad filarami. Usytuowanie wysokościowe na przyczółkach pozostało bez zmiany. Prowadzone w dalszym ciągu pomiary geodezyjne wykazały dalszy przyrost osiadań filarów. W okresie od 1977 roku do października 1991 roku filar B osiadł średnio o 71,1 mm, a filar C - 35,6 mm. Wówczas zdecydowano się na ponowną rektyfikację położenia wysokościowego przęseł oraz dodatkowe sprzężenie konstrukcji nośnej w obszarach przy filarach oraz w przęśle środkowym [8].



Rys. 5.3 Przemieszczenia filara B (od ronda Grunwaldzkiego)



Rys. 5.4 Przemieszczenia filara C (od ul. Dietla)



Rys. 5.5 Średnie przyrosty osiadań filarów

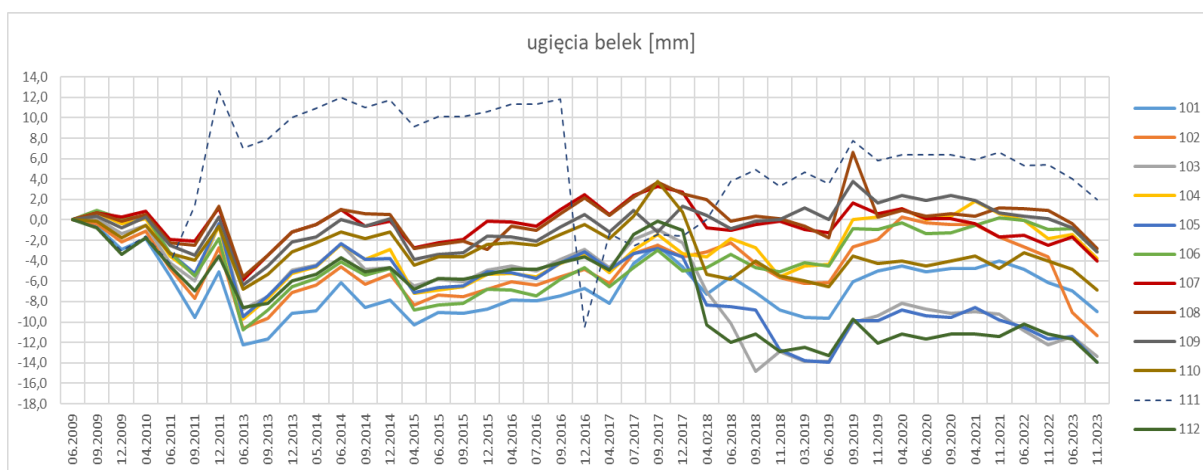
Analiza wykresów pokazuje, że proces osiadań filarów nie ustabilizował się od ostatnio dokonywanej analizy [8], chociaż można zauważyć zmniejszenie tempa ich przyrostu. Wciąż większe są osiadania filara B.

Średnie osiadanie filara B w okresie od rozpoczęcia pomiarów w czerwcu 2009 roku do chwili obecnej wyniosło 46,7 mm, a filara C - 21,3 mm. Zmniejszenie tempa średniego przyrostu osiadań filarów jest dobrze widoczne na rys. 5, gdzie wykreślono linię trendu na podstawie danych z pomiarów. Przyrost osiadań obserwowany w latach 1977-1991 wynosił 5,1 mm/rok dla filara B 2,5 mm/rok dla C. W okresie ostatnich pięciu lat przyrosty te wynoszą odpowiednio 1,9 mm/rok i 0,8 mm/rok.

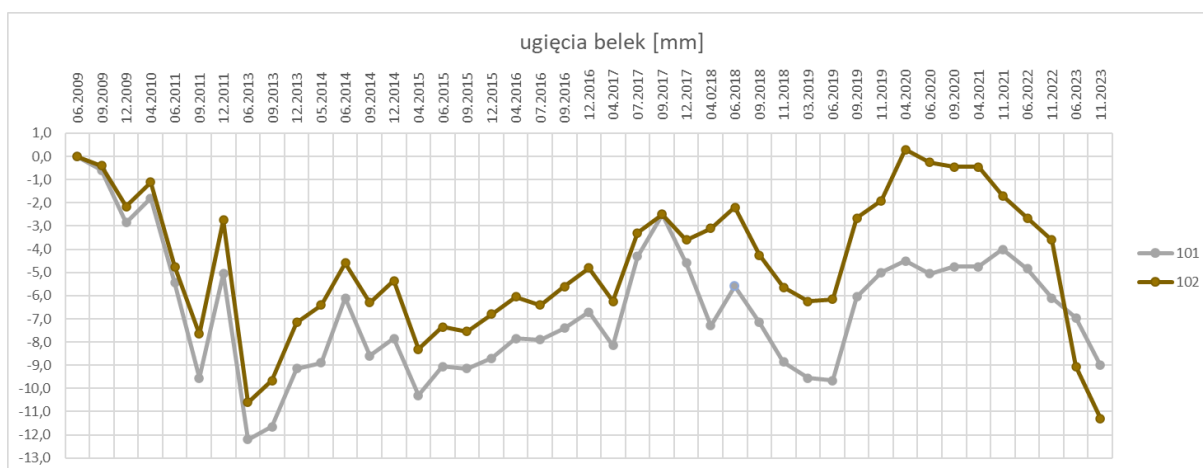
Obserwowany wcześniej przechył każdego z filarów w ich płaszczyznach w kierunku górnej wody [8] ustabilizował się i obecnie filary osiadają praktycznie równomiernie.

5.4 Ugięcia belek

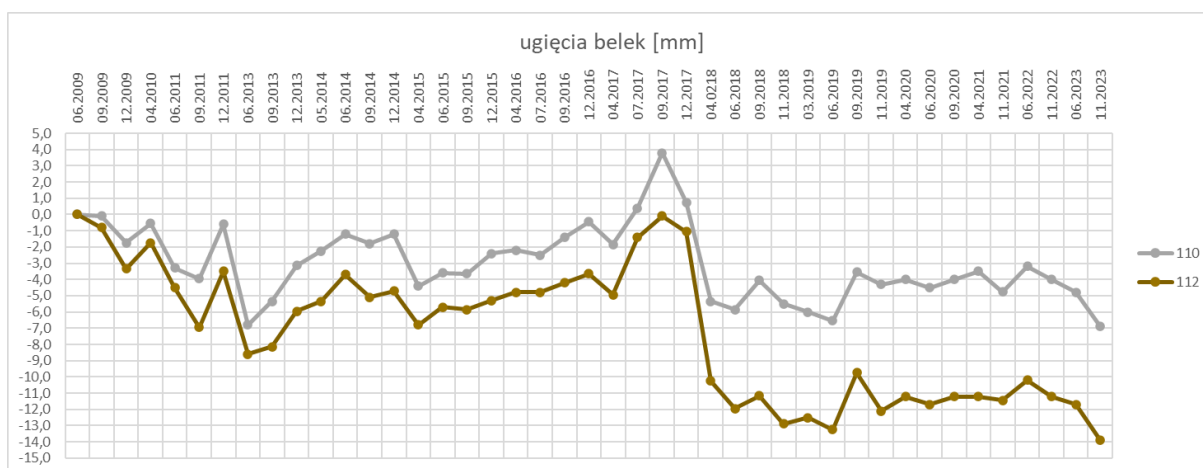
Przemieszczenia pionowe belek w środkowym przęśle pomierzono w punktach pomiarowych 101 do 112. Przemieszczenia te są skutkiem osiadania filarów oraz deformacji (ugięć) samych belek. Aby wyznaczyć wykresy ugięć belek, od przemieszczeń pomierzonych w punktach 101 do 112, odjęto średnią arytmetyczną z przemieszczeń filarów, przy czym dla belek rozmieszczonych po stronie górnej wody (101 do 106) średnią wyliczono dla reperów 110 i 120. Natomiast dla belek od strony dolnej wody (107 do 112) odpowiednio dla reperów 130 i 140. Tak wyznaczone wykresy zmiany ugięć belek w okresie od czerwca 2009 roku do listopada 2023 roku przedstawiono na rys. 5.6. Znacznie odbiegający od pozostałych przebieg wykresu dla belki 111 świadczy o prawdopodobnym naruszeniu łatki punktu pomiarowego przed odczytem we wrześniu 2011 roku. Celem lepszego zobrazowania zachowania się belek na rysunkach 7 i 8 przedstawiono ugięcia dwóch belek skrajnych, odpowiednio od górnej i dolnej wody. W przypadku dolnej wody do porównania wybrano belkę 110 zamiast 111 na skutek zaburzonych dla niej wyników pomiarów.



Rys. 5.6 Ugięcia wszystkich belek



Rys. 5.7 Ugięcia dwóch skrajnych belek od strony górnej wody



Rys. 5.8 Ugięcia dwóch skrajnych belek od strony dolnej wody

Na podstawie przebiegu wykresów przedstawionych na rys. 5.6 do 5.8 można zauważyć, że belki w analizowanym okresie wykazują deformację, polegającą na cyklicznym wyginaniu się ku górze (w stronę wartości ujemnych) i ku dołowi (w stronę wartości dodatnich), przy czym ostatecznie rośnie wielkość wygięcia ku górze. Taki efekt pracy belki jest prawidłowy i może wynikać ze wzajemnie nakładających się wpływów rocznej zmiany temperatury, osiadania filarów oraz efektów reologicznych pracy belki sprężonej. Oddziaływanie od sprężenia w przęśle środkowym, wzmocnione poprzez dodatkowe sprężenie w roku 1991, wywołuje deformację belek w postaci wygięcia ku górze. Wygięcie to może ulegać zwiększeniu w czasie, na skutek pęcznienia betonu, co może tłumaczyć obserwowaną deformację belek.

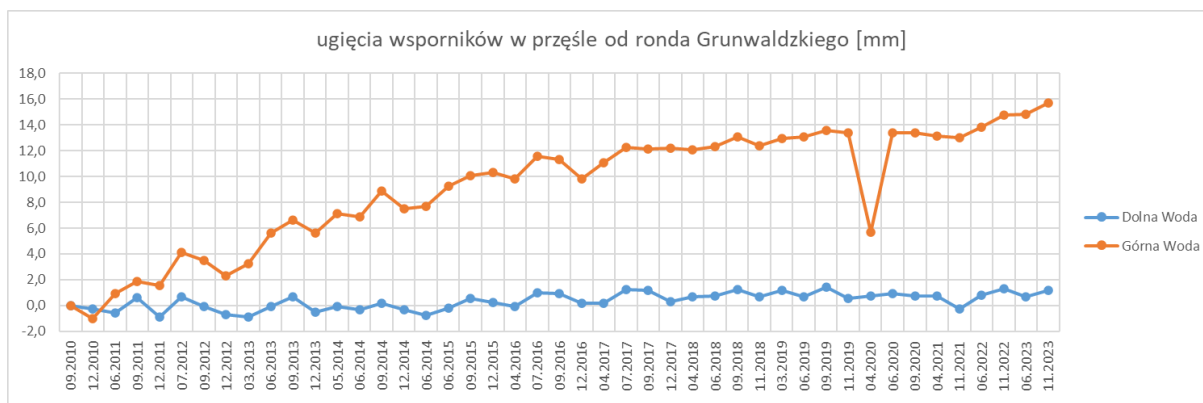
5.5 Ugięcia wsporników chodnikowych

Podobnie jak w przypadku belek, przemieszczenia wsporników chodnikowych wynikają z przemieszczeń filarów oraz z deformacji (ugięć) samych wsporników. Aby wyznaczyć wykresy przebiegu zmienności ugięć na kierunku podłużnym od przemieszczeń wykazanych dla punktów pomiarowych lokalizowanych na częściach przęsłowych wsporników, odejmowano średnią arytmetyczną z przemieszczeń zlokalizowanych na częściach podporowych (nad przyczółkami i filarami mostu). Dla wspornika od strony górnej wody punkty pomiarowe oznaczono numerami: 1031, 1032, 1046, 1034, 1045, 1036 i 3061, a dla wspornika od strony dolnej wody numerami: 1041, 1043, 1048, 1041, 1047, 1039 i 1060. Wykresy zmiany ugięć wsporników w okresie od września 2009 roku do listopada 2023 roku w przęsłach skrajnych i środkowym przedstawiono kolejno na rys. 9, 10 i 11. Widoczne na rysunkach wartości ugięć znacznie odbiegające od sąsiednich, pomierzone w grudniu 2011 i kwietniu 2020 roku, są prawdopodobnie wynikiem błędów pomiarowych w czasie odczytu.

