

**Ekspertyza techniczna wiaduktu drogowego w ciągu ul.
Sulechowskiej nad linią kolejową nr 273, ul. Gen. Bema i ul.
Dolina Zielona w Zielonej Górze – nitka zachodnia**



Wrocław, czerwiec 2025 r.

Opracowanie zostało wykonane na zlecenie:



Urząd Miasta Zielona Góra

**Urząd Miasta Zielona Góra
ul. Podgórna 22
65- 213 Zielona Góra**

Oświadczam, że niniejsza dokumentacja jest wykonana zgodnie z umową, nr DZ-PD.7251.10.2025.TSZ zawartą w dniu 30.04.2025r. pomiędzy Urzędem Miasta Zielona Góra mającą swą siedzibę ul. Podgórna 22; 65- 213 Zielona Góra , a firmą Mesilo Engineering sp. z o.o. , z siedzibą: ul. Tadeusza Kościuszki 34/L306; 50-012 Wrocław, oraz została sprawdzona i uznana za sporządzoną prawidłowo, zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznymi oraz, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

ZESPÓŁ AUTORSKI:

dr inż. Kamil Pawłowski

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	4
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA	4
3. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	5
5. PRZEGLĄD KONSTRUKCJI OBIEKTU	11
5.1. Ustrój nośny.....	12
5.2. Podpory	18
5.3. Wyposażenie	24
5.3.1. Nawierzchnia jezdni i dojazdów	24
5.3.2. Nawierzchnia chodników, kapy chodnikowe.....	26
5.3.3. Gzymsy i belki podporęczowe	31
5.3.4. Izolacja.....	35
5.3.5. Łożyska.....	35
5.3.6. Urządzenia dylatacyjne	38
5.3.7. Odwodnienie	40
5.3.8. Balustrady, bariery energochłonne osłony przeciwporażeniowe	43
5.3.9. Nasypy, skarpy oraz przestrzeń podmostowa	47
6. BADANIA MATERIAŁOWE	50
6.1. Cel i zakres badań.....	50
6.2. Badania laboratoryjne odwiertów pobranych z istniejącej konstrukcji	50
6.3. Ocena wytrzymałości i jednorodności betonu na ściskanie za pomocą metody sklerometrycznej	55
6.4. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu	59
6.5. Ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym	61
6.6. Lokalizacja prętów zbrojeniowych, ocena grubości ich betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu	63
6.7. Wnioski z badań.....	65
7. STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI.....	67
7.1. Cel i podstawa opracowania.....	67
7.2. Założenia do obliczeń	67
7.3. Obciążenie konstrukcji	67
7.4. Obciążenia w modelu MES	71
7.5. Analiza wytrzymałościowa konstrukcji.....	73
7.6. Wyznaczenie klasy MLC	79
7.7. Podsumowanie obliczeń.	86
8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA	88

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest wiadukt drogowy w ciągu ul. Sulechowskiej nad linią kolejową nr 273, ul. Gen Bema i ul. Dolina Zielona,

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest ekspertyza techniczna wyżej wymienionego obiektu mostowego.

Zakres opracowania w szczególności obejmuje:

- ◆ oględziny obiektu wykonane w dniu 15.05.2025,
- ◆ inwentaryzację uszkodzeń widocznych elementów konstrukcji,
- ◆ ocena stanu technicznego obiektu,
- ◆ badania materiałowe
- ◆ statyczno-wytrzymałościowa analiza konstrukcji, określenie nośności normowej i użytkowej
- ◆ ocena przydatności eksploatacji wiaduktu,
- ◆ strategię dalszego postępowania,

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie wykonano na zlecenie Urzędu Miasta Zielona Góra mającą swą siedzibę ul. Podgórna 22; 65- 213 Zielona Góra , zgodnie z umową, nr DZ-PD.7251.10.2025.TSZ zawartą w dniu 30.04.2025r

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

1. Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniu 15.05.2025r.
2. Materiały udostępnione przez Zamawiającego..
3. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Przedmiotowy obiekt znajduje się w ciągu ul. Sulechowskiej nad linią kolejową nr 273, ul. Gen. Bema i ul. Dolina Zielona (nitka zachodnia).

Ustrój nośny obiektu to wieloprzęsłowa belka ciągła. Ustrój podzielony jest na dwa oddzielne pomostu – każdy po 8 przęseł. Konstrukcja przęseł wykonana jest z prefabrykowanych belek strunobetonowych typu „Płóńsk”. Podpory skrajne jak i pośrednie wykonano jako monolityczne żelbetowe. Filary to ramy dwusłupowe posadowione na stopach fundamentowych, a w obrębie linii kolejowej na pośrednio na palach.

Niweleta obiektu ukształtowana jest w łuku pionowym na całej jego długości. W planie obiekt wykonano jako prosty, przechodzący w łuk poziomy nad linią kolejową.

Wyposażenie konstrukcji stanowią: jezdnię z nawierzchnią z betonu asfaltowego szer.6,40 m, chodnik i pobocze techniczne wyniesione z nawierzchnią z żywic epoksydowych, bariery energochłonne typu SP-06, balustrady stalowe szczeblinkowe, osłony przeciwporażeniowe nad torami, gzymsy monolityczne, urządzenia dylatacyjne jednomodułowe, łożyska elastomerowe, izolacja termozgrzewalna, krawężniki kamienne, na przeważającej długości obiektu odwodnienie realizowane jest powierzchniowo, na całej długości obiektu zastosowano jeden wpust mostowy zlokalizowany w obrębie dylatacji środkowej, z poziomu izolacji odwodnienie realizowane przez dreny i sączki. Na obiekcie znajdują się słupy oświetleniowe. Podstawowe parametry obiektu:

- długość obiektu: 254,35 m,
- rozpiętości teoretyczne przęseł: 16 x 15,60 m,
- szerokość obiektu: 9,76 m.

Dostępna dokumentacja obiektu znajduje się w siedzibie Zarządcy.



Fot. 4.1. Widok obiektu z boku od strony zachodniej – w kierunku północy.



Fot. 4.2. Widok obiektu z boku od strony wschodniej – w kierunku południa.



Fot. 4.3. Widok na wjazd na obiekt - od strony Zawady.



Fot. 4.4. Widok na wjazd na obiekt - od strony centrum Zielonej Góry.



Fot. 4.5 Widok na spód konstrukcji oraz przyczółek południowy.



Fot. 4.6 Widok na spód konstrukcji oraz filary od strony południowej.

5. PRZEGLĄD KONSTRUKCJI OBIEKTU

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnej i oględzin obiektu przeprowadzonych w dniach 15.05.2025 r.

Przegląd ustroju nośnego obiektu oraz jego podpór przeprowadzono z poziomu terenu i z poziomu jezdni wykorzystując bezpośredni dostęp do elementów konstrukcji oraz z wykorzystaniem drabin do oceny spodu konstrukcji i podpór.

Dla oceny stanu technicznego wiaduktu przeprowadzono zaplanowane badania, pomiary oraz analizy ich wyników. Na potrzeby opracowania niniejszej opinii przyjęto kryteria oceny elementów konstrukcyjnych obiektu zgodnie z zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad zawartymi w „Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich” wg poniższej tabeli.

Tabela 5.1. Skala oceny stanu obiektu

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

Ocenę izolacji wykonano zgodnie z zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad według skali i kryteriów przedstawionych w tabeli 3 w „Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich” tabelę tą zamieszczono również poniżej:

Tabela 5.2. Skala i kryteria oceny izolacji

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

5.1. Ustrój nośny

Stan techniczny ustroju nośnego należy ocenić jako **niepokojący (ocena 3/5)**.

Na ustroju nośnym nie stwierdzono uszkodzeń o charakterze wyłączeniowym, ani takich, które bezpośrednio wpływałyby na jego nośność. Zaobserwowano jednak uszkodzenia, które mogą wpływać na obniżenie trwałości obiektu. Zaliczyć do nich należy:

- zarysowania skurczowe na powierzchni większości monolitycznych poprzecznic podporowych, miejscowo widoczne odspojenia otuliny zbrojenia poprzecznic,
- zarysowania powstałe w wyniku korozji zbrojenia poprzecznic w obrębie dylatacji w środku obiektu; uszkodzenia te powstały w wyniku zaciekania wody przez nieszczelne urządzenie dylatacyjne,
- zarysowania oraz miejscowe zawilgocenia i osady na spodzie wspornika podchodnikowego spowodowane nieszczelnością nawierzchnio-izolacji,
- lokalne zawilgocenia i osady na spodzie pomostu w obrębie przyczółka północnego, które wskazują na nieszczelność izolacji,
- liczne zanieczyszczenia ptasimi gniazdami oraz graffiti na powierzchni dźwigarów i poprzecznic, które obniżają estetykę obiektu.



Fot. 5.1. Pęknięcie poprzecznic podporowej nad przyczółkiem od strony Zielonej Góry powstałe prawdopodobnie w wyniku korozji zbrojenia.



Fot. 5.2. Zarysowania skurczowe na powierzchni monolitycznej poprzecznicy podporowej, podobne rysy stwierdzono nad większością podpór obiektu.



Fot. 5.3. Spękania poprzecznicy podporowej powstałe prawdopodobnie w wyniku korozji zbrojenia.



Fot. 5.4. Zarysowania o charakterze przeciążeniowym dla konstrukcji wspornika nad podporami, wynikające ze zmiany sztywności przekroju. Typowe uszkodzenie dla obiektów o charakterze belki ciągłej. Uszkodzenie to powtarza się na całej długości obiektu. Zacieki wody przez nieszczelną nawierzchnię – izolację.



Fot. 5.5. Osady i zawilgocenia, a także ubytki i łuszczenie się powłoki ochronnej betonu w obrębie wspornika podchodnikowego powstałe w wyniku zaciekania wody przez nieszczelną nawierzchnię – izolację. Uszkodzenie powtarza się lokalnie na długości obiektu.



Fot. 5.6. Znaczne zanieczyszczenia ptasimi odchodami na powierzchni dźwigarów i poprzecznicy przęsłowej. Uszkodzenie dotyczy całego obiektu.



Fot. 5.7. Zanieczyszczenia graffiti na powierzchni dźwigarów i poprzecznic obniżające estetykę obiektu.



Fot. 5.8. Zarysowania skurczowe na bocznej powierzchni poprzeczni podporowej. Widoczne łuszczenie się powłoki ochronnej betonu. Uszkodzenie powtarza się na długości obiektu.



Fot. 5.9. Zacieki i wapienne osady na spodzie pomostu w obrębie przyczółka północnego świadczące o nieszczelności izolacji pomostu.



Fot. 5.10. Spękania poprzecznicy podporowej nad przyczółkiem północnym powstałe prawdopodobnie w wyniku korozji zbrojenia.



Fot. 5.11. Wapienne osady oraz rdzawe zacieki świadczące o korozji zbrojenia ustroju nośnego w obrębie dylatacji nad przyczółkiem północnym. Uszkodzenie spowodowane prawdopodobnie nieuszczelnnością w obrębie urządzenia dylatacyjnego.

5.2.Podpory

Stan techniczny podpór jest **niepokojący (ocena 3/5)**.

W obrębie podpór nie zaobserwowano uszkodzeń o charakterze wytrzymałościowym, ani takich, które bezpośrednio wpływałyby na ich nośność. Zaobserwowano jednak uszkodzenia, które mogą wpływać na obniżenie trwałości obiektu. Zaliczyć do nich należy:

- zarysowania, spękania i ubytki betonu ciosów wraz z korozją zbrojenia zarówno na przyczółkach jak i na filarze (podpora nr 9), które powstały w wyniku nieszczelności urządzeń dylatacyjnych,
- spękania, ubytki i korozja betonu słupów i oczepów filarów spowodowane korozją zbrojenia,
- znaczne zanieczyszczenia i osady w obrębie ław podłożyskowych przyczółków,
- zacieki i zawilgocenia na korpusach przyczółków oraz w obrębie podpory nr 9, które powstały w wyniku nieszczelności dylatacji,
- zanieczyszczenia betonu podpór w postaci graffiti, które obniżają estetykę obiektu.



Fot. 5.12. Widoczne spękania, ubytki i korozja betonu oczepu podpory nr 9, liczne zacieki i osady spowodowane nieszczelnością urządzenia dylatacyjnego.



Fot. 5.13. Widoczne spękania, ubytki i korozja betonu oczepu podpory nr 9, liczne zacieki i osady spowodowane nieszczelnością urządzenia dylatacyjnego.



Fot. 5.14. Spękania i zanieczyszczenia w obrębie ciosu podłożyskowego na podporze nr 1 spowodowane prawdopodobnie zaciekaniem wody przez nieszczelną dylatację.



Fot. 5.15. Spękania korpusu oraz ciosu podłożyskowego przyczółka południowego, widoczne rdzawe osady świadczące o korozji zbrojenia. Uszkodzenia spowodowane nieszczelnością dylatacji.



Fot. 5.16. Spękania korpusu oraz ciosu podłożyskowego przyczółka północnego, widoczne rdzawe osady świadczące o korozji zbrojenia. Uszkodzenia spowodowane nieszczelnością dylatacji.



Fot. 5.17. Znaczný ubytek betonu słupa filara wraz z odsłoniętym korodującym zbrojeniem głównym oraz strzemionami.



Fot. 5.18. Spękania, widoczne oznaki korozji betonu podpory nr 9. Rdzawe zacieki i osady świadczące o korozji zbrojenia.



Fot. 5.19. Zarysowanie słupa filara spowodowane prawdopodobnie korozją zbrojenia. Uszkodzenia tego typu powtarzają się na większości podpór obiektu. Widoczne również zanieczyszczenia graffiti obniżające estetykę obiektu.



Fot. 5.20. Zanieczyszczenia graffiti na powierzchni podpory nr 2 obniżające estetykę obiektu. Uszkodzenie powtarza się również na innych podporach.



Fot. 5.21. Znaczne zanieczyszczenia w poziomie ławy podłożyskowej przyczółka południowego.



Fot. 5.22. Znaczne zanieczyszczenia w poziomie ławy podłożyskowej przyczółka południowego.

5.3. Wyposażenie

5.3.1. Nawierzchnia jezdni i dojazdów

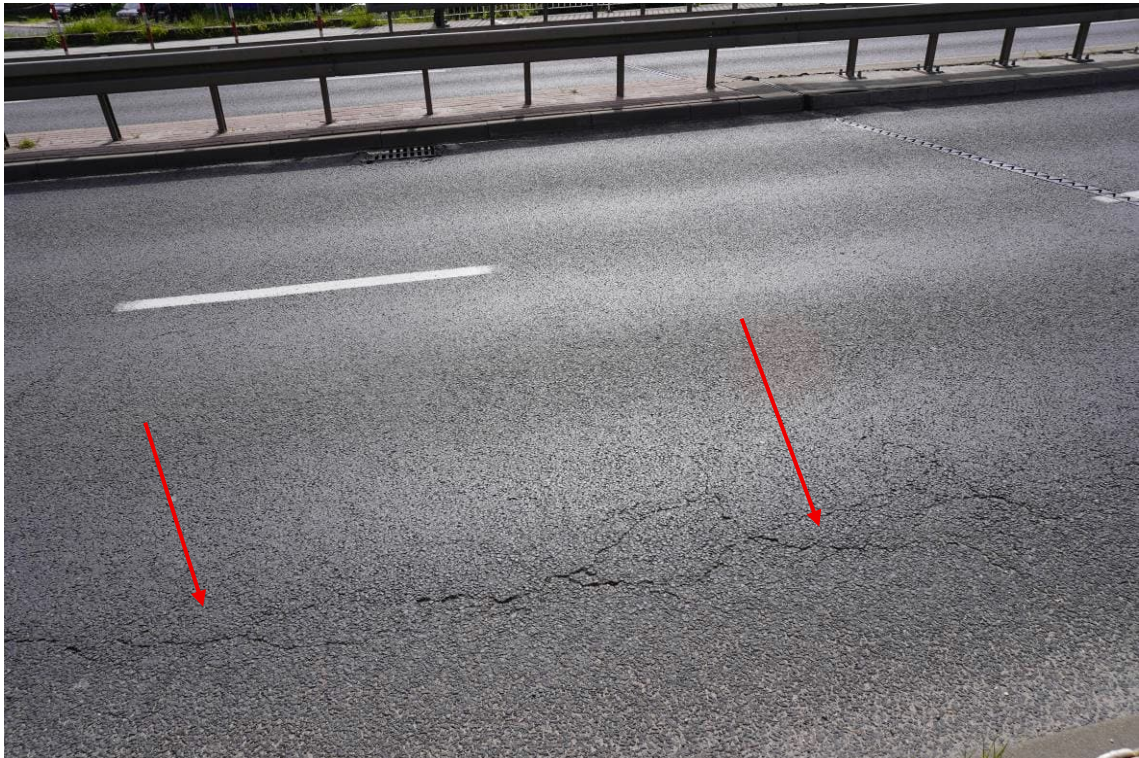
Stan techniczny nawierzchni jezdni i dojazdów jest **zadowalający (ocena 4/5)**

Na obiekcie występuje jezdnia bitumiczna, ograniczona z obu stron krawężnikiem kamiennym.

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie jezdni i dojazdów należy zaliczyć:

- pojedyncze spękania oraz nieznaczne ubytki bitumicznej nawierzchni na dojazdach,
- nieznaczne deformacje nawierzchni na dojazdach,
- nieznaczne zanieczyszczenia materiałem ziemnym w obrębie stref

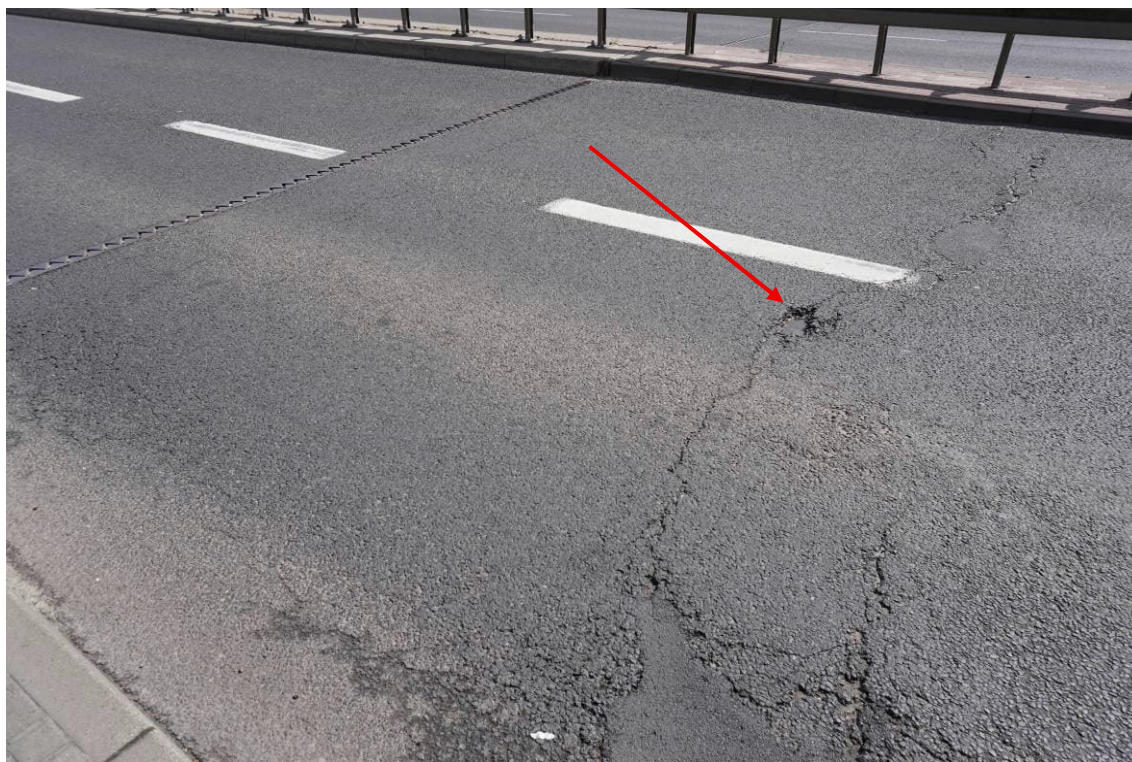
przykrawężnikowych.



Fot. 5.23. Widoczne spękania siatkowe oraz nieznaczne deformacje bitumicznej nawierzchni jezdni na dojeździe do obiektu od strony północnej.



Fot. 5.24. Widoczne nieznaczne zanieczyszczenia materiałem ziemnym w strefie przykrawężnikowej na obiekcie.



Fot. 5.25. Spękania, nieznaczne deformacje oraz pojedynczy ubytek bitumicznej nawierzchni jezdni na dojeździe do obiektu od strony centrum Zielonej Góry.

5.3.2. Nawierzchnia chodników, kapy chodnikowe

Stan techniczny nawierzchni chodników i kap chodnikowych jest **niepokojący (ocena 3/5)**

Na obiekcie występują chodnik oraz pobocze techniczne wyniesione o nawierzchni z żywic epoksydowych.

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie chodników należy zaliczyć:

- spękania wraz z lokalnymi ubytkami żywicznej nawierzchni,
- zanieczyszczenia i wegetacja roślinności w miejscach pęknięć i ubytków nawierzchni,
- lokalna wegetacja roślinności na brukowej nawierzchni dojeżdż do obiektu,
- nieznaczne deformacje brukowej nawierzchni dojeżdż do obiektu.



Fot. 5.26. Widoczne miejscowe ubytki i spękania żywicznej nawierzchni chodnika, które powtarzają się lokalnie na całej długości obiektu. Uszkodzenia wynikają najprawdopodobniej ze źle przygotowanego podłoża. Dodatkowo uszkodzenia świadczą o zniszczonej strukturze betonu kapy chodnikowej.



