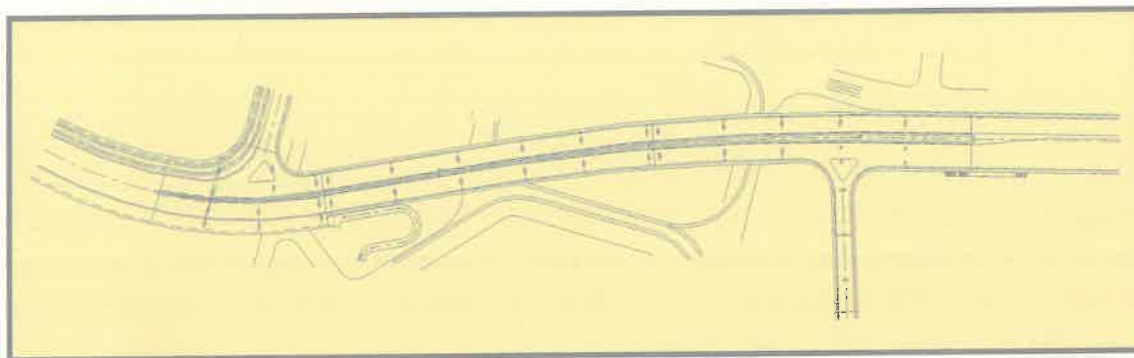


EKSPERTYZA TECHNICZNA

estakady drogowej nad Rynkiem w ciągu ul. Katowickiej
w Chorzowie (droga krajowa nr 79)



I. OPIS TECHNICZNY

Opracowali:

mgr inż. M. Salamak

mgr inż. A. Silarski

Weryfikacja:

dr inż. A. Radziecki

Konsultacja:

Kierownik
Budowy Mostów

dr hab. inż. Jerzy Wł.
Profesor Politechniki Śląskiej

Gliwice, sierpień 2002 r.



KATEDRA BUDOWY MOSTÓW
Politechniki Śląskiej
44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5



AMS Biuro Techniczne s.c.
ul. Góry Chełmskiej 2B
Tel. (32) 231-11-56
44-100 Gliwice

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA	4
2. PODSTAWY OPRACOWANIA.....	5
2.1 FORMALNE PODSTAWY OPRACOWANIA.....	5
2.2 TECHNICZNE PODSTAWY OPRACOWANIA	5
3. OPIS KONSTRUKCJI ESTAKADY.....	7
3.1 OGÓLNY OPIS ESTAKADY.....	7
3.2 NAWIERZCHNIA JEZDNI I CHODNIKÓW	8
3.3 USTRÓJ NIOSĄCY I PODPORY	8
3.4 WYPOSAŻENIE	10
4. OPIS STANU TECHNICZNEGO	10
4.1 UWAGI OGÓLNE	10
4.2 NAWIERZCHNIA JEZDNI I CHODNIKÓW	11
4.3 USTRÓJ NIOSĄCY	14
4.4 PODPORY	17
4.5 WYPOSAŻENIE	18
5. BADANIA NAWIERZCHNI I KONSTRUKCJI ESTAKADY.....	19
5.1 BADANIA NAWIERZCHNI I IZOLACJI.....	19
5.2 BADANIA CHEMICZNE BETONU PŁYTY I PODPÓR.....	21
5.3 BADANIA SKLEROMETRYCZNE BETONU PŁYTY I PODPÓR	27
5.4 WNIOSKI Z BADAŃ NAWIERZCHNI ORAZ BETONU.....	32
6. ANALIZA STANU TECHNICZNEGO	33
6.1 UWAGI OGÓLNE	33
6.2 NAWIERZCHNIA JEZDNI I CHODNIKÓW	35
6.3 IZOLACJA I ODWODNIENIE	35
6.4 USTRÓJ NIOSĄCY	37
6.5 FILARY	40
6.6 PRZYCZÓŁKI	40
6.7 BARIERY I BALUSTRADY.....	40
6.8 URZĄDZENIA DYLATACYJNE I ŁOŻYSKA	41

1. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna estakady drogowej nad Rynkiem w ciągu ul. Katowickiej w Chorzowie (DK nr 79).

Zakres opracowania zgodnie z umową przewiduje:

- 1) Ocenę i inwentaryzację uszkodzeń (opis techniczny i zdjęcia):
 - nawierzchni jezdni i chodników,
 - konstrukcji przęseł i podpór,
 - wyposażenia estakady.
- 2) Odkrywki uszczegóławiające inwentaryzację hydroizolacji i elementów konstrukcyjnych.
- 3) Badania polowe i laboratoryjne:
 - nawierzchni,
 - korozji betonu, zbrojenia i sprężenia,
 - korozji łożysk i urządzeń dylatacyjnych,
 - wytrzymałość betonu.
- 4) Analizę wyników
- 5) Wnioski i zalecenia:
 - zakres i sposób wykonania niezbędnych prac remontowych mających na celu utrzymanie pełnej sprawności technicznej obiektu,
 - zakres i sposób wykonania niezbędnych prac remontowych mających na celu przywrócenie estetycznego wyglądu obiektu,
 - określenie innych zagrożeń w stosunku do obiektu.
- 6) Ocenę możliwości budowy ekranu z materiałów przezroczystych na całej długości obiektu o wysokości 2,5.
- 7) Przedstawienie szacunkowych kosztów remontu.

Oprócz powyższych prac zrealizowano dodatkowe czynności:

- 1) Przygotowano inwentaryzację estakady w postaci prezentacji komputerowej wykorzystującej zapis video, zapisany na dołączonym CD-ROM-ie.
- 2) Przeprowadzono obliczenia sprawdzające nośność graniczną w wybranych przekrojach estakady.
- 3) Wykonano koncepcję remontu wraz z fotorealistycznymi wizualizacjami estakady po remoncie, zamieszczonymi na końcu niniejszego opracowania.

2. PODSTAWY OPRACOWANIA

2.1 Formalne podstawy opracowania

Formalną podstawę opracowania stanowi Umowa nr 10/KE/2002 z dnia 08.05.2002 r. zawarta pomiędzy Miejskim Zarządem Ulic i Mostów w Chorzowie a AMS Biuro Techniczne s.c. – Partnerem Wiodącym Umowy o wspólnym przedsięwzięciu z dnia 14.04.2002 r. zawartej z Katedrą Budowy Mostów Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

2.2 Techniczne podstawy opracowania

Przy opracowaniu wykorzystano następujące materiały i informacje:

- [1] Wizje lokalne, oględziny i badania mostu dokonane przez autorów opracowania w czerwcu, lipcu i sierpniu 2002 r.
- [2] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – Część ogólna. WBP Zabrze 1975 r.
- [3] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – konstrukcje podpór. WBP Zabrze 1975 r.
- [4] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – p.t. zamienny estakady – konstrukcje segmentu I. WBP Zabrze 1977 r.
- [5] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – p.t. zamienny estakady – konstrukcje segmentu III. WBP Zabrze 1977 r.
- [6] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – p.t. zamienny estakady – konstrukcje segmentu VII. WBP Zabrze 1977 r.
- [7] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie I. Obiekty inżynierskie – p.t. zamienny estakady – konstrukcje podpór. WBP Zabrze 1977 r.
- [8] P.T. modernizacji ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – Zadanie II. Obiekty inżynierskie – Przyczółek „bytomski” z nadwieszkami. WBP Zabrze 1975 r.
- [9] Budowa estakady. Ul. Dzierżyńskiego w Chorzowie – badania, atesty, dzienniki sprężania.
- [10] Orzeczenie techniczne z koncepcją remontu nawierzchni estakady nad Pl. 1-go Maja w Chorzowie. WBP Zabrze 1988 r.
- [11] Orzeczenie techniczne dla schodów z estakady na Rynek w Chorzowie. WBP Zabrze 1996 r.

- [12] Sprawozdanie z prac iniekcyjnych podłoża w rejonie obniżenia na pasie jezdni ul. Katowickiej w Chorzowie. P.U. GEOCARBON Katowice 2000 r.
- [13] Madaj A., Wołowicki W., Budowa i utrzymanie mostów. WKŁ Warszawa 2001 r.
- [14] Fagerlund G., Trwałość konstrukcji betonowych. Arkady Warszawa 1997 r.
- [15] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 63 z dnia 3 sierpnia 2000, poz. 735.
- [16] PN-66/B-02015 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
- [17] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [18] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [19] PN-88/B-06250. Beton zwykły.
- [20] PN-74/B-06262. Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Shmidta typu N.
- [21] Instrukcja stosowania młotków Shmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji. ITB Warszawa 1969r.
- [22] Ratajczak G., Zależność między klasą betonu a jego marką, Drogownictwo 7/83.
- [23] Instrukcja określania składu stwardniałego betonu. Instrukcja ITB nr 277.
- [24] Głomb J., Jendrzejek St., Kształtowanie ciągłych konstrukcji mostowych z betonów o różnych cechach, Archiwum Inżynierii Lądowej – Tom XXIX Z. 3/1983.
- [25] Jendrzejek St., Estakada komunikacyjna w centrum Chorzowa, Inżynieria i Budownictwo 3/83.

3. OPIS KONSTRUKCJI ESTAKADY

3.1 Ogólny opis estakady

Estakadę wykonano w latach 1977-79 wraz z innymi obiektami inżynierskimi. Generalnym wykonawcą był Skoczowski Oddział Kieleckiego Przedsiębiorstwa Robót Mostowych. Stanowi ona przekroczenie torów kolejowych PKP wraz z terenami przyległymi oraz układu ulic w centrum Chorzowa. Pod każdą jezdnią wykonano niezależną konstrukcję z betonu sprężonego (Rys. 1. , Rys. 2.). Estakada składa się z trzech odcinków zdylatowanych poprzecznie oraz zjazdu tzw. parkowego (segment VII). Dwa z tych odcinków stanowią pięcioprzęsłowy ustrój ciągły (segmenty I,II oraz II,IV). Odcinek początkowy jest trzyprzęsłowy (segmenty V,VI). Ustrój niosący stanowi płyta drażona (w strefach podporowych pełna), o stałej wysokości konstrukcyjnej 100 cm na całej długości, ale ze zróżnicowanym betonem. W rejonie podpór (po 6 m w obie strony od podpory) zastosowano beton normalny R_w400 , a w przęsłach beton lekki, łupkoporytowy R_w300 . Filary wykonano z betonu normalnego R_w250 , a przyczółki z R_w200 .

Konstrukcję ustroju nośnego sprężono podłużnie kablami 7L15,5. Dodatkowo, ze względu na zastosowanie wąskich filarów, takimi samymi cięgnami sprężone zostały poprzecznice podporowe nad filarami. Proces sprężania podzielony była na etapy: najpierw sprężono 50% kabli poprzecznych, następnie wszystkie cięgna podłużna i na koniec resztę sprężenia poprzecznego. Pozwoliło to uniknąć wystąpienia rys nad filarami i tymczasowego wzmocnienia podpór rusztowaniowych. Segment VII (zjazd parkowy) został wykonany jako konstrukcją żelbetowa ze względu na mniejsze rozpiętości przęseł, ale tu też zastosowano różne zróżnicowanie betonów na długości.

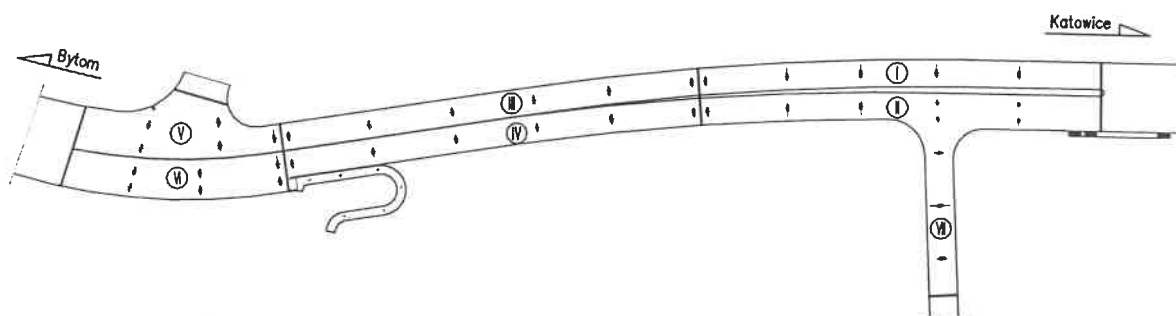
W większości filarów oraz we wszystkich przyczółkach zastosowano posadowienie bezpośrednie. Natomiast filary 12, 13 i 14 posadowiono na palach. Łożyska stałe umieszczono na filarach 1, 7 i 13. Na pozostałych znajdują się łożyska przesuwne.

Obiekt zaprojektowano na obciążenie drogowe klasy I wg normy [16]. Odpowiada to obciążeniu samochodami o masie do 30 ton lub ciągnikiem 80 ton.

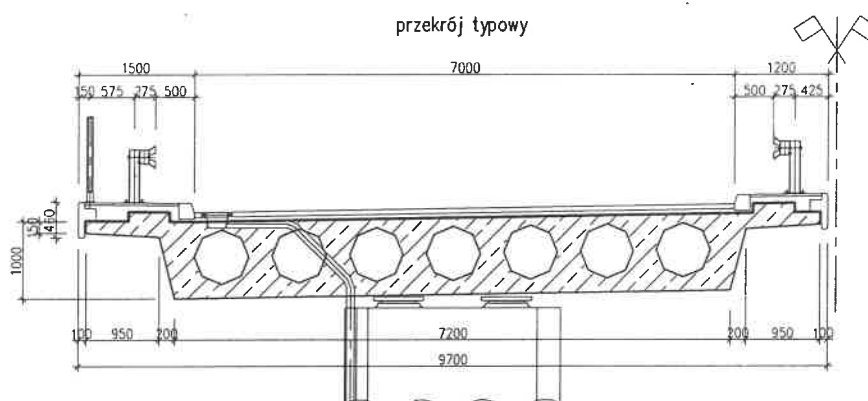
W projekcie uwzględniono wpływy przewidywanego odkształcenia terenu spowodowanego eksploatacją górnictwem w granicach I kategorii. Dobrano odpowiednie urządzenia dylatacyjne oraz zakres przesuwów łożysk ruchomych. W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przyjęto różnice osiadań między sąsiednimi podporami w okresie 30 lat do 30 mm, a w okresie rocznym do 5 mm.

3.2 Nawierzchnia jezdni i chodników

Nawierzchnię jezdni stanowi beton asfaltowy o zmiennej grubości od 8,5 do 11,5 cm, ułożony na warstwie izolacji bitumicznej. Na chodnikach i poboczach zastosowano lany asfalt grubości 3 cm oraz beton wypełniający.



Rys. 1. Podział estakady na segmenty.



Rys. 2. Typowy przekrój poprzeczny.

3.3 Ustrój niosący i podpory

3.3.1 Segment I, II (od strony Katowic)

Jest konstrukcja ciągła, pięcioprzęsłowa o rozpiętościach 5x30,0 m. W przekroju poprzecznym składa się z dwóch części: segment I o szerokości 9,7 m i segment II o zmiennej szerokości od 9,7 do 12,7 m (dodatkowy pas jezdni). Zastosowano ten sam przekrój poprzeczny jak w pozostałych segmentach. Podpory pośrednie wykonano podobnie jak w całej estakadzie, jako filary tarczowe. Podporę skrajną stanowi żelbetowy, monolityczny przyczółek, którego skrzydła wydłużono w formie ścianowych murów oporowych.

Segmenty te wykonywano jako pierwsze. Zastosowano w nich zróżnicowane długości kabli sprężających: 25% sprężono kablami długimi, natomiast 75% krótkimi. To zróżnicowanie wynikało z obaw

wykonawcy, co do przewidywanych strat sprężenia [25]. Ponieważ straty te w kablach długich nie przekraczały nad podporami 30%, oraz ze względu na oszczędność materiału i prostsze wykonawstwo, zdecydowano się, aby w następnych segmentach stosować tylko kable długie.

3.3.2 Segment III i VI (część środkowa)

Segmenty te wykonano jako ciągłą konstrukcję pięcioprzęsłową, o stałej rozpiętości przęseł $5 \times 30,0$ m. W przekroju poprzecznym dla obu nitek wykonano identyczną, o szerokości całkowitej $2 \times 9,7$ m, płytę otworową z betonu sprężonego z siedmioma otworami $\varnothing 70$ cm. Podpory pośrednie stanowią żelbetowe filary tarczowe w postaci wydłużonego ośmioboku - jeden słup pod każdy segment. Przy dylatacjach poprzecznych zastosowano podłużne wsporniki o wysięgu 2,5 m.

3.3.3 Segment V i VI (od strony Bytomia)

Segmenty V i VI wykonano w schemacie belki ciągłej trójprzęsłowej o zmiennej rozpiętości przęseł oraz zmiennej szerokości. Średnie rozpiętości przęseł (w osi trasy) wynoszą $25,0 + 24,5 + 27,35$ m. W przekroju konstrukcja składa się z dwóch zdylatowanych podłużnie płyt z betonu sprężonego, drażonych okrągłymi otworami z rur typu „spiro” (Rys. 2.). Po obu stronach wykształcono wsporniki podchodnikowe o wysięgu 950 cm. Trasa estakady przebiega w tych segmentach w łuku poziomym o średnim promieniu 200 m. Segment V w rejonie zjazdu obok huty został podparty jednostronnie na oczepie wieńczącym pale wbite w istniejący nasyp drogowy. Na segmencie V wykonano dwutorowy zjazd tramwajowy oraz włączenie jednego pasa ruchu. Chodnik na segmencie VI zakończono, oddylatowanymi od konstrukcji głównej, pochylnią i schodami dla pieszych. Schody zostały rozebrane w latach dziewięćdziesiątych.

Podporę skrajną od strony Bytomia stanowi żelbetowy przyczółek, wykonany przy wykorzystaniu istniejącej podpory, rozebranego uprzednio wiaduktu drogowego nad torami PKP. Podpory pośrednie stanowią filary tarczowe, o przekroju wydłużonego ośmioboku - po dwa słupy na jeden segment.

3.3.4 Segment VII (zjazd parkowy)

Segment ten usytuowany jest w osi filara 13 i wykonany jako żelbetowa konstrukcja ciągła, o rozpiętościach przęseł $12,0 + 2 \times 19,5 + 13,5$ m. Przekrój poprzeczny również stanowi drażona płyta z obustronnymi wspornikami pochodnikowymi. Podpory pośrednie są w postaci filarów tarczowych, natomiast podpora skrajna jest żelbetowym przyczółkiem z zawieszonymi skrzydłami. Mimo, że segment ten nie jest sprężony, to tutaj też zastosowano zróżnicowany beton na długości przęseł.

3.4 Wyposażenie

3.4.1 Łożyska i urządzenia dylatacyjne

Na wszystkich podporach, z wyjątkiem przyczółków od strony Katowic oraz zjazdu parkowego i zjazdu obok huty, zastosowano łożyska soczewkowe firmy Maurer: przesuwne typu KGe-500 oraz stałe typu KF-500 na filarach 1, 7, i 13. Na przyczółku od strony Katowic i zjazdu parkowego oraz na filarze 15 znajdują się stalowe łożyska wałkowe. Na przyczółku od strony huty zamontowano stalowe łożyska styczne.

Urządzenia dylatacyjne znajdują się nad przyczółkami od strony Katowic, Bytomia i zjazdu parkowego oraz między osiami podpór 3, 4 i 9, 10. Wszystkie zastosowane urządzenia dylatacyjne są stalowe z wkładką neoprenową firmy Maurer, typu D60 (zakres ± 30 mm) i D180 (zakres ± 90 mm).

3.4.2 Bariery, balustrady i gzymsy

Na całej estakadzie zamontowane są z obu stron bariery energochłonne typu SP-06 oraz (tylko przy zewnętrznych krawędziach) stalowe balustrady z płaskowników o wysokości 1,1 m. Gzymsy wykonane są jako żelbetowe prefabrykaty o wysokości 46 cm i grubości 8 cm.

3.4.3 Odwodnienie

Odwodnienie całej estakady jest powierzchniowe. Układ spadków poprzecznych i podłużnych sprowadza wodę do wpustów umieszczonych w jezdni przy krawężnikach zewnętrznych w osi podpór skrajnych każdego segmentu. Wpusty połączono z układem kanalizacji pod estakadą za pomocą plastikowych rur spustowych, umiejscowionych w specjalnych wnękach filarów.

4. OPIS STANU TECHNICZNEGO

4.1 Uwagi ogólne

W celu oceny stanu technicznego estakady wykonano od maja do sierpnia 2002 roku szereg obserwacji, pomiarów i badań oraz przeprowadzono szczegółową inwentaryzację uszkodzeń konstrukcji nośnej, podpór i nawierzchni. Na jej podstawie stworzono dokumentację obrazującą stan techniczny estakady w postaci rysunków, tabel, schematów, fotografii i filmów video. Inwentaryzacja uszkodzeń w formie rysunkowej znajduje się w zeszycie **II. DOKUMENTACJA RYSUNKOWA**, fotograficzna – w części **III. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA** natomiast filmowa umieszczona jest na załączonym CD-ROM-ie zatytułowanym **IV. DOKUMENTACJA VIDEO**.

Poniżej tabelarycznie wyszczególniono wszystkie zauważone nieprawidłowości w nawierzchni, konstrukcji prześł i podpór oraz wyposażeniu estakady. Każda tabela odpowiada jednemu rysunkowi znajdującemu się w części **II. DOKUMENTACJA RYSUNKOWA**.

4.2 Nawierzchnia jezdni i chodników

Rysunek: NA-1	Segmenty: V, VI	Przęsła: 1, 2
Jezdnia W rejonie przęsła 1 znajduje się dylatacja nad przyczółkiem od strony Bytomia. W tym miejscu zauważono najpoważniejsze nieprawidłowości w stanie nawierzchni. Stwierdzono poprzeczne spękania (wzdłuż dylatacji), uszkodzony krawężnik betonowy lub nawet jego zupełny brak. W zagłębieniach nawierzchni stoi woda lub zalega błoto (Fot. 65). Na pozostałym obszarze występują jedynie lokalne spękania siatkowe, zwłaszcza nad podporą 1a i w okolicy dylatacji przy zjeździe obok huty. Chodnik Nitka Bytom – Katowice, w prześle 1, 2, 3 wykonana została z szerokim chodnikiem, pozwalającym przejść nad torami PKP. Kończy się on na pochylni. Ma nierówną, pofałdowaną powierzchnię. W rejonie dylatacji nad przyczółkiem bytomskim można zauważyć zalegające błoto i roślinność oraz zupełny brak krawężnika. Szczelina urządzenia dylatacyjnego jest zalana asfaltem (Fot. 66). Torowisko Jest to jedyny fragment estakady, na którym znajduje się torowisko tramwajowe. W chwili obecnej używany jest tylko jeden tor na kierunku Katowice – Bytom. Tor ten posiada nową nawierzchnię. Torowisko ułożone jest na żelbetonowych płytach, z mocowaniem szyn bez klasycznych podkładów. Drugi tor posiada nawierzchnię tradycyjną z podsypką. Jest ona mocno zanieczyszczona i porośnięta roślinnością (Fot. 67).		
Rysunek: NA-2	Segmenty: III, IV, V, VI	Przęsła: 3, 4
Jezdnia Między przęsłami 3 i 4 znajduje się dylatacja oddzielająca od siebie segmenty V i III oraz VI i IV. Tutaj też zauważono najpoważniejsze nieprawidłowości w stanie nawierzchni. Stwierdzono poprzeczne spękania (wzdłuż dylatacji), uszkodzony betonowy krawężnik lub nawet jego zupełny brak. W zagłębieniach nawierzchni stoi woda lub zalega błoto (Fot. 70). Na pozostałym obszarze występują jedynie lokalne spękania siatkowe, zwłaszcza nad podporą 1a i w okolicy dylatacji przy zjeździe obok huty. Chodnik Właściwy chodnik dla ruchu pieszego znajduje się jedynie na nitce Bytom – Katowice w prześle 3 i kończy się na pochylni. Ma on nierówną, pofałdowaną powierzchnię. W rejonie dylatacji nad przyczółkiem można zauważyć zalegające błoto i roślinność oraz uszkodzony krawężnik betonowy. Szczelina urządzenia dylatacyjnego jest zapchana błotem, a asfalt mocno spękany (Fot. 71). W bardzo złym stanie jest również fragment chodnika nad przyczółkiem przy zjeździe do huty z nitki Katowice – Bytom. Zauważono tam uszkodzenia krawężnika, mocno spękany asfalt, a nad samą dylatacją dużą dziurę, która może zagrażać bezpieczeństwu ruchu pojazdów (Fot. 69). Po tej samej stronie na prześle 3a występują gęsto rozmieszczone małe wybrzuszenia asfaltu. Pochylnia Nie stwierdzono uszkodzeń.		
Rysunek: NA-3	Segmenty: III, IV	Przęsła: 5, 6

Jezdnia
Nie stwierdzono uszkodzeń.
Chodnik
Na zewnętrznym chodniku nitki Katowice – Bytom zauważono jedynie gęsto rozmieszczone małe wyrzuszenia asfaltu.

Rysunek: NA-4	Segmenty: III, IV	Przęsła: 7, 8
Jezdnia	Nie stwierdzono uszkodzeń.	
Chodnik	Na zewnętrznym chodniku nitki Katowice – Bytom występują jedynie gęsto rozmieszczone małe wyrzuszenia oraz zarysowania asfaltu.	

Rysunek: NA-5	Segmenty: I, II	Przęsła: 9
Jezdnia	Między przęsłami 8 i 9 znajduje się dylatacja oddzielająca od siebie segmenty I i III oraz II i IV. Stwierdzono tutaj poprzeczne spękania (wzdłuż dylatacji), uszkodzenia betonowych krawężników a nawet ich brak. Na jezdni nitki Bytom – Katowice, w rejonie dylatacji widoczne są sfalowania nawierzchni (Fot. 86). W zagłębieniach stoi woda i zalega błoto. Na pozostałym obszarze nie stwierdzono uszkodzeń.	
Chodnik	Na zewnętrznym chodniku nitki Katowice – Bytom zauważono jedynie gęsto rozmieszczone, małe wyrzuszenia oraz zarysowania asfaltu. Natomiast na zewnętrznym chodniku nitki Bytom – Katowice można zauważyć zalegające lokalnie błoto i roślinność.	