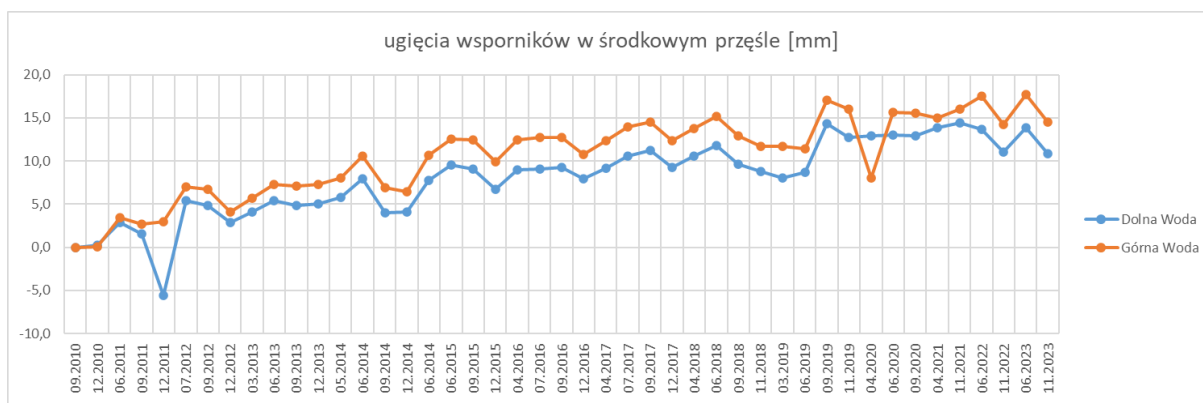
Na rysunku 5.9 przedstawiono wykresy ugięć wsporników w przęśle skrajnym A-B. Widać, że wspornik od dolnej wody nie wykazuje ugięć. W analizowanym okresie obliczone wartości oscylują wokół zera. Na wsporniku od strony górnej wody ugięcia wciąż rosną, chociaż przez długi okres od lipca 2017 do listopada 2021 roku szybkość narastania ugięć była mała i wynosiła około 0,2 mm/rok. Niestety potem znów ugięcia zaczęły narastać szybciej w tempie 1,3 mm/rok. Obecnie obserwuje się przyrost ugięć na poziomie około 16 mm od czasu prowadzenia pomiarów.

Ugięcia wsporników w przęśle środkowym przedstawiono na rysunku 5.10. Można zauważyć, że ugięcia obu wsporników (górna i dolna woda) mają zbliżony przebieg zmienności i w analizowanym okresie ich wartości doszły do około 14 mm dla wspornika od górnej wody i 11 mm dla wspornika od strony dolnej wody.

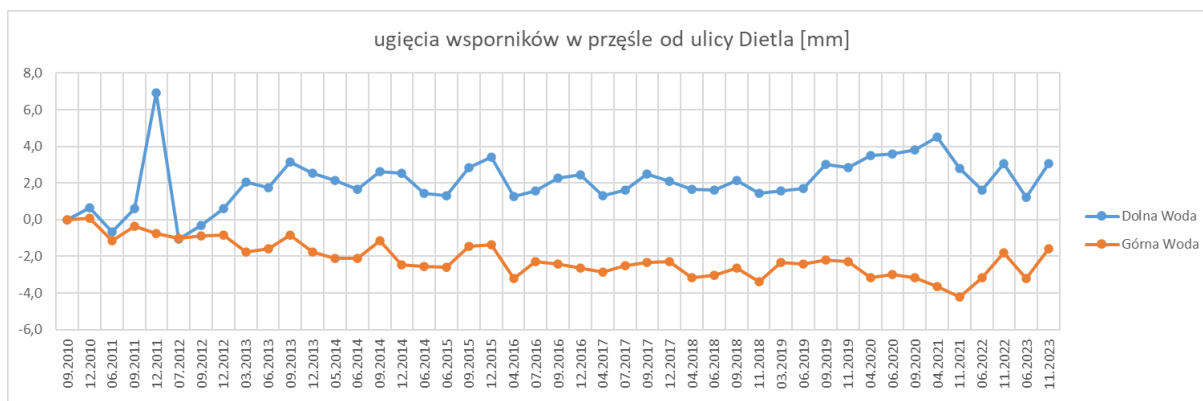
Rysunek 5.11 przedstawia ugięcia wsporników w przęśle skrajnym C-D. Wsporniki w tym przęśle wykazują niewielkie zmiany ugięć w analizowanym okresie. Ugięcia obu wsporników w tym przęśle w okresie od marca 2013 roku oscylują wokół stałych wartości, około 2 mm dla wspornika od strony dolnej wody i – 2 mm (przemieszczenie ku górze) dla wspornika od strony górnej wody. Oscylacja może wynikać z wpływu rocznej zmiany temperatury i świadczy o ustabilizowaniu się ugięć wsporników.



Rys. 5.9 Ugięcia wsporników od strony górnej i dolnej wody w przęśle skrajnym A-B



Rys. 5.10 Ugięcia wsporników od strony górnej i dolnej wody w przęśle środkowym B-C



Rys. 5.11 Ugięcia wsporników od strony górnej i dolnej wody w przęśle skrajnym C-D

Analiza ugięć wsporników pozwala na postawienie wniosku, że poza wspornikiem od strony górnej wody w przęśle skrajnym A-B, występuje stabilizacja ugięć wsporników. Ugięcie wspornika w przęśle skrajnym A-B wciąż przyrasta, a w okresie ostatnich 2 lat nieco zwiększyła się prędkość przyrostu.

6 ANALIZA STATYCZNA

6.1 Wprowadzenie

Części monolityczne nad filarami zostały wykonane na rusztowaniu stacjonarnym i sprężone w I etapie. W II etapie, przy końcach części monolitycznych, na wspólnej podporze montażowej oparto belki prefabrykowane długości 40 m w przęśle środkowym oraz długości 33m w przęsłach skrajnych i zabetonowano "zamki", doprężając strefy podporowe cięgnami w płycie pomostu. W III etapie zabetonowano płytę pomostu w przęsłach skrajnych. W IV etapie oraz "podłogę" niekonstrukcyjną w przęsłach skrajnych oraz płytę pomostu w przęśle środkowym. W V etapie wykonano wsporniki chodnikowe zmonolityzowane z płytą pomostu. Ostatnim etapem było wykonanie "podłogi" niekonstrukcyjnej w przęśle środkowym, wyposażenie mostu i montaż instalacji wewnątrz przekroju skrzynkowego.

Most został zaprojektowany na klasę I obciążeń zgodnie z PN-66/B-02015 oraz obciążenie wyjątkowe ciągnikiem kołowym K-80

Wykonane w 1991 roku doprężenie konstrukcji wymagało zamontowania armatury sprężającej oraz niezbędnych konstrukcji wsporczych i oporowych. Doprężenie konstrukcji obejmowało strefy nadpodporowe filarów oraz przęsło środkowe.

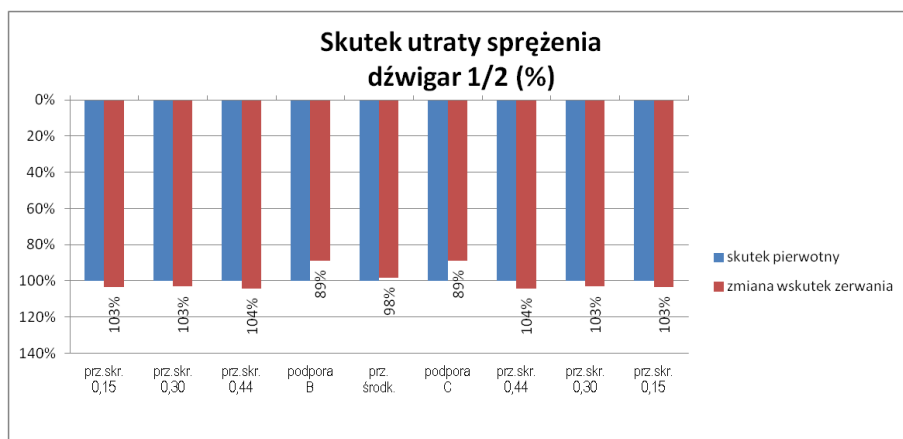
Analizę przeprowadzono programem MES na modelu rusztowym odwzorowującym geometrię konstrukcji wraz z jej zmianami na długości konstrukcji.

Osiadania podpór uwzględniono jako uśrednione na szerokości. Przyjęto wartości osiadań dla chwili obecnej 121 mm dla filara prawobrzeżnego i 59 mm dla filara lewobrzeżnego. Uwzględniono również projekcję osiadań do roku 2038 o wartościach odpowiednio 149 mm i 71 mm

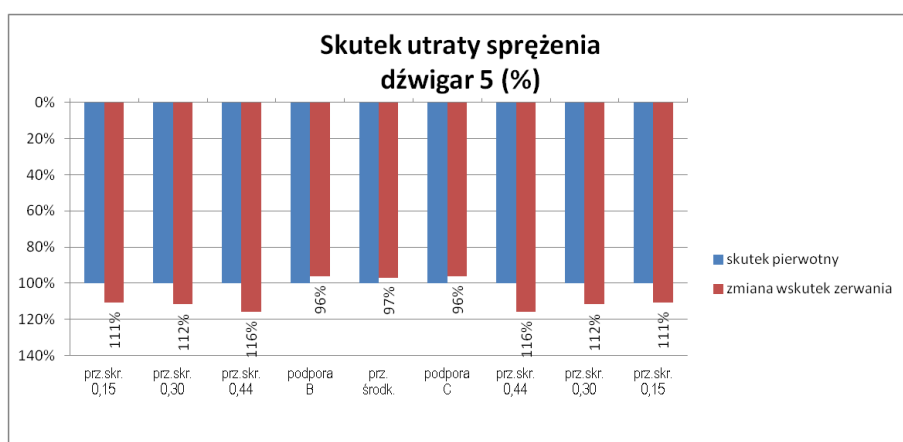
6.2 Wpływ uszkodzeń armatury sprężającej na bezpieczeństwo mostu

Zaobserwowane w trakcie przeglądu uszkodzenia armatury sprężającej spowodowały zmniejszenie efektu doprężenia konstrukcji. W trakcie analiz obliczeniowych rozważano wpływ zastosowanego sprężenia zewnętrznego na pracę konstrukcji. Zamodelowano również schemat oddziaływań uwzględniający wyłączenie z pracy zerwanych kabli sprężających. Wyniki analizy porównawczej przedstawiono na rysunkach 6.1 i 6.2. Na rysunkach zaprezentowano częściowe wyniki porównania momentów zginających wywołanych doprężeniem konstrukcji przed (100%) i po awarii kabli, w oznaczonych przekrojach przęseł skrajnych, przęsła środkowego i podpór pośrednich. Przedstawiono je dla belek skrajnych (uśrednione, ze względu na ich silne wzajemne powiązanie i bliskość) oznaczonych „1/2” oraz dla belki 5, jako reprezentatywnej dla pozostałych belek wewnętrznych. W dalszej części analizy odwołania będą się odnosiły tylko do tych belek.

Można stwierdzić, że skutek zerwania cięgien sprężających uwydatnił się w przęsłach skrajnych a szczególnie w belkach wewnętrznych. W globalnym ujęciu zmniejszenie sprężenia w obecnym stopniu nie wpływa jednak znacząco na zmianę momentów zginających w przekrojach belek.



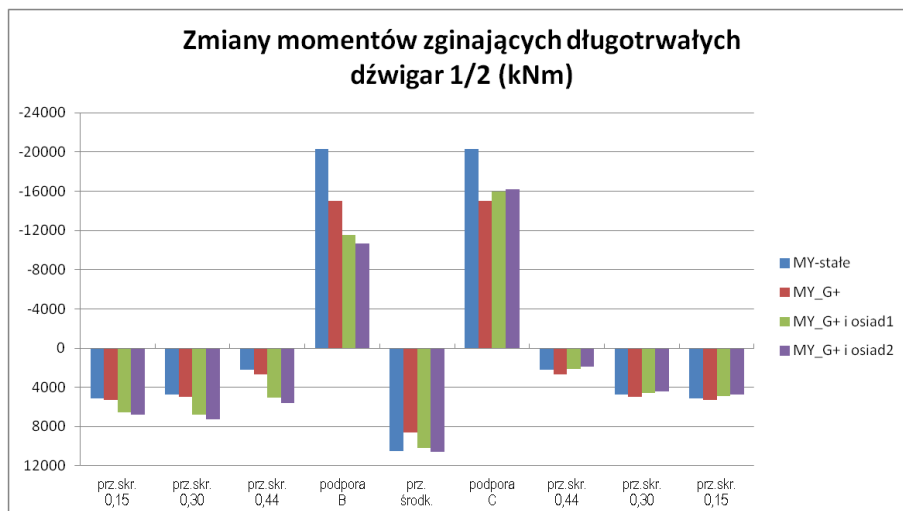
Rys. 6.1 Skutek utraty sprężenia w dźwigarze 1/2



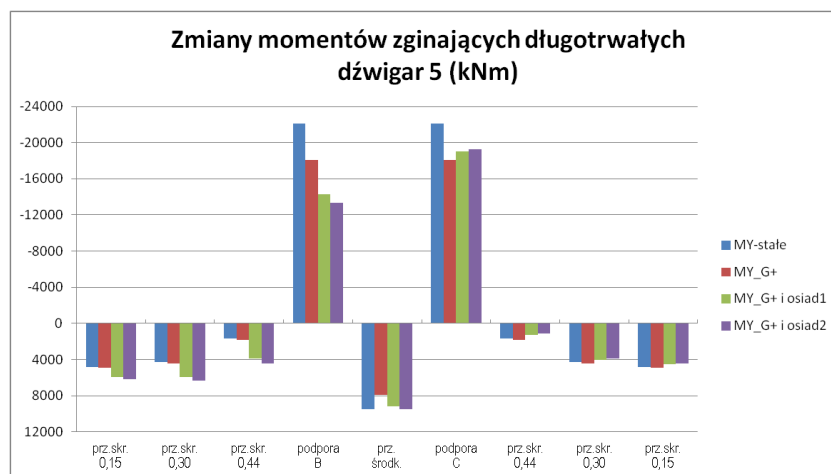
Rys. 6.2 Skutek utraty sprężenia w dźwigarze 5

6.3 Wpływ osiadań filarów na bezpieczeństwo mostu

Na rys. 6.3 i 6.4 przedstawiono wpływ zastosowania doprężenia konstrukcji (z uwzględnieniem niezbędnego zwiększenia obciążenia stałego) oraz osiadań filarów na zmiany momentów zginających w przekrojach przęsłowych i podporowych.