Fot. 5.27. Widoczne miejscowe ubytki i spękania żywicznej nawierzchni chodnika, które powtarzają się lokalnie na całej długości obiektu. Uszkodzenia wynikają najprawdopodobniej ze źle przygotowanego podłoża. Dodatkowo uszkodzenia świadczą o zniszczonej strukturze betonu kapy chodnikowej.



Fot. 5.28. Podłużne pęknięcie żywicznej nawierzchni chodnika na styku krawężnika z kapą chodnikową, które występuje na całej długości obiektu.



Fot. 5.29. Widoczne miejscowe ubytki i spękania żywicznej nawierzchni chodnika, które powtarzają się lokalnie na całej długości obiektu. Uszkodzenia wynikają najprawdopodobniej ze złe przygotowanego podłoża.



Fot. 5.30. Widoczne spękania, ubytki i odspojenia żywicznej nawierzchni pobocza technicznego po wewnętrznej stronie obiektu. Uszkodzenie powtarza się na całej długości obiektu i jest spowodowane prawdopodobnie źle przygotowanym podłożem oraz działaniem soli odmrażających.



Fot. 5.31. Widoczne spękania, ubytki i odspojenia żywicznej nawierzchni pobocza technicznego po wewnętrznej stronie obiektu. Uszkodzenie powtarza się na całej długości obiektu i jest spowodowane prawdopodobnie źle przygotowanym podłożem oraz działaniem soli odmrażających.



Fot. 5.32. Widoczne zanieczyszczenia oraz wegetacja roślinności na brukowej nawierzchni dojścia do obiektu od strony północnej.



Fot. 5.33. Widoczne zanieczyszczenia oraz wegetacja roślinności na brukowej nawierzchni dojścia do obiektu od strony północnej. Ponadto widoczne nieznaczne deformacje nawierzchni.



Fot. 5.34. Widoczne zanieczyszczenia oraz wegetacja roślinności na brukowej nawierzchni dojścia do obiektu od strony południowej. Ponadto widoczne nieznaczne deformacje nawierzchni.

5.3.3. Gzymsy i belki podporęczowe

Stan techniczny gzymsów i belek podporęczowych jest **niepokojący (ocena 3/5)**

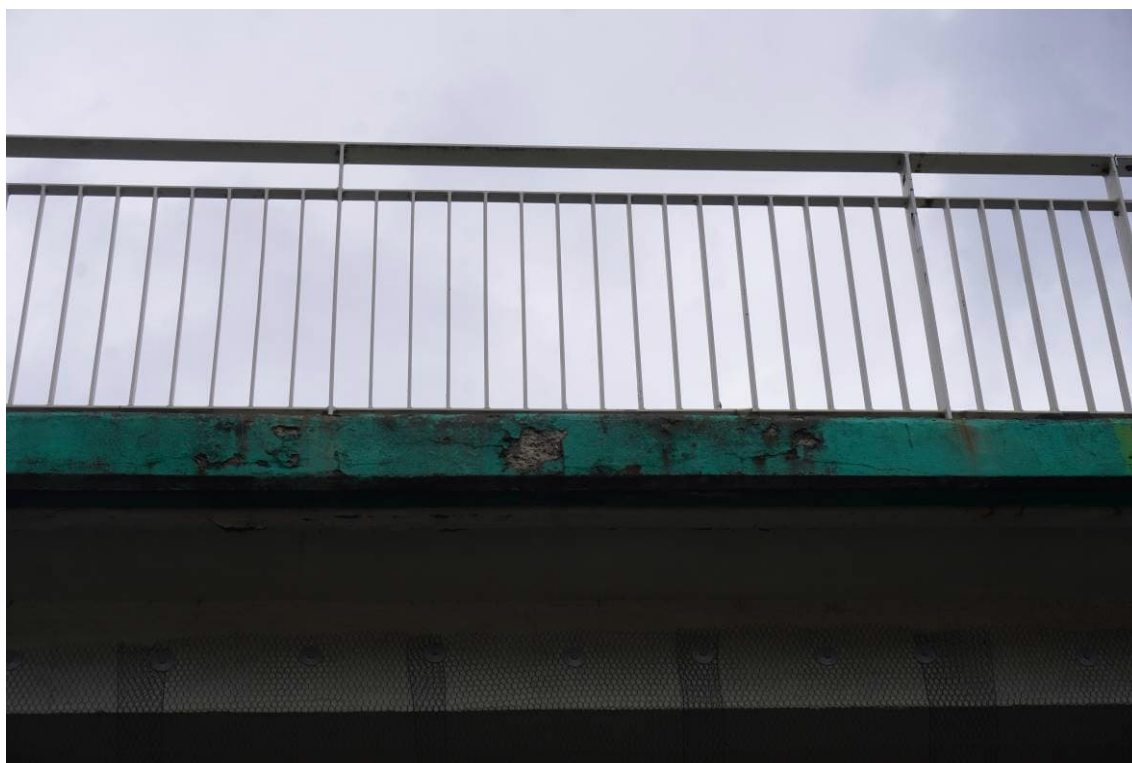
Po obu stronach gzymsy wykonano w postaci betonowej belki monolitycznej.

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie gzymsów należy zaliczyć:

- miejscowe ubytki betonu wraz z odsłoniętym korodującym zbrojeniem gzymsów,
- zarysowania wraz z miejscowymi wapiennymi osadami formującymi stalaktyty powtarzające się na długości obiektu,
- miejscowe ubytki powłoki ochronnej betonu powtarzające się na całej długości obiektu,
- rozległe powierzchniowe zanieczyszczenia w postaci zacieków i osadów.



Fot. 5.35. Zarysowania o charakterze przeciążeniowym dla konstrukcji wspornika nad podporami, wynikające ze zmiany sztywności przekroju. Typowe uszkodzenie dla obiektów o charakterze belki ciągłej. Uszkodzenie to powtarza się na całej długości obiektu.



Fot. 5.36. Spękania i ubytki betonu gzymsu, widoczne rdzawe zacieki, które świadczą o korozji zbrojenia. Uszkodzenie to spowodowane jest prawdopodobnie nieszczelnością nawierzchnio-izolacji na chodniku.



Fot. 5.37. Zarysowania o charakterze przeciążeniowym dla konstrukcji wspornika nad podporami, wynikające ze zmiany sztywności przekroju. Typowe uszkodzenie dla obiektów o charakterze belki ciągłej. Uszkodzenie to powtarza się na całej długości obiektu.



Fot. 5.38. Spękania i ubytki betonu gzymsu, widoczne wapienne osady, które świadczą o korozji ługującej betonu.



Fot. 5.39. Widoczne wapienne osady formujące stalaktyty na spodzie wewnętrznego gzymsu obiektu. Brak uszczelnienia styku między obiektami.



Fot. 5.40. Widoczne zanieczyszczenia i zacieki na wewnętrznym gzymsie obiektu. Brak uszczelnienia styku między obiektami. Uszkodzenie występuje na całej długości obiektu.



Fot. 5.41. Rozległe osady i zanieczyszczenia na całej powierzchni gzymsu obiektu, które obniżają jego walory estetyczne.

5.3.4. Izolacja

Stan techniczny izolacji ocenia się jako **niedostateczny (ocena 2/5)**

Na spodzie wsporników podchodnikowych stwierdzono lokalne zacieki, zawilgocenia i wapienne osady, które świadczą o nieszczelności izolacji obiektu. Ponadto widoczne są zacieki i przecieki w obrębie gzymsu i wsporników podchodnikowych, które mogą wskazywać na nieszczelność nawierzchnio-izolacji, która jest jedyną izolacją w obrębie wsporników podchodnikowych.

Zdjęcia obrazujące nieszczelności w obrębie izolacji pomostu przedstawiono na fot. 5.9; 5.35-5.38.

5.3.5. Łożyska

Stan techniczny łożysk jest **niedostateczny (ocena 2/5)**

Obiekt wyposażony jest w łożyska elastomerowe.

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie łożyskowania obiektu należy zaliczyć starzenie się, nadmierne i nierównomierne deformacje bloków elastomerowych. Ponadto na części łożysk stwierdzono spękania elastomeru, a także brak przylegania całej powierzchni bloku do ciosów. Oprócz tego w obrębie łożysk występują znaczne zanieczyszczenia, które mogą ograniczać swobodę odkształceń.

Zaobserwowane uszkodzenia mogą wpływać na ograniczenie przesuwów i płynności przemieszczeń przęseł.



Fot. 5.42. Deformacje łożyska elastomerowego na podporze nr 9. Uszkodzenie powtarza się również na innych łożyskach i może ograniczać ich właściwą pracę.



Fot. 5.43. Widoczne pęknięcia elastomeru na łożysku – podpora 9. Uszkodzenie wywołane przeciążeniem lub erozją materiału na którą wpływ mają przecieki przez urządzenie dylatacyjne. Uszkodzenie powtarza się również na innych łożyskach (do których był dostęp) i może ograniczać ich właściwą pracę.



Fot. 5.44. Znaczne zanieczyszczenia w obrębie łóżysk obiektu, zanieczyszczenia te mogą ograniczać swobodną pracę łóżysk.



Fot. 5.45. Widoczne pozostałości styropianu w przestrzeni między oczepem uciągającym ustrój nośny a oczepem podpory. Uniemożliwia to rzetelną ocenę wszystkich łóżysk na obiekcie. Pozostałości styropianu występują na wszystkich podporach oprócz podpór nr 1, 9 i 17

5.3.6. Urządzenia dylatacyjne

Stan techniczny urządzeń dylatacyjnych jest **niedostateczny (ocena 2/5)**

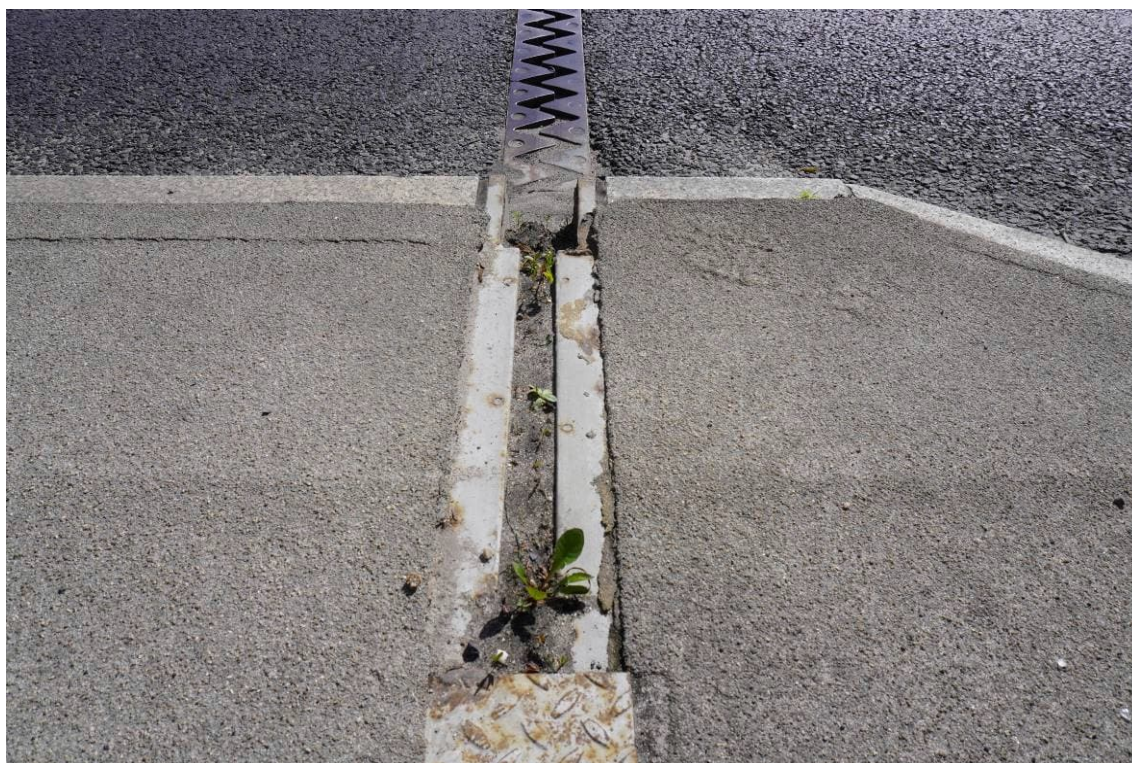
Na obiekcie zamontowano trzy urządzenia dylatacyjne typu jednomodułowe. Urządzenia zamontowane nad podporami skrajnymi i podporze środkowej tj. podpory nr 1,9 i 17.

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie urządzeń dylatacyjnych obiektu należy zaliczyć:

- przebicie wkładek gumowych powodujące nieuszczelność urządzeń, co w połączeniu z niesprawnością systemu odwodnienia powoduje degradację elementów konstrukcyjnych obiektu,
- zanieczyszczenia wkładek gumowych materiałem ziemnym powodujące ograniczenie pracy urządzenia oraz uszkodzenia gumowych wkładek,
- uszkodzenie zabezpieczeń antykorozyjnych wraz z korozją stalowych profili urządzeń dylatacyjnych.



Fot. 5.46. Znaczne zanieczyszczenia urządzenia dylatacyjnego materiałem ziemnym, widoczne również uszkodzenie zabezpieczeń antykorozyjnych wraz z powierzchnią korozją stalowych profili. Uszkodzenie dotyczy wszystkich urządzeń dylatacyjnych.



Fot. 5.47. Znaczne zanieczyszczenia urządzenia dylatacyjnego materiałem ziemnym, widoczne również uszkodzenie zabezpieczeń antykorozyjnych wraz z powierzchnią korozją stalowych profili. Uszkodzenie dotyczy wszystkich urządzeń dylatacyjnych.



Fot. 5.48. Zacieki i osady na podporze nr 9 świadczące o nieszczelności urządzenia dylatacyjnego. Podobne uszkodzenia zaobserwowano w obrębie przyczółków.

5.3.7. Odwodnienie

Stan techniczny odwodnienia jest **niedostateczny (ocena 2/5)**.

Na obiekcie zastosowano mieszany system odwodnienia. Na przeważającej części obiektu odwodnienie realizowane jest powierzchniowo poprzez spadki poprzeczne i podłużne, a na pozostałej przez wpusty i kolektory odwodnieniowe oraz sączki. Podczas oględzin obiektu, po przejściu deszczu, zaobserwowano tworzenie się zastoisk wody na obiekcie, które spowodowane jest brakiem odpowiedniej ilości wpustów mostowych na odcinku od podpory 1 do 9. Brak odpowiedniego odprowadzenia wody, gdzie w tym przypadku, powoduje tworzenie rozległych zastoisk wody, stwarza realne zagrożenie bezpieczeństwa w ruchu drogowym powodując aquaplaning oraz dyskomfort pieszych poruszających się po chodniku którym zagraża ochlapanie wodą spod kół samochodów.

Ponadto do zaobserwowanych uszkodzeń w systemie odwodnienia należy zaliczyć:

- przerwanie ciągłości rur sączków obiektu,
- znaczne zanieczyszczenia rur sączków, ograniczające ich drożność,
- zanieczyszczenia w obrębie wpustu mostowego.



Fot. 5.49. Brak zamontowanych wpustów mostowych na przeważającej części pomostu utrudnia właściwe odprowadzenie wody z obiektu.



Fot. 5.50. Przerwanie ciągłości rury sączka w obrębie przyczółka północnego. Znaczne zanieczyszczenia i osady, które ograniczają jego drożność.



Fot. 5.51. Przerwanie ciągłości rury sączka w obrębie przyczółka południowego. Znaczne zanieczyszczenia i osady, które ograniczają jego drożność.



Fot. 5.52. Nieznaczne zanieczyszczenia w obrębie wpustu mostowego na obiekcie.

5.3.8. Balustrady, bariery energochłonne osłony przeciwporażeniowe

Stan techniczny balustrad, barier i osłon jest **niepokojący (ocena 3/5)**

Do zaobserwowanych uszkodzeń balustrad i barier należy zaliczyć:

- lokalne łuszczenie się powłok antykorozyjnych oraz ogniska korozji powierzchniowej barier i balustrady na obiekcie,
- miejscowa deformacja elementów bariery ochronnej na obiekcie spowodowana prawdopodobnie uderzeniem pojazdu,
- zanieczyszczenia w postaci graffiti na osłonach przeciwporażeniowych.



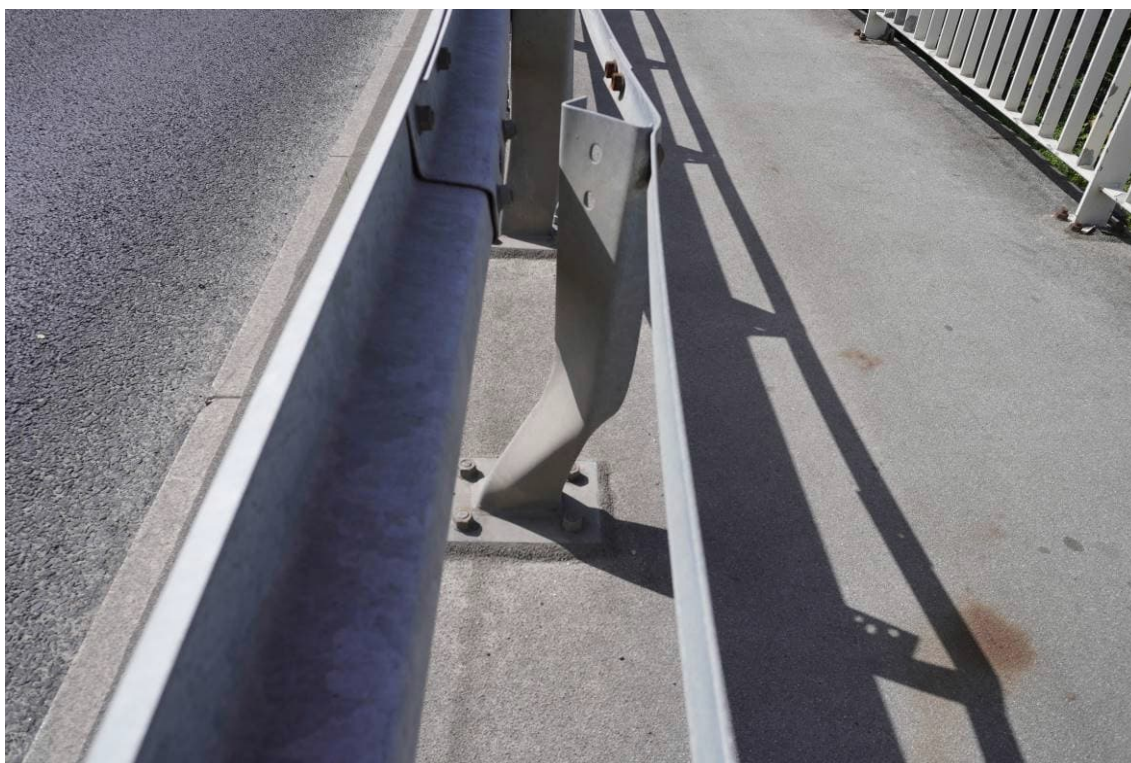
Fot. 5.53. Lokalne złuszczenie powłoki antykorozyjnej wraz z korozją powierzchniową balustrady na obiekcie. Uszkodzenie obejmuje mniej niż 5% powierzchni balustrady.



Fot. 5.54. Lokalne złuszczenie powłoki antykorozyjnej wraz z korozją powierzchniową balustrady oraz osłony przeciwporażeniowej na obiekcie.



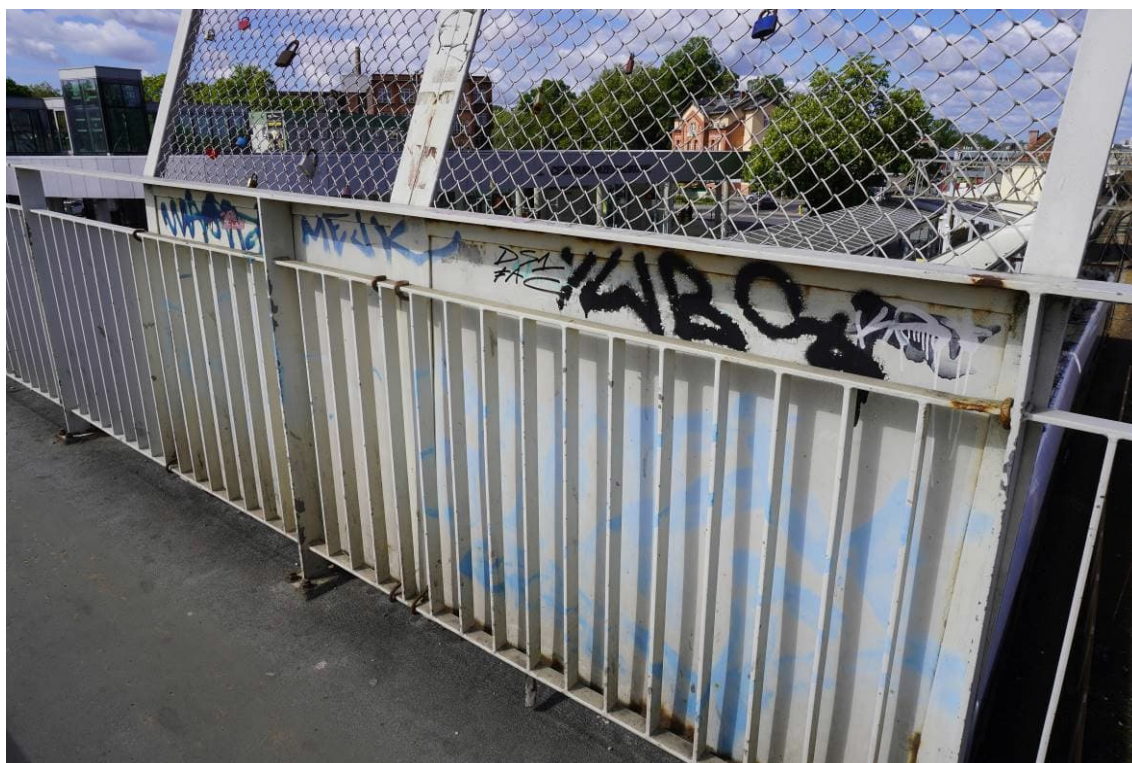
Fot. 5.55. Lokalna deformacja słupka bariery na obiekcie spowodowana prawdopodobnie uderzeniem pojazdu.



