

**Załącznik nr 3.
Ekspertyzy stanu technicznego
wiaduktów**



PL 7000332

TARCOPOL®
duńsko-polska spółka z o.o.

27-200 Starachowice
ul. Składowa 16
telefony:
041 273 24 30, 071 790 56 45

Nr KRS 0000069023
Sąd Rejestrowy:
Sąd Rejonowy w Kielcach
Wysokość kapitału zakładowego:
79 000 PLN

TARCOPOL®
tpm
CONSULTING

2

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting
54-611 Wrocław, ul. Stanisławowska 27
tel. 071 795 40 25, tel./fax 071 795 40 23, tel. 0 601 463 888
NIP: 664-000-01-30 REGON: 290006905
www.tpm-consulting.com.pl e-mail: tpm@tpm-consulting.com.pl

Nr opracowania: **TPM – 395/TP - 87/2015**

EKSPERTYZA

WIADUKTU DROGOWEGO NR I NAD JEDNOTOROWĄ LINIĄ KOLEJOWĄ W CIĄGU ULICY GAZOWEJ WE WROCŁAWIU



Wrocław, październik 2015 r.

■ specjalistyczna kontrola jakości
obiektów komunikacyjnych i budowlanych ■
doradztwo w zakresie nowoczesnych technologii
i materiałów budowlanych



■ projektowanie obiektów mostowych ■
nowoczesna aparatura do badań nieniszczących
■ ekspertyzy techniczne i szkolenia

Numer pracy: **TPM – 395/TP - 87/2015**

Praca została wykonana na zlecenie:

**ZARZĄD DRÓG I KOMUNIKACJI
WE WROCŁAWIU
ul. Długa 49
53-633 Wrocław**

ZESPÓŁ AUTORSKI:

dr inż. Tomasz Łakomy

mgr inż. Mateusz Włodarczyk

mgr inż. Tomasz Raif



KIEROWNIK ODDZIAŁU TPM CONSULTING:

mgr inż. Ryszard Wodyński



Oświadczam, że niżej wymieniona dokumentacja: „Ekspertyza wiaduktu drogowego nr I nad jednotorową linią kolejową w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu” jest wykonana zgodnie z umową nr TXZ/EEDI/185/164/2015 (TP-87/2015), zawartą w dniu 15 lipca 2015 r. oraz została sprawdzona i uznana za sporządzoną prawidłowo, zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznymi oraz, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Prawa autorskie zastrzeżone.

Kopiowanie niniejszego opracowania tak w całości jak i części wymaga zgody autorów.

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	5
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	5
3. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	5
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	6
5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU	10
5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu	10
5.2. Opis uszkodzeń	13
5.2.1. Ustrój niosący.....	13
5.2.2. Podpory	15
5.2.3. Łożyska	18
5.2.4. Wyposażenie pomostu.....	19
5.2.5. Urządzenia obce	22
5.2.6. Dojazdy oraz otoczenie obiektu.....	22
5.3. Niwelacja obiektu	27
6. BADANIA KONSTRUKCJI.....	30
6.1. Szczegółowy zakres badań.....	30
6.2. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu	30
6.2.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu	30
6.2.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl ⁻ w przekroju betonowym	31
6.2.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji.....	32
6.2.4. Zawartość azotanów w konstrukcji	32
6.3. Podsumowanie badań.....	33
7. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI	35
7.1. Uwagi ogólne	35
7.2. Założenia i metodyka analizy	35
7.3. Stan montażowy	37
7.4. Stan bezużytkowy	38
7.5. Stan obciążenia w czasie remontu	38
7.6. Stan bezużytkowy po remoncie.....	39
7.7. Numeryczne modele obiektu	39
7.8. Obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku	41
7.9. Obciążenia ruchome wg normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030.....	41

7.10.	Określenie nośności normowej wiaduktu I w ciągu ul. Gazowej	42
7.11.	Określenie nośności użytkowej wiaduktu.....	43
7.12.	Podsumowanie obliczeń sprawdzających.....	44
8.	ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DAJSZEGO POSTĘPOWANIA.....	45

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest wiadukt drogowy nr I nad jednotorową linią kolejową Wrocław-Kobierzyce, w ciągu ul. Gazowej, km 3+600 w miejscowości Wrocław. Numer ewidencyjny w ZDiK: 78, natomiast JNI obiektu: 01004833

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania (ekspertyzy) jest określenie stanu technicznego przedmiotowego obiektu mostowego. Zakres opracowania obejmuje:

- ♦ wykonanie badań;
- ♦ ocenę stanu technicznego;
- ♦ określenie aktualnej nośności obiektu;
- ♦ zalecenia dotyczące utrzymania i bezpiecznej eksploatacji wiaduktu.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejszą ekspertyzę dotyczącą oceny stanu technicznego wiaduktu nr I nad jednotorową linią kolejową Wrocław-Kobierzyce, w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu wykonano na zlecenie Zarządu Dróg i Komunikacji we Wrocławiu, ul. Długa 49, 53-633 Wrocław zgodnie z umową nr **TXZ/EEDI/185/164/2015 (TP-87/2015)**, zawartą w dniu 15 lipca 2015 r.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

1. Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniu 09.09.2015 r.
2. Raport z przeglądu podstawowego (rocznego) obiektu mostowego wiaduktu nr II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu, listopad 2014 r.
3. Przegląd szczegółowy obiektu mostowego wiaduktu nr II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu, październik 2012 r
4. Ekspertyza wiaduktu drogowego nr II nad dwutorową linią kolejową w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu, listopad 2007 r.
5. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Skrócony opis techniczny obiektu wykonano na podstawie własnych pomiarów terenowych oraz naszych wcześniejszych opracowań (pkt. 3.2-3.4). Wiadukt nie posiada pierwotnej dokumentacji technicznej. Podpory obiektu (przyczółki) pochodzą z roku 1896, natomiast przęsło wykonano w roku 1962.

Przedmiotowy obiekt usytuowany jest nad jednotorową niezelektryfikowaną linią kolejową Wrocław–Kobierzyce we Wrocławiu w ciągu ulicy Gazowej, km 3+600. Wiadukt usytuowany jest w planie na prostym odcinku drogi o kącie skrzyżowania z przeszkodą równym 90° .

Obiekt przeszedł kilka remontów. W trakcie ostatniego remontu wykonanego w roku 2007 wymieniono nawierzchnie jezdni i chodników oraz odnowiono zabezpieczenie antykorozyjne balustrad. W trakcie remontu usunięto stare warstwy nawierzchni i dodano (nową) warstwę nadbetonu o średniej grubości 15 cm. Zastosowanie kotew wklejanych pomiędzy starą płytą przęsła a nowym nadbetonem pozwala założyć pełną ich współpracę.

Przęsło wiaduktu jest betonową konstrukcją zespoloną (beton sprężony - beton zbrojony), o schemacie statycznym jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej. Płyta przęsła składa się z 22 prefabrykowanych belek sprężonych typu „Kujan” o długości 10,80 m i rozpiętości teoretycznej $L_t = 10,0$ m. Belki zespolono z nadbetonem, przez co ustrój zespolony ma grubość równą 57 cm (po remoncie).

Oparcie przęsła na przyczółkach zrealizowano poprzez zabetonowane szyny kolejowe.

Nawierzchnię jezdni i chodników wykonano z asfaltu lanego. Na obiekcie zastosowano krawężniki granitowe, które wystają ponad nawierzchnię jezdni na wysokość $12,0 \div 12,5$ cm. Na dojazdach do wiaduktu występują krawężniki betonowe. Poza obiektem nawierzchnia na poboczach jest nieutwardzona.

Na wiadukcie zamontowano balustrady typu miejskiego o wysokości 1,00 m i szerokości pochwyty równej 8 cm.

Woda opadowa z obiektu odprowadzana jest grawitacyjnie za pomocą odwodnienia powierzchniowego bez dodatkowych wpustów i sączków odwadniających.

Podstawowe parametry geometryczne obiektu to:

Światło poziome wiaduktu	8,45 m.
Światło pionowe	5,40 m.

Szerokość całkowita obiektu	$B_c = 11,50 \text{ m.}$
Szerokość użytkowa obiektu	$B_u = 2 \times 1,90 + 7,18 = 10,98 \text{ m}$
Szerokość jezdni na obiekcie	$B_j = 7,18 \text{ m}$
Szerokość chodników	$B_{ch} = 2 \times 1,90 \text{ m.}$

Wzdłuż korpusu przyczółka od strony Brochowa, poniżej poziomu terenu, zlokalizowany jest przepust o ścianach ceglanych.

Przed obiektem znajduje się znak z ograniczeniem ciężaru pojazdów do 15 t, z wyłączeniem komunikacji miejskiej.



Rys. 4.1. Widok z boku od strony Kobierzyc



Rys. 4.2. Widok z boku od strony stacji Wrocław Główny



Rys. 4.3. Wjazd na obiekt od strony Centrum Wrocławia



Rys. 4.4. Widok na spód konstrukcji

5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU

5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnej i oględzin obiektu przeprowadzonych w dniu 09.09.2015 r.

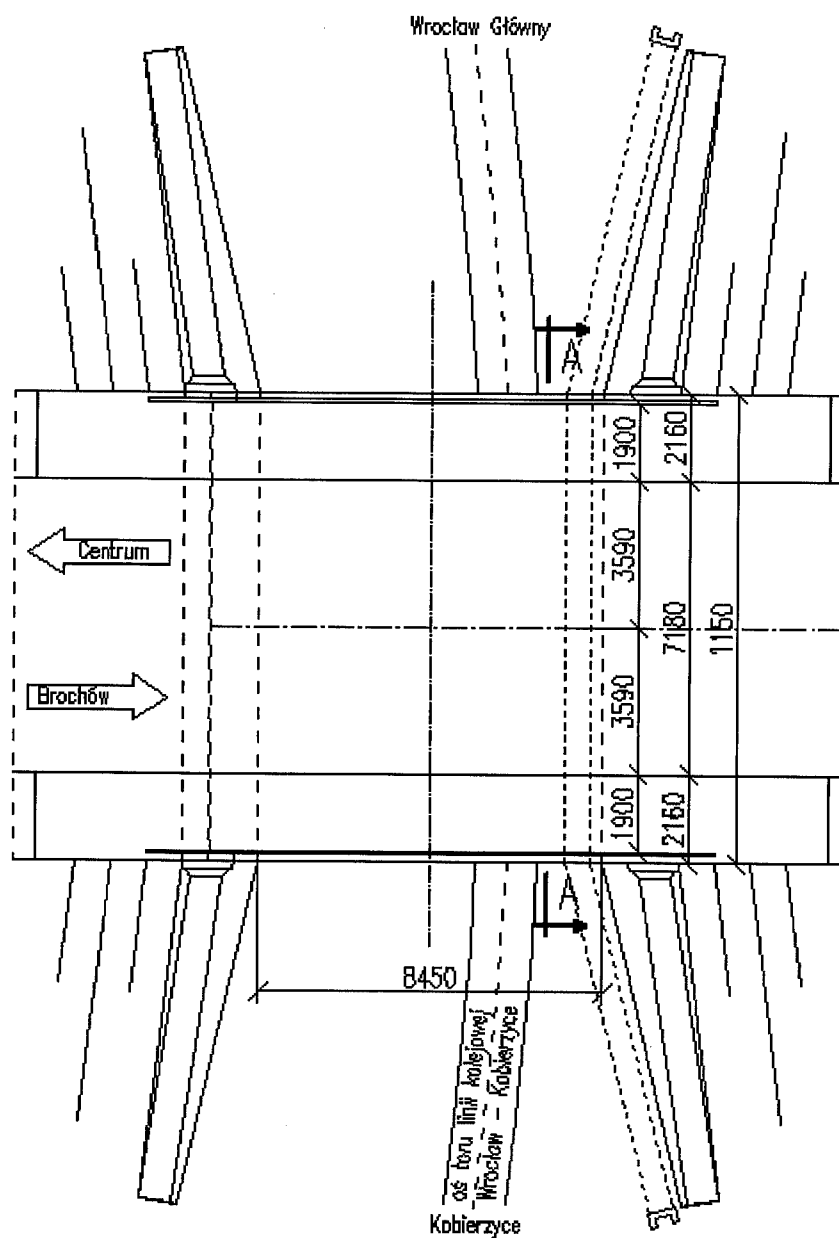
Przegląd spodu ustroju niosącego i podpór oraz badania poligonowe obiektu przeprowadzono zarówno z poziomu terenu, jak i wykorzystując rozkładaną drabinę.

Do opisu uszkodzeń i umiejscowienia punktów badania poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto następujące oznaczenia:

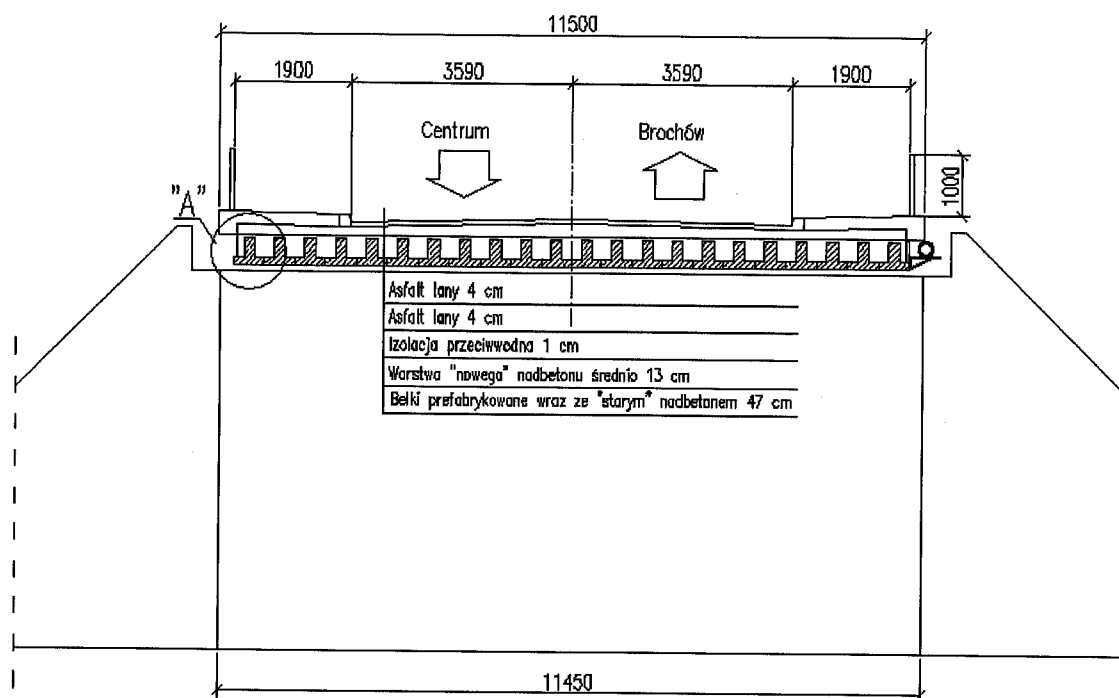
- podpory oznaczono numerami P1 i P2 - jako P1 oznaczono przyczółek od strony Centrum Wrocławia,
- przęsło oznaczono symbolem 1-2,
- poszczególne belki ustroju nośnego ponumerowano od 1÷22 – numerem 1 oznaczono pierwszą belkę od strony Kobierzyc,
- do dalszego opisu przyjęto również następujące nazewnictwo: płyta pomostowa, belka gzymsowa, wspornik podchodnikowy, ścianka żwirowa.

Opis przyjętych oznaczeń elementów konstrukcji obiektu przedstawiono na rys. 5.1. Opis i wygląd uszkodzeń elementów konstrukcyjnych obiektu przedstawiono na rysunkach 5.2÷5.20.

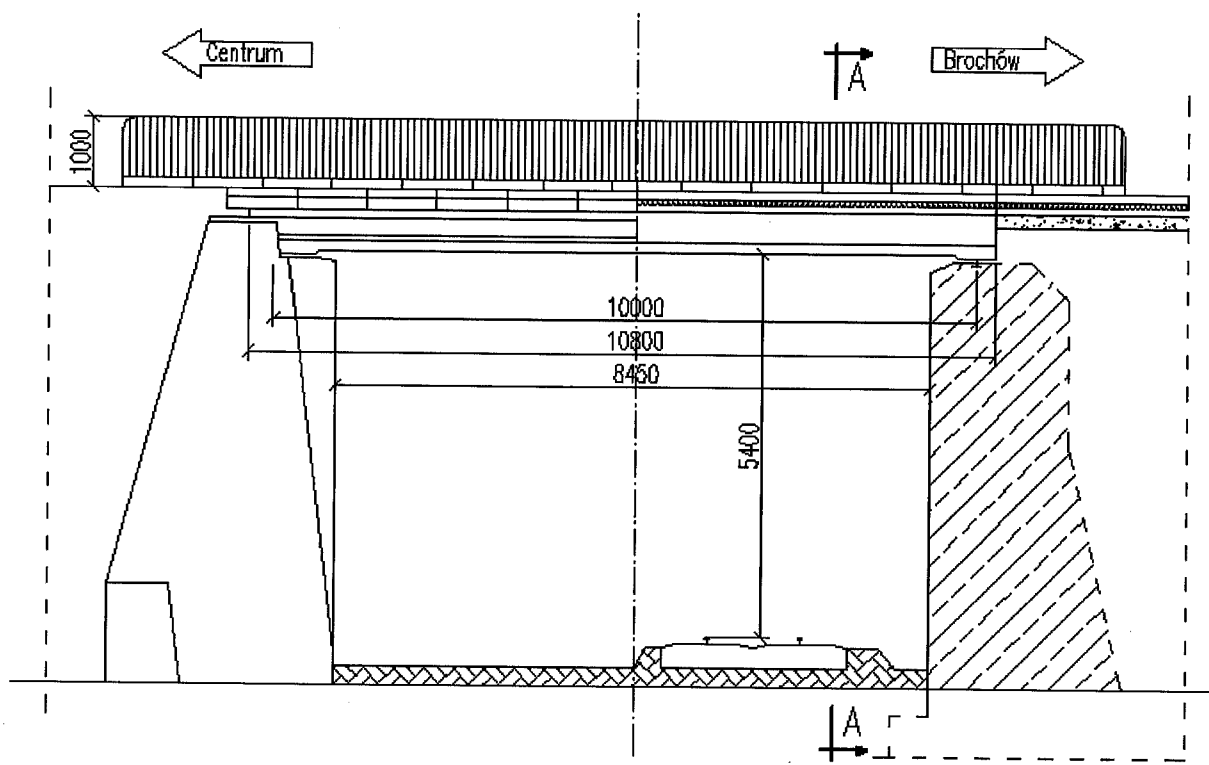
Inwentaryzację uszkodzeń przedstawiono na rys. 5.21.



Rys. 5.1a. Widok z góry wiaduktu drogowego nr I w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu



Rys. 5.1b. Przekrój poprzeczny



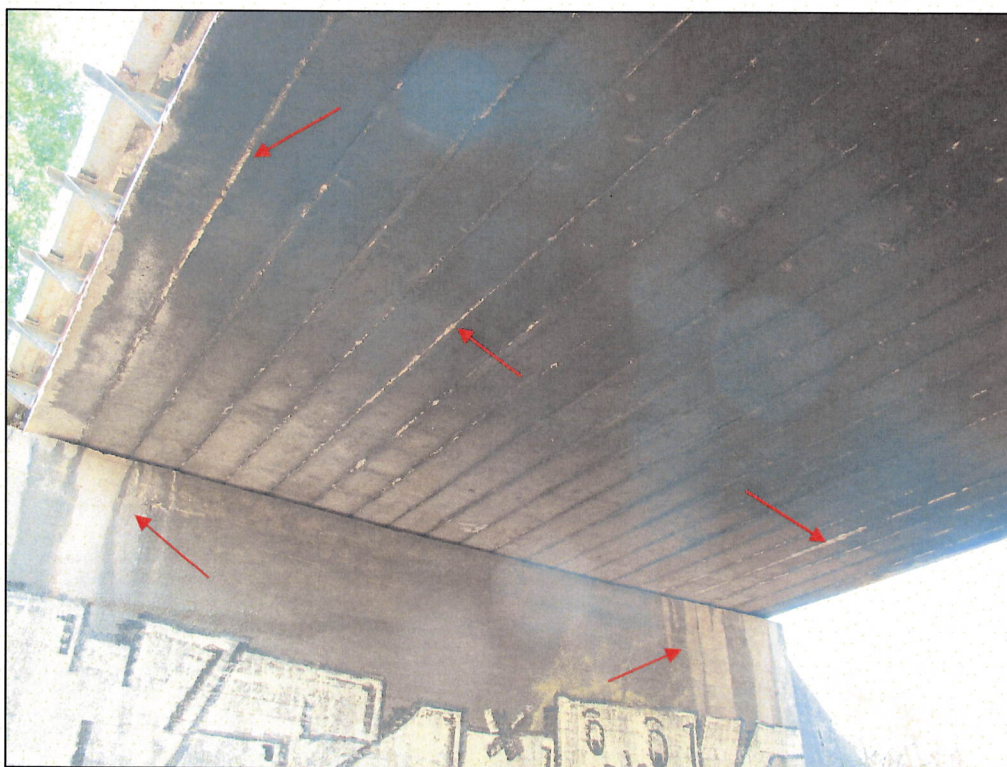
Rys. 5.1c. Widok z boku oraz przekrój podłużny

5.2. Opis uszkodzeń

5.2.1. Ustrój niosący

Na ustroju niosącym nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę i przeciążenie konstrukcji. W trakcie przeglądu ustroju niosącego stwierdzono:

- Liczne wapienne wykwity wzdłuż styków podłużnych belek (rys. 5.2).
- Drobne rdzawe i wapienne wykwity na spodzie belek (rys. 5.3).
- Miejscowo na belkach gzymsowych ubytki betonu i korozję odsłoniętego zbrojenia (rys. 5.4).
- Na bocznych powierzchniach belek odspojone fragmenty nadlanego betonu oraz miejscowo korozję odsłoniętego zbrojenia (rys. 5.4 i 5.5).



Rys. 5.2. Wykwity wapienne na spodniej stronie belek. Zacieki na ścianie czołowej podpory P1



Rys. 5.3. Wykwity rdzawe i wapienne na spodzie belek. Zacieki na ścianie czołowej podpory P2



Rys. 5.4. Odspojenie nadbetonu i zawilgocenie spodu belki skrajnej, oraz ubytki betonu i korozja odsłoniętego zbrojenia belki gzymsowej – widok od strony Wrocławia (na górnym zdjęciu stan z roku 2007 – brak istotnych zmian)



Rys. 5.5. Odspojone fragmenty nadlanego betonu oraz wykwyty wapienne na bocznej po wierzchni belki oraz spodzie wspornika – widok od strony Wrocławia

5.2.2. Podpory

Na podporach nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na ich przeciążenie i niewłaściwą pracę fundamentów. Zaobserwowano natomiast:

- W obrębie chodników na korpusach przyczółków jasne odbarwienia (rys. 5.6 i 5.8). Należy stąd wnioskować, że widoczne odbarwienia powstały najprawdopodobniej jeszcze przed ostatnim remontem obiektu i były spowodowane przeciekami w rejonie chodników przez nieszczelności w urządzeniach dylatacyjnych i w izolacji pomostu.
- Spękania oraz wykruszenia murków ceglanych oraz przyległych partii skrzydełek przyczółków (rys. 5.9). Należy wykonać zdylatowanie pomiędzy murkami ceglanyymi, a belkami głównymi lub wykonać nowe murki oddzielone od belek.
- Rysy pionowe na korpusach przyczółków oraz wzdłuż ich łączenia ze skrzydłami przyczółków.

- Na korpusach i skrzydłach podpór zanieczyszczenia powierzchniowe w postaci graffiti (rys. 5.6÷5.8).
- Na ścianie czołowej podpory P2 występują pojedyncze zarysowania z wapiennymi zaciekami (rys. 5.8).
- Przemieszczenia murków oporowych na przedłużeniu skrzydeł przyczółków (rys. 5.15-5.17).
- Porastanie dużych drzew na skarpach w bezpośredniej bliskości skrzydeł przyczółków, może prowadzić do ich uszkodzeń (rys. 5.15-5.17).



Rys. 5.6. Zacieki na ścianie czołowej przyczółka od strony Centrum oraz graffiti na skrzydłach i korpusie podpory P1



Rys. 5.7. Graffiti na skrzydle i ścianie czołowej podpory P2 od strony Kobierzyc oraz porastająca roślinność przy ścianie skrzydła



Rys. 5.8. Zacieki oraz lokalne zarysowania na ścianie czołowej przyczółka od strony Brochowa oraz graffiti na skrzydle i powierzchni czołowej podpory P2

5.2.3. Łożyska

Stan łożysk na obiekcie należy uznać za dostateczny. Do bezpośredniej inspekcji dostępne były jedynie fragmenty łożysk pod belkami skrajnymi.

Łożyska w formie zabetonowanych szyn nie są zabezpieczone antykorozyjnie. Na skutek przecieków przez szczeliny dylatacyjne w strefie podchodnikowej, łożyska uległy korozji powierzchniowej. Zaleganie zanieczyszczeń oraz materiału ziemnego na niszach podłożyskowych sprzyja utrzymywaniu się wilgoci w obrębie zakończeń łożysk i sprzyja ich intensywnej korozji (rys. 5.9). Nie stwierdzono jednak uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę łożysk.



Rys. 5.9. Skorodowane zakończenie łożyska na podporze P1 od strony Wrocławia; zacieki wapienne na bocznej powierzchni belki i spodzie belki gzymsowej

5.2.4. Wyposażenie pomostu

- ◆ Stan nawierzchni jezdni nie budzi zastrzeżeń (rys. 5.10 ÷ 5.12). Jedynie miejscowo zbyt małe spadki poprzeczne mogą utrudniać prawidłowy odpływ wody z obiektu.
- ◆ Nawierzchnia chodnika po stronie Kobierzyc wykazuje uszkodzenia w postaci poprzecznych spękań (rys. 5.12) występujących lokalnie.

Ostukiwanie nawierzchni chodników wykazało natomiast rozległe odspojenia bitumicznej nawierzchni na wiadukcie i dojeściach do obiektu - głównie na chodniku od strony Kobierzyc.

- ◆ Przekrycia dylatacyjne w jezdni nie wykazują istotnych uszkodzeń oraz objawów niewłaściwej pracy (rys. 5.10). Dylatacja w chodnikach wykazuje miejscowe spękania wzdłuż krawędzi z nawierzchnią chodnika oraz lokalne deformacje w postaci zaniżeń masy bitumicznej (rys. 5.10, 5.11).
- ◆ Na spodzie ustroju niosącego i podporach widoczne są jasne odbarwienia które powstały jeszcze przed remontem pomostu w roku 2007. W trakcie oględzin obiektu nie zaobserwowano zawilgoceń w rejonie wzmiankowanych odbarwień, trudno jest więc jednoznacznie stwierdzić czy doszło do odnowienia przecieków przez pomost.
- ◆ Nie zaobserwowano odspojień bitumicznych uszczelnień liniowych wzdłuż krawężnika i gzymsu (rys. 5.11 – 5.13).
- ◆ Wysokość balustrady na obiekcie jest niedostateczna, wynosząca 1,0 m (rys. 5.12). Na balustradach występuje korozja podpowłokowa i miejscowe ogniska korozji (rys. 5.13).



Rys. 5.10. Bitumiczne przekrycie dylatacyjne w poziomie nawierzchni jezdni bez uszkodzeń. Dylatacja chodnika od strony Brochowa z lokalnymi zaniżeniami masy bitumicznej



Rys. 5.11. Bitumiczne przekrycie dylatacyjne w poziomie nawierzchni chodnika z drobnymi spękaniami i lokalnymi deformacjami w postaci zapadnięć masy bitumicznej



Rys. 5.12. Balustrada i chodnik od strony Kobierzyc. Spękania poprzeczne w nawierzchni chodnika, rozległe odspojenia nawierzchni



Rys. 5.13 Korozja na balustradach w postaci powierzchniowej korozji podpowłokowej oraz miejscowych ognisk korozji nawierzchni chodnika, rozległe odspojenia nawierzchni

5.2.5. Urządzenia obce

Podczas wizji lokalnej stan obudowy urządzenia obcego od strony Kobierzyc oceniono jako dobry. Występują jedynie lokalne ogniska korozji powierzchniowej na obudowie rurociagu (rys. 5.14).



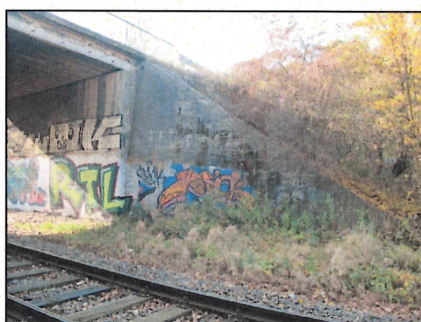
Rys. 5.14. Rurociąg oraz mocowanie rurociagu od strony Kobierzyc; miejscowe ogniska korozji powierzchniowej

5.2.6. Dojazdy oraz otoczenie obiektu

- ◆ Na skarpach nasypów dojazdowych do obiektu porastają duże drzewa, krzewy i drzewa oraz roślinność trawiasta (rys. 5.15 – 5.17). Korzenie dużych drzew porastających w bezpośredniej bliskości skrzydeł przyczółków mogą prowadzić do ich uszkodzeń.
- ◆ Przemieszczenia murków oporowych na przedłużeniu skrzydeł przyczółków (rys. 5.15 – 5.17).
- ◆ Przepust biegnący wzdłuż przyczółka od strony Brochowa z murkami ceglanymi i przykryciem płytami kamiennymi (rys. 5.18).
- ◆ Wychylenie skrajnego słupka bariery energochłonnej na zewnątrz obiektu - dojście od strony Centrum/Wrocław Centralny (rys. 5.19).
- ◆ Miejscowe odspojenia bitumicznej nawierzchni na chodnikach przed obiektem (rys. 5.20).