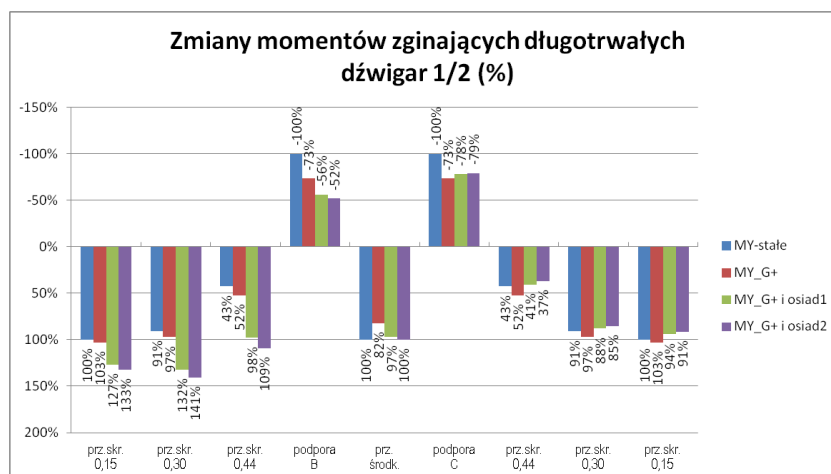


Rys. 6.3 Zmiany momentów zginających w dźwigarze 1/2 [kNm]

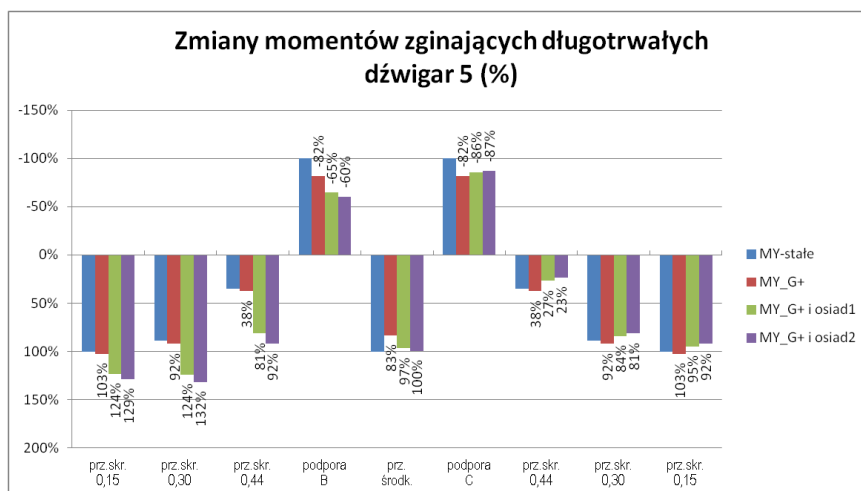


Rys. 6.4 Zmiany momentów zginających w dźwigarze 5 [kNm]

Lepsze zobrazowanie można przedstawić wykresami procentowymi, gdzie za odniesienie (100%) przyjęto momenty zginające w poszczególnych przekrojach od ciężaru własnego z wyposażeniem konstrukcji pierwotnej. W przęsłach skrajnych momentem odniesienia dla każdego przekroju był maksymalny moment w przęśle. Wykresy te dla belek Nr 1/2 i Nr 5 przedstawiono na rys. 6.5 i 6.6.



Rys. 6.5 Zmiany momentów zginających w dźwigarze 1/2 [%]



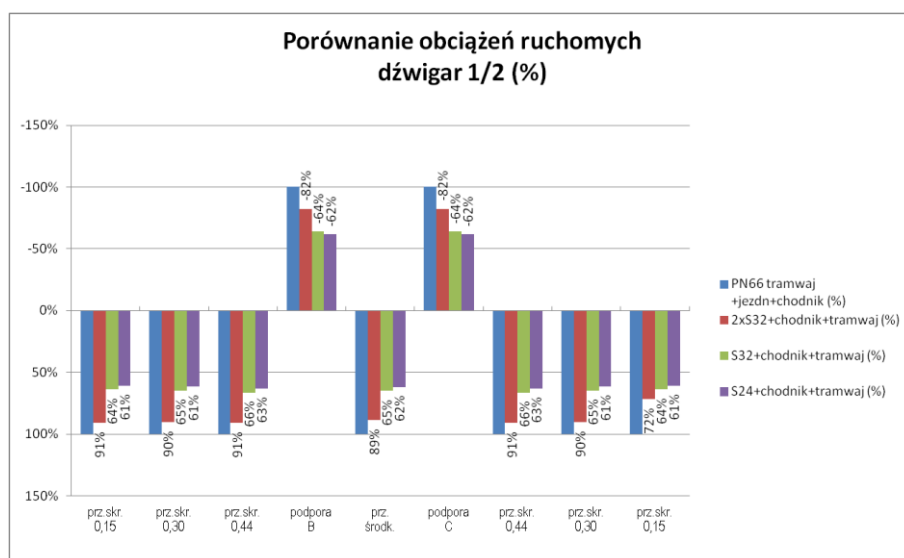
Rys. 6.6 Zmiany momentów zginających w dźwigarze 5 [%]

Analizując zmiany spowodowane wyłącznie ciężarem konstrukcji oraz doprężeniem można stwierdzić znaczące zmniejszenie momentów zginających na filarach (do 82%) oraz w przęśle środkowym (do 83%). W przęsłach skrajnych momenty zginające wzrastają do wartości 103%.

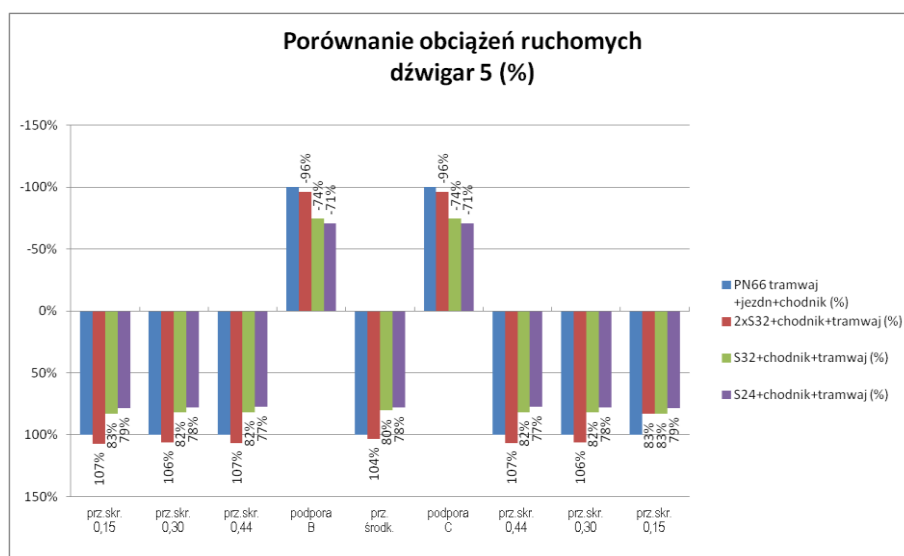
Po uwzględnieniu wpływu osiadań objawia się znaczący wzrost momentów zginających w przęśle skrajnym A-B osiągający 132% w belkach skrajnych i 124% w belkach wewnętrznych. Dla projekcji osiadań przekroczenia te wynoszą odpowiednio 141% i 132%.

W przęśle środkowym dla projekcji osiadań efekt doprężenia będzie utracony. Osiadania spowodowały oczywiste zmniejszenie momentów zginających nad filarem B i niewielkie wzrosty nad filarem C.

W ekspertyzie [3] określono nośność użytkową mostu jako kategorię 2/S32 według instrukcji [9]. W bieżącej analizie, z uwagi na znaczący wpływ osiadań na wyłączenie konstrukcji, dokonano analizy porównawczej wpływu obciążeń kategorii eksploatacyjnej do obciążeń ruchomych zgodnie z normą PN-66/B-02015, przyjmując ją jako punkt odniesienia.



Rys. 6.7 Porównanie obciążeń ruchomych w dźwigarze 1/2 [%]

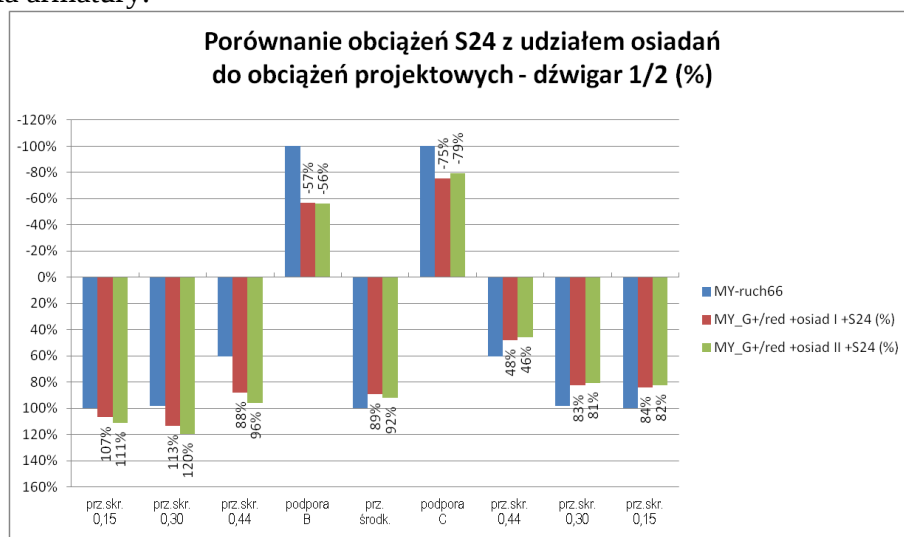
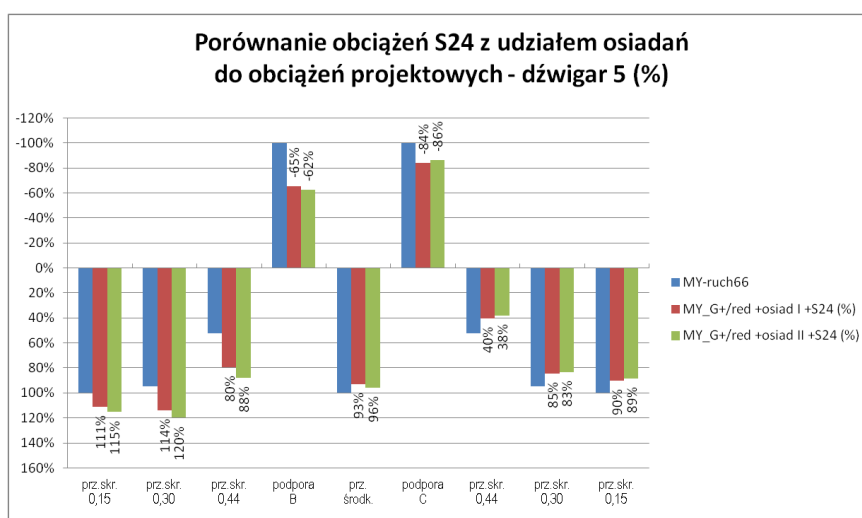


Rys. 6.8 Porównanie obciążeń ruchomych w dźwigarze 5 [%]

Na rysunkach 6.7 i 6.8 przedstawiono porównanie obciążeń ruchomych, gdzie wartości oznaczone przez $2 \times S32$ oznaczają obciążenie 2 pasami obciążenia kat. 2/S32 [9] na każdej z jezdni, oznaczone S32 – jedno pasmo ruchu przy torowisku tramwajowym a oznaczone S24 – jedno pasmo jak wyżej ale kat. 3/S24 [9]. W każdym przypadku przyjmowano obciążenie tramwajem (wg schematu PN-66) oraz obciążenie chodnika tłumem.

Analiza diagramów wykazuje, że obciążenie 2 pasami pojazdów kat. 2/S32 przekracza do 7% obciążenia projektowe tylko w przęsłach skrajnych. W pozostałych przypadkach obciążenie projektowe jest najniekorzystniejsze. Z uwagi duży wpływ osiadań w dalszej analizie rozpatrywano obciążenie pojedynczymi pasmami pojazdów kat. 3/S24.