Fot. 5.56. Lokalna deformacja słupka wraz z uszkodzeniem jego połączenia z prowadnicą bariery na obiekcie spowodowana prawdopodobnie uderzeniem pojazdu lub nieprawidłowym montażem.



Fot. 5.57. Korozja powierzchniowa w obrębie podstawy słupków barier na obiekcie. Uszkodzenie dotyczy większości słupków barier na obiekcie.



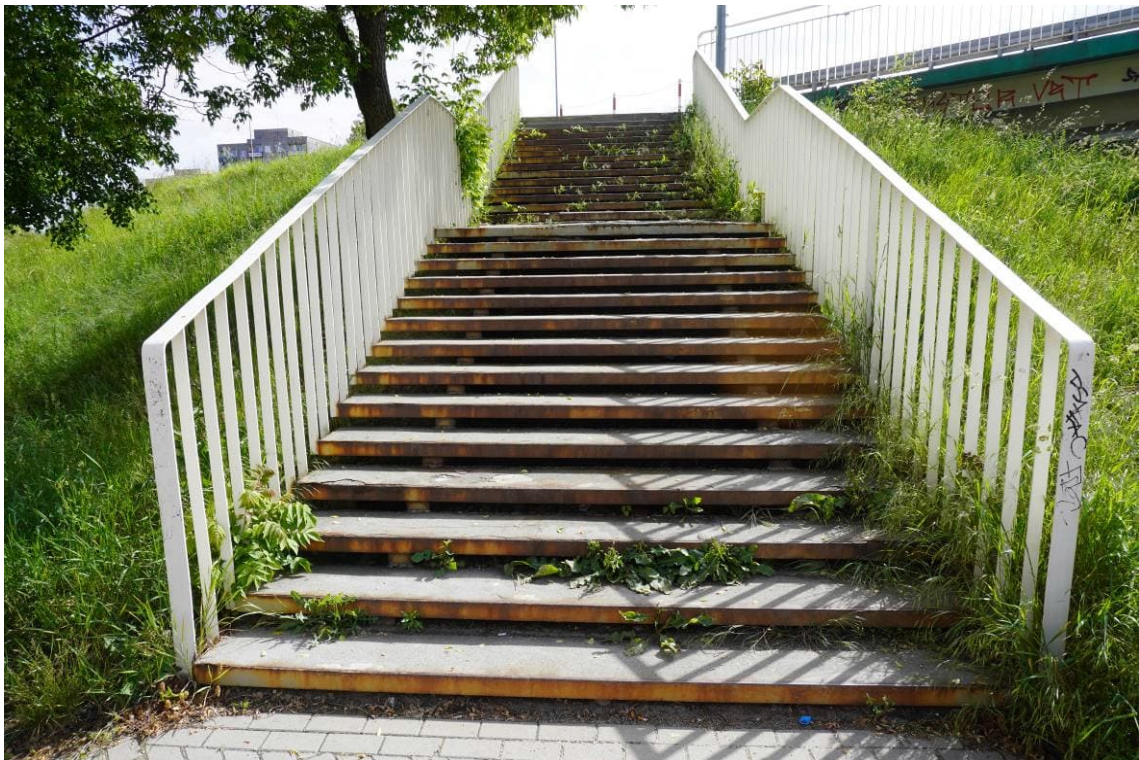
Fot. 5.58. Zanieczyszczenia graffiti na powierzchni osłon przeciwporażeniowych, które obniżają estetykę obiektu.

5.3.9. Nasypy, skarpy oraz przestrzeń podmostowa

Stan techniczny skarp oraz przestrzeni podmostowej jest **zadowalający (ocena 4/5)**

Do zaobserwowanych uszkodzeń w obrębie nasypów, skarp i przestrzeni pod obiektem należy zaliczyć:

- nieznaczna wegetacja roślinności oraz zanieczyszczenia na schodach oraz skarpach nasypu przy obiekcie,
- spękania i ubytki nawierzchni schodów przy obiekcie, korozja stalowych stopni schodów,
- zanieczyszczenia strefy pod obiektem odpadami pochodzenia komunalnego,
- wegetacja roślinności pod obiektem oraz w bliskim sąsiedztwie,



Fot. 5.59. Wegetacja roślinności oraz zanieczyszczenia na schodach – strona północna obiektu.



Fot. 5.60. Spękania i ubytki nawierzchni schodów po północnej stronie obiektu. Uszkodzenie zabezpieczeń antykorozyjnych wraz z powierzchnią korozją stalowych stopni schodów.



Fot. 5.61. Widoczne zanieczyszczenia pochodzenia komunalnego pod obiektem.



Fot. 5.62. Widoczne zanieczyszczenia pochodzenia komunalnego pod obiektem.



Fot. 5.63. Widoczna wegetacja roślinności w bliskim sąsiedztwie obiektu powodująca przyspieszenie procesów degradacyjnych materiału konstrukcyjnego belek podporęczowych i przęsła.

6. BADANIA MATERIAŁOWE

6.1.Cel i zakres badań

Celem badań materiałowych elementów konstrukcyjnych przedmiotowego obiektu mostowego jest określenie podstawowych parametrów technicznych materiału konstrukcyjnego oraz określenie stopnia jego degradacji. Parametry te zostaną określone na podstawie:

- Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie próbek pobranych w postaci rdzeni betonowych bezpośrednio z konstrukcji lub metodą sklerometryczną przy użyciu młotka Schmidta,
- Określenie pH betonu na świeżym przełomie preparatem Rainbow, karbonatyzacja
- Określenie rozkładu szkodliwych jonów w przekroju betonowym
- Detekcja zbrojenia profometrem wraz z odkrywką i oceną stanu zbrojenia wraz z pomiarem rzeczywistym zbrojenia

6.2.Badania laboratoryjne odwiertów pobranych z istniejącej konstrukcji

Celem badania jest określenie podstawowych parametrów technicznych materiału konstrukcyjnego na podstawie badania wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych w postaci rdzeni bezpośrednio z konstrukcji przedmiotowego obiektu.

Dla poboru próbek rdzeniowych wykonano 1 odwiert wiertnicą rdzeniową przy pomocy wiertła koronowego $\varnothing$ 102 mm chłodzonego wodą.

Lokalizację miejsc odwiertów wraz z ich oznaczeniami przedstawia tabela 6.1, a przykładowe fotografie dokumentujące przeprowadzone odwierty przedstawione są na fotografiach poniżej. Ubytki powstałe w wyniku wykonanych odwiertów zostały naprawione materiałem betonowym.

Tabela 6.1. Lokalizacja miejsc odwiertów próbek rdzeniowych do badań

Oznaczenie próbki	Element
O1	Filar



Fot. 6.1. Na zdjęciach powyżej przedstawiono wywiercone rdzenie O1 pobrane filara wiaduktu

Odwiert oznaczony jako O1 został wykonany w konstrukcji podpory pośredniej. Na podstawie oceny makroskopowej stwierdza się że beton konstrukcji wykonano na bazie kruszywa łamanego (bazalt). Frakcja kruszywa jest jednorodna dominuje frakcja 8-16mm z wtrąceniami frakcji 2-8mm. Zawartość kruszywa w stosunku do betonu jest przeważająca. Stwierdzono pojedyncze pęcherzyki powietrza w strukturze odwiertu, powstałe na etapie budowy wynikające z nieprawidłowo zawibrowanej mieszanki betonowej, defekty te nie wpływają na wytrzymałość betonu. Podczas pobierania rdzenia próbka uległa pęknięciu na głębokości około 25cm, spowodowane to było natrafieniem na pręt zbrojeniowy. Fragment odwierconego materiału spełnia wymagania jakościowe kwalifikujących go do możliwości przeprowadzania badania wytrzymałości na ściskanie.

Pozytywnie zakwalifikowane rdzenie zostały przekazane do INŻ.-GEO Badania i roboty Geotechniczne Sp. z o.o. Sp.k. to niezależne certyfikowanego laboratorium we Wrocławiu celem przeprowadzania na nich badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe w stanie powietrzno – suchym wg PN-EN 206:2014-04. Pełne sprawozdanie z badań laboratoryjnych zostało zawarte poniżej.

Poniżej w tabeli 6.2 przedstawiono zebrane wyniki badań.

Tabela 6.2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie

Oznaczenie próbki	Element	Oznaczenie fragmentu	Wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe w stanie powietrzno – suchym [MPa]
O1	Filar	O1/1	39,97
		O1/2	30,82
		O1/3	34,04

Wykonano próby ściskania próbek rdzeniowych odwierconych bezpośrednio z elementów obiektu. Otrzymano wyniki dla próbek O1 :

$$f_{is} = \{39,97;30,82;34,04\}\text{MPa}$$

$$f_{m(3),is} = \frac{\sum_{i=1}^{n=3} f_{is,i}}{n} = 34,94\text{MPa} \quad \text{wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie}$$
$$f_{is,lowest} = 30,82\text{MPa} \quad \text{najmniejsza z oznaczanych wartości wytrzymałości betonu na}$$

ściskanie w konstrukcji

Charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie w konstrukcji:

$$f_{ck,is} = \min \begin{cases} f_{m(3),is} - k = 34,94 - 7 = 27,94\text{MPa} \\ f_{is,lowest} + 4 = 30,82 + 4 = 34,82\text{MPa} \end{cases} = 27,94\text{MPa}$$
$$f_{ck,is} = 27,94\text{MPa} > 0,85 \cdot f_{ck,cyl,C30/37} \approx 0,85 \cdot 30,0 = 26,0\text{MPa}$$

Uznaje się, że beton w konstrukcji odpowiada klasie **C30/37**.

**Sprawozdanie z badań
laboratoryjnych
nr: 19/05/25_MM05/2025**

Data: 03.06.2025

Temat/					
Obiekt badany	:	Brak danych			
Miejsce poboru próbek		:	Brak danych		
Zleciennodawca		:	Mateusz Włodarczyk, ul. Szczere Pole 11, 55-003 Wojnowice		
*Data poboru próbek	:	Brak danych	Data dostarczenia próbek	:	19.05.2025 r.
*Rodzaj próbek	:	Rdzeń betonowy	Laboratoryjny numer próbek	:	wg tabeli
*Próbki pobrane przez		:	Zleciennodawcę		
*Oznaczenie próbek		:	wg tabeli		
Metodyka poboru próbek		:	Brak danych		
Niepełność poboru próbek		:	Brak danych		

Laboratoryjny numer próbki	Oznaczenie próbki		Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa] wg PN-EN 12390-3:2019-07
	Oznaczenie rdzenia	Oznaczenie fragmentu	
19/05/25_MM 05/2025/T1	O ₁ Wiadukt w ciągu ul. Sulechowskiej nitka zachodnia - filar	O1-1	39,97
		O1-2	30,82
		O1-3	34,04
19/05/25_MM 05/2025/T2	O ₂ Wiadukt w ciągu ul. Sulechowskiej nitka wschodnia – filar	O2-1	42,00
		O2-2	31,75

Badanie wykonano na rdzeniach o wymiarach $\phi \approx 95$ mm, stosunek wysokości do średnicy (h: ϕ) 1:1

Andrzej Poles
Autoryzował

*nielochy spec. ch.
biodni robotek laboratoryjnych*

Sebastian Wórk
Dyrektor Laboratorium
Budowlanego
Zabiegacz

Uwagi:

- Wyniki dotyczą wyłącznie próbek dostarczonej do badań
- Dane deklarowane przez Zleciennodawcę
- Bez pisemnej zgody Laboratorium, sprawozdanie z badań nie powinno być powielane inaczej jak tylko w całości
- Laboratorium deklaruje możliwość przyjęcia skarg w terminie do 14 dni od dnia przekazania wyników badań
- Zamieszczona wyniki badań nie są objęte akredytacją

Strona 1 z 1



6.3. Ocena wytrzymałości i jednorodności betonu na ściskanie za pomocą metody sklerometrycznej

Badania sklerometryczne betonu przeprowadzono celem oceny jednorodności betonu i szacunkowego oznaczenia jego wytrzymałości na ściskanie dla potrzeb związanych z określaniem parametrów technicznych betonu w konstrukcji. Pomiary wykonano młotkiem Schmidta typu N wg PN-EN 12504-2:2002. Badanie sklerometryczne oparte jest na zasadzie, że odbicie się sprężystej masy po uderzeniu zależy od twardości powierzchni, z jaką owa masa się zderza. Metoda pomiaru polega tu na określeniu wytrzymałości na ściskanie betonu R na drodze wyznaczenia powierzchniowej twardości rozpatrywanego materiału scharakteryzowanej przez tzw. liczbę odbicia L , opisującą wielkość odskoku trzpienia połączonego z masą uderzeniową i układem sprężynowym od badanej powierzchni, po uprzednim uderzeniu w nią z określoną siłą.

Zależność $R - L$ przyjęto wstępnie na podstawie "Instrukcji stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji" wydanej przez ITB w 1969 r.

Za krzywą podstawową regresji $R-L$ przyjęto krzywą paraboliczną, o równaniu:

$$R_{sr} = 0.3634(vL^2+1)L_{sr}^2 - 8.107L_{sr} + 65.255 \quad [kG/cm^2]$$

Metodą przekształceń matematycznych, powyższe równanie przekształcono na równanie o jednostkach w [MPa], tj.:

$$R_{sr} = 0.037044(vL^2+1) L_{sr}^2 - 0.8264L_{sr} + 6.652$$

$$sR = L_{sr} vL (0.00274 L_{sr}^2(vL^2+2) - 0.1224 L_{sr} + 0.6829) - 0.5$$

Odczytów liczby odbicia dokonano przy prostopadłym położeniu młotka do badanej powierzchni. Wybrana powierzchnia do badań charakteryzowała się brakiem widocznych uszkodzeń powierzchniowych, nalotów oraz oznak skorodowania betonu. Każdorazowo powierzchnia została oczyszczona za pomocą kamienia ściernego lub/i szlifierki.

Tabela 6.3. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie – belki sprężone

Punkt nr	Kąt α [°]	Liczby odbicia									Odczyt średni $\bar{L}_s$ [MPa]	Odczyt sprow. $\bar{L}_s$ spr [MPa]
		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1	0	52	54	52	52	52	57	57	52	55	53,7	53,7
2	0	50	50	54	52	52	52	54	50	50	51,6	51,6
3	0	52	54	54	52	52	52	52	52	57	53,0	53,0
4	0	54	52	54	54	56	52	54	52	52	53,3	53,3
5	0	56	56	56	54	54	54	52	52	54	54,2	54,2
6	0	54	54	54	56	54	59	56	54	59	55,6	55,6
7	0	52	54	52	54	54	54	54	54	54	53,6	53,6
8	0	52	56	54	56	52	54	56	52	54	54,0	54,0
9	0	54	58	56	54	56	58	54	56	54	55,6	55,6
10	0	54	54	56	54	54	54	52	56	54	54,2	54,2
11	0	52	56	56	56	56	56	54	56	56	55,3	55,3
12	0	56	56	54	58	56	56	54	54	59	55,9	55,9

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

$$R = 0,041 \cdot L^2 - 0,914 \cdot L + 7,36$$

Wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 78,2 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 69,2 MPa

Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu

Współczynnik korelujący B

B 0,59

Skorygowana wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 46,1 MPa

Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 40,8 MPa

Odczylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu

S_R 2,6

Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu

v_R 5,7 %

Ocena jednorodności betonu

bardzo dobra

Szacunkowa klasa betonu

~ B35

Klasę betonu na ściskanie w badanych elementach konstrukcji obiektu można oszacować jako C03/37

Na podstawie badania sklerometrycznego służącemu oszacowaniu wytrzymałości betonu na ściskanie oraz do jednorodności betonu w badanych elementach konstrukcji obiektu stwierdza się że badany beton spełnia wymagania wg PN-EN 13791 dla klasy C30/37, dodatkowo jednorodność badanego betonu jest na bardzo dobrym poziomie.

Tabela 6.4. Dziennik pomiarów sklerometrycznych - podpory

Punkt nr	Kąt α [°]	Liczby odbicia									Odczyt średni $\bar{L}_s$ [MPa]	Odczyt sprow. $\bar{L}_s$ spr [MPa]
		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1	0	48	50	48	48	48	53	53	48	51	49,7	49,7
2	0	46	46	50	48	48	48	50	46	46	47,6	47,6
3	0	48	50	50	48	48	48	48	48	53	49,0	49,0
4	0	50	48	50	50	52	48	50	48	48	49,3	49,3
5	0	48	48	48	46	46	46	44	44	46	46,2	46,2
6	0	46	46	46	48	46	51	48	46	51	47,6	47,6
7	0	44	46	44	46	46	46	46	46	46	45,6	45,6
8	0	42	46	44	46	42	44	46	42	44	44,0	44,0
9	0	44	48	46	44	46	48	44	46	44	45,6	45,6
10	0	44	44	46	44	44	44	42	46	44	44,2	44,2
11	0	42	46	46	46	46	46	44	46	46	45,3	45,3
12	0	46	46	44	48	46	46	44	44	49	45,9	45,9

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

$$R = 0,041 \cdot L^2 - 0,914 \cdot L + 7,36$$

Wytrzymałość średnia betonu

$R_{\bar{s}}$ 54,1 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

$R_{\min}$ 46,5 MPa

Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu

Współczynnik korelujący B

B 0,59

Skorygowana wytrzymałość średnia betonu

$R_{\bar{s}}$ 31,9 MPa

Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu

$R_{\min}$ 27,4 MPa

Odczylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu

S_R 3,4

Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu

v_R 10,5 %

Ocena jednorodności betonu

dobra

Szacunkowa klasa betonu

~ B25

Klasę betonu na ściskanie w badanych elementach konstrukcji obiektu można oszacować jako C20/25

Na podstawie badania sklerometrycznego służącemu oszacowaniu wytrzymałości betonu na ściskanie oraz do jednorodności betonu w badanych elementach konstrukcji obiektu stwierdza się że badany beton spełnia wymagania wg PN-EN 13791 dla klasy C20/25, dodatkowo jednorodność badanego betonu jest na dobrym poziomie.



Fot. 6.2. Na zdjęciach widoczne badanie młotkiem Schmidt'a wraz z zakresem otrzymanych wyników

6.4. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

„RAINBOW-Test” jest metodą bezpośredniej oceny zasięgu (głębokości) i zaawansowania procesu (stopnia) karbonatyzacji betonu.

„RAINBOW -Test” polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu, na podstawie oceny rozkładu barw na powierzchni jego przełomu.

Pomiar głębokości karbonatyzacji oraz określenie profilu rozkładu stopnia karbonatyzacji po głębokości badanego elementu ma zastosowanie przy:

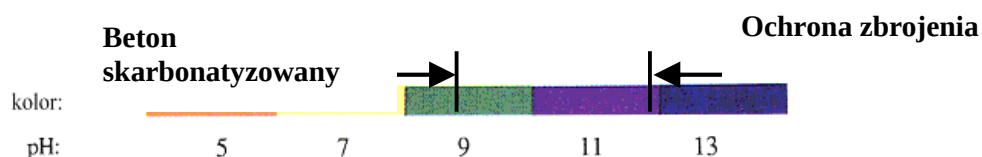
- ocenie stanu technicznego konstrukcji żelbetowych w celu ustalaniu przyczyny jej korozji,
- określeniu pozostałego czasu eksploatacji obiektu w sytuacjach, gdy stopień korozji jest czynnikiem krytycznym,
- monitorowaniu efektywności procesu re-alkalizacji otuliny betonowej.

„RAINBOW -Test” pozwala na identyfikację poszczególnych wartości pH w zakresie od 5 do 13. Test wykonuje się na świeżym przełomie (najczęściej na przełomie wykonanego odwiertu kontrolnego), poprzez pokrycie go aerozolem natryskiem - RAINBOW INDICATOR. Kompozycja odczynników chemicznych znajdująca się w arietce, w zależności od pH betonu zabarwia go na kolor:

- czerwony dla pH = 5
- pomarańczowy dla pH = 7
- zielony dla pH = 9
- fioletowy dla pH = 11
- granatowy dla pH = 13



Fot.6.3 „RAINBOW INDICATOR” - opakowanie 80 ml z atomizerem



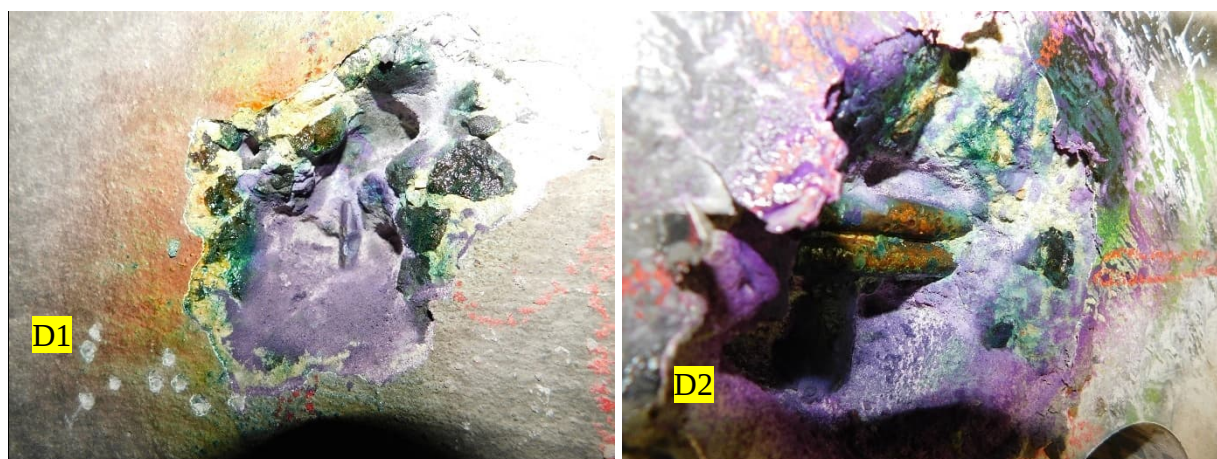
Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie wykonywania odkrywek, określono bezpośrednio na obiekcie, za pomocą metody „Rainbow-Test”, przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

Uzyskane wyniki zestawiono w poniższej tabeli 6.5:

Tabela 6.5.

Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu konstrukcji

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Głębokość karbonatyzacji [mm]
Dźwigar	D ₁	pH7 /5mm → pH9 /10mm dalej pH13
Podpora –filar	D ₂	pH7 /20mm dalej pH13



Fot.6.4. Widok przełomów, na których określono głębokość karbonatyzacji.

- ◆ Na podstawie uzyskanych wyników **stwierdzono nieznaczny zasięg** procesu karbonatyzacji w konstrukcji **przęseł**. W stosunku do zbrojenia, które posiada grubość otuliny około 30mm (w badanym miejscu), proces karbonatyzacji **nie wpływa na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia**. Należy przyjąć że otulina betonowa zachowała swoje własności pasywne i nie chroni w sposób prawidłowy zbrojenia.
- ◆ Na podstawie uzyskanych wyników **stwierdzono nieznaczny zasięg** procesu karbonatyzacji w konstrukcji **podpór**. W stosunku do zbrojenia, które posiada grubość otuliny około 20mm (w badanym miejscu), proces karbonatyzacji **może wpływać na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia (strzemion)**, gdyż zakres karbonatyzacji jest taki sam jak grubość otuliny . Dodatkowo w podporach stwierdzono lokalne miejsca gdzie otulina betonowa uległa odspojeniom i ubytkom, zakłada się więc, że proces karbonatyzacji, wpływa na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia właśnie w tych miejscach. Należy przyjąć że otulina betonowa lokalnie utraciła swoje własności pasywne i nie chroni w sposób prawidłowy zbrojenia w tych miejscach.

6.5. Ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym

Na potrzeby niniejszego opracowania wykonano badania chemiczne betonu mające na celu określenie typu oraz intensywności zagrożenia związanego z oddziaływaniem szkodliwych jonów na materiał elementów konstrukcyjnych przedmiotowego obiektu.

Próbki betonu pobierane zostały bezpośrednio z konstrukcji. Próbki pobierane były w postaci zwiercin z trzech różnych głębokości, przy czym głębokość ostatniego odwiertu powinna odpowiadać grubości otuliny prętów zbrojeniowych. Miejsca odwiertów dobierane są na podstawie oceny wizualnej obiektu jako miejsca najbardziej uszkodzone lub najbardziej narażone na oddziaływanie agresywnych jonów. Próbki pobierane były również z miejsc bez widocznych uszkodzeń jako próby kontrolne. Pobrane zwierciny osuszono i w szczelnych, opisanych pojemnikach przewieziono do laboratorium. Ze zwiercin przygotowano określone naważki, a następnie przeprowadzono je do roztworów wodnych. Tak przygotowane roztwory posłużyły do przeprowadzenia analiz: ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych i siarczanowych.

Badania stężenia chlorków w przypowierzchniowej warstwie betonu przeprowadzono w losowo wybranych punktach pomiarowych, w których za pomocą nawiercania pobrano do badań próbki pyłu betonowego z trzech głębokości od 0 do 0,5 cm, od 0,5 do 3,0 cm oraz od 3,0 cm do 5,0 cm. Badania te wykonano, wykorzystując zestaw „Aquamerck-Test”, firmy Merck.

Dopuszczalną wartość stężenia chlorków w badanym przekroju betonowym określono zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000 z późniejszymi zmianami), przyjmując ją na poziomie 0,4% wagi cementu. Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu, założono orientacyjnie, iż do produkcji betonu, z którego wykonano badaną płytę pomostową zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m³ mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości betonu na poziomie około 2500 kg/m³, warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów Cl - równej: około 0,064% masy betonu dla konstrukcji żelbetowych i odpowiednio dla konstrukcji sprężonych 0,032%. Natomiast w betonie skarbonatyzowanym warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów Cl - równej: około 0,016% masy betonu.

Jako graniczną zawartość siarczanów azotanów i azotynów w betonie, zgodnie z obowiązującymi w tym zakresie wytycznymi, przyjęto na poziomie **0.50%** w odniesieniu do wagi betonu.

Badania przeprowadzono za pomocą zestawu „**Aquamerck-Test**”, firmy Merck.

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

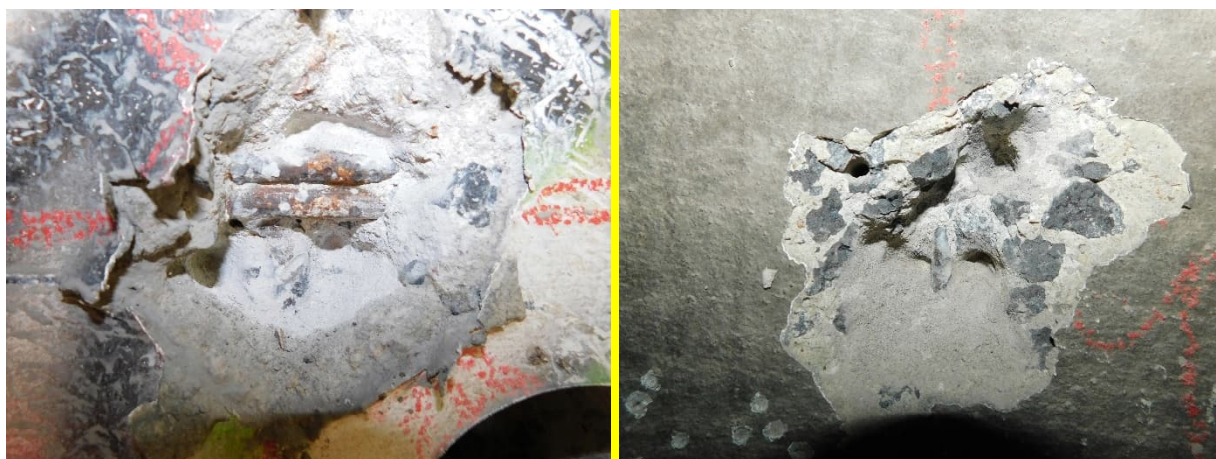
Dźwigar	Podpora
- od 0 do 5 mm	- od 0 do 5 mm
- od 5 do 15 mm	- od 5 do 30 mm
- od 15 do 30 mm	- od 30 do 50 mm

Uzyskane wyniki zestawiono w poniższej tabeli 7.1

Tabela **Błąd! W dokumencie nie ma tekstu o podanym stylu..3.** Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, w przypowierzchniowej warstwie betonu podpór

Nr próbki	Miejsce pobrania próbki	Oznaczenie próbki	ZAWARTOŚĆ							
			Chlorków		Siarczanów [SO ₄ ²⁻]		Azotanów [NO ₃ ⁻]		Azotynów [NO ₂ ⁻]	
			udział % w stosunku do wagi betonu ³⁾							
			Jakościo- wo	Ilościowo	Jakościo- wo	Ilościowo	Jakościo- wo	Ilościowo	Jakościo- wo	Ilościowo
			+ / -	[%]	+ / -	[%]	+ / -	[%]	+ / -	[%]
2.	Filar nr 9 zaciek	H _{1/1}	+	0,040	-	<0,200	-	0	-	0
		H _{1/2}	+	0,040	-	<0,200	-	0	-	0
		H _{1/3}	-	0,030	-	<0,200	-	0	-	0

- ♦ Stwierdzono, że stężenie jonów chlorkowych **zostało przekroczone** w przypowierzchniowej warstwie betonu dla filara. Wartości stężeń są dosyć wysokie, wynikają dodatkowo z warunku na beton skarbonatyzowany przypowierzchniowo, w związku z powyższym stwierdzono, że **zagrożenie korozją** prętów zbrojeniowych w **filarze istnieje**. Na podstawie badania karbonatyzacji przyjęto, że beton do głębokości 20mm jest skarbonatyzowany, w związku z tym wartość graniczną stężenia chlorków przyjęto jak dla betonu skarbonatyzowanego.
- ♦ **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** siarczanów w pyłe betonowym pobranym z konstrukcji.
- ♦ **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** azotanów i azotynów w pyłe betonowym pobranym z konstrukcji.



Fot.6.5 Widok na miejsce poboru zwiercin betonu do badań chemicznych.

6.6.Lokalizacja prętów zbrojeniowych, ocena grubości ich betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu

Badania przeprowadzono za pomocą metody elektromagnetycznej, wykorzystując przyrządy „BOSCH Wallscanner D-tect 150 SV” oraz dokonując bezpośrednich pomiarów w odkrywkach (odkuwkach) prętów zbrojeniowych.

- ◆ W przyjętych do badań elementach konstrukcji zlokalizowano pręty zbrojeniowe. Następnie oszacowano średnice tych prętów oraz dokonano oceny grubości ich betonowej otuliny. Dla sprawdzenia przeprowadzono wyrywkową kontrolę średnicy zbrojenia oraz jego otuliny w kilku odkrywkach. Badania te potwierdziły wyniki uzyskane wcześniej za pomocą metody elektromagnetycznej.
- ◆ Podane grubości otuliny dotyczą przypowierzchniowej warstwy zbrojenia, to jest w przypadku np. płyty pomostowej, pierwszego rzędu zbrojenia.
- ◆ Metoda elektromagnetyczna w przypadku wkładek zbrojeniowych rozmieszczonych bardzo blisko siebie na dużej lub małej głębokości obarczona jest błędem.

Dźwigar – na podstawie wykonanej odkrywki (D1) zlokalizowano pręty zbrojenia miękkiego, strzemię Ø 6 gładkie, którego otulina wynosiła około 32mm mierząc od boku, minimalna grubość otuliny powinna wynosić 25 mm wg PN-91/S-10042. W wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach nie występują produkty korozji.

Grubość otuliny w badanym miejscu jest wystarczająca.

Podpora słup – na podstawie wykonanej odkrywki (D2) zlokalizowano pręty główne Ø 25 gładkie których otulina wynosiła 32 mm. Rozstaw prętów wynosił około 10cm Odkryto również strzemiona Ø 10 gładkie, których otulina wynosiła w granicach 19 mm - minimalna

grubość otuliny powinna wynosić 50 mm dla zbrojenia głównego i 40mm dla strzemion wg PN-91/S-10042. Rozstaw strzemion wynosił około 30cm. W wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach głównych występują produkty korozji w postaci nalotu rdzy, w przypadku prętów znajdujących się pod odspojoną otuliną, ubytek korozyjny pręta sięga około 5-20% przekroju poprzecznego pręta.

Niedostateczną grubość otuliny stwierdzono miejscowo w obrębie podpór. Brak minimalnej grubości otuliny wpływa na stan zbrojenia powodując jego niedostateczną ochronę przed korozją.



Fot.6.6 Widok z wykonanej lokalizacji zbrojenia oraz wykonanych odkrywek.

6.7. Wnioski z badań

- ◆ Oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w badanych elementach konstrukcji obiektu dokonano przy wykorzystaniu metody sklerometrycznej oraz na próbkach rdzeniowych, uzyskując następujące wyniki:
 - o Dźwigar – klasa betonu C30/37 badanie sklerometrem
 - o Podpora – klasa betonu C20/25 badanie sklerometrem
 - o Podpora – klasa betonu C30/37 próbki rdzeniowe

- ◆ Badania chemiczne betonu i ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia

Karbonatyzacja.

Na podstawie uzyskanych wyników **stwierdzono nieznaczny zasięg** procesu karbonatyzacji w konstrukcji **przęseł**. W stosunku do zbrojenia, które posiada grubość otuliny około 30mm (w badanym miejscu), proces karbonatyzacji **nie wpływa na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia**. Należy przyjąć że otulina betonowa zachowała swoje własności pasywne i nie chroni w sposób prawidłowy zbrojenia.

Na podstawie uzyskanych wyników **stwierdzono nieznaczny zasięg** procesu karbonatyzacji w konstrukcji **podpór**. W stosunku do zbrojenia, które posiada grubość otuliny około 20mm (w badanym miejscu), proces karbonatyzacji **może wpływać na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia (strzemion)**, gdyż zakres karbonatyzacji jest taki sam jak grubość otuliny . Dodatkowo w podporach stwierdzono lokalne miejsca gdzie otulina betonowa uległa odspojeniom i ubytkom, zakłada się więc, że proces karbonatyzacji, wpływa na zwiększenie ryzyka zagrożenia korozją zbrojenia właśnie w tych miejscach. Należy przyjąć że otulina betonowa lokalnie utraciła swoje własności pasywne i nie chroni w sposób prawidłowy zbrojenia w tych miejscach

Ocena zagrożenia korozją w związku z zawartością szkodliwych jonów w betonie

- ◆ Stwierdzono, że stężenie jonów chlorkowych **zostało przekroczone** w przypowierzchniowej warstwie betonu dla filara. Wartości stężeń są dosyć wysokie, wynikają dodatkowo z warunku na beton skarbonatyzowany przypowierzchniowo, w związku z powyższym stwierdzono, że **zagrożenie korozją prętów zbrojeniowych w filarze istnieje**. Na podstawie badania karbonatyzacji przyjęto, że beton do głębokości 20mm jest skarbonatyzowany, w związku z tym wartość graniczną stężenia chlorków przyjęto jak dla betonu skarbonatyzowanego.
- ◆ **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** siarczanów w pyłe betonowym pobranym z konstrukcji.
- ◆ **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** azotanów i azotynów w pyłe betonowym pobranym z konstrukcji.

Ocena zbrojenia.

W **belkach dźwigara głównego** w wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach nie występują produkty korozji.

W **podporach** w wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach występują produkty korozji w postaci nalotu rdzy w przypadku miejsc bez widocznych uszkodzeń tj. zacieków, odspojień. Dla prętów znajdujących się pod odspojoną otuliną lub w miejscach widocznych zacieków i zawilgoceń, ubytek korozyjny prętów sięga około **5-20%** przekroju poprzecznego pręta.

Dodatkowo stwierdzono, że w świetle obowiązujących norm grubość otuliny zbrojenia belek prefabrykowanych jest wystarczająca niemal na całej powierzchni, a w przypadku podpór grubość otuliny zbrojenia jest niewystarczająca lokalnie.

Uwaga:

Biorąc pod uwagę rozmiar powierzchni badanych elementów, należy przyjąć, że stwierdzone parametry wytrzymałościowe na podstawie wykonanych badań mają jedynie charakter lokalny.

7. STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI

7.1. Cel i podstawa opracowania

Celem opracowania jest określenie aktualnej nośności przedmiotowego wiaduktu oraz wyznaczenie wojskowej klasy MLC

Podstawy techniczne obliczeń:

PN-EN 1991-2	Obciążenia ruchome mostów drogowych
PN-85/S-10030	Obiekty mostowe. Obciążenia
PN-91/S-10042	Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
PN-82/S-10052	Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
PN-EN 1991-2	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje Część 2: Obciążenia ruchome mostów
PN-66/B-02015	Polska Norma. Mosty, wiadukty i przepusty

Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie z późniejszymi zmianami.

7.2. Założenia do obliczeń

Obliczenia przeprowadzono w programie RFEM. Program ten wykorzystuje metodę elementów skończonych. Obiekt zamodelowano w układzie klasy e1+e2 p2 jako ruszt belkowy z płytą betonową. Analizy elementów konstrukcji obiektu wykonano na podstawie norm PN. Konstrukcję sprawdzano na obciążenie stałe (ciężar własny oraz wyposażenie), obciążenie zmienne taborem samochodowym. Obciążenia przykładane do konstrukcji są jako charakterystyczne, tworząc kombinację obciążeń przemnażane są one przez odpowiednie współczynniki obliczeniowe. Miejsca przyłożenia obciążeń zmiennych wynikają z linii wpływu szukanych wielkości statycznych dla danych elementów

7.3. Obciążenie konstrukcji

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie stałe: ciężarem własnym elementów konstrukcyjnych, wyposażeniem,
- obciążenia taborem samochodowym

- **Obciążenia stałe**

- ciężar konstrukcji betonowej,

- ciężar nawierzchni asfaltowej,
- ciężar kap chodnikowych,
- bariery energochłonne
- balustrady,

• **Obciążenie normowe (wg PN-66/B-02015)**

Oddziaływania ruchome składają się z obciążenia pasmowego (minimalnie 2 pasma o szerokości 0,60 m i rozstawie 1,50 m w kierunku poprzecznym, i na maksymalnie 2 odcinkach w kierunku podłużnym) o intensywności 8 kPa oraz obciążenia liniowego poprzecznego P o intensywności 80 kN/m na pasmach w rozstawie 1,60 m. Jeśli rozważa się więcej niż 3 pasma obciążenia należy stosować współczynniki redukcyjne obciążenia. Przy obliczaniu sił tnących obciążenie P należy zwiększyć o 25 %. Dodatkowo uwzględnia się obciążenie na chodniku w intensywności 3 kPa. Jako obciążenie alternatywne stosuje się pojazdy K-80 o masie 800 kN (rozstawy osi (3x1,2 m) x 2,7 m) bez współczynnika dynamicznego i bez jakiegokolwiek obciążenia towarzyszącego. Odległości między pojazdami K-80 nie mogą być mniejsze niż 30 m w świetle między skrajnymi ich osiami. Współczynnik dynamiczny uwzględniany w podstawowej kombinacji obliczeniowej dla taboru samochodowego wynosi:

$$\phi = 1 + \frac{10}{20 + L} = 1 + \frac{10}{20 + 3 \cdot 15,6} = 1,115$$

• **Obciążenie normowe (wg PN-85/S-10030)**

Obciążenie taborem drogowym klasy C:

$$K_k = 4 \cdot 80 = 320 \text{ kN}$$

$$q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2 \quad -$$

całkowite obciążenie pojazdem K
obciążenie równomiernie r r
rozłożone na wybranych powierzchniach
jezdni (szerokość 5,0 m)

Współczynnik dynamiczny dla obciążenia pojazdem K oraz S wynosi:

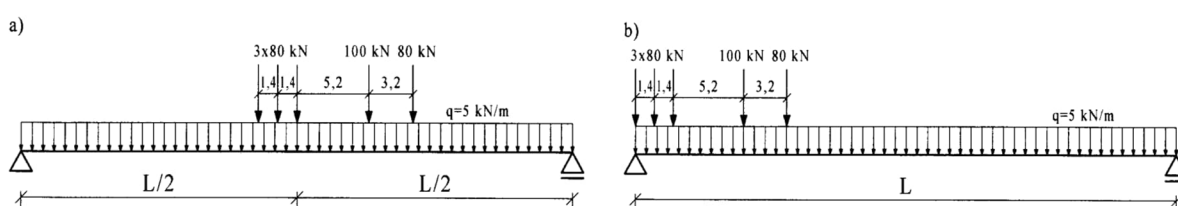
$$\phi = 1,35 - 0,005 \cdot L = 1,35 - 0,005 \cdot 15,6 = 1,272$$

Współczynnik obliczeniowy dla sprawdzenia SGN wynosi 1,5 / 0,0 (w układzie PD – 1,25 / 0,0, natomiast w układzie PW – 1,15 / 0,0).

- **Obciążenie użytkowe (wg zarządzenia GDDKiA)**

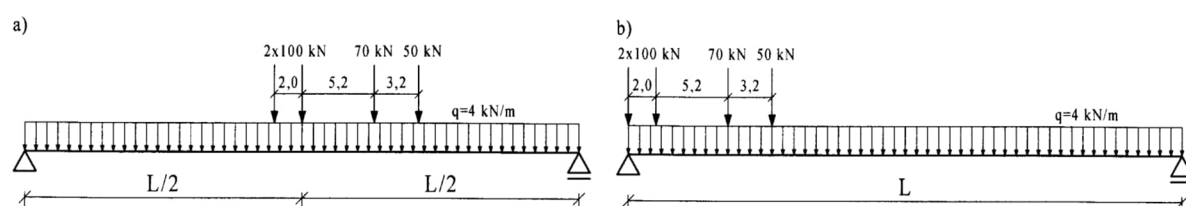
Sprawdzono nośność użytkową obiektu zgodnie z załącznikiem do Zarządzenia nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r.