Rys. 5.15. Skrzydło przyczółka od strony Brochów/Wrocław Centralny – przesunięcie murku oporowego na zakończeniu skrzydła oraz duże drzewa porastające na skarpie w bezpośredniej bliskości skrzydła



Rys. 5.16. Skrzydło przyczółka od strony Centrum/ Wrocław Centralny – przesunięcie murku oporowego na zakończeniu skrzydła oraz krzewy porastające w bezpośredniej bliskości skrzydła



Rys. 5.17. Skrzydło przyczółka od strony Brochów/ Kobierzyce – przenieśczenie murku oporowego na zakończeniu skrzydła oraz duże drzewa porastające na skarpie w bezpośredniej bliskości skrzydła



Rys. 5.18 Wloty do przepustu biegnącego wzdłuż przyczółka od strony Brochowa oraz widok wnętrza przepustu

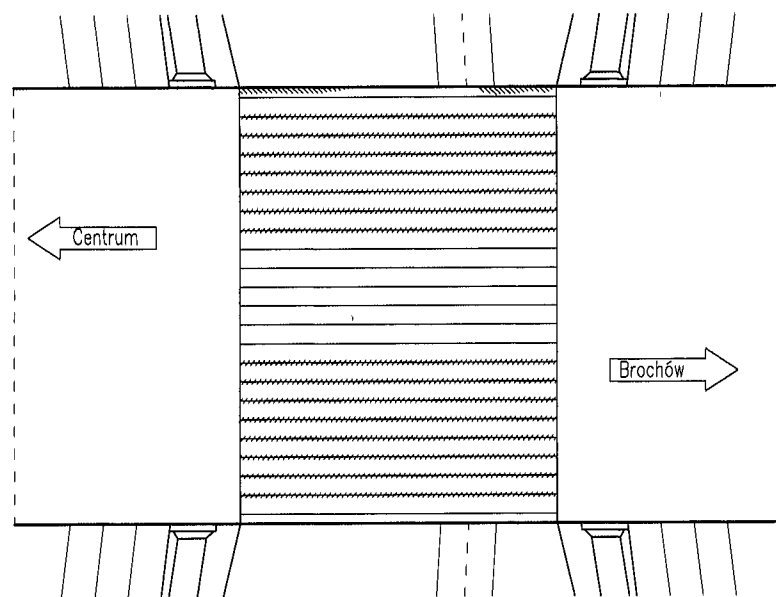


Rys. 5.19. Dojście od strony Centrum/Wrocław Główny – wychylenie skrajnego słupka bariery energochłonnej na zewnątrz obiektu

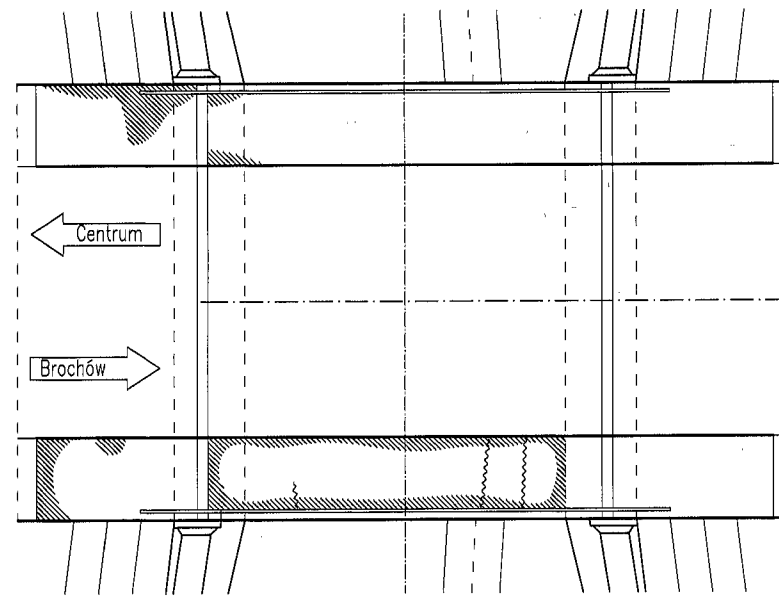


Rys. 5.20. Odspojenia nawierzchni bitumicznej wzdłuż zewnętrznych krawędzi chodnika (obrysowano kredą) – widok od strony Centrum

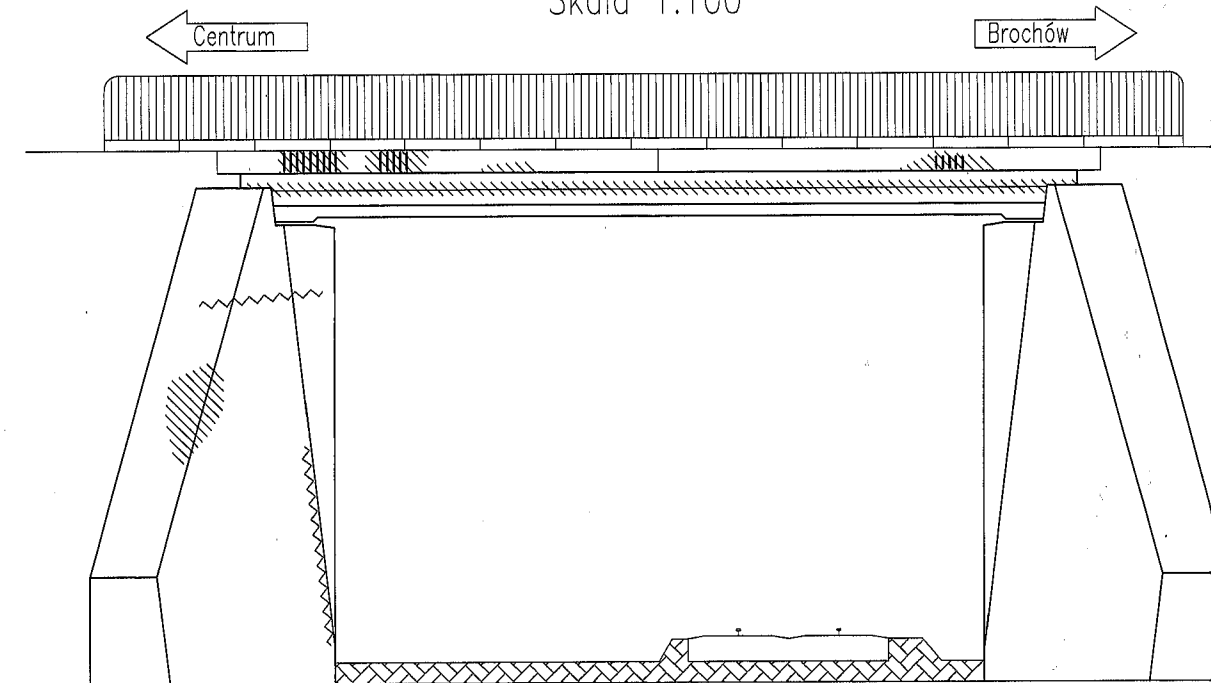
Rzut spodu przęsła
skala 1:200



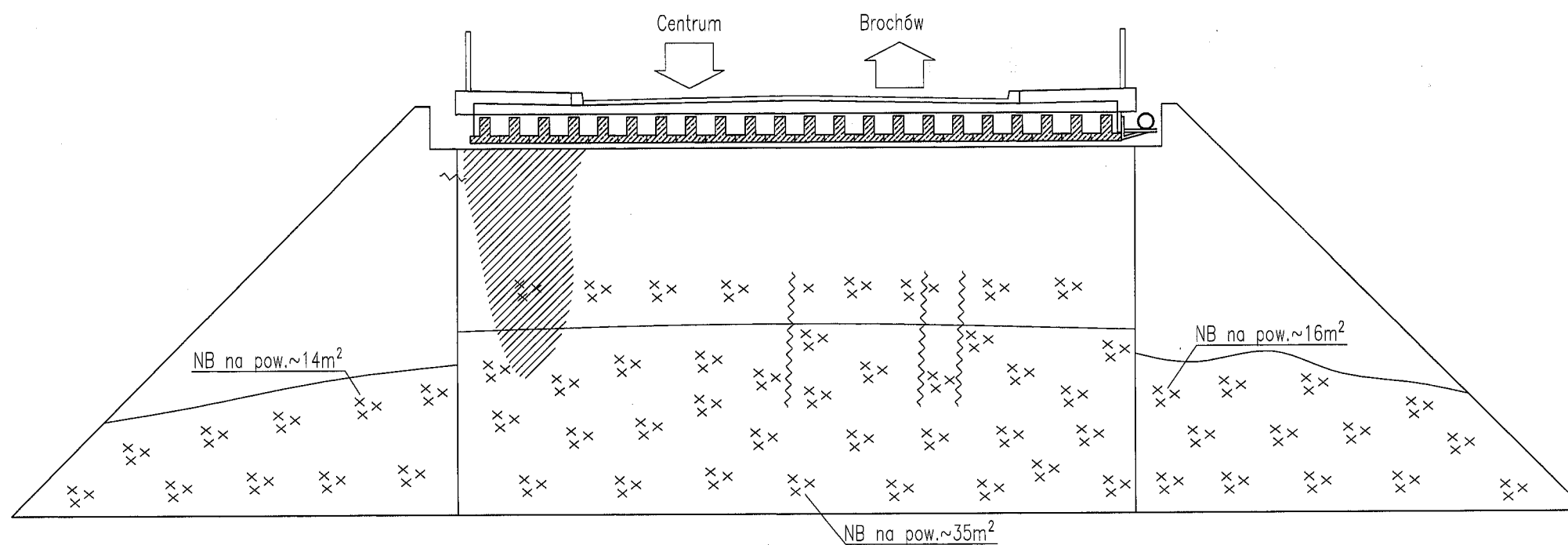
Widok z góry
skala 1:200



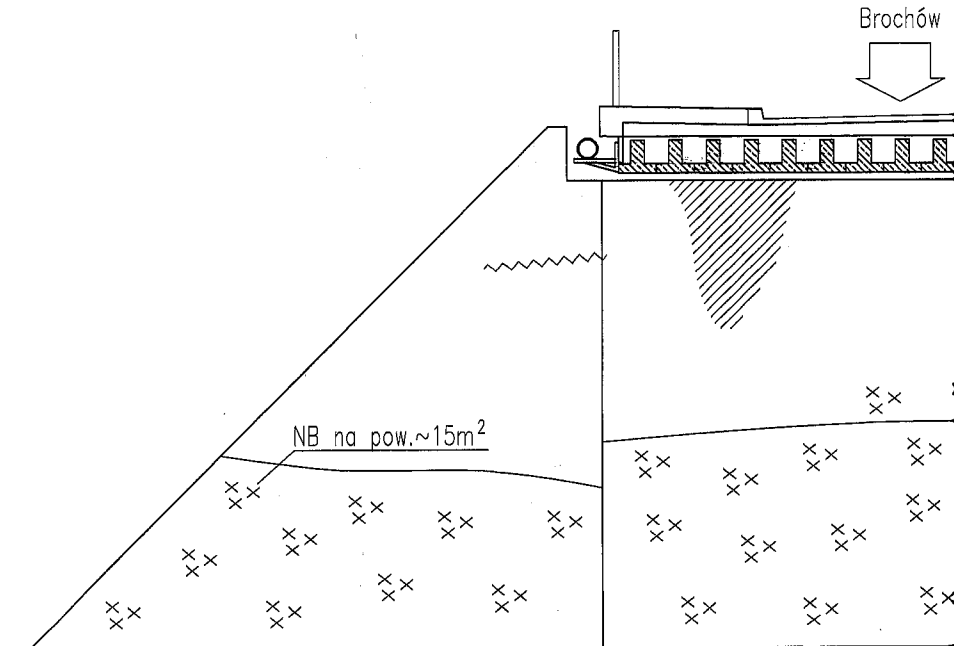
Widok z boku
Skala 1:100



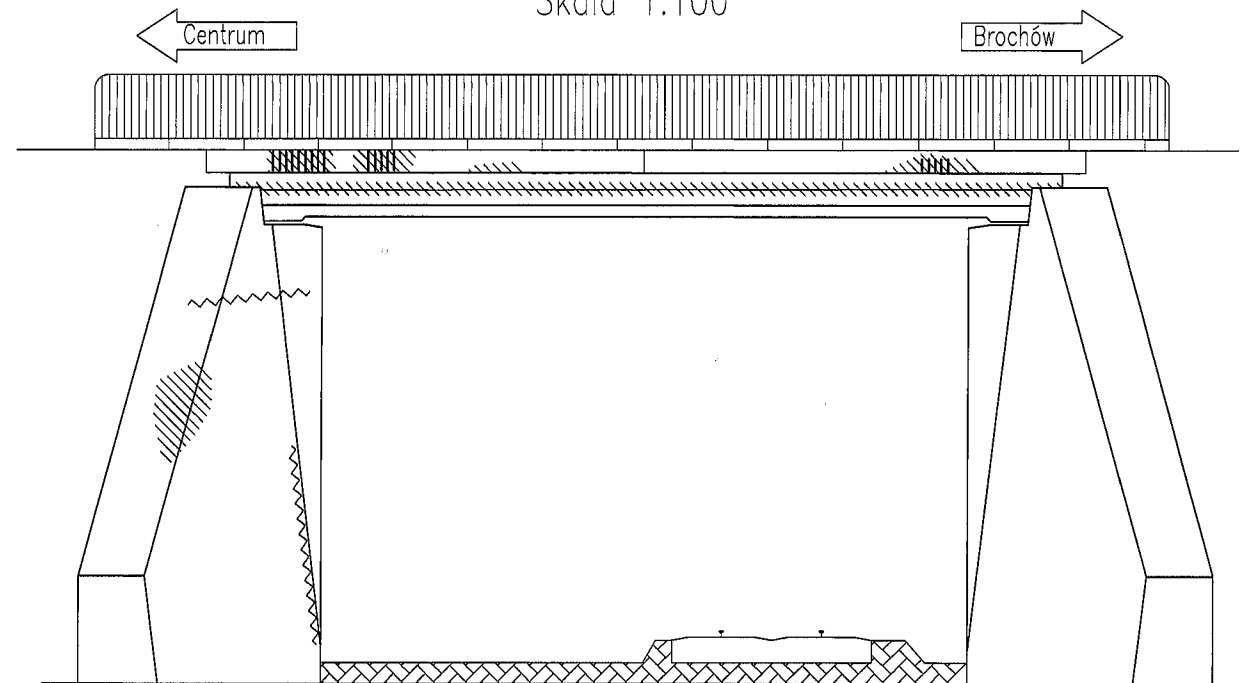
Przycółek P2 od strony Brochowa
Skala 1:100



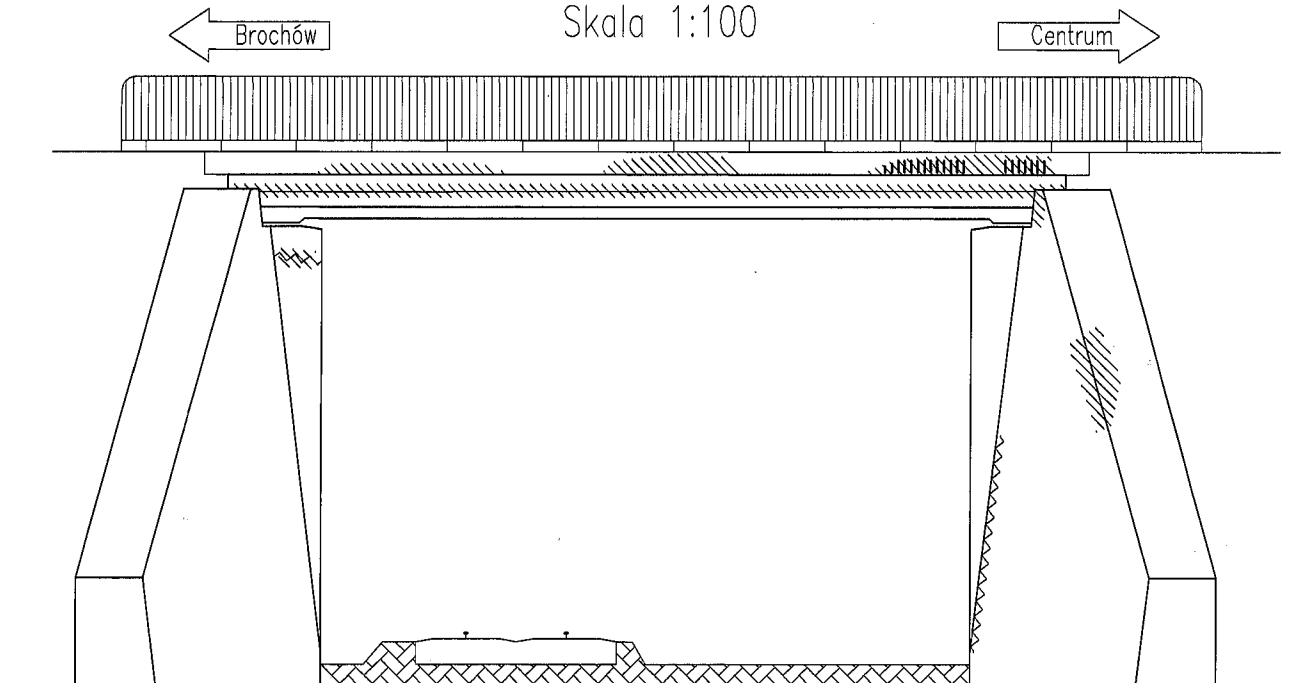
Przycółek P1
Skala 1:100



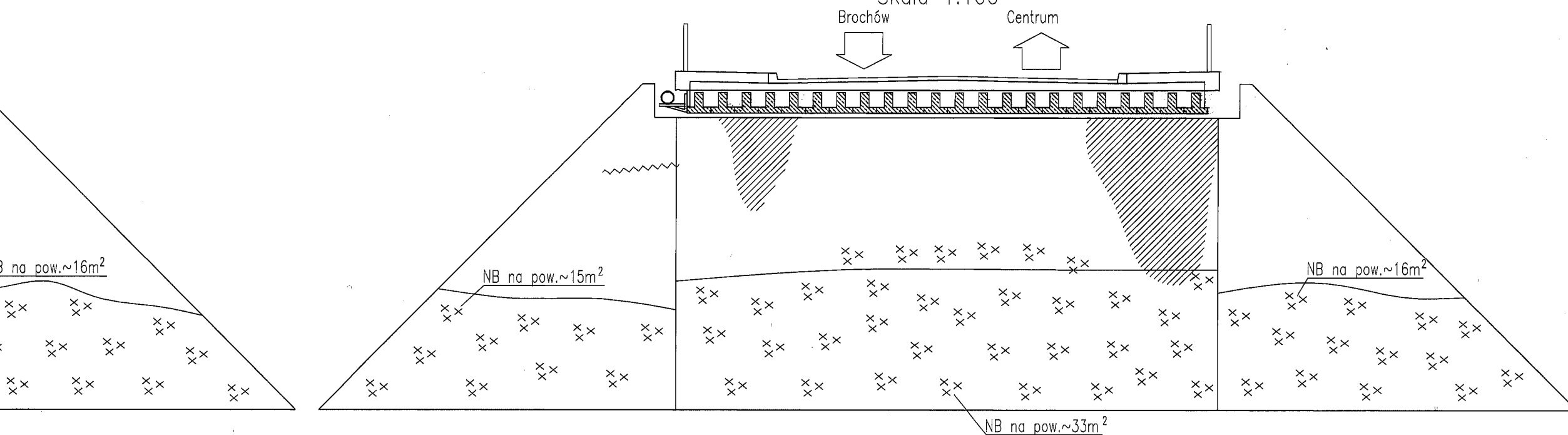
Widok z boku
Skala 1:100



Widok z boku
Skala 1:100



Przyciółek P1 od strony Centrum
Skala 1:100



LEGENDA:

- ~ - rysy, spękania
- /// - zacieki, wykwyty, odbarwienia
- - odłonięte zbrojenie
- /// - ubytki, odspojenia
- ~ - raki
- xx - zanieczyszczenia

5.3. Niwelacja obiektu

Niwelację podstawowych elementów pomostu (chodników i jezdni) wykonano za pomocą niwelatora Zeiss Ni 50 oraz składnej łąty mierniczej o długości 5 m. Niwelowano punkty obiektu w charakterystycznych miejscach, głównie dla rozpoznania spadków nawierzchni jezdni i chodników. Wykaz odczytanych wysokości z dokładnością do 5 mm w stosunku do repera roboczego przedstawiony został w Tabeli 5.1. Dla potrzeb niwelacji przyjęto wysokość repera roboczego 100,00 m.

Lokalizację punktów pomiarowych i spadki na obiekcie pokazano na rysunkach 5.22 i 5.23.

TABELA 5.1

Dziennik pomiarów niwelacyjnych nawierzchni jezdni i chodników na wiadukcie oraz dojazdach do obiektu

Nr pkt.	Odczyt [mm]	Wysokość [m]
Rp1	-	100,000
0	1775	98,225
1	1665	98,335
2	1652	98,348
3	1765	98,235
4	1754	98,246
5	1792	98,208
6	1673	98,327
7	1725	98,275
8	1635	98,365
9	1652	98,348
10	1761	98,239
11	1723	98,277
12	1750	98,250
13	1638	98,362
14	1608	98,392
15	1564	98,436
16	1583	98,417
17	1702	98,298
18	1665	98,335

Nr pkt.	Odczyt [mm]	Wysokość [m]
19	1725	98,275
20	1600	98,400
21	1578	98,422
22	1528	98,472
23	1559	98,441
24	1660	98,340
25	1612	98,388
26	1650	98,350
27	1528	98,472
28	1512	98,488
29	1493	98,507
30	1491	98,509
31	1619	98,381
32	1573	98,427
33	1658	98,342
34	1550	98,450
35	1553	98,447
36	1548	98,452

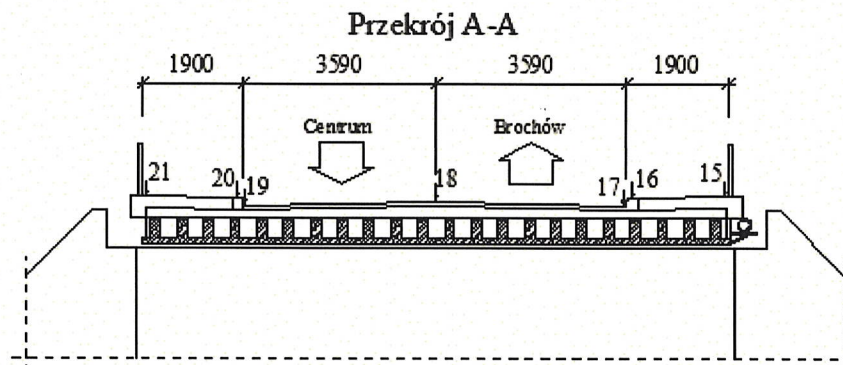
Wnioski z niwelacji:

Na podstawie przeprowadzonej niwelacji obiektu stwierdzono, że:

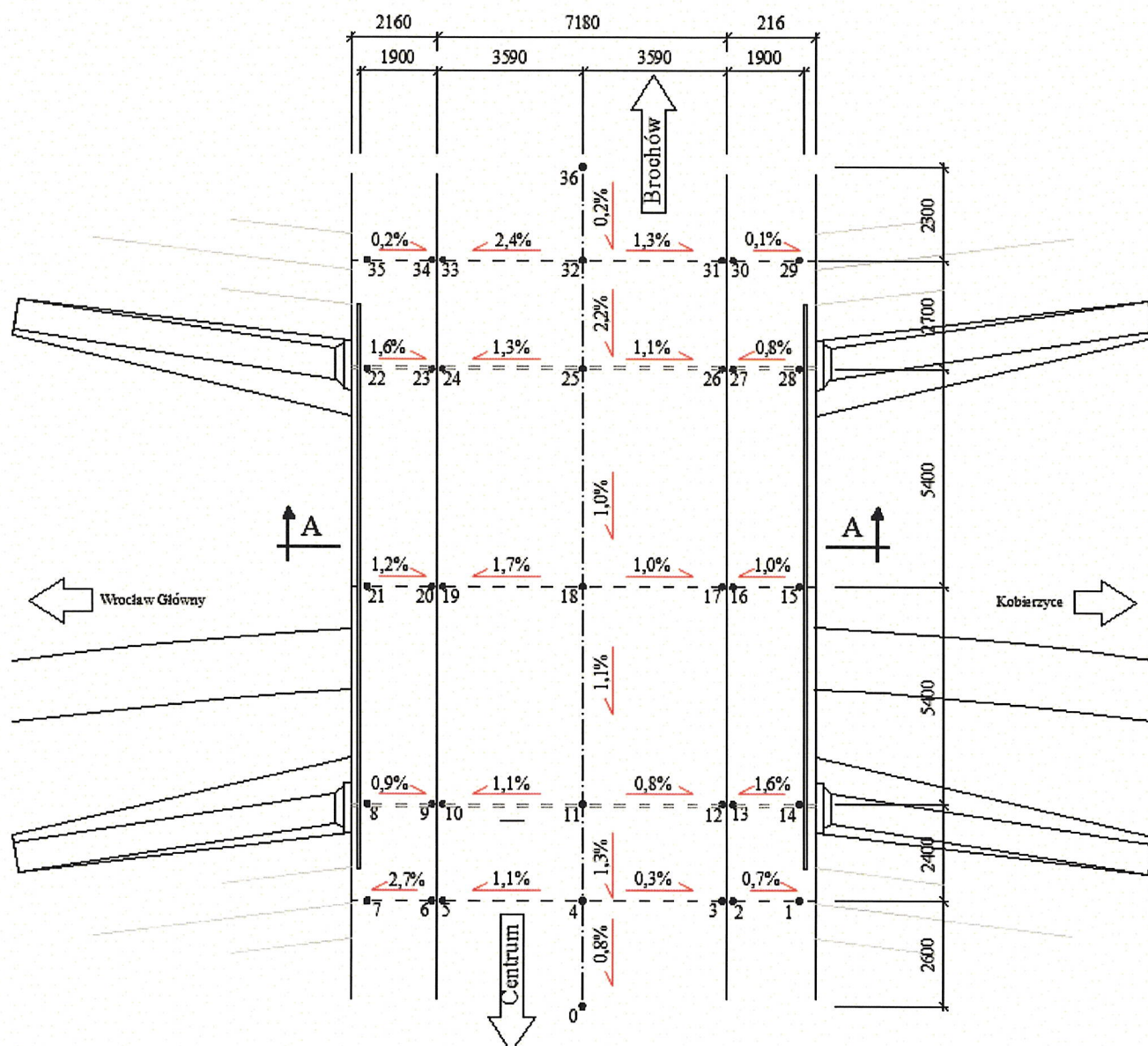
- ♦ Pochylenie niwelety w ciągu ulicy Gazowej jest jednostronne w kierunku Centrum o wartościach $0,2 \div 2,2\%$.
- ♦ Nawierzchnia na jezdni posiada spadki poprzeczne w kierunku chodników o wartościach $0,8\% \div 1,7\%$. Na dojazdach spadki mieszczą się w przedziale $0,3 \div 2,4\%$.
- ♦ Pochylenia poprzeczne chodników na obiekcie o wartościach $0,8\% \div 1,6\%$ mają spadek do jezdni.

Spadki poprzeczne chodników na dojazdach w kierunku od jezdni. Od strony Centrum wahają się w granicach $0,7 \div 2,7\%$, a od strony Brochowa – $0,1\%$. Wyjątek stanowi pochylenie chodnika na dojeździe od strony Brochowa / Wrocławia o wartości $0,2\%$, które ma spadek odwrotny.

Zgodnie z aktualnie obowiązującymi przepisami spadki poprzeczne nawierzchni jezdni powinny wynosić min. $2,0\%$, spadki nawierzchni chodników – min. $3,0\%$, a spadki podłużne – min. $0,5\%$. Niemal wszystkie pomierzone wartości pochyłeń poprzecznych nawierzchni jezdni i chodników nie spełnia w/w wymagań. Pochylenie podłużne niwelety jest zgodne z wymaganiami. Chodniki na dojazdach, za wyjątkiem chodnika po stronie Brochowa / Wrocławia, mają spadki w przeciwnych kierunkach niż wymagane.



Rys. 5.22 Schemat usytuowania punktów niwelacyjnych w przekroju poprzecznym



Rys. 5.23 Spadki poprzeczne i podłużne na pomoście oraz lokalizacja punktów pomiarowych

6. BADANIA KONSTRUKCJI

6.1. Szczegółowy zakres badań

- ♦ W roku 2007 dokonano wymiany wyposażenia pomostu oraz ułożono dodatkową warstwę nadbetonu.

Na chwilę obecną nie zaobserwowano śladów przecieków przez pomost oraz w strefach dylatacyjnych, które mogłyby się w sposób istotny przyczynić do aktywacji procesów korozyjnych w ustroju niosącym i podporach.

Inspekcja konstrukcji ustroju niosącego i podpór nie wykazała nowych, istotnych uszkodzeń w stosunku do uszkodzeń zaobserwowanych w ekspertyzie z roku 2007 (pkt. 3.4). Na tej podstawie można wnioskować, że parametry wytrzymałościowe betonu w konstrukcji nie uległy znaczącemu pogorszeniu.

- ♦ W związku z powyższym w niniejszym opracowaniu wykorzystano wyniki badań wytrzymałościowych betonu ustroju niosącego i podpór, natomiast wykonano nowe badania chemiczne (stężenie i rozkład chlorków, siarczanów oraz azotanów, a także zasięg i intensywność procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu).
- ♦ Badania chemiczne betonu wykonano przy wykorzystaniu:
 - zestawu do oceny stężenia chlorków, siarczanów i azotanów w konstrukcji – „Aquamerck-Test”,
 - testu Rainbow-Test umożliwiającego ocenę zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej betonu.

6.2. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu

6.2.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie pobierania zwiercin do badań chemicznych, określono bezpośrednio na obiekcie za pomocą metody „Rainbow-Test”, przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.1.

TABELA 6.1

Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Głębokość karbonatyzacji [mm]
Belka gzymsowa od strony Wr.Centr.	H3	pH 7-9 / 10-15 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		10-15 mm
Belka dźwigara płytowego (z boku)	H1	pH 9 / 3-5 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		3-5 mm
Korpus przyczółka P1	H2	pH 9 / 4-6 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		4-6 mm

- ◆ W belce gzymsowej stwierdzono głębokość karbonatyzacji sięgającą do zbrojenia o niedostatecznej grubości otuliny, co może przyczyniać się do jego korozji.
- ◆ Głębokość karbonatyzacji w belkach sprężonych i masywnych przyczółkach jest nieznaczna.

6.2.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl^- w przekroju betonowym

- ◆ Badania przeprowadzono za pomocą zestawu „Aquamerck-Test”, firmy Merck.
- ◆ Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu, założono orientacyjnie, iż do produkcji betonu, z którego wykonano elementy konstrukcyjne obiektu zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m³ mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości pozornej betonu na poziomie około 2500 kg/m³.

Zgodnie z powyższym założeniem oraz zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000), dopuszczalną wartość stężenia chlorków w przekroju betonowym określono:

Rodzaj skażenia	Jednostka miary	Graniczna wartość liczbowa wielkości
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie nieskarbonatyzowanym: 1. konstrukcji żelbetowych 2. konstrukcji sprężonych	%	nie większy niż 0,064% masy betonu nie większy niż 0,032% masy betonu
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie skarbonatyzowanym:	%	nie większy niż 0,016% masy betonu

- ◆ W każdym punkcie pomiarowym (H) pobrano pył betonowy z następujących głębokości:

Ustrój niosący i podpory
- od 0 do 5 mm
- od 5 do 30 mm
- od 30 do 50 mm

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ◆ W belce gzymsowej stwierdzono przekroczenie stężenia jonów chlorkowych jedynie w warstwie przypowierzchniowej, co stanowi zagrożenie dla prętów pozbawionych otuliny lub zbyt płytko położonych.
- ◆ Na powierzchni bocznej belki nie stwierdzono przekroczenia dopuszczalnego stężenia jonów chlorkowych na głębokości zbrojenia.
- ◆ Na przyczółku nie stwierdzono podwyższonego stężenia chlorków.

6.2.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji

Badania zawartości siarczanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- w badanych elementach betonowych.

- ◆ Jako graniczną zawartość siarczanów w betonie, zgodnie z obowiązującymi w tym zakresie wytycznymi, przyjęto na poziomie **0.50%** w odniesieniu do wagi betonu.
- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ◆ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.

6.2.4. Zawartość azotanów w konstrukcji

Badania zawartości azotanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- i siarczanów w badanych elementach betonowych.

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ◆ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

TABELA 6.2

Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, siarczanów i azotanów w przypowierzchniowej warstwie betonu konstrukcji wiaduktu

Lokalizacja	Punkt pomiar.	Głębokość karbonatyzacji [mm]	CHLORKI			SIARCZANY jako- ściowo	AZOTANY jako- ściowo
			Jakościowo	Głębokość	Ilościowo		
			+ / -	[cm]	[%] m/m betonu	+ / -	+ / -
Belka gzymsowa							
- od strony Wroc.Centr.	H3		+	0 - 0,5	0,045>0,016	-	-
			+/-	0,5 - 3,0	0,015≈0,016		
			-	3,0 - 5,0	0,006<0,064		
Belka							
- z boku	H1		-	0 - 0,5	0,015<0,064	-	-
			-	0,5 - 3,0	0,015		
			-	3,0 - 5,0	0,003		
Przyczółek P1							
	H2		-	0 - 0,5	0,014<0,064	-	-
			-	0,5 - 3,0	0,012		
			-	3,0 - 5,0	0,006		

6.3. Podsumowanie badań

- ♦ **Parametry wytrzymałościowe betonu** ustalone na podstawie ekspertyzy z roku 2007:

Przyczółki

- klasa betonu B20

- badania laboratoryjne odwiertów

$$\bar{R} = 26,3 \text{ MPa}, v_R = 9,0\% \quad R_b^G = 21,92 \text{ MPa, klasa betonu B20}$$

- badania metoda sklerometryczną

$$\bar{R} = 33,93 \text{ MPa}, v_R = 14,48\% \quad R_b^G = 26,54 \text{ MPa, klasa betonu B25}$$

Ocena makroskopowa betonu - korpus przyczółka (P1) przedmiotowego wiaduktu został wykonany z betonu na kruszywie naturalnym o średnicy od 23 do 45 mm. 57% jego składu objętościowego stanowi kruszywo naturalne.

Badania sklerometryczne przypowierzchniowej warstwy betonu wykazała, że zarówno belki główne jak i przyczółki mają średnią jednorodność cech wytrzymałościowych.

Badania przyczepności metodą pull-off wykazały, że

- beton z którego zostały wykonane podpory, spełnia wymagania wytrzymałościowe warunkujące ewentualne wykonanie jego napraw powierzchniowych;
- nadbeton (stary) na belkach głównych ustroju niosącego, posiada niskie parametry wytrzymałości na odrywanie, co nie gwarantuje pełnej skuteczności jego zespolenia z wykonanymi na nim naprawami.

♦ **Badania chemiczne** przypowierzchniowej warstwy betonu wykazały, że:

- W belce gzymsowej głębokość karbonatyzacji sięga do 10-15 mm co stanowi zagrożenie korozyjne jedynie dla zbrojenia o niedostatecznej grubości otuliny.

Głębokość karbonatyzacji w belkach sprężonych i masywnych przyczółkach jest nieznaczna.

- W belce gzymsowej stwierdzono przekroczenie stężenia jonów chlorkowych jedynie w warstwie przypowierzchniowej, co stanowi zagrożenie dla prętów pozbawionych otuliny lub zbyt płytko położonych.

Na powierzchni bocznej belki nie stwierdzono przekroczenia dopuszczalnego stężenia jonów chlorkowych na głębokości zbrojenia.

Na przyczółku nie stwierdzono podwyższonego stężenia chlorków.

- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.
- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

7. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI

7.1. Uwagi ogólne

Statyczno-wytrzymałościowa analiza konstrukcji zespolonych wymaga osobnego rozpatrzenia wszystkich stanów obciążeń, występujących od momentu montażu pojedynczych prefabrykatów (w tym przypadku sprężonych belek mostowych typu kujan) poprzez wbudowanie nadbetonu, montaż wyposażenia na zespolonym już ustroju nośnym, po stan użytkowy z obciążeniami ruchomymi włącznie. W przypadku przedmiotowego wiaduktu dodatkowej analizy wymaga uwzględnienie remontu przeprowadzonego w roku 2007. Remont, polegający na wymianie nawierzchni drogowej i wykonaniu dodatkowej warstwy nadbetonu, w miejsce usuniętej nawierzchni z kostki kamiennej, wywołał zmianę charakterystyk geometrycznych przęsła, którą należy dodatkowo uwzględnić w obliczeniach określających aktualną nośność obiektu.

Na podstawie literatury naukowej, omawiającej zagadnienia budowy mostów prefabrykowanych, przeprowadzonej wizji lokalnej (ogłędzin obiektu), własnych pomiarów inwentaryzacyjnych oraz dokumentacji dostarczonej przez Zleceniodawcę przyjęto odpowiednie schematy statyczne do analizy poszczególnych stanów obciążeń oraz zbudowano numeryczny model wiaduktu, wykorzystany do określenia wyężenia powodowanego przez wyposażenie oraz mostowe obciążenia ruchome. Ze względu na schemat statyczny konstrukcji, w postaci jednoprzęslowej belki swobodnie podpartej, do szczegółowej analizy przyjęto środkowy przekrój przęsła wiaduktu, w którym występują maksymalne momenty zginające, generujące ekstremalne wartości naprężeń normalnych. Dysponując wartościami naprężeń normalnych z poszczególnych stanów obciążenia wiaduktu, w szczególności od obciążeń ruchomych zdefiniowanych w normatywie obciążeń mostowych z 1956 roku oraz od obciążeń klasy A, zgodnie z obecnie obowiązującą normą obciążeń mostowych PN-85/S-10030, wyznaczono aktualną nośność normową i użytkową wiaduktu z uwzględnieniem remontu przeprowadzonego w bieżącym roku.

7.2. Założenia i metodyka analizy

Przy projektowaniu zespolonych konstrukcji mostowych składających się z prefabrykowanych belek sprężonych oraz monolitycznej płyty betonowej zakładało się i nadal zakłada, że obowiązują założenia sprężenia pełnego. Powyższe uzyskuje się poprzez odpowiedni dobór siły sprężającej oraz jej mimośrodów na długości elementu.

Analizując stan wyężenia, a dokładniej określając nośność, takiego ustroju, sprawdza się poziom naprężeń rozciągających. W starych konstrukcjach mostowych bardzo często nie jest znana dokładna wartość wypadkowej siły sprężającej oraz jej usytuowanie w przekroju poprzecznym belki prefabrykowanej. Uniemożliwia to nawet przybliżone określenie aktualnego stanu wyężenia elementów przęsła w sposób analityczny.

Mozliwe jest jednak obliczenie wartości naprężeń rozciągających od obciążeń normowych wg aktualnie obowiązujących norm i porównanie ich z wartościami naprężeń wyznaczonych zgodnie z normą obciążeń z okresu projektowania obiektu. Takie porównanie pozwala określić stan wyężenia elementów w zespolonych konstrukcjach mostowych.

Wychodząc z powyższych założeń przyjęto następującą procedurę określenia aktualnej nośności użytkowej wiaduktu I w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu:

- 1) Wyznaczenie wartości naprężeń rozciągających $\sigma_{\min}(0)$ dla stanu montażowego, obejmującego pracę pojedynczego prefabrykatu z dodaną później mieszanką nadbetonu.
- 2) Obliczenie $\sigma_{\min}(1)$ dla stanu bezużytkowego z uwzględnieniem obciążeń wywołanych ciężarem wyposażenia wiaduktu.
- 3) Utworzenie dwóch numerycznych modeli odwzorowujących analizowaną konstrukcję (przed i po remoncie). Modele obiektu wykonano w oparciu o dokumentację dostarczoną przez Zamawiającego, dane techniczne zawarte w literaturze naukowej oraz pomiary własne przeprowadzone podczas wizji lokalnej. Do analizy wykorzystano program obliczeniowy Robot Millennium.
- 4) Wyznaczenie $\sigma_{\min}(2)$ dla stanów użytkowych, obejmujących oddziaływania obciążeń ruchomych zgodnie z wymaganiami normatywu z roku 1956 oraz aktualnie obowiązującej normy z 1985 roku.
- 5) Zestawienie i porównanie wartości naprężeń normalnych $\sigma_{\min}(i)$ w charakterystycznych przekrojach elementów prętowych odwzorowujących obiekt, uzyskanych dla poszczególnych stanów obciążenia.
- 6) Określenie aktualnej nośności użytkowej przedmiotowego wiaduktu na podstawie uzyskanych wyników badań i obliczeń.

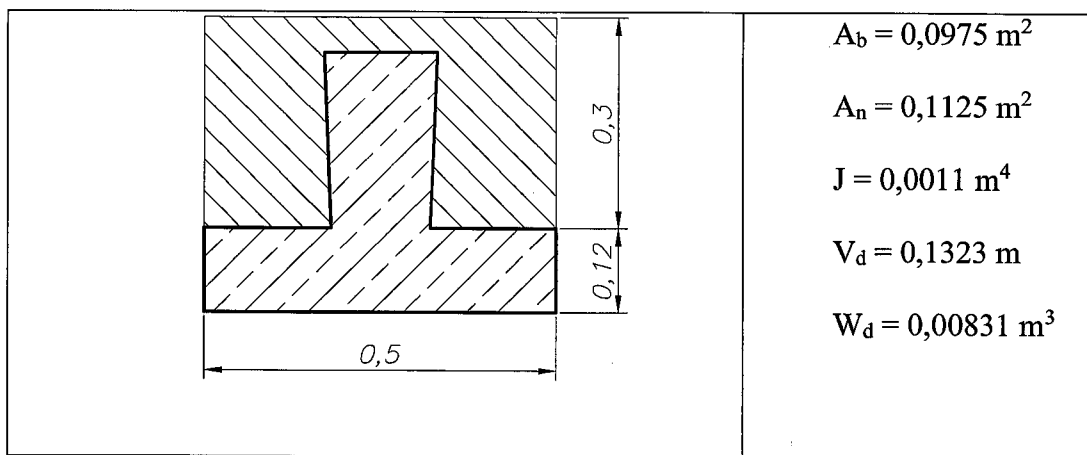
Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej, analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz orzeczenia o aktualnej nośności użytkowej obiektu sformułowano zalecenia dotyczące dalszego utrzymania i użytkowania wiaduktu.

7.3. Stan montażowy

Założenia do obliczeń:

Rozpiętość teoretyczna: $L_t = 10,00$ m;

Belki prefabrykowane typu „Kujan” (rys. 7.1).



Rys. 7.1. Przekrój poprzeczny prefabrykowanej belki typu „Kujan”

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę:

- ciężar własny belki: $g_1 = 0,0975 \cdot 25 = 2,44 \text{ kN/m}$ ($g_1^0 = 1,2 \cdot 2,44 = 2,93 \text{ kN/m}$),
- ciężar nadbetonu: $g_2 = 0,1125 \cdot 23,5 = 2,64 \text{ kN/m}$ ($g_2^0 = 1,2 \cdot 2,64 = 3,17 \text{ kN/m}$).

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_1 + g_2) \cdot L_t^2}{8} = \frac{5,08 \cdot 10^2}{8} = 63,5 \text{ kNm} \quad (M^0 = 76,23 \text{ kNm}).$$

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d} = \frac{63,5 \cdot 10^{-3}}{0,00831} = 7,64 \text{ MPa} \quad (\sigma_d^0 = 9,17 \text{ MPa}).$$

7.4. Stan bezużytkowy

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę zespoloną z nadbetonem (przed remontem):

Ciężar wyposażenia:

- nawierzchnia (kostka) $g_3 = 0,5 \cdot 0,12 \cdot 25 = 1,50 \text{ kN/m}$,

- beton ochronny: $g_4 = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 22 = 1,65 \text{ kN/m}$,

- izolacja: $g_5 = 0,5 \cdot 0,01 \cdot 14 = 0,07 \text{ kN/m}$.

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_3 + g_4 + g_5) \cdot L_t^2}{8} = \frac{3,22 \cdot 10^2}{8} = 40,25 \text{ kNm}.$$

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{40,25 \cdot 10^{-3}}{0,0147} = 2,73 \text{ MPa},$$

gdzie: $W_d^z = 0,0147 \text{ m}^3$.

7.5. Stan obciążenia w czasie remontu

W trakcie remontu wykonano dodatkową płytę żelbetową o średniej grubości 15 cm po uprzednim usunięciu wcześniejszych warstw nawierzchni i izolacji. Nowa płyta nadbetonu obejmuje prawie całą powierzchnię wiaduktu, co pozwala założyć, że obciążenie przypadające na jedną belkę oraz momenty zginające w środku rozpiętości i odpowiadające im naprężenia normalne wynoszą:

- ciężar nadbetonu $g_6 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,15 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/m}$,

- $M = (2,25 \cdot 10^2)/8 = 28,13 \text{ kNm}$,

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{28,13 \cdot 10^{-3}}{0,0147} = 1,91 \text{ MPa}.$$

7.6. Stan bezużytkowy po remoncie

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę zespoloną z nadbetonem po remoncie:

Ciężar wyposażenia:

- nawierzchnia (asfaltobeton) $g_7 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,08 \cdot 23 = 1,10 \text{ kN/m}$,

- izolacja: $g_8 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,005 \cdot 14 = 0,04 \text{ kN/m}$.

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_7 + g_8) \cdot L_t^2}{8} = \frac{1,14 \cdot 10^2}{8} = 14,25 \text{ kNm}.$$

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{14,25 \cdot 10^{-3}}{0,0271} = 0,53 \text{ MPa},$$

gdzie: $W_d^{zz} = 0,0271 \text{ m}^3$.

7.7. Numeryczne modele obiektu

Numeryczne modele obiektu zbudowano w systemie Robot Millennium, wykorzystując do analizy statyczno-wytrzymałościowej Metodę Elementów Skończonych (MES). Poszczególnym elementom prętowym, odwzorowującym obiekt, przypisano charakterystyki geometryczne wynikające z rzeczywistych wymiarów liniowych, zmierzonych podczas oględzin wiaduktu i uzupełnionych na podstawie studiów literatury technicznej z tego zakresu. Takie podejście sprawia, że nie trzeba dodatkowo definiować charakterystyk geometrycznych takich jak pole przekroju poprzecznego czy momenty bezwładności przy zginaniu i skręcaniu. Utworzony model obiektu przedstawiono na rys. 7.2.

Poprzez zmienne charakterystyki geometryczne uwzględniono wpływ wzmocnienia dodatkową płytą żelbetową, wykonaną podczas remontu.

Modele numeryczne obiektu zbudowano z trzech grup elementów prętowych, którym przypisano następujące charakterystyki geometryczne (tabela 7.1 i 7.2):

TABELA 7.1

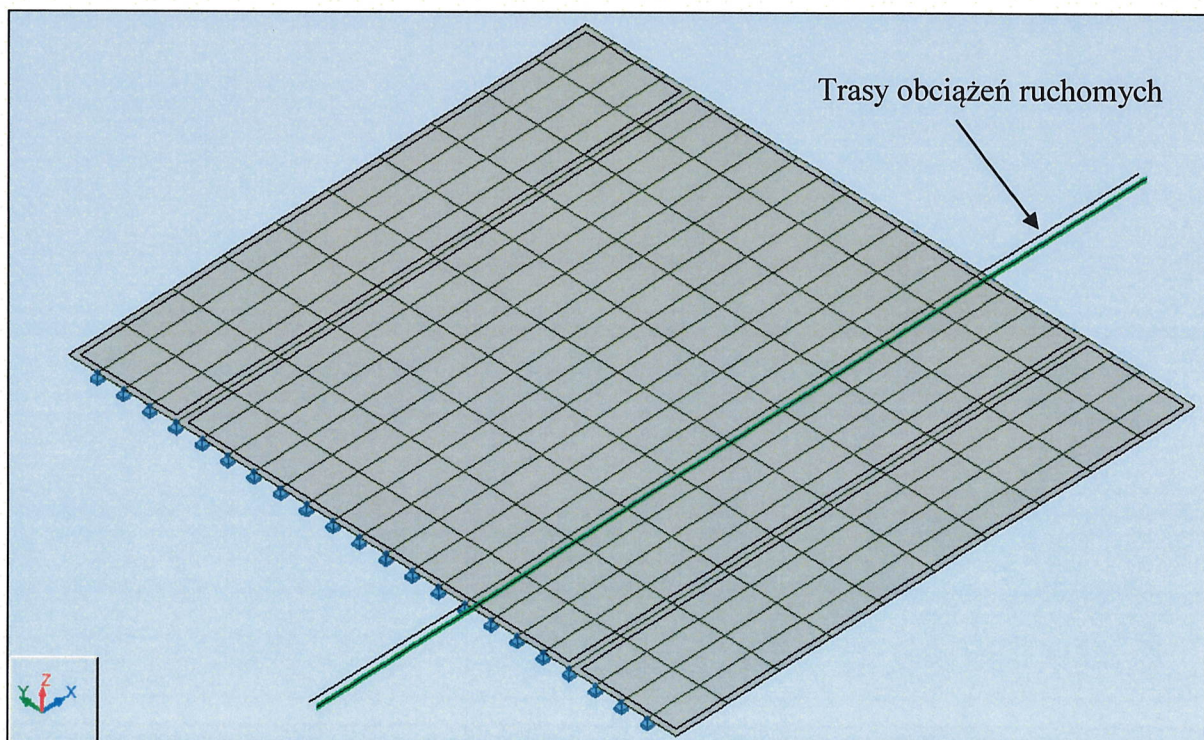
Charakterystyki geometryczne prętowych elementów modelu wiaduktu przed remontem

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm ²)	AY (cm ²)	AZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50x42	1 do 220	2100,000	1750,000	1750,000	611304,493	308700,000	437500,000
chodnik	452 do 473	2000,000	1666,667	1666,667	233054,375	66666,667	1666666,66
pop	221 do 451	3000,000	2500,000	2500,000	729847,317	225000,000	2500000,00

TABELA 7.2

Charakterystyki geometryczne prętowych elementów modelu wiaduktu po remoncie

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm ²)	AY (cm ²)	AZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50x42	1 do 220	2750,000	2291,667	2291,667	1058675,53	693229,167	572916,667
chodnik	452 do 473	3300,000	2750,000	2750,000	948801,802	299475,000	2750000,00
pop	221 do 451	4300,000	3583,333	3583,333	1932981,83	662558,333	3583333,33



Rys. 7.2. Numeryczny model wiaduktu I w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu

W celu uzyskania najniekorzystniejszego wyężenia elementów obiektu zastosowano ruchome przypadki obciążenia, umożliwiające odwzorowanie przejazdu pojazdów (w kierunkach zgodnych z rzeczywistym ruchem na moście, por. rys. 7.2). Zastosowanie powyższej procedury pozwala pominąć żmudne ustawianie obciążeń ruchomych zgodnie z ekstremami funkcji wpływu sił wewnętrznych dla poszczególnych elementów obiektu. Ruchome przypadki obciążeń stosowano przy obliczeniach związanych z obciążeniem ciągnikiem gąsienicowym T-60 oraz pojazdem K-800, mogącymi dowolnie przemieszczać się po obiekcie.

7.8. Obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku

Ze względu na zakres analizy oraz konieczność wyznaczenia aktualnej nośności użytkowej wiaduktu w obliczeniach statycznych uwzględniano obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z roku 1956. Do szczegółowej analizy przyjęto środek rozpiętości belki, w której stwierdzono największe wyężenie pod obciążeniem ruchomym.

W wyniku obliczeń uzyskano maksymalny moment zginający i odpowiadające mu rozciągające naprężenia normalne o wartości:

$$M = 68,36 \text{ kNm} \qquad \sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{68,36 \cdot 10^{-3}}{0,0147} = 4,65 \text{ MPa}$$

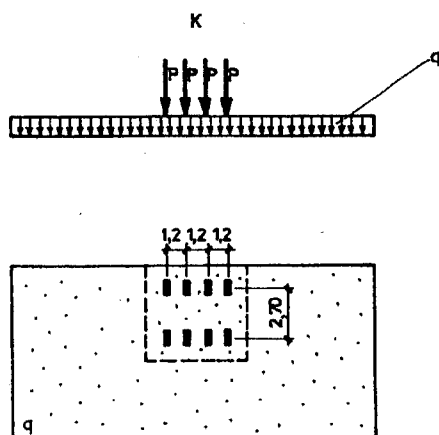
7.9. Obciążenia ruchome wg normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030

W celu określenia klasy przedmiotowego obiektu (nośności normowej) obciążono model wiaduktu obciążeniami klasy A wg PN-85/S-10030. Obciążeniem ruchomym odpowiadającym klasie A jest ciągnik kołowy o ciężarze 800 kN, nałożony na obciążenie równomiernie rozłożone o wartości 4 kN/m² (rys. 7.3 i tabl. 7.3). Przy określaniu nośności istniejących obiektów należy stosować współczynniki obliczeniowe do obciążeń ruchomych, tak jak przy projektowaniu nowych obiektów, o wartości $\gamma_p = 1,50$.

Przy wyznaczaniu obciążeń ruchomych uwzględniono współczynnik dynamiczny dla pojazdu K o wartości:

$$\varphi = 1,35 - 0,005L = 1,35 - 0,005 \cdot 10 = \underline{1,30} \leq \varphi_{\max} = 1,325.$$

Dla chodników przyjęto obciążenie tłumem pieszych o wartości 2,5 kN/m² ze współczynnikiem obliczeniowym równym $\gamma_t = 1,30$.



Rys. 7.3. Schemat obciążenia

TABELA 7.3

Wartości normowych obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa obciążeń	Mnożnik do klasy A	Obciążenie q kN/m ²	Obciążenie K kN	Nacisk na oś kN
A	1,00	4,00	800	200
B	0,75	3,00	600	150
C	0,50	2,00	400	100
D	0,40	1,60	320	80
E	0,30	1,20	240	60

Dla tak przyjętych obciążeń wykonano obliczenia statyczne, w wyniku których otrzymano maksymalny moment zginający i odpowiadającą mu wartość naprężeń normalnych dla elementów prętowych modelu od obciążeń ruchomych klasy A i tłumy pieszych:

$$M(PN) = M(K-800) + M(q) = 176,32 + 27,78 = 204,10 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{204,10 \cdot 10^{-3}}{0,0271} = 7,53 \text{ MPa}$$

oraz

$$M(qt) = 7,76 \text{ kNm} \quad \text{i} \quad \sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{7,76 \cdot 10^{-3}}{0,0271} = 0,29 \text{ MPa}$$

7.10. Określenie nośności normowej wiaduktu I w ciągu ul. Gazowej

W celu określenia nośności normowej zastosowano procedurę polegającą na wyznaczeniu i porównaniu naprężeń normalnych na dolnej krawędzi maksymalnie wytężonej, prefabrykowanej belki obiektu. Wykorzystano obciążenia z okresu projektowania obiektu oraz aktualnie obowiązujące wg PN-85/S-10030. W obliczeniach uwzględniono wykonany w roku 2007 remont, obejmujący dodanie nadbetonu na istniejącą już zespoloną płytę konstrukcji.

W wyniku obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wyznaczono dla obciążeń powodowanych ciężarem własnym konstrukcji i wyposażenia obiektu oraz obciążeniami ruchomymi wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku następującą wartość rozciągających naprężeń normalnych na dolnej krawędzi prefabrykatu:

$$\sigma_d(\text{Proj.}) = 7,64 + 2,73 + 4,65 = 15,02 \text{ MPa.}$$

Obciążenia wyznaczone na podstawie normy PN-85/S-10030, uwzględniające ciężar własny konstrukcji, ciężar wyposażenia a także obciążenia ruchome wywołują naprężenia rozciągające o wartości:

$$\sigma_d(PN) = 9,17 + 1,91 + 0,53 + 7,53 + 0,29 = 19,43 \text{ MPa}.$$

Otrzymana wartość naprężeń rozciągających znacząco przekracza wartość naprężeń przyjętych przy projektowaniu obiektu, co oznacza, że przedmiotowy wiadukt nie może przenosić obciążeń ruchomych klasy A. W dalszej części obliczeń zastosowano współczynnik α_k (zmniejszający obciążenia ruchome klasy A <por. tabl. 7.3>) w celu oszacowania aktualnej klasy obciążeń mostowych, które przedmiotowy wiadukt może bezpiecznie przenieść.

$$\sigma_d(PN) = 9,17 + 1,91 + 0,53 + \alpha_k \cdot 7,53 + 0,29 \leq 15 \text{ MPa}$$

Z powyższej nierówności otrzymano współczynnik $\alpha_k = 0,41$, co oznacza, że przedmiotowy obiekt posiada nośność odpowiadającą klasie D obciążeń wg mostowej normy obciążeń PN-85/S-10030. Uzyskana z obliczeń normowa nośność klasy D, zgodnie z tabelą 7.4, pozwala stwierdzić, że aktualna nośność normowa wynosi 20 ton.

TABELA 7.4

Ciężary pojazdów dopuszczalnych do eksploatacji po obiektach zaprojektowanych na określone klasy obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa	A	B	C	D	E
Ciężar kN	500	400	300	200	150

7.11. Określenie nośności użytkowej wiaduktu

Dodatkowo przeprowadzono obliczenia określające nośność użytkową przedmiotowego wiaduktu. Jako obciążenie przyjęto dwa pojazdy S o masie 30 ton. W obliczeniach uwzględniono współczynniki obliczeniowe o wartości $\gamma_p = 1,50$ oraz współczynnik dynamiczny $\phi = 1,30$. Przy wyznaczeniu maksymalnego wyężenia elementów prętowych zastosowano także ruchome przypadki obciążenia. Dla tak dobranych obciążeń uzyskano następujące wartości momentu zginającego i naprężeń normalnych na dolnej krawędzi prefabrykowanej belki:

$$M(30 \text{ t}) = 121,33 \text{ kNm} \quad \text{i} \quad \sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{121,33 \cdot 10^{-3}}{0,0271} = 4,48 \text{ MPa}.$$

Po zsumowaniu naprężeń rozciągających na dolnej krawędzi prefabrykatu otrzymano następującą wartość:

$$\sigma_d(PN+30t) = 9,17 + 1,91 + 0,53 + 4,48 + 0,29 = 16,38 \text{ MPa.}$$

Na podstawie literatury technicznej oszacowano wartość trwałej siły sprężającej zastosowanej do sprężenia belek prefabrykowanych typu „Kujan”. Siła o wartości $S = 800 \text{ kN}$ wywołuje na dolnej krawędzi belki naprężenia ściskające na poziomie:

$$\sigma_d = \frac{S}{A_b} + \frac{S \cdot e}{W_d} = \frac{800 \cdot 10^{-3}}{0,0975} + \frac{800 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0732}{0,00831} = 15,25 \text{ MPa,}$$

gdzie: $e = 0,0736 \text{ m}$ – mimośród siły sprężającej względem środka ciężkości belki.

Zakładając, że do wykonania belek prefabrykowanych wykorzystano beton marki $R_w 500$, który odpowiada w przybliżeniu klasie betonu B40, przyjęto maksymalne, obliczeniowe naprężenie rozciągające na poziomie $1,40 \text{ MPa}$. Porównując stan wyężenia betonu na dolnej krawędzi belki wywołany dwoma pojazdami S otrzymano naprężenia rozciągające o wartości $\sigma_d = 1,13 \text{ MPa}$. Oznacza to, że przyjęte do dodatkowej analizy dwa pojazdy S nie wywołują naprężeń rozciągających większych od wartości dopuszczalnych. Dodatkowy zapas bezpieczeństwa zapewnia przeprowadzenie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych na wartościach obliczeniowych.

7.12. Podsumowanie obliczeń sprawdzających

Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej stwierdzono, że w obecnej chwili nośność normowa przedmiotowego wiaduktu odpowiada obciążeniom klasy D wg PN-85/S-10030. Wynika to z wartości współczynnika $\alpha_k = 0,41$, zmniejszającego obciążenia klasy A do klasy D.

8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA

- ◆ Ocena stanu technicznego przedmiotowego mostu obejmująca:
 - chemiczne i wytrzymałościowe badania betonu,
 - ocenę zagrożenia korozyjnego zbrojenia,
 - analizę stwierdzonych uszkodzeń,
 - obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dotyczące aktualnej nośności obiektu,

prowadzi do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń:

1. **Stan obiektu** należy uznać za dostateczny, co w głównej mierze uwarunkowane jest uszkodzeniami przyczółków i ich skrzydeł, które wykonano ponad 110 lat temu. Stan elementów wyposażenia jest zróżnicowany od zadowalającego po niedostateczny. Wymagane jest wykonania na obiekcie prac wymienionych w pkt. 8.7.

2. Bezpieczeństwo użytkowania

- Na obiekcie nie stwierdzono objawów wskazujących na jego przeciążenie lub niewłaściwą pracę konstrukcji.
- Obiekt nie jest wyposażony w bariery energochłonne.

Balustrady posiadają wysokość jedynie 1,1 m (wymagane 1,3 m).

W pojedynczym przypadku stwierdzono wychylenie słupka na zakończeniu bariery energochłonnej na dojeździe do obiektu od strony Centrum – w tym rejonie bariera nie zapewnia wymaganej ochrony.

- Odspojone fragmenty nadlewki betonowej na powierzchni bocznej belek, w przypadku spadnięcia, mogą stwarzać zagrożenie dla taboru kolejowego przejeżdżającego pod obiektem.

3. Trwałość konstrukcji

- Spadki poprzeczne na jezdni i chodnikach są niższe od wymaganych aktualnie obowiązującymi przepisami.
- Na belce gzymsowej występują ubytki betonu i miejscowo korozja odsłoniętego zbrojenia. Ubytki te w niektórych miejscach są na tyle duże, że powodują zacie-

kanie wody opadowej po zewnętrznych powierzchniach belek skrajnych oraz zawilgacanie nisz podłożyskowych i korozję łożysk.

- Łożyska w postaci zabetonowanych szyn kolejowych są niezabezpieczone antykorozyjnie i mocno skorodowane.
- Uszkodzenia murków ceglanych oraz ubytki i spękania na skrzydełkach sprzyjają wnikanii wody w konstrukcję podpór.
- Korzenie dużych drzew porastające na nasypach w bezpośredniej bliskości skrzydeł przyczółków mogą powodować ich uszkodzenia i przyspieszoną degradację.
- Pozostałe uszkodzenia takie jak wykwyty wapienne na spodzie konstrukcji czy zacieki na ścianach przyczółków w obrębie chodników powstały najprawdopodobniej przed ostatnim remontem wyposażenia obiektu.

4. Układ warstw w nawierzchni jezdni:

- | | |
|--|------------|
| – Asfalt lany | - 4 cm, |
| – Asfalt lany | - 4 cm, |
| – Izolacja przeciwwodna | - 0,5 cm, |
| – „Nowy” nadbeton | - 15,0 cm, |
| – Belka prefabrykowana z nadbetonem „starym” | - 42,0 cm. |

5. Najistotniejsze wnioski z badań materiałowych:

- Zbrojenie w belkach gzymsowych zagrożone jest korozją na skutek znacznych ubytków betonu oraz karbonatyzacji betonu sięgającej do 20 mm.
- Zbrojenie belek głównych, nie jest bezpośrednio zagrożone korozją, na co istotny wpływ ma szczelność (osuszenie) pomostu, będąca efektem ostatniego remontu obiektu.
- Warstwa nadbetonu, wykonana w trakcie jednego z wcześniejszych remontów, na starym nadbetonie przeszła zespolonego, posiada niską wytrzymałość na odrywanie co oznacza, że jej ewentualne naprawy wymagać będą usunięcia warstwy przypowierzchniowej lub stosowania napraw kotwionych z istniejącą konstrukcją.

- 6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe** wykazały, że ustrój nośny wiaduktu może przenosić obciążenia klasy D, co pozwala dopuścić na obiekcie ruch pojazdów samochodowych o masie całkowitej do 20 ton. Należy jednak zaznaczyć, że znajdujący się w bezpośredniej bliskości obiekt nr II przenosi obciążenia jedynie klasy E,

z powyższego względu na tym odcinku drogi należy utrzymać ograniczenie ruchu pojazdów samochodowych o masie całkowitej do 15 ton.

7. Dokonane czynności związane z wykonaną ekspertyzą przedmiotowego obiektu pozwalają na sformułowanie następujących zaleceń dotyczących strategii dalszego postępowania z obiektem, która powinna objąć:
- **Należy utrzymać ograniczenie ciężaru poruszających się po obiekcie pojazdów do 15 ton.**
 - **Obiekt wymaga wykonania remontu lub przebudowy - w trybie pilnym, tzn. projekt techniczny wykonać w roku 2016/17 i zrealizować go do końca 2018. Orientacyjny koszt przebudowy wiaduktu wyniesie około 500.000,00 zł i zależy będzie od przyjętych rozwiązań projektowych.** Remontowi/przebudowie należy poddać spód ustroju niosącego oraz przyczółki wraz ze skrzydłami. Projekt techniczny będzie wymagał uzgodnień z PKP, a prace budowlane mogą się wiązać z czasowym zamknięciem toru.
 - Zakres prac związanych z bieżącym utrzymaniem obiektu powinien objąć naprawy w miejscach odspojień nadbetonu na belkach skrajnych, wymianę lub podwyższenie balustrad na obiekcie, miejscowe naprawy dylatacji bitumicznych, odkucia odspojień betonu na gzymsach, korekta murków na przedłużeniu skrzydeł przyczółków, naprawy barier energochłonnych na dojazdach.

Za zespół:

dr inż. Tomasz Łakomy
upr. nr 229/02/DUW

TARCOPOL®
duńsko-polska spółka z o.o.

27-200 Starachowice
ul. Składowa 16
telefony:
041 273 24 30, 071 790 56 45

Nr KRS 0000069023

Sąd Rejestrowy:

Sąd Rejonowy w Kielcach

Wysokość kapitału zakładowego:
79 000 PLN

TARCOPOL
tpm
CONSULTING

2

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification



PL 7000332

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting
54-611 Wrocław, ul. Stanisławowska 27
tel. 071 795 40 25, tel./fax 071 795 40 23, tel. 0 601 463 888
NIP: 664-000-01-30 REGON: 290006905
www.tpm-consulting.com.pl e-mail: tpm@tpm-consulting.com.pl

Nr opracowania: TPM – 395/TP - 87/2015

EKSPERTYZA

WIADUKTU DROGOWEGO NR II NAD DWUTOROWĄ LINIĄ KOLEJOWĄ W CIĄGU ULICY GAZOWEJ WE WROCŁAWIU



Wrocław, październik 2015 r.

■ specjalistyczna kontrola jakości
obiektów komunikacyjnych i budowlanych ■
doradztwo w zakresie nowoczesnych technologii
i materiałów budowlanych



■ projektowanie obiektów mostowych ■
nowoczesna aparatura do badań nieniszczących
■ ekspertyzy techniczne i szkolenia

Numer pracy: **TPM – 395/TP - 87/2015**

Praca została wykonana na zlecenie:

**ZARZĄD DRÓG I KOMUNIKACJI
WE WROCŁAWIU
ul. Długa 49
53-633 Wrocław**

ZESPÓŁ AUTORSKI:

dr inż. Tomasz Łakomy

mgr inż. Mateusz Włodarczyk

mgr inż. Tomasz Raif



KIEROWNIK ODDZIAŁU TPM CONSULTING:

mgr inż. Ryszard Wodyński



Oświadczam, że niżej wymieniona dokumentacja: „Ekspertyza wiaduktu drogowego nr II nad dwutorową linią kolejową w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu” jest wykonana zgodnie z umową nr TXZ/EEDI/185/164/2015 (TP-87/2015), zawartą w dniu 15 lipca 2015 r. oraz została sprawdzona i uznana za sporządzoną prawidłowo, zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznymi oraz, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Prawa autorskie zastrzeżone.

Kopiowanie niniejszego opracowania tak w całości jak i części wymaga zgody autorów.