Rysunek: NA-6	Segmenty: I, II	Przęsła: 10, 11
Jezdnia Stwierdzono podłużne spękania nawierzchni wzdłuż krawężnika w przęsle 10a, w pobliżu podpory 12a (Fot. 83), a także lokalne spękania w przęsle 11a, w pobliżu zewnętrznego krawężnika (Fot. 82). W przęsle 11, w rejonie zjazdu parkowego, występują spękania w osi jezdni nitki Bytom – Katowice (Fot. 87).		
Chodnik Na zewnętrznym chodniku nitki Katowice – Bytom zauważono małe wybrzuszenia oraz zarysowania asfaltu. W wielu miejscach asfalt stanowiący nawierzchnię na chodniku jest odspojony od betonu kapy wzdłuż krawężnika.		

Rysunek: NA-7	Segmenty: I, II	Przęsła: 12, 13
Jezdnia W rejonie przęsła 13 znajduje się dylatacja nad przyczółkiem od strony Katowic. W tym miejscu zauważono poważniejsze nieprawidłowości w stanie nawierzchni. Stwierdzono poprzeczne spękania (wzdłuż dylatacji) (Fot. 81) oraz uszkodzenia krawężnika, lub nawet jego brak (Fot. 80). W zagłębieniach nawierzchni stoi woda lub zalega błoto (Fot. 81). Na pozostałym obszarze występują jedynie lokalne spękania.		
Chodnik Na zewnętrznym chodniku nitki Katowice – Bytom występują małe wybrzuszenia oraz zarysowania asfaltu.		

Rysunek: NA-8	Segmenty: VII	Przęsła: 14, 15, 16
Jezdnia W rejonie przęsła 16 znajduje się dylatacja nad przyczółkiem od strony parku. W tym miejscu stwierdzono jedyne poprzeczne spękania (wzdłuż dylatacji od strony przyczółka) (Fot. 79), oraz uszkodzenia krawężnika (Fot. 79). W zagłębieniach nawierzchni stoi woda i zalega błoto (Fot. 81). Na pozostałym obszarze nie zauważono uszkodzeń.		
Chodnik Nie stwierdzono uszkodzeń.		

4.3 Ustrój niosący

Rysunek: KN-G1, KN-B1	Segmenty: V, VI	Przęsła: 1, 2
Płyta Na spodzie płyty przęsła 1 zauważono lokalnie intensywne, białe, krystaliczne wykwyty, nienoszące już śladów wilgoci (Fot. 1). W przęsle 1a i 2 występują podobne, lecz mniej intensywne wykwyty, ale za to na większej powierzchni (Fot. 3). Powierzchnie boczne płyty obu nitek również wykazują obecność białych wykwitów oraz dodatkowo wilgotnych zacieków ze wspornika (Fot. 2, 4). Szczególnie intensywnie występują one na powierzchniach wewnętrznych wzdłuż dylatacji podłużnej oraz na powierzchniach zewnętrznych w rejonie dylatacji nad przyczółkiem bytomskim. Spód płyty w przęsle 2a jest pomalowany na biało i trudno stwierdzić jakieś nieprawidłowości. Jednak nie wykazuje ona poważniejszych uszkodzeń. Nad filarami w osi 1 stwierdzono niezabetonowane bloki kotwiące kabli sprężających poprzecznie płytę nad podporą.		
Wsporniki i gzymsy Najpoważniejsze nieprawidłowości stwierdzono na wspornikach wewnętrznych wzdłuż dylatacji podłużnej. Intensywne zacieki, białe wykwyty i stalaktyty o długości do 30 cm. W przęsle 1, gdzie szczelina dylatacyjna jest bardzo wąska, zacieki są zanieczyszczone błotem, a między gzymsami pozostawiono deskowanie, które zaczęło już gnić (Fot. 2). W środku przęsła 2a nastąpiło odspojenie otuliny betonu i widać korodujące zbrojenie wspornika (Fot. 4). Wsporniki zewnętrzne są w lepszym stanie. W przęsle 1 i 2 zauważone białe wykwyty w większości są suche. Gorzej jest w przypadku wspornika pod torowiskiem tramwajowym, gdzie widoczne są liczne stalaktyty i świeże zacieki z białymi, krystalicznymi wykwitami.		

Rysunek: KN-G2, KN-B2	Segmenty: III, IV, V, VI	Przęsła: 3, 4
Płyta Przęsła 3a i 4a nie wykazuje większych uchybień za wyjątkiem zacieków i białych wykwitów na zewnętrznej powierzchni bocznej oraz okolic dylatacji 3-4 (Fot. 72, 73). Natomiast na spodzie płyty w przęsle 3 występują ciemne ślady pokrywające się z siatką zbrojenia (Fot. 5) oraz przecieki wody, stalaktyty i białe, krystaliczne wykwyty na styku technologicznym, dobetonowanego wspornika dylatacyjnego (Fot. 6). Okolice dylatacji między podporami 3 i 4 wykazują silne zawilgocenie. Od strony zewnętrznej nitki Bytom – Katowice, po opadach deszczu można zauważyć ciekącą wodę. W przęsle 4 przy zewnętrznej krawędzi stwierdzono intensywne zacieki na powierzchni bocznej z białymi wykwitami oraz raki betonu i dwie ukośne rysy, będące śladem po przerwie w betonowaniu (Fot. 7, 8). Miejsca występowania raków sąsiadują bezpośrednio ze śladami naprawy raków za pomocą torkretowania (Fot. 8). Torkret został wykonany punktowo i niestarannie. W kilku miejscach zaczyna już odpadać. Na bocznej płaszczyźnie płyty od zewnętrznej strony przęsła 4 stwierdzono poziomą rysę o rozwarości od 0,1 do 0,3 mm, pokrywającą się z trasą cięgien sprężających.		
Wsporniki i gzymsy Podobnie jak we wcześniejszych przęsłach, najbardziej intensywne zacieki znajdują się na wspornikach wewnętrznych wzdłuż dylatacji podłużnej. Stalaktyty są już tylko na zewnętrznych wspornikach nitki Bytom – Katowice, a ich długość nie przekracza 15 cm. Szczelina ma większą szerokość i nie widać śladów deskowania. Intensywność zacieków zmniejsza się w przęsle 4. Nie widać też zacieków na bocznych powierzchniach gzymsów. Wsporniki zewnętrzne mają już większą ilość zacieków i wykwitów. W przęsle 3a, w okolicy dylatacji przy hucie widać ślady wody przedostającej się przez dziurę w nawierzchni i betonie wspornika. Z kolei przy dylatacji 3-4 w rejonie zamocowania pochylni stwierdzono po opadach deszczu ciekącą wodę, stalaktyty i ubytki betonu w gzymsie (Fot. 6). Wspornik przęsła 4 obok pochylni posiada ślady punktowych przecieków przez beton z białych wykwitami.		

Pochylnia

Spód płyty pochylni ma jedynie śladowe białe wykwyty na dużej powierzchni w okolicy podpory 5 oraz liniowe zacieki wzdłuż zewnętrznej krawędzi gzymsu w dolnych partiach pomostu.

Rysunek: KN-G3, KN-B3	Segmenty: III, IV	Przęsła: 5, 6
Płyta Płyta w przęsłach 5a i 6a jest w dobrym stanie, za wyjątkiem niewielkich zacieków i białych wykwitów na powierzchniach bocznych. W przęśle 5 przy zewnętrznej krawędzi stwierdzono miejscowe odspojenie otuliny z korodującym zbrojeniem oraz stalaktyty z białymi i rdzawymi wykwitami i ciekącą wodą (Fot. 9). W bezpośrednim sąsiedztwie, na spodzie płyty zlokalizowane są czarne zawilgocone, plamy na betonie, noszące ślady naprawy (Fot. 10). Wypełnienie dołożone w czasie naprawy zaczyna już odpadać. Na tym samym przęśle, ale przy wewnętrznej krawędzi obok podpory 6 widoczne są raki i odsłonięte zbrojenie. Podobnie jest na przęśle 6, z drugiej strony podpory 6 (Fot. 11). Przęsło 6 wykazuje również lokalne ślady z białymi wykwitami. Na bocznej powierzchni od zewnętrznej strony stwierdzono dwie poziome rysy o rozwarości 0,1 do 0,4 mm.		
Wsporniki i gzymsy Wsporniki w przęśle 5a mają jedynie lokalne, niewielkie ślady zacieków. W przęśle 5 są one bardziej widoczne (Fot. 9), ale też mają charakter lokalny. Znacznie gorzej w przęśle 6a i 6, gdzie na zewnętrznych wspornikach, między gzymsem, a krawędzią wspornika widać ciekącą wodę oraz zwisające stalaktyty o długości 5 do 10 cm. Deska gzymsowa w tych miejscach nosi ślady wilgoci, a dolna krawędź w wielu miejscach odpada dużymi kawałkami i stanowi zagrożenie dla ludzi (Fot. 12). Na fotografii widać również, że występuje druga, wyraźna linia tworzenia się stalaktytów w ¼ wysięgu wspornika.		

Rysunek: KN-G4, KN-B4	Segmenty: III, IV	Przęsła: 7, 8
Płyta Płyta przęseł 7, 8 oraz 7a i 8a jest w dobrym stanie. Jedynie w przęśle 7 stwierdzono słabe rdzawe wykwyty oraz spękania betonu (Fot. 14). Zacieki i białe wykwyty widać również w okolicy dylatacji 9-10, zarówno na dolnych jak i bocznych powierzchniach. Oprócz tego na zewnętrznej płaszczyźnie płyty w przęśle 7 widać ukośny ślad po przerwie w betonowaniu (Fot. 13). Na wszystkich bocznych powierzchniach, za wyjątkiem wewnętrznej w przęśle 7, występują poziome rysy (0,1 do 0,3 mm). Na długości tych rys, w kilku miejscach pojawiły się białe – brunatne wycieki.		
Wsporniki i gzymsy W znacznie gorszym stanie niż płyta są zewnętrzne wsporniki i gzymsy. Podobnie jak przęsła 6 i 6a, występują tu liczne stalaktyty, zacieki i białe wykwyty, a dolna krawędź deski gzymsowej odpada dużymi kawałkami (Fot. 15, 16).		

Rysunek: KN-G5, KN-B5	Segmenty: I, II	Przęsła: 9
Płyta Na spodzie płyty w przęśle 9 zauważono lokalnie intensywne zacieki i białe wykwyty o podłużnym kształcie (Fot. 17), pokrywające się z przebiegiem rur „spiro” tworzących pustki w przekroju poprzecznym płyty. W niektórych miejscach występują rdzawe plamy. W ¼ rozpiętości przęsła, bliżej podpory 11, od strony wewnętrznej, zlokalizowany jest duży, samotny stalaktyt długości około 15 cm z ciekącą wodą (Fot. 19). Nad filarem 11, od strony zewnętrznej widoczne są białe wykwyty wokół rury odwadniającej. Płyta przęsła 9a jest w stosunkowo lepszym stanie, ale również tutaj widać białe wykwyty (Fot. 20) oraz rdzawe zacieki pokrywające się z rakami betonu. Niektóre raki noszą ślady naprawiania za pomocą torkretowania. Podobne jak w poprzednich przęsłach rysy, występują na wszystkich powierzchniach.		

Wsporniki i gzymsy

W gorszym stanie niż płyta są zewnętrzne wsporniki i gzymsy. Podobnie jak prześle 8 i 8a, występują tu liczne stalaktyty, zacieki i białe wykwyty, a dolna krawędź deski gzymsowej jest mocno skorodowana. Ponadto na wsporniku prześła 9a w pobliżu podpory 11a widać odkryte zbrojenie (Fot. 18) oraz korozję i ubytki betonu.

Rysunek: KN-G6, KN-B6	Segmenty: I, II	Prześła: 10, 11
Płyta Na spodzie płyty prześel 10a i 11a zauważono jedynie lokalne białe wykwyty oraz ślady po naprawach. W prześłach 10 i 11, płyta od spodu wygląda dobrze i trudno stwierdzić tu jakieś nieprawidłowości. Inaczej jest patrząc na płytę z boku. Widać wówczas, oprócz zacieków i białych wykwitów, również podłużne rysy o rozwarości od 0,1 do 0,5 mm, biegnące wzdłuż kabla, niektóre z rdzawymi zaciekami (Fot. 21, 22, 23, 24). Rysy te widoczne są głównie od strony zewnętrznej obu nitek prześel 10, 10a i 11, 11a. Jedna rysa występuje też od strony wewnętrznej prześła 10 i 11a. Linia ich, prawie na całej długości, biegnie równolegle do krawędzi, wzdłuż trasy ciągu sprężającego. Właściwie na całej długości wszystkich rys widać białe i rdzawe zacieki wydobywające się z nich wody (Fot. 21, 22, 23, 24, 25, 27, 28). W prześle 11a od strony zewnętrznej, na bocznej powierzchni płyty, wykonano i pozostawiono niezabezpieczone odkrywki. W niektórych widać korodujące osłonki (Fot. 30) i ciągu (Fot. 31). Z odkrywek wypływają intensywne rdzawe i białe zacieki (Fot. 31). Nad podporą 12 widać nie obetonowane bloki kotwiące poprzecznych kabli sprężających. Wsporniki i gzymsy Na zewnętrznych wspornikach i gzymsach, podobnie jak prześle 6 i 6a, występują liczne stalaktyty, zacieki i białe wykwyty (Fot. 21, 26). Lecz liczba stalaktytów jest już wyraźnie mniejsza. Może to jednak wynikać z działania służb miejskich, które okresowo usuwają stalaktyty w miejscach powodujących zagrożenie dla pieszych. Akurat pod prześłem 10 znajduje się ruchliwa ulica i sklepiki.		

Rysunek: KN-G7, KN-B7	Segmenty: I, II	Prześła: 12, 13
Płyta Na dolnej powierzchni płyty w prześłach 12 i 12a lokalnie pojawiają się białe wykwyty o różnej intensywności oraz rdzawe plamy (Fot. 36). Często mają one podłużny przebieg pokrywający się z kierunkiem ułożenia rur „spiro”. Znacznie gorzej wyglądają obie płyty w widoku z boku. Stwierdzono tutaj, obok powszechnych białych wykwitów (Fot. 39, 40), podłużne rysy z rdzawymi zaciekami, spękania oraz odspojenia betonu na krawędziach (Fot. 35). W prześle 12a, po stronie zewnętrznej, występują niezabezpieczone odkrywki z odsłoniętymi, korodującymi prętami i osłonkami kabli (Fot. 32, 33, 34). Takie odkrywki stwierdzono również na drugiej nitce, od strony zewnętrznej prześła 13 (Fot. 37, 38). Na tym samym prześle, w rejonie dylatacji od strony Katowic występują intensywne zacieki i białe wykwyty. Wsporniki i gzymsy Sytuacja podobna jak w większości prześel. Na dużym obszarze występują zacieki i białe wykwyty, w paru miejscach również stalaktyty. Zwłaszcza w prześle 13 w pobliżu przyczółka katowickiego. Dolna krawędź deski gzymsowej jest mocno skorodowana.		

Rysunek: KN-G8, KN-B8	Segmenty: VII	Przęsła: 14, 15, 16
Płyta W przęsłach 14, 15 i 16, na spodzie płyty stwierdzono białe wykwyty (Fot. 42), ciekącą wodę wokół wmontowanych w czasie remontu sączków (Fot. 43) oraz na dość dużym obszarze rdzawe ślady w postaci regularnej siatki pokrywającej się ze zbrojeniem płyty (Fot. 44).		
Wsporniki i gzymsy Podobnie jak w większości przęseł liczne zacieki i wykwyty na wspornikach, odpadająca dolna krawędź deski gzymsowej a ponadto liczne stalaktyty zwłaszcza od strony Bytomia.		

4.4 Podpory

Rysunek: PO-1/8	Przyczółek od strony Bytomia	
Stwierdzono ubytki i białe wykwyty na ceglany murze (Fot. 54) oraz betonowym oczeple (Fot. 53). W niszy podłożyskowej zauważyć można pozostałość po deskowaniu konstrukcji nośnej przęsła: drewniane kliny i fragmenty deskowania wspornika (Fot. 55, 56). Od strony huty, z nieuszczelnionej dylatacji, po oczeple leje się woda (Fot. 67).		

Rysunek: PO-2/8	Przyczółek od strony huty	
Stwierdzono tutaj występowanie zacieków i białych wykwitów, głównie na bocznych powierzchniach przyczółka i ścianach oporowych (Fot. 57, 58). W rejonie dylatacji znajduje się duża dziura (Fot. 68, 69). Wypływająca z niej woda doprowadziła do sporych ubytków na krawędzi betonu korpusu przyczółka (Fot. 57).		

Rysunek: PO-3/8	Filary w osi: 6, 7	
W przypadku podpory 6a stwierdzono odsunięcie się rury spustowej odprowadzającej wodę deszczową z nawierzchni, co prowadzi do zalewania filara w czasie deszczu (Fot. 45). Na filarze 7a od strony zewnętrznej, w pobliżu niszy na rurę, stwierdzono ubytki betonu na całej wysokości filara (Fot. 46).		

Rysunek: PO-4/8	Filary w osi: 8	
Uszkodzenia polegają głównie na ubytkach betonu od strony zewnętrznej w rejonie rury spustowej (Fot. 47 i 48). W przypadku podpory 8a dostrzec można również odsłonięte zbrojenie podłużne filara (Fot. 47).		

Rysunek: PO-5/8	Filary w osi: 9, 11	
W przypadku filara 11 stwierdzono ubytki i spękania betonu od strony zewnętrznej na całej wysokości podpory (Fot. 56). Na filarze 9 uszkodzenia są podobne z tym, że ubytki betonu są mniejsze (Fot. 49).		

Rysunek: PO-6/8	Filary w osi: 14, 16	
Uszkodzone są filary 14c i 16. Podobnie jak w przypadku wcześniejszych podpór, występują tu ubytki betonu po stronie zewnętrznej w pobliżu rury (Fot. 51, 52). Patrząc na filar 16 widać ponadto postępującą korozję zbrojenia.		

Rysunek: PO-7/8	Przyczółek od strony parku	
Stwierdzono miejscowe występowanie zacieków i białych wykwitów (Fot. 59). Ponadto erozja skarpy spowodowała lokalne odkrycie skrzydeł przyczółka, zarówno od strony Bytomia jak i Katowic (Fot. 60).		

Rysunek: PO-8/8	Przyczółek od strony Katowic	
Stwierdzono występowanie zacieków z białymi, krystalicznymi osadami, ubytków betonu oraz zarysowań. Zacieki z wykwitami występują głównie na ścianie oporowej po stronie nitki Katowice – Bytom (Fot. 64) oraz na ścianie zapleczonej przyczółka. Ubytki betonu widać na krawędziach ściany czołowej (Fot. 61) oraz na gzymsach ścian oporowych. Spękania betonu widoczne są na bocznej powierzchni ściany czołowej (Fot. 61). Nisza podłożyskowa jest mocna zaśmiecena (Fot. 62).		

4.5 Wyposażenie

4.5.1 Łożyska

Stan techniczny łożysk był trudny do sprawdzenia ze względu na sposób osadzenia ich na podporach. Na większości filarów zastosowano okrywające je nisze podłożyskowe. Czaszowe łożyska na tych filarach mają niewielką wysokość, i dla sprawdzenia ich stanu konieczne byłoby skucie otaczającej je krawędzi głowicy filara lub podniesienie ustroju niosącego. Tylko na podporze 17 i na przyczółkach parkowym i katowickim, gdzie znajdują się klasyczne łożyska wałkowe, można je obejrzeć i zbadać ich stan. Stwierdzono jedynie brak konserwacji i powierzchniowy nalot korozyjny oraz nieosiowość ich położenia. Oględziny łożysk czaszowych pozwoliły tylko stwierdzić podobny nalot korozyjny na ich powierzchni.

4.5.2 Dylatacje

Wszystkie urządzenia dylatacyjne zainstalowane na estakadzie odznaczają się nieszczelnością (Fot. 67, 71, 72), śladami korozji (Fot. 74, 75, 76, 77) i ogólnym zestarzeniem się (zużyciem). Na chodnikach są one wypełnione asfaltem (Fot. 66) lub zapchane błotem (Fot. 65, 71, 77, 81). Blachy przykrywające je na gzymsie są skorodowane lub ich nie ma (Fot. 73, 74, 75, 76). Wokół dylatacji tworzą się spękania nawierzchni i nierówności, w których zalega woda i błoto (Fot. 70, 71, 77, 79, 80, 81). W niektórych miejscach pojawia się roślinność (Fot. 71). Te nierówności powodują zwiększenie oddziaływań

dynamicznych na urządzenie dylatacyjne znacznie przyspieszając jej zużycie oraz jeszcze bardziej pogarszając stan nawierzchni wokół niej.

4.5.3 Bariery energochłonne i balustrady

Bariery energochłonne w wielu miejscach są pocięte. Na prześle 1, 2 i 4, 5 są one bardzo mocno powyginane, a słupki wyrwane z zakotwienia. Nad dylatacją podłużną w rejonie podpory 5, powiązane są ze sobą drutem. Wygięcia i ślady uderzeń o barierę widoczne są również nad podporą 9, 10 oraz nad przyczółkiem od strony Katowic. Przy zjeździe do huty bariera jest źle zamontowana i widoczne są wyraźne ślady korozji.

Balustrady na całym obiekcie noszą ślady powierzchniowej korozji i łuszczącej się farby. Podobnie jak bariera, są mocno zabrudzone. Najbardziej skorodowana poręcz znajduje się na skrzydłach przyczółka od strony Katowic. Na pochylni stwierdzono tylko jedno miejsce, gdzie balustrada jest poważniej uszkodzona.

4.5.4 Izolacja i odwodnienie

W czasie oględzin estakady nie wykonywano specjalnych odkrywek nawierzchni w celu zbadania stanu technicznego izolacji płyty pomostowej. Bardzo liczne, świeże zacieki na spodzie konstrukcji świadczą jednak, że straciła ona swoje właściwości ochronne. Więcej na temat izolacji można znaleźć w badaniach nawierzchni (p. 5.1) i analizie stanu technicznego (p. 6.3).

Spore zastrzeżenia można mieć do systemu odwodnienia jako całości. Ale ten problem rozwinięty został w analizie stanu technicznego (p. 6.3). Tutaj opis stanu technicznego odwodnienia dotyczy tylko samej instalacji wpustów i rur spustowych, w których stwierdzono jedynie źle zamontowaną rurę spustową do kielicha wpustu, przy podporze 6a. Pozostałe wpusty w zasadzie działają prawidłowo, chociaż część z nich na skutek zanieczyszczeń jest niedrożna (wpust przy filarze 11).

5. **BADANIA NAWIERZCHNI I KONSTRUKCJI ESTAKADY**

5.1 **Badania nawierzchni i izolacji**

5.1.1 Zakres badań

Badania nawierzchni i izolacji obejmowały makroskopową ocenę stanu nawierzchni oraz odwierthy nawierzchni wraz z izolacją. Badania te zrealizowane zostały przy współudziale dr inż. Krzysztofa Chlipalskiego z Katedry Komunikacji Lądowej Politechniki Śląskiej w Gliwicach. Odwierty wykonano w lipcu 2002.

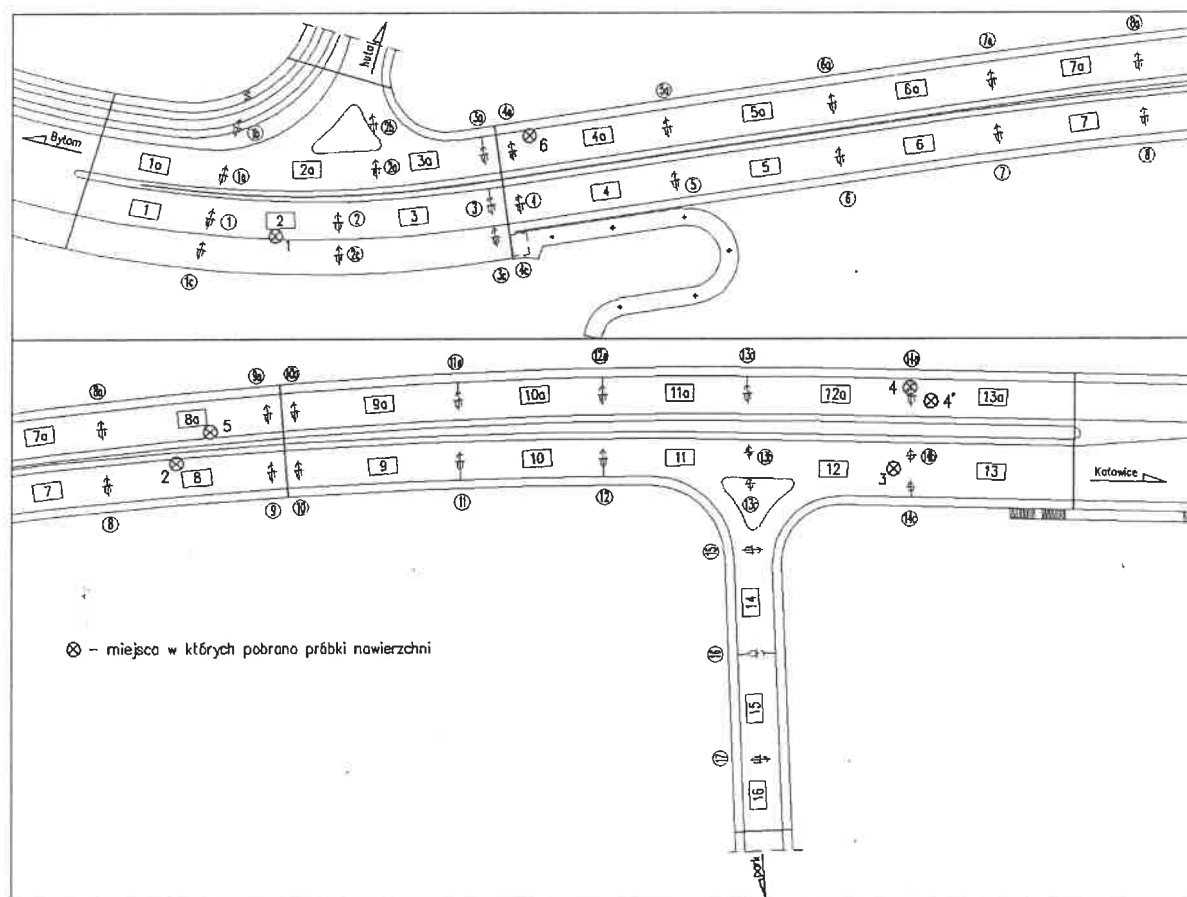
5.1.2 Ocena makroskopowa powierzchni jezdni

Stwierdzono uszkodzenia w postaci lokalnych spękań siatkowych i ubytków. Występują one przede wszystkim w pobliżu dylatacji i wpustów. Oprócz tego zauważono niewielkie skoleinowanie skrajnych pasów ruchu z lokalnymi pęknięciami podłużnymi.