Analizowano kategorie obciążenia o symbolu 1/S42, którą stanowi samochód modelowy o masie 42 ton i obciążenie liniowe o wartości 5 kN/m, kategorię 2/S32, którą stanowi samochód modelowy o masie 32 ton i obciążenie liniowe o wartości 4 kN/m, kategorię 3/S24, którą stanowi samochód modelowy 3/S24 i obciążenie liniowe o wartości 4 kN/m, kategorię 4/S16 którą stanowi samochód modelowy o masie 16 t i obciążenie liniowe o wartości 3 kN/m oraz kategorię o symbolu 5/S10 którą stanowi samochód modelowy o masie 10 t i obciążenie liniowe o wartości 2 kN/m,



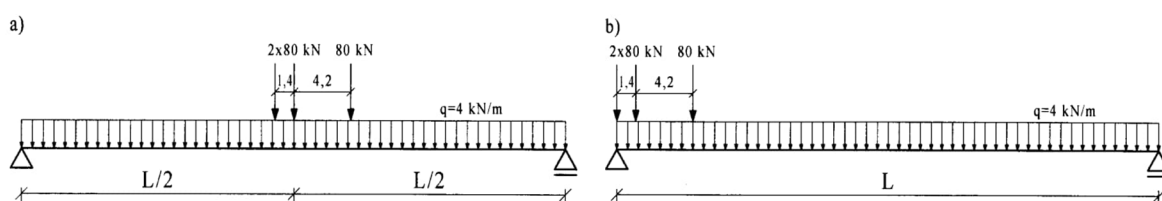
Rys. 7.1. Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 1/S42

- a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
- b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej



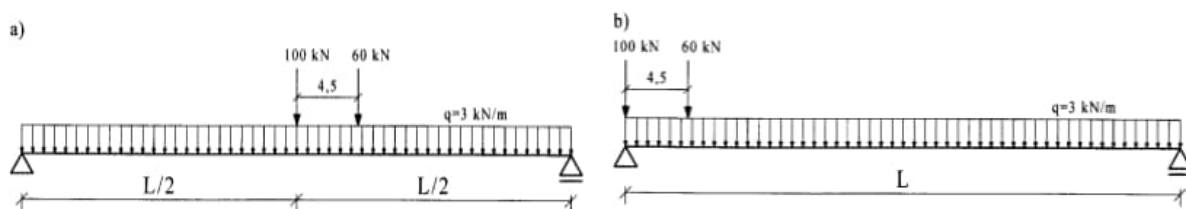
Rys. 7.2.. Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 2/S32

- a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
- b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

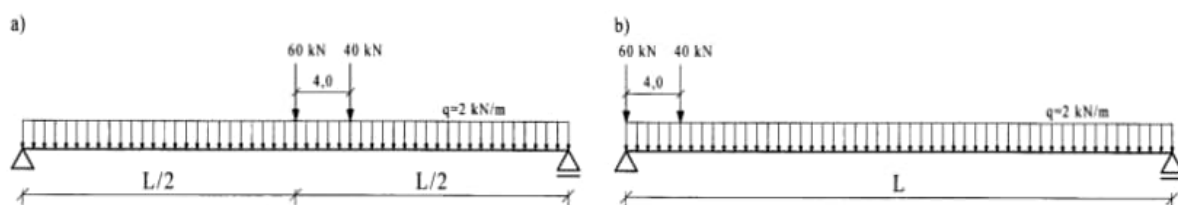


Rys. 7.3. Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 3/S24

- a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
- b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

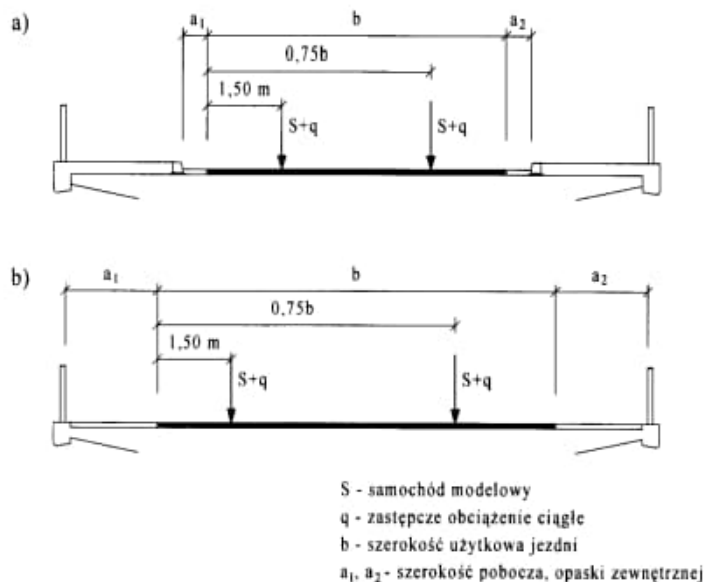


Rys. 7.4. Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 4/S16
a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej



Rys. 7.5. Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 5/S10
a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

Na jezdni przęsła w przekroju poprzecznym można ustawić co najwyżej dwa pasma obciążenia użytkowego tej samej kategorii. Ustawienie pasm obciążenia na jezdni jest niezmiennie:



Rys. 7.6. Ustawienie obciążenia użytkowego na jezdni w przekroju poprzecznym
a) jezdnia z krawężnikami
b) jezdnia bez krawężników

Oś pierwszego pasma obciążenia jest oddalona o 1,5 m od krawężnika lub linii ciągłej wyznaczającej opaskę zewnętrzną jezdni lub pobocza. Osiowy rozstaw kół na jednej osi

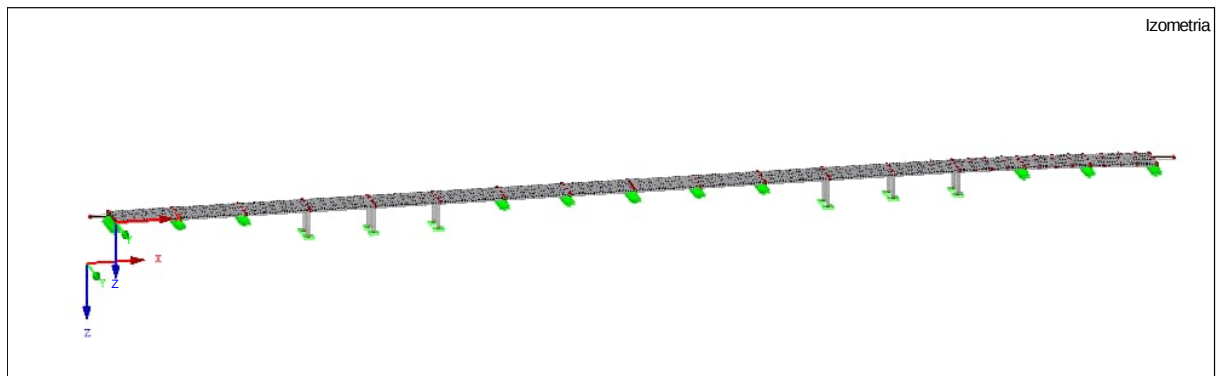
samochodu modelowego, niezależnie od kategorii obciążenia użytkowego, należy przyjmować o wartości 1,75 m.

Współczynnik dynamiczny dla obciążenia wynosi:

$$\phi = 1,35 - 0,005 \cdot L = 1,35 - 0,005 \cdot 15,6 = 1,272$$

Model obliczeniowy MES

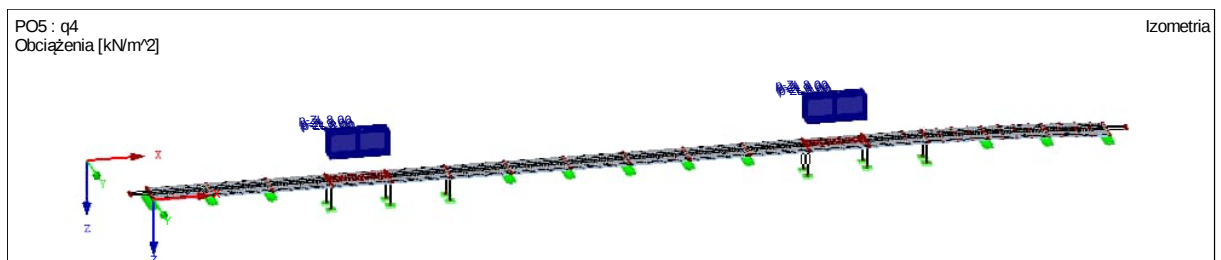
W celu wyznaczenie wartości sił wewnętrznych w elementach stalowych konstrukcji stworzono modele klasy $e^1+e^2p^2$, jako ruszt prętowy z płytą betonową. Wizualizacja modelu MES przedstawiona została poniżej:



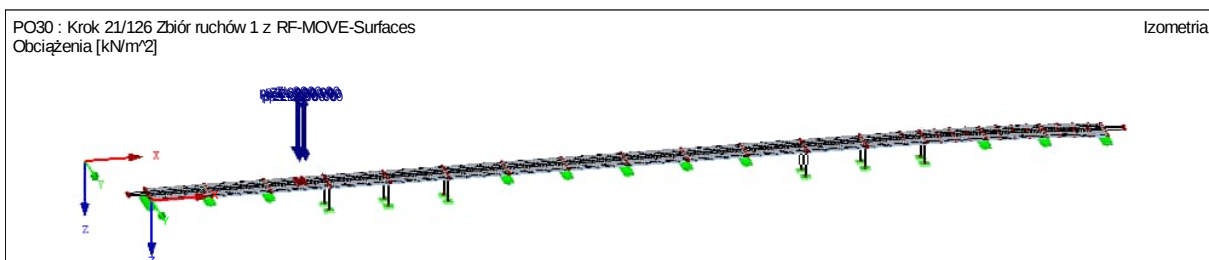
Rysunek 7.7 Model konstrukcji - aksonometria

7.4. Obciążenia w modelu MES

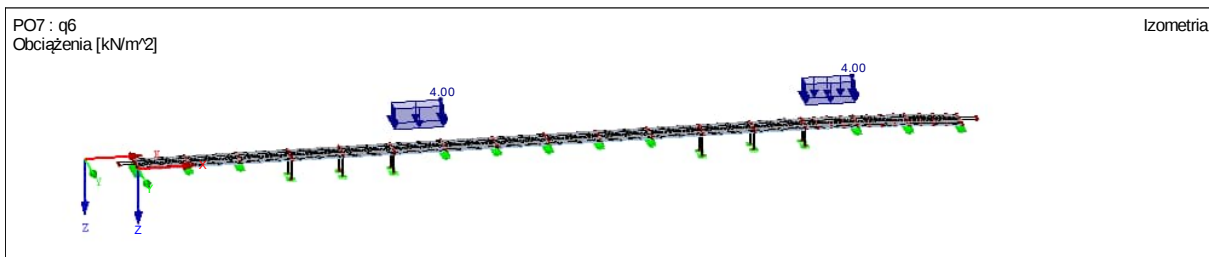
Obciążenia zmienne przykładano do górnej powierzchni płyty pomostowej przez który obciążenia przekazywane było na konstrukcję belki strunobetonowe. Poniżej przedstawiono wybrane z analizowanych obciążeń.



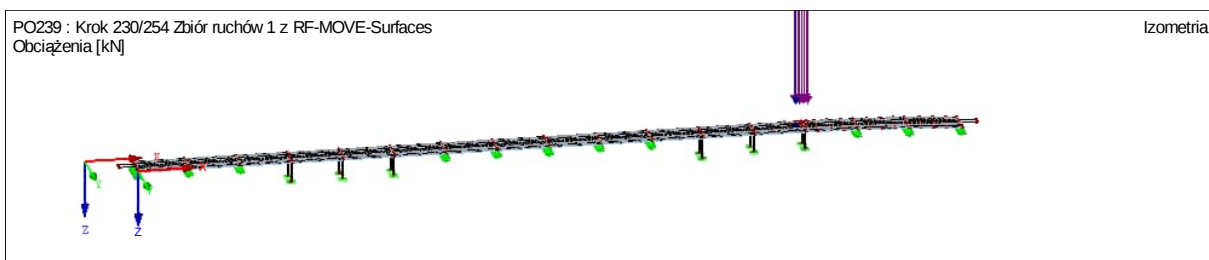
Rysunek 7.8 Obciążenie ruchome równomierne na górnej powierzchni płyty norma PN-66/B-02150 (obciążenie wybranego przęsła)



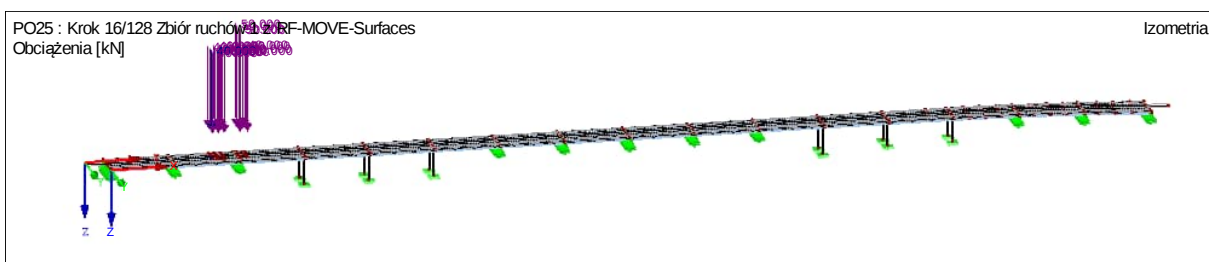
Rysunek 7.9 Obciążenie ruchome liniowe na górnej powierzchni płyty norma PN-66/B-02150 (obciążenie w przykładowym położeniu)



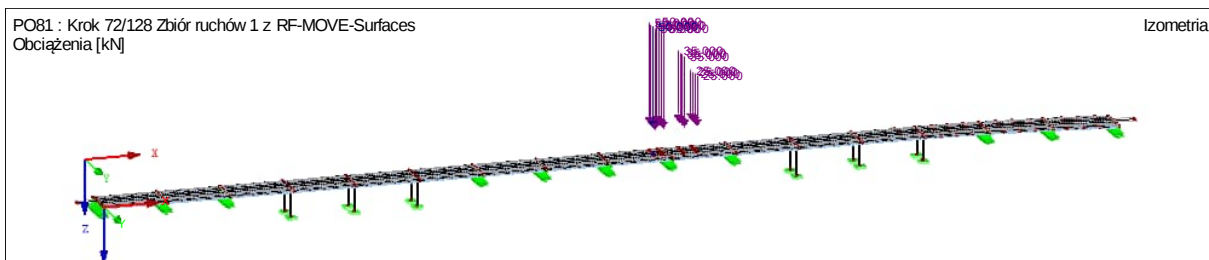
Rysunek 7.10 Obciążenie ruchome równomierne na górnej powierzchni płyty norma PN-85/S-10030 (obciążenie wybranego przęsła)



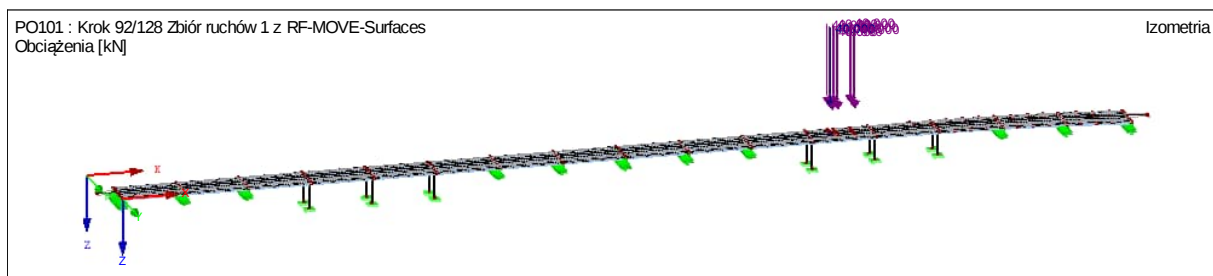
Rysunek 7.11 Obciążenie ruchome liniowe na górnej powierzchni płyty norma PN-85/S-10030 (obciążenie w przykładowym położeniu)



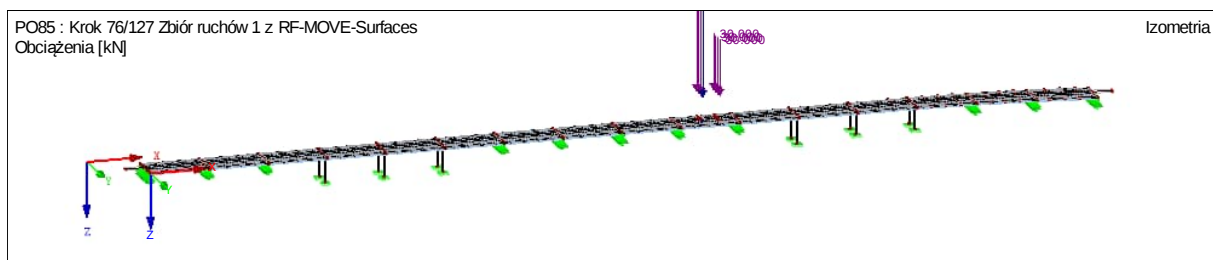
Rysunek 7.12 Obciążenie ruchome pojazdem 1/S42



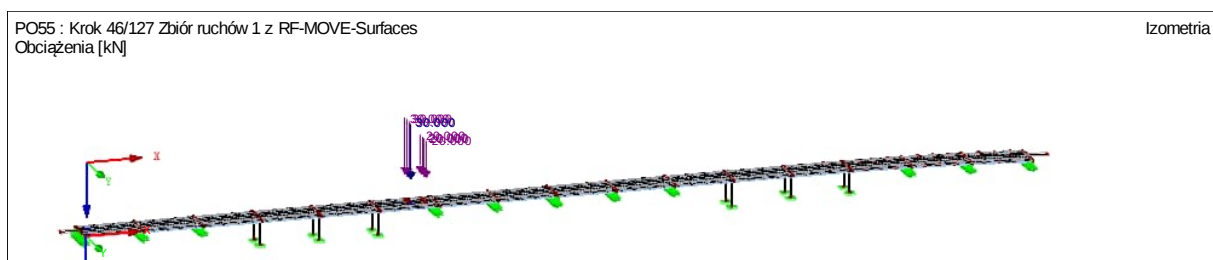
Rysunek 7.13 Obciążenie ruchome pojazdem 2/S32



Rysunek 7.14 Obciążenie ruchome pojazdem 3/S24



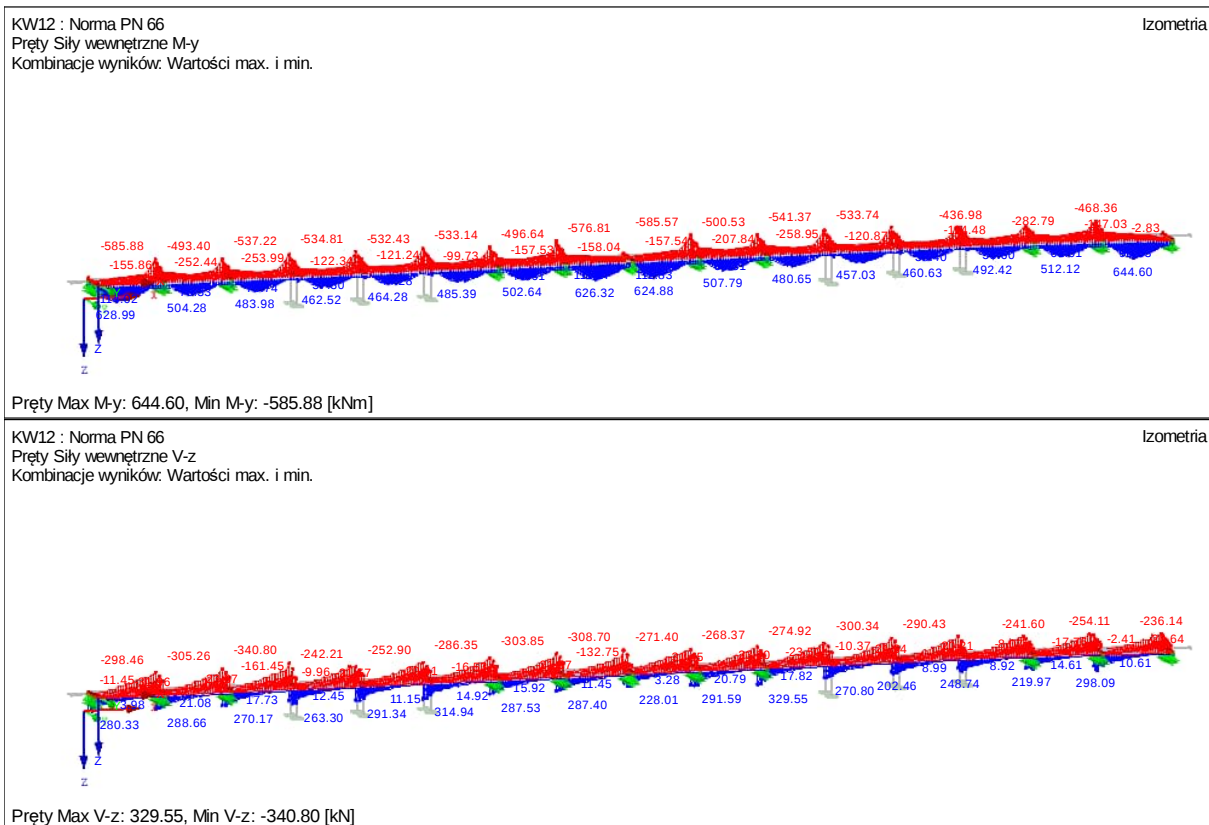
Rysunek 7.15 Obciążenie ruchome pojazdem 4/S16