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	4
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA	4
3. PODSTAWA OPRACOWANIA	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	5
5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU.....	9
5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu	9
5.2. Opis uszkodzeń	11
5.2.1. Ustrój niosący.....	11
5.2.2. Podpory	13
5.2.3. Łożyska	17
5.2.4. Nawierzchnia jezdni i chodników, wyposażenie	18
5.2.5. Urządzenia obce	21
5.2.6. Dojazdy i otoczenie obiektu	21
5.3. Niwelacja obiektu	25
6. BADANIA KONSTRUKCJI.....	28
6.1. Szczegółowy zakres badań.....	28
6.2. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu.....	28
6.2.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu	28
6.2.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl ⁻ w przekroju betonowym.....	29
6.2.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji.....	30
6.2.4. Zawartość azotanów w konstrukcji	30
6.3. Podsumowanie badań.....	31
7. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI.....	33
7.1. Uwagi ogólne	33
7.2. Założenia i metodyka analizy.....	33
7.3. Stan montażowy	35
7.4. Stan bezużytkowy	36
7.5. Stan obciążenia w czasie remontu	36
7.6. Stan bezużytkowy po remoncie.....	36
7.7. Numeryczne modele obiektu	37
7.8. Obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku	38
7.9. Obciążenia ruchome wg normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030.....	39
7.10. Określenie nośności normowej wiaduktu II w ciągu ul. Gazowej.....	40
7.11. Określenie nośności użytkowej wiaduktu.....	41
7.12. Podsumowanie obliczeń sprawdzających.....	42
8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA.....	43

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest wiadukt drogowy nr II nad dwutorową linią kolejową Wrocław-Międzyzlesie, w ciągu ul. Gazowej, km 3+667 w miejscowości Wrocław. Numer ewidencyjny w ZDiK: 79, natomiast JNl obiektu: 01004834

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania (ekspertyzy) jest określenie stanu technicznego przedmiotowego obiektu mostowego. Zakres opracowania obejmuje:

- ♦ wykonanie badań;
- ♦ ocenę stanu technicznego;
- ♦ określenie aktualnej nośności wiaduktu;
- ♦ zalecenia dotyczące utrzymania i bezpiecznej eksploatacji wiaduktu.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejszą ekspertyzę dotyczącą oceny stanu technicznego wiaduktu nr II nad dwutorową linią kolejową Wrocław-Międzyzlesie, w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu wykonano na zlecenie Zarządu Dróg i Komunikacji we Wrocławiu, ul. Długa 49, 53-633 Wrocław zgodnie z umową nr **TXZ/EEDI/185/164/2015** (TP-87/2015), zawartą w dniu 15 lipca 2015 r.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

1. Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniu 09.09.2015 r.
2. Raport z przeglądu podstawowego (rocznego) obiektu mostowego wiaduktu nr II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu, listopad 2014 r.
3. Przegląd szczegółowy obiektu mostowego wiaduktu nr II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu, październik 2012 r
4. Ekspertyza wiaduktu drogowego nr II nad dwutorową linią kolejową w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu, listopad 2007 r.
5. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Skrócony opis techniczny obiektu wykonano na podstawie własnych pomiarów terenowych oraz naszych wcześniejszych opracowań (pkt. 3.2-3.4). Wiadukt nie posiada pierwotnej dokumentacji technicznej. Podpory obiektu (przyczółki) pochodzą z roku 1896, natomiast przęsło wykonano w roku 1962.

Przedmiotowy obiekt usytuowany jest nad dwutorową zelektryfikowaną linią kolejową Wrocław-Międzylesie we Wrocławiu w ciągu ulicy Gazowej, km 3+667. Wiadukt w planie usytuowany jest na prostym odcinku drogi i posiada skos prawy o kącie skrzyżowania z przeszkodą równym 60° .

W 2007 roku wykonano remont nawierzchni jezdni i chodników oraz odnowiono zabezpieczenie antykorozyjne balustrad. W trakcie remontu usunięto stare warstwy nawierzchni i dodano nową warstwę nadbetonu o średniej grubości 15 cm. Zastosowanie kotew wklejanych pomiędzy starą płytą przęsła a nowym nadbetonem pozwala założyć pełną ich współpracę.

Przęsło wiaduktu jest betonową konstrukcją zespoloną (beton sprężony-beton zbrojony), o schemacie statycznym jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej. Płyta przęsła składa się z 22 prefabrykowanych belek sprężonych typu „Kujan” o długości 13,40 m i rozpiętość teoretycznej $L_t = 12,00$ m. Belki zespolono z nadbetonem, przez co ustrój zespolony ma grubość równą 62 cm (po remoncie).

Oparcie przęsła na przyczółkach zrealizowano poprzez zabetonowane szyny kolejowe.

Nawierzchnię jezdni i chodników wykonano z asfaltu lanego. Na obiekcie zastosowano krawężniki granitowe, które wystają ponad nawierzchnię jezdni na wysokość ok. 13 cm. Na dojazdach do wiaduktu występują krawężniki betonowe. Poza obiektem nawierzchnia na poboczach jest nieutwardzona.

Na wiadukcie zamontowano balustrady typu miejskiego o wysokości 1,10 m i szerokości pochwyty równej 8 cm. Dla zabezpieczenia ruchu pieszych dodatkowo zamontowano osłony przeciwporażeniowe o wysokości 2,10 m, które obejmują praktycznie całą długość przęsła.

Woda opadowa z obiektu odprowadzana jest grawitacyjnie za pomocą odwodnienia powierzchniowego bez dodatkowych wpustów i sączków odwadniających.

Podstawowe parametry geometryczne obiektu to:

Światło poziome wiaduktu	8,50 m
Światło pionowe	5,46 m
Szerokość całkowita obiektu	$B_c = 11,60$ m
Szerokość użytkowa obiektu	$B_u = 2 \times 1,90 + 7,30 = 11,10$ m
Szerokość jezdni na obiekcie	$B_j = 7,30$ m
Szerokość chodników	$B_{ch} = 2 \times 1,90$ m.

Wzdłuż korpusu przyczółka od strony Brochowa, poniżej poziomu terenu, zlokalizowany jest przepust o ścianach ceglanych.

Przed obiektem znajduje się znak z ograniczeniem ciężaru pojazdów do 15 t, z wyłączeniem komunikacji miejskiej.



Rys. 4.1. Widok z boku od strony stacji Wrocław Główny



Rys. 4.2. Widok z boku od strony Międzyzlesia



Rys. 4.3. Wjazd na obiekt od strony Centrum Wrocławia



Rys. 4.4. Widok na spód konstrukcji

5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU

5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnej i oględzin obiektu przeprowadzonych w dniu 09.09.2015 r.

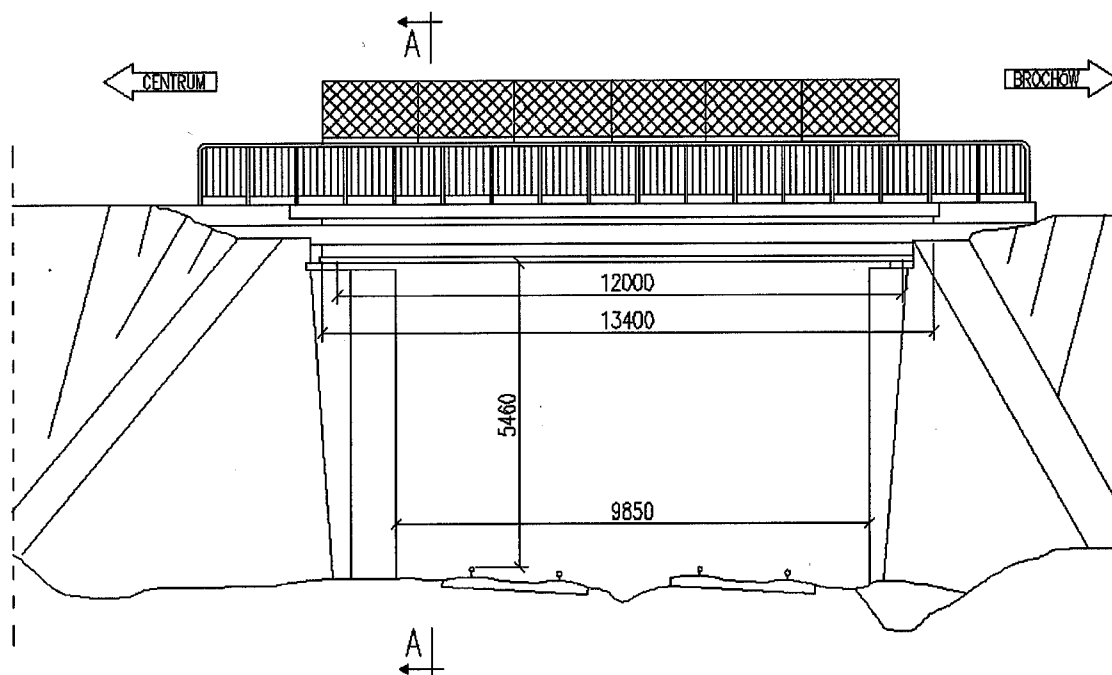
Przegląd spodu ustroju niosącego i podpór oraz badania poligonowe obiektu przeprowadzono zarówno z poziomu terenu, jak i wykorzystując rozkładaną drabinę.

Do opisu uszkodzeń i umiejscowienia punktów badania poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto następujące oznaczenia:

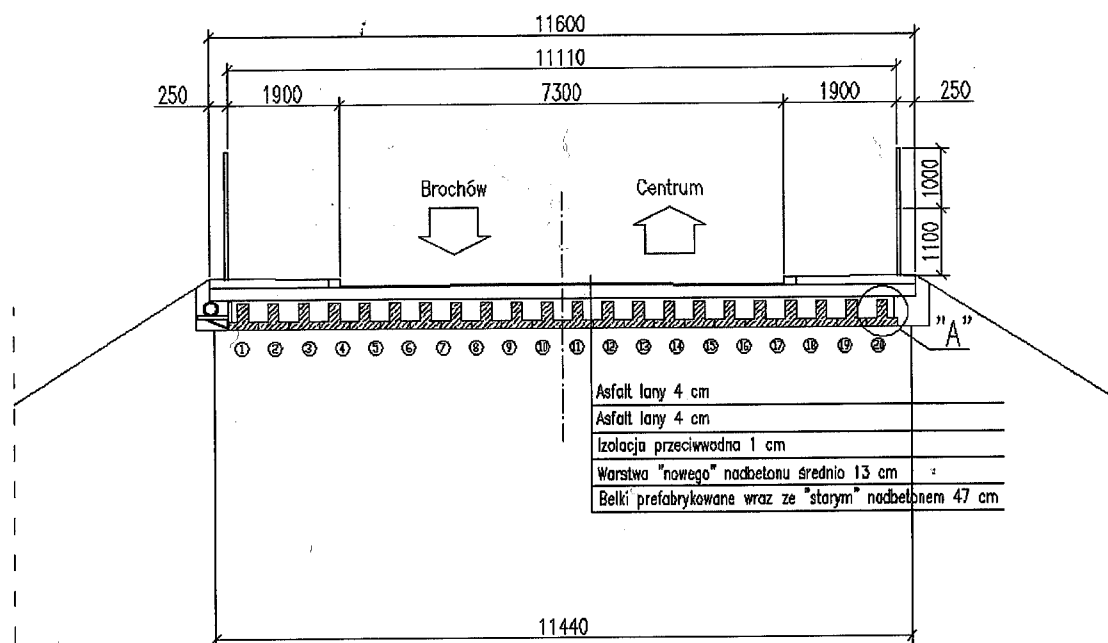
- podpory oznaczono numerami P1 i P2 - jako P1 oznaczono przyczółek od strony Centrum Wrocławia,
- przęsło oznaczono symbolem 1-2,
- poszczególne belki ustroju nośnego ponumerowano od 1÷22 – numerem 1 oznaczono pierwszą belkę od strony Międzyzlesia,
- do dalszego opisu przyjęto również następujące nazewnictwo: dźwigar płytowy, belka gzymsowa.

Opis przyjętych oznaczeń elementów konstrukcji obiektu przedstawiono na rys. 5.1. Opis i wygląd uszkodzeń elementów konstrukcyjnych obiektu przedstawiono na rysunkach 5.2÷5.22.

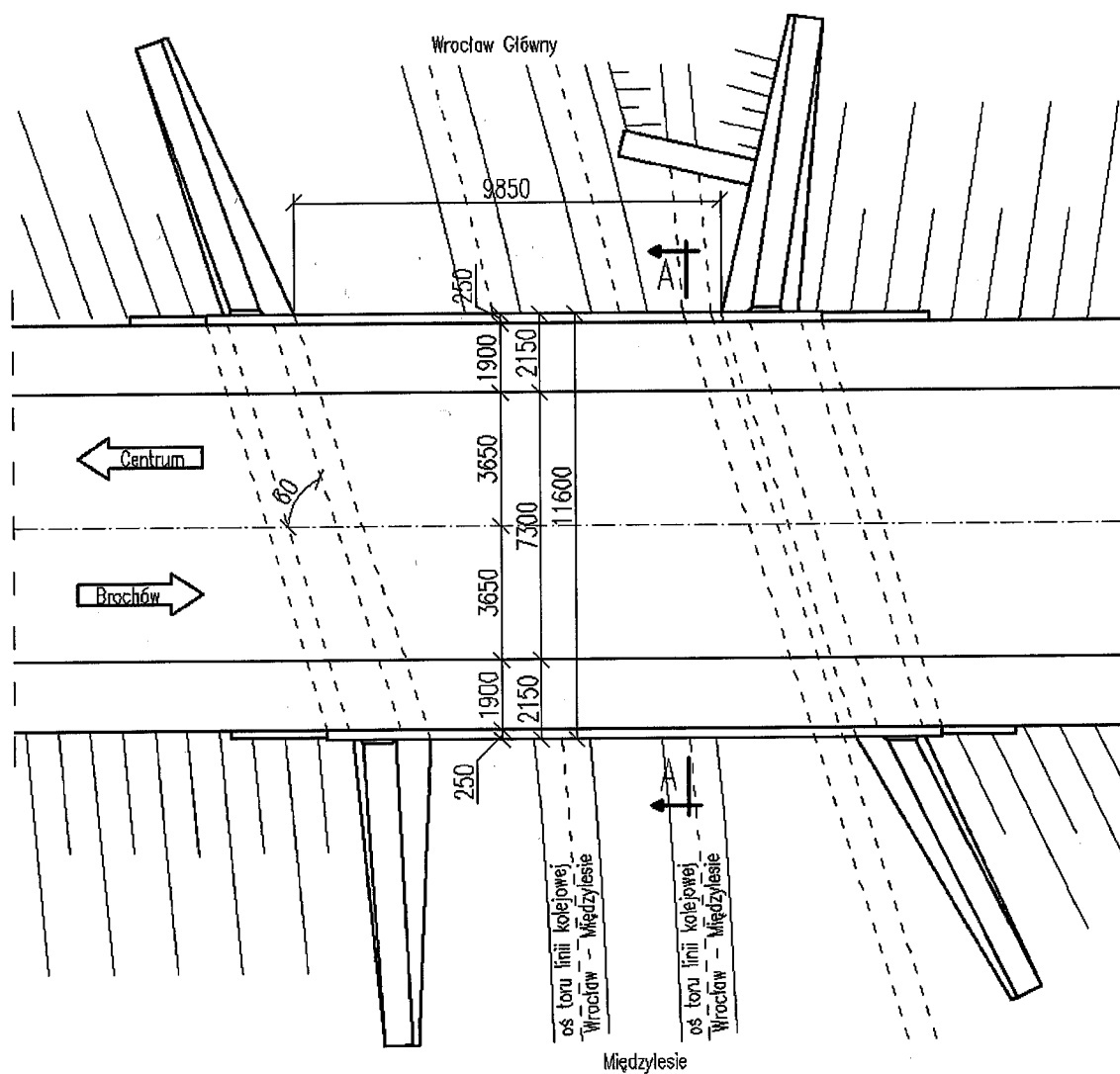
Inwentaryzację uszkodzeń przedstawiono na rys. 5.23.



Rys. 5.1a. Widok z boku od strony Międzyzlesia



Rys. 5.1b. Przekrój poprzeczny wiaduktu drogowego nr II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu



Rys. 5.1c. Widok z góry

5.2. Opis uszkodzeń

5.2.1. Ustrój niosący

Na ustroju niosącym nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę konstrukcji. Stwierdzone poniżej uszkodzenia powstały najprawdopodobniej w wyniku nie-szczelnej izolacji przed ostatnim remontem wyposażenia przeprowadzonym w roku 2007.

W szczególności zaobserwowano następujące uszkodzenia.

- Na spodzie belek, zwłaszcza na ich styku, stwierdzono liczne wykwyty wapienne (rys. 5.2).
- Na belce gzymsowej od strony Międzyzlesia oraz w okolicach podpory P2 od strony stacji Wrocław Główny występują ubytki betonu i korozja odsłoniętego zbrojenia (rys. 5.3 i 5.5).
- Na bocznych powierzchniach belek (rys. 5.4 i 5.5), stwierdzono spękania fragmentów nadlanego betonu, rdzawe zacieki oraz zacieki bitumu.



Rys. 5.2. Wykwity wapienne na spodniej stronie belek. Zacieki na ścianie czołowej przyczółka P2 w obrębie chodników



Rys. 5.3. Ubytki betonu oraz korozja odsłoniętego zbrojenia – belka
gzymsowa od strony Międzyzlesia



Rys. 5.4. Odspojenia fragmentów nadbetonu do których doszło jeszcze przed
remontem wiaduktu w roku 2007, rdzawe zacieki i wycieki bitumu
na bocznej powierzchni skrajnej belki od strony Wrocławia



Rys. 5.5 Ubytki betonu oraz korozja odsłoniętego zbrojenia na belce gzymsowej od strony stacji Wrocław Główny / Brochów. Odspojenia fragmentów nadlanego betonu, rdzawe zacieki i wycieki bitumu na bocznej powierzchni skrajnej belki

5.2.2. Podpory

- W obrębie chodników na ścianach czołowych przyczółków stwierdzono zacieki (rys. 5.2). Odbarwienia oraz wykwyty widoczne na powierzchniach czołowych przyczółków pochodzą najprawdopodobniej jeszcze sprzed ostatniego remontu obiektu, obejmującego wymianę wyposażenia pomostu.
- Na ścianach czołowych przyczółków zaobserwowano liczne spękania i wykruszenia betonu, głównie wzdłuż poziomych i pionowych przerw w betonowaniu (rys. 5.6, 5.7, 5.10 i 5.11).
- Na skrzydłach przyczółków zaobserwowano spękania betonu, którym towarzyszyły drobne ubytki i wykwyty wapienne (rys. 5.7, 5.8).

Stwierdzono również spękania górnych partii skrzydełek oraz spękania, ubytki i przemieszczenia murków ceglanych wypełniających przestrzeń pomiędzy skrzydełkami, a belkami głównymi (rys. 5.7 ÷ 5.9). Tego typu uszkodzenia są zapewne spowodowane brakiem zdylatowania pomiędzy belkami głównymi a murkami ceglanymi. Przemiesz-

czenie murku ceglanego zaobserwowano na skrzydełku podpory P1 od strony stacji Wrocław Główny (rys. 5.9). Należy wykonać zdylatowanie pomiędzy murkami ceglanymi, a belkami głównymi lub wykonać nowe murki oddzielone od belek.



Rys. 5.6. Zarysowania pionowe i poziome z wykwitami wapiennymi na ścianie czołowej przyczółka P2



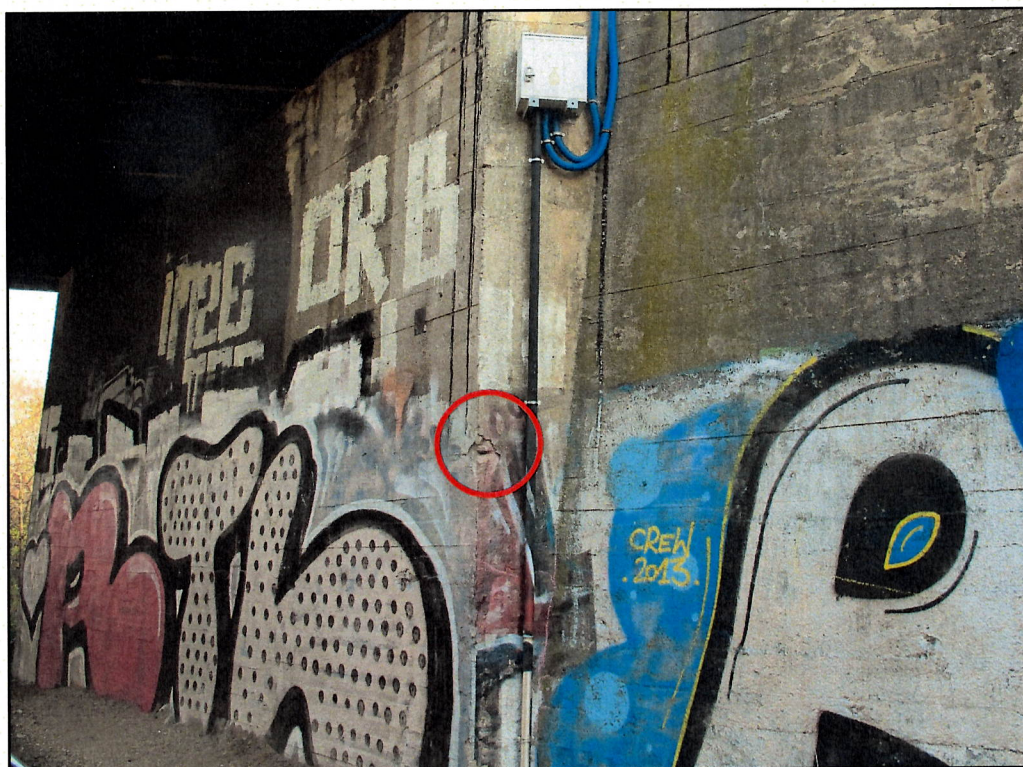
Rys. 5.7. Pęknięcie na skrzydle i na ścianie czołowej przyczółka P1 od strony Międzylesia



Rys. 5.8. Spękania, ubytki betonu oraz lokalne wykwity wapienne na skrzydle i ścianie czołowej przyczółka P2 od strony Wrocławia



Rys. 5.9. Przesunięcie murku ceglanego oraz wykruszenie betonu skrzydełka podpory P1 od strony stacji Wrocław Główny



Rys. 5.10. Ubytki betonu oraz graffiti na ścianie czołowej podpory P2 od strony Międzyzlesia



Rys. 5.11. Rysy z wapiennymi zaciekami oraz graffiti na podporze P1

5.2.3. Łożyska

Stan łożysk na obiekcie jest dostateczny.

- Łożyska w formie zabetonowanych szyn nie są zabezpieczone antykorozyjnie. Łożyska są intensywnie powierzchniowo skorodowane, najprawdopodobniej na skutek wcześniejszych długotrwałych przecieków przez szczeliny dylatacyjne, do których dochodziło jeszcze przed ostatnim remontem wyposażenia pomostu (rys. 5.12 i 5.13).
- Na ławach podłożyskowych stwierdzono także liczne zanieczyszczenia.



Rys. 5.12. Zaawansowana korozja łożyska oraz zanieczyszczenia ławy podłożyskowej podpory P2



Rys. 5.13. Zaawansowana korozja łożyska oraz zanieczyszczenia ławy podłożyskowej podpory P1

5.2.4. Nawierzchnia jezdni i chodników, wyposażenie

- Stan nawierzchni jezdni na obiekcie nie budzi zastrzeżeń. Jedynie lokalnie w strefie przykrawężnikowej jezdni zaobserwowano zaniżenia nawierzchni, w których tworzą się drobne zastoiska wody (rys. 5.18) spowodowane zbyt małymi spadkami podłużnymi na obiekcie.
- Ostukiwanie nawierzchni chodników wykazało dobre przyleganie nawierzchni do konstrukcji na chodniku od strony Międzyzlesia oraz występowanie miejscowych obszarów odspojień nawierzchni na chodniku od strony Stacji Wrocław (rys. 5.16).
- Bitumiczne przekrycia dylatacyjne jezdni i chodników wykazują lokalne uszkodzenia w postaci: miejscowych wyciągnięć masy bitumicznej wzdłuż obu przekryć dylatacyjnych na szerokości jezdni (rys. 5.17 i 5.18), pojedynczego spękania wzdłuż krawędzi na jezdni od strony Centrum / Międzyzlesia (rys. 5.17) oraz lokalnych zaniżeń przekryć dylatacyjnych na szerokości chodników o głębokości do 1,5 cm (rys. 5.18).
- Balustrady i ekrany przeciwporażeńiowe po obu stronach obiektu są znacząco wychylone na zewnątrz obiektu o około 50÷77 mm (rys. 5.14) – tego typu wychylenia balustrady obserwowano już przed remontem obiektu w roku 2007.

Stwierdzono również drobne ubytki oraz miejscowe łuszczenie się powłoki ochronnej na balustradach. Na ekranach przeciwporażeńiowych widoczne były natomiast liczne miejscowe ubytki powłoki oraz ogniska korozji powierzchniowej i wżerowej (rys. 5.15).



Rys. 5.14. Wychylenie balustrad i ekranów przeciwporażeniowych na zewnątrz obiektu



Rys. 5.15. Ubytki i łuszczenie się powłoki ochronnej oraz ogniska korozji powierzchniowej i wżerowej na ekranach przeciwporażeniowych



Rys. 5.16 Miejscowe odspojenia nawierzchni chodnika od strony Wrocław Główny (obrysowano żółtymi liniami)



Rys. 5.17. Krawędziowe pęknięcie oraz lokalne wyciągnięcia masy bitumicznej z przekrycia dylatacyjnego na jezdni – widok od strony Centrum / Międzyzlesia



Rys. 5.18. Lokalne wyciągnięcia masy bitumicznej i deformacja przekrycia dylatacyjnego w jezdni wzdłuż krawężnika od strony Brochowa / Międzyzylesia. Miejscowe zaniżenia przekrycia dylatacyjnego w chodniku

5.2.5. Urządzenia obce

- Do konstrukcji dźwigara od strony Międzyzylesia zamontowano wsporniki do przeprowadzenia rurociągu.

Podczas wizji lokalnej stan rurociągu oceniono jako zadowalający, jedynie z lokalnymi ogniskami korozji na obudowie rurociągu i wsporniku (rys. 5.19).

- Obie balustrady wiaduktu są uziemione (rys. 5.20).

5.2.6. Dojazdy i otoczenie obiektu

- Chodniki na dojazdach do obiektu na długości około 2-3 m utwardzono nawierzchnią bitumiczną, która wzdłuż krawędzi uległa miejscowym spękaniam.
- Brak ciągłości połączenia prowadnic barier energochłonnych na dojazdach z balustradą na obiekcie. Dodatkowo prowadnica bariery energochłonnej od strony Brochowa / Stacji Wrocław znajduje się zbyt nisko (górna krawędź 55 cm nad poziom chodnika przy wymaganych 75 cm) – rys. 5.21.

- Wzdłuż korpusu przyczółka od strony Brochowa, poniżej poziomu terenu, zlokalizowany jest przepust o ścianach ceglanych przykryty płytami kamiennymi i warstwą ziemi – wymiary przepustu w świetle około 60 x 55 cm (Rys. 5.22).



Rys. 5.19. Lokalne ogniska korozji na obudowie rurociągu i elementach wsporczych



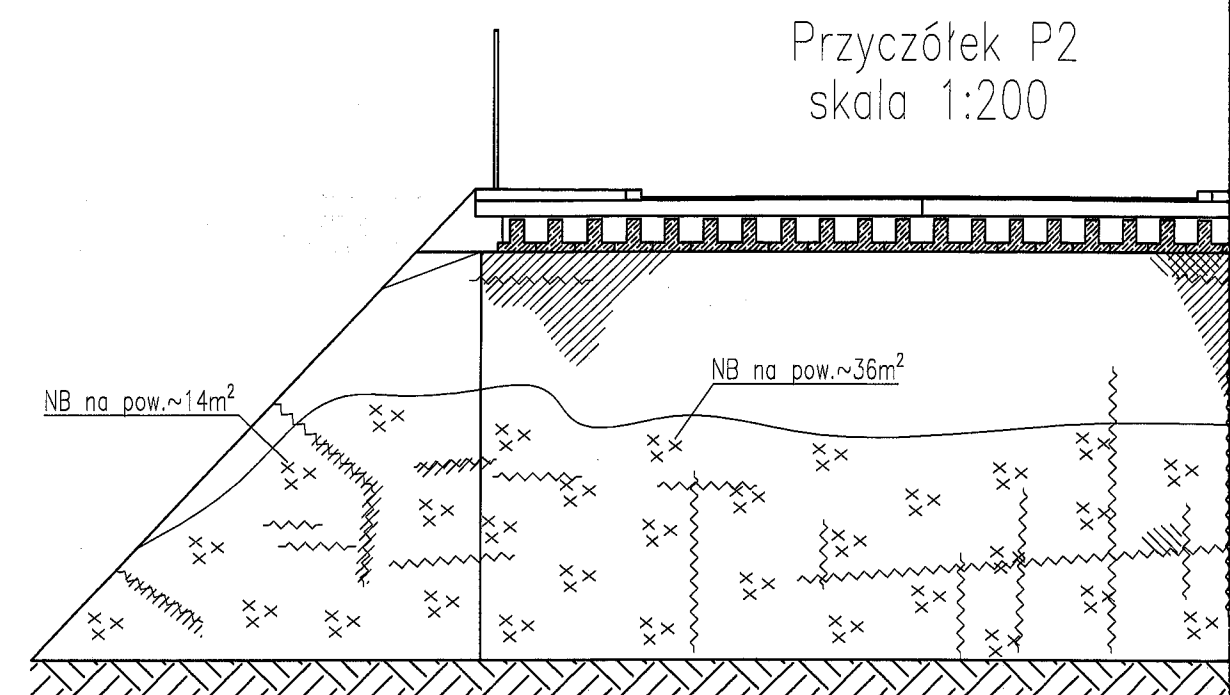
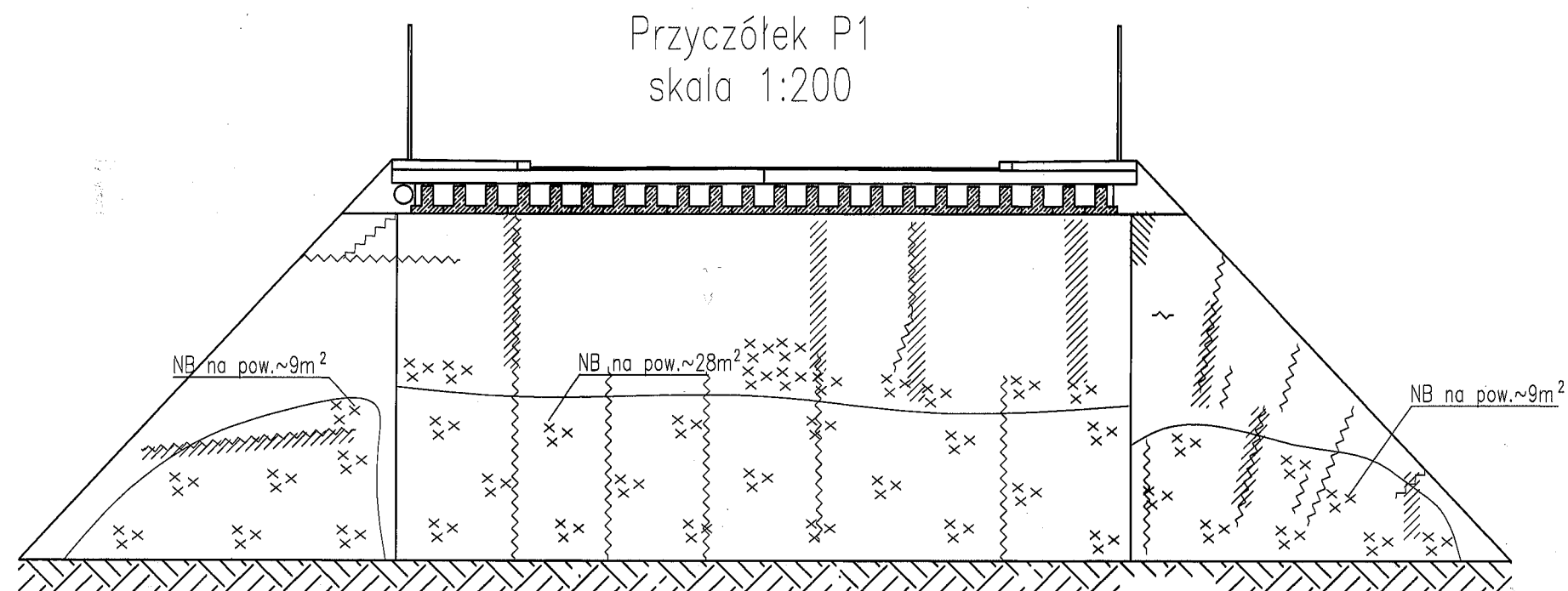
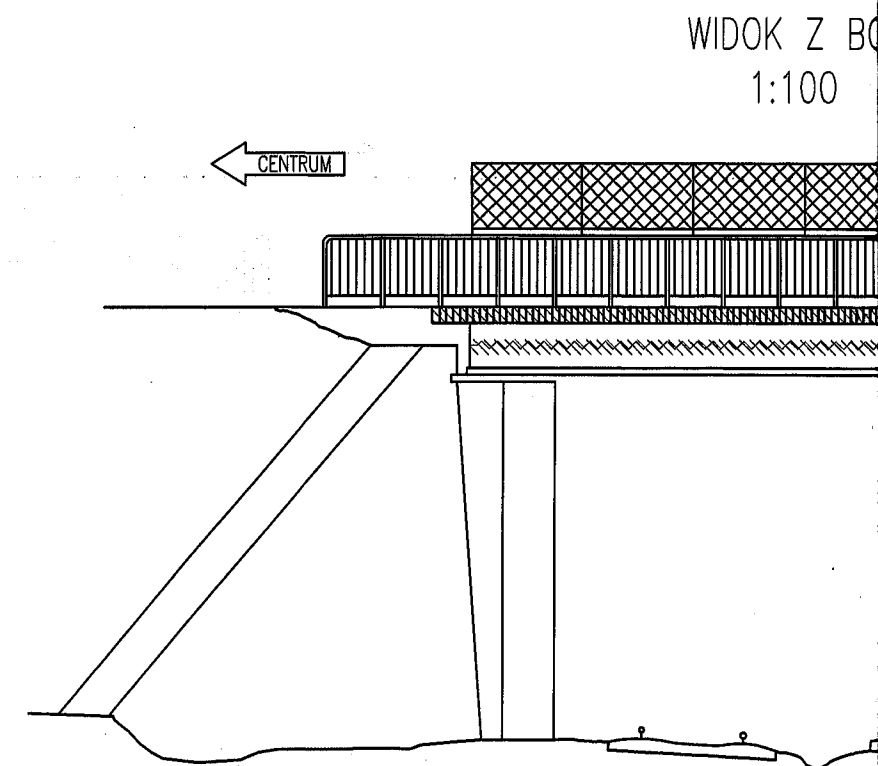
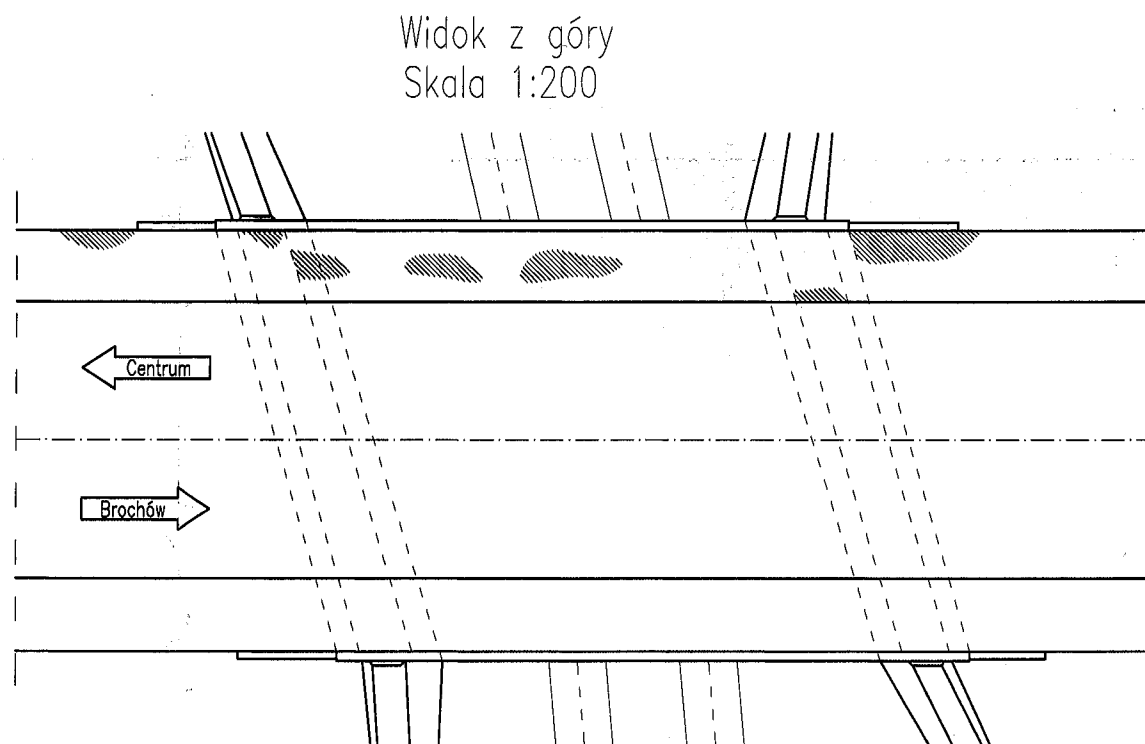
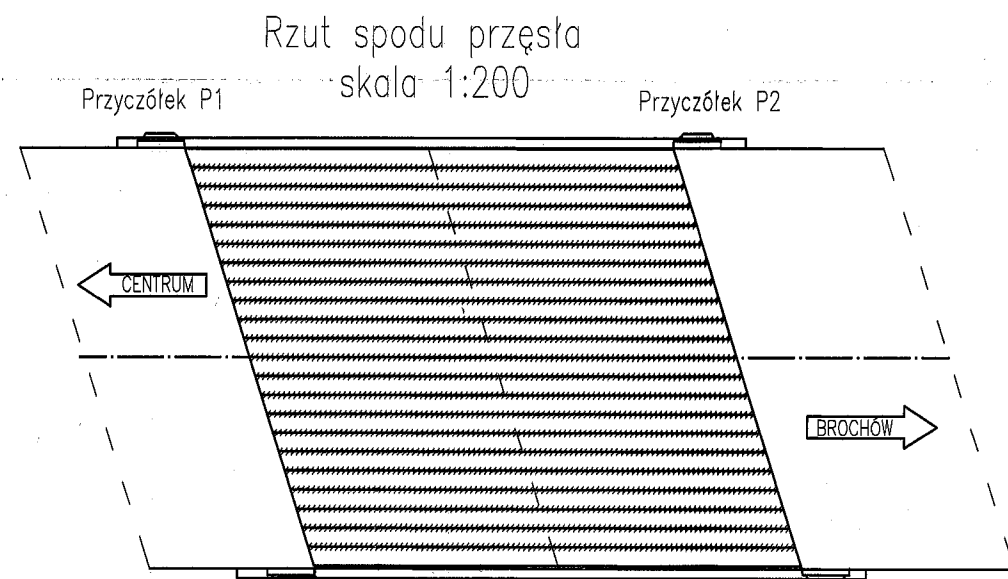
Rys. 5.20. Uziemienie obiektu – przyczółek od strony Brochowa