5.1.3 Ocena makroskopowa konstrukcji nawierzchni z odwiertów

Wykonano siedem odwiertów przez konstrukcję nawierzchni, po trzy dla każdej jezdni, w tym po dwa dla pasów skrajnych. Lokalizację odwiertów pokazano na Rys. 3. Konstrukcję nawierzchni na obu jezdniach tworzą dwie warstwy stabilnego betonu asfaltowego na cienkiej warstwie izolacji bitumicznej (Fot. 88, 89). Nawierzchnia jezdni Bytom – Katowice jest grubości 11,0 do 11,5 cm (dwie warstwy 5,5+6,0). Na końcowym odcinku, w przęsłach 12, 13 zmniejsza się tylko do 8,5 cm (5,0 + 3,5) (Fot. 88).

Nawierzchnia jezdni Katowice – Bytom jest grubości 10,0 do 10,5 cm (5,0+5,5), ale na początkowym odcinku w rejonie przyczółka katowickiego, gdzie wykonano nawet dwa odwierty, wynosi tylko 8,5 cm (4,0+4,5).



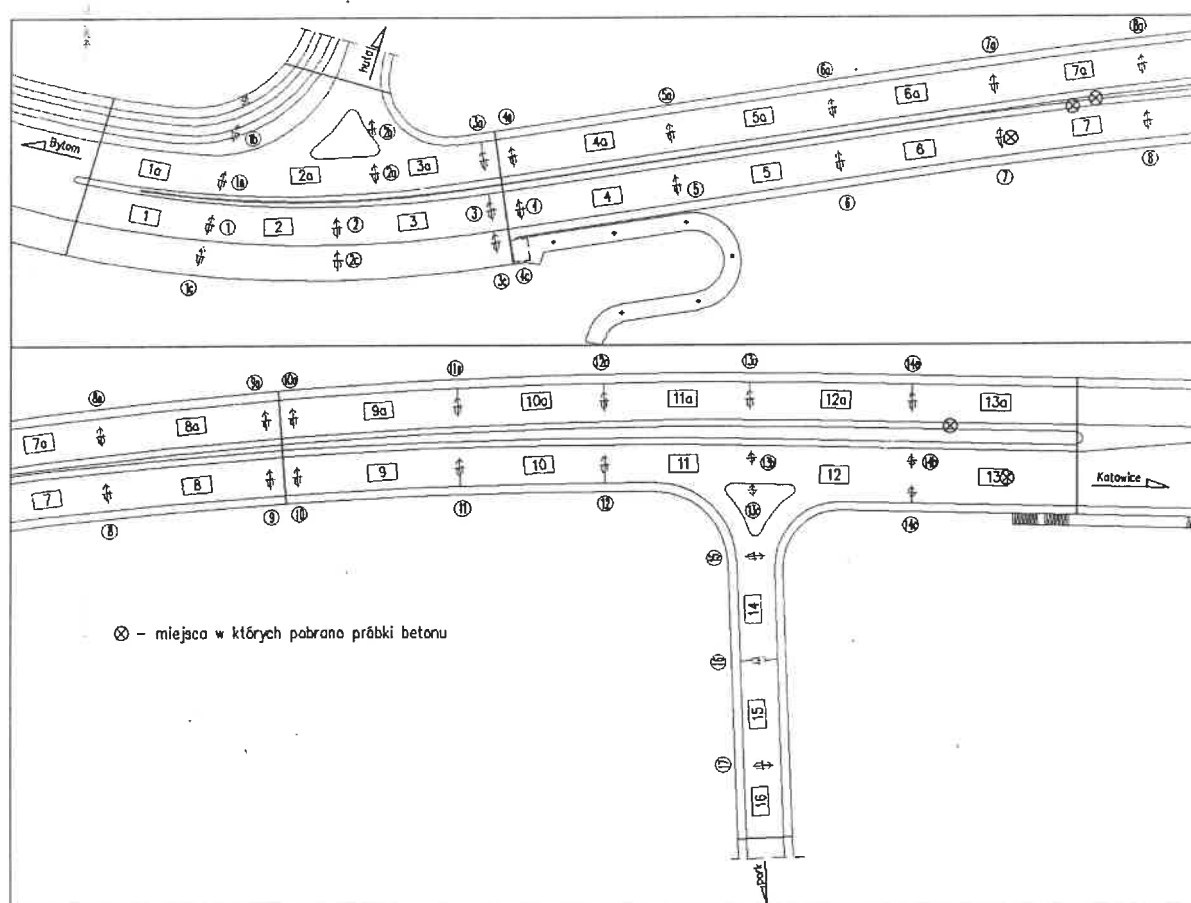
Rys. 3. Lokalizacja miejsc, w których wykonano odwierty nawierzchni.

5.2 Badania chemiczne betonu płyty i podpór

5.2.1 Zakres i cel badań

Badania chemiczne betonu płyty pomostowej i podpór obejmowały:

- określenie grubości betonowej otuliny zbrojenia otuliny,
- makroskopowe określenie jej cech,
- pobranie próbek z odwiertów w różnych miejscach estakady,
- oznaczenie odczynu betonu wyrażonego wskaźnikiem pH,
- oznaczenie zawartości kruszywa i związanego spoiwa,
- oznaczenie zawartości siarczanów i chlorków.



Rys. 4. Lokalizacja miejsc pobrania próbek betonu do badań chemicznych.

Próbki zostały pobrane z pięciu odwiertów zlokalizowanych na powierzchniach bocznych i dolnych płytowego ustroju nośnego, do głębokości 45 mm w dniu 3 lipca 2002 i dostarczone do laboratorium. Położenie odwiertów pokazana została na Rys. 4. Badania laboratoryjne wykonano w laboratorium Instytutu Chemii Technologii Nieorganicznej i Elektrochemii Politechniki Śląskiej.

Próbki oznaczono symbolami: cyfrą arabską (miejsce pobrania) i literą (głębokość pobrania). Analizie chemicznej poddano próbki betonu z miejsc oznaczonych cyframi 1 do 5. Z miejsc 1, 2, 4 i 5 badano próbki pobrane z trzech głębokości wykonanego odwiertu tj. „a” - od 0 do 15 mm, „b” - od 15 do 30 mm i „c” - od 30 do 45 mm. Z miejsca oznaczonego cyfrą 3 pobrano jedną próbkę z głębokości od 0 do 45 mm. Oznaczenia próbek i głębokości, z których zostały pobrane przedstawiono w Tab. 1. Celem badań było stwierdzenie ewentualnego wniknięcia szkodliwych substancji chemicznych z otoczenia, z którym stykał się badany beton oraz jego ewentualnej destrukcji.

5.2.2 Sposób interpretacji wyników badań

5.2.2.1 *Makroskopowa ocena właściwości ochronnych betonu względem zbrojenia.*

Makroskopowa ocena właściwości ochronnych betonowej otuliny zbrojenia opiera się na wynikach lustracji stanu konstrukcji obiektu. O obecności korozji zbrojenia pod otuliną tj. o utracie właściwości ochronnych względem zbrojenia świadczą:

- odspojenie otuliny odsłaniające zardzewiałe fragmenty zbrojenia,
- spękanie otuliny, zgodnie na ogół z kierunkiem ułożenia prętów,
- rdzawe wykwity na powierzchni otuliny,
- głuchy odgłos młotka podczas ostukiwania betonowej otuliny elementu (brak przyczepności otuliny do zbrojenia).

O prawdopodobieństwie korozji zbrojenia, a więc i utraty właściwości ochronnych jego otuliny świadczą:

- przecieki wód powierzchniowych przez badany element, zarówno w postaci ciemnych wilgotnych plam o sławym smaku, jak i białych wykwitów i stalaktytów na otulinie,
- objawy zwiększonej porowatości betonu wyrażające się złuszczeniami mrozowymi betonu otuliny w strefach zacieków wód powierzchniowych oraz bezpośredniego działania deszczów.

5.2.2.2 *Ocena właściwości ochronnych otuliny na podstawie pomiarów pH.*

W przeprowadzonej na podstawie wyników oznaczeń zmian pH betonu w profilu prostopadły względem powierzchni badanego elementu przyjmuje się, że w przypadku, gdy:

- $\text{pH} < 9$ - otulina utraciła właściwości ochronne i nastąpiło silne zubożenie betonu,
- $\text{pH} < 10$ - otulina utraciła właściwości ochronne,
- $\text{pH} = 10 \div 12$ - właściwości ochronne zachowały się, ale nastąpiło obniżenie pH,
- $\text{pH} > 12$ - otulina zachowała właściwości ochronne.

5.2.2.3 *Ocena właściwości ochronnych otuliny na podstawie zawartości chlorków w betonie.*

W przypadku nieskarbonatyzowanego betonu zbrojonego przy zawartości chlorków w betonie:

- $\text{Cl}^- < 0,2\%$ - beton zachował właściwości ochronne względem zbrojenia,

- $\text{Cl}^- = 0,2 - 0,4\%$ - nie wyklucza się słabych objawów korozji zbrojenia, zwłaszcza w przypadku pogorszonej szczelności otulenia oraz przy cyklicznym jej zwilżaniu przez wody nawierzchniowe i wysychaniu,
- $\text{Cl}^- > 0,4\%$ - istnieją warunki do chlorkowej korozji stali zbrojeniowej.

5.2.2.4 Ocena właściwości ochronnych otuliny na podstawie zawartości siarczków w betonie.

W przypadku nieskarbonatyzowanego betonu zbrojonego przy zawartości siarczków w betonie:

- $\text{SO}_4^{2-} < 0,4\%$ - beton zachował właściwości ochronne względem zbrojenia,
- $\text{SO}_4^{2-} = 0,5 - 1,5\%$ - nie wyklucza się słabych objawów korozji zbrojenia,
- $\text{SO}_4^{2-} > 1,6\%$ - jest szkodliwa dla stali zbrojeniowej.

5.2.3 Opis badań chemicznych i omówienie wyników

Średnie wyniki oznaczeń wskaźnika pH, ilości części rozpuszczalnych i nierozpuszczalnych w kwasie oraz zawartości jonów siarczanowych i chlorkowych w badanych próbkach betonu pobranego z estakady, zestawiono w Tab. 1.

Tab. 1. Wyniki analizy chemicznej próbek betonu wiaduktu w Chorzowie.

Nr próbki	Miejsce pobrania	Symbol próbki	Głębokość pobrania próbki z odwiertu	Odczyn pH	Zawartość					
					Części rozpuszczalnych w HCl	Części nierozpuszczalnych w HCl	Jonów SO_4^{2-}		Jonów Cl^-	
							W betonie	W częściach rozpuszczalnych	W betonie	W częściach rozpuszczalnych
			[mm]	-	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	UN VII środek	1a	0 ÷ 15	10.72	43.41	56.59	2.05	4.72	0.05	0.12
		1b	15 ÷ 30	11.35	39.85	60.15	1.12	2.81	0.00	0.00
		1c	30 ÷ 45	12.15	39.75	60.25	0.90	2.26	0.00	0.00
2	UN VII podpora	2a	0 ÷ 15	12.22	49.59	50.41	1.48	2.98	0.10	0.20
		2b	15 ÷ 30	12.43	47.66	52.34	0.66	1.38	0.00	0.00
		2c	30 ÷ 45	12.44	47.52	52.48	0.58	1.22	0.00	0.00
3	UN VII wspornik	3	0 ÷ 45	12.37	50.08	49.92	0.80	1.59	0.11	0.21
4	UN środek	4a	0 ÷ 15	11.86	38.60	61.40	1.60	4.14	0.02	0.05
		4b	15 ÷ 30	12.18	36.67	63.33	0.98	2.66	0.00	0.00
		4c	30 ÷ 45	12.37	39.25	60.75	0.91	2.32	0.00	0.00
5	UN	5a	0 ÷ 15	9.83	33.76	66.24	0.68	2.01	0.03	0.09
		5b	15 ÷ 30	11.45	35.06	64.94	0.69	1.97	0.07	0.20
		5c	30 ÷ 45	12.21	37.52	62.48	0.98	2.61	0.35	0.93

5.2.3.1 Metodyka badań

Oznaczenie ilości kruszywa i związanego spoiwa wykonuje się zgodnie z wytycznymi instrukcji ITB [23]. Przyjmuje się, że całkowita zawartość kruszywa (żwiru i piasku) w betonie jest równa zawartości w nim części nierozpuszczalnych w kwasie solnym. Oznacza się je jako pozostałość po trawieniu rozdrobnionych próbek betonu, na gorąco, roztworem kwasu solnego o stężeniu 1:10. Pozostałość po trawieniu wypraża się w temperaturze 1000°C i następnie waży. Części nierozpuszczalne oblicza się ze wzoru:

$$K = \frac{m_1}{m} \cdot 100 \text{ [\%]}$$

gdzie: m - masa próbki wzięta do analizy [g], m_1 - masa części nierozpuszczalnych po wyprażeniu [g].

Zawartość związanego spoiwa wylicza się jako różnicę procentowej zawartości kruszywa od 100%. W roztworach pozostałych po trawieniu betonu kwasem oznaczono metodą wagową zawartość jonów siarczanowych.

Jony siarczanowe wytrącono z roztworu w postaci siarczanu baru, a otrzymany osad po wyprażeniu ważono i odpowiednio przeliczano na jony SO_4^{2-} . Odczyn betonów (wskaźnik pH) zmieniono przy pomocy pH – metru w wyciągach wodnych uzyskanych po działaniu na próbkę betonu wodą o temperaturze wrzenia, w stosunku wagowym 1 część betonu do 10 części wody zgodnie z wymienioną instrukcją nr 277. W wyciągu tym oznaczono również zawartość jonów chlorkowych w betonie, ogólnie przyjętą w chemii analitycznej, metodą Mohra.

5.2.3.2 Wyniki badań i ich omówienie

Obliczenie na podstawie wyników analizy chemicznej procentowej zawartości siarczanów w badanym betonie nie stwarzało wystarczających podstaw do oceny ilości tych związków, które wniknęły w beton, a tym samym oceny zagrożenia betonu przez korozję. O ile całe stwierdzone w betonie chlorki wniknęły z zewnątrz, o tyle część oznaczonej ilości siarczanów jest wprowadzona do betonu wraz cementem, zawierającym dodatek siarczanu wapnia jako regulatora wiązania. Z tego względu dla oceny ilości jonów SO_4^{2-} , które wniknęły do betonu ze środowiska, konieczna jest znajomość ilości spoiwa użytego do betonu ewentualnie ilości związanego spoiwa, która jest jedynie o kilka procent większa od samej ilości cementu. Przesłanka ta była podstawą do wykonania oznaczenia zawartości w badanym betonie kruszywa i związanego spoiwa.

Konieczność oznaczenia ilości spoiwa podyktowana jest również tym, że chlorki i siarczany są zgromadzone w betonie właśnie w związanym spoiwie. Obliczanie procentowego udziału tych związków w całym betonie nie daje właściwego poglądu na zagrożenie trwałości betonu i żelbetu przez siarczany i chlorki. Z tego względu ilości chlorków i siarczanów oznaczone w analizie chemicznej badanych próbek przeliczono na procentowy udział w związanym spoiwie. W trakcie badań stwierdzono, co

zgodne jest z projektem [2] oraz opracowaniem [24], [25], że badany beton w miejscach pobrania oznaczonych numerami 1, 3, 4 i 5 jest betonem lekkim. Na dostarczonym okruszu betonu stwierdzono, że jest on wykonany z kruszywa ze spiekanych łupków przywęglowych, o drobnych rozmiarach ziaren – głównie od 2 do 6 mm. Jedynie w miejscach oznaczonych numerem 2 beton był wykonany na kruszywie żwirowo – piaskowym. Receptura betonu wg [25] była następująca: łupkoporyt „Knurów” frakcji 0÷5 mm – 480 kg, frakcji 5÷10 mm – 500 kg, piasek naturalny 160 kg, cement portlandzki marki 35 – 420 kg, woda – 320 l.

Kruszywo ze spiekanych łupków przywęglowych mogło nieco rozpuścić się w kwasie, w czasie oznaczania zawartości kruszywa i związanego spoiwa. Dlatego przyjęcie ilości części nierozpuszczalnych jako zawartości kruszywa może być obarczone pewnym błędem a wynik może być zaniżony. Równocześnie wpływa to na podwyższenie zawartości części rozpuszczalnych przyjętych jako zawartość spoiwa. Obarczenie błędem wynika z zastosowanej metody pobierania próbek. Z drugiej jednak strony nawet odkucie większych okruszków betonu nie umożliwiłoby oddzielenie kruszywa, gdyż ziarna jego są małe, mają rozwiniętą powierzchnię, do której ściśle przylega związane spoiwo, wchodząc we wszystkie nierówności. Wyniki uzyskane dla betonu z odwiertu nr 2, ze względu, że jest on wykonany na kruszywie żwirowym nie są obarczone błędem.

Jak wynika z danych zamieszczonych w Tab. 1, beton we wszystkich badanych próbkach jest alkaliczny. Alkaliczność jest naturalną cechą betonów na cementach portlandzkich oraz pokrewnych i wynika z obecności w nim wodorotlenku wapnia, który jest jednym z produktów wiązania składników cementu. Teoretycznie alkaliczność betonu wyrażona wskaźnikiem pH jest ok. 12.5 do 13.5. Jednakże, na powierzchni betonu zachodzi proces karbonatyzacji. Polega on na reakcji wodorotlenku wapnia obecnego w betonie z dwutlenkiem węgla znajdujący się w powietrzu, co prowadzi zmniejszenia alkaliczności i wskaźnika pH. Na proces ten może nałożyć się jeszcze oddziaływanie wód opadowych czysztych lub zanieczyszczonych dwutlenkiem siarki zaabsorbowanym z powietrza oraz chlorkami przedostającymi się ze środków stosowanych przez drogowców. Poniżej tabelarycznie zestawiono i omówiono wyniki badań betonu pobranego z kolejnych miejsc wiaduktu.

Odwiert 1	Środek przęsła 7	Płyta od dołu
Beton lekki pobrany z odwiertu nr 1 jest alkaliczny, lecz wykazuje wyraźne zróżnicowanie odczynu na poszczególnych głębokościach konstrukcji (Tab. 1). Odczyn warstwy od 0 do 15 mm o pH=10.7 oraz obecność dużej ilości jonów siarczanowych (4.72%) wskazują, że wodorotlenek wapnia w betonie przereagował z tymi jonami oraz z CO₂ z powietrza, co wpłynęło na obniżenie odczynu alkalicznego do poziomu niegwarantującego pasywacji stali. W głębszych warstwach od 15 do 45 mm alkaliczność jest wystarczająca dla spasywowania powierzchni stali. Chlorki wniknęły do betonu w bardzo małej ilości (0,12 %) i tylko do warstwy przypowierzchniowej, w której nie powinno być stali zbrojeniowej. Nie stanowią, więc zagrożenia. Zwraca uwagę stosunkowa duża ilość jonów siarczanowych w warstwie od 0 do 15 mm (4.72 %), świadcząca, że w tym miejscu może nastąpić korozja siarczanowa betonu objawiająca się spękaniem i kruszeniem. W warstwach następnych ilość jonów siarczanowych stopniowo maleje (2.8; 2.3 %) osiągając wartości nieświadczące w chwili obecnej o występowaniu tam korozji.		

Ponieważ jest to beton na kruszywie z łupków przywęglowych można przyjąć, że część tych siarczanów została wprowadzona nie tylko z cementem, co omówiono wcześniej, lecz również z samym kruszywem.

Odwiert 2	Filar 7	Od strony przęsła 7
Wyniki badań betonu zwykłego z tego odwiertu (Tab. 1) pozwalają stwierdzić, że zmiany pod wpływem działania środowiska wystąpiły jedynie w warstwie przypowierzchniowej, objęte próbką pobraną do głębokości 15 mm od powierzchni. Do warstwy tej wniknęły jony Cl^- (0.20 %) i SO_4^{2-} (2.98 %), a odczyn nieznacznie obniżył się z pH ok. 12.4 w warstwach głębszych do pH ok. 12.2. O wynikach jonów SO_4^{2-} świadczy porównanie zawartości tych jonów w warstwie pierwszej i głębszych. Ich ilość jest jednak stosunkowo mała i nie świadczy o zagrożeniu betonu korozją siarczanową. Jest ona poniżej ilości jonów, która może być wprowadzona do betonu z cementem. Odczyn betonu w trzech jego warstwach jest silnie alkaliczny i stwarza warunki do pasywacji stali zbrojeniowej. Jednak obecność jonów Cl^- w warstwie betonu od 0 do 15 mm stwarza niebezpieczeństwo korozji wżerowej stali, która znalazłaby się w tej części betonu.		

Odwiert 3	Środek przęsła 7	Wspornik od dołu
Analiza betonu lekkiego, pobranego do głębokości 45 mm od powierzchni wykazała, że średni odczyn betonu z całej próbki jest silnie alkaliczny (12.37) i stwarza warunki pasywacji stali. Porównując odczyn poszczególnych warstw pozostałych próbek z betonu lekkiego można przyjąć, że i w próbce nr 3 w warstwie przypowierzchniowej alkaliczność może być mniejsza. W tym miejscu wiaduktu do betonu wniknęły jony Cl^- (0.21 % mas), nie można jednak wnioskować jak rozłożyła się ich ilość na poszczególnych głębokościach. Tam gdzie są one obecne mogą przyspieszyć korozję stali. Średnia zawartość jonów SO_4^{2-} do głębokości 45 mm jest mała (1.59 %) i nie stanowi zagrożenia dla betonu.		

Odwiert 4	Środek przęsła 13	Płyta od dołu
Beton lekki na poszczególnych głębokościach w odwiercie 4 ma wyraźnie zróżnicowany odczyn. W warstwie przypowierzchniowej do głębokości 15 mm (Tab. 1) reakcja z jonami SO_4^{2-}, które wniknęły do betonu i przypuszczalnie proces karbonatyzacji, wywołały obniżenie odczynu do pH=11.86. Ze wzrostem głębokości alkaliczność wzrasta do pH = 12.37. Beton każdej warstwy ma jednak wystarczającą alkaliczność do stworzenia warunków pasywacji stali. Stwierdzona ilość jonów SO_4^{2-} w związanym spoiwie maleje, podobnie jak w próbce nr 1, ze wzrostem głębokości pobrania. Obecność tych jonów w stosunkowo dużej ilości 4.14 % w warstwie przypowierzchniowej stwarza podstawy do przypuszczenia, że w warstwie tej mogą wystąpić mikropęknięcia betonu wywołane korozją siarczanową. W miarę dalszego wnikania jonów do betonu może wystąpić wyraźna korozja betonu. Na głębokości poniżej 15 mm znajdująca się tam ilość jonów SO_4^{2-} nie ma w obecnej chwili praktycznego, szkodliwego znaczenia. Jony chlorkowe wniknęły jedynie do warstwy przypowierzchniowej i to w śladowej ilości, nie mającej praktycznego znaczenia.		

Odwiert 5	Środek przęsła 13a	Wspornik od dołu
Beton w tym miejscu konstrukcji wykazuje największy wpływ środowiska. Warstwa do głębokości 15 mm uległa karbonatyzacji lub podlegała intensywnemu wymywaniu wodą. Wpłynęło to na obniżenie alkaliczności odczynu betonu do pH=9.83 i zanik właściwości pasywacji stali. Następne warstwy betonu mają już wystarczającą alkaliczność. Do betonu w całej badanej warstwie wniknęły jony chlorkowe. Znamienne jest, że ich ilość wzrasta z głębokością pobrania (od 0.09 % do 0.93 %). Jony SO_4^{2-} obecne są do głębokości 30 mm w małej ilości, bez praktycz-		

nego znaczenia. Wzrost zawartości jonów Cl^- (0.93 %) i SO_4^{2-} (2.61 %) na głębokości od 30 do 45 mm wskazuje na obecność w tym miejscu rysy lub innych uszkodzeń. Jeżeli w tej strefie znajduje się zbrojenie może ulegać korozji wżerowej.

5.2.4 Wnioski z badań chemicznych betonu

Odczyn badanych próbek betonowych, z wyjątkiem warstwy przypowierzchniowej od 0 do 15 mm w odwiercie nr 1 i 5, jest silnie alkaliczny i stwarza warunki do pasywacji stali.

Jony siarczanowe są obecne w betonie w każdej badanej warstwie, lecz jedynie w warstwie przypowierzchniowej od 0 do 15 mm w próbkach 1 i 4 jest to ilość świadcząca o możliwości wystąpienia skutków korozji siarczanowej.

Jony chlorkowe wniknęły jedynie w próbce 5 na całą głębokość do 45 mm, w pozostałych próbkach są obecnie jedynie w warstwie przypowierzchniowej od 0 do 15 mm, w stosunkowo małej ilości.

Ze względu na obecność w betonie chlorków istnieje niebezpieczeństwo korozji wżerowej stali w betonie próbki nr 5 i ewentualnie w warstwie od 0 do 15 mm próbek nr 1, 2 i 3.

5.3 **Badania sklerometryczne betonu płyty i podpór**

5.3.1 Zakres i metoda badań

Badanie sklerometryczne wykonano przy użyciu młotka Shmitda typu N [20], [21]

Zbadano następujące elementy wiaduktu:

- filary,
- przyczółki,
- płytę konstrukcji niosącej z podziałem na segmenty podporowe i przęsłowe.

Zgodnie z [20] przeprowadzono badania w 12 miejscach dobierając je wg zaleceń [21]. Wszystkie miejsca wyrównano ręcznie kamieniem ściernym i wykonano po 7 odczytów liczb odbicia. Każdy odczyt przeprowadzony był w innym punkcie miejsca badań. Lokalizacja miejsc, w których wykonywano badania pokazana została na Rys. 5. Na rysunku tym pominięto oznaczanie miejsc na podporach, gdyż badane były wszystkie filary i przyczółki.

5.3.2 Określenie wytrzymałości betonu na ściskanie

Opracowanie wyników badania przeprowadzono w oparciu o instrukcję [21].