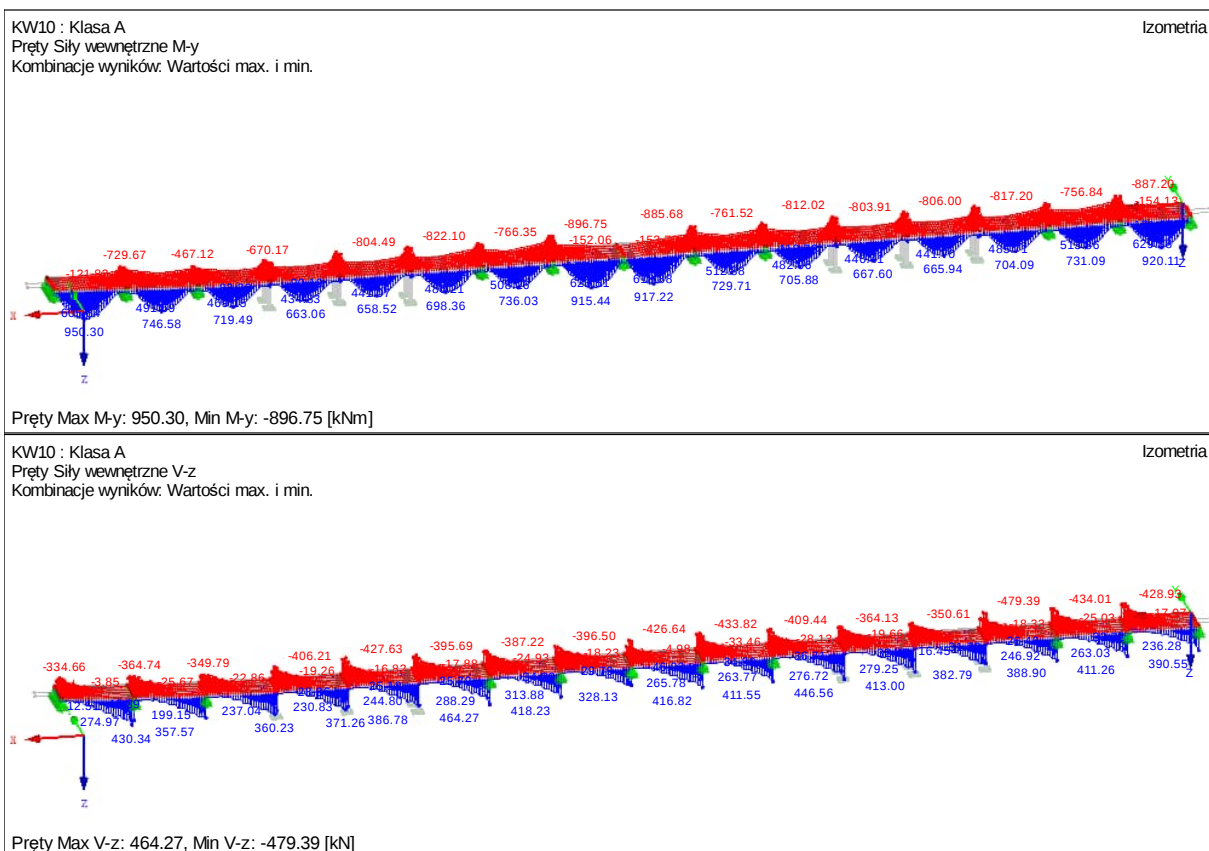
Rysunek 7.16 Obciążenie ruchome pojazdem 5/S10

7.5. Analiza wytrzymałościowa konstrukcji

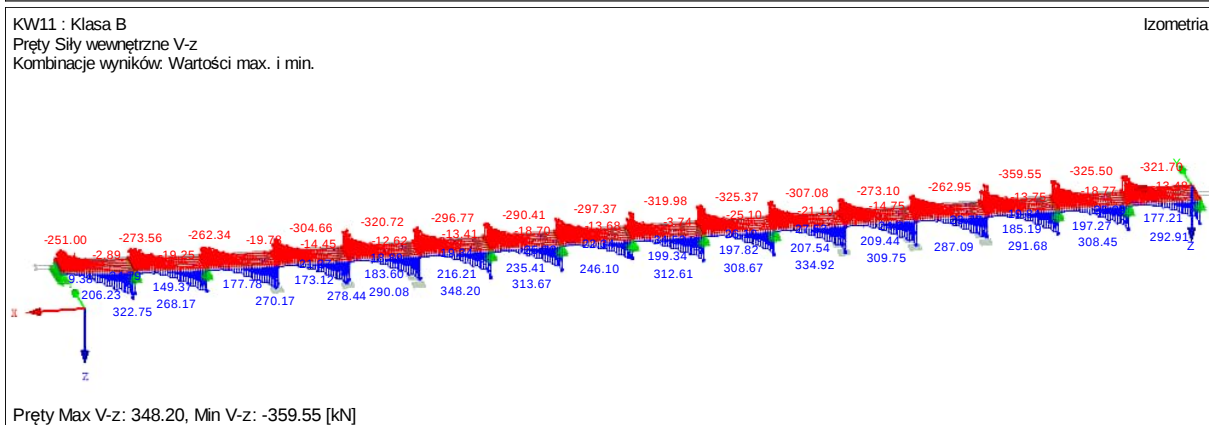
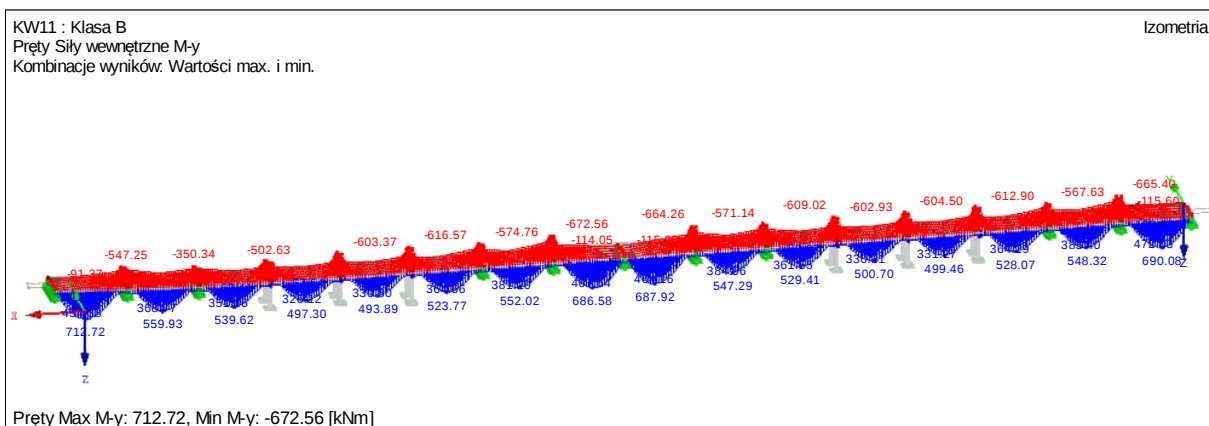
Dla elementów stalowych przedstawiono obwiednie momentów zginających oraz sił tnących dla poszczególnych norm (PN-66/B-02150 oraz PN-85/S-10030) klas obciążenia zgodnie z wytycznymi GDDKiA.



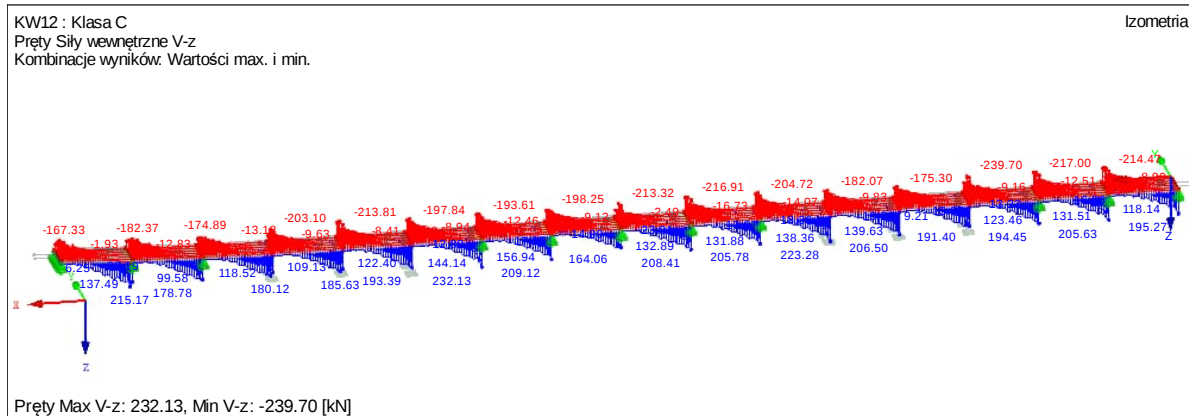
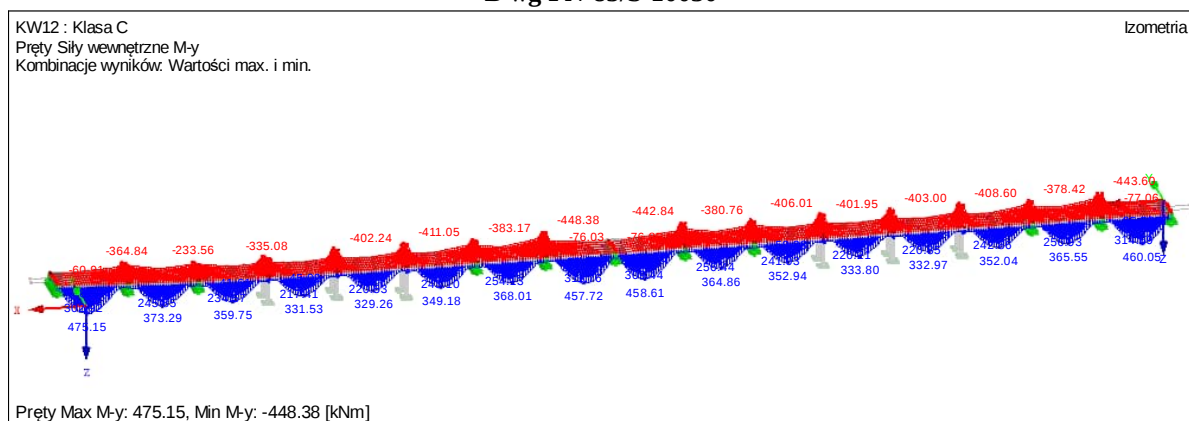
Rysunek 7.17 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy I wg PN-66/B-02150



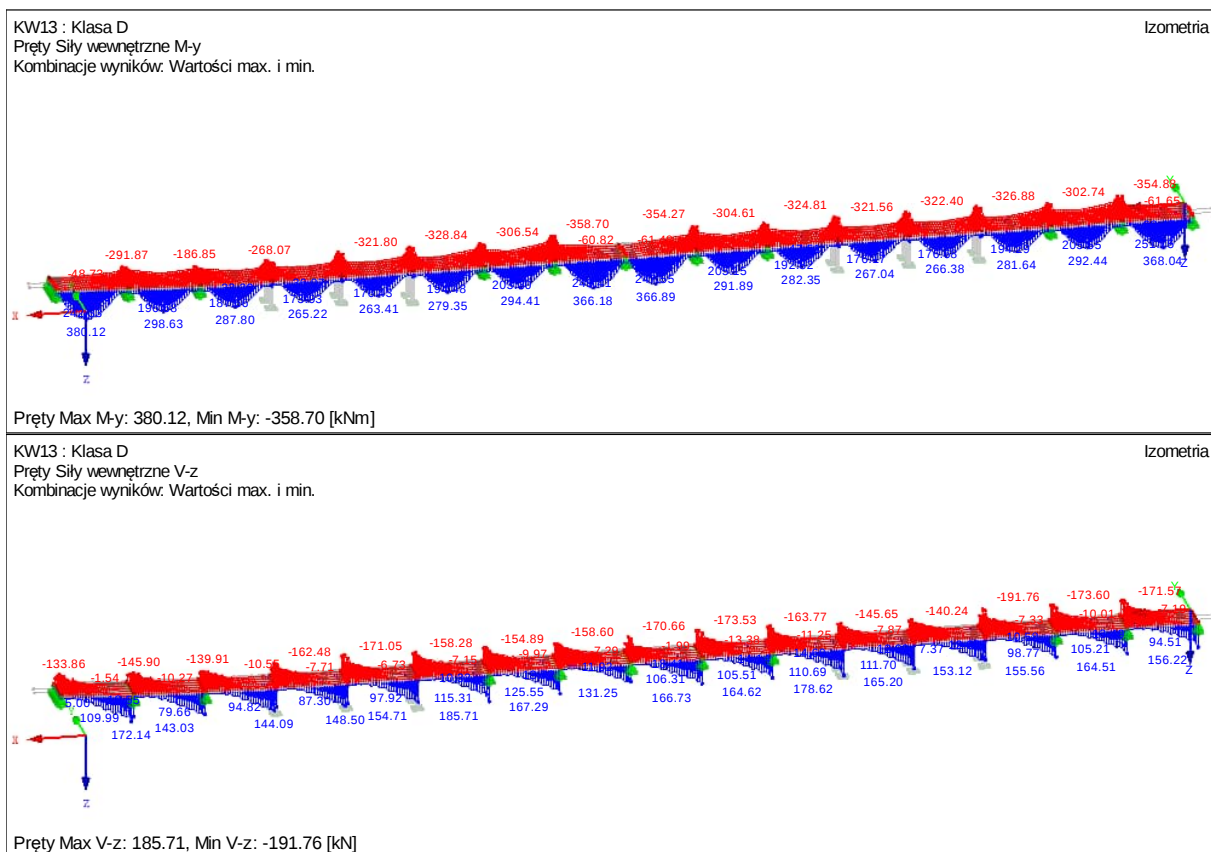
Rysunek 7.18 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy A wg PN-85/S-10030



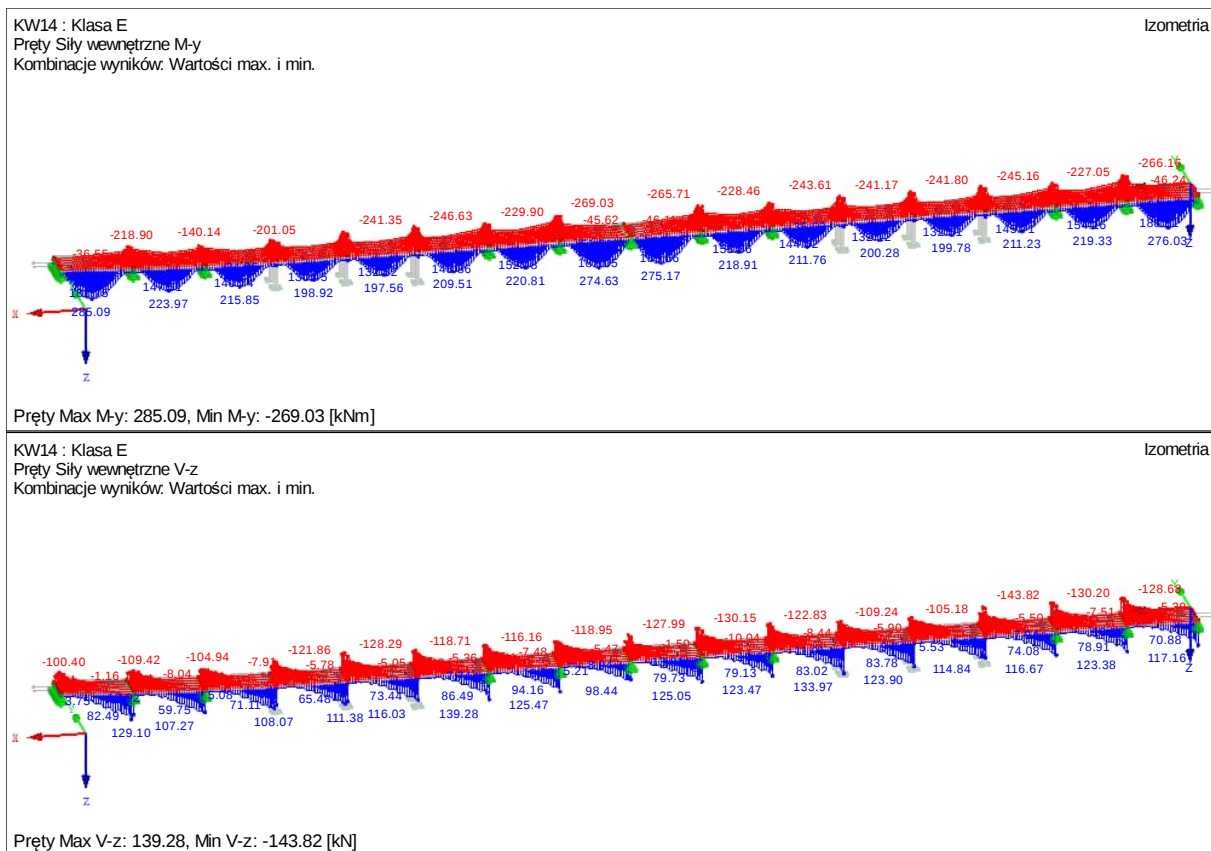
Rysunek 7.19 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy B wg PN-85/S-10030



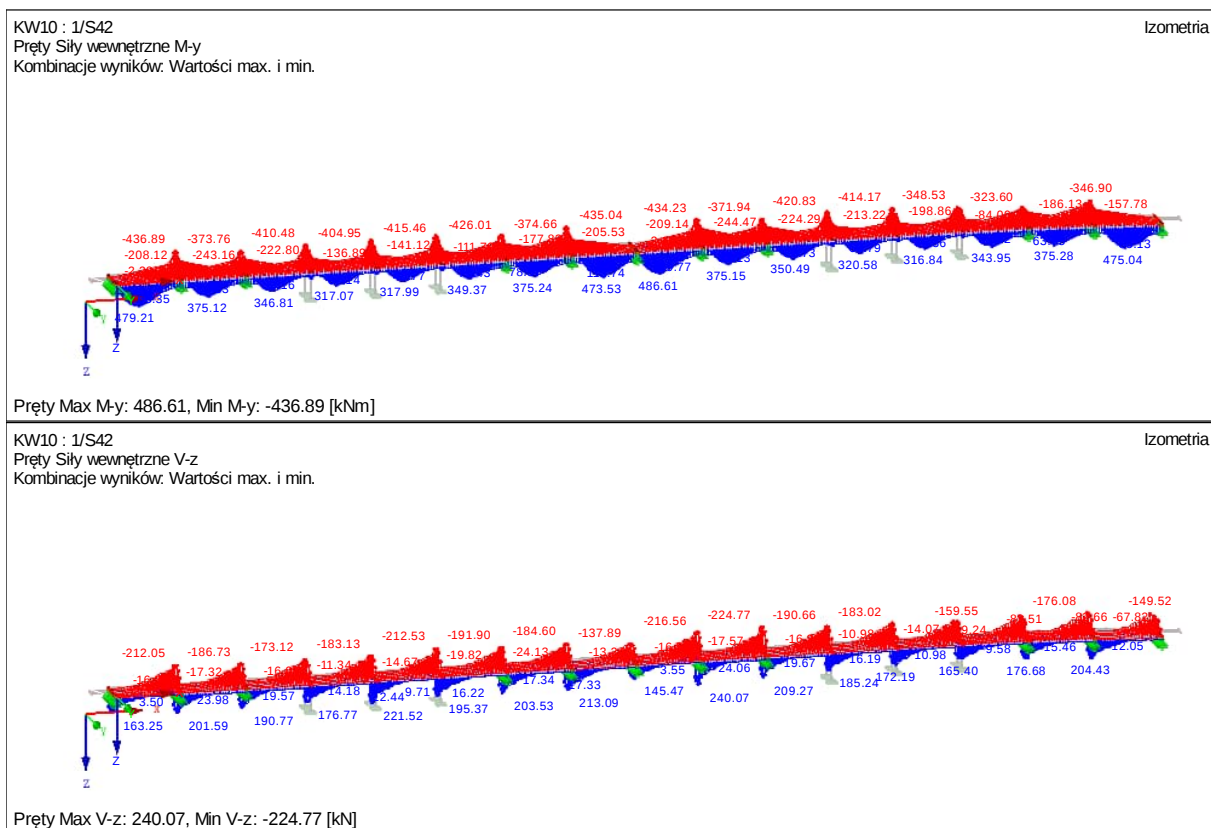
Rysunek 7.20 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy C wg PN-85/S-10030



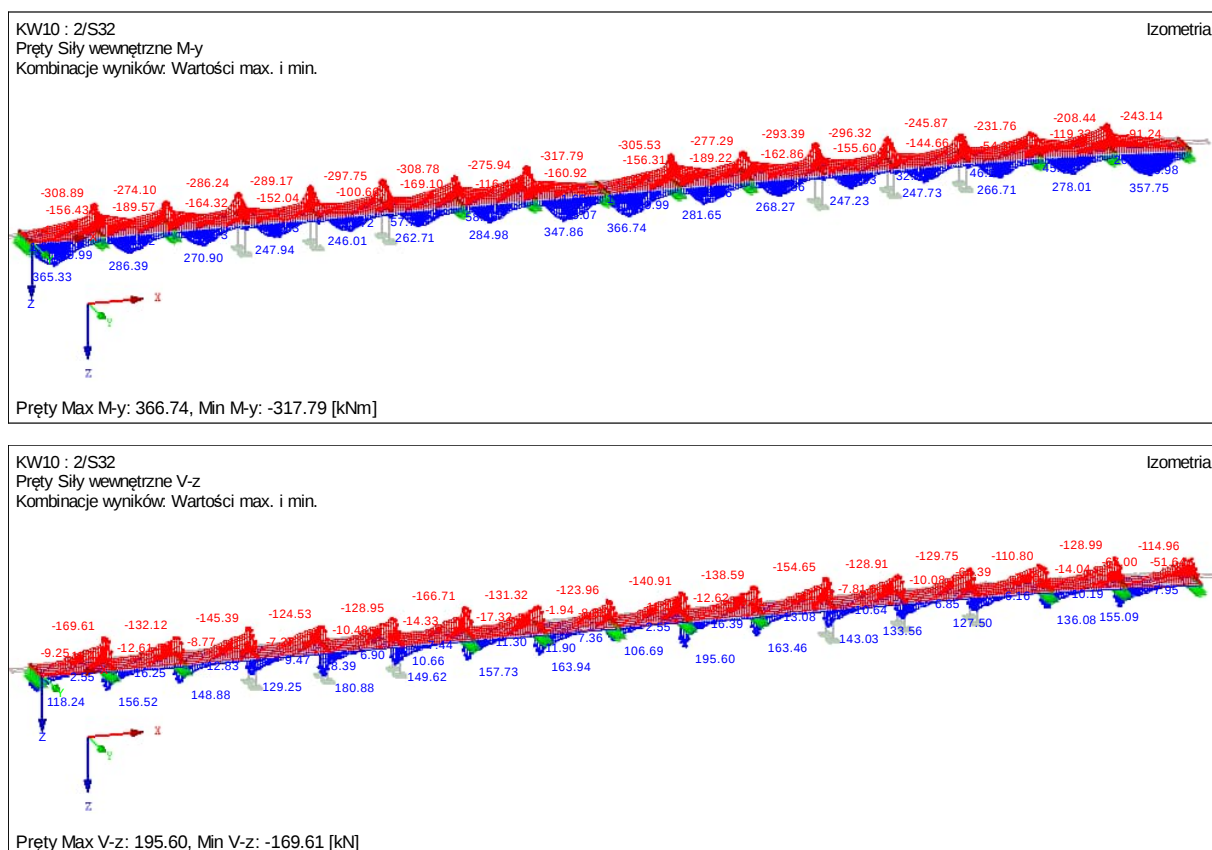
Rysunek 7.21 Obwódca momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy D wg PN-85/S-10030