Rys. 5.21. Brak ciągłości między barierą a balustradą, prowadnica balustrady zamocowana zbyt nisko (górna krawędź 55 cm nad poboczem)
– przyczółek Brochów / Wrocław Główny



Rys. 5.22 Wloty do przepustu biegnącego wzdłuż
przyczółka od strony Brochowa oraz widok wewnątrz przepustu



5.3. Niwelacja obiektu

Niwelację podstawowych elementów pomostu (chodników i jezdni) wykonano za pomocą niwelatora Zeiss Ni 50 oraz składnej łąty mierniczej o długości 5 m. Niwelowano punkty obiektu w charakterystycznych miejscach, głównie dla rozpoznania spadków nawierzchni jezdni i chodników. Wykaz odczytanych wysokości z dokładnością do 5 mm w stosunku do repera roboczego przedstawiony został w Tabeli 5.1. Dla potrzeb niwelacji przyjęto wysokość repera roboczego 100,00 m.

Lokalizację punktów pomiarowych i spadki na obiekcie pokazano na rysunkach 5.24 i 5.25.

TABELA 5.1

Dziennik pomiarów niwelacyjnych nawierzchni jezdni i chodników na wiadukcie oraz dojazdach do obiektu

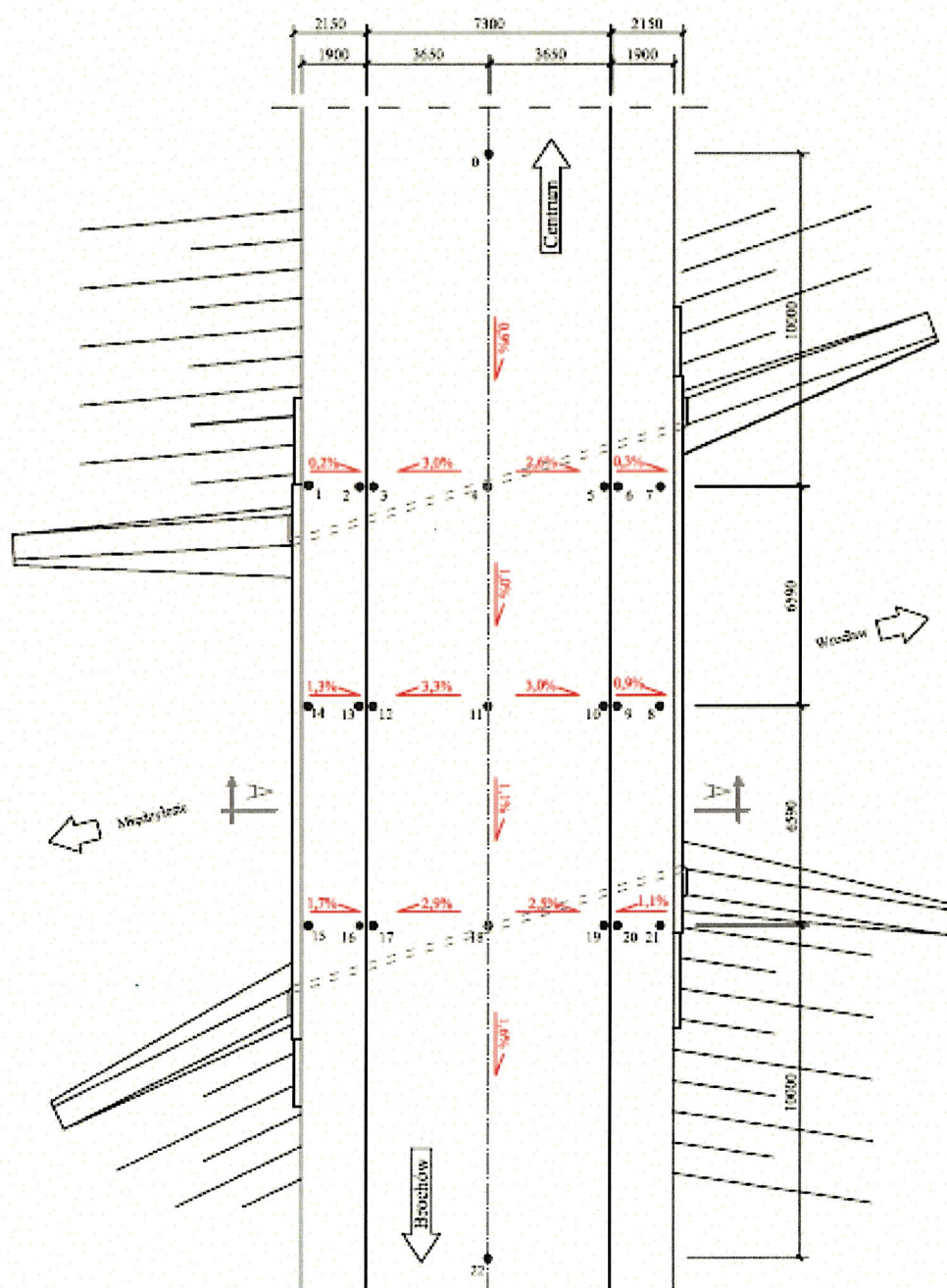
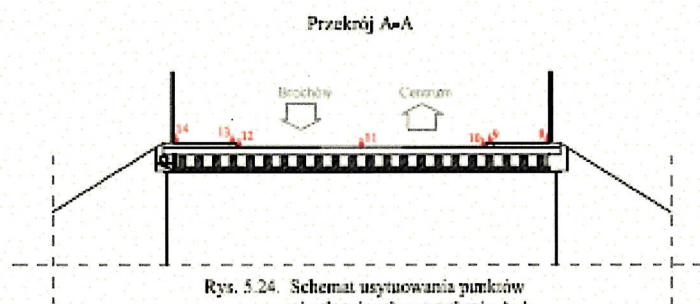
Nr pkt.	Odczyt [mm]	Wysokość [m]
Repl		100,000
0	1499	98,501
1	1576	98,424
2	1579	98,421
3	1703	98,297
4	1594	98,406
5	1689	98,311
6	1569	98,431
7	1564	98,436
8	1635	98,365
9	1652	98,348
10	1772	98,228
11	1663	98,337
12	1782	98,218
13	1658	98,342
14	1633	98,367
15	1690	98,310
16	1722	98,278
17	1840	98,160
18	1735	98,265
19	1828	98,172
20	1708	98,292
21	1728	98,272
22	1898	98,102

Wnioski z niwelacji:

Na podstawie przeprowadzonej niwelacji obiektu stwierdzono, że:

- ◆ Pochylenie niwelety w ciągu ulicy Gazowej jest jednostronne w kierunku Brochowa o wartościach $0,9 \div 1,6\%$.
- ◆ Nawierzchnia na jezdni posiada spadki poprzeczne w kierunku chodników o wartości $2,5\% \div 3,3\%$.
- ◆ Pochylenia chodnika na obiekcie od strony Międzyrzecza o wartościach $0,2\% \div 1,7\%$ ma spadek w kierunku jezdni. Spadki chodnika po stronie Wrocławia wahają się $0,3 \div 1,1\%$, z tym, że jedynie spadek o wartości $1,1\%$ przy przyczółku od strony Brochowa ma właściwe pochylenie w kierunku jezdni.

Zgodnie z aktualnie obowiązującymi przepisami spadki poprzeczne nawierzchni jezdni powinny wynosić min. $2,0\%$, spadki nawierzchni chodników – min. $3,0\%$ a spadki podłużne – min. $0,5\%$. Zmierzone wartości pochyłeń nawierzchni jezdni spełniają w/w wymagania. Pochylenia chodników na obiekcie nie spełniają w/w wymagań. Spadek podłużny niwelety jezdni jest zgodny z wymaganiami.



6. BADANIA KONSTRUKCJI

6.1. Szczegółowy zakres badań

- ♦ W roku 2007 dokonano wymiany wyposażenia pomostu oraz ułożono dodatkową warstwę nadbetonu.

Na chwilę obecną nie zaobserwowano śladów przecieków przez pomost oraz w strefach dylatacyjnych, które mogłyby się w sposób istotny przyczynić do aktywacji procesów korozyjnych w ustroju niosącym i podporach.

Inspekcja konstrukcji ustroju niosącego i podpór nie wykazała nowych, istotnych uszkodzeń w stosunku do uszkodzeń zaobserwowanych w ekspertyzie z roku 2007 (pkt. 3.4). Na tej podstawie można wnioskować, że parametry wytrzymałościowe betonu w konstrukcji nie uległy znaczącemu pogorszeniu.

- ♦ W związku z powyższym w niniejszym opracowaniu wykorzystano wyniki badań wytrzymałościowych betonu ustroju niosącego i podpór, natomiast wykonano nowe badania chemiczne (stężenie i rozkład chlorków, siarczanów oraz azotanów, a także zasięg i intensywność procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu).
- ♦ Badania chemiczne betonu wykonano przy wykorzystaniu:
 - zestawu do oceny stężenia chlorków, siarczanów i azotanów w konstrukcji – „Aquamerck-Test”,
 - testu Rainbow-Test umożliwiającego ocenę zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej betonu.

6.2. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu

6.2.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie pobierania zwiercin do badań chemicznych, określono bezpośrednio na obiekcie za pomocą metody „Rainbow-Test”, przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

- ♦ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.1.

TABELA 6.1

Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Głębokość karbonatyzacji [mm]
Belka gzymsowa od strony Międzyzlesia	H1	pH 5-7 / 30-38 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		30-38 mm
Belka dźwigara płytowego (z boku)	H2	pH 9 / 1-4 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		1-4 mm
Korpus przyczółka P1	H3	pH 9 / 3-6 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		3-6 mm

- ♦ W belce gzymsowej stwierdzono, znaczną głębokość karbonatyzacji sięgającą poza zbrojenie tj. do głębokości 30-38 mm, co stanowi realne zagrożenie korozją dla wkładek zbrojeniowych, szczególnie że na belkach gzymsowych widoczne są miejsca gdzie pręty zbrojeniowe nie posiadają otuliny bądź też jest ona uszkodzona.
- ♦ Głębokość karbonatyzacji w belkach sprężonych i masywnych przyczółkach jest nieznaczną.

6.2.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl^- w przekroju betonowym

- ♦ Badania przeprowadzono za pomocą zestawu „Aquamerck-Test”, firmy Merck.
- ♦ Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu, założono orientacyjnie, iż do produkcji betonu, z którego wykonano elementy konstrukcyjne obiektu zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m³ mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości pozornej betonu na poziomie około 2500 kg/m³.

Zgodnie z powyższym założeniem oraz zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000), dopuszczalną wartość stężenia chlorków w przekroju betonowym określono:

Rodzaj skażenia	Jednostka miary	Graniczna wartość liczbowa wielkości
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie nieskarbonatyzowanym: 1. konstrukcji żelbetowych 2. konstrukcji sprężonych	%	nie większy niż 0,064% masy betonu nie większy niż 0,032% masy betonu
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie skarbonatyzowanym:	%	nie większy niż 0,016% masy betonu

- ♦ W każdym punkcie pomiarowym (H) pobrano pył betonowy z następujących głębokości:

Ustrój niosący i podpory
- od 0 do 5 mm
- od 5 do 30 mm
- od 30 do 50 mm

- ♦ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ♦ W belce gzymsowej stwierdzono przekroczenie stężenia jonów chlorkowych na całej badanej głębokości. Na głębokości zbrojenia stężenie jonów chlorkowych jest kilkukrotnie większe od wartości dopuszczalnej.
- ♦ Na powierzchni bocznej belki nie stwierdzono przekroczenia dopuszczalnego stężenia jonów chlorkowych na głębokości zbrojenia, a jedynie w warstwie przypowierzchniowej betonu do głębokości 5 mm.
- ♦ Na przyczółku nie stwierdzono podwyższonego stężenia chlorków.

6.2.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji

Badania zawartości siarczanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- w badanych elementach betonowych.

- ♦ Jako graniczną zawartość siarczanów w betonie, zgodnie z obowiązującymi w tym zakresie wytycznymi, przyjęto na poziomie **0.50%** w odniesieniu do wagi betonu.
- ♦ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ♦ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.

6.2.4. Zawartość azotanów w konstrukcji

Badania zawartości azotanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- i siarczanów w badanych elementach betonowych.

- ♦ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 6.2.
- ♦ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

TABELA 6.2

Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, siarczanów i azotanów w przypowierzchniowej warstwie betonu konstrukcji wiaduktu

Lokalizacja	Punkt pomiar.	Głębokość karbonatyzacji [mm]	CHLORKI			SIARCZANY jako-ściowo	AZOTANY jako-ściowo
			Jakościowo	Głębokość	Ilościowo		
			+ / -	[cm]	[%] m/m betonu	+ / -	+ / -
Belka gzymsowa							
- od strony Międzylesia	H1		+	0 - 0,5	0,096>0,016	-	-
			+	0,5 - 3,0	0,092>0,016		
			+	3,0 - 5,0	0,066>0,016		
Belka							
- z boku	H2		+	0 - 0,5	0,068>0,064	-	-
			-	0,5 - 3,0	0,015		
			-	3,0 - 5,0	0,003		
Przyczółek P1							
	H3		-	0 - 0,5	0,022<0,064	-	-
			-	0,5 - 3,0	0,010		
			-	3,0 - 5,0	0,008		

6.3. Podsumowanie badań

- ♦ Parametry wytrzymałościowe betonu ustalone na podstawie ekspertyzy z roku 2007:

Ustrój niosący (beton pomiędzy belkami)

- klasa betonu B15

- badania laboratoryjne odwiertów

$$\bar{R} = 22,7 \text{ MPa}, v_R = 10,0\%$$

$$R_b^G = 18,92 \text{ MPa}, \text{ klasa betonu B15}$$

- badania metoda sklerometryczną

$$\bar{R} = 20,24 \text{ MPa}, v_R = 17,34\%$$

$$R_b^G = 15,50 \text{ MPa}, \text{ klasa betonu B15}$$

Ocena makroskopowa betonu

- Wypełnienie przestrzeni pomiędzy belkami - z betonu na kruszywie naturalnym - 28 % objętości stanowi kruszywo o średnicy ziaren od 12 do 26,5 mm.

Ocena jednorodności cech wytrzymałościowych przypowierzchniowej warstwy betonu wykazała, że

- Jednorodność przyczółków jest niedostateczna,
- Beton pomiędzy belkami - ma jednorodność dostateczną.

♦ W wyniku przeprowadzenia badań chemicznych przypowierzchniowej warstwy betonu stwierdzono, że:

- **W belce gzymsowej głębokość karbonatyzacji sięga do 30-38 mm co stanowi realne zagrożenie korozją wkładek zbrojeniowych.** Głębokość karbonatyzacji w belkach sprężonych i masywnych przyczółkach jest nieznaczna.
- **W belce gzymsowej na głębokości zbrojenia stężenie jonów chlorkowych przekracza kilkukrotnie wartość dopuszczalną, co stwarza zagrożenie dla zbrojenia korozją wżerową.** Stężenie jonów chlorkowych w belkach i przyczółku jest znacznie poniżej wartości dopuszczalnej.
- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.
- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

7. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI

7.1. Uwagi ogólne

Statyczno-wytrzymałościowa analiza konstrukcji zespolonych wymaga osobnego rozpatrzenia wszystkich stanów obciążeń, występujących od momentu montażu pojedynczych prefabrykatów (w tym przypadku sprężonych belek mostowych typu „Kujan”) poprzez wbudowanie nadbetonu, montaż wyposażenia na zespolonym już ustroju nośnym, po stan użytkowy z obciążeniami ruchomymi włącznie. W przypadku przedmiotowego wiaduktu dodatkowej analizy wymaga uwzględnienie remontu przeprowadzonego w roku 2007. Remont, polegający na wymianie nawierzchni drogowej i wykonaniu dodatkowej warstwy nadbetonu, w miejsce usuniętej nawierzchni z kostki kamiennej, wywołał zmianę charakterystyk geometrycznych przęsła, którą należy dodatkowo uwzględnić w obliczeniach określających aktualną nośność obiektu.

Na podstawie literatury naukowej, omawiającej zagadnienia budowy mostów prefabrykowanych, przeprowadzonej wizji lokalnej (ogłędzin obiektu), własnych pomiarów inwentaryzacyjnych oraz dokumentacji dostarczonej przez Zleceniodawcę przyjęto odpowiednie schematy statyczne do analizy poszczególnych stanów obciążeń oraz zbudowano numeryczny model wiaduktu, wykorzystany do określenia wyłączenia powodowanego przez wyposażenie oraz mostowe obciążenia ruchome. Ze względu na schemat statyczny konstrukcji, w postaci jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej, do szczegółowej analizy przyjęto środkowy przekrój przęsła wiaduktu, w którym występują maksymalne momenty zginające, generujące ekstremalne wartości naprężeń normalnych. Dysponując wartościami naprężeń normalnych z poszczególnych stanów obciążenia wiaduktu, w szczególności od obciążeń ruchomych zdefiniowanych w normatywie obciążeń mostowych z 1956 roku oraz od obciążeń klasy A, zgodnie z obecnie obowiązującą normą obciążeń mostowych PN-85/S-10030, wyznaczono aktualną nośność normową i użytkową wiaduktu z uwzględnieniem remontu przeprowadzonego w bieżącym roku.

7.2. Założenia i metodyka analizy

Przy projektowaniu zespolonych konstrukcji mostowych składających się z prefabrykowanych belek sprężonych oraz monolitycznej płyty betonowej zakładało się i nadal zakłada, że obowiązują założenia sprężenia pełnego. Powyższe uzyskuje się poprzez odpowiedni dobór siły sprężającej oraz jej mimośrodów na długości elementu.

Analizując stan wyężenia, a dokładniej określając nośność, takiego ustroju, sprawdza się poziom naprężeń rozciągających. W starych konstrukcjach mostowych bardzo często nie jest znana dokładna wartość wypadkowej siły sprężającej oraz jej usytuowanie w przekroju poprzecznym belki prefabrykowanej. Uniemożliwia to nawet przybliżone określenie aktualnego stanu wyężenia elementów przeszła w sposób analityczny.

Możliwe jest jednak obliczenie wartości naprężeń rozciągających od obciążeń normowych wg aktualnie obowiązujących norm i porównanie ich z wartościami naprężeń wyznaczonych zgodnie z normą obciążeń z okresu projektowania obiektu. Takie porównanie pozwala określić stan wyężenia elementów w zespolonych konstrukcjach mostowych.

Wychodząc z powyższych założeń przyjęto następującą procedurę określenia aktualnej nośności użytkowej wiaduktu II w ciągu ulicy Gazowej we Wrocławiu:

- 1) Wyznaczenie wartości naprężeń rozciągających $\sigma_{\min}(0)$ dla stanu montażowego, obejmującego pracę pojedynczego prefabrykatu z dodaną później mieszanką nadbetonu.
- 2) Obliczenie $\sigma_{\min}(1)$ dla stanu bezużytkowego z uwzględnieniem obciążeń wywołanych ciężarem wyposażenia wiaduktu.
- 3) Utworzenie dwóch numerycznych modeli odwzorowujących analizowaną konstrukcję (przed i po remoncie). Modele obiektu wykonano w oparciu o dokumentację dostarczoną przez Zamawiającego, dane techniczne zawarte w literaturze naukowej oraz pomiary własne przeprowadzone podczas wizji lokalnej. Do analizy wykorzystano program obliczeniowy Robot Millennium.
- 4) Wyznaczenie $\sigma_{\min}(2)$ dla stanów użytkowych, obejmujących oddziaływania obciążeń ruchomych zgodnie z wymaganiami normatywu z roku 1956 oraz aktualnie obowiązującej normy z 1985 roku.
- 5) Zestawienie i porównanie wartości naprężeń normalnych $\sigma_{\min}(i)$ w charakterystycznych przekrojach elementów prętowych odwzorowujących obiekt, uzyskanych dla poszczególnych stanów obciążenia.
- 6) Określenie aktualnej nośności użytkowej przedmiotowego wiaduktu na podstawie uzyskanych wyników badań i obliczeń.

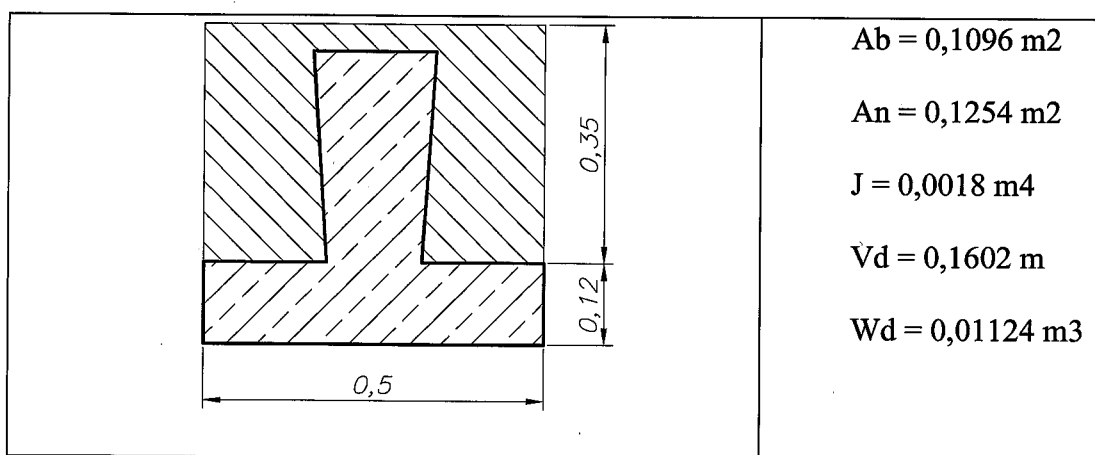
Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej, analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz orzeczenia o aktualnej nośności użytkowej obiektu sformułowano zalecenia dotyczące dalszego utrzymania i użytkowania wiaduktu.

7.3. Stan montażowy

Założenia do obliczeń:

Rozpiętość teoretyczna: $L_t = 12,00 \text{ m}$;

Belki prefabrykowane typu „Kujan” (rys. 7.1).



Rys. 7.1. Przekrój poprzeczny prefabrykowanej belki typu „Kujan”

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę:

- ciężar własny belki: $g_1 = 0,1096 \cdot 25 = 2,74 \text{ kN/m}$ ($g_{1o} = 1,2 \cdot 2,74 = 3,29 \text{ kN/m}$),
- ciężar nadbetonu: $g_2 = 0,1254 \cdot 23,5 = 2,95 \text{ kN/m}$ ($g_{2o} = 1,2 \cdot 2,95 = 3,54 \text{ kN/m}$).

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_1 + g_2) \cdot L_t^2}{8} = \frac{5,69 \cdot 12^2}{8} = 102,42 \text{ kNm}$$

($M_o = 122,94 \text{ kNm}$).

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d} = \frac{102,42 \cdot 10^{-3}}{0,01124} = 9,11 \text{ MPa}$$

($\sigma_{do} = 10,94 \text{ MPa}$).

7.4. Stan bezużytkowy

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę zespoloną z nadbetonem (przed remontem):

Ciężar wyposażenia:

$$\text{- nawierzchnia (kostka) } g_3 = 0,5 \cdot 0,12 \cdot 25 = 1,50 \text{ kN/m,}$$

$$\text{- beton ochronny: } g_4 = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 22 = 1,65 \text{ kN/m,}$$

$$\text{- izolacja: } g_5 = 0,5 \cdot 0,01 \cdot 14 = 0,07 \text{ kN/m.}$$

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_3 + g_4 + g_5) \cdot L_t^2}{8} = \frac{3,22 \cdot 12^2}{8} = 57,96 \text{ kNm.}$$

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{57,96 \cdot 10^{-3}}{0,0184} = 3,15 \text{ MPa,}$$

gdzie: $W_d^z = 0,0184 \text{ m}^3$.

7.5. Stan obciążenia w czasie remontu

W trakcie remontu wykonano dodatkową płytę żelbetową o średniej grubości 15 cm po uprzednim usunięciu wcześniejszych warstw nawierzchni i izolacji. Nowa płyta nadbetonu obejmuje prawie całą powierzchnię wiaduktu, co pozwala założyć, że obciążenie przypadające na jedną belkę oraz momenty zginające w środku rozpiętości i odpowiadające im naprężenia normalne wynoszą:

$$\text{- ciężar nadbetonu } g_6 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,15 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/m,}$$

$$\text{- } M = (2,25 \cdot 12^2)/8 = 40,50 \text{ kNm,}$$

$$\text{- } \sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{40,50 \cdot 10^{-3}}{0,0184} = 2,20 \text{ MPa.}$$

7.6. Stan bezużytkowy po remoncie

Obciążenia stałe przypadające na jedną belkę zespoloną z nadbetonem po remoncie:

Ciężar wyposażenia:

- nawierzchnia (asfaltobeton) $g_7 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,08 \cdot 23 = 1,10 \text{ kN/m}$,

- izolacja: $g_8 = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,005 \cdot 14 = 0,04 \text{ kN/m}$.

Momenty zginające w środku rozpiętości belki:

$$M = \frac{(g_7 + g_8) \cdot L_t^2}{8} = \frac{1,14 \cdot 12^2}{8} = 20,52 \text{ kNm}.$$

Naprężenia normalne na dolnej powierzchni belki:

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{20,52 \cdot 10^{-3}}{0,0320} = 0,64 \text{ MPa},$$

gdzie: $W_d^{zz} = 0,0320 \text{ m}^3$.

7.7. Numeryczne modele obiektu

Numeryczne modele obiektu zbudowano w systemie Robot Millennium, wykorzystując do analizy statyczno-wytrzymałościowej Metodę Elementów Skończonych (MES). Poszczególnym elementom prętowym, odwzorowującym obiekt, przypisano charakterystyki geometryczne wynikające z rzeczywistych wymiarów liniowych, zmierzonych podczas oględzin wiaduktu i uzupełnionych na podstawie studiów literatury technicznej z tego zakresu. Takie podejście sprawia, że nie trzeba dodatkowo definiować charakterystyk geometrycznych takich jak pole przekroju poprzecznego czy momenty bezwładności przy zginaniu i skręcaniu. Utworzony model wiaduktu przedstawiono na rys. 7.2.

Poprzez zmienne charakterystyki geometryczne uwzględniono wpływ wzmocnienia dodatkową płytą żelbetową, wykonaną podczas remontu.