5.3.3 Obliczenie średniej liczby odbicia i jej rozproszenia.

Obliczono kolejno:

- średnią wartość liczby odbicia

$$\bar{L} = \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{12} L_i$$

- odchylenie standardowe liczb odbicia

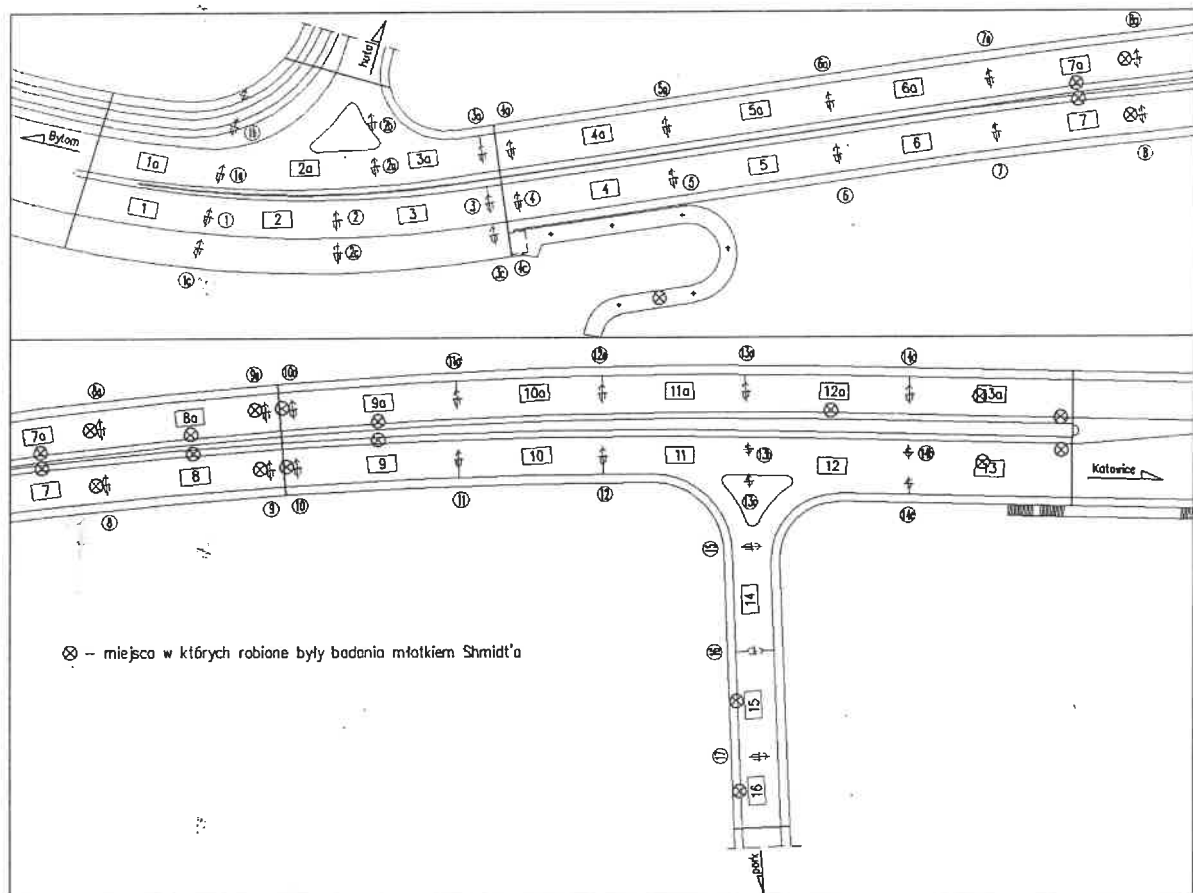
$$s_L = \sqrt{\frac{1}{11} \sum_{i=1}^{12} (L_i - \bar{L})^2}$$

- wskaźnik zmienności liczb odbicia

$$v_L = \frac{s_L}{\bar{L}}$$

Dla odbić wykonywanych pionowo do góry (kąt $+90^\circ$) zastosowano poprawkę odczytu -3.3 dodawaną do liczby odbicia. Ze względu na to, że odczyt na kowadło różnił się od nominalnego (80) o więcej niż 2 to skorygowano odczyt w tabeli wg wzoru

$$L = L \frac{L_{\text{nom}}}{L_k}$$



Rys. 5. Lokalizacja miejsc, w których przeprowadzono sklerometryczne badania betonu.

5.3.4 Określenie wskaźników charakteryzujących jakość betonu.

Obliczono kolejno:

- średnią wytrzymałość betonu na ściskanie

$$\bar{R} = \bar{L} \left[0.3634 \cdot \bar{L} (\nu_L^2 + 1) - 8.107 + \frac{65.255}{\bar{L}} \right]$$

- odchylenie standardowe wytrzymałości

$$s_R = \sqrt{\bar{L} \cdot \nu_L^2 [0.264 \cdot \bar{L} (\nu_L^2 + 2) - 11.784 \cdot \bar{L} + 65.723]}$$

- dolna granica wytrzymałości na ściskanie

$$R_{\min} = \bar{R} - 1.65 \cdot s_R$$

- współczynnik jednorodności

$$k = \frac{R_{\min}}{\bar{R}}$$

- wskaźnik zmienności

$$\nu_R = \frac{s_R}{\bar{R}} 100\%$$

- uwzględnienie współczynnika poprawkowego ze względu na wiek betonu

$$\bar{R} = 0.6 \cdot \bar{R}$$

- wyznaczenie wytrzymałości gwarantowanej zdefiniowanej wg normy [17], wynikającej z wytrzymałości średniej betonu przy próbkach walcowych $\phi 16$ (marka R_w); związek opisujący tę zależność na podstawie [22]

$$R_b^G = 1.15 \cdot \bar{R}_{\phi 16} (1 - 1.65 \cdot \nu_R)$$

5.3.5 Wyniki pomiarów sklerometrycznych wraz z analizą statystyczną

Wyniki z pomiarów sklerometrycznych młotkiem Shmitda zestawiono tabelarycznie (Tab. 3 do Tab. 6). W każdej tabeli znajdują się wyniki dla każdego badanego elementu wraz z wyznaczoną dla niego wytrzymałością gwarantowaną i współczynnikiem jednorodności oraz wskaźnikiem zmienności. Szarym tłem wyróżniono elementy, których jakość betonu okazała się zła lub wyznaczona wytrzymałość na ściskanie jest mniejsza do projektowanej. Ocenę jakości betonu przeprowadzono w oparciu o kryteria zamieszczone w Instrukcji [21] i powtórzone w Tab. 2.

Tab. 2. Kryteria oceny jakości betonu na podstawie współczynnika jednorodności.

Lp.	Współczynnik jednorodności	Jakość betonu
1	$k \geq 0,840$	b. dobra
2	$0,750 > k > 0,840$	dobra
3	$0,670 > k > 0,750$	mierna
4	$k \leq 0,670$	zła

Zamieszczone na dole tabel wartości średnie mają raczej charakter poglądowy i są bardzo ogólnym spojrzeniem na jakość badanego betonu. O utracie nośności nie decyduje, bowiem wartość średnia z kilku elementów, ale wytrzymałość każdego z nich.

Tab. 3. Jakość betonu filarów.

Lp.	Element	Wytrzymałość gwarantowana RbG	Współczynnik jednorodności k	Wskaźnik zmienności vR	Klasa betonu	Jakość betonu
		[MPa]	[-]	[%]	[-]	[-]
1	Filar 1	43,5	0,969	2%	B40	b.dobra
2	Filar stary 1a, 1b	27,3	0,897	6%	B25	b.dobra
3	Filar 1c	31,7	0,718	17%	B30	mierna
4	Filar 2	43,9	0,961	2%	B40	b.dobra
5	Filar 2a	43,9	0,967	2%	B40	b.dobra
6	Filar 3	25,1	0,539	28%	B25	zła
7	Filar 3a	19,0	0,633	22%	B15	zła
8	Filar 4	29,4	0,748	15%	B25	mierna
9	Filar 4a	31,2	0,902	6%	B30	b.dobra
10	Filar 5	35,6	0,874	8%	B35	b.dobra
11	Filar 5a	44,7	0,850	9%	B40	b.dobra
12	Filar 6	30,8	0,706	18%	B30	mierna
13	Filar 6a	50,0	0,933	4%	B50	b.dobra
14	Filar 7	11,2	0,529	29%	B10	zła
15	Filar 7a	19,0	0,812	11%	B15	dobra
16	Filar 8	15,0	0,694	19%	B10	mierna
17	Filar 8a	29,0	0,926	5%	B25	b.dobra
18	Filar 9	22,9	0,755	15%	B20	dobra
19	Filar 9a	25,6	0,889	7%	B25	b.dobra
20	Filar 10	43,3	0,867	8%	B40	b.dobra
21	Filar 10a	28,0	0,662	20%	B25	zła
22	Filar 11	24,4	0,926	4%	B20	b.dobra
23	Filar 11a	27,2	0,759	15%	B25	dobra
24	Filar 12a	28,2	0,724	17%	B25	mierna
25	Filar 13	43,8	0,972	2%	B40	b.dobra
26	Filar 13c	31,3	0,874	8%	B30	b.dobra
27	Filar 14	23,1	0,820	11%	B20	dobra
28	Filar 14c	28,5	0,944	3%	B25	b.dobra
29	Filar 15	23,2	0,902	6%	B20	b.dobra
30	Filar 16	19,3	0,854	9%	B15	b.dobra
31	Filar 17	23,2	0,859	9%	B20	b.dobra
32	Filar pochylni	34,3	0,791	13%	B30	dobra
	Średnio	29,9	0,821	11%	B25	dobra

Na podstawie wyliczonych wartości wytrzymałości gwarantowanych, średnia wytrzymałość betonu filarów na ściskanie wg normy [17] odpowiada klasie B25 (przy projektowanym betonie wg [2] R_{w250}). Średnia jakość betonu ze względu na współczynnik jednorodności jest dobra. Co nie znaczy, że dla niektórych filarów lub ich części może być gorsza, a to może decydować o nośności całej estakady.

Tab. 4. Jakość betonu przyczółków.

Lp.	Element	Wytrzymałość gwarantowana	Współczynnik jednorodności	Wskaźnik zmienności	Klasa betonu	Jakość betonu
		RbG	k	vR		
		[MPa]	[%]	[%]	[-]	[-]
33	Przyczółek Bytom	23,2	0,622	23%	B20	zła
34	Przyczółek huta	13,6	0,484	31%	B10	zła
35	Przyczółek park	19,8	0,720	17%	B15	mierna
36	Przyczółek Katowice	21,8	0,773	14%	B20	dobra
	Srednio	19,6	0,650	21%	B15	zła

Na podstawie wyliczonych wartości wytrzymałości gwarantowanych, średnia wytrzymałość betonu przyczółków na ściskanie wg normy [17] odpowiada klasie B15 (przy projektowanym betonie wg [2] R_w200). Średnia jakość betonu ze względu na współczynnik jednorodności jest zła.

Tab. 5. Jakość betonu płyty w strefie podporowej.

Lp.	Element	Wytrzymałość gwarantowana	Współczynnik jednorodności	Wskaźnik zmienności	Klasa betonu	Jakość betonu
		RbG	k	vR		
		[MPa]	[%]	[%]	[-]	[-]
37	Przęsło 7, Podp. 8	62,5	0,945	3%	B60	b.dobra
38	Przęsło 7a, Podp. 8a	41,9	0,804	12%	B40	dobra
39	Przęsło 8, Podp. 9	63,5	0,977	1%	B60	b.dobra
40	Przęsło 8a, Podp. 9a	52,3	0,921	5%	B50	b.dobra
41	Przęsło 9, Podp. 10a	33,7	0,706	18%	B30	mierna
42	Przęsło 9a, Podp. 10a	54,4	0,902	6%	B50	b.dobra
43	Przęsło 13, Przyczółek	42,8	0,810	11%	B40	dobra
44	Przęsło 13, Przyczółek	33,4	0,826	11%	B30	dobra
	Srednio	48,1	0,862	8%	B45	b.dobra

Na podstawie wyliczonych wartości wytrzymałości gwarantowanych, średnia wytrzymałość betonu przyczółków na ściskanie wg normy [17] odpowiada klasie B45 (przy projektowanym betonie wg [2] R_w400). Średnia jakość betonu ze względu na współczynnik jednorodności jest bardzo dobra.

Tab. 6. Jakość betonu płyty w strefie przęsłowej.

Lp.	Element	Wytrzymałość gwarantowana	Współczynnik jednorodności	Wskaźnik zmienności	Klasa betonu	Jakość betonu
		RbG	k	vR		
		[MPa]	[%]	[%]	[-]	[-]
45	Przęsło 7	44,6	0,836	10%	B40	dobra
46	Przęsło 7a	47,7	0,953	3%	B45	b.dobra
47	Przęsło 8	44,7	0,815	11%	B40	dobra
48	Przęsło 8a	35,2	0,815	11%	B35	dobra
49	Przęsło 9	45,1	0,822	11%	B45	dobra
50	Przęsło 9a	31,5	0,803	12%	B30	dobra
51	Przęsło 12a	26,6	0,686	19%	B25	mierna
52	Przęsło 13	36,8	0,839	10%	B35	dobra
53	Przęsło 13a	39,0	0,762	14%	B35	dobra
54	Przęsło 15	37,0	0,916	5%	B35	b.dobra
55	Przęsło 16	31,3	0,820	11%	B30	dobra
56	Pochylnia	47,4	0,899	6%	B45	b.dobra
	Srednio	40,9	0,831	10%	B40	dobra

Na podstawie wyliczonych wartości wytrzymałości gwarantowanych, średnia wytrzymałość betonu przyczółków na ściskanie wg normy [17] odpowiada klasie B40 (przy projektowanym betonie wg [2]

R_{w300}). Średnia jakość betonu ze względu na współczynnik jednorodności jest dobra. Wyjątkiem jest przęsło 12a z mierną jakością betonu.

5.4 Wnioski z badań nawierzchni oraz betonu

5.4.1 Nawierzchnia jezdni

Badania nawierzchni potwierdziły, że jej jakość i stan techniczny jest dobry. Mimo to, ze względu na stan izolacji i płyty pomostowej konieczne będzie jej całkowite zerwanie.

5.4.2 Beton konstrukcji nośnej i podpór

Badania chemiczne pokazały, że otulina betonu jedynie lokalnie utraciła właściwości ochronne z uwagi na karbonatyzację i korozję chlorkową. Duże stężenie siarczanów w partiach przęsłowych ustroju niosącego, może być spowodowany zastosowaniem w tych miejscach betonu lekkiego i cementem zawierającym dodatek siarczanu wapnia jako regulatora wiązania. Próbkę pobierano z miejsc, w których nie zauważono śladów korozji betonu (za wyjątkiem próbki nr 5). Świadczyć to może o tym, że beton po tylu latach zachowuje jeszcze swoje właściwości ochronne.

Badania sklerometryczne jednorodność oraz wytrzymałości betonu na ściskanie pokazały, że beton ustroju nośnego oraz filarów jest dobry i ma wytrzymałość zbliżoną do projektowanej, a w kilku przypadkach nawet większą. I to po uwzględnieniu współczynnika redukującego ze względu na wiek betonu. Są też filary o gorszej jakości oraz wytrzymałości betonu i to one decydują o nośności całej estakady. Należy zwrócić uwagę na słabszą jakość betonu w przęsłach należących do segmentu I. Segment ten wykonywany był jako pierwszy i bardzo możliwe, że nie wszystkie problemy technologiczne były już rozwiązane. Na ten segment zwraca uwagę również autor [25], pisząc o uchybieniach wykazanych w czasie kontroli jakości wykonania. Segment ten nie został w pełni sprężony (około 5% za mało), co może sugerować gorszą jakość betonu w tym rejonie i kłopoty z kotwieniem. Potwierdzeniem mogą być też wyniki próbnego obciążenia, gdzie na segmencie I doszło do przekroczenia wartości ugięć sprężystych aż o 20%.

Bardzo źle wypadły wyniki badań betonu przyczółków. Oględziny i inwentaryzacja uszkodzeń potwierdzają ten obraz. Przyczółki narażone są na ciągły kontakt z wodą powierzchniową przedostającą się przez nieszczelne urządzenia dylatacyjne, a na ich powierzchniach stwierdzono dużo ubytków korozyjnych, osadów i zacieków.

6. ANALIZA STANU TECHNICZNEGO

6.1 Uwagi ogólne

Jak wynika z przeprowadzonych oględzin, badań, opracowań i wywiadów, estakada była już poddawana licznym pracom remontowym. Autorzy niniejszego opracowania przeszukali i zapoznali się z dużą ilością dokumentacji związanej z przedmiotowym obiektem. Były wśród nich projekty techniczne, projekty zamienne, dokumenty z budowy, ekspertyzy oraz artykuły z prasy technicznej. Niestety nie natknięto się na żaden projekt remontu. Wywiady zdają się sugerować, że dokumentacja taka nigdy nie powstała, a remont wykonywany był na bieżąco przez Wojewódzkie Przedsiębiorstwo Robót Drogowych w Katowicach, pod nadzorem byłej Wojewódzkiej Dyrekcji Dróg Publicznych w Katowicach na przełomie lat 89/90. Prace nie były dokumentowane lub dokumentacja zaginęła w czasie różnych zmian administracyjnych tamtego okresu.

Pierwszą informacją o stanie estakady po trzyletnim okresie eksploatacji estakady jest artykuł [25]. Opisuje on również wyniki badań odbiorczych. Analiza jakościowa zastosowanych materiałów zwróciła uwagę jedynie na brak wstępnego zabezpieczenia kabli sprężających, ale kontrola jakości wykonania wykazała szereg innych uchybień:

- brak zapewnienia nieciągłości betonowania i zabezpieczenia przed opadami atmosferycznymi – widać to na przykładzie ukośnych zarysowań w miejscu przerwy technologicznej w betonowaniu,
- nienależyte sprężenie segmentu I, obniżone o 5% - może to sugerować gorszą jakość betonu w tym segmencie i kłopoty z kotwieniem kabli; potwierdzają to wyniki badań betonu (p. 5.4.2) oraz inwentaryzacja uszkodzeń, z której wynika znaczne zagęszczenie występowania różnych uchybień w tym segmencie,
- miejscowe ubytki betonu w segmencie IV, które uzupełniono przez torkretowanie już po sprężeniu (Fot. 8),
- nie wykonanie należytej izolacji w części wsporników płyty ze względu na pośpiech w końcowej fazie budowy – na skutki tego wystarczyło poczekać zaledwie trzy lata.

Wykonane w ramach badań odbiorczych próbne obciążenie statyczne wykazało przekroczenie wartości ugięć sprężystych w przęśle 11a o 20%, w przęśle 12a o 5% i w przęśle 6a również o 5%. Przekroczenia te wytłumaczono opisanymi wyżej uchybieniami przy betonowaniu. Pomimo tych przekroczeń obiekt dopuszczono do eksploatacji bez żadnych ograniczeń nośności. Badania dynamiczne pozwoliły wyznaczyć częstotliwości drgań własnych w granicach od 2,26 do 2,64 Hz oraz przewyższenie dynamiczne około 20%, co odpowiada teoretycznie wyznaczonemu współczynnikowi dynamicznemu na poziomie 1,20. Wykazały również dużą odczuwalność drgań przez ludzi stojących na estakadzie. Jest to z pewnością spowodowane większą podatnością na wpływy dynamiczne konstrukcji wykonanej ze sprężonego betonu lekkiego [24].

Trzy letni okres eksploatacji estakady podsumowany został w [24] w 1983 roku. Wynika z niego, że konstrukcja pracowała prawidłowo pod intensywnym obciążeniem eksploatacyjnym. Konstrukcja nośna i podpory znajdowały się w dobrym stanie technicznym. Występowały natomiast skutki niewłaściwego wykonania niektórych robót, a zwłaszcza:

- izolacji na wspornikach,
- izolacji na segmencie I przy układaniu asfaltu piaskowego,
- braku odprowadzenia wody z izolacji w częściach przydylatacyjnych,
- braku rurek odpowietrzających otwory (rury „spiro”) w płycie.

Nieprawidłowości te już wtedy spowodowały lokalne zacieki w konstrukcji, szczególnie w rejonie wsporników oraz dylatacji. Zwrócono również uwagę na nie obetonowane zakotwienia kabli poprzecznych. Natomiast nawierzchnia na estakadzie była w stanie dobrym. Nie stwierdzono żadnych jej sfalowań ani pęknięć.

Stan ten jednak ciągle pogarszał się. Potrzeba remontu wynikała z pewnością ze złego już stanu nawierzchni obiektu stwierdzonego w **Orzeczeniu technicznym z 1988 roku** [13]. Orzeczenie to zalecało wykonanie remontu kapitalnego polegającego na:

- całkowitej wymianie wszystkich warstw nawierzchni jezdni, chodników oraz torowiska tramwajowego,
- demontażu i ponownym montażu desek gzymsowych,
- demontażu i ponownym montażu bariery energochłonnej oraz poręczy z wymianą zużytych elementów,
- oczyszczeniu z zanieczyszczeń i asfaltu urządzeń dylatacyjnych,
- oczyszczeniu i udroźnieniu łącznie z wymianą zużytych elementów wpustów,
- oczyszczeniu i uzupełnieniu zaprawą cementową wysokiej marki lokalnych ubytków betonu konstrukcji płyty, podpór i murów oporowych,
- zabetonowaniu strefy zakotwień kabli poprzecznych,
- zatarciu zarysowań przy podporach i uzupełnienia skarpy nasypu za przyczółkiem parkowym,
- oczyszczenia powierzchni bocznych i spodnich płyty z zacieków i zanieczyszczeń.

Czy wszystkie te zalecenia zostały zrealizowane w czasie remontu, trudno dziś na to odpowiedzieć. Z pewnością wiele z nich zostało wykonanych. Niektóre pominięto, zrobiono w niepełnym zakresie lub w sposób niestaranny: Wiadomo na pewno, że do napraw użyto dostępnych wówczas materiałów, które odbiegają swymi parametrami od dzisiejszego arsenału środków. Przy innej okazji wykonano naprawy konstrukcji płyty. Pokryto wówczas torkretem raki betonu. Jednak wykonano to niestarannie. Dobrze jednak, że do takiego remontu wówczas doszło, zważywszy na trudności gospodarcze i administracyjne tamtego okresu. W innym przypadku dzisiejszy stan techniczny estakady byłby znacznie gorszy.

6.2 Nawierzchnia jezdni i chodników

Stan nawierzchni jezdni można uznać jako dobry z wyjątkiem odcinka od strony Katowic, gdzie stan ten można określić jako niezadowalający. Przyczyną tego może być mniejsza w tym rejonie, grubość nawierzchni, która została odkryta w czasie pobierania próbek. Wynosi ona około 8 cm, podczas, gdy z drugiej strony, od strony Bytomia sięga ponad 11 cm (Fot. 88, 89). Ponadto niszczący wpływ ma spływająca z górnych części estakady woda. Pozostałe lokalne siatkowe spękania i ubytki w okolicy dylatacji stanowią niewielkie uchybienia (Fot. 70 do 87). Nawierzchnia jezdni była w całości wymieniana w czasie remontu w 1990 roku. Jednorodność i dobrą jakość materiału, z jakiego była wykonana, potwierdzają badania próbek z odwiertów wykonanych na potrzeby niniejszego opracowania.

Stan nawierzchni chodnika można określić jako niezadowalający. Stwierdzono liczne garby, załadowania, pęknięcia i zanieczyszczenia organiczne. Chodnik używany jest przez pieszych tylko na krótkim odcinku estakady w rejonie prześel 1, 2 i 3. Na pozostałym obszarze jest to tylko chodnik przeznaczony dla obsługi o znacznie mniejszej szerokości. Niestety obsługa może mieć trudności z korzystania z niego, gdyż wzdłuż podłużnej dylatacji, której szerokość zwiększa się przesuwając się w kierunku Katowic, nie zamontowano żadnej poręczy ani przekrycia. Asfalt chodnika wykazuje się zupełnym brakiem szczelności. Jego styki z krawężnikiem i deską gzymsową są otwarte, co umożliwia swobodne przedostawanie się wody do konstrukcji wspornika pochodnikowego. Źle również są wykształcone przeciwnapadki chodnika lub nie ma ich wcale. W wielu miejscach woda spływa po powierzchni desek gzymsowych lub przenika do szczelin między deską a krawędzią wspornika. Jest to najczęstsza przyczyna powstawania zacieków, wykwitów i stalaktytów na wspornikach całej estakady.

Stan nawierzchni tramwajowej należy uznać jako dobry, ale tylko dla toru Katowice - Bytom, który został wyremontowany. Jednak nie zrealizowanie remontu dla drugiego toru może mieć złe skutki dla toru poprawionego. Woda będzie przedostawać się pod żelbetową płytę torowiska, a wystające z niezaokończonego betonowania pręty ulegają korozji.

6.3 Izolacja i odwodnienie

Stan techniczny izolacji należy określić jako bardzo zły. To właśnie izolacja jest odpowiedzialna za większość uszkodzeń i nieprawidłowości konstrukcji płyty nośnej. O tym, że straciła ona swoje właściwości izolacyjne świadczą liczne przecieki wody i to nie tylko w rejonie chodnika, o czym napisano w punkcie 6.2, ale również w innych rejonach na całej szerokości płyty. Intensywność przecieków przez izolację nie jest wszędzie taka sama. Są stosunkowo duże obszary pojawiania się zacieków, są też punktowe bardzo intensywne. Dodatkowym utrudnieniem przy określeniu miejsc, w których woda przedostaje się przez izolację jest to, że płyta pomostowa jest drażona. Woda z pewnością dostała się od góry do wnętrza rur i wykwitły na spodzie konstrukcji mogą znajdować się w zupełnie innym miejscu niż nie-

szczelność izolacji. Najwięcej takich przypadków można zauważyć na spodzie prześel: 9 (Rys. KN-G5), 12, 12a (Rys. KN-G7) i 15 (Rys. KN-G8).

Jak wynika z przeprowadzonych wywiadów, w czasie remontu zdjęto całkowicie nawierzchnię wraz z izolacją. Odkryta powierzchnia płyty okazała się bardzo nierówna. Nierówności te wyrównano asfaltem piaskowym, na którym ułożono warstwę izolacji bitumicznej Matizol produkowanej w Gorlicach. Na to nałożono dwie warstwy betonu asfaltowego. Nie zmieniano żadnych spadków poprzecznych. W rejonie krawężnika, gdzie zgodnie z projektem [2] budowy estakady wykonano pogrubienie wspornika (występ), mające stanowić zakotwienie betonowe bariery energochłonnej, projekt został zmieniony [4], [5], [6]. Zamiast bariery betonowej zastosowano podatną barierę typu SP-06. Pogrubienie jednak pozostawiono. W czasie remontu również nie zostało ono skute, gdyż wiązałoby się to z demontażem desek gzymsowych, czego chciano uniknąć, by nie podrażać kosztów. Zostały jedynie oczyszczone i wyrównane nierówności betonowego wypełnienia chodnika, a izolację wywinęto na górę, kończąc ją tuż przed gzymsem lub nawet jeszcze wcześniej. W wyniku zagięcia izolacji pod kątem prostym występuje nieszczelność. Efekt tego jest widoczny na spodzie wspornika. Można zauważyć trzy linie występowania przecieków i stalaktytów pokazane na Rys. PP-1. Pierwsza biegnie wzdłuż szczeliny między deską gzymsową i krawędzią wspornika, druga wzdłuż końca pogrubienia i trzecia wzdłuż krawędzi zamocowania wspornika w płycie.