Rysunki 6.9 i 6.10 zawierają porównanie sumarycznych momentów zginających w przekrojach mostu w odniesieniu do momentów zginających od obciążeń projektowych (stałe + zmienne). W przypadku przęseł skrajnych odniesieniem jest maksymalny moment projektowy w tych przęsłach. W porównaniu uwzględniono efekt osłabienia sprężenia zewnętrznego wskutek zerwania armatury.

**Rys. 6.9** Porównanie obciążeń S24 i osiadań z obciążeniami projektowymi w dźwigarze 1/2 [%]**Rys. 6.10** Porównanie obciążeń S24 i osiadań z obciążeniami projektowymi w dźwigarze 1/2 [%]

Przekroczenie całkowitych momentów zginających w dźwigarach dotyczy tylko przęsła A-B (od Ronda Grunwaldzkiego) i sięga 115%, a dla prognozy na rok 2038 do 120%. W przekrojach pozostałych przęseł i nadpodporowych „wykorzystanie” momentu całkowitego nie przekracza 96%.

Największy sumaryczny moment zginający w przęśle skrajnym A-B (belki wewnętrzne) wynosi 7557 kNm (dla projekcji czasowej do 2038 roku – 7962 kNm) podczas, gdy moment projektowy ma wartość 6645 kNm.

Przekroczenie wartości momentów projektowych nie świadczy o braku nośności przekroju, zatem dla sprawdzenia wyznaczono nośność graniczną przekroju, przyjmując sprężenie belki 4 linami 45,5 w układzie 3 + 1. Założono stal sprężającą odmiany II o wytrzymałości charakterystycznej 1471 MPa. Sprawdzenie warunku nośności granicznej ze względu na stal sprężającą wykazało nośność przekroju $M_{ns} = 12291$ kNm. W odniesieniu do powyższych charakterystycznych wartości momentów zginających daje to współczynniki bezpieczeństwa $s_2 = 1,63$ w stanie obecnym oraz $s_2 = 1,54$ dla projekcji osiadań na rok 2038.

7 ZAKRES PRAC REMONTOWYCH

7.1 Zakres prac do wykonania w trybie pilnym

W trybie pilnym należy wykonać następujące prace na obiekcie:

1. Uzupełnienie ubytków w nawierzchni, w szczególności w rejonie obu dylatacji.
2. Uszczelnienie przepływu wody przez sączki i przecieków przez płytę pomostu w obrębie kanałów między belkami.
3. Naprawa powłok antykorozyjnych na stalowych elementach zakotwień sprężenia zewnętrznego i naciągach sprężających we wszystkich uszkodzonych miejscach w kanałach od II do VIII oraz na kablach typu (a) w kanałach I i IX.
4. Tymczasowe zabezpieczenie płyty pomostu w miejscach największych ubytków betonu i korozji zbrojenia przez podstemplowanie.

Uszczelnienie przepływu wody przez sączki i płytę należy tak wykonać, aby wodę sprowadzić pod most, przez otwory wentylacyjne w płycie dennej. Ważne jest, aby do czasu wykonania remontu kapitalnego kapiąca woda nie pogłębiała korozji stalowej armatury sprężenia zewnętrznego. Zbyt krótkie rury spustowe sączków należy przedłużyć, a miejsca gdzie woda kapie bezpośrednio na urządzenia stalowe przez nieszczelności w płycie, osłonić i zapewnić odpływ wody z osłon.

Cięgna sprężające, które nie są całkowicie zerwane i w których występuje korozja części splotów, należy naprawić przez odtworzenie powłoki antykorozyjnej. Cięgna te należy oczyścić z produktów korozji i zabezpieczyć powłoką bitumiczną, analogicznie jak to zostało wykonane pierwotnie. Skorodowane elementy konstrukcji dewiatorów i zakotwień cięgien należy oczyścić i zabezpieczyć powłoką malarską.

Płytę pomostu w miejscach w których jest mocno uszkodzona przez znaczne ubytki betonu i korozję zbrojenia, takie jak pokazane na zdjęciach 2.13 i 2.15, należy tymczasowo podstemplować za pomocą konstrukcji drewnianej, złożonej z belek podpartych ukośnymi zastrzałami opartymi na dolnych półkach dźwigarów głównych mostu.

Prace określone w tym punkcie należy wykonać do 30.06.2024 roku.

7.2 Zakres prac do wykonania w ramach remontu kapitalnego

Przywrócenie właściwego stanu technicznego obiektu i zapewnienie jego bezpiecznej eksploatacji aż do osiągnięcia końca terminu użytkowania, określonego we wnioskach do niniejszego opracowania, wymaga przeprowadzenia remontu kapitalnego. W ramach tego remontu należy wykonać następujące prace:

1. Demontaż uszkodzonej infrastruktury sprzężenia zewnętrznego w kanałach I i IX.
2. Naprawa powierzchniowa i zabezpieczenie antykorozyjne przyczółków i filarów
3. Naprawa powłok antykorozyjnych łożysk.
4. Naprawa ubytków betonu dolnych półek belek nośnych mostu.
5. Naprawa płyty pomostu z lokalną wymianą jej fragmentów.
6. Naprawa płyty dolnej między belkami.
7. Wymiana instalacji odwodnieniowej na moście.
8. Wymiana izolacji płyty pomostu.
9. Wymiana urządzeń dylatacyjnych.
10. Wymiana nawierzchni jezdni i torowiska.
11. Naprawa elementów zabudowy chodnika.
12. Naprawa urządzeń obcych.

7.2.1 Demontaż uszkodzonej armatury sprężającej

Uszkodzone kable sprężające typu (b) prowadzone wzdłuż środków belek na dziewięciach w kanałach I i IX należy zdemontować wraz ze stelażem bloków kotwiących i dewiatorów. Prace rozbiórkowe zaleca się wykonywać w czasie, gdy zostaną wycięte uszkodzone fragmenty płyty w tych kanałach. Wycięte otwory zapewnią wentylację w kanałach i pozwolą łatwiej wydstać poza obiekt demontowane części stalowe.

7.2.2 Naprawa przyczółków i filarów

Stan przyczółków i filarów jest dobry. Naprawy które należy przeprowadzić to oczyszczenie powierzchni i wykonanie hydrofobowej powłoki antykorozyjnej. Po oczyszczeniu powierzchni należy dokonać jej oględzin, a w razie stwierdzenia lokalnych ubytków betonu czy spękań dokonać stosownych napraw. Należy się liczyć z koniecznością większego zakresu napraw ścianek zapleczy przyczółków, których beton i zbrojenie na skutek przecieków wody mogą być skorodowane. Częściowa rozbiórka ścianek zapleczy może być też konieczna z uwagi na montaż nowych urządzeń dylatacyjnych.

7.2.3 Naprawa łożysk

Łożyska znajdują się w dobrym stanie technicznym. Łożyska na filarach należy tylko oczyścić z ptasich odchodów. W łożyskach na przyczółkach występują lokalnie ogniska korozji powierzchniowej i ubytki smaru grafitowego. Blachy i prowadnice wałków należy oczyścić z produktów korozji i zabezpieczyć nową powłoką malarską, natomiast wałki należy pokryć smarem grafitowym.

7.2.4 Naprawa belek

Belki nośne mostu wykonane z betonu sprężonego znajdują się w dobrym stanie technicznym. W szczególności nie ma zastrzeżeń do środników i półek górnych wszystkich belek prefabrykowanych, natomiast w belkach monolitycznych występują zarysowania ukośnej przy podporach, jednak zarysowania te są ustabilizowane, ich szerokości nie przekraczają dopuszczalnych wartości 0,3 mm i nie wymagają naprawy. Jak wykazano w ekspertyzie [3] beton belek jest dobrej jakości i nie występuje w nich korozja chemiczna. Uszkodzenia belek które należy naprawić występują w ich dolnych półkach, które są odkrytymi powierzchniami, wystającymi poza skrzynkę ustroju nośnego. W częściach tych dochodzi do korozji stali i spowodowane nim spękania belek, które w dalszej perspektywie mogą doprowadzić do ubytków otuliny. Część belek nosi już ślady napraw, jak na przykład belki nr 2 i 3 na prześle skrajnym od strony Ronda Grunwaldzkiego, które zostały naprawione zgodnie z zaleceniami ekspertyzy [3]. Naprawa belek powinna polegać na skuciu otuliny we wszystkich miejscach, gdzie występują zarysowania i rdzawe nacieki na powierzchni, aż do odsłonięcia zbrojenia, a następnie po oczyszczeniu zbrojenia z produktów korozji uzupełnienia ubytku betonem naprawczym PCC. Należy zastosować kompletny system naprawczy, który obejmuje zabezpieczenie stali zbrojeniowej powłoką antykorozyjną, pokrycie powierzchni betonowej powłoką gruntującą i uzupełnienie ubytku betonem. Po wykonaniu naprawy zewnętrzne powierzchnie belek, w tym również powierzchnie boczne belek skrajnych należy zabezpieczyć antykorozyjnie powłoką hydrofobową.

7.2.5 Naprawa płyty pomostu

Zakres napraw płyty pomostu to lokalne naprawy najbardziej uszkodzonych miejsc, takich jak zdjęcia 2.13 i 2.15, uzupełnienie mniejszych ubytków betonu i sklejenie rys i spękań na pozostałej powierzchni dolnej płyty oraz naprawa powierzchniowa całej górnej części płyty w zakresie wymaganym do ułożenia nowej izolacji przeciwwodnej. Stan najbardziej uszkodzonych miejsc należy ocenić również od góry po usunięciu izolacji i w zależności od oceny stopnia korozji betonu podejmować decyzję, czy tylko uzupełniać ubytki, czy wycinać całe fragmenty płyty. Nowe zbrojenie należy zakotwić w płycie przez przyspawanie do łączników osadzonych chemicznie w nawierconych otworach na brzegach powstałych po obcięciu naprawianej płyty.

Sposób naprawy polegający na wycinaniu najbardziej uszkodzonych części płyty dotyczy tylko tej części prześła, gdzie występują belki prefabrykowane. W części monolitycznej w płycie nad podporami prowadzone są kable sprężające i wycinanie fragmentów płyty jest tutaj niedopuszczalne. Należy przy tym zaznaczyć, że usuwanie całych fragmentów płyty w tej części mostu nie jest konieczne, gdyż nie występują tutaj aż tak duże uszkodzenia. Naprawy w tych miejscach ograniczą się do sklejenia spękań i uzupełnienia drobnych ubytków betonu.

Na powierzchni górnej płyty należy dokonać napraw powierzchniowych w stopniu umożliwiającym właściwe ułożenie nowej izolacji pomostu. Istniejące spadki poprzeczne i rzędne wysokościowe płyty należy zachować.

7.2.6 Naprawa płyty dolnej

Płyta dolna w kanałach pomiędzy belkami w częściach prefabrykowanych częściach przeszłowych stanowi tylko podest technologiczny nie współpracujący z dźwigarami, natomiast w części monolitycznej nad filarami stanowi płytę dolną ustroju skrzynkowego, włączoną do współpracy z dźwigarami. W części podporowej płyta nie wymaga większych napraw i ograniczają się one zabezpieczenie antykorozyjnego powierzchni dolnej, przeprowadzonego wraz z naprawą belek.

Płyta pomostu technologicznego w przęsłach skrajnych jest w gorszym stanie i wymaga naprawy polegającej na uzupełnieniu ubytków betonu, głównie przy otworach wentylacyjnych i wylocie rur odwodnienia (fot. 2.19). Grubość tej płyty jest mała (6 cm), co powoduje że w miejscach gdzie beton i zbrojenie są skorodowane istnieje ryzyko wyłamania się płyty nawet pod ciężarem człowieka co należy brać pod uwagę przy wykonywaniu prac remontowych i rozważyć zastosowanie niezależnych podestów, które będą się opierać na półkach dolnych belek.

Fakt, że płyta denna w częściach skrajnych przy przyczółkach nie jest elementem nośnym mostu można wykorzystać w celu usunięcia jej, żeby stworzyć lepsze warunki dostępu do remontowanych kanałów między belkami. Takie rozwiązanie zastosowano w kanałach IV i V przy przyczółku od strony ul. Dietla, gdzie rolę pomostu pełnią rozbieralne płyty prefabrykowane.

7.2.7 Wymiana instalacji odwodnieniowej

Instalację odwodnieniową należy wymienić na nową. Nowe wpusty należy osadzić w płycie podczas jej naprawy. Nowe rury wpustowe należy wyprowadzić poniżej płyty dennej kanału między belkami i skierować wodę do rzeki, tak jak w rozwiązaniu istniejącym, co jest dopuszczalne przy remoncie obiektu. Dla części przeszłowej nad bulwarami przy przyczółkach zachować istniejące rozwiązanie z zastosowaniem rury zbiorczej odwodnienia z odprowadzeniem wody do kanalizacji deszczowej. Rury spustowe sączków należy wymienić i tak poprowadzić wewnątrz kanałów, żeby nie miały styczności z armaturą sprężenia zewnętrznego mostu. Rury sączków wyprowadzić poniżej płyty dennej przez istniejące otwory na te rury, bądź przez otwory wentylacyjne.