Modele numeryczne obiektu zbudowano z trzech grup elementów prętowych, którym przypisano następujące charakterystyki geometryczne (tabela 7.1 i 7.2):

TABELA 7.1

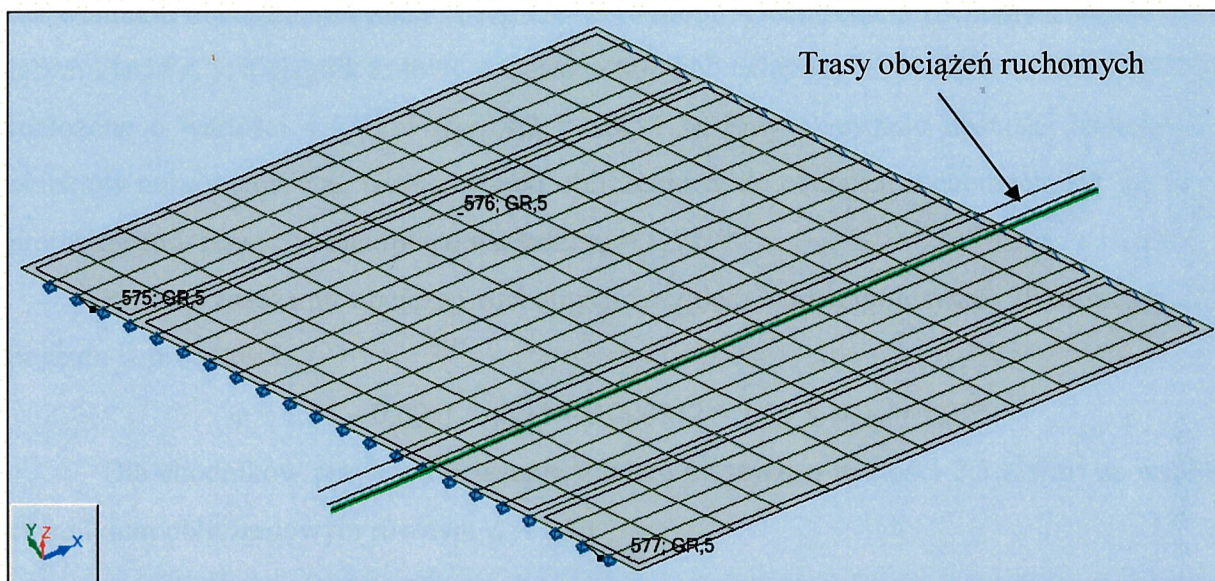
Charakterystyki geometryczne prętowych elementów modelu wiaduktu przed remontem

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm ²)	AY (cm ²)	AZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50x47	1do23K2 39do61	2350,000	1958,333	1958,333	774985,606	432595,833	489583,333
chodnik	26do38 562do57	1732,000	1443,333	1443,333	197321,114	57733,333	1082436,49
pop	2do24K2 25do88	3031,000	2525,833	2525,833	922675,761	309414,583	1894263,86

TABELA 7.2

Charakterystyki geometryczne prętowych elementów modelu wiaduktu po remoncie

Nazwa przekroju▲	Lista prętów	AX (cm ²)	AY (cm ²)	AZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
50x47	1do23K2 39do61	3100,000	2583,333	2583,333	1322445,07	993033,333	645833,333
chodnik	26do38 562do57	3031,000	2525,833	2525,833	922675,761	309414,583	1894263,86
pop	2do24K2 25do88	4330,000	3608,333	3608,333	2306634,18	902083,333	2706091,23



Rys. 7.2. Numeryczny model wiaduktu II w ciągu ul. Gazowej we Wrocławiu

W celu uzyskania najniekorzystniejszego wyłączenia elementów obiektu zastosowano ruchome przypadki obciążenia, umożliwiające odwzorowanie przejazdu pojazdów (w kierunkach zgodnych z rzeczywistym ruchem na moście, por. rys. 7.2). Zastosowanie powyższej procedury pozwala pominąć żmudne ustawianie obciążeń ruchomych zgodnie z ekstremami funkcji wpływu sił wewnętrznych dla poszczególnych elementów obiektu. Ruchome przypadki obciążeń stosowano przy obliczeniach związanych z obciążeniem ciągnikiem gąsienicowym T-60 oraz pojazdem K-800, mogącymi dowolnie przemieszczać się po obiekcie.

7.8. Obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku

Ze względu na zakres analizy oraz konieczność wyznaczenia aktualnej nośności użytkowej wiaduktu w obliczeniach statycznych uwzględniano obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z roku 1956. Do szczegółowej analizy przyjęto środek rozpiętości belki, w której stwierdzono największe wyłączenie pod obciążeniem ruchomym.

W wyniku obliczeń uzyskano maksymalny moment zginający i odpowiadające mu rozciągające naprężenia normalne o wartości:

$$M = 74,72 \text{ kNm} \quad \sigma_d = \frac{M}{W_d^z} = \frac{74,72 \cdot 10^{-3}}{0,0184} = 4,06 \text{ MPa}$$

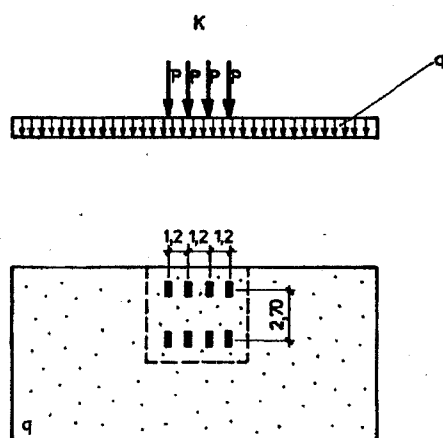
7.9. Obciążenia ruchome wg normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030

W celu określenia klasy przedmiotowego obiektu (nośności normowej) obciążono model wiaduktu obciążeniami klasy A wg PN-85/S-10030. Obciążeniem ruchomym odpowiadającym klasie A jest ciągnik kołowy o ciężarze 800 kN, nałożony na obciążenie równomiernie rozłożone o wartości 4 kN/m² (rys. 7.3 i tabl. 7.3). Przy określaniu nośności istniejących obiektów należy stosować współczynniki obliczeniowe do obciążeń ruchomych, tak jak przy projektowaniu nowych obiektów, o wartości $\gamma_p = 1,50$.

Przy wyznaczaniu obciążeń ruchomych uwzględniono współczynnik dynamiczny dla pojazdu K o wartości:

$$\varphi = 1,35 - 0,005L = 1,35 - 0,005 \cdot 12 = 1,29 \leq \varphi_{\max} = 1,325.$$

Dla chodników przyjęto obciążenie tłumem pieszych o wartości 2,5 kN/m² ze współczynnikiem obliczeniowym równym $\gamma_t = 1,30$.



Rys. 7.3. Schemat obciążenia

TABELA 7.3

Wartości normowych obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa obciążeń	Mnożnik do klasy A	Obciążenie q kN/m ²	Obciążenie K kN	Nacisk na oś kN
A	1,00	4,00	800	200
B	0,75	3,00	600	150
C	0,50	2,00	400	100
D	0,40	1,60	320	80
E	0,30	1,20	240	60

Dla tak przyjętych obciążeń wykonano obliczenia statyczne, w wyniku których otrzymano maksymalny moment zginający i odpowiadającą mu wartość naprężeń normalnych dla elementów prętowych modelu od obciążeń ruchomych klasy A i tłumy pieszych:

$$M(PN) = M(K-800) + M(q) = 196,09 + 29,87 = 225,96 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{225,96 \cdot 10^{-3}}{0,0320} = 6,95 \text{ MPa}$$

oraz

$$M(qt) = 9,21 \text{ kNm} \quad \text{ i } \quad \sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{9,21 \cdot 10^{-3}}{0,0320} = 0,29 \text{ MPa}$$

7.10. Określenie nośności normowej wiaduktu II w ciągu ul. Gazowej

W celu określenia nośności normowej zastosowano procedurę polegającą na wyznaczeniu i porównaniu naprężeń normalnych na dolnej krawędzi maksymalnie wyteżonej, prefabrykowanej belki obiektu. Wykorzystano obciążenia z okresu projektowania obiektu oraz aktualnie obowiązujące wg PN-85/S-10030. W obliczeniach uwzględniono wykonany w roku 2007 remont, obejmujący dodanie nadbetonu na istniejącą już zespoloną płytę konstrukcji.

W wyniku obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wyznaczono dla obciążeń powodowanych ciężarem własnym konstrukcji i wyposażenia obiektu oraz obciążeniami ruchomymi wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku następującą wartość rozciągających naprężeń normalnych na dolnej krawędzi prefabrykatu:

$$\sigma_d(\text{Proj.}) = 9,11 + 3,15 + 4,06 = 16,32 \text{ MPa.}$$

Obciążenia wyznaczone na podstawie normy PN-85/S-10030, uwzględniające ciężar własny konstrukcji, ciężar wyposażenia a także obciążenia ruchome wywołują naprężenia rozciągające o wartości:

$$\sigma_d(\text{PN}) = 10,94 + 2,20 + 0,64 + 6,95 + 0,29 = 21,02 \text{ MPa.}$$

Otrzymana wartość naprężeń rozciągających znacząco przekracza wartość naprężeń przyjętych przy projektowaniu obiektu, co oznacza, że przedmiotowy wiadukt nie może przenosić obciążeń ruchomych klasy A. W dalszej części obliczeń zastosowano współczynnik α_k (zmniejszający obciążenia ruchome klasy A <por. tabl. 7.3>) w celu oszacowania aktualnej klasy obciążeń mostowych, które przedmiotowy wiadukt może bezpiecznie przenieść.

$$\sigma_d(\text{PN}) = 10,94 + 2,20 + 0,64 + \alpha_k \cdot 6,95 + 0,29 \leq 16,32 \text{ MPa}$$

Z powyższej nierówności otrzymano współczynnik $\alpha_k = 0,32$, co oznacza, że przedmiotowy obiekt posiada nośność odpowiadającą klasie E obciążeń wg mostowej normy obciążeń PN-85/S-10030. Uzyskana z obliczeń normowa nośność klasy E, zgodnie z tabelą 7.4, pozwala stwierdzić, że aktualna nośność normowa wynosi 15 ton.

TABELA 7.4

Ciężary pojazdów dopuszczalnych do eksploatacji po obiektach zaprojektowanych na określone klasy obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa	A	B	C	D	E
Ciężar kN	500	400	300	200	150

7.11. Określenie nośności użytkowej wiaduktu

Dodatkowo przeprowadzono obliczenia określające nośność użytkową przedmiotowego wiaduktu. Jako obciążenie przyjęto dwa pojazdy S o masie 30 ton. W obliczeniach uwzględniono współczynniki obliczeniowe o wartości $\gamma_p = 1,50$ oraz współczynnik dynamiczny $\varphi = 1,30$. Przy wyznaczeniu maksymalnego wyężenia elementów prętowych zastosowano także ruchome przypadki obciążenia. Dla tak dobranych obciążeń uzyskano następujące wartości momentu zginającego i naprężeń normalnych na dolnej krawędzi prefabrykowanej belki:

$$M(30\text{ t}) = 129,12\text{ kNm} \quad \text{i} \quad \sigma_d = \frac{M}{W_d^{zz}} = \frac{129,12 \cdot 10^{-3}}{0,0320} = 4,04\text{ MPa}.$$

Po zsumowaniu naprężeń rozciągających na dolnej krawędzi prefabrykatu otrzymano następującą wartość:

$$\sigma_d(\text{PN}+30\text{t}) = 10,94 + 2,20 + 0,64 + 4,04 + 0,29 = 18,11\text{ MPa}.$$

Na podstawie literatury technicznej oszacowano wartość trwałej siły sprężającej zastosowanej do sprężenia belek prefabrykowanych typu „Kujan”. Siła o wartości $S = 932\text{ kN}$ wywołuje na dolnej krawędzi belki naprężenia ściskające na poziomie:

$$\sigma_d = \frac{S}{A_b} + \frac{S \cdot e}{W_d} = \frac{932 \cdot 10^{-3}}{0,1096} + \frac{932 \cdot 10^{-3} \cdot 0,10}{0,01124} = 16,79\text{ MPa},$$

gdzie: $e = 0,10\text{ m}$ – mimośród siły sprężającej względem środka ciężkości belki.

Zakładając, że do wykonania belek prefabrykowanych wykorzystano beton marki $R_w 500$, który odpowiada w przybliżeniu klasie betonu B40, przyjęto maksymalne, obliczeniowe naprężenie rozciągające na poziomie $1,40\text{ MPa}$. Porównując stan wyężenia betonu na dolnej krawędzi belki wywołany dwoma pojazdami S otrzymano naprężenia rozciągające o wartości $\sigma_d = 1,32\text{ MPa}$. Oznacza to, że przyjęte do dodatkowej analizy dwa pojazdy S nie wywołują naprężeń rozciągających większych od wartości dopuszczalnych. Dodatkowy zapas bezpieczeństwa zapewnia przeprowadzenie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych na wartościach obliczeniowych.

7.12. Podsumowanie obliczeń sprawdzających

Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej stwierdzono, że w obecnej chwili nośność normowa przedmiotowego wiaduktu odpowiada obciążeniom klasy E wg PN-85/S-10030. Wynika to z wartości współczynnika $\alpha_k = 0,32$, zmniejszającego obciążenia klasy A do klasy E.

8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA

- ♦ Ocena stanu technicznego przedmiotowego mostu obejmująca:
 - chemiczne i wytrzymałościowe badania betonu,
 - ocenę zagrożenia korozyjnego zbrojenia,
 - analizę stwierdzonych uszkodzeń,
 - obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dotyczące aktualnej nośności obiektu,

prowodzi do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń:

1. Stan obiektu należy uznać za dostateczny, co w głównej mierze uwarunkowane jest uszkodzeniami przyczółków i ich skrzydeł, które wykonano ponad 110 lat temu. Stan elementów wyposażenia jest zróżnicowany od zadowalającego po niedostateczny. Wymagane jest wykonania na obiekcie prac wymienionych w pkt. 8.7.

2. Bezpieczeństwo użytkowania

- Na obiekcie nie stwierdzono objawów wskazujących na jego przeciążenie lub niewłaściwą pracę konstrukcji.
- Obiekt nie jest wyposażony w bariery energochłonne.

Balustrady posiadają ponadto wysokość jedynie 1,1 m (wymagane 1,3 m).

Balustrady i ekrany przeciwporażeńiowe są wychylone na zewnątrz obiektu – nie stanowią więc odpowiedniego zabezpieczenia w przypadku najechania na nie pojazdu.

Prowadnice barier energochłonnych na dojazdach nie są połączone w sposób ciągły z balustradami na obiekcie. Prowadnica bariery od strony Brochów/Centrum jest zbyt nisko zamontowana.

- Odspojenia nadbetonu na bocznych powierzchniach belek, w przypadku spadnięcia mogą stwarzać zagrożenie dla taboru kolejowego przejeżdżającego pod obiektem.

3. Trwałość konstrukcji

- Spadki poprzeczne na chodnikach są niższe od wymaganych aktualnie obowiązującymi przepisami.

- Na belce gzymsowej występują ubytki betonu i miejscowo korozja odsłoniętego zbrojenia. Ubytki te w niektórych miejscach są na tyle duże, że mogą powodować zaciekanie wody opadowej po bocznej powierzchni belek.
- Łożyska w postaci zabetonowanych szyn kolejowych są niezabezpieczone antykorozyjnie i mocno skorodowane.
- Uszkodzenia murków ceglanych oraz ubytki i spękania na skrzydełkach sprzyjają wnikanii wody w konstrukcję podpór.
- Pozostałe uszkodzenia takie jak wykwyty wapienne na spodzie konstrukcji czy zacieki na ścianach przyczółków w obrębie chodników powstały najprawdopodobniej przed ostatnim remontem wyposażenia obiektu.
- Balustrady i ekrany przeciwporażeńowe są wychylone na zewnątrz obiektu (stan taki obserwowany był już przed remontem wiaduktu).

4. Układ warstw w nawierzchni jezdni:

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| – Asfalt lany | - 8 cm, |
| – Izolacja przeciwwodna | - 0,5 cm, |
| – Nadbeton | - 15,0 cm, |
| – Płyta pomostu (belki z nadbetonem) | - 47,0 cm. |

5. Najistotniejsze wnioski z badań materiałowych:

- Zbrojenie w belkach gzymsowych zagrożone jest korozją na skutek znacznych ubytków betonu, karbonatyzacji betonu sięgającej do 30-38 mm oraz przekroczenia dopuszczalnego stężenia chlorków na głębokości zbrojenia.
- Zbrojenie belek głównych, nie jest bezpośrednio zagrożone korozją, na co istotny wpływ ma szczelność (osuszenie) pomostu, będąca efektem ostatniego remontu obiektu.

6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykazały, że ustrój nośny wiaduktu może przenosić obciążenia klasy E wg PN-85/S-10030, co pozwala dopuścić na obiekcie ruch pojazdów samochodowych o masie całkowitej do 15 ton.

7. Dokonane czynności związane z wykonaną ekspertyzą przedmiotowego obiektu pozwalają na sformułowanie następujących zaleceń dotyczących strategii dalszego postępowania z obiektem, która powinna objąć:
- **Należy utrzymać istniejące ograniczenie ciężaru poruszających się po obiekcie pojazdów do 15 ton.**
 - **Obiekt wymaga wykonania remontu lub przebudowy - w trybie pilnym, tzn. projekt techniczny wykonać w roku 2016/17 i zrealizować go do końca 2018. Orientacyjny koszt przebudowy wiaduktu wyniesie około 600.000,00 zł i zależny będzie od przyjętych rozwiązań projektowych.** Remontowi/przebudowie należy poddać spód ustroju niosącego oraz przyczółki wraz ze skrzydłami. Projekt techniczny będzie wymagał uzgodnień z PKP, a prace budowlane mogą się wiązać z czasowymi zamknięciami torów.
 - Zakres prac związanych z bieżącym utrzymaniem obiektu powinien objąć naprawy w miejscach odspojień nadbetonu na belkach skrajnych, wypionowanie balustrad i ekranów przeciwporażeńowych, miejscowe naprawy dylatacji bitumicznych, odkucia odspojień betonu na gzymsach, korektę wysokościową prowadnic balustrad na dojazdach.

Za zespół:

dr inż. Tomasz Łakomy
upr. nr 229/02/DUW



Certyfikat ISO 9001: 2000



nr 154176

TARCOPOL®
Duńsko-Polska Spółka z o.o.

Dyrekcja:
27-200 STARACHOWICE
ul. Składowa 16
tel./fax (041) 273 24 30
tel./fax (071) 790 56 45
Nr KRS 0000069023
Regon: 290006905
NIP: 664-000-01-30
www.tarcopol.com.pl
mail:tarcopol@tarcopol.com.pl

TARCOPOL®
tpm
CONSULTING

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting
54-611 Wrocław, ul. Stanisławowska 27
telefon: (071) 795 40 25, telefon/fax (071) 795 40 23
telefon: 0 601 463 888
NIP: 664-000-01-30
www.tpm-consulting.com.pl ■ mail:tpm@tpm-consulting.com.pl

Nr opracowania: **TPM – 110/TP-78/2007/e10**

EKSPERTYZA

WIADUKTU DROGOWEGO NAD CZTEROTOROWĄ LINIĄ KOLEJOWĄ W CIĄGU ULICY KARWIŃSKIEJ WE WROCŁAWIU



Wrocław, listopad 2007r.

■ specjalistyczna kontrola jakości
obiektów komunikacyjnych i budowlanych ■
doradztwo w zakresie nowoczesnych technologii
i materiałów budowlanych



■ nowoczesna aparatura
do badań nieniszczących
■ ekspertyzy techniczne i szkolenia

Numer pracy: **TPM – 110/TP-78/2007/e10 (umowa nr FPU/EU/238/157/07)**

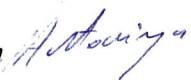
Praca została wykonana na zlecenie:

**ZARZĄD DRÓG I KOMUNIKACJI
WE WROCŁAWIU
ul. Długa 49
53-633 Wrocław**

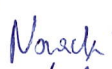
KIEROWNIK TEMATU:

mgr inż. Tomasz Łakomy 

ZESPÓŁ AUTORSKI:

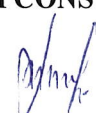
mgr inż. Grzegorz Antoniszyn 

mgr inż. Tomasz Łakomy 

mgr inż. Tomasz Nowacki 

mgr inż. Ryszard Wodyński 

KIEROWNIK ODDZIAŁU TPM CONSULTING:

mgr inż. Ryszard Wodyński 

Oświadczam się, że niżej wymieniona dokumentacja: „Ekspertyza wiaduktu drogowego nad czterotorową linią kolejową w ciągu ulicy Karwińskiej we Wrocławiu” jest wykonana zgodnie z umową nr FPU/EU/238/157/07 (TP-78/2007), zawartą w dniu 9.07.2007 r. oraz została sprawdzona i uznana za sporządzoną prawidłowo, zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznymi oraz, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Prawa autorskie zastrzeżone.

Kopiowanie niniejszego opracowania tak w całości jak i części wymaga zgody autorów.

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	4
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	4
3. PODSTAWA OPRACOWANIA	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	4
5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU	8
5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu	8
5.2. Opis uszkodzeń	12
5.2.1. Ustrój niosący.....	12
5.2.2. Podpory	15
5.2.3. Łożyska	19
5.2.4. Nawierzchnia jezdni i chodników.....	20
5.2.5. Urządzenia obce i otoczenie obiektu	22
5.3. Niwelacja obiektu	24
6. BADANIA KONSTRUKCJI.....	27
6.1. Szczegółowy zakres badań.....	27
6.2. Opis przyjętych metod badawczych.....	27
7. WYNIKI BADAŃ.....	28
7.1. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu.....	28
7.1.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu	28
7.1.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl^- w przekroju betonowym	28
7.1.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji.....	29
7.1.4. Zawartość azotanów w konstrukcji	29
7.2. Podsumowanie badań.....	30
8. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI	31
8.1. Szczegółowy zakres analizy	31
8.2. Numeryczny model obiektu.....	32
8.3. Obciążenia stałe i ruchome.....	33
8.4. Określenie nośności	36
8.5. Podsumowanie obliczeń sprawdzających	38
9. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA	39

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest wiadukt drogowy nad czterotorową linią kolejową Wrocław-Kraków, w ciągu ul. Karwińskiej, km 3+667 w miejscowości Wrocław. Numer ewidencyjny w ZDiK: 55, natomiast JN1 obiektu: 01004814

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania (ekspertyzy) jest określenie stanu technicznego przedmiotowego obiektu mostowego. Zakres opracowania obejmuje:

- ◆ wykonanie badań;
- ◆ ocenę stanu technicznego;
- ◆ określenie aktualnej nośności obiektu;
- ◆ zalecenia dotyczące utrzymania i bezpiecznej eksploatacji wiaduktu.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejszą ekspertyzę dotyczącą oceny stanu technicznego wiaduktu drogowego nad czterotorową linią kolejową Wrocław-Kraków, w ciągu ul. Karwińskiej we Wrocławiu wykonano na zlecenie Zarządu Dróg i Komunikacji we Wrocławiu, ul. Długa 49, 53-633 Wrocław zgodnie z umową **FPU/EU/238/157/07** (TP-78/2007), zawartą w dniu 9 lipca 2007 r.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

1. Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniach 06.09 i 24.10.2007 r.
2. Badania „in-situ” betonu wykonane w dniu 06.09.2007 r.
3. Raport serii SPR nr 69/2002 z „Przeglądu szczegółowego wiaduktu drogowego nad torami kolejowymi w ciągu ulicy Karwińskiej we Wrocławiu” wykonany przez Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, listopad 2002.
4. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Skrócony opis techniczny obiektu wykonano na podstawie własnych pomiarów terenowych oraz raportu (pkt. 3.3) udostępnionego przez Zleceniodawcę. Wiadukt nie posiada pierwotnej dokumentacji technicznej. Podpory obiektu (przyczółki) pochodzą z roku 1896, natomiast przeszło wykonano w roku 1962.

Przedmiotowy obiekt wybudowano nad czterotorową linią kolejową Wrocław Główny-Kraków we Wrocławiu w ciągu ulicy Karwińskiej, km 3+667. Wiadukt usytuowany jest w

planie na prostym odcinku drogi pomiędzy dwoma łukami poziomymi. Konstrukcja posiada skos lewy o kącie skrzyżowania z przeszkodą równym $\sim 75^\circ$.

W 2007 roku wykonano wymianę nawierzchni jezdni i chodników.

Przęsło wiaduktu jest betonową konstrukcją zespoloną (beton sprężony - beton zbrojony), o schemacie statycznym jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej. Przęsło składa się z 10 prefabrykowanych belek sprężonych typu „WBS” o rozpiętości teoretycznej $L_t = 18,0$ m i rozstawie osiowym 1,10 m. Belki stężono sprężonymi poprzecznkami podporowymi i jedną poprzeczniką przęsłową usytuowaną w środku rozpiętości. Razem z poprzecznikami została wykonana płyta pomostowa o grubości ok. 12 cm. Wysokość dwuteowych belek WBS wynosi 65 cm, natomiast ich szerokość to 30 cm.

Oparcie przęsła na masywnych przyczółkach zrealizowano za pomocą stalowych łożysk stałych na podporze od strony Centrum Wrocławia oraz stalowych wahaczy od strony Brochowa.

Przyczółki posiadają ceglane korpusy, które zwieńczone są żelbetowymi ławami podłożyskowymi. Skrzydła przyczółków wykonano w skosie względem osi podłużnej wiaduktu.

Nawierzchnię jezdni i chodników wykonano z asfaltu twardolanego. Na obiekcie zastosowano krawężniki granitowe, które wystają ponad nawierzchnię jezdni na wysokość 13 cm. Na dojazdach do wiaduktu występują krawężniki betonowe. Poza obiektem nawierzchnia na poboczach jest nieutwardzona.

Na wiadukcie zamontowano balustrady typu miejskiego o wysokości 1,10 m i szerokości pochwyty równej 8 cm oraz ekrany przeciwporażeń o wysokości 2,10 m.

Woda opadowa z obiektu odprowadzana jest grawitacyjnie za pomocą odwodnienia powierzchniowego bez dodatkowych wpustów i sączków odwadniających.

Podstawowe parametry geometryczne obiektu to:

Światło poziome wiaduktu	15,90 m.
Szerokość całkowita obiektu	$B_c = 11,50$ m.
Szerokość użytkowa obiektu	$B_u = 2 \times 1,95 + 7,10 = 11,00$ m.
Szerokość jezdni na obiekcie	$B_j = 7,10$ m.
Szerokość chodników	$B_{ch} = 2 \times 1,95$ m.



Rys. 4.1. Widok z boku od strony zachodniej



Rys. 4.2. Wjazd na obiekt od strony Brochowa



Rys. 4.3. Wjazd na obiekt od strony Centrum Wrocławia



Rys. 4.4. Widok na spód konstrukcji

5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI WIADUKTU

5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnej i oględzin obiektu przeprowadzonych w dniach 06.09 i 24.10.2007 r.

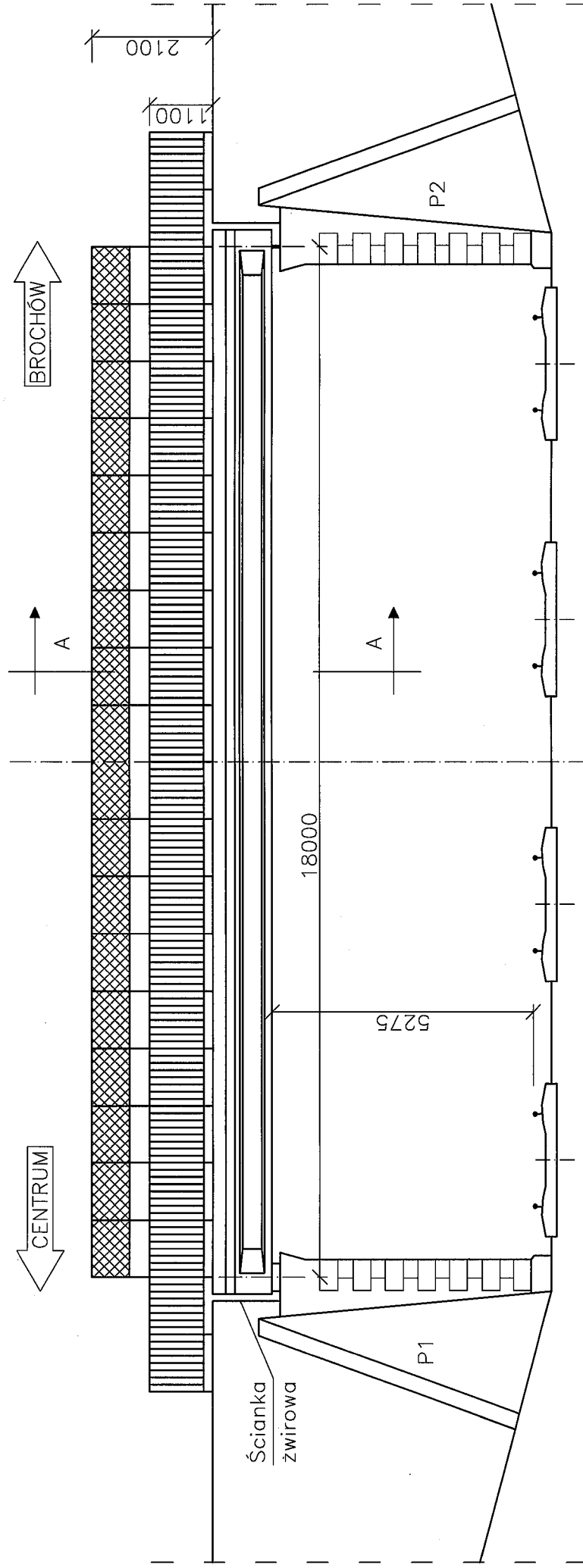
Przegląd spodu ustroju niosącego i podpór oraz badania poligonowe obiektu przeprowadzono z poziomu terenu.

Do opisu uszkodzeń i umiejscowienia punktów badania poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto następujące oznaczenia:

- podpory oznaczono numerami P1 i P2 - jako P1 oznaczono przyczółek od strony Centrum Wrocławia,
- przesło oznaczono symbolem 1-2,
- poszczególne belki ustroju nośnego ponumerowano od 1÷10 – numerem 1 oznaczono pierwszą belkę od strony wschodniej,
- do dalszego opisu przyjęto również następujące nazewnictwo: płyta pomostowa, belka gzymsowa, wspornik pochodnikowy, ścianka żwirowa.

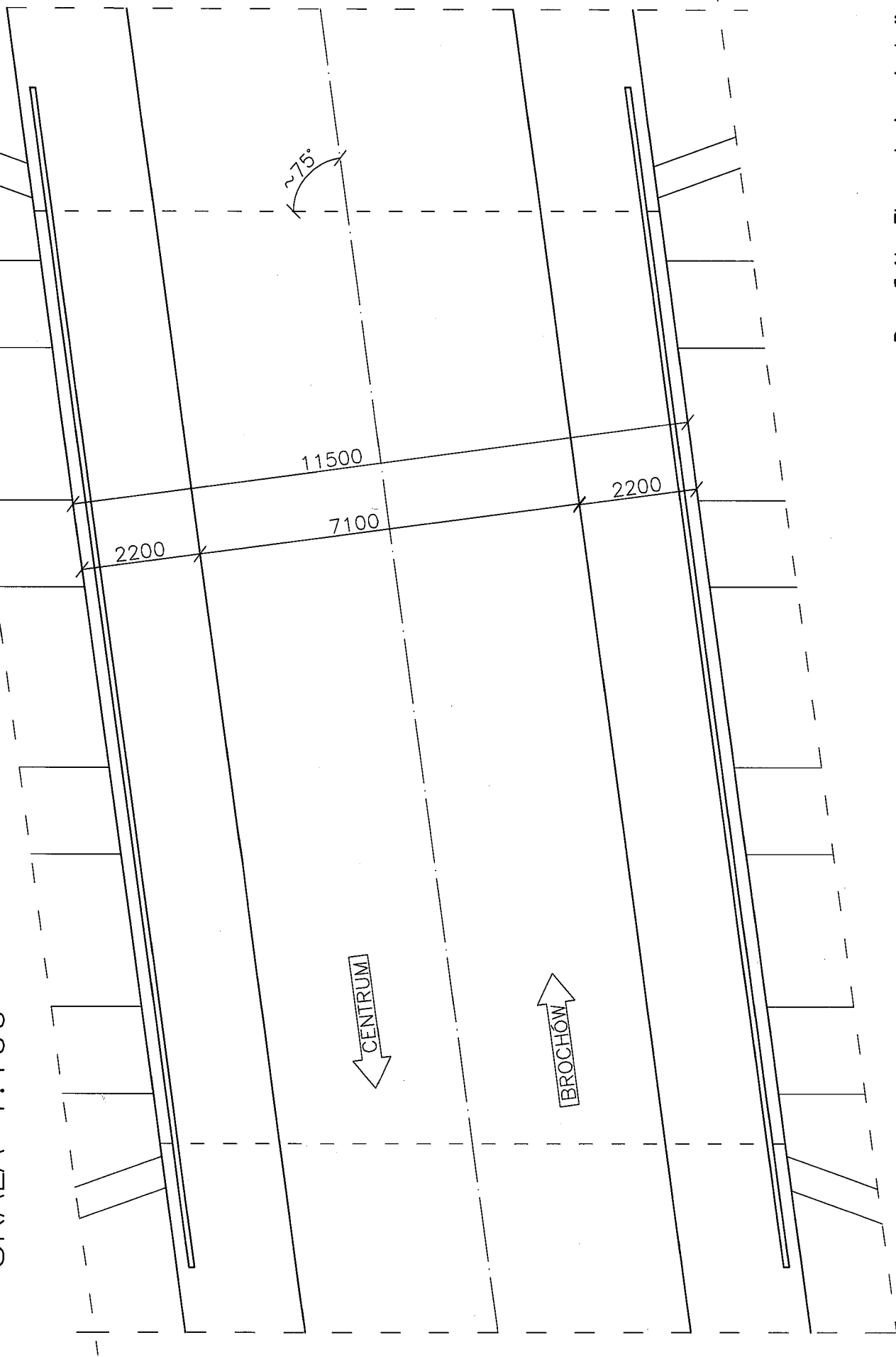
Opis przyjętych oznaczeń elementów konstrukcji obiektu przedstawiono na Rys. 5.1. Opis i wygląd uszkodzeń elementów konstrukcyjnych obiektu przedstawiono na rysunkach 5.2÷5.16 oraz inwentaryzację uszkodzeń obiektu na rys. 5.17.