Izolacja znajduje się na obiekcie już około 12 lat. Jakością na pewno odbiega od dziś stosowanych. Bardzo prawdopodobne jest, że mogła utracić swoje właściwości nie tylko z powodu złego ułożenia, ale również z powodu starzenia się. Poza tym, powierzchnia izolacji nie została wyposażona w żadne sączki i dreny służące do odprowadzania wody przedostającej się przez nawierzchnię.

Odrębną sprawą jest system odwodnienia zaprojektowany i zrealizowany na estakadzie. Układ spadków podłużnych i poprzecznych miał sprowadzać wodę z nawierzchni do wpustów zlokalizowanych w rejonie filarów, przy zewnętrznych krawężnikach obu nitek. Niestety spadki poprzeczne nie były wykonane właściwie. Prawie cała estakada znajduje się na łukach poziomych. Przechyłki zrealizowane są przez obrót całej płyty w płaszczyźnie poprzecznej do osi estakady. Na chodnikach nie wykształcono stałych spadków w kierunku jezdni. Wraz z obracającym się przekrojem, obraca się również wspornik z chodnikiem. W efekcie dochodzi do redukcji spadków na chodniku lub ich odwróceniu w kierunku na zewnątrz.

System wpustów i rur spustowych aktualnie działa poprawnie. Jest w większości wpustów drożny, a żeliwne uszkodzone rury zostały, w czasie remontu, wymienione na nowe typu PVC. Jedynie przy filarze 6a (Fot. 45, 46) zauważono przesunięcie osiowe rury względem króćca wystającego z płyty pomostowej. Jednak na pozostałych podporach widoczne są ślady złej pracy całego systemu w postaci starych zacieków i wykwitów na powierzchni płyty oraz ubytków betonu wzdłuż niszy chowającej rurę

w obrębie filara. Są one spowodowane licznymi załomami rur spustowych w płycie, co przyczynia się do ich częstego zatykania się przy braku możliwości łatwego udrożnienia.

6.4 Ustrój niosący

6.4.1 Systematyka uszkodzeń

Zaobserwowane uszkodzenia ustroju niosącego można podzielić na trzy grupy:

- 4) Usterki – obejmują typowe usterki wykonawcze,
- 5) Uszkodzenia – obejmują typowe uszkodzenia powierzchniowe betonu i zbrojenia,
- 6) Nieszczelności – obejmują uszkodzenia związane z przenikaniem wody przez beton.

Poniżej przeanalizowano występowanie uszkodzeń w poszczególnych grupach na płycie nośnej.

6.4.2 Usterki

Niedowibrowany beton jest usterką zarówno powierzchniową jak i wgłębną. Występuje głównie w formie „raków”, czyli gniazd grubszego kruszywa bez zaczynu cementowego, najczęściej w strefach przypodporowych. Przykłady można znaleźć na powierzchniach bocznych przęseł 4 i 7 (Fot. 7, 13) i spodzie płyty przęsła 6 (Fot. 11). Widoczne one były już w 1998 roku (Fot. 11 [10]).

Wyraźnego **braku otuliny** nie stwierdzono, za wyjątkiem lokalnie wystających pojedynczych prętów. Jedynie zbyt mała otulina jest na spodzie przęsła 14 i początku zjazdu parkowego (Fot. 44). Natomiast nad kilkoma podporami zauważono odsłonięte bloki kotwiące z wystającymi cięgnami sprężenia poprzecznego płyty. Powinny one zostać przykryte przed oddaniem estakady do użytku. Te strefy zakotwień widoczne już były w czasie oględzin w 1988 roku [10] i część z nich została od tego czasu zabetonowana.

W kilku miejscach stwierdzono **beton łatany zaprawą**, naniesioną po zdjęciu deskowania, w celu ukrycia niedowibrowania betonu lub braku otuliny. Są to okolice podpory 12a i przęsło 5 (Fot. 10). W niektórych miejscach dochodzi już do odpadania nakładanej zaprawy. Wyraźne ślady naprawiania widoczne są w przęsle 4 i 5, gdzie zastosowano metodę torkretowania zaraz po sprężeniu i rozdeskowaniu.

6.4.3 Uszkodzenia

Pojedyncze rysy i pęknięcia o regularnym charakterze stwierdzono w kilku przęsłach na bocznych powierzchniach płyty. Biegają one równolegle do krawędzi płyty, wzdłuż cięgna sprężającego. W partiach przypodporowych zanikają lub odchylają się ku górze, podążając za trasą kabla. Rozwartość tych rys wynosi od 0,1 do 0,5 mm. Ich powstanie związane jest małą otuliną skrajnego, przykrawędziowego kabla (Rys. PP-1). Naprężenia po sprężeniu mogły doprowadzić do mikropęknięć wzdłuż cięgna. Z czasem przedostająca się przez izolację woda dotarła do cięgien i zaczęła wypełniać pustki w nie do

końca zainiektowanej osłonce. Produkty korozji metalowych osłonek zaczęły powiększać objętość, zwiększając tym samym rozwarłość rys. Przez rysę przedostaje się woda, która w czasie mrozów dodatkowo będzie zwiększać rozwarłość rysy, narażając cięgna na agresywne działanie środowiska. Ślady takich wycieków widoczne są w wielu rysach (Fot. 24, 27). O rysach tych nie ma żadnej wzmianki w Orzeczeniu [10]. Można jednak, przyglądając się uważnie zdjęciom, zauważyć, że niektóre wycieki układają się bardzo podobnie do śladu trasy kabla (Fot. 22, 40 [10]).

Krótkie **rysy włoskowate**, o rozwarłości do 0,2 mm, o nieregularnym i wielokierunkowym charakterze stwierdzono jedynie na spodzie płyty w przęśle 7 (Fot. 14). Są to rysy skurczowe.

Ubytki objętościowe betonu spowodowane innymi przyczynami niż korozja występują tylko w przęsłach segmentu I i II, na zewnętrznych powierzchniach bocznych (Fot. 28 do 34). Te mechaniczne uszkodzenia powstały w czasie wykonywania odkrywek mających na celu określenie stanu technicznego cięgien przy krawędzi płyty i ewentualnie obecności wody w osłonkach. Nie wiadomo niestety, kiedy i kto te odkrywki wykonał. Nie zostały udokumentowane na zdjęciach z Orzeczenia [10] z 1998 roku. Wielkość zacieków i stopień korozji osłonek może świadczyć, że istnieją niezabezpieczone już przez kilka lat. W chwili obecnej nie stanowią jeszcze zagrożenia dla nośności obiektu, ale utrzymywanie odsłoniętych kabli może doprowadzić do dalszej korozji cięgien i zmniejszenia ich średnicy, a w konsekwencji do zerwania i utraty siły sprężającej. W najgorszym stanie jest rejon odkrywki w przęśle 11a (Fot. 30) i w przęśle 12a (Fot. 34). W tych miejscach beton jest mocno popękany, a ubytki są już większe niż obszar samej odkrywki. Na te miejsca zwracano uwagę również w orzeczeniu [10] (Fot. 24, 25 [10]). Przęsło 12a wykazało też największe przekroczenie sprężystych ugięć w czasie próbnego sprężania (aż 20%). O uchybieniach w tym przęśle pisze też autor [25]. Niekorzystne okazały się również w tym rejonie badania betonu (p.5.4.2).

W czasie oględzin konstrukcji [1] pomierzono aktualną średnicę jednego odsłoniętego splotu (liny). Po oczyszczeniu z produktów korozji miał on średnicę od 14 do 15 mm, a jeden drut od 4,5 do 5,0 mm. Wg projektu [2] są to kable 7L15,5 o średnicy liny 15,5 mm i drutów 5,0 mm. Zmierzono również średnicę kilku podłużnych prętów zbrojenia miękkiego. Ich średnica wynosiła 13 do 14 mm. Wg projektu w tych miejscach stosowano pręty o średnicy 14 mm. Widać więc, że zarówno w cięgnach jak i w prętach pojawiły się już niewielkie ubytki korozyjne. Należy jednak do tych wyników podejść z rezerwą ze względu na niedokładności pomiaru in-situ. Takie ubytki nie wpływają jeszcze na obniżenie nośności. Są to miejsca bardzo lokalne i nie można po nich wnioskować o korozji w pozostałych kablach w tym przekroju, ani na innych odcinkach estakady.

Odpryski otuliny pojawiają się lokalnie w miejscach występowania intensywnych przecieków na wspornikach, które zauważone były już w 1998 roku.

Ugięcia opóźnione wynikające z zastosowania zróżnicowanych betonów na długości przęsła nie są możliwe do stwierdzenia nawet przy wykonaniu niwelacji, gdyż taka niwelacja nie została wykonana

po oddaniu estakady do użytku. Nie byłoby więc żadnego odniesienia. Jednak oględziny powierzchni dolnej płyty i obserwacje jej krawędzi nie sugerują, aby w miejscu występowania betonu lekkiego takie opóźnione ugięcia pojawiły się.

6.4.4 Nieszczelności

Zacieki bez osadów występują głównie w rejonie dylatacji. Powierzchnie betonu podpór (Fot. 67) i przęsła (Fot. 74) obmywane są przez wodę przedostającą się przez nieszczelne urządzenia dylatacyjne. Nie uwzględniono w tym przypadku miejsc, gdzie występują one naturalnie jak np. powierzchnie gzymsów.

Osady wylugowane z betonu przez wody opadowe pojawiają się stosunkowo często. Głównie na spodzie i krawędziach wsporników. Agresywność ługująca objawia się w tym przypadku białymi wykwitami (osadami), czasem zabarwionymi brunatnie oraz kruchymi stalaktytami (Fot. 2, 19, 40, 41).

Osady soli z wycieków (chlorki i siarczany), przypominające osady wylugowane z betonu również występują w wielu miejscach w postaci białego proszku. Beton w tych miejscach nie wykazuje jeszcze uszkodzeń powierzchniowych (Fot. 17, 21, 22).

Rdzawe osady z wycieków występują wzdłuż krawędzi rys i w pobliżu odkrywek (Fot. 31, 33, 34, 37). Są formą osadów wyrugowanych z betonu i osadów soli z wycieków, lecz przede wszystkim oznaczają intensywną korozję solankową zbrojenia leżącego w głębi betonu.

Przecieki z rur drążących są charakterystycznym przypadkiem nieszczelności dla tego typu konstrukcji: płyta otworowa. Najbardziej widoczne są one na spodzie przęsła 9 oraz 14 i 15. Śladowo można je również zauważyć na przęsłach 9a, 10a, 11a, 12a. Woda, która przepuszczona została przez nieszczelną izolację dostała się do rur „spiro” i stamtąd może przedostawać się do sąsiadujących z nią niezainiektowanych dobrze osłonek kabli, powodując powstawanie białych i rdzawych osadów na spodzie płyty. Rury mają prawie na całej estakadzie duży spadek podłużny, tak jak samo przęsło. Brak w nich jednak otworów odwadniających umieszczonych w najniższych punktach. Takie sączki zamontowano w czasie remontu w przęsle 14 i 15. W tym rejonie po zdjęciu nawierzchni i izolacji okazało się, że powierzchnia górna płyty wraz ze zbrojeniem jest mocno skorodowana. W płycie i w rurach zrobiły się dziury, którymi woda, przez nieszczelną izolację, dostawała się swobodnie do wnętrza rur. Wykonane wówczas odwierty uwolniły tą wodę. W nawierconych miejscach zamontowano sączki mające odprowadzać wodę z rur, natomiast u góry wykonano nową, zbrojoną warstwę płyty pomostowej, przykrywającą skorodowane rury. Jednak dzisiaj sączki są nie drożne. Są suche, a woda przecieka wokół nich (Fot. 43). Można przypuszczać, że sytuacja z przedostawaniem się wody przez izolację powtórzyła się. Zwłaszcza, że w głównym ciągu estakady nie układano już nowej warstwy, a nierówności płyty wypełniano jedynie asfaltem piaskowym.

6.4.5 Stan techniczny płyty nośnej

Stan techniczny płyty nośnej należy uznać jako niezadowalający. Decydują o tym lokalne ogniska korozji betonu spowodowane złym stanem izolacji i wadliwym sposobem odprowadzania wody z nawierzchni mostu. Woda w tych miejscach swobodnie przedostaje się przez izolację penetrując wydrążone wnętrza płyty. Dodatkowo kilka takich miejsc po wykonaniu odkrywek nie zabezpieczono, co jeszcze bardziej pogorszyło ich stan.

W najgorszym stanie jest przęsło 11a i 12a, gdzie oprócz wspomnianych wyżej odkrywek nastąpiło silne spękanie zewnętrznych krawędzi płyty oraz dość duże odspojenia otuliny. Przęsła te wykazywały uchybienia w wykonawstwie już w czasie badań odbiorczych (p.6.1).

6.5 Filary

Stan techniczny filarów ogólnie można uznać jako dobry. Zastrzeżenia budzi jedynie filar 7a i 11 z widocznymi sporymi ubytkami betonu wzdłuż niszy na rurę spustową. Uszkodzenia wszystkich filarów są spowodowane źle funkcjonującym odwodnieniem i zalewaniem wodą z nieszczelnych i niedrożnych wpustów. Problem ten został już wcześniej wyeliminowany, jednak nie wykonano przy tym naprawy betonu i zbrojenie filarów narażono na korozję.

6.6 Przyczółki

Stan techniczny przyczółków nie jest taki sam dla wszystkich podpór skrajnych. Zdecydowanie najlepiej prezentuje się przyczółek od strony parku (stan dobry), gdzie można mieć jedynie wątpliwości do zamocowania skrzydeł w skarpie nasypu. Stan pozostałych przyczółków określono jako niezadowalający. Ceglany korpus i betonowa nadbudowa nosi ślady korozji i zawiera wiele ubytków. Nieszczelne urządzenia dylatacyjne powodują ciągłe zalewanie ich konstrukcji wodą, co jeszcze bardziej pogarsza ich stan.

6.7 Bariery i balustrady

Stan techniczny barier można uznać jako dobry. Naprawy wymagają jedynie lokalnie pocięte fragmenty na długości kilkunastu metrów oraz wyrwane w tych miejscach słupki.

Stan techniczny poręczy należy uznać jako dość dobry. Zagięcie występuje tylko w jednym miejscu na pochylni. Poza tym zastrzeżenia budzi powierzchniowa korozja i odpadająca farba. Lokalnie (nad przyczółkiem od strony Katowic), korozja ta jest bardziej intensywna.

6.8 Urządzenia dylatacyjne i łożyska

Stan techniczny urządzeń dylatacyjnych jest niezadowalający. Uległy one już częściowemu zużyciu. Wszystkie są zanieczyszczone i zapchane błotem. Nad przyczółkiem bytomskim, na chodniku dodatkowo zalane asfaltem. Utraciły już swoją szczelność, a w wielu miejscach zauważono ślady korozji powierzchniowej (dylatacja 3-4, 9-10). W bezpośrednim sąsiedztwie stalowych profili urządzeń dylatacyjnych jest spękana nawierzchnia z nierównościami. Powoduje to zwiększenie oddziaływań dynamicznych na samo urządzenie i przyspieszenie jego zniszczenia.

Z uwagi na trudności w dostępie do łożysk na filarach trudno jest stwierdzić ich stan techniczny. Należy przypuszczać, że są zanieczyszczone i lokalnie, powierzchniowo skorodowane. Z pewnością od chwili oddania estakady do użytku nie wykonano żadnej konserwacji. Trwałość czasowych łożysk jest właściwie nieograniczona pod warunkiem wykonywania okresowych konserwacji. Zastosowane łożyska firmy Maurer były badane po 50 latach i nie wykazywały żadnych uszkodzeń. Tutaj można jedynie przypuszczać, że może być podobnie. Są to łożyska samoczyszczące. Blacha poślizgowa sama usuwa zanieczyszczenia przez duży nacisk płyty górnej na część dolną łożyska. Jednak po tylu latach braku konserwacji mogło dojść do zakleszczenia. Skutkiem tego może być zwiększone tarcie w łożysku, a w konsekwencji zwiększenie oddziaływań poziomych na filary.

Łożyska wałkowe na przyczółku od strony Katowic i parku noszą ślady naturalnego zużycia. Niecentryczne położenie wałków wynikać może z błędów w montażu jak sugeruje Orzeczenie [10] lub z zadziałań wpływów wcześniejszej eksploatacji górniczej kategorii I.

6.9 Wnioski z analizy stanu technicznego

Estakada projektowana była w latach siedemdziesiątych w czasie obowiązywania poprzedniej normy regulującej dobór obciążeń [16] na klasę obciążenia oznaczoną cyfrą I. Klasa ta dopuszcza przejazd pojazdów o masie do 30 ton. Odpowiada to w przybliżeniu klasie C wg aktualnej normy [17]. Z analizy stanu technicznego można wnioskować, że jeszcze nie nastąpiło obniżenie projektowanej nośności obiektu. Nie stwierdzono oznak zbyt małej nośności głównych elementów konstrukcyjnych w stosunku do występujących, rzeczywistych obciążeń.

Główną przyczyną stwierdzonych nieprawidłowości w stanie technicznym estakady jest problem nieszczelnej izolacji pomostu i nieodpowiednie odwodnienie nawierzchni. Doprowadziło to do przenikania wody do wnętrza drążonej płyty nośnej i lokalnej korozji betonu. W niektórych miejscach woda dostała się również do niedokładnie zainiektowanych osłonek kabli sprężających i zapoczątkowała korozję cięgien. Najszybciej korozja ta przebiega w miejscach odsłoniętych i niezabezpieczonych odkrywek. Zwleknięcie z przeprowadzeniem kapitalnego remontu może doprowadzić jeszcze szybszego pogorszenia stanu technicznego całej estakady oraz do trwałego obniżenia jej nośności.

W Tab. 7 zestawiono symboliczne podsumowanie stanu technicznego poszczególnych elementów estakady wraz z podaniem głównych przyczyn powstania uszkodzeń oraz potencjalnych zagrożeń.

Tab. 7. Podsumowanie stanu technicznego elementów estakady

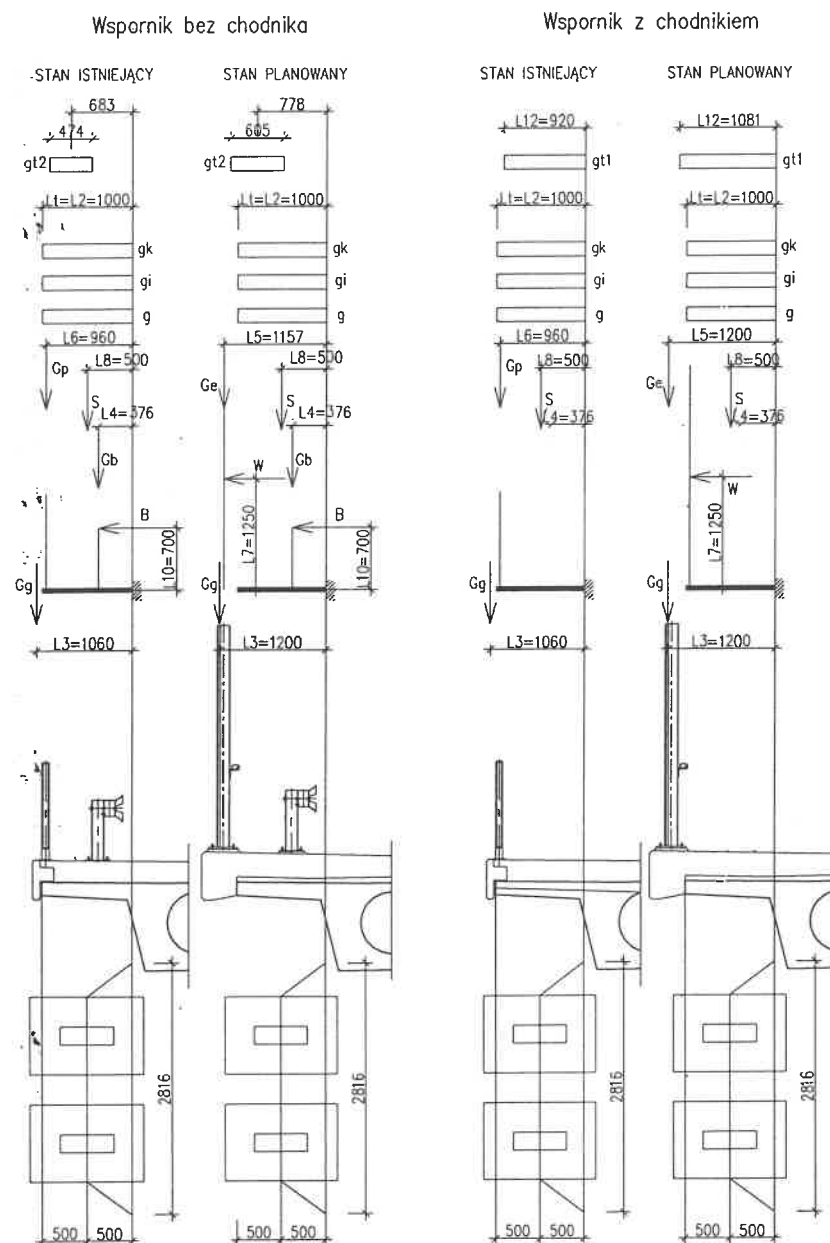
Lp.	Element	Ocena	Przyczyna uszkodzeń	Zagrożenia dla obiektu i użytkowników
1	Nawierzchnia jezdni	Dobry	Nieszczelność izolacji, źle wykształcone spadki poprzeczne.	Powstawanie kolejnych pęknięć i dziur. W rejonie dylatacji przyspieszy niszczenie urządzeń dylatacyjnych, a wszędzie doprowadzi do szybszego przenikania wody do konstrukcji płyty. Obniży walory eksploatacyjne.
2	Nawierzchnia chodników i gzymsy	Zły	Nieszczelność izolacji, źle wykształcone spadki poprzeczne, pogrubienie wspornika (występ), załamanie izolacji, nieszczelne styki w rejonie krawężnika i gzymsu.	Swobodne przedostawanie się wody przez styki i odspojone fragmenty nawierzchni do nieszczelnej izolacji, a stamtąd do konstrukcji wspornika. Szybciej postępująca korozja betonu wspornika. Ubytki korozyjne gzymsu i zagrożenie bezpieczeństwa pieszych oraz pojazdów pod estakadą.
3	Izolacja i odwodnienie	Zły	Błędy projektowe, złe wykonanie, naturalne zużycie materiału.	Element decydujący o dalszej trwałości i nośności obiektu.
4	Ustrój niosący	Dość dobry	Błędy w wykonaniu, penetracja wody z nieszczelnej izolacji, niezabezpieczenie odkrywek.	Dalej pogłębiająca się korozja betonu, cięgien i zbrojenia. Trwałe obniżenie nośności obiektu. Zagrożenie dla pojazdów i pieszych pod konstrukcją w postaci spadających kawałków betonu i stalaktywów.
5	Filary	Dobry	Niedrożność rur wpu-stowych.	Korozja stali zbrojeniowej trzonów.
6	Przyczółki	Nieza-dowała-jący	Nieszczelność urządzeń dylatacyjnych, zbyt słaba jakość betonu.	Dalsza degradacja materiału i powstawanie kolejnych ubytków.
7	Bariery i balustrady	Dobry	Uderzenia pojazdów, brak konserwacji.	Potencjalna możliwość spadnięcia pojazdu z estakady, dalsza korozja poręczy.
8	Urządzenia dylatacyjne	Nieza-dowała-jący	Nie właściwa eksploatacja, brak konserwacji i napraw, zatarzenie się (zużycie).	Zalewanie wodą dylatacji i pogorszenie warunków eksploatacyjnych przy przejeździe przez dylatację.
9	Łożyska	Dość dobry	Brak konserwacji.	Wzrost obciążeń poziomych podpór.

Podsumowując można stwierdzić, że najpoważniejszym problemem jest jak najszybsze stworzenie warunków do właściwego odprowadzenia wody z nawierzchni i zapewnienie szczelności izolacji pomostu. Dopiero wyeliminowanie przyczyn powstawania ognisk korozji pozwoli na usuwanie ich skutków przez naprawę powierzchniową w konstrukcji płyty i podpór, przy zastosowaniu współczesnych, wytrzymałszych materiałów.

7. OCENA MOŻLIWOŚCI BUDOWY EKRANU

7.1 Założenia,

W związku z planami budowy ekranu akustycznego na estakadzie, przeprowadzono analizę nośności wspornika podchodnikowego pod kątem zdolności przeniesienia dodatkowych obciążeń wynikających z montażu ekranu. Obliczenia wykonano zarówno dla stanu istniejącego (bez ekranu), jaki i planowanego (z ekranem). Sprawdzone dwa typowe przekroje: z chodnikiem dla pieszych i bez chodnika. Przeanalizowano cztery różne przypadki obciążenia pokazane na Rys. 6.



Rys. 6. Analizowane schematy obciążenia wspornika.

7.2 Zestawienie obciążeń działających na wspornik

Obciążenia zestawiono zgodnie z normą [17].

Tabela 7.1. Zestawienie obciążeń na wspornik.