7.2.8 Wymiana izolacji pomostu

Izolację pomostu na całej płycie należy wymienić na nową, stosując izolację z papy termozgrzewalnej o grubości min. 5 mm.

7.2.9 Wymiana dylatacji

Urządzenia dylatacyjne należy wymienić na nowe, przy czym zaleca się aby bitumiczne przekrycie dylatacyjne od ulicy Dietla zastąpić urządzeniem modułowym, tak jak dla dylatacji od Ronda Grunwaldzkiego. Wymiana dylatacji może wymusić wykonania adaptacji ścianek zapleczych przyczółków.

7.2.10 Wymiana nawierzchni

Nawierzchnię jezdni i torowiska należy wymienić na nową. Dla nawierzchni tramwajowej zaleca się rozważyć zastosowanie podkładów betonowych prefabrykowanych lub monolitycznych z szyną w otulinie.

7.2.11 Remont zabudowy chodnika

Podczas remonty nie jest konieczny demontaż elementów zabudowy chodnika, za wyjątkiem krawężników, które należy zdemontować, celem wykonania izolacji pomostu. Jeżeli elementy krawężnika kamiennego po rozebraniu będą w dobrym stanie można je ponownie wbudować. Balustrady i bariery wystarczy oczyścić z zabrudzeń, a w elementach balustrady wykonać lokalnie naprawy powłoki antykorozyjnej. Belkę gzymsową należy naprawić przez uzupełnienie ubytków betonu. W nawierzchni asfaltowej chodnika wykonać lokalne naprawy.

7.2.12 Remont urządzeń obcych

Lokalnego odtworzenia wymaga zniszczony podest stalowy pod instalację kablową w kanałach I i IX. Poza tym w elementach urządzeń obcych nie występują poważne uszkodzenia. Uzupełnienie w kilku miejscach powłoki termoizolacyjnej rury ciepłociągu jest w gestii administratora urządzenia.

7.2.13 Termin wykonania remontu kapitalnego

Projekt kapitalnego remontu mostu wraz z uzyskaniem niezbędnych pozwoleń należy opracować do 31.03.2025 roku, a prace remontowe wykonać do 31.08.2026 roku.

7.3 Szacunkowy koszt wykonania remontu

Koszt wykonania remontu kapitalnego mostu oszacowano metodą wskaźnikową na podstawie średnich cen za IV kwartał 2023 r. publikowanych przez Sekocenbud. Koszt robót wyniesie 3 757 003,24 zł + VAT 864 110,75 zł razem **4 621 113,99 zł**. Szacunkowy przedmiar wraz z kalkulacją cenową z rozbiorem na poszczególne roboty przedstawiono w załączniku 3. Powyższa kwota nie uwzględnia kosztów związanych ze zmianą organizacji ruchu na wiadukcie.

8 WNIOSKI

8.1 Stan techniczny mostu

Obiekt w aspekcie oceny technicznej jest w stanie niedostatecznym na co główny wpływ ma zły stan techniczny płyty pomostu. Uszkodzenia płyty w postaci korozji betonu i zbrojenia zostały spowodowane przez wodę przeciekającą przez nieszczelną izolację pomostu i nieszczelności osadzenia wpustów.

W stanie awaryjnym znajduje się infrastruktura sprzężenia zewnętrznego w kanałach I i IX, gdzie ciągną sprężające zostały zerwane na skutek korozji spowodowanej przeciekami wody przez płytę pomostu. Chociaż oddziaływanie sprzężenia zostało w tych kanałach całkowicie lub prawie całkowicie wyłączone, to dobry stan techniczny armatury sprężającej w pozostałych siedmiu kanałach sprawia, że nie ma zagrożenia dla bezpieczeństwa użytkowania mostu.

Niepokój budzi postępujące wciąż nierównomierne osiadanie filarów, co systematycznie zwiększa wyężenie mostu. Oddziaływania od osiadań filarów wzięto pod uwagę przy analizie nośności mostu. Wnioski z wyników tej analizy przedstawiono w punkcie 8.4.

8.2 Analiza monitoringu przemieszczeń

Osiadania przyczółków są bardzo małe i nie stanowią zagrożenia dla bezpiecznego użytkowania mostu. Można zaobserwować stabilizację osiadań na obu przyczółkach. Wyniki pomiarów przeprowadzonych w ciągu ostatnich pięciu lat wykazują osiadania przyczółków na poziomie 1 mm, co w praktyce można uznać za brak ruchu przyczółków.

Proces osiadania filarów nie ustabilizował się od analizy wykonanej w 2016 roku [8], chociaż daje się zauważyć zmniejszenie tempa ich przyrostu, a obserwowany wcześniej przechył filarów w kierunku górnej wody uległ stabilizacji i obecnie filary osiadają równomiernie. W okresie ostatnich pięciu lat prędkość osiadania filarów wynosi 1,9 mm/rok dla filara B (od strony ronda Grunwaldzkiego) i 0,8 mm/rok dla filara C (od ulicy Dietla). Prędkość ta jest około 3 razy mniejsza niż obserwowana w pierwszych latach po oddaniu mostu do użytkowania. Nie są znane wartości osiadań filarów od momentu dokonania rektyfikacji oparcia przęseł na łożyskach i wzmocnienia przez sprężenia zewnętrzne, ponieważ na skutek uszkodzenia łątek geodezyjnych pomiary prowadzone są od czerwca 2009 roku. Z ekspertyz archiwalnych znana jest natomiast prędkość przyrostu osiadań obserwowana w pierwszych latach użytkowania mostu i na tej podstawie oszacowano, że od momentu wykonania rektyfikacji i wzmocnienia mostu w 1994 roku filar B osiadł 121 mm, a filar C 59 mm. Na podstawie prędkości osiadań obserwowanych obecnie oszacowano ich wielkość po 15 latach od ostatniego pomiaru. Osiadania w grudniu 2038 roku mogą wynieść 149 i 71 mm odpowiednio dla filara B i C.

Nie zaobserwowano nieprawidłowej pracy belek głównych mostu. Belki te wykazują tendencję do wyginania się ku górze, co jest zjawiskiem normalnym, występującym w konstrukcjach sprężonych na skutek pełzania betonu. Wyginanie się ku górze stopniowo słabnie z uwagi na ugięcia belek od osiadania filarów. Zachowanie belek zaobserwowane w ostatnich latach wpisuje się w ten schemat pracy.

W ostatnich latach nastąpiła pewna stabilizacja ugięć wsporników chodnikowych. Obecnie przyrost ugięć zanotowano tylko na wsporniku w przęśle od ronda Grunwaldzkiego od strony górnej wody, chociaż w okresie ostatnich 2 lat nieco zwiększyła się prędkość przyrostu. Nie zaobserwowano ugięć wsporników na kierunku poprzecznym. Ugięcia na kierunku podłużnym nie stanowią w tym momencie zagrożenia dla bezpiecznego użytkowania mostu.

Monitoring przemieszczeń wszystkich dotychczas badanych elementów mostu należy prowadzić dalej, pomiarów dokonując 4 razy w ciągu roku (marzec, czerwiec, wrzesień i grudzień). Co trzy lata należy przeprowadzić analizę wyników monitoringu przemieszczeń.

8.3 Wpływ uszkodzeń armatury sprężającej na bezpieczeństwo mostu

Na podstawie przeprowadzonej analizy statycznej oraz oględzin mostu, w szczególności dźwigarów głównych stwierdza się, że uszkodzenia armatury sprężającej w kanałach I i IX nie mają istotnego wpływu na bezpieczeństwo użytkowania mostu.

Dźwigary główne mostu nie wykazują uszkodzeń, deformacji i nieprawidłowej pracy, co świadczy o tym, że awaria infrastruktury sprężającej w kanałach I i IX chociaż poważna, bo wyłączająca całkowicie doprężenie prowadzone wzdłuż środków belek, nie osłabiła w sposób

znaczący konstrukcji nośnej mostu. Na korzyść zadziałało tutaj kilka czynników, które opisano poniżej.

1. Całkowite wyłączenie się doprężenia zewnętrznego wystąpiło tylko wzdłuż środków belek w kanałach IX, podczas gdy doprężenie prowadzone górą nad podporami wyłączyło się tylko częściowo. Belki wzdłuż, których sprężenie jest wyłączone, to belki przyskrajne o numerach 2 i 11 (por. rys. 1), które pracują jako zdublowane z belkami skrajnymi 1 i 12, tworząc mocniejszy fragment mostu, niż w rejonie pozostałych belek.

2. Most pracuje w układzie rusztowym, gdzie wszystkie belki współpracują ze sobą połączone płytą pomostu i poprzecznicami. Dodatkowo w rejonie podpór pośrednich poprzecznice są sprężone. Ta współpraca powoduje, że doprężenie belek i płyty w kanałach, gdzie nie jest ono uszkodzone, oddziałuje również na belki skrajne, co osłabia niekorzystny efekt wyłączenia się sprężenia przy belkach nr 2 i 11.

3. Awaria dotyczy armatury sprężenia zewnętrznego, które zostało wykonane jako wzmocnienie mostu na okoliczność osiadania podpór i zarysowania belek w ich rejonie. Właściwa konstrukcja dźwigarów głównych mostu, w tym jego pierwotne sprężenie, które mają decydujący wpływ na nośność obiektu nie uległy uszkodzeniu.

4. Analiza statyczna wykazała, że największy wpływ na wyężenie konstrukcji mostu powoduje nierównomierne osiadanie podpór. Skutkiem tego jest znaczące powiększenie się momentów zginających w przęśle skrajnym A-B, przy ich zmniejszeniu w przekrojach nadpodporowych. Przyjmując ograniczenie obciążenia użytkowego na moście jednego pasa ruchu kat. 3/S24 według [9] na każdej z jezdni, momenty zginające w przęslach skrajnych przekraczają do 14% wartości projektowe a zakładając projekcję osiadań do roku 2038 przekroczenie sięga 20%. Przy założonym obciążeniu użytkowym, globalne współczynniki bezpieczeństwa ze względu na stal sprężającą wynoszą odpowiednio o 1,63 i 1,54 są więc mniejsze od wymaganego 2,00. Można przyjąć, że ze względu na prognozowany okres eksploatacji mostu, przy założeniu przeprowadzenia niezbędnego remontu te wartości są akceptowalne.

8.4 Wpływ osiadań filarów na bezpieczeństwo użytkowania mostu

Osiadanie filarów występujące od samego początku użytkowania mostu i nie ustabilizowane do teraz stanowi największe zagrożenie dla bezpieczeństwa jego użytkowania. Analizę wpływu osiadań na nośność konstrukcji przeprowadzono przyjmując, że jako oddziaływanie na most wzięte będą pod uwagę osiadania, które zaszły od czasu rektyfikacji i wzmocnienia przęseł w 1994 roku. Przeprowadzono też obliczenia dla prognozowanych osiadań w grudniu 2038 roku (por. pkt. 8.2). Ponieważ filary osiadają nierównomiernie, największe wyężenie konstrukcji nośnej występuje w przęśle skrajnym A-B (od strony Ronda Grunwaldzkiego) i tutaj dla występującego obecnie poziomu osiadań filarów zanotowano przekroczenie nośności granicznej dźwigarów głównych. Mniejsze wyężenie występuje w przęśle środkowym i nad podporą C, a nad podporą B i w drugim przęśle skrajnym osiadania działają korzystnie na układ sił wewnętrznych w konstrukcji.

Właściwą nośność dźwigarów głównych, przy uwzględnieniu skutków osiadań filarów, można osiągnąć po zmniejszeniu dopuszczalnej nośności mostu do 24 ton i ograniczeniu ruchu na jezdni od strony górnej wody do jednego pasa. Obecnie występujący ruch pojazdów tylko na jednym pasie ruchu na jezdni od strony dolnej wody należy utrzymać. Wprowadzone

ograniczenia zapewnią wymaganą nośność również dla prognozowanych wartości osiadań w 2038 roku.