WIDOK Z BOKU SKALA 1:100



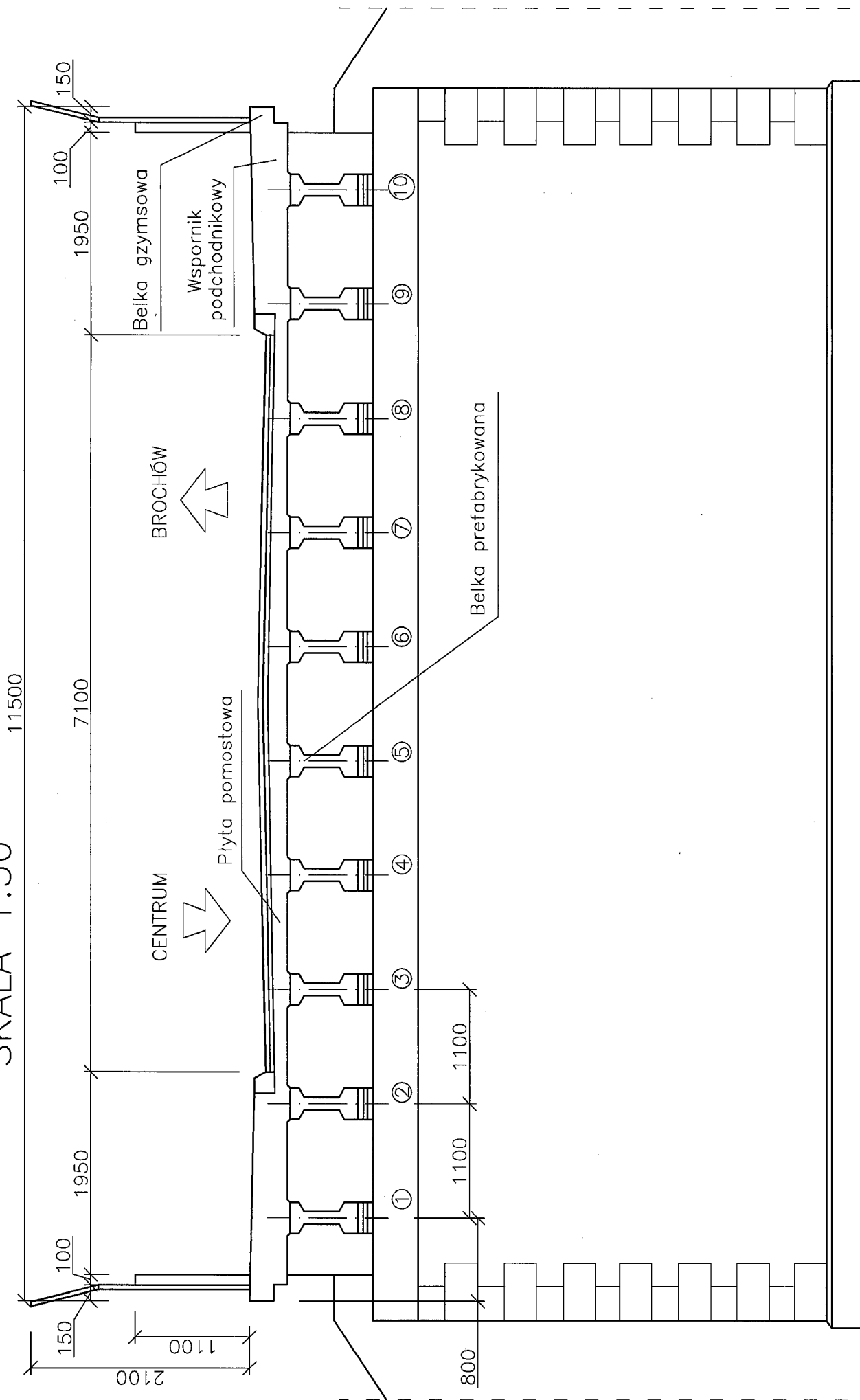
Rys. 5.1a. Elementy konstrukcji obiektu

WIDOK Z GÓRY
SKALA 1:100



Rys. 5.1b. Elementy konstrukcji obiektu

PRZEKRÓJ POPRZECZNY A-A SKALA 1:50



5.2. Opis uszkodzeń

Na belkach głównych i podporach nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę i przeciążenie konstrukcji. Niejednoznaczny jest natomiast charakter rys wzdłuż ukosów płyty, który może wskazywać zarówno na niewłaściwie zagęszczony beton, uszkodzenia korozyjne jak również przeciążenie płyty. Zwrócono również uwagę na zaawansowaną degradację konstrukcji w rejonach przecieków wody przez nieszczelności w pomoście. Zaawansowane uszkodzenia korozyjne betonu i stali w poprzecznicach podporowych (sprężonych) i ławach podłożyskowych (ubytki do 15 cm) mają wpływ na aktualną nośność obiektu, jest on jednak trudny do oszacowania.

Na skutek przecieków przez nieszczelności pomostu, doszło do powstania rozległych odbarwień na spodniej powierzchni płyty pomostowej i wsporników podchodnikowych, którym towarzyszą wapienne i rdzawe wykwity oraz rysy o charakterze korozyjnym (rys. 5.2 ÷ 5.4). Przecieki w strefach dylatacyjnych doprowadziły do powstania intensywnych odbarwień widocznych na zakończeniach belek głównych, spękań i ubytków betonowych osłon bloków oporowych na końcach poprzecznic podporowych oraz intensywnej korozji łożysk (rys. 5.8 ÷ 5.11). Należy wnioskować, że przecieki pochodzą sprzed ostatniego remontu obiektu.

5.2.1. Ustrój niosący

Na belkach głównych nie stwierdzono uszkodzeń o charakterze wyężeniowym, jednakże intensywne odbarwienia w rejonach zakończeń belek (rys. 5.8 i 5.9) wskazują na panujące tam wysokie zagrożenie korozyjne stali i betonu. Potwierdzają to również spękania i odspojenia betonowych osłon bloków kotwiących na zakończeniach poprzecznic podporowych (rys. 5.11 i 5.12).

Na spodzie płyty pomostowej widać rozległe odbarwienia którym towarzyszą wykwity wapienne o zmiennej intensywności, punktowe rdzawe wykwity oraz rysy korozyjne (rys. 5.2 i 5.3). Intensywne wykwity wapienne wzdłuż skosów płyty przy belkach (rys. 5.3) wskazują na spękania płyty, które mogą wskazywać na niewłaściwe zagęszczenie betonu lub przerwę technologiczną, być spowodowane przebiegiem procesów korozyjnych, bądź też mieć charakter wyężeniowy.

Na skutek przecieków przez uszkodzenia w izolacji pomostu w obrębie chodników oraz poprzez szczeliny pomiędzy nawierzchnią chodnika a belką gzymsową, na całej długości

obiektu doszło do powstania zacieków wapiennych na bocznej i spodniej powierzchni wsporników podchodnikowych (rys. 5.4 i 5.5). Miejscami nieszczelności musiały być na tyle duże, że zacieki wapienne objęły również boczne powierzchnie belek prefabrykowanych.

Zarówno na spodzie płyty jak i na wspornikach podchodnikowych nie zaobserwowano zawilgoceń w miejscach występowania wykwitów i zacieków wapiennych co pozwala stwierdzić, że aktualny stan izolacji na obiekcie jest dobry a zaobserwowane uszkodzenia powstały przed remontem wyposażenia obiektu przeprowadzonego w roku 2007.

Największy zakres uszkodzeń korozyjnych na ustroju niosącym stwierdzono na poprzecznicach podporowych. Powstanie takich uszkodzeń jak: ubytki betonu, korozja odsłoniętego zbrojenia oraz wykwity wapienne i rdzawe (rys. 5.2), są konsekwencją intensywnych i długotrwałych przecieków przez niezabezpieczone szczeliny dylatacyjne. Natomiast stan poprzecznic przesłowych jest zadowalający. Między innymi pomiędzy belkami B2 ÷ B4 stwierdzono niewielkie wykwity wapienne (rys. 5.3).



Rys. 5.2. Odbarwienia oraz wykwity wapienne na spodzie płyty pomocowej oraz poprzecznic podporowej – belki B1-B4 nad podporą P2



Rys. 5.3. Wykwity wapienne oraz rdzawe na spodzie płyty pomostowej oraz poprzecznicy przęsłowej pomiędzy belkami B2 ÷ B4. Zacieki wapienne na styku płyty pomostowej i belek prefabrykowanych



Rys. 5.4. Wykwity wapienne na spodzie wspornika podchodnikowego oraz zacieki na bocznej powierzchni belki prefabrykowanej – widok od strony zachodniej, okolice podpory P2



Rys. 5.5. Zacieki wapienne głównie na bocznej powierzchni wspornika podchodnikowego pod belką gzymsową – widok od strony wschodniej

5.2.2. Podpory

Na podporach nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę fundamentów. Na podporach, w szczególności na ich ławach podłożyskowych stwierdzono rozległe uszkodzenia korozyjne. Znaczny stopień degradacji podpór wynika po części z ich wieku (około 110 lat) i naturalnych procesów starzenia materiałów, ale przede wszystkim jest efektem intensywnych i długotrwałych przecieków przez uszkodzenia w izolacji pomostu i nieuszczelne przekrycia dylatacyjne. Największe ubytki betonu na ławach podłożyskowych sięgały 15 cm, a w wielu miejscach zostało odsłonięte zbrojenie ław. Ubytki betonu ław starano się uzupełniać w trakcie kolejnych remontów obiektu, jednakże naprawy ulegały odspojeniom, ze względu na korozję zbrojenia spowodowaną utrzymującymi się przeciekami i niską wytrzymałość podłoża betonowego. Na podporach stwierdzono ponadto:

- ◆ Wykwity, zacieki rdzawe i wapienne, wypłukanie spoiwa, ubytki betonu oraz korozję odsłoniętego zbrojenia na ławie podłożyskowej i górnej, żelbetowej części korpusu podpory (rys. 5.6 i 5.7).
- ◆ Spękania tynku pokrywającego ceglane korpusy podpór.

- ◆ Zawilgocenie niszach podłożyskowych oraz zacieki na powierzchniach zewnętrznych korpusu podpór, co spowodowane jest faktem iż obrys nisz podłożyskowych wystaje poza obrys gzymsów (rys. 5.9 i 5.10).

Na skrzydłach podpór zaobserwowano:

- ◆ Odspojenia okładziny kamiennej znajdującej się na górnej powierzchni skrzydeł.
- ◆ Liczne spękania tynku (rys. 5.9), odwzorowujące układ cegieł.
- ◆ Miejscowe wykwity wapienne w miejscach spękań warstwy tynku. W kilku miejscach (rys. 5.8 ÷ 5.10), nastąpiło odsłonięcie muru ceglanego. W miejscach tych widoczne są ubytki w spoinowaniu, ubytki w samych ceglach, a nawet wegetacja roślin.
- ◆ Na powierzchniach podpór występują także liczne graffiti.



Rys. 5.6. Wykwity rdzawe, ubytki betonu do 5 cm oraz korozja odsłoniętego zbrojenia na ławie podłożyskowej – podpora P2 między belkami B7 i B8



Rys. 5.7. Ubytki betonu do 15 cm, korozja odsłoniętego zbrojenia, wykwyty rdzawe na ławie podłożyskowej – podpora P1 między belkami B3 ÷ B5



Rys. 5.8. Odsłonięty mur ceglany, wegetacja roślin oraz rysa na skrzydle podpory P2 od strony zachodniej. Ubytki tynku w okolicach okładziny z kamieni na narożu ściany przedniej.



Rys. 5.9. Ubytki tynku, odsłonięcie muru ceglanego, spękania ściany skrzydła odwzorowujące układ cegieł. Liczne graffiti na podporze P2



Rys. 5.10. Odsłonięcie muru ceglanego na skrzydle podpory P1 – widok od strony zachodniej. Zacieki wapienne i rdzawe oraz ubytki betonu na górnej części podpory

5.2.3. Łożyska

Stan łożysk na obiekcie jest dostateczny. Nie zabezpieczone antykorozyjnie, w wyniku długotrwałego zawilgacania na skutek przecieków przez nieszczelne przekrycia dylatacyjne i zacieki z gzymsów, uległy korozji powierzchniowej (rys. 5.11 i 5.12).

Na ławach podłożyskowych stwierdzono także zanieczyszczenia w postaci piasku i gruzu betonowego. Zanieczyszczenia przedostały się przez szczeliny dylatacyjne ale również wskazują na korozję tylnych rejonów ustroju niosącego. Nie można też wykluczyć, że zanieczyszczenia powstały w trakcie prowadzenia prac w ramach remontu wyposażenia przeprowadzonego w roku 2007.

W wyniku przecieków i zawilgacania konstrukcji zaobserwowano także (rys. 5.11) ubytki betonu bloków kotwiących systemu sprężania poprzecznic.



Rys. 5.11. Korozja powierzchniowa wahaczy na podporze P2 – widok od strony wschodniej. Zanieczyszczenia w postaci piasku i gruzu na ławie podłożyskowej

Rys. 5.12. Korozja powierzchniowa stalowego łożyska stałego – podpora P1, widok od strony wschodniej. Kawałki betonu na ławie podłożyskowej

5.2.4. Nawierzchnia jezdni i chodników

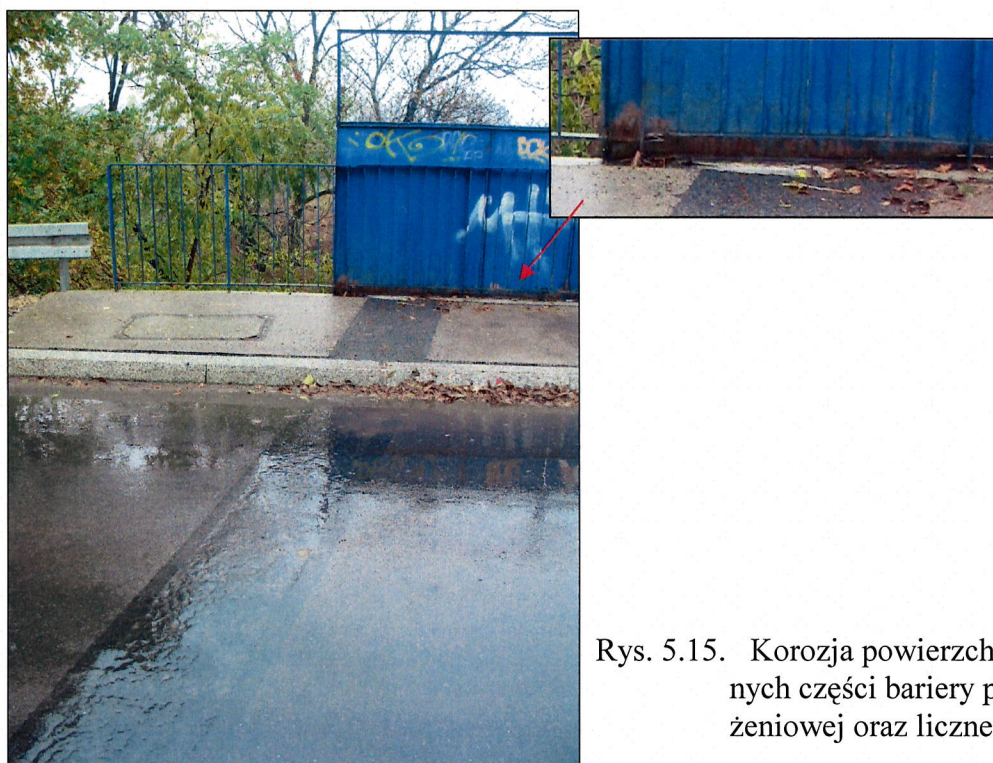
- Stan nawierzchni jezdni i chodników na dojeździe nie budzi zastrzeżeń (rys. 5.13 i 5.16). Jedynie zbyt małe spadki poprzeczne mogą utrudniać prawidłowy odpływ wody z obiektu.
- Na dojeździe od strony Brochowa stwierdzono liczne nierówności i naprawy nawierzchni w postaci łat (rys. 5.13).
- Przekrycia dylatacyjne jezdni i chodników nie wykazują jakichkolwiek uszkodzeń (rys. 5.14 i 5.15).
- Stan balustrad i bariery przeciwporazeniowej jest dostateczny. W dolnych partiach bariery stwierdzono ogniska korozji (rys. 5.15) oraz liczne graffiti (rys. 5.13 ÷ 5.16).



Rys. 5.13. Nierówności nawierzchni jezdni na dojeździe w postaci licznych łat – dojazd od strony Brochowa



Rys. 5.14. Liczne graffiti na barierze przeciwporażeniowej oraz korozja powierzchniowa profilu stalowego biegnącego wzdłuż balustrady



Rys. 5.15. Korozja powierzchniowa dolnych części bariery przeciwporażeniowej oraz liczne graffiti

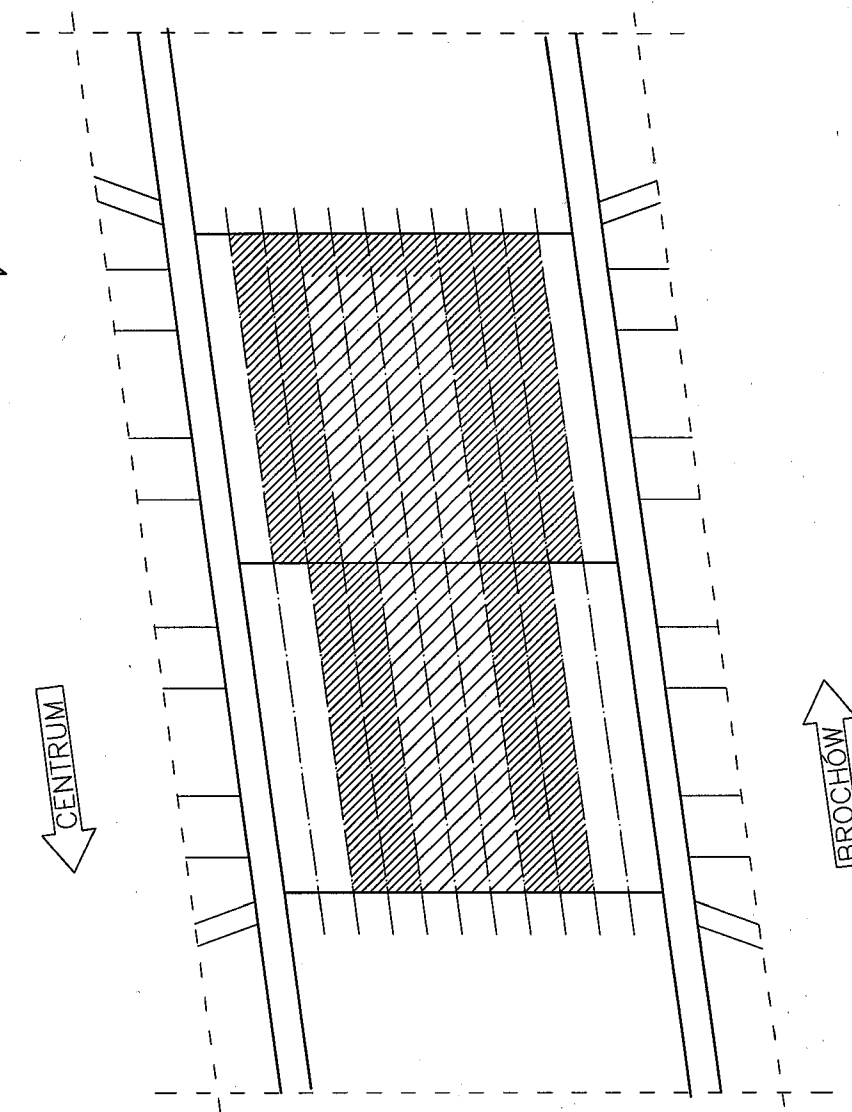
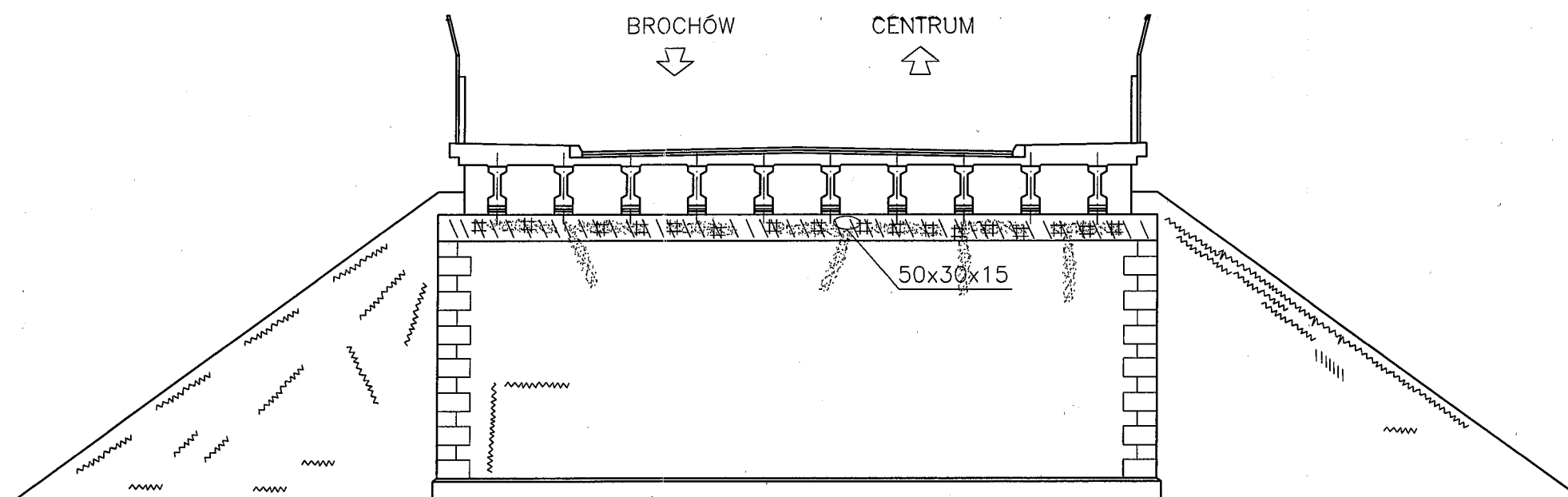
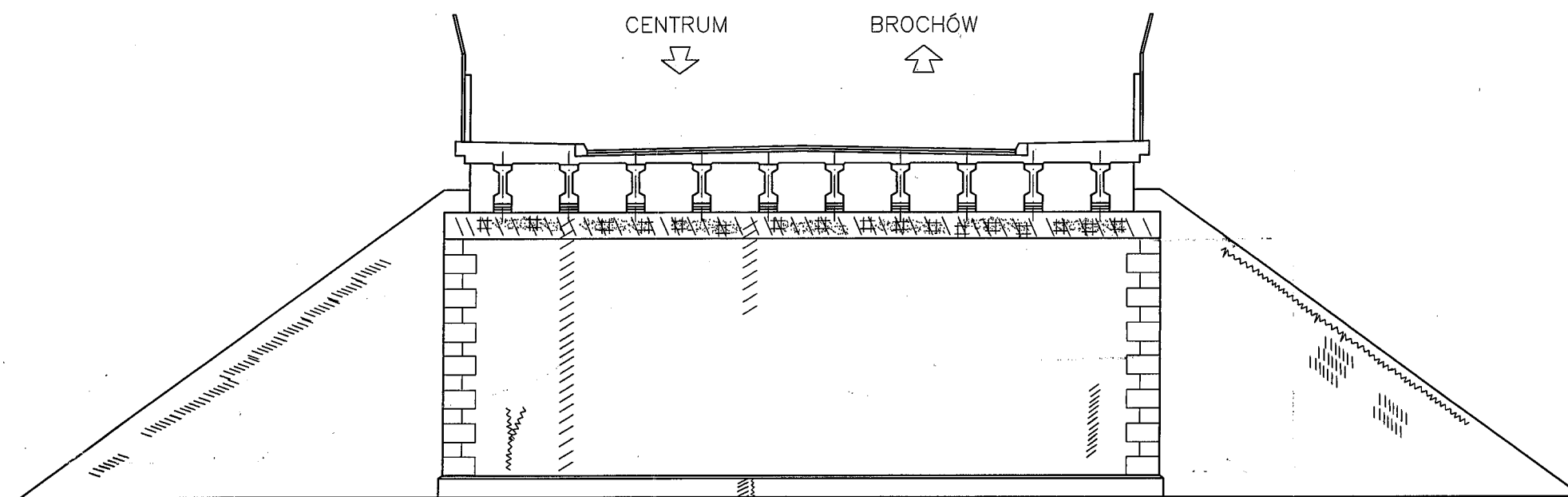


Rys. 5.16. Nawierzchnia jezdni na obiekcie oraz dojazd do obiektu od strony Centrum.

5.2.5. Urządzenia obce i otoczenie obiektu

Podczas wizji lokalnej stan obudowy urządzenia obcego od strony wschodniej przebiegającego wzdłuż balustrady oceniono jako zadawalający (rys. 5.13 i 5.14). Stwierdzono jedynie korozję powierzchniową obudowy urządzenia.

Dojścia do obiektu są nieutwardzone. Na skarpach nasypów w bezpośredniej bliskości skrzydeł przyczółków rosną drzewa i krzewy, których korzenie mogą przyczyniać się do uszkodzania konstrukcji skrzydeł (rys. 5.9).