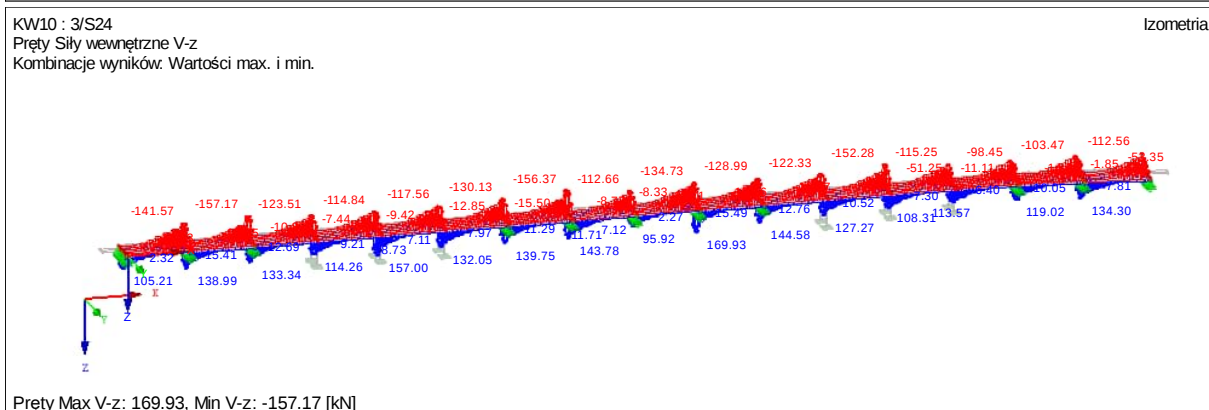
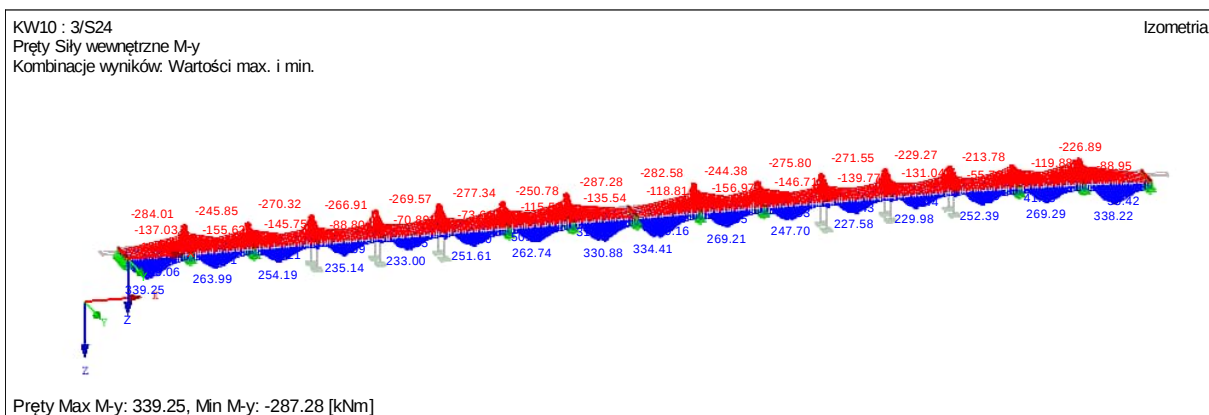
Rysunek 7.22 Obwódca momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy E wg PN-85/S-10030



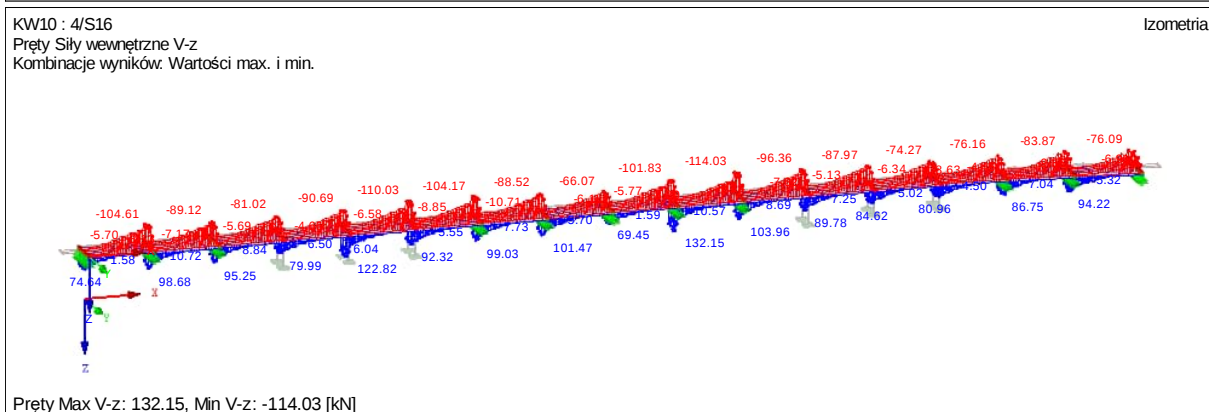
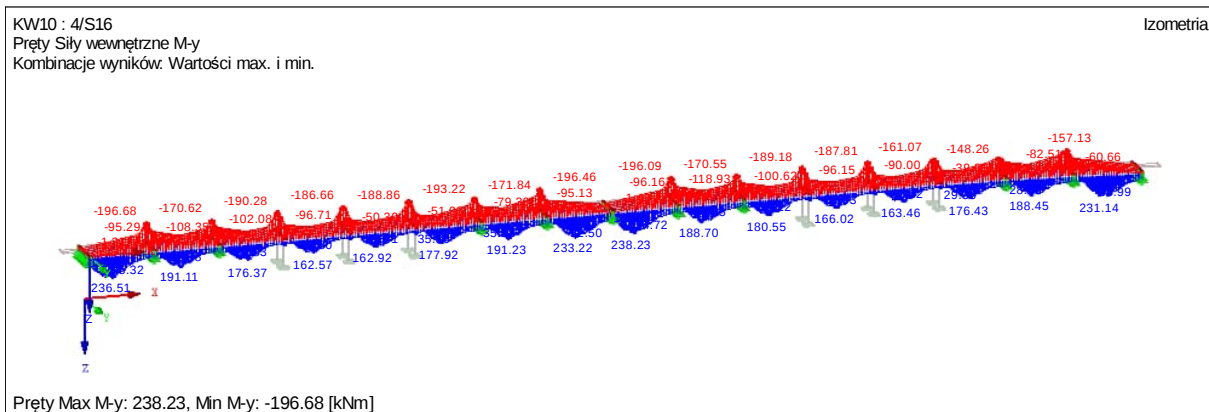
Rysunek 7.23 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy 1/S-42



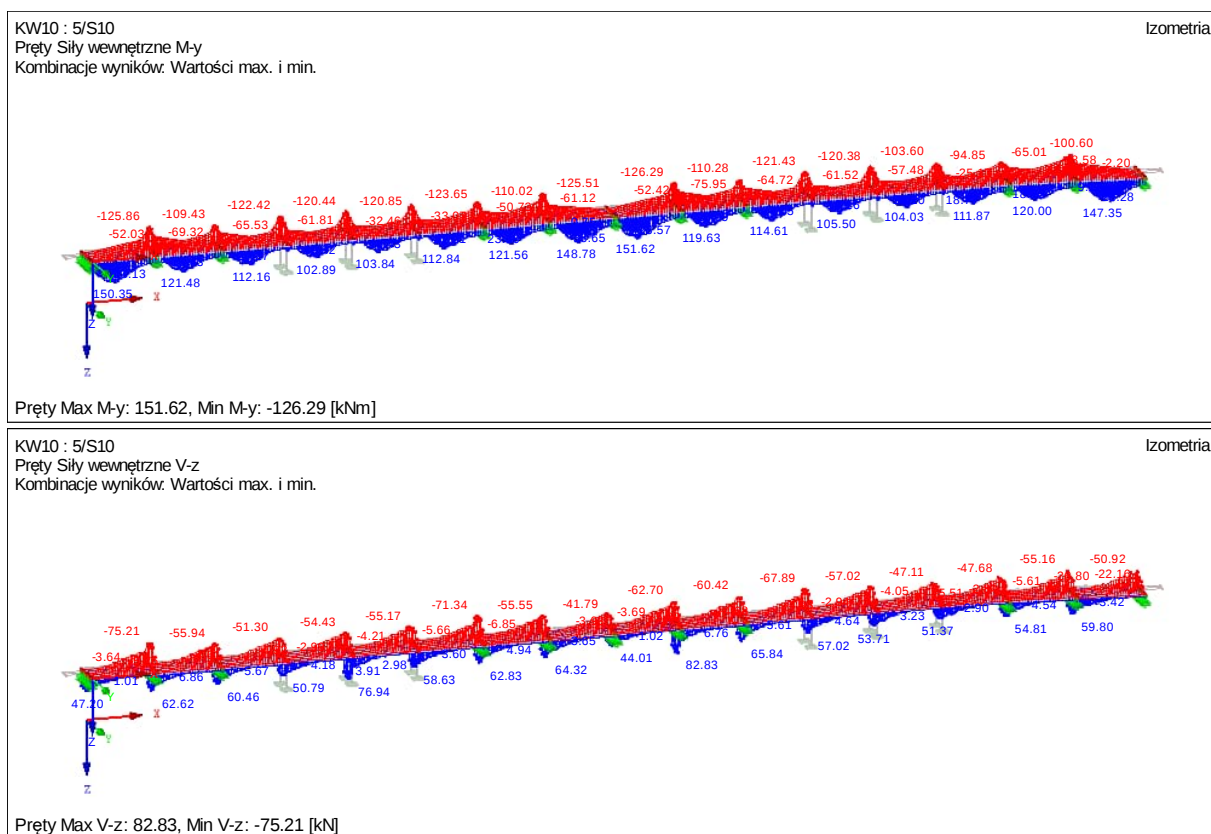
Rysunek 7.24 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy 2/S-32



Rysunek 7.25 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy 3/S-24



Rysunek 7.26 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy 4/S-16



Rysunek 7.27 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla obciążenia klasy 5/S-10

W poniżej tabeli zestawiono porównanie wartości momentów oraz sił tnących w odniesieniu do wartości tych sił od obciążenia ruchomego wg normy PN-66/B-02150 z roku budowy obiektu.

			PN-66/B-02150	PN-85/S-10030					Wytyczne GDDKiA				
			kl. I	kl. A	kl. B	kl. C	kl. D	kl. E	1/S42	2/S32	3/S24	4/S16	5/S10
Dźwigary główne	M+	[kNm]	644,6	950,3	712,72	475,15	380,12	285,09	486,61	366,74	339,25	238,23	151,62
	M-	[kNm]	585,88	896,75	672,56	448,38	358,7	269,03	436,89	317,79	287,28	196,68	126,29
	V	[kN]	340,8	479,39	359,55	239,7	191,76	143,82	240,07	195,6	169,93	132,15	82,83

Na podstawie obliczeń można stwierdzić, że obiekt spełnia warunki nośności dla klasy C zgodnie z normą PN-85/S-10030 oraz klasy 1/S42 zgodnie z wytycznymi GDDKiA.

7.6. Wyznaczenie klasy MLC

Wojskową klasę obciążenia MLC dla obiektu wyznaczono poprzez analizę porównawczą sił wewnętrznych dla wspomnianego obciążenia charakterystycznego klasy I zgodnie z PN-66/B-02150, na które obiekt został zaprojektowany, z siłami wewnętrznymi odpowiadającymi poszczególnym klasą obciążenia MLC.

Obciążenia

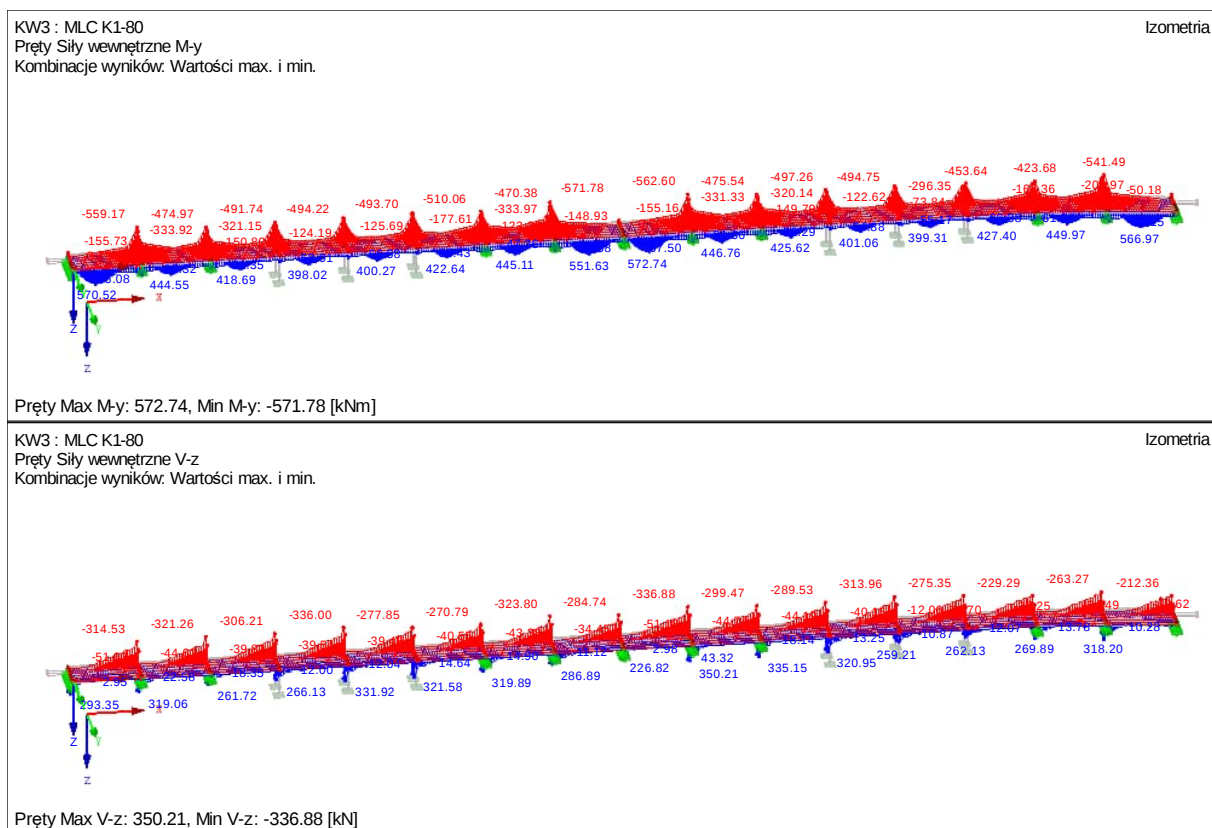
Obciążenie pojazdami kołowymi i gąsienicowymi realizowano w postaci obciążenia równomiernie rozłożonego na powierzchni kontaktu nawierzchni z oponą/gąsienicą. Rozważano przypadki poruszania się pojedynczego pojazdu kołowego/gąsienicowego oraz dwóch pojazdów kołowych/gąsienicowych występujących jednocześnie na pomoście obok siebie.

Klasa MLC	Pojazdy gąsienicowe	Pojazdy kołowe	
		obciążenie [tony] i rozstaw osi [m]	rozstaw osiowy kół na osi pojazdu [m]
150	—		
120			
100			
80			
60			
40			

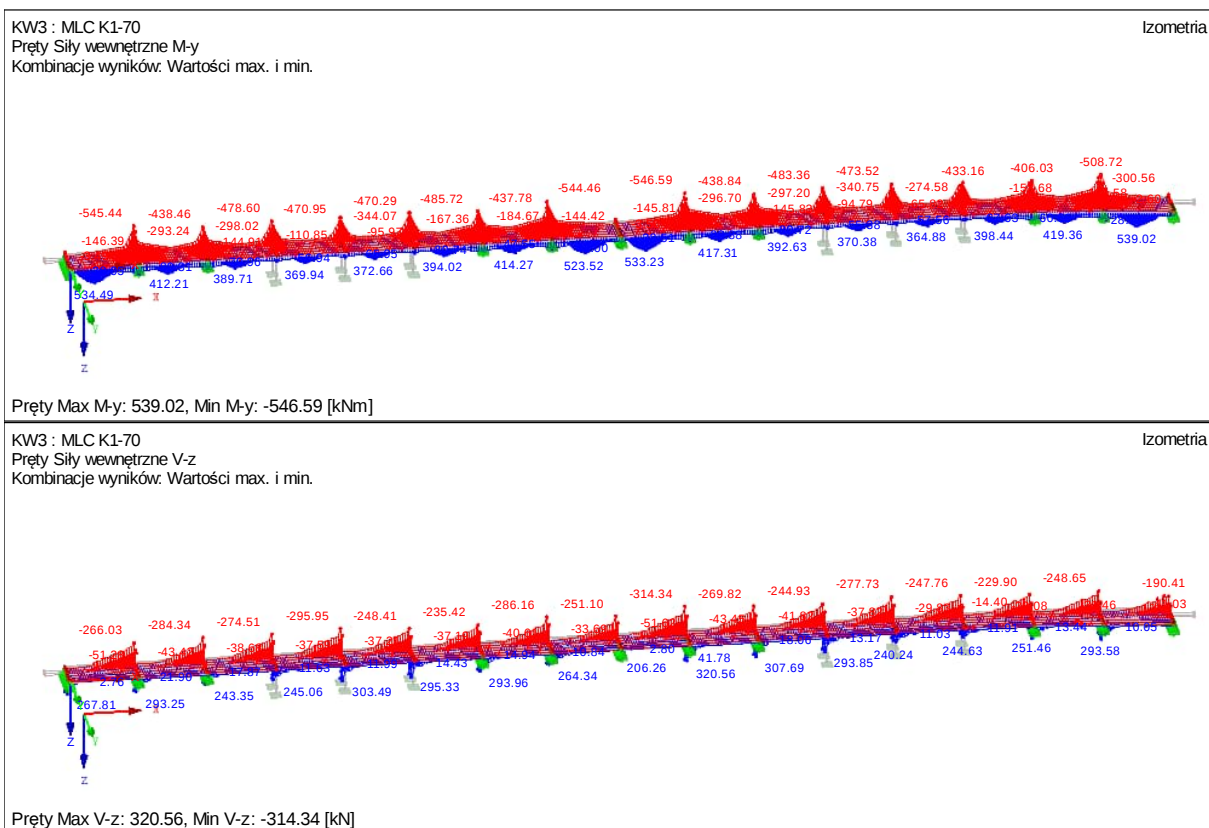
Rysunek 7.28 Schematy pojazdów specjalnych dla poszczególnych klas MLC

Obwiednie sił wewnętrznych

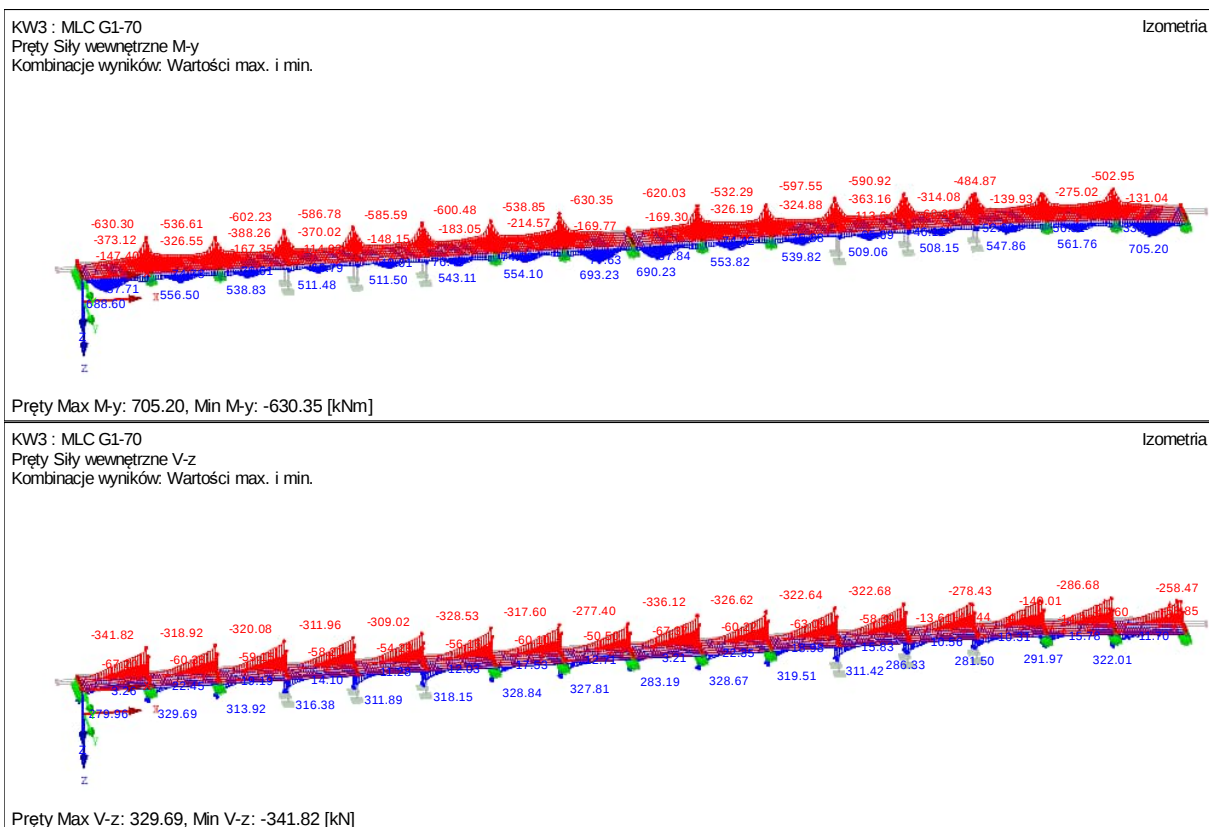
Na poniższych rysunkach przedstawiono obwiednie momentów zginających dla obciążeń pojazdami MLC. Przetawiono wartości sił wewnętrznych dla dwóch sąsiadujących klas.