Obciążenie ciężarem własnym wspornika - $\gamma_f = 1,2 \ 1,2 \ 1,2$ (P, PD, PW)	
$g = \frac{h_s + h_z}{2} \cdot \gamma_{bet} = (0,15 + 0,19) / 2 \cdot 27$ gdzie: h_s - wysokość swobodnego końca wspornika h_z - wysokość wspornika w zamocowaniu γ_{bet} - ciężar objętościowy betonu	$g \text{ [kN/m]}$ 4,59
Obciążenie ciężarem izolacji - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
$g_i = h_i \cdot \gamma_i = 0,01 \cdot 14$ gdzie: h_i - grubość izolacji γ_i - ciężar objętościowy izolacji bitumicznej	$g_i \text{ [kN/m]}$ 0,14
Obciążenie ciężarem warstwy wyrównawczej (w nowym rozwiązaniu) - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
$g_k = h_k \cdot \gamma_{bet} = 0,07 \cdot 27$ gdzie: h_{ww} - grubość warstwy wyrównawczej (dodanej w nowym rozwiązaniu) γ_{bet} - ciężar objętościowy betonu	$g_{ww} \text{ [kN/m]}$ 1,89
Obciążenie ciężarem kapy chodnikowej - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
$g_k = h_k \cdot \gamma_{bet} = 0,24 \cdot 27$ gdzie: h_k - grubość kapy chodnikowej γ_{bet} - ciężar objętościowy betonu	$g_k \text{ [kN/m]}$ 6,48
Obciążenie gzymsem - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
$G_g = h_g \cdot s_g \cdot \gamma_{bet} = 0,45 \cdot 0,08 \cdot 25$ gdzie: h_g - wysokość prefabrykatu gzymsowego s_g - grubość prefabrykatu gzymsowego γ_{bet} - ciężar objętościowy betonu	$G_g \text{ [kN]}$ 0,9
Obciążenie gzymsem w nowym rozwiązaniu - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
$G_g^n = h_g \cdot s_g \cdot \gamma_{bet} = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 25$ gdzie: h_g - wysokość gzymsu s_g - grubość gzymsu γ_{bet} - ciężar objętościowy betonu	$G_g^n \text{ [kN]}$ 6

Obciążenie barierą energochłonną - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
0,5	G _b [kN] 0,5
Obciążenie ekranem dźwiękochłonnym (w nowym rozwiązaniu) - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
przyjęto	G _e [kN] 1,5
Obciążenie poręczą (w starym rozwiązaniu) - $\gamma_f = 1,5 \ 1,5 \ 1,5$	
0,5	G _p [kN] 0,5
Obciążenie tłumem (chodnik) - $\gamma_f = 1,3 \ 1,2 \ 1,1$	
wg normy 4,0 * 1,0	g _t [kN/m] 4
Obciążenie tłumem (chodnik służbowy) - $\gamma_f = 1,3 \ 1,2 \ 1,1$	
wg normy 1,5 * 1,0	g _t [kN/m] 1,5
Parcie wiatru na ekran (w nowym rozwiązaniu) - przeszło obciążone - $\gamma_f = 1,3 \ 1,2 \ 1,1$	
1,25*1*2,5= 3,125 obciążenie wiatrem (ciśnienie wiatru na przeszła obciążone 1,25 kN/m ²)	W ₁ [kN] 3,125
Parcie wiatru na ekran (w nowym rozwiązaniu) - przeszło nie obciążone - $\gamma_f = 1,3 \ 1,2 \ 1,1$	
2,5*1*2,5= 6,25 obciążenie wiatrem (ciśnienie wiatru na przeszła obciążone 1,25 kN/m ²)	W ₂ [kN] 6,25
Uderzenie pojazdu o barierę - $\gamma_f = 1,15$	
35/2= 17,5	B [kN] 17,50
Obciążenie jednym kołem S ₁ pojazdu S - $\gamma_f = 1,15$	
$S_1 = \frac{P_1}{P_c} \cdot S = 53,69$ P ₁ - część pola P _c znajdującego się na wsporniku P _c - pole na które rozkłada się obciążenie S S - ciężar jednego koła pojazdu S (wg PN, tablica 4, klasa obciążenia C)	S ₁ [kN] 53,69

7.3 Obliczenie momentów zginających

Tabela 7.2: Momenty zginające w zamocowaniu wspornika.

Wpływ.	Wyznaczenie obliczeniowej wartości momentu.	M [kN/m]
g	$g \cdot \frac{l_1^2}{2} = 4,59 \cdot 1^2 / 2$ (l_1 - rozpiętość teoretyczna wspornika)	2,30
g_i	$g_i \cdot \frac{l_1^2}{2} = 0,14 \cdot 1^2 / 2$ (l_1 - rozpiętość teoretyczna wspornika)	0,07
g_{ww}	$g_{ww} \cdot l_2 \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right) = 1,89 \cdot 1 \cdot (0 + 1 / 2)$ (l_1 - odległość warstwy wyrównawczej od zamocowania wspornika) (l_2 - szerokość warstwy wyrównawczej)	0,95
g_k	$g_k \cdot l_2 \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right) = 6,48 \cdot 1 \cdot (0 + 1 / 2)$ (l_1 - odległość kapy chodnikowej od zamocowania wspornika) (l_2 - szerokość kapy chodnikowej)	3,24
G_g	$G_g \cdot l_3 = 0,9 \cdot 1,06$ (l_3 - odległość gzymsu od zamocowania wspornika)	0,95
G_g^n	$G_g^n \cdot l_3 = 6 \cdot 1,2$ (l_3 - odległość gzymsu od zamocowania wspornika)	7,20
G_b	$G_b \cdot l_4 = 0,5 \cdot 0,376$ (l_4 - odległość bariery od zamocowania wspornika)	0,19
G_e	$G_e \cdot l_5 = 1,5 \cdot 1,157$ (l_5 - odległość ekranu od zamocowania wspornika)	1,74
G_p	$G_p \cdot l_6 = 0,5 \cdot 0,96$ (l_6 - odległość poręczy od zamocowania wspornika)	0,48
W_1	$W_1 \cdot l_7 = 3,125 \cdot 1,25$ (l_7 - połowa wysokości ekranu)	3,91
W_2	$W_2 \cdot l_7 = 6,25 \cdot 1,25$ (l_7 - połowa wysokości ekranu)	7,81

g_{t1}	$g_{t1} \cdot \frac{l_{12}^2}{2} = 4 \cdot 0,92^2 / 2$ (l_{12} - szerokość chodnika na wsporniku)	1,69
g_{t1}^n	$g_{t1} \cdot \frac{l_{12}^2}{2} = 4 \cdot 1,081^2 / 2$	2,34
g_{t2}	$1,5 \cdot 0,474 \cdot 0,683$	0,49
g_{t2}^n	$1,5 \cdot 0,605 \cdot 0,778$	0,71
B	$B \cdot l_{10} = 17,5 \cdot 0,7$ (l_{10} - wysokość bariery)	12,25
S	$\left(\frac{2 \cdot S_1 \cdot l_8}{b_{mA1}} + \frac{2 \cdot S_2 \cdot l_9}{b_{mA2}} \right) = (2 \cdot 53,69 \cdot 0,5 / 2,81 + 2 \cdot 0 \cdot 0 / 1)$ (l_8 - odległość skrajnego śladu samochodu S) (l_9 - odległość wewnętrznego śladu samochodu S) (b_{mA1} - szerokość zastępcza płyty dla skrajnego śladu) (b_{mA2} - szerokość zastępcza płyty dla wewnętrznego śladu)	19,11

Przekrój nieosłabiony korozją

beton	B-35	$R_b =$	20,2	MPa	$E_b =$	34,6	GPa
stal	A-II	$R_a =$	295	MPa	$E_a =$	210	GPa

otulenie dla płyt pomostowych	$c =$	0,025	m.
średnica zbrojenia	$d =$	0,014	m.
wysokość przekroju	$h =$	0,190	m.
szerokość przekroju	$b =$	1,000	m.
odległość środka ciężkości pręta od krawędzi przekroju	$a =$	0,032	m.

$$a = c + 0,5 \cdot d$$

stosunek modułów sprężystości	$n = \frac{E_a}{E_b}$	$n =$	6,069
-------------------------------	-----------------------	-------	-------

wysokość użyteczna przekroju	$h_1 = h - a$	$h_1 =$	0,158	m.
------------------------------	---------------	---------	-------	----

ilość zbrojenia:	5,33	ϕ	14	(100cm / 18,75cm)
------------------	------	--------	----	-------------------

pole przekroju jednego pręta	$A_{a1} =$	1,5393	cm ²
przekrój zbrojenia	$A_{arz} =$	8,21	cm ²

wysokość strefy ściskanej	$x_{1rz} =$	0,03501	m
---------------------------	-------------	---------	---

$$x_{1rz} = n \cdot \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h_1}{n \cdot A_a}} - 1 \right)$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność betonu

$$M = \frac{R_b}{2} \cdot b \cdot x_{1rz} \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 51,74 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność stali

$$M = R_a \cdot A_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 35,44 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój

35,44 kNm

Przekrój osłabiony korozją stali

beton	B-35	$R_b =$	20,2	MPa	$E_b =$	34,6	GPa
stal	A-II	$R_a =$	295	MPa	$E_a =$	210	GPa

otulenie dla płyt pomostowych

 $c =$ 0,025 m.

średnica zbrojenia

 $d =$ 0,014 m.

przyjęta prędkość karbonizacji

1,666667 mm/rok

okres w jakim zbrojenie było chronione przez beton

15 lat

rok budowy

1977 r

rok wykonania ekspertyzy

2002 r

wiek betonu

25 lat

okres w którym stal nie jest chroniona przez beton

10 lat

przyjęta prędkość korozji odsłoniętych prętów

0,0806 mm/rok

średnica w chwili obecnej

0,0132 m

wysokość przekroju

 $h =$ 0,190 m.

szerokość przekroju

 $b =$ 1,000 m.

odległość środka ciężkości pręta od krawędzi przekroju

 $a =$ 0,031597 m.

$$a = c + 0,5 \cdot d$$

stosunek modułów sprężystości

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

 $n =$ 6,069

wysokość użyteczna przekroju

$$h_1 = h - a$$

 $h_1 =$ 0,158 m.

ilość zbrojenia:

5,33

 ϕ

13,194

(100cm / 18,75cm)

pole przekroju jednego pręta

 $A_{a1} =$ 1,3672 cm²

przekrój zbrojenia

 $A_{a rz} =$ 7,29 cm²

wysokość strefy ściskanej

 $x_{1 rz} =$ 0,03327 m

$$x_{1 rz} = n \cdot \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h_1}{n \cdot A_a}} - 1 \right)$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność betonu

$$M = \frac{R_b}{2} \cdot b \cdot x_{1 rz} \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1 rz}}{3} \right) \quad 49,50 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność stali

$$M = R_a \cdot A_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1 rz}}{3} \right) \quad 31,67 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój

31,67 kNm

Przekrój osłabiony korozją betonu

beton	B-35	$R_b =$	20,2	MPa	$E_b =$	34,6	GPa
stal	A-II	$R_a =$	295	MPa	$E_a =$	210	GPa

otulenie dla płyt pomostowych $c =$ 0,025 m.

średnica zbrojenia $d =$ 0,014 m.

wysokość przekroju (założono że zmniejszyła się wysokość przekroju o 1cm)

$h =$ 0,180 m.

szerokość przekroju

$b =$ 1,000 m.

odległość środka ciężkości pręta od krawędzi przekroju

$a =$ 0,032 m.

$$a = c + 0,5 \cdot d$$

stosunek modułów sprężystości

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

$n =$ 6,069

wysokość użyteczna przekroju

$$h_1 = h - a$$

$h_1 =$ 0,148 m.

ilość zbrojenia:

5,33

ϕ

14

(100cm / 18,75cm)

pole przekroju jednego pręta

$A_{a1} =$ 1,5393 cm²

przekrój zbrojenia

$A_{arz} =$ 8,20 cm²

wysokość strefy ściskanej

$x_{1rz} =$ 0,033735 m

$$x_{1rz} = n \cdot \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h_1}{n \cdot A_a}} - 1 \right)$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność betonu

$$M = \frac{R_b}{2} \cdot b \cdot x_{1rz} \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 46,60 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność stali

$$M = R_a \cdot A_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 33,10 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój

33,10 kNm

Przekrój osłabiony korozją stali i betonu

beton	B-35	$R_b =$	20,2	MPa	$E_b =$	34,6	GPa
stal	A-II	$R_a =$	295	MPa	$E_a =$	210	GPa

otulenie dla płyt pomostowych

c= 0,025 m.

średnica zbrojenia

d= 0,014 m.

przyjęta prędkość karbonizacji

1,666667 mm/rok

okres w jakim zbrojenie było chronione przez beton

15 lat

rok budowy

1977 r

rok wykonania ekspertyzy

2002 r

wiek betonu

25 lat

okres w którym stal nie jest chroniona przez beton

10 lat

przyjęta prędkość korozji odsłoniętych prętów

0,0806 mm/rok

średnica w chwili obecnej

0,0132 m

wysokość przekroju (założono że zmniejszyła się wysokość przekroju o 1cm)

h= 0,180 m.

szerokość przekroju

b= 1,000 m.

odległość środka ciężkości pręta od krawędzi przekroju

a= 0,031597 m.

$$a = c + 0,5 \cdot d$$

stosunek modułów sprężystości

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

n= 6,069

wysokość użyteczna przekroju

$$h_1 = h - a$$

h₁= 0,148 m.

ilość zbrojenia:

5,33	φ	13,194
------	---	--------

 (100cm / 18,75cm)

pole przekroju jednego pręta

A_{a1}= 1,3672 cm²

przekrój zbrojenia

A_{arz}= 7,29 cm²

wysokość strefy ściskanej

x_{1rz}= 0,032078 m

$$x_{1rz} = n \cdot \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h_1}{n \cdot A_a}} - 1 \right)$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność betonu

$$M = \frac{R_b}{2} \cdot b \cdot x_{1rz} \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 44,62 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój z uwagi na nośność stali

$$M = R_a \cdot A_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3} \right) \quad 29,60 \text{ kNm}$$

Moment jaki jest w stanie przenieść przekrój

29,60 kNm

7.5 Sprawdzenie warunku nośności i wnioski z obliczeń

Tab. 8. Momenty charakterystyczne i obliczeniowe dla różnych kombinacji obciążeń [kNm].

Stan istniejący bez chodnika (z barierą)				Stan po zamontowaniu ekranu bez chodnika (z barierą)			
kombinacja podstawowa $\Sigma=10,78$				kombinacja podstawowa $\Sigma=23,74$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,93	1,5	7,40	dg	13,38	1,5	20,07
tłum	0,49	1,3	0,63	tłum	0,71	1,3	0,92
kombinacja dodatkowa 1 $\Sigma=10,73$				kombinacja dodatkowa 1 $\Sigma=28,36$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,93	1,5	7,40	dg	13,38	1,5	20,07
tłum	0,49	1,2	0,58	tłum	0,71	1,2	0,85
wiatr 1	0,00	1,2	0,00	wiatr 1	3,91	1,2	4,69
kombinacja dodatkowa 2 $\Sigma=10,15$				kombinacja dodatkowa 2 $\Sigma=32,2$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,93	1,5	7,40	dg	13,38	1,5	20,07
tłum	0,00	1,2	0,00	tłum	0,00	1,2	0,00
wiatr 2	0,00	1,2	0,00	wiatr 2	7,81	1,2	9,38
kombinacja wyjątkowa $\Sigma=31,17$				kombinacja wyjątkowa $\Sigma=48,14$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,93	1,5	7,40	dg	13,38	1,5	20,07
wiatr 1	0,00	1,1	0,00	wiatr 1	3,91	1,1	4,30
S lub B	19,11	1,1	21,02	S lub B	19,11	1,1	21,02

Stan istniejący z chodnikiem (bez bariery)				Stan po zamontowaniu ekranu z chodnikiem (bez bariery)			
kombinacja podstawowa $\Sigma=12,07$				kombinacja podstawowa $\Sigma=25,58$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,74	1,5	7,12	dg	13,19	1,5	19,79
tłum	1,69	1,3	2,20	tłum	2,34	1,3	3,04
kombinacja dodatkowa 1 $\Sigma=11,9$				kombinacja dodatkowa 1 $\Sigma=30,03$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,74	1,5	7,12	dg	13,19	1,5	19,79
tłum	1,69	1,2	2,03	tłum	2,34	1,2	2,80
wiatr 1	0,00	1,2	0,00	wiatr 1	3,91	1,2	4,69
kombinacja dodatkowa 2 $\Sigma=9,87$				kombinacja dodatkowa 2 $\Sigma=31,91$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,74	1,5	7,12	dg	13,19	1,5	19,79
tłum	0,00	1,2	0,00	tłum	0,00	1,2	0,00
wiatr 2	0,00	1,2	0,00	wiatr 2	7,81	1,2	9,38
kombinacja wyjątkowa $\Sigma=30,89$				kombinacja wyjątkowa $\Sigma=47,86$			
	M_{ch}	γ_f	M_{obl}		M_{ch}	γ_f	M_{obl}
g	2,30	1,2	2,75	g	2,30	1,2	2,75
dg	4,74	1,5	7,12	dg	13,19	1,5	19,79
wiatr 1	0,00	1,1	0,00	wiatr 1	3,91	1,1	4,30
S	19,11	1,1	21,02	S	19,11	1,1	21,02

Tab. 9. Maksymalne momenty, jakie jest w stanie przenieść przekrój.

Nośności			
$M_{\max}$	$M_{\max a}$	$M_{\max b}$	$M_{\max ab}$
35,42	31,67	33,10	29,60

Sprawdzenie warunku nośności dla stanu istniejącego

$M_{\max}$	31,2	<	35,4	(88%)	gdy nie zaszła korozja
$M_{\max a}$	31,2	<	31,7	(98,4%)	gdy zaszła korozja stali
$M_{\max b}$	31,2	<	33,1	(94,2%)	gdy zaszła korozja betonu
$M_{\max ab}$	31,2	przekroczenie	29,6	(105,3%)	gdy zaszła korozja stali i betonu

Sprawdzenie warunku nośności dla stanu z zamontowanym ekranem

$M_{\max}$	48,1	przekroczenie	35,4	(135,8%)	gdy nie zaszła korozja
$M_{\max a}$	48,1	przekroczenie	31,7	(152%)	gdy zaszła korozja stali
$M_{\max b}$	48,1	przekroczenie	33,1	(145,4%)	gdy zaszła korozja betonu
$M_{\max ab}$	48,1	przekroczenie	29,6	(162,6%)	gdy zaszła korozja stali i betonu

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że dla zamontowania ekranu konieczne będzie dozbrojenie wspornika. Można do tego celu wykorzystać zbrojenie planowanej, nowej warstwy ochronno-spadkowej w niewielkim stopniu wzmocnione w rejonie wspornika. W dalszym etapie obliczeń wyznaczono potrzebne zbrojenie i obliczono nośność przekroju po wzmocnieniu.

Wymagany przekrój dodatkowego zbrojenia									
beton	B-35	$R_b =$	20,2	MPa	$E_b =$	34,6 GPa			
stal	A-II	$R_a =$	295	MPa	$E_a =$	210 GPa			
wymagane otulenie dla płyt pomostowych		$c =$	0,025	m.					
średnica zbrojenia istniejącego			0,0132	m.					
wysokość przekroju istniejącego			0,190	m.					
grubość dodanej warstwy		$h_{ww} =$	0,050	m.					
wysokość przekroju po dodaniu warstwy wyrównawczej		$h =$	0,240						
szerokość przekroju		$b =$	1,000	m.					
liczba prętów istniejących			5,330	szt/m					
przewidywana liczba prętów dodatkowych			4,000	szt/m					
średnica zbrojenia dodanego			0,012						
odległość środka ciężkości prętów od krawędzi przekroju		$a =$	0,062	m.					
moment zginający		$M =$	48,14	kNm					
		$M =$	0,04814	MNm					
stosunek modułów sprężystości	$n = \frac{E_a}{E_b}$	$n =$	6,069						
wysokość użyteczna przekroju	$h_1 = h - a$	$h_1 =$	0,178	m.					
wysokość strefy ściskanej	$x_1 = \frac{n \cdot R_b}{n \cdot R_b + R_a} \cdot h_1$	$x_1 =$	0,052302	m.					
potrzebne pole przekroju zbrojenia	$A_a = \frac{M}{R_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_1}{3}\right)}$	$A_a =$	10,15	cm ²					
przyjęta ilość nowego zbrojenia:	<table><tr><td>4</td><td>ϕ</td><td>12</td></tr></table>			4	ϕ	12			
4	ϕ	12							
pole przekroju jednego nowego pręta		$A_{a1} =$	1,1309	cm ²					
pole przekroju jednego istniejącego pręta			1,3672	cm ²					
rzeczywisty przekrój zbrojenia (stare + nowe)		$A_{arz} =$	11,81	cm ²					
rzeczywista wysokość strefy ściskanej]		$x_{1rz} =$	0,0438762	m					
$x_{1rz} = n \cdot \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h_1}{n \cdot A_a}} - 1 \right)$									
Sprawdzenie naprężeń.									
$\sigma_{bmax} = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x_{1rz} \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3}\right)} \quad \sigma_{amax} = \frac{M}{A_a \cdot \left(h_1 - \frac{x_{1rz}}{3}\right)}$									
$\sigma_{bmax} =$	13,4	MPa	<	$R_b =$	20,2	MPa			
$\sigma_{amax} =$	249,2	MPa	<	$R_a =$	295,0	MPa			

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można wyciągnąć następujące wnioski:

- dla kombinacji podstawowej stanu istniejącego nie ma zagrożenia przekroczenia nośności wspornika,
- dla kombinacji wyjątkowej (najechanie pojazdu na chodnik), w przypadku założonego osłabienia przekroju stali zbrojeniowej oraz betonu wspornika w wyniku korozji następuje przekroczenie SGN wspornika już dla istniejącego obciążenia bez ekranu,
- możliwe jest zamontowanie dodatkowego ekranu pod warunkiem wzmocnienia go dodatkowymi prętami o średnicy 12 mm w rozstawie 25 cm, ułożonymi w nowej, zespolonej warstwie ochronno-spadkowej, o minimalnej grubości 5 cm,
- ponieważ przekroczenia warunku nośności są stosunkowo niewielkie, istnieje realna możliwość odpowiedniego wzmocnienia wspornika podczas kapitalnego remontu.

8. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE NOŚNOŚĆ GRANICZNĄ

8.1 Założenia

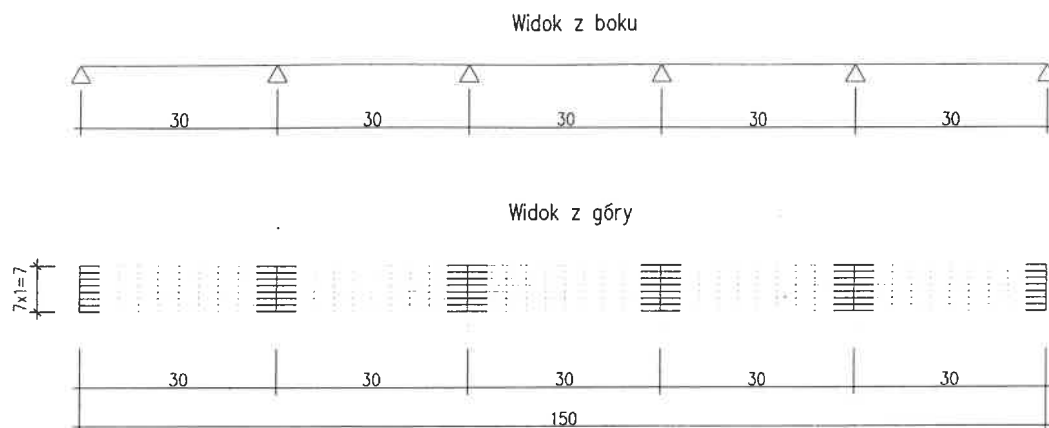
W celu określenia aktualnych współczynników bezpieczeństwa w najbardziej uszkodzonych korozją przęsłach, wykonano sprawdzające obliczenia nośności granicznej wg normy [18]. Dodatkową przesłanką o celowości tych obliczeń była informacja podana w [25] o 20% przekroczeniu ugięć sprężystych w czasie próbnego obciążenia.

Nośność graniczną potraktowano tutaj jako wartość siły wewnętrznej wywołującej w elemencie sprężonym zniszczenie w postaci wyczerpania nośności strefy rozciąganej lub strefy ściskanej betonu. Sprawdzenie wykonano w trzech przekrojach Segmentu I: środek przęsła 11a, środek przęsła 12a i nad podporą 13a. Niestety okazało się, że dokumentacja archiwalna Segmentu I zawiera omyłkowo rysunek układu sprężenia dla Segmentu III, a rysunek dla Segmentu I zaginął. Pomimo, że rozpiętości przęseł i przekroje tych segmentów są identyczne, to jednak różnią się one układem kabli. W Segmencie I, który był wykonywany jako pierwszy, zastosowano 25% kabli długich i 75% krótkich. We wszystkich innych segmentach stosowano już tylko kable długie. Z konieczności przyjęto układ sprężenia i zbrojenia jak dla Segmentu III. Nie powinno to mieć jednak dużego znaczenia, gdyż ilość sprężenia przy podobnym wyężeniu powinna być bardzo podobna.

Obliczenia wykonano programem Robot Millenium, natomiast rysunki i dane przygotowano za pomocą programu BestCAD.

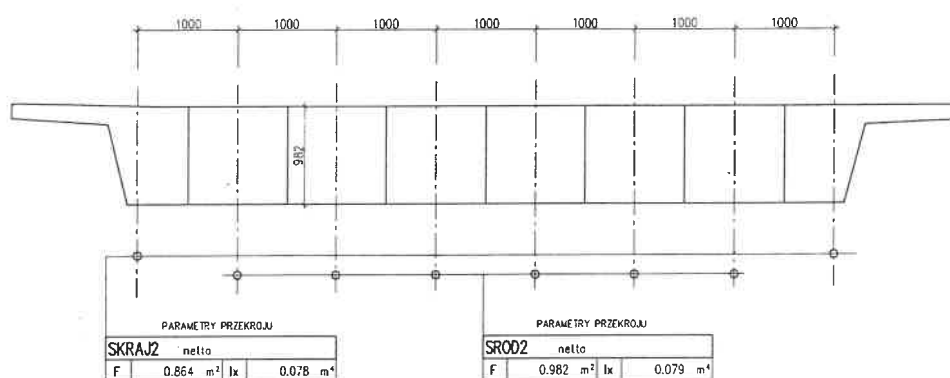
8.2 Schemat statyczny i sztywności prętów

Schematem statycznym przyjętym do obliczeń statycznych jest pięcioprzęsłowy ruszt o rozpiętościach 5x30,0 m (Rys. 7.). Pręty podłużne biegną wzdłuż środka ciężkości obszarów betonu pomiędzy rurami „spiro”. Pręty poprzeczne rozmieszczono w odstępach 3,0 m. Przekroje poprzeczne wszystkich grup prętów pokazano na Rys. 8. W rejonie podpór zastosowano przekroje pełne, po 3,0 m w każdą stronę. Zróznicowano też sztywność prętów z uwagi na zastosowanie różnych betonów [2], [24]. Po 6,0 m w obie strony od podpór przyjęto beton o module sprężystości 36,0 GPa, natomiast w częściach przęsłowych – 16 GPa.