LEGENDA:

- ~~~~~ - rysy, spękania
- //// - zacieki, wykwyty, odbarwienia
- # - wykwyty rdzawe
- ||||| - ubytki tynku, odstąpienie muru ceglanego
- ~*~ - raki

5.3. Niwelacja obiektu

Niwelację podstawowych elementów pomostu (chodników i jezdni) wykonano za pomocą niwelatora Zeiss Ni 50 oraz składnej łąty mierniczej o długości 5 m. Niwelowano punkty obiektu w charakterystycznych miejscach, głównie dla rozpoznania spadków nawierzchni jezdni i chodników. Wykaz odczytanych wysokości z dokładnością do 5 mm w stosunku do repera roboczego przedstawiony został w Tabeli 5.1. Za reper roboczy przyjęto punkt na studziennie rewizyjnej znajdującej się na chodniku na dojeździe od strony Centrum / zachód.

Wnioski z niwelacji:

Na podstawie przeprowadzonej niwelacji obiektu stwierdzono, że:

- ◆ Pochylenie niwelety w ciągu ulicy Karwińskiej jest dwustronne w kierunku Centrum o wartościach $0,4 \div 3,4\%$ i w kierunku Brochowa o wartościach $0,4 \div 1,6\%$.
- ◆ Nawierzchnia na jezdni posiada spadki poprzeczne w kierunku chodników o wartościach $0,6\% \div 0,8\%$. Na dojazdach spadki mieszczą się w przedziale $0,0 \div 0,3\%$.
- ◆ Pochylenia poprzeczne chodników na obiekcie o wartościach $0,4\% \div 1,8\%$ mają spadek do jezdni. Spadki poprzeczne chodników na dojeździe od strony Brochowa wahają się w granicach $1,6 \div 2,0\%$. Wyjątek stanowi pochylenie chodnika na dojeździe od strony Centrum / wschód o wartości $1,6\%$, które ma spadek odwrotny.

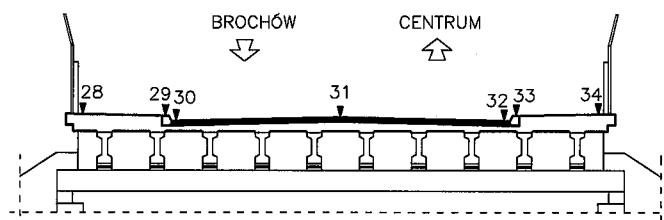
Zgodnie z aktualnie obowiązującymi przepisami spadki poprzeczne nawierzchni jezdni powinny wynosić min. $2,0\%$, spadki nawierzchni chodników – min. $3,0\%$ a spadki podłużne – min. $1,0\%$. **Zmierzone wartości pochyłeń poprzecznych nawierzchni jezdni i chodników nie spełniają w/w wymagań.**

TABELA 5.1

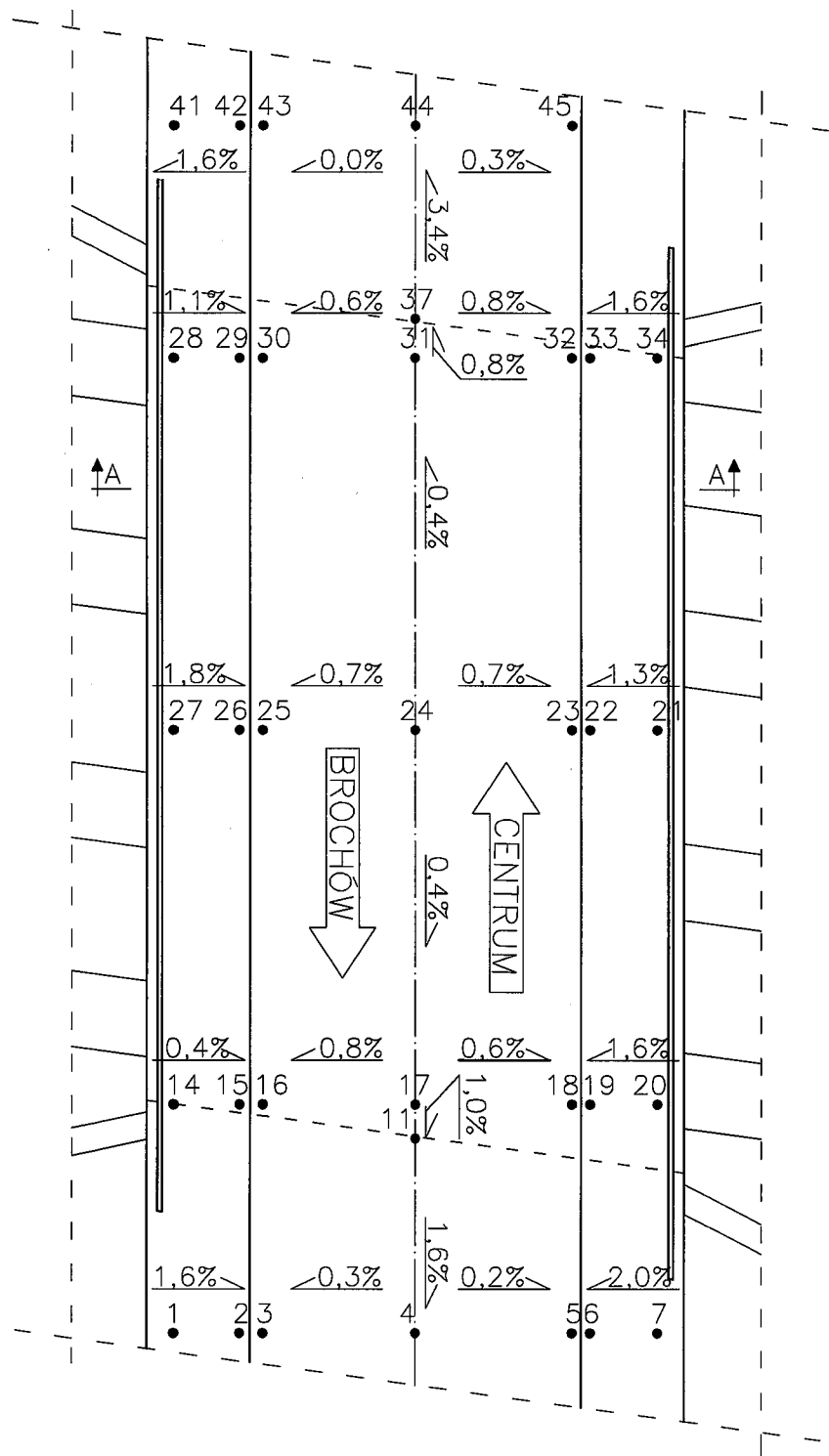
Dziennik pomiarów niwelacyjnych nawierzchni jezdni i chodników na wiadukcie oraz dojazdach do obiektu

Przebieg	Odległość [m]	Wysokość [m]
Rp1	1335	100,000
1	1365	99,970
2	1400	99,935
3	1505	99,830
4	1485	99,850
5	1500	99,835
6	1365	99,970
7	1320	100,015
8	1320	100,015
9	1355	99,980
10	1475	99,860
11	1445	99,890
12	1480	99,855
13	1350	99,985
14	1335	100,000
15	1345	99,990
16	1475	99,860
17	1420	99,915
18	1460	99,875
19	1335	100,000
20	1300	100,035
21	1280	100,055
22	1310	100,025
23	1440	99,895

Przebieg	Odległość [m]	Wysokość [m]
24	1390	99,945
25	1440	99,895
26	1310	100,025
27	1270	100,065
28	1305	100,030
29	1330	100,005
30	1465	99,870
31	1425	99,910
32	1480	99,855
33	1350	99,985
34	1315	100,020
35	1350	99,985
36	1480	99,855
37	1445	99,890
38	1470	99,865
39	1350	99,985
40	1320	100,015
41	1345	99,990
42	1400	99,935
43	1530	99,805
44	1530	99,805
45	1550	99,785
46	1400	99,935



Rys. 5.18. Schemat usytuowania punktów niwelacyjnych w przekroju A-A



Rys. 5.19. Spadki poprzeczne i podłużne nawierzchni na obiekcie oraz usytuowanie punktów pomiarowych niwelacji

6. BADANIA KONSTRUKCJI

6.1. Szczegółowy zakres badań

Zaplanowany program badawczy obejmował badania chemiczne betonu konstrukcji, w zakresie niezbędnym do oceny zagrożenia korozyjnego betonu i stali zbrojeniowej.

- ◆ Na belce gzymsowej od strony zachodniej oceniono stężenie i rozkład chlorków, siarczanów oraz azotanów a także zasięg i intensywność procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu.
- ◆ Oględziny oraz badania poligonowe przeprowadzono z poziomu terenu oraz wykorzystując bezpośredni dostęp do konstrukcji.
- ◆ Badania obiektu przeprowadzono w oparciu o poligonowe laboratorium badawcze, wykorzystując posiadaną aparaturę badawczą, spełniającą wszystkie niezbędne wymagania techniczne stawiane tego typu pomiarom.

W jej skład weszły następujące urządzenia:

- zestaw do oceny stężenia chlorków, siarczanów i azotanów w konstrukcji – „Aquamerck-Test”,
- zestaw odczynników w aerozolu, umożliwiający identyfikację rozkładu pH w badanym przekroju betonowym, a tym samym ocenę zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji jego warstwy przypowierzchniowej – „RAINBOW-Test”.

6.2. Opis przyjętych metod badawczych

Całość badań zrealizowano zgodnie z *Zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych* w Warszawie z dnia 3 grudnia 1998, dotyczącymi oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących obiektach mostowych oraz PN-74/B-06262 w zakresie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną. Wytrzymałość gwarantowaną betonu określono zgodnie z PN-S-10040:1999, natomiast związaną z nią klasę betonu oszacowano zgodnie z PN-91/S-10042.

7. WYNIKI BADAŃ

7.1. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu

7.1.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie powierzchniowej odkrywki, określono bezpośrednio na obiekcie, za pomocą metody „Rainbow-Test”, przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

- ♦ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.1.

TABELA 7.1

Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Głębokość karbonatyzacji [mm]
Belka gzymsowa od strony zachodniej	H1	pH 9 / 25 mm dalej pH 13
Głębokość karbonatyzacji		25 mm

- ♦ W belce gzymsowej od strony zachodniej stwierdzono, że głębokość karbonatyzacji sięga do 25 mm co stanowi realne zagrożenie korozją wkładek zbrojeniowych.

7.1.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl⁻ w przekroju betonowym

- ♦ Badania przeprowadzono za pomocą zestawu „Aquamerck-Test”, firmy Merck.
- ♦ Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu, założono orientacyjnie, iż do produkcji betonu, z którego wykonano elementy konstrukcyjne obiektu zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m³ mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości pozornej betonu na poziomie około 2500 kg/m³.

Zgodnie z powyższym założeniem oraz zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000), dopuszczalną wartość stężenia chlorków w przekroju betonowym określono:

Rodzaj skażenia	Jednostka miary	Graniczna wartość liczbową wielkości
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie nieskarbonatyzowanym: 1. konstrukcji żelbetowych 2. konstrukcji sprężonych	%	nie większy niż 0,064% masy betonu nie większy niż 0,032% masy betonu
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie skarbonatyzowanym:	%	nie większy niż 0,016% masy betonu

- ◆ W każdym punkcie pomiarowym (H) pobrano pył betonowy z następujących głębokości:

Ustrój niosący i podpory
- od 0 do 5 mm
- od 5 do 30 mm
- od 30 do 50 mm

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.2.
- ◆ W belce gzymsowej od strony zachodniej stężenie jonów chlorkowych na całej badanej głębokości przekracza wartość dopuszczalną. Na głębokości zbrojenia stężenie jonów Cl^- przekracza ponad 20-krotnie wartość dopuszczalną.

7.1.3. Zawartość siarczanów w konstrukcji

Badania zawartości siarczanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- w badanych elementach betonowych.

- ◆ Jako graniczną zawartość siarczanów w betonie, zgodnie z obowiązującymi w tym zakresie wytycznymi, przyjęto na poziomie **0.50%** w odniesieniu do wagi betonu.
- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.2.
- ◆ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.

7.1.4. Zawartość azotanów w konstrukcji

Badania zawartości azotanów przeprowadzono za pomocą zestawu **Aquamerck-Test** w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- i siarczanów w badanych elementach betonowych.

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.2.
- ◆ W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

TABELA 7.2

Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, siarczanów i azotanów w przypowierzchniowej warstwie betonu konstrukcji wiaduktu w ciągu ul. Karwińskiej

Lokalizacja	Punkt pomiar.	Głębokość karbonatyzacji [mm]	CHLORKI			SIARCZANY jako- ściowo	AZOTANY jako- ściowo
			Jakościowo	Głębokość	Ilościowo		
			+ / -	[cm]	[%] m/m betonu	+ / -	+ / -
Ustrój niosący							
- belka gzymso- wa od strony za- chodniej	H1		+	0 - 0,5	0,262 >0,016	-	-
				0,5 - 3,0	0,360		
				3,0 - 5,0	0,360		

7.2. Podsumowanie badań

W wyniku przeprowadzenia badań chemicznych przypowierzchniowej warstwy betonu stwierdzono, że:

- W belce gzymsowej od strony zachodniej stwierdzono, że głębokość karbonatyzacji sięga do 25 mm, co stanowi realne zagrożenie korozją wkładek zbrojenio-
wych.
- W belce gzymsowej od strony zachodniej stężenie jonów chlorkowych na całej badanej głębokości przekracza wartość dopuszczalną. Na głębokości zbrojenia stężenie jonów Cl⁻ przekracza ponad 20-krotnie wartość dopuszczalną.
- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.
- W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów.

8. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI

Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej (ogłędzin obiektu), własnych pomiarów inwentaryzacyjnych oraz dokumentacji dostarczonej przez Zleceniodawcę zbudowano numeryczny model wiaduktu. Następnie przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową określającą stopień wyężenia poszczególnych elementów obiektu od obciążenia ciężarem własnym konstrukcji, pod normowym obciążeniem taborem samochodowym wg mostowego normatywu obciążeń mostowych z 1956 roku oraz pod obciążeniem klasy A zgodnie z aktualnie obowiązującą normą obciążeń mostowych PN-85/S-10030. Na podstawie uzyskanych wartości sił wewnętrznych, dokładniej momentów zginających, występujących w głównych elementach nośnych, wyznaczono nośność użytkową wiaduktu.

8.1. Szczegółowy zakres analizy

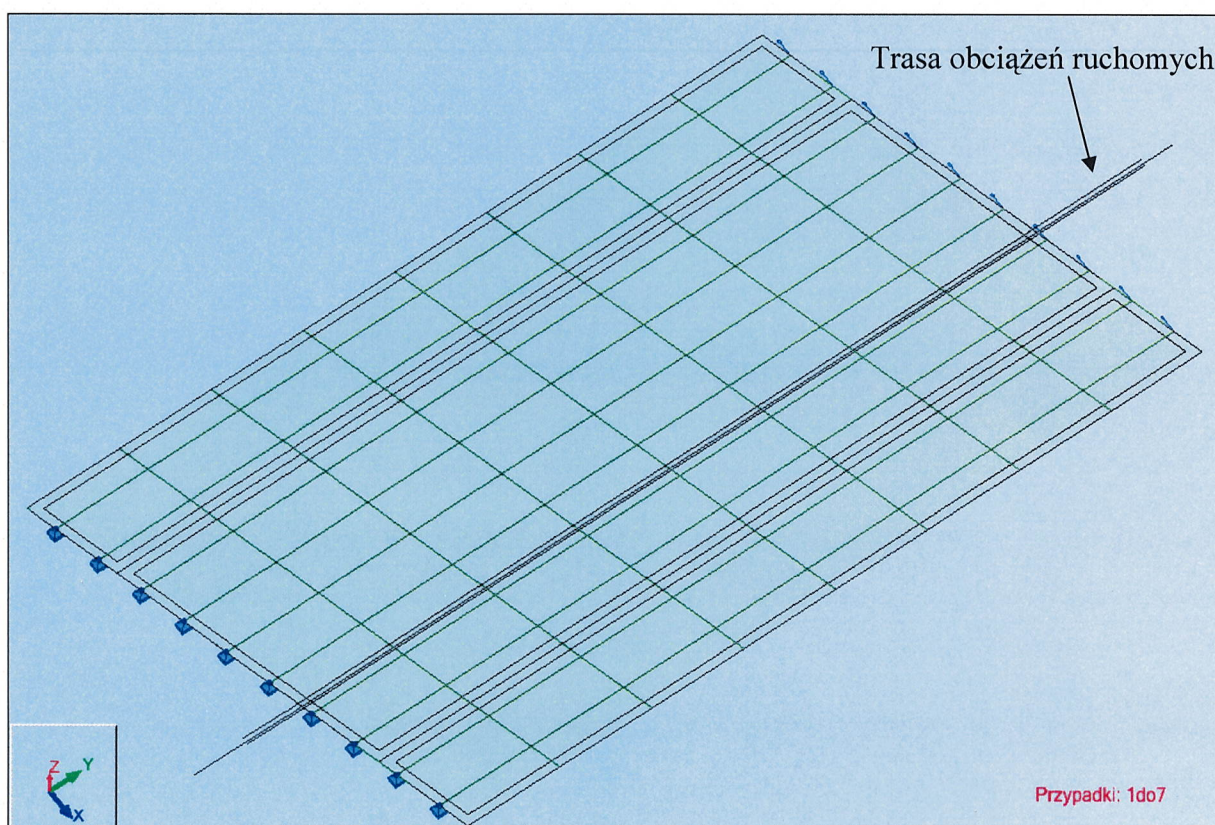
W celu określenia nośności użytkowej przedmiotowego wiaduktu przyjęto następującą procedurę badawczą:

- 1) utworzenie numerycznego modelu odwzorowującego analizowaną konstrukcję. Model obiektu wykonano w oparciu o dokumentację dostarczoną przez Zamawiającego oraz pomiary własne przeprowadzone podczas wizji lokalnej. Do analizy wykorzystano program obliczeniowy Robot Millennium;
- 2) obciążenie modelu siłami odwzorowującymi normowe obciążenie specjalne w postaci ciągnika T-60 wg normatywu obciążeń z 1956 roku;
- 3) obciążenie modelu siłami odwzorowującymi normowe obciążenie taborem samochodowym klasy A wg aktualnie obowiązującej normy obciążeń mostowych PN-85/S-10030;
- 4) wygenerowanie sił wewnętrznych od ciężaru własnego elementów konstrukcyjnych wiaduktu (opcja dostępna w systemie obliczeniowym) oraz wyposażenia obiektu;
- 6) zestawienie i porównanie wartości sił wewnętrznych (momentów zginających) w charakterystycznych przekrojach głównych elementów nośnych obiektu, uzyskanych dla poszczególnych przypadków obciążenia;
- 7) określenie, na podstawie uzyskanych wyników badań i obliczeń, aktualnej nośności użytkowej przedmiotowego obiektu.

Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej, analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz orzeczenia o aktualnej nośności użytkowej wiaduktu sformułowano zalecenia dotyczące dalszego utrzymania i użytkowania obiektu.

8.2. Numeryczny model obiektu

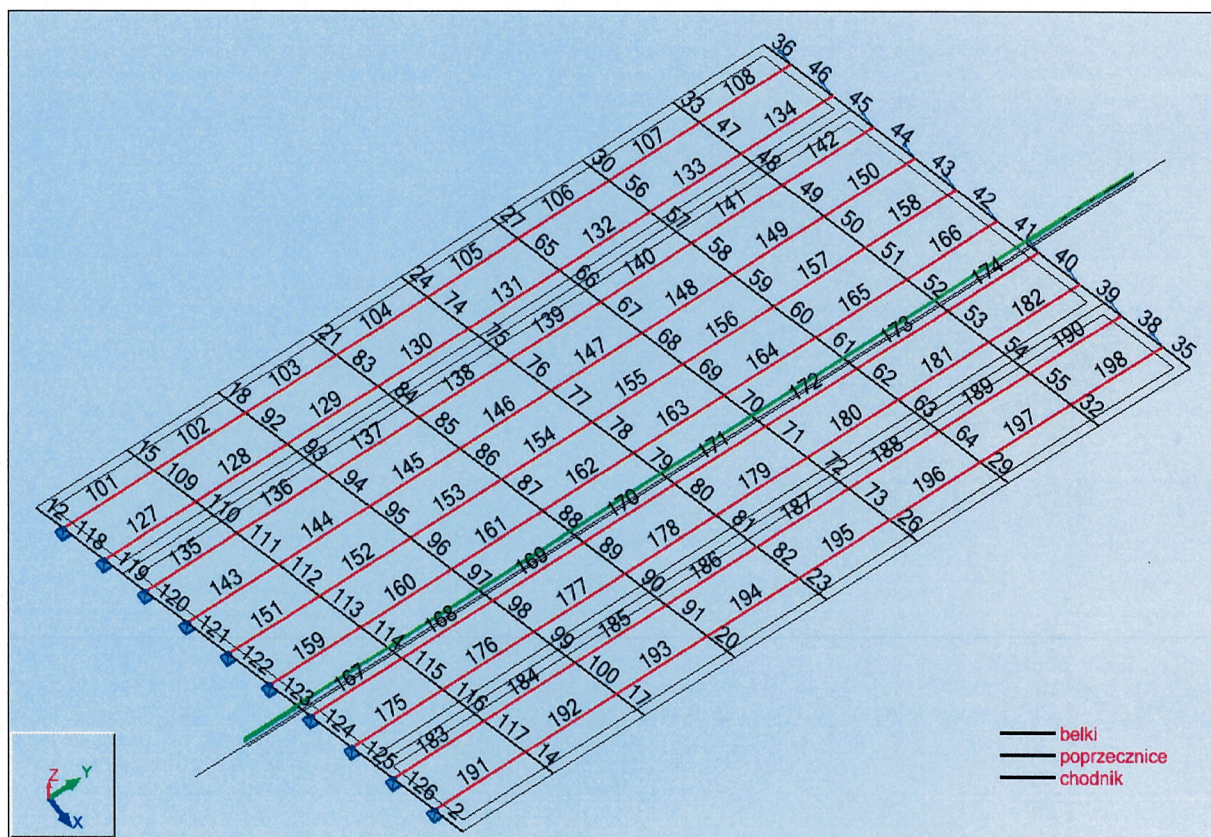
Numeryczny model obiektu zbudowano w systemie Robot Millennium, wykorzystując do analizy statyczno-wytrzymałościowej Metodę Elementów Skończonych (MES). Poszczególnym elementom modelu nadano przekroje geometryczne wynikające z rzeczywistych wymiarów, przez co w trakcie analizy nie trzeba obliczać ani dodatkowo definiować charakterystyk geometrycznych takich jak pole przekroju poprzecznego czy momenty bezwładności przy zginaniu i skręcaniu. Definiując ciężar objętościowy materiału (betonu) można dodatkowo w prosty sposób uzyskać wyężenie spowodowane ciężarem własnym konstrukcji. Utworzony model wiaduktu przedstawiono na rys. 8.1.



Rys. 8.1. Numeryczny model wiaduktu drogowego w ciągu ul. Karwińskiej we Wrocławiu

Model numeryczny obiektu zbudowano z odrębnych grup elementów prętowych, którym przypisano odpowiednie charakterystyki geometryczne, wynikające z rzeczywistych wymiarów liniowych elementów obiektu. Charakterystyki geometryczne wszystkich grup prętów zestawiono w tabeli 8.1.

Na rys. 8.2 przedstawiono elementy prętowe przęsła obiektu (zaznaczone na czerwono), które poddano szczegółowej analizie wyężenia.



Rys. 8.2. Elementy prętowe modelu wiaduktu, poddane szczegółowej analizie wyężeniowej

TABELA 8.1

Charakterystyki geometryczne prętowych elementów modelu

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm ²)	AY (cm ²)	AZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
belka	101do108 127do198	2356,000	1680,000	676,000	107594,034	1624755,724	1198645,333
chodnik	14do32K3 15do33K3	2700,000	2250,000	2250,000	125243,846	32400,000	11390625,000
chodnik skraj	2 12 35 36	1350,000	1125,000	1125,000	60443,846	16200,000	1423828,125
pop mała	47do73 83do100 109do117	2700,000	2250,000	2250,000	125243,846	32400,000	11390625,000
pop skraj	38do46 118do126	1194,000	204,000	990,000	69150,789	619088,653	23475,500
pop srodek	74do82	3690,000	2700,000	990,000	188858,724	1493567,561	11409187,500

8.3. Obciążenia stałe i ruchome

Ze względu na zakres analizy oraz konieczność wyznaczenia aktualnej nośności użytkowej obiektu w obliczeniach statycznych uwzględniano wszystkie obciążenia pochodzące od ciężarów własnych elementów konstrukcyjnych i wyposażenia, obciążenia ruchome wg normatywu obciążeń mostowych z 1956 r. oraz normy z roku 1985. Szczegółową analizę wykonano dla maksymalnie wyężonej belki głównej wiaduktu, którą wybrano w wyniku wstępnej

analizy. Analizowano przekrój w połowie rozpiętości przęsła ze względu na maksymalną wartość momentu zginającego, którą wykorzystano do późniejszego określenia nośności.

- Dla oszacowania wyężenia poszczególnych elementów obiektu, od ciężaru własnego konstrukcji, wykorzystano procedurę dostępną w programie Robot. Po przyporządkowaniu rzeczywistych charakterystyk geometrycznych (wymiarów liniowych) elementom tworzącym model uzyskano wartości momentów zginających w analizowanym przekroju przęsła wiaduktu. Rozróżniano obciążenie od ciężaru stałego konstrukcji nośnej (g_0) i obciążenie od ciężaru wyposażenia wiaduktu (g_w). W tabeli 8.2 zestawiono orientacyjne grubości warstw nawierzchni jezdni i chodnika oraz uśrednione ciężary własne, które wykorzystano do obliczeń statycznych.

TABELA 8.2

Zestawienie obciążeń dla poszczególnych warstw nawierzchni jezdni i chodnika

Warstwa nawierzchni	Grubość [cm]	Ciężar obj. γ [kN/m ³]	Obciążenie [kN/m ²]		
			charakter:	$\gamma = 0,90$	$\gamma = 1,50$
Jezdnia	~ 15	24,5	3,68	3,31	5,52
Chodnik	~ 28	24,5	6,86	6,17	10,29

W tabeli 8.3 zestawiono ekstremalne wartości momentów zginających dla wybranych elementów prętowych przęsła wiaduktu uzyskane dla poszczególnych obciążeń, tj. dla obciążeń wywołanych ciężarem własnym prętowych elementów dźwigara belkowo-płytowego oraz ciężarem wyposażenia. Zgodnie z wymogami PN-85/S-10030 oraz zasadami statyki zastosowano do obciążeń charakterystycznych współczynniki $\gamma_0 = 0,9$ i $1,2$ oraz $\gamma_w = 0,9$ i $1,5$.

TABELA 8.3

Wartości momentów zginających od obciążeń stałych wiaduktu

Analizowany punkt	Normatyw z 1956 r.		PN-85/S-10030	
	$M(g_0)$ [kNm]	$M(g_w)$ [kNm]	$M(\gamma_0 g_0)$ [kNm]	$M(\gamma_w g_w)$ [kNm]
Środ. przęsła (el. 195)	233,70	226,53	280,44	372,46

- Przy przyjęciu obciążeń ruchomych, wg normatywu z 1956 roku, do obliczeń przyjęto obciążenie pojazdem specjalnym w postaci ciągnika gąsienicowego T-60 o masie 60

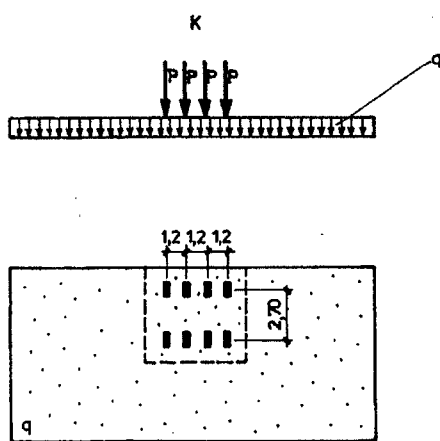
ton. Zgodnie z normatywem na przedmiotowym obiekcie o rozpiętości teoretycznej 18 m może wystąpić tylko jeden ciągnik T-60.

W celu uzyskania najniekorzystniejszego wyłączenia elementów obiektu zastosowano ruchome przypadki obciążenia, umożliwiające odwzorowanie przejazdu pojazdów (w kierunkach zgodnych z rzeczywistym ruchem na moście, por. rys. 8.1). Zastosowanie powyższej procedury pozwala pominąć generowanie funkcji wpływu sił wewnętrznych dla poszczególnych elementów obiektu. Ruchome przypadki obciążeń stosowano przy wszystkich obliczeniach związanych z obciążeniem mogącym przemieszczać się po obiekcie.

W wyniku przeprowadzenia obliczeń statycznych uzyskano następujące wartości momentów zginających w środku rozpiętości przęsła:

$$M(\text{Proj.}) = 349,37 \text{ kNm.}$$

- W celu określenia klasy przedmiotowego obiektu (nośności normowej) obciążono model wiaduktu obciążeniami klasy A wg PN-85/S-10030. Obciążeniem ruchomym odpowiadającym klasie A jest ciągnik kołowy o ciężarze 800 kN, nałożony na obciążenie równomiernie rozłożone o wartości 4 kN/m² (rys. 8.3 i tabl. 8.4). Przy określaniu nośności istniejących obiektów należy stosować współczynniki obliczeniowe do obciążeń ruchomych, tak jak przy projektowaniu nowych obiektów, o wartości $\gamma_p = 1,50$.



Rys. 8.3. Schemat obciążenia

TABELA 8.4

Wartości normowych obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa obciążeń	Mnożnik do klasy A	Obciążenie q kN/m ²	Obciążenie K kN	Nacisk na oś kN
A	1,00	4,00	800	200
B	0,75	3,00	600	150
C	0,50	2,00	400	100
D	0,40	1,60	320	80
E	0,30	1,20	240	60

Przy wyznaczaniu obciążeń ruchomych uwzględniono współczynnik dynamiczny do pojazdu K o wartości:

$$\phi = 1,35 - 0,005L = 1,35 - 0,005 \cdot 18,00 = 1,260 \leq \phi_{\max} = 1,325.$$

Dla tak przyjętych obciążeń uzyskano następujące wartości momentów zginających w analizowanych punktach przęseł wiaduktu:

$$M(\gamma_p \cdot PN) = M(K-800) + M(q) = 893,65 + 167,40 = 1061,05 \text{ kNm.}$$

Od obciążeń tłumem pieszych o wartości $2,5 \text{ kN/m}^2$, przemnożonym przez współczynnik obliczeniowy $\gamma_t = 1,30$, uzyskano następujące wartości momentów zginających w analizowanym punkcie przęsła wiaduktu:

$$M(\gamma_t \cdot qt) = 97,36 \text{ kNm.}$$

8.4. Określenie nośności

Wartości momentów zginających belki przęsła w analizowanym punkcie, uzyskane z analizy statycznej, przedstawione w tabeli 8.5, wykorzystano do określenia nośności normowej przedmiotowego wiaduktu. Przedstawione wyniki odpowiadają maksymalnym wartościom momentów zginających, powstałym od analizowanych typów obciążenia, dla głównych elementów belkowych obiektu.

TABELA 8.5

Maksymalne wartości momentów zginających

Rodzaj obciążenia		Srodek przęsła (Elem. 195) [kNm]
stałe – normatyw z 1956	$M(g_o)$	233,70
wypos. – normatyw z 1956	$M(g_w)$	226,53
stałe – PN-85/S-10030	$M(\gamma_o \cdot g_o)$	280,44
wypos. – PN-85/S-10030	$M(\gamma_w \cdot g_w)$	372,46
Obc. ruch. – normatyw '56	$M(\text{Proj.})$	349,37
klasa A – PN-85/S-10030	$M(\gamma_p \cdot PN)$	1061,05
tłum – PN-85/S-10030	$M(\gamma_t \cdot qt)$	97,36

W celu określenia nośności normowej zastosowano procedurę polegającą na porównaniu wyłączenia powodowanego przez miarodajne obciążenia wykorzystane do obliczeń przy projektowaniu wiaduktu wg normatywu z 1956 roku i wyłączenia od obciążeń z aktualnie obowiązującej normy PN-85/S-10030. Jeżeli założy się jednakowe wyłączenie materiału dla

obydwu rodzajów obciążenia, to wtedy możliwa do określenia jest klasa obiektu wg aktualnej normy.

Zakładając, że obiekt był projektowany zgodnie z wymaganiami, aby wewnętrzne siły uogólnione nie przekraczały naprężeń dopuszczalnych w materiale, to słuszny jest wzór:

$$S(\text{Proj.}) + S(g_o) + S(g_w) \leq \sigma_{\text{dop}} \cdot W, \quad (1)$$

gdzie:

$S(\text{Proj.})$ – uogólniona siła wewnętrzna od obciążeń ruchomych;

$S(g_o)$ – uogólniona siła wewnętrzna od obciążeń ciężarem własnym ustroju nośnego;

$S(g_w)$ – uogólniona siła wewnętrzna od obciążeń ciężarem własnym wyposażenia;

σ_{dop} – naprężenia dopuszczalne dla danego rodzaju materiału;

W – uogólniony wskaźnik wytrzymałości.

Określając przez α_k współczynnik zmniejszający obciążenie klasy A (patrz tabl. 8.4) można wyznaczyć wyężenie materiału od obciążeń wg obecnej normy PN-85/S-10030 z poniższego wyrażenia:

$$\alpha_k \cdot S(\gamma_p \cdot \text{PN}) + S(\gamma_t \cdot q_t) + S(\gamma_o \cdot g_o) + S(\gamma_w \cdot g_w) \leq R \cdot W. \quad (2)$$

Przyjmując wstępnie brak uszkodzeń w materiale wiaduktu lub ich znikomy wpływ na nośność całej konstrukcji można porównać lewe strony powyższych równań przy założeniu, że:

$$\sigma_{\text{dop}} = R/m, \quad (3)$$

gdzie:

R – aktualna wytrzymałość obliczeniowa materiału;

m – materiałowy współczynnik bezpieczeństwa wg normy wykorzystanej do projektowania obiektu.

Przy założeniu, że wcześniej przyjmowano naprężenia dopuszczalne w stali (także tej używanej do konstrukcji żelbetowych) na poziomie 130 MPa oraz aktualną wytrzymałość obliczeniową najslabszej stali na poziomie 200 MPa, współczynnik m można oszacować na poziomie $200/130 \approx 1,54$.

Podstawiając za naprężenia dopuszczalne wyrażenie (3) otrzymuje się:

$$m(S(\text{Proj.}) + S(g_o) + S(g_w)) \leq R \cdot W. \quad (4)$$

Po porównaniu lewych stron równań (2) i (4) oraz końcowych przekształceniach otrzymano wyrażenie:

$$\frac{mS(proj.) + mS(g_o) + mS(g_w) - S(\gamma_t \cdot qt) - S(\gamma_o \cdot g_o) - S(\gamma_w \cdot g_w)}{S(\gamma_p \cdot PN)} = \alpha_k, \quad (5)$$

z którego można wyznaczyć współczynnik α_k określający klasę obiektu wg PN-85/S-10030.

W przypadku analizowanego obiektu otrzymano wartość $\alpha_k = 0,46$, co świadczy o tym, że ustrój niosący w stanie projektowym spełniał z zapasem wymagania obciążeń klasy D.

TABELA 8.6

Ciężary pojazdów dopuszczalnych do eksploatacji po obiektach zaprojektowanych na określone klasy obciążeń wg PN-85/S-10030

Klasa	A	B	C	D	E
Ciężar kN	500	400	300	200	150

8.5. Podsumowanie obliczeń sprawdzających

W podsumowaniu analizy statyczno-wytrzymałościowej należy stwierdzić, że obiekt pierwotnie był projektowany na obciążenia odpowiadające klasie obciążeń D obciążeń normowych wg PN-85/S-10030.

9. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA

- ◆ Ocena stanu technicznego przedmiotowego mostu obejmująca:
 - chemiczne i wytrzymałościowe badania betonu,
 - ocenę zagrożenia korozyjnego zbrojenia,
 - analizę stwierdzonych uszkodzeń,
 - obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dotyczące aktualnej nośności obiektu,

proceedzi do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń:

1. **Stan obiektu**, którego podpory mają już ponad 110 lat, a ustrój niosący został wymieniony 45 lat temu, należy uznać za dostateczny. Dostateczna ocena obiektu wynika ze znacznej degradacji konstrukcji w rejonach długotrwałych przecieków wody przez nieszczelności w pomoście, które objęły płytę pomostową, poprzecznice podporowe i ławy podłożyskowe. Stan takich elementów wyposażenia jak izolacja pomostu, dylatacje, nawierzchnia, które wymieniono w trakcie ostatniego remontu w roku 2007, należy uznać za dobry. Wymagane jest wykonanie na obiekcie prac wymienionych w pkt. 9, podpunkt 7.
2. **Bezpieczeństwo konstrukcji** – Na belkach głównych i podporach nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę i przeciążenie konstrukcji. Niejednoznaczny jest natomiast charakter rys wzdłuż ukosów płyty, który może wskazywać zarówno na niewłaściwie zagęszczony beton, uszkodzenia korozyjne jak również przeciążenie płyty.

3. Trwałość konstrukcji

Wymiana wyposażenia w ramach ostatniego remontu obiektu przyczyniła się do osuszenia konstrukcji, a w konsekwencji do znacznego zahamowania procesów korozyjnych. Remont nie objął jednak pełnej naprawy znajdujących się poniżej elementów konstrukcyjnych, które przez długi okres czasu były narażone na przecieki wody z pomostu a więc również na stopniowe skażenie chlorkami pochodzącymi z soli odładzających stosowanych w zimowym utrzymaniu dróg.

4. **Badania materiałowe** – Badania belek gzymsowych w rejonach przecieków wykazały przekroczenie dopuszczalnego stężenia chlorków na głębokości zbrojenia oraz karbonatyzacja na głębokość 25 mm, co wskazuje iż zbrojenie zagrożone jest korozją chlorkową, a otulina betonowa utraciła swoje właściwości ochronne.
5. **Nośność obiektu** – Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała, że obiekt pierwotnie był projektowany na obciążenia odpowiadające klasie obciążeń D obciążeń normowych wg PN-85/S-10030. Ze względu na niedostateczną grubość płyty pomostowej (~ 12 cm), występujące zarysowania oraz uszkodzenia korozyjne w płycie pomostowej, poprzecznicach podporowych oraz ławach podłożyskowych, nośność obiektu należy obniżyć do 15 ton.
6. **Zakres remontu/przebudowy** – W ramach remontu obiektu należy wykonać pogrubienie płyty pomostowej, naprawić uszkodzenia w zakończeniach belek głównych, poprzecznic podporowych i ław podłożyskowych oraz wzmocnić powierzchniowo ceglane przyczółki.
7. Dokonane czynności związane z wykonaną ekspertyzą przedmiotowego obiektu pozwalają na sformułowanie następujących zaleceń dotyczących strategii dalszego postępowania z obiektem, która powinna objąć:
 - Należy ograniczyć ciężar poruszających się po obiekcie pojazdów do 15 ton.
 - Ze względu na znaczny zakres prac remontowych, konieczność podnoszenia przęseł i zamykania torów oraz ograniczoną trwałość wykonanych napraw (ok. 15 lat), zdaniem autorów niniejszego opracowania, obiekt należy przebudować, a nie remontować.

Projekt techniczny przebudowy powinien być wykonany w roku 2008, a przebudowa powinna być zakończona do końca 2009.

W przypadku nie wykonania przebudowy w 2009, należy wykonać powtórzną ocenę stanu technicznego obiektu i na jej podstawie podjąć stosowne decyzje.

 - Orientacyjny koszt przebudowy wiaduktu (wg. cen na X.2007) wyniesie około 2.000.000,00 zł i zależny będzie od przyjętych rozwiązań projektowych.
 - Zakres prac związanych z bieżącym utrzymaniem obiektu powinien objąć oczyszczenie nisz podłożyskowych, zabezpieczenie antykorozyjne łożysk, na-

prawy uszkodzeń skrzydeł przyczółków, usunięcie drzew znajdujących się bezpośrednio za konstrukcją skrzydeł.

Za zespół:

mgr inż. Tomasz Łakomy

upr. nr 229/02/DUW