8.5 Określenie warunków dalszej bezpiecznej eksploatacji mostu

- 1) W trybie pilnym należy wprowadzić ograniczenie dopuszczalnej nośności mostu do 24 ton i wygrodzenie ruchu na jezdni od strony górnej wody do jednego pasa.
- 2) Do 30 czerwca 2024 roku należy wykonać prace naprawcze wymienione w punkcie 7.1.
- 3) Do 31 marca 2025 roku należy opracować dokumentację projektową remontu kapitalnego mostu, a do 31 sierpnia 2026 wykonać roboty budowlane według tego projektu. Zakres prac koniecznych do wykonania w ramach remontu kapitalnego określono w punkcie 7.2.
- 4) Po wykonaniu remontu kapitalnego należy utrzymać wprowadzone ograniczenie nośności mostu do 24 ton i prowadzenie ruchu tylko po jednym pasie dla każdego kierunku na jezdni.
- 5) Po wykonaniu wszystkich podanych wyżej zaleceń most będzie można bezpiecznie użytkować do 31 grudnia 2038 roku, po czym należy wykonać jego całkowitą rozbiórkę i budowę nowego obiektu.
- 6) Do końca użytkowania obiektu należy prowadzić monitoring i analizę przemieszczeń mostu z częstotliwością określoną w punkcie 8.2.
- 7) Do końca użytkowania mostu należy prowadzić przeglądy podstawowe i rozszerzone obiektu w terminach zgodnych z instrukcją [6] ze szczególnym zwróceniem uwagi na stan infrastruktury sprzężenia zewnętrznego, dźwigarów głównych i płyty pomostu.
- 8) Należy liczyć się z tym, że przy wystąpieniu większego niż prognozowane osiadaniu filarów lub znacznemu pogorszeniu się stanu technicznego elementów konstrukcji nośnej, termin końca użytkowania mostu określony w punkcie 5 może zostać skrócony.
- 9) Informację o planowanym terminie końca użytkowania mostu należy w najbliższym czasie przekazać administratorom sieci prowadzonych przez obiekt, aby mogli odpowiednio wcześniej przygotować się do przełożenia swojej infrastruktury.

JNI: 1010149

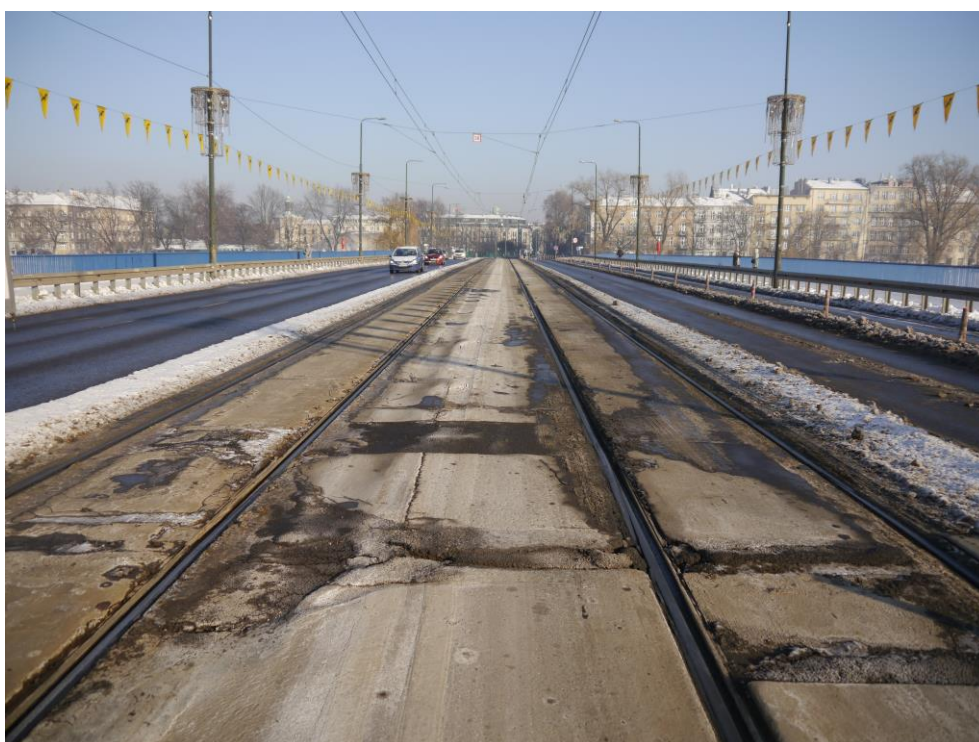
ZAŁĄCZNIK 1

1. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA OBIEKTU

listopad 2023 r. – styczeń 2024 r.



Fot.1.1 Widok ogólny mostu od strony dolnej wody



Fot.1.2 Jezdnia na obiekcie



Fot.1.3 Filar od strony ul. Dietla



Fot.1.4 Spód konstrukcji przęsła i przyczółek od strony ul. Dietla

JNI: 1010149

ZAŁĄCZNIK 1**2. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA USZKODZEŃ**

listopad 2023 r. – styczeń 2024 r.



Fot.2.1 Skrzydło od strony górnej wody i Ronda Grunwaldzkiego



Fot.2.2 Skrzydło i nasyp od strony dolnej wody i ul. Dietla



Fot.2.3 Nawierzchnia na dojeździe od ulicy Dietla (jezdnia od dolnej wody)



Fot.2.4 Nawierzchnia na dojeździe od ulicy Dietla (jezdnia od górnej wody)



Fot.2.5 Ubytki nawierzchni jezdni od strony dolnej wody



Fot.2.6 Deformacje nawierzchni torowiska



Fot.2.7 Spękania i ubytki betonu w belce podporęczowej



Fot.2.8 Ślady korozji zbrojenia i spękania w gzymsach oraz zacieki na wsporniku podchodnikowym (widok od dolnej wody)



Fot.2.9 Typowe uszkodzenia w miejscu osadzenia rur wpustowych i sączków



Fot.2.10 Nieszczelności na łączeniu rur spustowych sączka (po lewej). Brak rury spustowej sączka (po prawej)



Fot.2.11 Uszkodzenia izolacji i płyty pomostu w kanale I



Fot.2.12 Przecieki na styku płyty z poprzecznicą i belką (po lewej) oraz nad blokiem kotwiącym sprężenie zewnętrzne (po prawej)



Fot.2.13 Typowe uszkodzenia płyty w kanale I w części przęsłowej



Fot.2.14 Typowe uszkodzenia płyty w kanale IX w części przęsłowej (strona lewa)
i w części nad filarem (strona prawa)



Fot.2.15 Uszkodzenia płyty w kanale VI pod torowiskiem tramwajowym



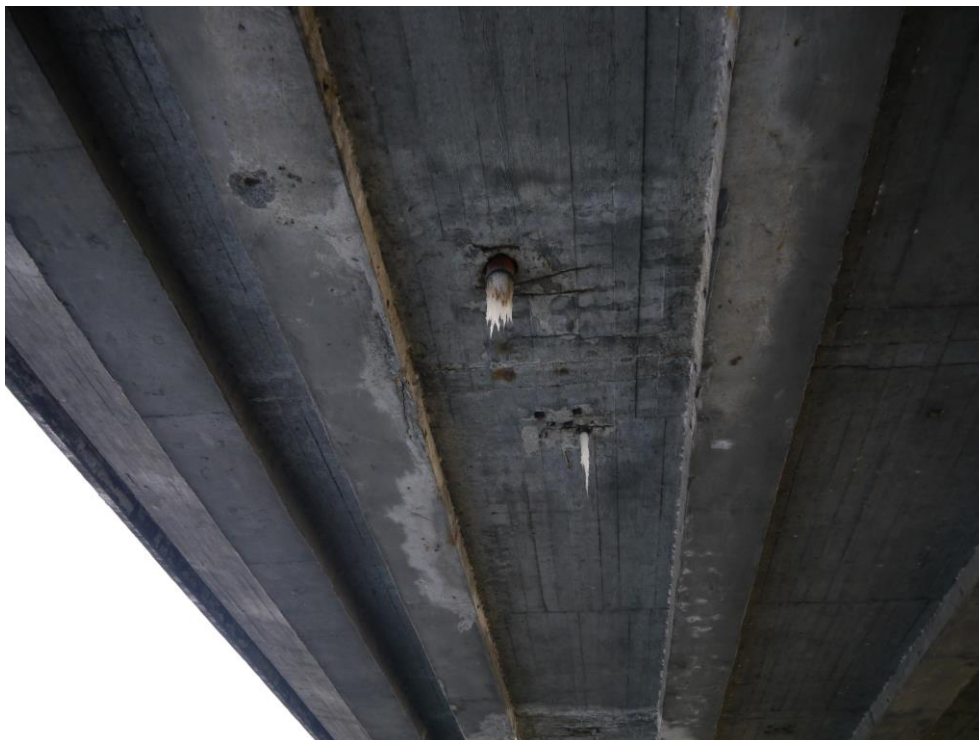
Fot.2.16 Uszkodzenia płyty w miejscach otworów technologicznych



Fot.2.17 Pomiar szerokości rys ukośnych w kanale I (po lewej) i IX (po prawej)



Fot.2.18 Stan ogólny spodu przęsła od strony ul. Dietla



Fot.2.19 Uszkodzenia dolnych pólek belek w przęśle skrajnym od strony Ronda Grunwaldzkiego (kolejno belki nr 1, 2 i 3). Widoczne rury spustowe wpustu i sączka.



Fot.2.20 Łożyska wałkowe na przyczółkach



Fot.2.21 Łożyska ruchome na filarze od strony Rodna Grundwaldzkiego i stałe na filarze od ul. Dietla



Fot.2.22 Urządzenie dylatacyjne od strony Ronda Grunwaldzkiego



Fot.2.23 Przecieki przez dylatację na przyczółku od strony ul. Dietla



Fot.2.24 Stan filara od strony ul. Dietla



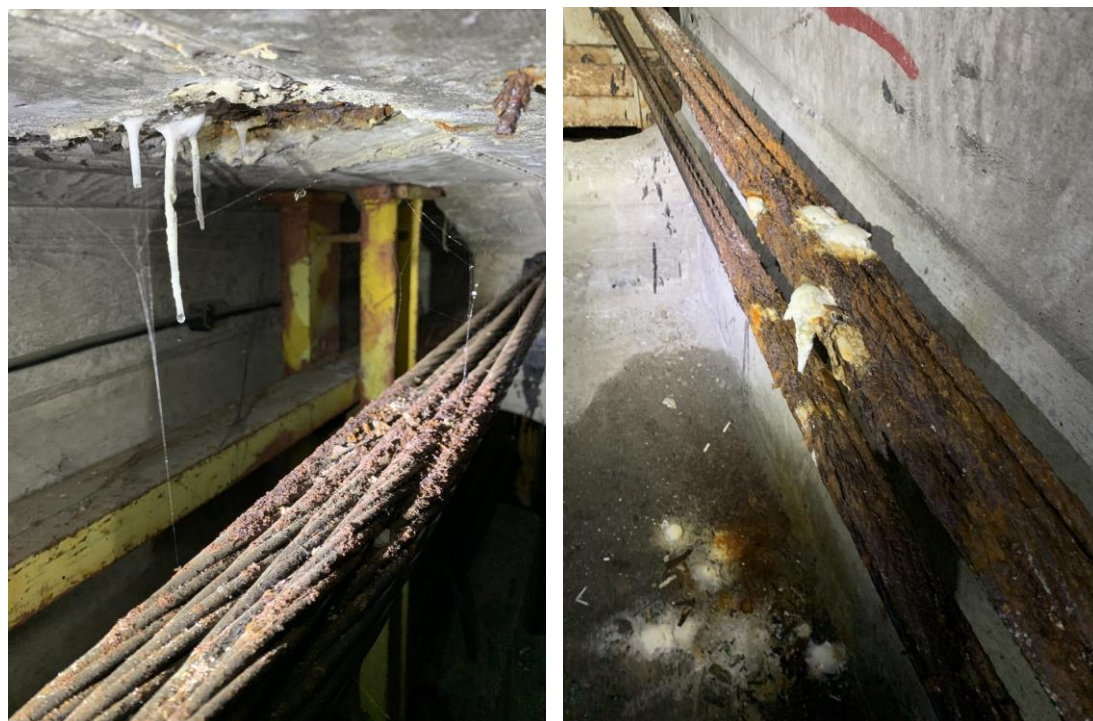
Fot.2.25 Kanał I, podpora B: blok oporowy dwóch kabli typu (b) luźno odsunięty od poprzecznicy na skutek zerwania kabli (strona lewa), zerwane kable typu (b) na skutek korozji stali. W tle luźno odsunięty blok oporowy za poprzecnicą (strona prawa)