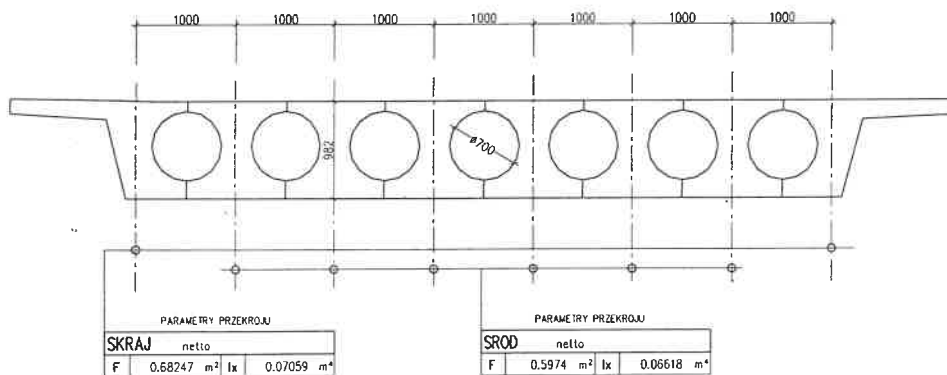


Rys. 7. Schemat statyczny rusztu

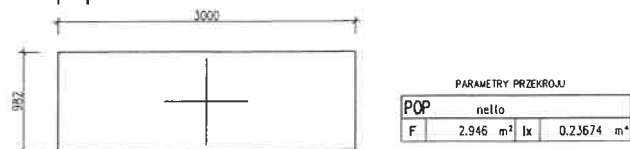
Przekrój poprzeczny płyty nad podporą



Przekrój poprzeczny płyty w przęśle



poprzecznicą



Rys. 8. Przekroje poprzeczne prętów rusztu.

8.3 Zestawienie i schematy obciążeń

Obciążenia przyjęte w obliczeniach obejmują ciężar własny, ciężar dodatkowy (wyposażenie) oraz ciężar użytkowy przyjęty na podstawie normy [17] odpowiadający klasie C obciążenia taboru samochodowym. Przy tej klasie ciężar pojazdu dopuszczonego do eksploatacji po obiekcie wynosi 30 ton i jest taki sam, na jaki estakada była projektowana wg normy [16]. Zgodnie z klasą C ciągnik ma ciężar 400 kN, natomiast tabor $q = 1,6 \text{ kN/m}^2$. Wyliczono również współczynnik dynamiczny dla ciągnika K równy 1,20. Oprócz tego przyjęto również obciążenie chodnika służbowego o wartości $1,5 \text{ kN/m}^2$. Obciążenie użytkowe zostało ustawione w trzech przypadkach mających na celu wyznaczenie największych momentów przęsłowych w przęsłach 11 i 12 oraz podporowego nad podporą 13.

Z uwagi na zastosowanie różnych betonów przyjęto również różne ich ciężary właściwe. Wartości te dobrano na podstawie dokumentacji momentów badań laboratoryjnych wykonywanych na próbkach betonu, powiększonych o 2 kN/m^3 z uwagi na zbrojenie. Dla betonu zwykłego $R_w=400$ przyjęto $24+2=26,0 \text{ kN/m}^3$, a dla betonu lekkiego $R_w=300$ przyjęto $18+2=20,0 \text{ kN/m}^3$.

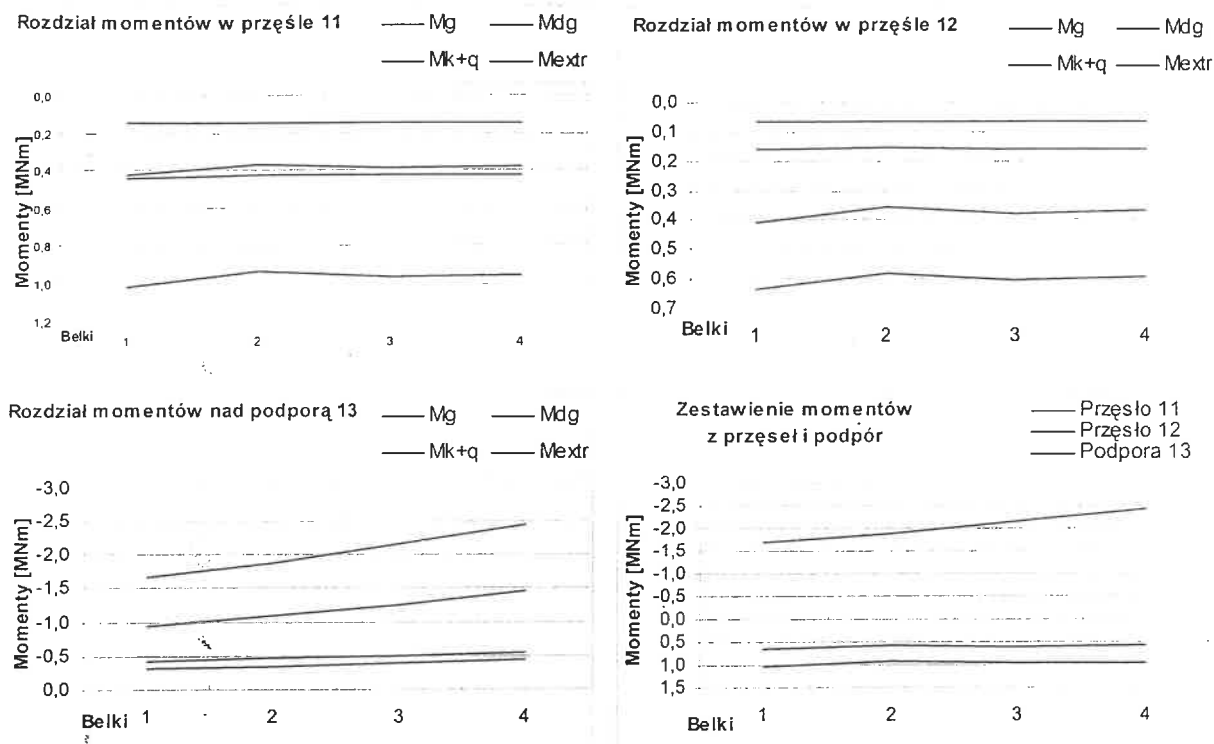
Ciężar dodatkowy wyposażenia mostu zawiera ciężar nawierzchni i izolacji o wartości $2,44 \text{ kN/m}$, przykładany na wszystkie pręty podłużne oraz ciężar zabudowy chodnika, balustrady i bariery o wartości $8,78 \text{ kN/m}$, przykładany tylko na skrajne pręty podłużne.

8.4 Wartości momentów zginających

Na podstawie obliczeń statycznych wyznaczono wartości charakterystycznych momentów zginających w trzech wybranych przekrojach, oddzielnie dla każdej belki podłużnej. Wartości te zestawiono w Tab. 10 oraz zilustrowano wykresami pokazującymi jak wygląda rozdział poprzeczny momentów ().

Tab. 10. Wartości charakterystycznych momentów zginających.

Belki	Momenty zginające char. [MNm]			
	Mg	Mdg	Mk+q	Mextr
przęsła 11				
1	0,448	0,150	0,424	1,022
2	0,425	0,148	0,369	0,942
3	0,427	0,149	0,392	0,968
4	0,429	0,149	0,379	0,957
				3,889
przęsła 12				
1	0,163	0,063	0,411	0,637
2	0,157	0,065	0,357	0,579
3	0,159	0,066	0,380	0,604
4	0,160	0,066	0,367	0,593
				2,413
podpory 13				
1	-0,947	-0,314	-0,414	-1,675
2	-1,086	-0,344	-0,458	-1,888
3	-1,264	-0,392	-0,506	-2,162
4	-1,453	-0,442	-0,546	-2,440
				-8,165



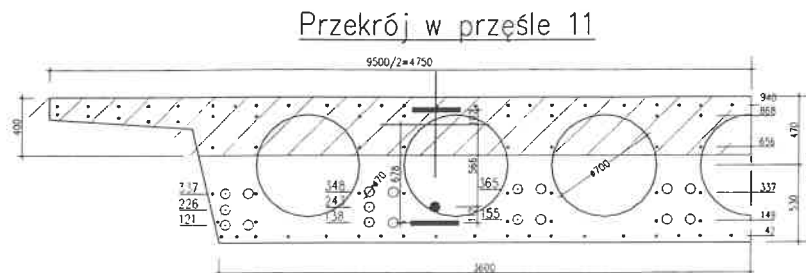
Rys. 9. Wykresy rozdziału poprzecznego momentów zginających dla poszczególnych belek.

8.5 Wyznaczenie współczynników bezpieczeństwa

Różnice wartości momentów pomiędzy poszczególnymi belkami, wynikające współczynników rozdziału poprzecznego, nie przekraczają 10%. Dlatego też zdecydowano się dalsze obliczenia prowadzić tylko dla połowy szerokości przekroju poprzecznego estakady, a nie dla każdej belki osobno.

Przy wyznaczaniu współczynników bezpieczeństwa przyjęto, że dla zastosowanych klas betonu względna wysokość umownej strefy ściskanej betonu nie może przekraczać wartości granicznej $0,45 h_1$, gdzie $h_1 = 0,90$ m. Aby uwzględnić aktualny stan techniczny elementów konstrukcyjnych przekroju poprzecznego w Segmencie I zmniejszono średnice sprężenia i stali zbrojeniowej w podobny sposób jak przy obliczeniu nośności wspornika podchodnikowego (p. 7.4). Zmniejszono jednak prędkość korozji prętów, gdyż akurat w analizowanych przekrojach nie są one jeszcze w całości odsłonięte. Prędkość ta została określona na poziomie 0,05 na rok. Powoduje to zmniejszenie średnicy prętów $\varnothing 14$ do 13,5 mm oraz jednej liny $\varnothing 15,5$ do 15,45 mm. Odpowiednio daje to następujące przekroje poprzeczne: pręty zbrojeniowe $1,43 \text{ cm}^2$, kable sprężające $7 \times 1,81 = 12,67 \text{ cm}^2$.

- wytrzymałość char stali sprężającej klasy II	R_{pk} 1471 MPa
- wytrzymałość char. stali zbrojeniowej 18G2	R_{ak} 355 MPa
- wytrzymałość char. betonu na ściskanie B27	R_{bk} 20.6 MPa
- wsp. współpracy ciągną z betonem	c 1

8.5.1 Przekrój środkowy w prześle 11

Rys. 10. Układ zbrojenia i kabli sprężających w przekroju środkowym prześła 11.

- moment char. max z układu P bez sprężenia $M_k = 3.889 \text{ MNm}$

Nośność strefy rozciąganej

- | | | |
|---------------------------------------|--|--|
| - przekrój stali spręż. | $A_D = 18 \cdot 12.67 \cdot 10^{-4}$ | $A_n = 0.02281 \text{ m}^2$ |
| - przekrój stali zbroj. strefy rozc. | $A_a = 35 \cdot 1.43 \cdot 10^{-4}$ | $A_a = 5.00500 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ |
| - przekrój stali zbroj. strefy ścisk. | $A_{ac} = 37 \cdot 1.43 \cdot 10^{-4}$ | $A_{ac} = 5.291 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ |

Pole przekroju strefy ścisk. betonu (przy zał., że wzgl. wysokość strefy ścisk. betonu jest mniejsza od $0.40 h_1$).

$$A_{bc} = \frac{1}{R_{bk}} \cdot c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a + R_{ak} \cdot A_{ac} \quad A_{bc} = 1.806 \text{ m}^2 \quad (x < 0.40 h_1)$$

- moment stat. pola przekroju stali spręż. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu

$$S_p = A_p \cdot 0.566 \quad S_p = 0.01291 \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu

$$S_a = A_a \cdot 0.678 \quad S_a = 3.39339 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.102 \quad S_{ac} = 5.397 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Moment niszczący odpowiadający wyczerpaniu nośności strefy rozciąganej

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{ns} = 20.384 \text{ MNm}$$

Globalny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie rozciąganej

$$s_2 = \frac{M_{ns}}{M_k} \quad s_2 = 5.242 > 2.0$$

Nośność strefy ściskanej

- moment stat. pola przekroju betonu sciskanego wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_b = A_{bc} \cdot 0.566 \quad S_b = 0.954 \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_a = A_a \cdot 0.112 \quad S_a = 5.606 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.668 \quad S_{ac} = 3.534 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

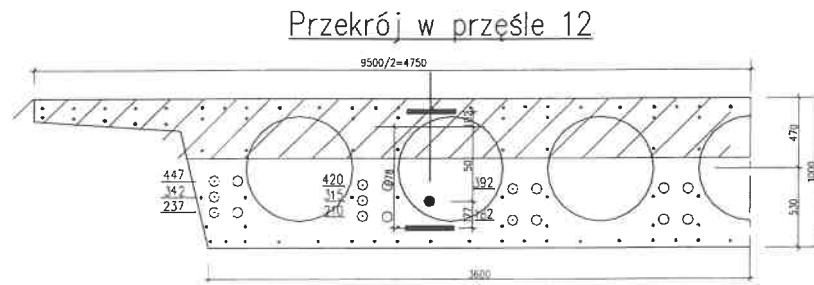
Moment niszczący odpowiadający zmięczeniu betonu strefy ściskanej

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_a + R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{nb} = 21.112 \text{ MNm}$$

Globalny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie ściskanej betonu

$$s_3 = \frac{M_{nb}}{M_k} \quad s_3 = 5.429 > 2.4$$

8.5.2 Przekrój środkowy w prześle 12



Rys. 11. Układ zbrojenia i kable sprężające w przekroju środkowym prześła 11.

- moment char. max z układu P bez sprężenia $M_k = 2.413 \text{ MNm}$

Nośność strefy rozciąganej

- przekrój stali spręż. $A_p = 18 \cdot 12.67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_n = 0.02281 \text{ m}^2$
- przekrój stali zbroj. strefy rozc. $A_a = 35 \cdot 1.43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_a = 5.00500 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- przekrój stali zbroj. strefy ścisk. $A_{ac} = 37 \cdot 1.43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{ac} = 5.291 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

Pole przekroju strefy ścisk. betonu (przy zal., ze wzgl. wysokość strefy ścisk. betonu jest mniejsza od $0.40 h_1$).

$$A_{bc} = \frac{1}{R_{bk}} \cdot c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a + R_{ak} \cdot A_{ac} \quad A_{bc} = 1.806 \text{ m}^2 \quad (x < 0.40 h_1)$$

- moment stat. pola przekroju stali spręż. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu $A_{bc} = 1.686 \text{ m}^2$

$$S_p = A_p \cdot 0.501 \quad S_p = 0.01143 \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu

$$S_a = A_a \cdot 0.678 \quad S_a = 3.39339 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. sr. strefy ścisk. betonu

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.102 \quad S_{ac} = 5.397 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Moment niszcący odpowiadający wyczerpaniu nośności strefy rozciąganej

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a + R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{ns} = 18.204 \text{ MNm}$$

Główny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie rozciąganej

$$s_2 = \frac{M_{ns}}{M_k} \quad s_2 = 7.544 > 2.0$$

Nośność strefy ściskanej

- moment stat. pola przekroju betonu ściskanego wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_b = A_{bc} \cdot 0.501 \quad S_b = 0.845 \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_a = A_a \cdot 0.177 \quad S_a = 8.859 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. sr. ciezk. stali spręż.

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.603 \quad S_{ac} = 3.190 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Moment niszcący odpowiadający zmięczeniu betonu strefy ściskanej

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_a + R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{nb} = 18.848 \text{ MNm}$$

Główny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie ściskanej betonu

$$s_3 = \frac{M_{nb}}{M_k} \quad s_3 = 7.811 > 2.4$$

8.5.3 Przekrój nad podporą 13

Rys. 12. Układ zbrojenia i kabli sprężających w przekroju nad podporą 13.

- moment char. max z układu P bez sprężenia M_k 8.165 MNm

Nośność strefy rozciąganej

- przekrój stali spręż.	A_p	$16 \cdot 12.67 \cdot 10^4$	$A_p = 0.02027$	m^2
- przekrój stali zbroj. strefy rozc.	A_a	$35 \cdot 1.43 \cdot 10^4$	$A_a = 5.00500 \cdot 10^3$	m^2
- przekrój stali zbroj. strefy ścisk.	A_{ac}	$37 \cdot 1.43 \cdot 10^4$	$A_{ac} = 5.291 \cdot 10^3$	m^2

Pole przekroju strefy ścisk. betonu (przy zał... że wzgl. wysokość strefy ścisk. betonu jest mniejsza od $0.40 h_1$).

$$A_{bc} = \frac{1}{R_{bk}} \cdot c \cdot R_{pk} \cdot A_p + R_{ak} \cdot A_a - R_{ak} \cdot A_{ac} \quad A_{bc} = 1.625 \quad m^2 \quad (x < 0.40 h)$$

- moment stat. pola przekroju stali spręż. wzgl. środka strefy ścisk. betonu $A_{bc} = 1.459 \quad m^2$

$$S_p = A_p \cdot 0.657 \quad S_p = 0.01332 \quad m^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. środka strefy ścisk. betonu

$$S_a = A_a \cdot 0.700 \quad S_a = 3.50350 \cdot 10^{-3} \quad m^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. środka strefy ścisk. betonu

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.080 \quad S_{ac} = 4.233 \cdot 10^{-4} \quad m^3$$

Moment niszcący odpowiadający wyczerpaniu nośności strefy rozciąganej

$$M_{ns} = c \cdot R_{pk} \cdot S_p + R_{ak} \cdot S_a - R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{ns} = 20.986 \quad MNm$$

Globalny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie rozciąganej

$$s_2 = \frac{M_{ns}}{M_k} \quad s_2 = 2.570 > 2.0$$

Nośność strefy ściskanej

- moment stat. pola przekroju betonu ściskanego wzgl. środka ciężk. stali spręż.

$$S_b = A_{bc} \cdot 0.657 \quad S_b = 0.959 \quad m^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy rozc. wzgl. środka ciężk. stali spręż.

$$S_a = A_a \cdot 0.042 \quad S_a = 2.102 \cdot 10^{-4} \quad m^3$$

- moment stat. pola przekroju stali zbroj. strefy ścisk. wzgl. środka ciężk. stali spręż.

$$S_{ac} = A_{ac} \cdot 0.737 \quad S_{ac} = 3.899 \cdot 10^{-3} \quad m^3$$

Moment niszcący odpowiadający zmiążdżeniu betonu strefy ściskanej

$$M_{nb} = R_{bk} \cdot S_b + R_{ak} \cdot S_a - R_{ak} \cdot S_{ac} \quad M_{nb} = 21.205 \quad MNm$$

Globalny wsp. bezpieczeństwa ze wzgl. na wyczerpanie nośności w strefie ściskanej betonu

$$s_3 = \frac{M_{nb}}{M_k} \quad s_3 = 2.597 > 2.4$$

8.6 Wnioski z obliczeń

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że mimo przyjętego na początku założenia, nakazującego zmniejszenie przekroju poprzecznego prętów zbrojeniowych i kabli sprężających z powodu korozji, jaka mogła wystąpić przez ostatnie 10 lat, nie zostały jeszcze przekroczone współczynniki bezpieczeństwa z uwagi na nośność graniczną rozumianą w świetle normy [18]. W zestawiono wszystkie wyznaczone współczynniki. Widać, że najmniejsze zapasy występują w przekroju podporowym, natomiast przekroje przęsłowe posiadają znacznie większe rezerwy.

Tab. 11. Wyznaczone wartości współczynników bezpieczeństwa

	Współczynniki bezpieczeństwa z uwagi na	
	wyczerpanie nośności strefy rozciąganej	wyczerpanie nośności strefy ściskanej betonu
Przęsło 11	5,2	5,4
Przęsło 11	7,5	7,8
Podpora 13	2,6	2,6
Dopuszczalne	2,0	2,4

9. ZAKRES PRAC REMONTOWYCH

9.1 Uwagi ogólne

Omawiając zakres prac remontowych, temat remontu estakady podzielono na dwa zasadnicze zadania: utrzymanie pełnej sprawności technicznej obiektu przy zapewnionej trwałości oraz przywrócenie estetycznego wyglądu. Po przeprowadzonej analizie stanu technicznego (p. 6) okazuje się, że wykonanie prac mających na celu zapewnienie pełnej sprawności technicznej będzie tak daleko zaawansowane, że wypełni też potrzeby estetycznego wyglądu. Mimo to, biorąc pod uwagę lokalizację samej estakady i związane z nią emocje, osobno potraktowano również kwestię jej wyglądu.

W skrócie przebieg remontu polegać będzie na:

- 1) zdjęcie wszystkich warstw nawierzchni i izolacji,
- 2) demontaż barier elementów balustrady,
- 3) skucie elementów chodnika i gzymsów oraz usunięcie występów w konstrukcji wspornika,
- 4) oczyszczenie powierzchni płyty pomostowej i usunięcie skorodowanego betonu,
- 5) wykonanie nowej warstwy betonu ochronno-spadkowego zespolonego ze starym betonem, zapewniającym szczelność, równość i odpowiednie spadki poprzeczne płyty,
- 6) wymiana istniejących urządzeń dylatacyjnych na nowe,
- 7) montaż nowych wpustów,
- 8) ułożenie nowej izolacji wraz z systemem odprowadzenia wody z izolacji,
- 9) wykonanie nowej zabudowy chodnika i gzymsów,
- 10) montaż barier i balustrady,
- 11) ułożenie nowej nawierzchni na jezdni i chodnikach,
- 12) naprawa ubytków i rys w konstrukcji płyty, filarów i przyczółków,
- 13) zamontowanie systemu sączków do odprowadzania wody z rur „spiro”,
- 14) wykonanie izolacji pionowej na skrzydłach przyczółków oraz drenażu zasypki przestrzeni między skrzydłami,
- 15) oczyszczenie i konserwacja łożysk,
- 16) zabezpieczenie przez iniekcję żywiczną powstałych w konstrukcji rys oraz odsłoniętych kanałów kablowych,
- 17) naprawa uszkodzonych powierzchni zewnętrznych betonu systemem zapraw niskoskurczowych,
- 18) pokrycie betonu powłokami ochronnymi i antygraffiti.

9.2 Prace remontowe mające na celu utrzymanie sprawności technicznej obiektu

9.2.1 Wymiana izolacji i nawierzchni jezdni oraz chodników

Ponieważ zalecana jest wymiana wszystkich warstw nawierzchni należy również wykonać korektę profilu poprzecznego. Na odnowionej elementach wyrównanej powierzchni płyty należy ułożyć nową izolację. Jednak przed przystąpieniem do układania izolacji należy poprawić źle wykształcone spadki poprzeczne, wyrównać podłoże, opracować zabezpieczenie przed odrywaniem izolacji przy gzymsach i rozwiązać połączenie izolacji z kratkami ściekowymi i urządzeniami dylatacyjnymi.

Podłoże betonowe, na którym ma być układana izolacja (nowa warstwa ochronno-spadkowa) powinno być równe, suche i odpowiednio wytrzymałe. Istniejące występy pod chodnikami należy zniwelować. Izolacja powinna charakteryzować się całkowitą szczelnością i odpowiednią wytrzymałością, całkowitą i dobrą przyczepnością do podłoża i nawierzchni. Przy układaniu nowej izolacji należy uwzględnić konieczność odprowadzania wody z jej powierzchni przez system drenażu z geowłókniny oraz sączków.

Zaleca się by miejsca połączenia nawierzchni asfaltowej z krawężnikami konstruować w odpowiedni sposób stosując:

- wzmacnianie izolacji w tym miejscu na szerokości ok. 30 cm,
- wypełnianie szczeliny pomiędzy krawężnikiem elementów nawierzchnią masą zalewową, kitem uszczelniającym, zachowując dobrą przyczepność elementów dużą odkształcalność w czasie,
- zastosowanie kształtek o dużej odkształcalności, umożliwiając swobodne kształtowanie szczeliny pomiędzy krawężnikiem a nawierzchnią,
- wykształcenie, w przyległym do krawężnika pasie jezdni (o szerokości 20 do 30 cm) powrotnego spadku poprzecznego (tzw. przeciwsfadek),
- zamontowanie systemu odwodnienia estakady zgodnego elementów wymaganiami [15].

9.2.2 Naprawa elementów odwodnienia

O sprawnym odwodnieniu pomostu decydują dwa podstawowe czynniki: szybki spływ wody za obiekt lub do urządzeń odwadniających elementów odpowiednia konstrukcja, liczba, powierzchnia elementów drożność urządzeń odwadniających.

Przy remoncie obiektu należy zmodyfikować spadki poprzeczne, tak, aby wykształcić przeciwspadki na chodnikach oraz kontrolować niweleta podłużną nawierzchni, aby nie doprowadzić do jej „spłaszczenia”.

Konstrukcja wpustów powinna być dwuczęściowa z „czyszczakami”, co ułatwia jego czyszczenie, mieć pionowe otwory na wysokości izolacji, co umożliwia odprowadzenie z jej powierzchni wody, która przesiąkła przez izolację oraz umożliwiać regulację wysokościową górnej części wpustu.

9.2.3 Naprawa elementów konstrukcji betonowych

Aby uzyskać dobrą skuteczność naprawy należy spełnić m.in. następujące warunki:

- struktura i skład chemiczny „starego” betonu nie mogą być korozjogenne tzn., że należy usunąć (skuć) uszkodzone warstwy, aż do „zdrowego” betonu w świetle wymagań technologii napraw powierzchniowych betonu,
- górna powierzchnia starego betonu musi być szorstka, by zagwarantować dobre zespolenie; na górnej powierzchni płyty oraz tam, gdzie to jest konieczne, należy zaprojektować stalowe elementy (trzpienie, siatki itp.), stanowiące łączniki między nowym i starym betonem,
- powierzchnia poddawana naprawie musi być przygotowana pod kątem przyjętej technologii naprawy,
- zdolność do deformacji warstwy naprawczej musi być większa od wymuszonych odkształceń.

Materiał stosowany do naprawy musi spełniać następujące wymagania:

- zbliżone cechy mechaniczne materiału stosowanego do naprawy do betonu naprawianej konstrukcji (skurcz, rozszerzalność cieplna, pełzanie, moduł sprężystości),
- zgodność chemiczną, polegającą m.in. na braku niekorzystnego oddziaływania na podłoże,
- dobrą przyczepność do podłoża,
- szczelność i dużą odporność na niekorzystne oddziaływanie środowiska,
- zdolność do aktywnej ochrony zbrojenia.

Na wymienione cechy mają wpływ następujące parametry mechaniczne materiałów: moduł sprężystości, graniczna odkształcalność, energia pęknięcia, współczynnik skurczu, zdolność dyfuzji pary wodnej.

Do naprawy konstrukcji betonowej należy wykorzystać jeden ze współczesnych, dostępnych systemów naprawczych posiadających dopuszczenie do stosowania w mostownictwie. Na taki system składa się:

- zabezpieczenie przed korozją stali zbrojeniowej,
- warstwa podkładowej (gruntującej),
- warstwa wypełniająca (betony cementowo-polimerowe),
- warstwa wyrównawcza,
- plastyczna warstwa ochronna.