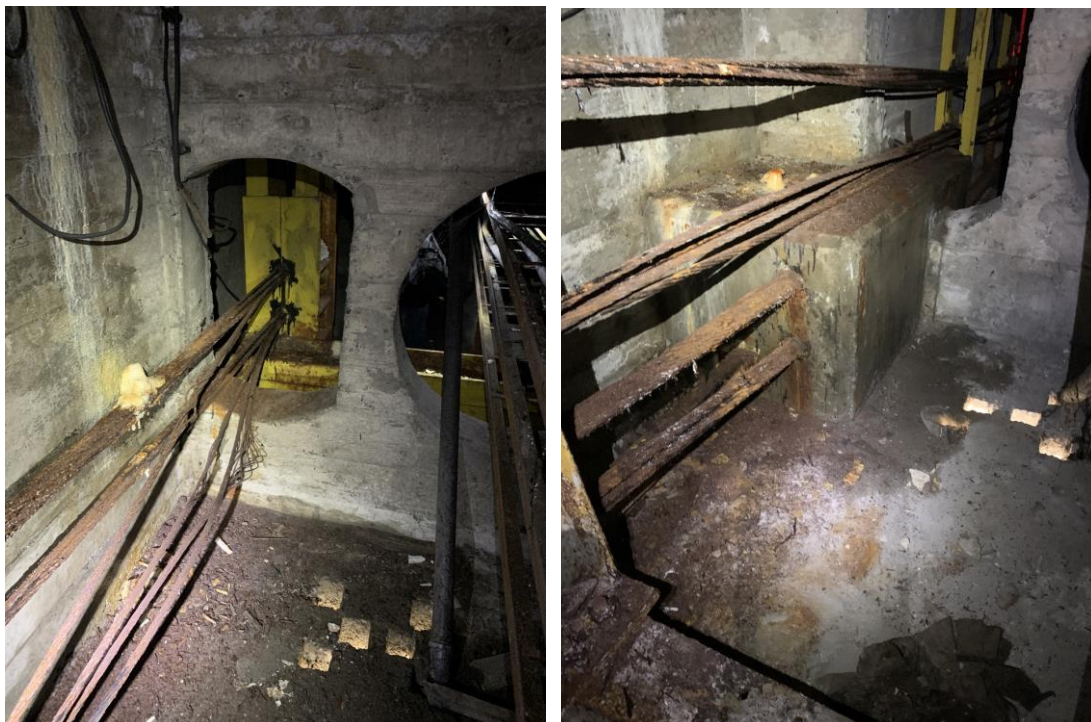
Fot.2.26 Kanał I, podpora B: zwisające luźno zerwane liny jednego z trzech kabli typu (a), z boku luźne na skutek zerwania kable typu (b) w dewiatorze (strona lewa), blok oporowy kabli typu (a) (strona prawa)



Fot.2.27 Kanał I, podpora C: Pęknięcia i przecieki w płycie pomostu i spowodowana nim zakotwień kabli typu (a) (strona lewa), Przeciek przez płytę pomostu i spowodowana nim korozja lin w kablu typu (a) (strona prawa)



Fot.2.28 Kanał I, podpora C: Przeciek przez płytę pomostu i spowodowana nim korozja lin w kablu typu (a) (strona lewa), korozja kabli typu (b) na skutek przecieków wody przez płytę (strona prawa)



Fot.2.29 Kanał IX, podpora B: Zerwane liny kabli typu (b) za blokiem kotwiącym (strona lewa), korozja lin w kablach typu (b) w rejonie zakotwienia kabli dolnego rzędu (strona prawa)



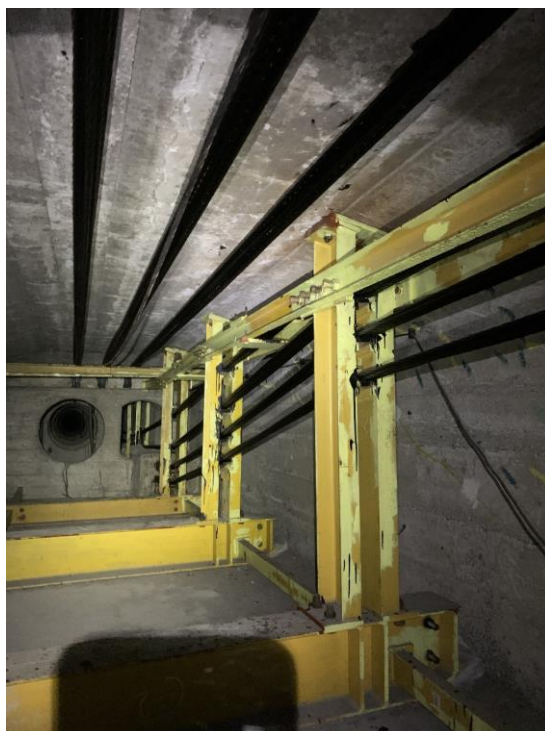
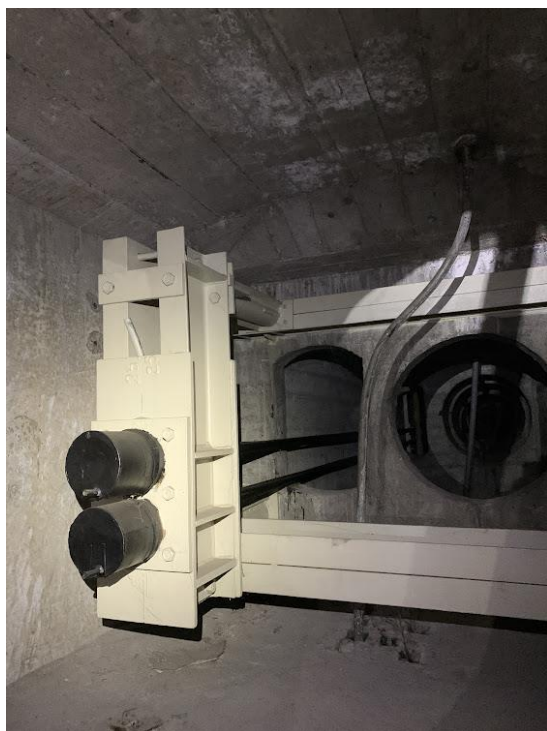
Fot.2.30 Kanał IX, podpora B: Luźne liny kabli typu (b) w dewiatorze na skutek ich zerwania w sąsiednich sekcjach, u dołu widoczne zakotwienie kabli typu (c) sprężenia przęsła środkowego mostu (strona lewa), zerwane liny kabla typu (a) (strona prawa)



Fot.2.31 Kanał IX, podpora C: Luźne liny kabli typu (b) na skutek ich zerwania w sąsiednich sekcjach (strona lewa), skorodowane i zerwane liny w kablach typu (b), widoczne zakotwienie kabli dolnego rzędu (strona prawa)



Fot.2.32 Kanał IX, podpora C: Korozja kabla typu (a) na skutek przecieków wody z płyty pomostu (strona lewa), zerwane liny kabli typu (b) na skutek korozji spowodowanej przeciekiem wody przez płytę pomostu (strona prawa).



Fot.2.33 Nie budzący zastrzeżeń stan infrastruktury sprężającej w kanale VI (strona lewa) i VII (strona prawa)



Fot.2.34 Skorodowany stelaż utrzymujący instalację kablową w kanale I (strona lewa), skorodowany podest pod instalacją kablową w kanale III (strona prawa)



Fot.2.35 Korozja podpory rurociągu sieci ciepłowniczej w kanale IV (strona lewa), uszkodzenia powłoki termoizolacyjnej rurociągu sieci ciepłowniczej w kanale IV (strona prawa)

ZAŁ 2. RAPORT Z PRZEGLĄDU

W opracowanym raporcie z przeglądu obiektu mostowego do opisu uszkodzeń i oceny elementów konstrukcji, zastosowano oznaczenia kodowe (tab.1), skalę i kryteria oceny elementów (tab.2 i tab.3) oraz skalę i kryteria oceny przydatności do użytkowania (tab.4) zamieszczone w załączniku do zarządzenia nr 14 GDDKiA – *instrukcje do przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich* [6] i przytoczono poniżej.

Tablica 1. Katalog uszkodzeń [6]

OZNACZENIE I RODZAJ MATERIAŁU		USZKODZONY MATERIAŁ										
		BETON	DREWNO	CEGLA	KAMIEŃ	STAL			GUMA	ASFALT	GRUNT	TWORZYWO SZTUCZNE
						KONSTRUKCYJNA	SPRĘŻAJĄCA	ZBROJENIOWA.				
B	D	C	K	S	P	Z	G	A	T	M		
N	Zanieczyszczenia	NB	ND	NC	NK	NS	NP	-	NG	NA	NT	NM
W	Wegetacja roślin	WB	WD	WC	WK	WS	-	-	WG	WA	WT	WM
C	Przecieki wody	CB	CD	CC	CK	CS	CP	-	CG	CA	CT	CM
O	Osady lub wykwity	OB	OD	OC	OK	OS	OP	-	OG	-	-	OM
A	Zniszczenie zabezpieczeń antykorozyjnych	AB	AD	AC	AK	AS	AP	AZ	-	-	-	-
K	Korozja, gnicie, starzenie	KB	KD	KC	KK	KS	KP	KZ	KG	KA	-	KM
R	Zarysowania i pęknięcia	RB	RD	RC	RK	RS	RP	RZ	RG	RA	-	RM
L	Uszkodzenia łączników	LB	LD	LC	LK	LS	LP	LZ	LG	-	-	LM
D	Deformacje	DB	DD	-	-	DS	DP	DZ	DG	DA	-	DM
P	Przemieszczenia, osiadanie	PB	PD	PC	PK	PS	PP	PZ	PG	PA	PT	PM
B	Zablokowanie, ograniczenie ruchu	BB	BD	-	-	BS	BP	-	BG	-	-	BM
U	Ubytki, braki lub erozja materiału	UB	UD	UC	UK	US	UP	UZ	UG	UA	UT	UM
Z	Zniszczenie struktury materiału	ZB	ZD	ZC	ZK	ZS	ZP	ZZ	ZG	ZA	-	ZM

Tablica 2. Skala i kryteria oceny konstrukcji

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez uszkodzeń i zanieczyszczeń możliwych do stwierdzenia podczas przeglądu
4	zadowalający	wykazuje zanieczyszczenia lub pierwsze objawy uszkodzeń pogarszających wygląd estetyczny
3	niepokojący	wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji
2	niedostateczny	wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy
1	przedawaryjny	wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową
0	awaryjny	uległ zniszczeniu lub przestał istnieć

Tablica 3. Skala i kryteria oceny izolacji

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	brak objawów wskazujących na nieszczelność izolacji
2	niedostateczny	występują nieliczne małe zacieki; miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu
0	awaryjny	występują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu

Tablica 4. Skala i kryteria oceny przydatności do użytkowania

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiednia	parametr spełnia lub przewyższa wymagania użytkowników
2	ograniczona	parametr nie spełnia uzasadnionych oczekiwań użytkowników lub spełnia je częściowo – nie wymaga się natychmiastowych prac remontowych lub przebudowy
0	niedostateczny	parametr nie spełnia uzasadnionych oczekiwań użytkowników – wymagane jest natychmiastowe przeprowadzenie prac interwencyjnych, pilne wykonanie remontu lub przebudowy obiektu

Przez „ocenę średnią obiektu” należy rozumieć średnią arytmetyczną ocenę wszystkich elementów ocenianych w czasie przeglądu.

W przypadku obiektów mostowych przez „ocenę całego obiektu” należy rozumieć ocenę stanu technicznego, która jest wartością najmniejszą:

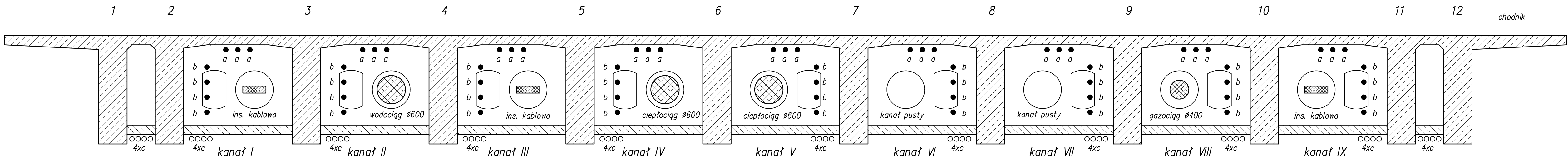
- ze średniej arytmetycznej oceny wszystkich elementów ocenianych w czasie przeglądu,
- z oceny konstrukcji pomostu,
- z oceny konstrukcji dźwigarów głównych,
- ze średniej arytmetycznej oceny przyczółków i filarów, tzn. połowa sumy najniższej oceny przyczółków i najniższej oceny filarów (w przypadku obiektu jednoprzęsłowego będzie to najniższa ocena przyczółków).