Ogólnie technologia naprawy systemowej uszkodzonej konstrukcji polega na:

- usunięciu odprysków betonu i odsłonięciu zbrojenia,
- oczyszczeniu betonu i stali zbrojeniowej w celu usunięcia produktów korozji,
- pokryciu zbrojenia ochronną powłoką antykorozyjną,

- nałożeniu warstwy wiążącej (szczepnej),
- wypełnieniu ubytków betonu (reprofilacja),
- wyrównaniu powierzchni, zamknięciu pór (szpachlowanie),
- wykonaniu powierzchniowego zabezpieczenia betonu.

Czynności te należy przeprowadzić zgodnie z instrukcjami producentów systemu, a dobór systemu powinien uwzględniać aktualne dopuszczenie do stosowania w mostownictwie.

9.2.4 Urządzenia dylatacyjne i łożyska

Dylatacje są miejscem, które w czasie eksploatacji wymagają stałej kontroli i systematycznej konserwacji. Wpływają one również istotnie na komfort jazdy. W przypadku estakady w Chorzowie wadliwa praca urządzeń dylatacyjnych jest przyczyną wielu uszkodzeń korozyjnych sąsiadujących przęsł i podpór (p. 4). Zaleca się całkowity demontaż wszystkich urządzeń dylatacyjnych i naprawę skorodowanych krawędzi betonu w rejonie nisz dylatacyjnych. Są one w tej chwili mocno narażone na działanie chlorków przedostających się z nawierzchni przez nieszczelną izolację i samo urządzenie. Z uwagi na długi okres eksploatacji urządzeń dylatacyjnych bez konserwacji, zły stan techniczny oraz bardzo duże obciążenie estakady intensywnym ruchem pojazdów, należy zastosować nowe urządzenie. Przy montażu należy zwrócić uwagę na właściwe zakotwienie i oparcie urządzenia w betonie niszy dylatacyjnej oraz odpowiednie rozwiązanie połączenia z izolacją pomostu. Możliwe jest zastosowanie innego typu urządzeń dylatacyjnych np. z użyciem masy zalewowej o dużej odkształcalności, ale tylko w miejscach występowania niewielkich przemieszczeń w dylatacjach.

Wszystkie łożyska należy oczyścić i zakonserwować. W przypadku łożysk czasowych na filarach dodatkowo należy umożliwić stały dostęp do nich, w celu przeprowadzania późniejszych kontroli i konserwacji. Do tego konieczne jest zmodyfikowanie głowicy filarów tak, aby posiadały one wnękę do kontroli łożyska.

9.2.5 Bariery i balustrady

Całą barierę i balustradę należy zdemontować. Przed ponownym montażem należy wymienić uszkodzone elementy, a poręcz pokryć powłokami antykorozyjnymi. W celu poprawienia estetyki obiektu sugeruje się zamontowanie zupełnie nowej balustrady, o bardziej atrakcyjnym wyglądzie (patrz p. 9.3). Wzdłuż dylatacji podłużnej konieczne jest zamontowanie barieroporęczy lub przykrycie dylatacji kratkami pomostowymi.

9.3 Prace remontowe mające na celu przywrócenie estetycznego wyglądu obiektu

Większość prac mających na celu utrzymanie pełnej sprawności technicznej estakady, omówione w p. 9.2, służyć będą również przywróceniu jej estetycznego wyglądu. Są to:

- 1) uzupełnienie ubytków i naprawa powierzchniowa uszkodzonych elementów konstrukcji przęseł i podpór wg szczegółowego przedmiaru wykonanego w projekcie remontu,
- 2) ułożenie nowej nawierzchni jezdni i chodników,
- 3) wymiana na nowe gzymsów, barier i balustrady,
- 4) zabezpieczenie powierzchni betonu barwnymi powłokami ochronnymi i antygraffiti
- 5) montaż ekranów na zewnętrznych krawędziach estakady,
- 6) wykonanie barwnej nawierzchni epoksydowej na chodnikach.

Oprócz tego sugeruje się wykonanie studium programowo-przestrzennego w drodze konkursu architektonicznego mającego na celu:

- 1) wpisanie estakady w istniejącą przestrzeń urbanistyczną miasta,
- 2) określenie funkcji koniecznych i możliwych w celu maksymalnego scalenia obiektu z terenem (np. zagospodarowanie przestrzeni podmostowej, określenie dodatkowych funkcji, jakie mogą spełniać filary itp.),
- 3) właściwy dobór balustrad, ekranów, chodników zarówno w zakresie faktury jak i koloru,
- 4) wykonanie sztucznego oświetlenia estakady w celu jej ekspozycji w przestrzeni miasta jak i dla potrzeb ruchu kołowego.

Wizualizację niektórych fragmentów obiektu po remoncie pokazano na końcowej stronie niniejszego opracowania.

9.4 Określenie innych zagrożeń w stosunku do obiektu

Po przeprowadzeniu analizy stanu technicznego można wymienić następujące stwierdzone zagrożenia dla konstrukcji estakady:

- 1) zaawansowana korozja betonu i zbrojenia oraz sprężenia wielu fragmentów płyty nośnej przęseł, która powstała w wyniku działania wody opadowej przedostającej się do konstrukcji przez nieszczelną izolację,
- 2) dalsza progresja istniejących uszkodzeń korozyjnych przęseł i podpór, co grozi trwałym obniżeniem nośności estakady i skrócenie okresu jej przydatności eksploatacyjnej.

Inne zagrożenia, których nie stwierdzono w czasie analizy, ale które mogą ujawnić się w czasie remontu to:

- 1) zalegająca woda w rurach „spiro”,
- 2) korozja cięgien wewnętrznych oraz zbrojenia i cięgien przy górnej powierzchni płyty,
- 3) korozja betonu i stali w rejonie wpustów odwodnieniowych,
- 4) zniszczenia i zabrudzenia łożysk czasowych (uszkodzenia teflonu i płyt ślizgowych),
- 5) zagrożenia korozyjne wynikające z zastosowania lekkiego betonu i wprowadzonych siarczków wraz z cementem i kruszywem łupkoporytowym.

9.5 Koncepcja remontu

W oparciu o przeprowadzone w p. 6 analizy i wymienione w p. 9.2 konieczne do wykonania prace remontowe oraz kierując się potrzebą spełnienia wymagań postanowień Rozporządzenia [15], wykonano koncepcję remontu estakady. Rysunek Rys. 13. pokazuje proponowany wygląd przekroju poprzecznego po remoncie. Na końcu niniejszego opracowania zamieszczono dodatkowo fotorealistyczne wizualizacje będące małym studium kolorystyki i aspektów zastosowania ekranów na zewnętrznych krawędziach estakady.

9.5.1 Naprawa i wzmocnienie powierzchni płyty pomostowej i wsporników

Po zdjęciu wszystkich warstw starej nawierzchni i izolacji należy oczyścić betonową powierzchnię płyty pomostowej ze skorodowanego betonu. Miejsca, gdzie korozja dosięgła górne zbrojenie płyty, wewnętrzne rury „spiro” lub kable nad podporami, powinny zostać oczyszczone z produktów korozji i zabezpieczone, a zbrojenie uzupełnione. Występy na górnej powierzchni płyty pod chodnikami należy usunąć. Na całej powierzchni należy wykonać nową, żelbetową warstwę ochronno spadkową o grubości średniej od 5 do 7 cm, zespoloną ze starym betonem. Warstwa ta pozwoli zabezpieczyć i wzmocnić całą płytę nośną od góry, umieścić dodatkowe zbrojenie wzmacniające wspornika, wykształcić właściwe spadki poprzeczne oraz będzie odpowiednim, gładkim podłożem dla układanej nowej izolacji.

9.5.2 Izolacja i odwodnienie

Na nowej, gładkiej powierzchni żelbetowej warstwy ochronno-spadkowej ułożyć należy izolację przeciwwilgociową. Powinna ona być wyposażona w system pozwalający odprowadzać wodę z izolacji poprzez układ sączków i drenów. Najniższy punkt na izolacji sugeruje się umieścić nie w linii wpustów przy krawężniku, ale pod chodnikiem, już nad wspornikiem. Uprości to osadzanie sączków izolacji. Pamiętać należy o właściwym rozwiązaniu styków z urządzeniami dylatacyjnymi pozwalającym również na odprowadzanie wody.

Nowa nawierzchnia powinna mieć wykształcony odpowiedni układ spadków i przeciwsпадków poprzecznych zapewniających szybkie sprowadzanie wody do linii wpustów przy krawężniku. Styki krawężnika i nawierzchni jezdni oraz chodnika powinny zostać uszczelnione masą plastyczną.

Stare wpusty powinny być wymienione na nowe wraz z całym systemem rur spustowych. Wszystkie elementy powinny mieć możliwość rewizji, wymiany i czyszczenia. Można zastosować wpusty krawężnikowe.

9.5 Koncepcja remontu

W oparciu o przeprowadzone w p. 6 analizy i wymienione w p. 9.2 konieczne do wykonania prace remontowe oraz kierując się potrzebą spełnienia wymagań postanowień Rozporządzenia [15], wykonano koncepcję remontu estakady. Rysunek Rys. 13. pokazuje proponowany wygląd przekroju poprzecznego po remoncie. Na końcu niniejszego opracowania zamieszczono dodatkowo fotorealistyczne wizualizacje będące małym studium kolorystyki i aspektów zastosowania ekranów na zewnętrznych krawędziach estakady.

9.5.1 Naprawa i wzmocnienie powierzchni płyty pomostowej i wsporników

Po zdjęciu wszystkich warstw starej nawierzchni i izolacji należy oczyścić betonową powierzchnię płyty pomostowej ze skorodowanego betonu. Miejsca, gdzie korozja dosięgła górne zbrojenie płyty, wewnętrzne rury „spiro” lub kable nad podporami, powinny zostać oczyszczone z produktów korozji i zabezpieczone, a zbrojenie uzupełnione. Występy na górnej powierzchni płyty pod chodnikami należy usunąć. Na całej powierzchni należy wykonać nową, żelbetową warstwę ochronno spadkową o grubości średniej od 5 do 7 cm, zespoloną ze starym betonem. Warstwa ta pozwoli zabezpieczyć i wzmocnić całą płytę nośną od góry, umieścić dodatkowe zbrojenie wzmacniające wspornika, wykształcić właściwe spadki poprzeczne oraz będzie odpowiednim, gładkim podłożem dla układanej nowej izolacji.

9.5.2 Izolacja i odwodnienie

Na nowej, gładkiej powierzchni żelbetowej warstwy ochronno-spadkowej ułożyć należy izolację przeciwwilgociową. Powinna ona być wyposażona w system pozwalający odprowadzać wodę z izolacji poprzez układ sączków i drenów. Najniższy punkt na izolacji sugeruje się umieścić nie w linii wpustów przy krawężniku, ale pod chodnikiem, już nad wspornikiem. Uprości to osadzanie sączków izolacji. Pamiętać należy o właściwym rozwiązaniu styków z urządzeniami dylatacyjnymi pozwalającym również na odprowadzanie wody.

Nowa nawierzchnia powinna mieć wykształcony odpowiedni układ spadków i przeciwsпадków poprzecznych zapewniających szybkie sprowadzanie wody do linii wpustów przy krawężniku. Styki krawężnika i nawierzchni jezdni oraz chodnika powinny zostać uszczelnione masą plastyczną.

Stare wpusty powinny być wymienione na nowe wraz z całym systemem rur spustowych. Wszystkie elementy powinny mieć możliwość rewizji, wymiany i czyszczenia. Można zastosować wpusty krawężnikowe.

9.5.3 Nawierzchnia jezdni i chodników

Na jezdni i chodnikach powinien zostać wykształcony właściwy system spadków i przeciwspadków poprzecznych ułatwiający odprowadzanie wody do linii wpustów przy krawężniku. Proponowana grubość nawierzchni wynosi 9 cm (5+4). Na chodnikach proponuje się wykonanie żelbetowej, monolitycznej kapy chodnikowej betonowanej wraz z gzymsem. Na jej powierzchni można ułożyć cienką nawierzchnię epoksydową będącą jednocześnie warstwą izolacyjną betonu kapy i pozwalającą na stosowanie bogatszej kolorystyki niż zwykła nawierzchnia asfaltowa.

Szerokość jezdni i chodników pozostaje bez zmian. Zmienić się natomiast musi całkowita szerokość obiektu w przypadku zastosowania ekranów. Jest to podyktowane koniecznością zapewnienia miejsca na zakotwienie ekranu.

9.5.4 Naprawa ustroju nośnego i podpór

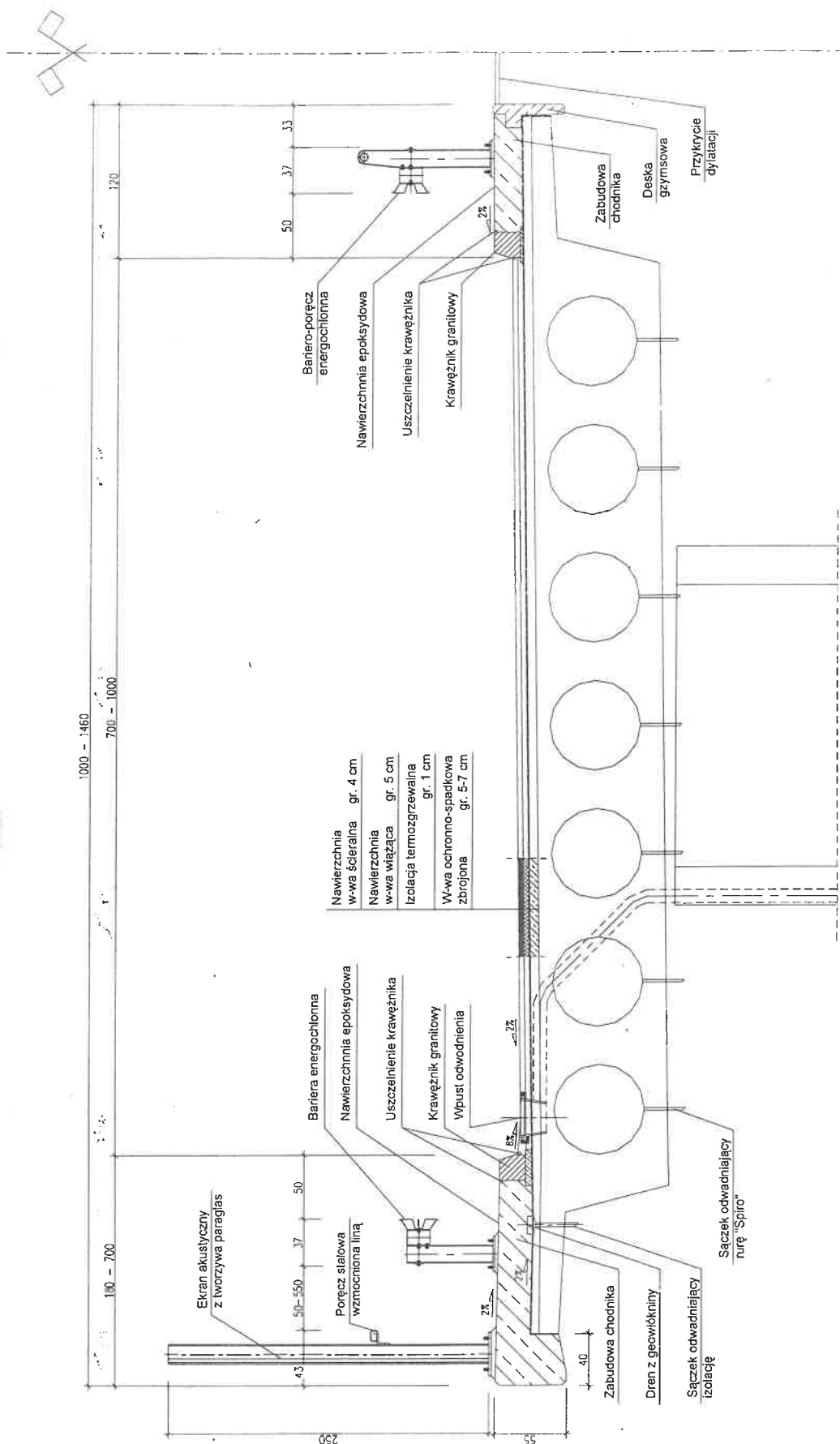
Wszystkie miejsca występowania ubytków korozyjnych w płycie ustroju nośnego i w podporach należy oczyścić ze skorodowanego betonu. Zbrojenie również powinno zostać oczyszczone i zabezpieczone antykorozyjnie. Ubytki należy uzupełnić stosując jeden ze współczesnych, dostępnych systemów naprawczych posiadających dopuszczenie do stosowania w mostownictwie (patrz p. 9.2.3). Rysy powinny zostać zainiektowanej zaprawą na bazie żywic epoksydowych. Całą powierzchnię zewnętrzną betonu należy pokryć warstwą ochronną w odpowiedniej kolorystyce.

Pustki z rurami „spiro” wewnątrz płyty należy wyposażać w sączki pozwalające odprowadzać wodę z ich wnętrza. Sączki powinny znajdować w najniższym punkcie końca każdej rury.

9.5.5 Wypośaenie estakady

Przewiduje się wymianę prawie całego wyposażenie estakady, a w szczególności:

- nowa, monolityczna kapa chodnikowa wraz z gzymsem,
- obustronne krawężniki kamienne i z uszczelnieniem styku z nawierzchnią jezdni i chodnika,
- od zewnętrznej strony zwykle bariery SP-06, a od wewnętrznej barieroporecze (wzdłuż podłużnej dylatacji),
- ekrany z podchwytem wzdłuż zewnętrznych krawędzi (można zastosować pochwyty z ukrytą liną będącą dodatkowym zabezpieczeniem przed spadnięciem pojazdu),
- przykrycie dylatacji podłużnej (przy szerokości do 5 cm – szczelne przykrycie, przy szerokości powyżej 5 cm – przykrycie kratką),
- nowe urządzenia dylatacyjne.



Rys. 13. Koncepcja remontu - propozycja zmian w przekroju poprzecznym.

9.6 Szacunkowe koszty remontu

W Tab. 12 zestawiono szacunkowe koszty wykonania najważniejszych robót do zrealizowania w czasie remontu.

Tab. 12. Szacunkowe koszty wykonania najważniejszych robót.

Lp.	Przedmiot	Ilość	Jedn.	Cena jedn.	Wartość
1	zdjęcie wszystkich warstw nawierzchni i izolacji (grub. śr. 10cm)	6194	m2	12,00	74 328,00
2	demontaż barier SP-06	1847	mb	15,00	27 705,00
3	demontaż balustrady (płaskowniki)	1153	mb	15,00	17 295,00
4	demontaż urządzeń dylatacyjnych (Maurer)	132	mb	160,00	21 120,00
5	demontaż wpustów	21	szt	140,00	2 940,00
6	skucie elementów chodnika i gzymsów	720	m3	130,00	93 600,00
7	oczyszczenie powierzchni płyty pomostowej i usunięcie skorodowanego betonu	14992	m2	12,00	179 904,00
8	wykonanie nowej warstwy betonu ochronno-spadkowego zespolonego ze starym betonem	6566	m3	650,00	4 267 900,00
9	montaż nowych urządzeń dylatacyjnych	132	mb	1 400,00	184 800,00
10	montaż nowych wpustów	21	szt	850,00	17 850,00
11	ułożenie nowej izolacji wraz z systemem drenażu i sączków	9370	m2	55,00	515 350,00
12	wykonanie nowej zabudowy chodnika i gzymsów monolitycznych	767	m3	450,00	345 150,00
13	montaż barier	1099	mb	220,00	241 780,00
14	montaż barieroporeczy	749	mb	320,00	239 680,00
15	montaż balustrady	470	mb	260,00	122 200,00
16	montaż ekranów	683	mb	1 600,00	1 092 800,00
17	ułożenie nowej nawierzchni na jezdni	6194	m2	40,00	247 760,00
18	ułożenie nowej nawierzchni epoksydowej na chodnikach	2803	m2	120,00	336 360,00
19	naprawa ubytków w konstrukcji płyty	170	m2	150,00	25 500,00
20	naprawa ubytków w konstrukcji podpór	5	m2	150,00	750,00
21	naprawa ubytków w murze ceglanym	12	m2	200,00	2 400,00
22	iniekcja rys w konstrukcji płyty (rozwartość rys 0,1 do 0,5 mm)	296	mb	180,00	53 280,00
23	zabezpieczenie przez iniekcję odsłoniętych kanałów kablowych	0,8	m3	25 000,00	20 000,00
24	zabetonowanie wystających zakotwień nad poprzecznkami	1,2	m3	1 200,00	1 440,00
25	zamontowanie systemu sączków do odprowadzania wody z rur „spiro”	456	szt	140,00	63 840,00
26	wykonanie izolacji pionowej na skrzydłach przyczółków	1453	m2	15,00	21 795,00
27	wykonanie drenażu zasypki przestrzeni między skrzydłami przyczółków	127	mb	45,00	5 715,00
28	oczyszczenie i konserwacja łóżysk	99	szt	350,00	34 650,00
29	odsłonięcie łóżysk na filarach przez modyfikację ich głowic	38	szt	5 000,00	190 000,00
30	pokrycie betonu przęsła i podpór powłokami ochronnymi	13608	m2	25,00	340 200,00
31	pokrycie betonu podpór powłokami antygraffiti	1937	m2	22,00	42 614,00
32	Wymiana krawężników na kamienne	1900	mb	185,00	351 500,00

Sumaryczny szacunkowy koszt wykonania remontu wynosi około 9 200 000,00 zł.

Należy też zwrócić uwagę, że prace związane z naprawą powierzchni górnej płyty (poz. 7 i 8) oraz naprawą ubytków betonu i rys (poz. 19 do 24) powinny być bardziej precyzyjnie określone w projekcie remontu, i że mogą ulec zmianie po zdjęciu nawierzchni.

10. WNIOSKI I ZALECENIA

10.1 Wnioski

- 1) Stan techniczny ustroju nośnego jest niezadowalający. Główną przyczyną większości stwierdzonych uszkodzeń korozyjnych jest trwający od dłuższego czasu brak skuteczności hydroizolacji płyty pomostowej. Wynika on zarówno z jakości zastosowanego materiału izolacyjnego oraz wad projektowych i wykonawczych w zakresie systemu odwodnienia.
- 2) Na razie nie stwierdzono symptomów świadczących o utracie nośności głównych elementów estakady. Na skutek lokalnej korozji w konstrukcji płyty mogło dojść do częściowego zmniejszenia współczynników bezpieczeństwa.
- 3) Próba określenia współczynników bezpieczeństwa polegająca na sprawdzeniu nośności granicznej z częściowo skorodowanym zbrojeniem pokazała, że nie przekroczyły one jeszcze wartości dopuszczalnych wg normy [18]. Dokładne określenie poziomu tych współczynników możliwe będzie po przystąpieniu do remontu, odkryciu górnej powierzchni, stwierdzeniu stopnia skorodowania głównych elementów nośnych oraz przeprowadzeniu szczegółowych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, które nie były przewidziane zakresem niniejszej ekspertyzy.
- 4) Przeprowadzone badania, obliczenia i analizy wykazały, że konstrukcja estakady w obecnym stanie uszkodzeń korozyjnych rokuje nadzieję na utrzymanie projektowanej sprawności technicznej pod warunkiem pilnego przeprowadzenia remontu kapitalnego.
- 5) Remont powinien polegać na pełnej rehabilitacji i renowacji całej estakady. Główne zadania remontu to:
 - wzmocnienie, uszczelnienie i poprawa geometrii górnej powierzchni płyty nośnej przęsła,
 - wykonanie nowej izolacji i nawierzchni oraz poprawa systemu odwodnienia,
 - naprawa ubytków i rys w konstrukcji płyty i podpór,
 - zabezpieczenie odsłoniętego zbrojenia oraz wykonanych w przeszłości, odkrywek cięgien sprężających,
 - wymiana wszystkich elementów wyposażenia mostu za wyjątkiem łożysk, które wymagać będą tylko konserwacji.
- 6) Istnieje potencjalną możliwość zamontowania dodatkowych ekranów przy krawędzi wspornika. Jednak po przystąpieniu do remontu i odkryciu górnej powierzchni wsporników, konieczne będzie ich wzmocnienie. Będzie to jednak stosunkowo proste w przypadku kompleksowej naprawy powierzchni górnej całej płyty.
- 7) Dla potrzeb remontu należy w trybie pilnym opracować szczegółową dokumentację projektową, która uwzględni zalecenia niniejszej ekspertyzy oraz zastosowanie nowych materiałów i technologii.
- 8) Remont należy przeprowadzić etapami dla każdej nitki osobno, rozpoczynając nie później niż w roku 2004. Przy czym remont ten powinien być kompleksowy, rozpoczynanie naprawy tylko od widocznych uszkodzeń będzie działaniem nieracjonalnym, wręcz szkodliwym, przysługującym rzeczywistą potrzebę remontu, którą jest szybkie powstrzymanie korozji wewnątrz płyty.
- 9) Przy okazji kapitalnego remontu powinno się uwzględnić aspekty estetyczne i ekologiczne wynikające z lokalizacji estakady w centrum miasta.

10.2 Zalecenia

- 1) Należy w jak najszybszym czasie zlecić wykonanie szczegółowego projektu remontu estakady.
- 2) Projekt powinien obejmować zakres remontu opisany w punkcie 9 i zawierać jednoznaczną specyfikację techniczną robót.
- 3) Projekt powinien również szczegółowo i jednoznacznie określić te zmiany w zakresie i rodzaju robót, które są dopuszczalne w wyniku dokonania odkrycia płyty nośnej, z podaniem dopuszczalnego wzrostu poziomu kosztów.
- 4) Remont estakady należy rozpocząć najpóźniej w 2004 roku.
- 5) Do czasu przeprowadzenia remontu, należy dwa razy w roku (wiosną i jesienią) dokonywać przeglądów podstawowych oceniając progresję uszkodzeń.

10.3 Wniosek końcowy

Stan techniczny estakady nad Rynkiem w Chorzowie, ciągu ul. Katowickiej (DK 79) jest niezadowalający. Główną przyczyną tego stanu jest przedłużający się brak skuteczności izolacji płyty pomocowej i postępująca korozja betonu konstrukcji nośnej. Jak dotąd, nie stwierdzono jednak na tyle poważnych uszkodzeń, które już wymagałyby obniżenia projektowanej nośności obiektu (pojazdy do 30 ton).

Konieczne jest przeprowadzenie w trybie pilnym (do 2004 roku) kapitalnego remontu całej estakady uwzględniającego zalecenia niniejszego opracowania. Zwlekanie z remontem bądź doraźne naprawy będą miały poważne konsekwencje w postaci trwałego obniżenia sprawności technicznej oraz zmniejszenia nośności, a w perspektywie kilku, najwyżej kilkunastu lat, obiekt będzie musiał zostać całkowicie wyłączony z ruchu.

Gliwice, sierpień 2002 r.