Dane identyfikacyjne obiektu										
1	Numer ewidencyjny (JNI): 1010149	5	JAD: ZDM Kraków							
2	Nr drogi:	6	Najbliższa miejscowość: KRAKÓW							
3	Lokalizacja: ul. Dietla w Krakowie	7	Rodzaj i nazwa przeszkody: rzeka Wisła							
4	Materiał konstrukcyjny dźwigarów: beton	8	Długość obiektu: 154,3 m							
STAN TECHNICZNY OBIEKTU										
Lp.	Element	Kod rodzaju uszkodzenia								Ocena stanu
1	Nasypy i skarpy									4
2	Dojazdy w obrębie skrzydeł	UA	RA	DA						3
3	Nawierzchnia jezdni	UA	RA	DA						2
4	Stan chodników (nawierzchnia, kapy, gzymsy, krawężniki)	NA	RA	DA						3
5	Balustrady, bariery, osłony	NS	AS							4
6	Urządzenia odwadniające	CB	OB	KS						2
7	Izolacja pomostu	CA								0
8	Płyta pomostu	NB	RB	UB	CB	OB	KZ			2
9	Dźwigary główne	RB	UB	OB						3
10	Łożyska	NS	AS							4
11	Urządzenia dylatacyjne	NB	NS	UG	UB	UM	KS			2
12	Przyczółki	NB	OB	RB						3
13	Filary	NB	OB	RB						3
14	Koryto rzeki przestrzeń podmostowa									5
15	Zakotwienia cięgien wzmacniających	AS	ZS	DS						0
16	Cięgna wzmacniające	AP	ZP							0
17	Urządzenia obce	AS	AP							2
Stan pogody: sucho, słonecznie,		Ocena średnia obiektu:								2,5
Temperatura: -5°C		OCENA CAŁEGO OBIEKTU:								2,0
Uszkodzenia zagrażające bezpieczeństwu ruchu publicznego (opis uszkodzeń): Brak uszkodzeń										
Uszkodzenia zagrażające katastrofą budowlaną (opis uszkodzeń): Brak uszkodzeń										
PRZYDATNOŚĆ OBIEKTU DO UŻYTKOWANIA										
Parametr					Ograniczenie			Ocena		
1. Bezpieczeństwo ruchu publicznego					NIE			5		
2. Aktualna nośność obiektu					TAK			2		
3. Dopuszczalna prędkość ruchu pojazdów					TAK			2		
4. Szerokość skrajni na obiekcie					NIE			5		
5. Wysokość skrajni na obiekcie					NIE			5		
6. Skrajnia / światło pod obiektem					NIE			5		
WYKONANIE ZALECEŃ Z POPRZEDNIEGO PRZEGLĄDU:										

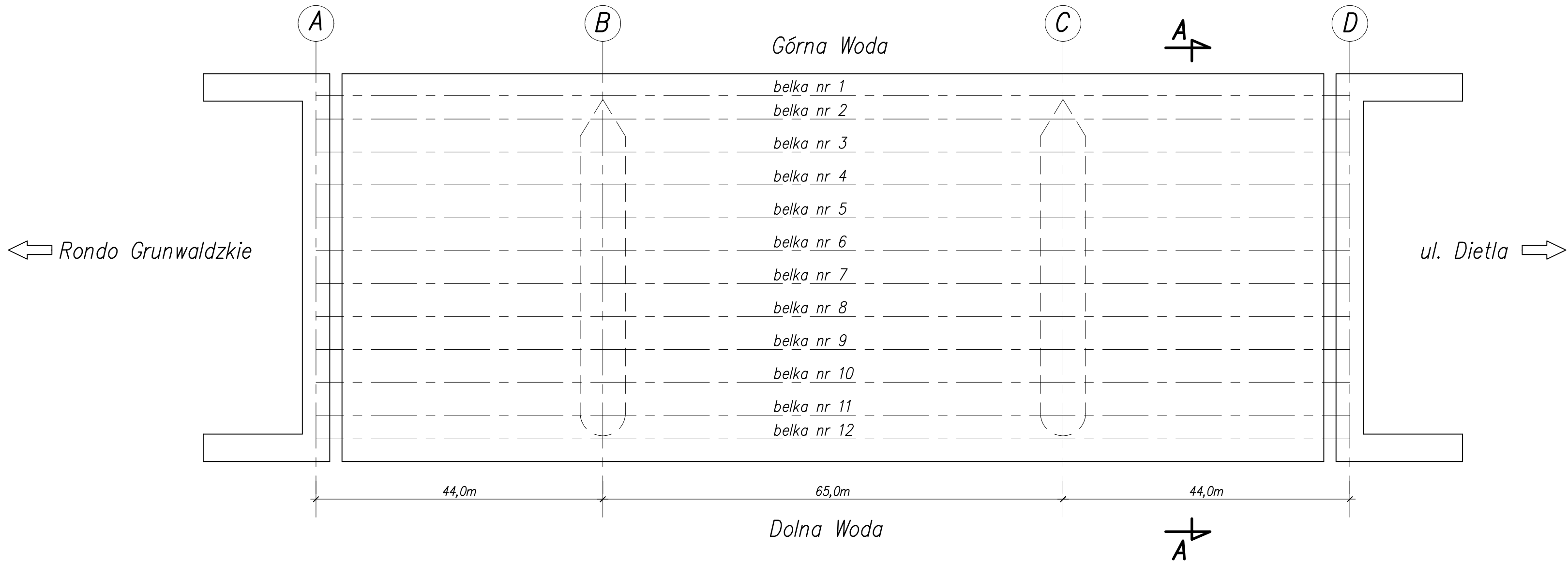
ZAŁĄCZNIK 3 – OSZACOWANIE KOSZTÓW REMONTU

Remont kapitalny Mostu Grunwaldzkiego - szacunkowa wycena kosztów					
Lp	Rodzaj robót	jednostka	ilość	cena jednostkowa	warosc [zł]
1	Roboty przygotowawcze				239 960,96
	Wyznaczenie obiektu w terenie	ryczałt	1	8 000,00	8 000,00
	Rozbiórka nawierzchni tramwajowej	m2	1078,0	76,92	82 919,76
	Rozbiórka nawierzchni asfaltowej na wiadukcie, gr. 10 cm	m2	2156,0	56,98	122 848,88
	Rozbiórka krawężników na wiadukcie	m	308,0	85,04	26 192,32
		Razem roboty przygotowawcze			239 960,96
2	Naprawa podpór				254 247,64
	Skucie betonu w części ścianek zapleczych, z pozostawieniem zbrojenia	m3	20,0	2 250,00	45 000,00
	Betonowanie ścianek zapleczych, beton C30/37	m3	20,0	703,75	14 075,00
	Zbrojenie ścianek zapleczych, stal A-IIIN	kg	4000,0	6,79	27 160,00
	Wiercenie otworów na łączniki zbrojenia w ściankach zapleczych	szt	640	17,58	11 251,20
	Osadzenie prętów kotwiących w otworach w ściankach zapleczych	szt	640	51,05	32 672,00
	Oczyszczenie powierzchni przyczółków i filarów	m2	800,0	54,81	43 848,00
	Zabezpieczenie antykorozyjne betonu przyczółków i filarów powłoką hydrofobową	m2	800,0	83,11	66 488,00
	Konserwacja łozysk	szt	24	573,06	13 753,44
		Razem naprawa podpór			254 247,64
3	Naprawa płyty pomostu				723 030,70
	Wykonanie deskowania płyty pomostu w naprawianych częściach	m2	80,0	385,35	30 828,00
	Odtworzenie fragmentów uszkodzonych płyty przez betonowanie, beton C35/45	m3	12,0	693,66	8 323,92
	Zbrojenie płyty pomostu, stal A-IIIN	kg	2400,0	6,81	16 344,00
	Wiercenie otworów na łączniki zbrojenia	szt	1500	17,58	26 370,00
	Osadzenie prętów kotwiących w otworach	szt	1500	51,05	76 575,00
	Uzupełnienie ubytku betonu systemem naprawczym na bazie betonów PC i PCC, gr. 5 cm	m2	200,0	588,74	117 748,00
	Przygotowanie powierzchni płyty po ułożeniu izolacji (ręczne skucie i uzupełnienie ubytków zaprawami PCC)	m2	3234,0	138,17	446 841,78
		Razem naprawa płyty pomostu			723 030,70
4	Naprawa belek nośnych przęsa i płyty dennej				798 634,28
	Oczyszczenie zewnętrznych powierzchni belek i płyty dennej	m2	5313	54,81	291 205,53
	Uzupełnienie ubytku betonu w dolnych półkach belek systemem naprawczym na bazie betonów PC i PCC, gr. 5 cm	m2	18,0	588,74	10 597,32
	Naprawa powierzchniowa płyty dennej kanałów	m2	400,0	138,17	55 268,00
	Pokrycie całej powierzchni zewnętrznej belek i płyty dolnej powłoką hydrofobową odporną na działanie chlorków	m2	5313,0	83,11	441 563,43
		Razem naprawa belek nośnych			798 634,28
5	Wymiana instalacji odwodnieniowej				229 882,20
	Wymiana wpustów mostów demontaż i montaż	szt	30	1 142,74	34 282,20
	Montaż rur zbiorczych HDPE odwodnienia w częściach skrajnych przęsła	m	80,0	720,00	57 600,00
	Montaż pionowych rur spustowych odwodnienia HDPE	m	75,0	720,00	54 000,00
	Montaż sączków wraz z instalacją rurową odwodnienia	szt	150,0	560,00	84 000,00
		Razem instalacja odwodnieniowa			229 882,20
6	Wymiana urządzeń dylatacyjnych				72 907,38
	Montaż dylatacji modułowych	m	63,0	1 157,26	72 907,38
		Razem dylatacje			72 907,38
7	Wymiana izolacji płyty pomostu				326 310,60
	Izolacja pozioma płyty pomostu (papa termozgrzewalna)	m2	3234,0	100,90	326 310,60
		Razem izolacje			326 310,60
8	Roboty pozostałe				1 112 029,48
	Naprawy powierzchniowe gzymsów (ręczne skucie i uzupełnienie ubytków zaprawami PCC)	m2	154,0	138,17	21 278,18
	Zabezpieczenie gzymsów powłoką hydrofobową odporną na działanie chlorków	m2	154,0	83,11	12 798,94
	Naprawy powierzchniowe nawierzchni asfaltowej chodników, gr. 4cm	m2	150,0	64,68	9 702,00
	Ustawienie krawężników kamiennych na wiadukcie	mb	308,0	231,92	71 431,36
	Remont urządzeń obcych (kalkulacja własna)				100 000,00
	Wykonanie nawierzchni tramwajowej	m	308,0	1 902,00	585 816,00
	Wykonanie nawierzchni na moście (w-wa wiążąca+ścieralna)	m2	2156,0	144,25	311 003,

Przekrój A-A
1:50



Schemat konstrukcji mostu

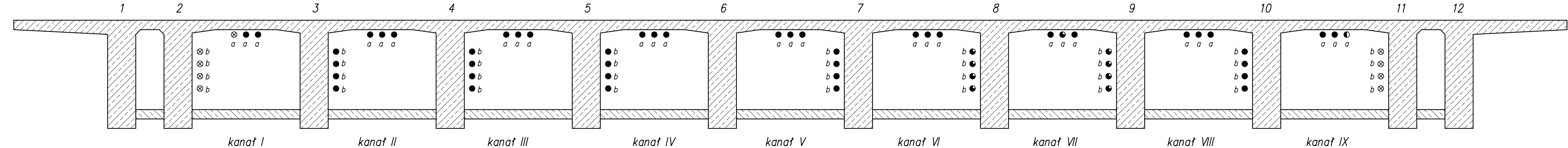


Typ sprężenia zewnętrznego:
a – kable 12L15.5 prowadzone prostoliniowo nad filarami
b – kable 7L15.5 prowadzone na dewiatorach wzdłuż środków belek nad filarami
c – kable 12L15.5 prowadzone prostoliniowo pod belkami w przęśle środkowym

ZAMAWIAJĄCY: Gmina Miejska Kraków, Pl. Wszystkich Świętych 3-4, 31-004 Kraków				
TEMAT OPRACOWANIA: Ekspertyza Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie				
TYTUŁ RYSUNKU: Schemat mostu				
DATA OPRACOWANIA: styczeń 2024 r.	NR UMOWY: L-03/421/2023/P	STADIUM: ekspertyza	SKALA: 1:50	NR RYSUNKU: 1

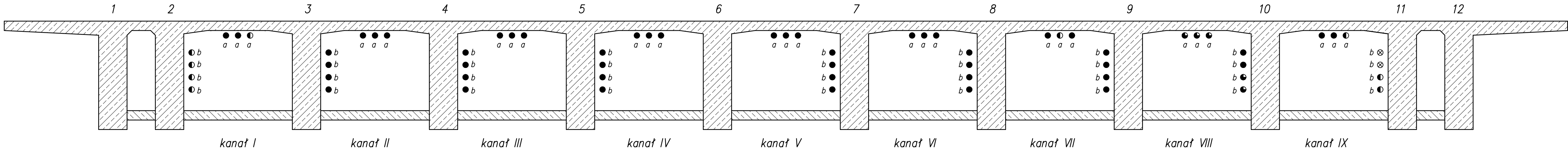
Uszkodzenia kabli sprężenia zewnętrznego – podpora B

1:50



Uszkodzenia kabli sprężenia zewnętrznego – podpora C

1:50



Typ sprężenia zewnętrznego:

a – kable 12L15.5 prowadzone prostoliniowo nad filarami

b – kable 7L15.5 prowadzone na dewiatorach wzdłuż środków belek nad filarami

c – kable 12L15.5 prowadzone prostoliniowo pod belkami w przęśle środkowym

Stan kabli:

● kable nieuszkodzone

◐ kable nieznacznie uszkodzone przez początek korozji materiału

◑ kable znacznie uszkodzone przez ubytki korozyjne materiału i zerwanie części lin

⊗ kable całkowicie uszkodzone przez zerwanie wszystkich lin

ZAMAWIAJĄCY: Gmina Miejska Kraków, Pl. Wszystkich Świętych 3–4, 31–004 Kraków				
TEMAT OPRACOWANIA: Ekspertyza Mostu Grunwaldzkiego w Krakowie				
TYTUŁ RYSUNKU: Uszkodzenia kabli sprężenia zewnętrznego				
DATA OPRACOWANIA: styczeń 2024 r.	NR UMOWY: L–03/421/2023/P	STADIUM: ekspertyza	SKALA: 1:50	NR RYSUNKU: 2