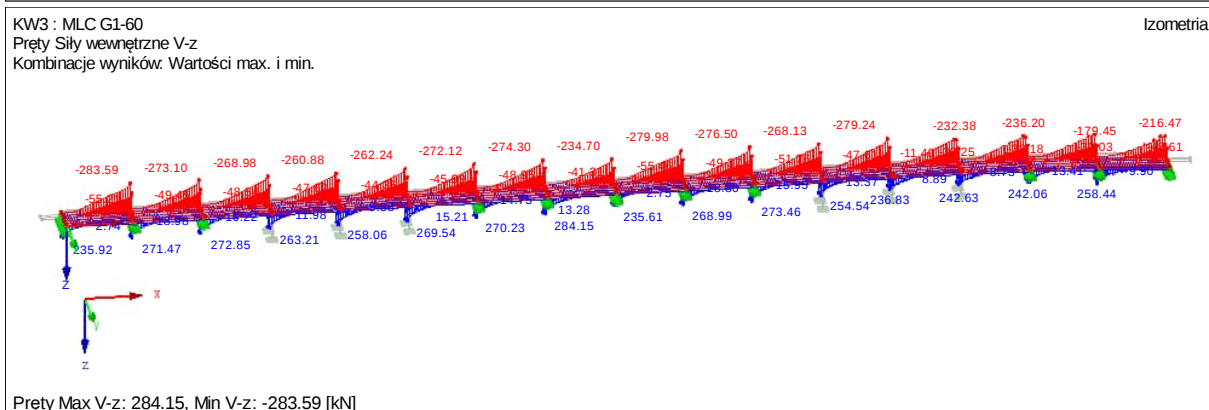
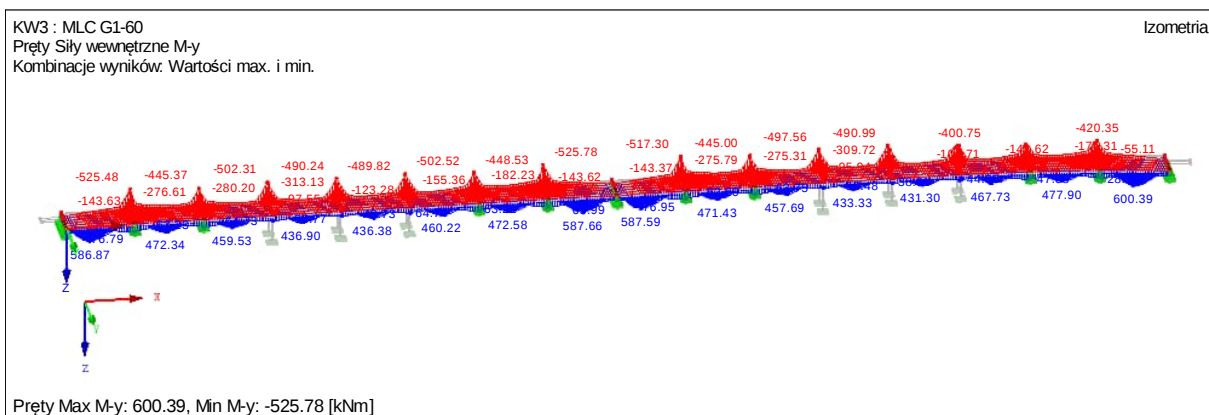
Rysunek 7.29 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu jednokierunkowego pojazdów kołowych – MLC 80



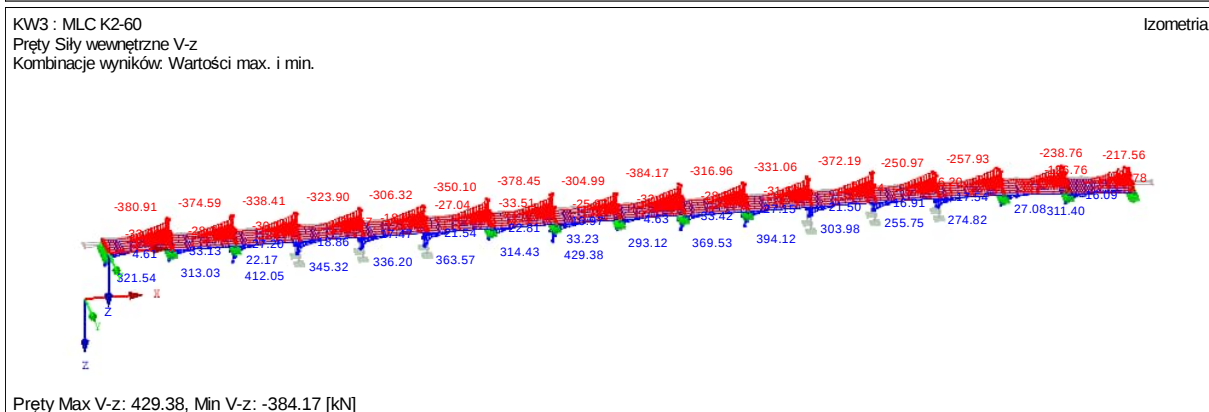
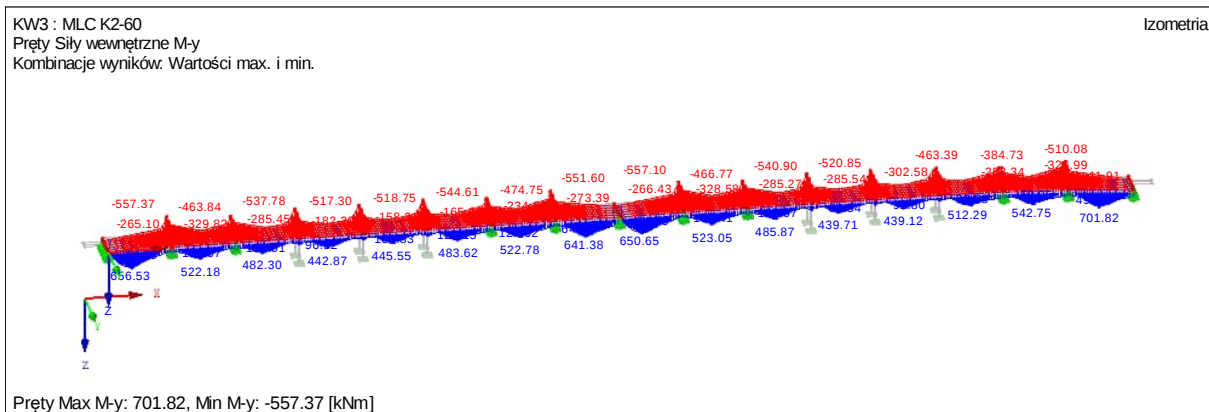
Rysunek 7.30 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu jednokierunkowego pojazdów kołowych – MLC 70



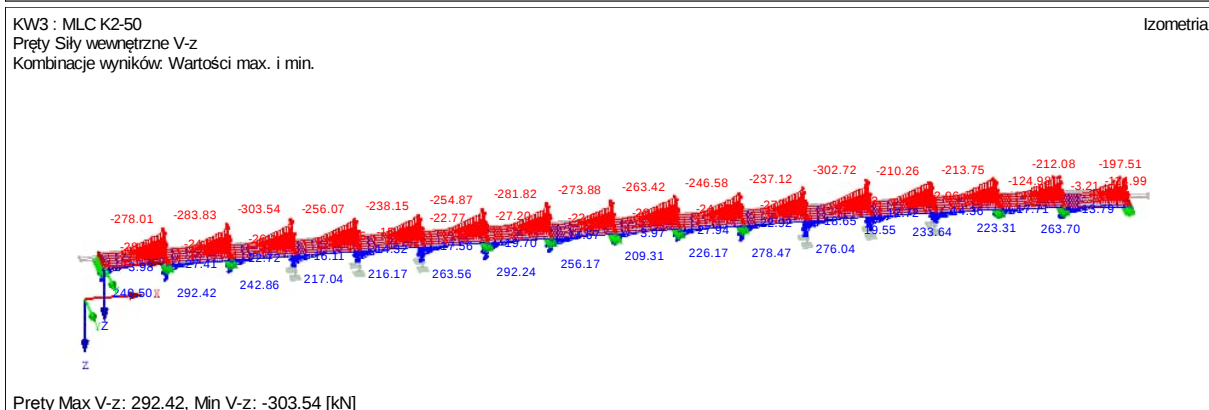
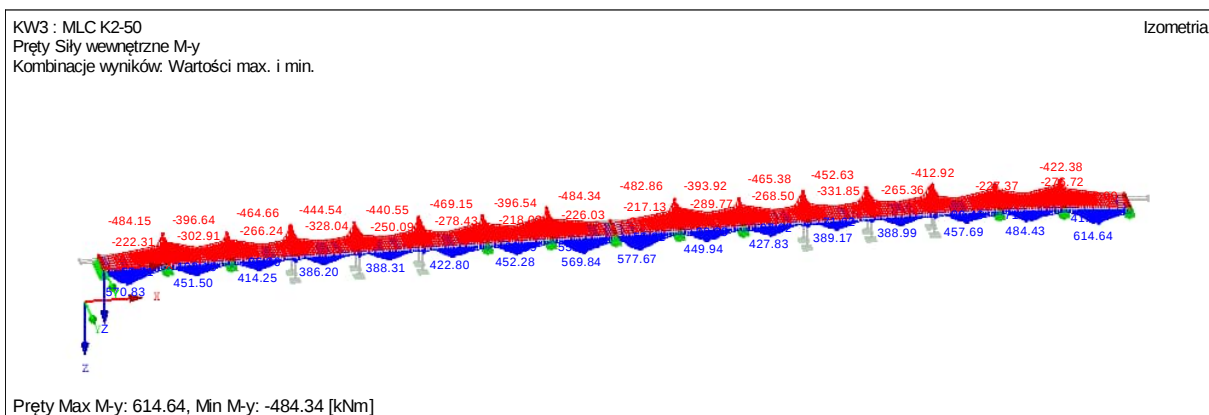
Rysunek 7.31 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu jednokierunkowego pojazdów gąsienicowych – MLC 70



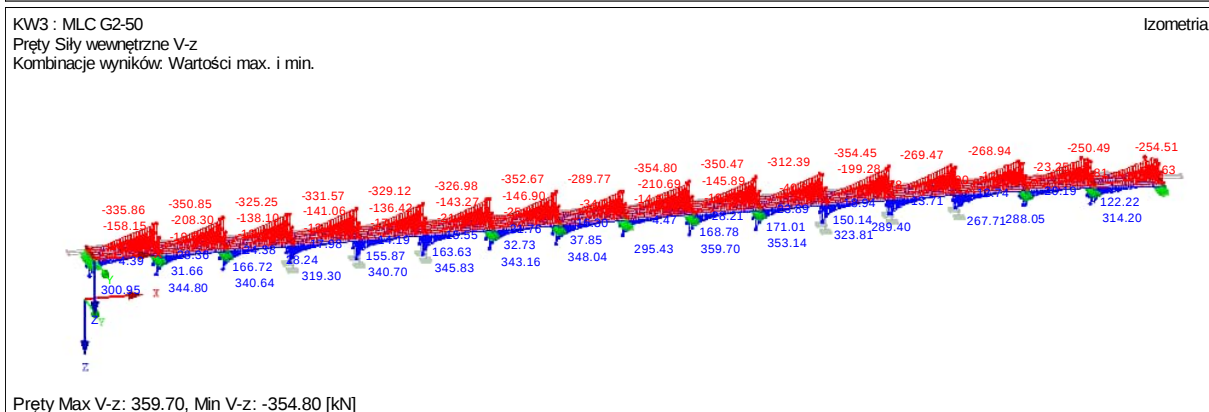
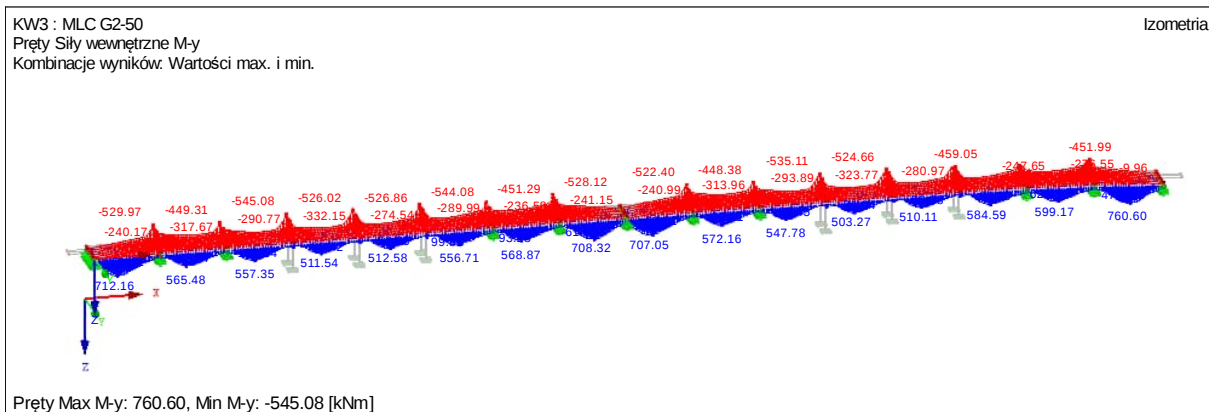
Rysunek 7.32 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu jednokierunkowego pojazdów gąsienicowych – MLC 60



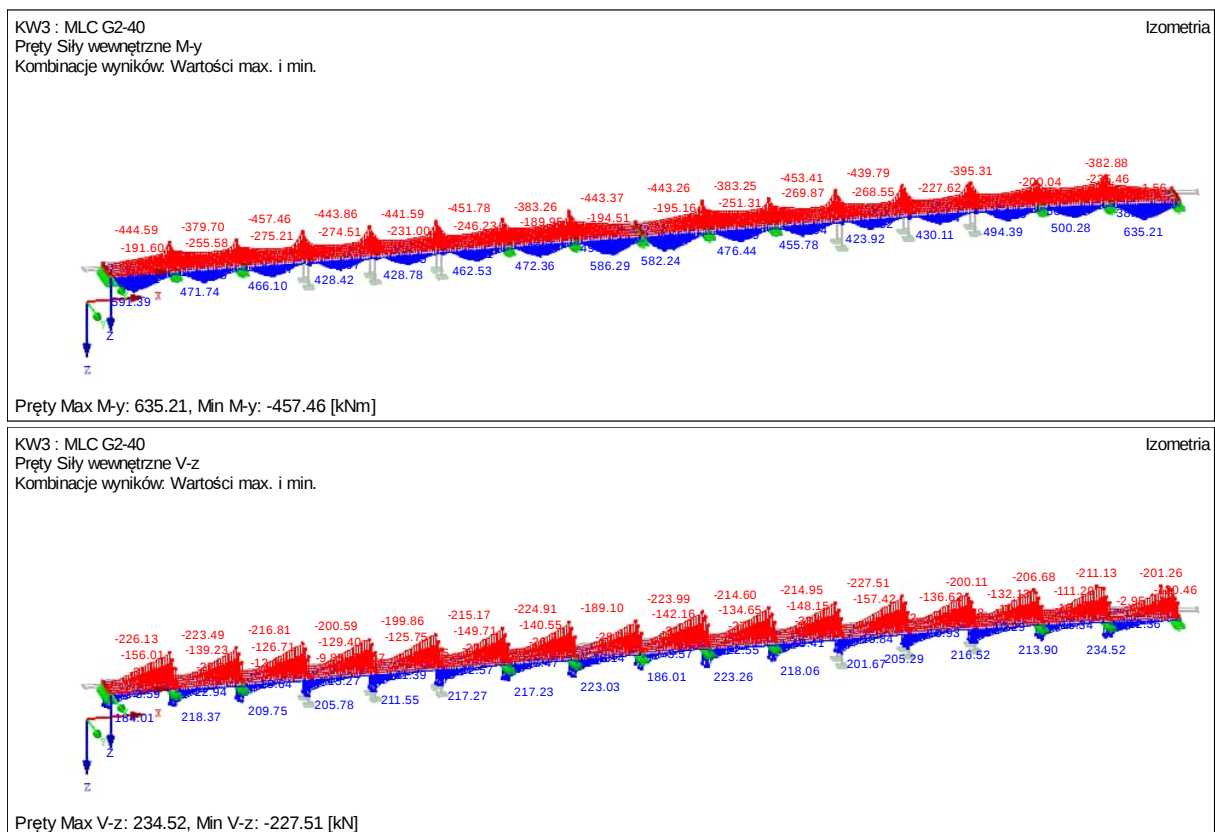
Rysunek 7.33 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu dwukierunkowego pojazdów kołowych – MLC 60



Rysunek 7.34 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu dwukierunkowego pojazdów kołowych – MLC 50



Rysunek 7.35 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu dwukierunkowego pojazdów gąsienicowych – MLC 50



Rysunek 7.36 Obwiednia momentów zginających (u góry) oraz sił tnących (na dole) dla ruchu dwukierunkowego pojazdów gąsiennicowych – MLC 40

W poniżej tabeli zestawiono porównanie wartości momentów oraz sił tnących w odniesieniu do wartości tych sił od obciążenia ruchomego wg normy PN-66/B-02150 z roku budowy obiektu.

			PN-66/B-02150	Ruch jednokierunkowy pojazdów kołowych		Ruch jednokierunkowy pojazdów gąsiennicowych		Ruch dwukierunkowy pojazdów kołowych		Ruch dwukierunkowy pojazdów gąsiennicowych	
			kl. I	MLC 80	MLC 70	MLC 70	MLC 60	MLC 60	MLC 50	MLC 50	MLC 40
Dźwigary główne	M+	[kNm]	644,6	572,74	539,02	705,2	600,39	701,82	614,64	760,6	635,21
	M -	[kNm]	585,88	571,78	546,59	630,35	525,78	557,37	484,34	545,08	457,46
	V	[kN]	340,8	350,21	320,56	341,82	284,15	429,38	303,54	359,7	234,52

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa obiektu wykazała, że konstrukcja spełnia wymagania warunki nośności dla następujących obciążeń MLC

KLASA OBCIĄŻENIA NATO			
			
			
70	50	60	40

7.7. Podsumowanie obliczeń.

Nośność użytkowa i normowa

Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej należy stwierdzić, że dla identycznej konstrukcji obciążonej wg. różnych wytycznych wynika, że siły wewnętrzne wygenerowane na podstawie normy z 1966r. są większe niż siły wygenerowane od kombinacji obciążeń wg PN-85/S-10030 dla obciążeń klasy C, odpowiadającej 30 tonom. Siły wygenerowane od pojazdów zgodnych z Dz.U.2016 i Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku są mniejsze do wartości generowanych od obciążeń zgodnych z normą z 1966r. dla pojazdów w ruchu dwukierunkowym 1/S42 odpowiadającemu 42 tonom.

Reasumując w obecnej chwili przedmiotowy wiadukt nie spełnia wymagań zgodnych z PN-EN 1991-2 dla klasy I i II. Spełnia wymagania stawiane obiektom mostowym o nośności odpowiadającej **30 tonom** wg PN-85/S-10030 dla klasy obciążeń C, oraz przenosi obciążenia **od pojazdów 1/S42** w ruchu dwukierunkowym zgodnych z Dz.U.2016. i S42 zgodnych z Zarządzeniem Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku

			PN-66/B-02150	PN-85/S-10030					Wytyczne GDDKiA				
			kl. I	kl. A	kl. B	kl. C	kl. D	kl. E	1/S42	2/S32	3/S24	4/S16	5/S10
Dźwigary główne	M+	[kNm]	644,6	950,3	712,72	475,15	380,12	285,09	486,61	366,74	339,25	238,23	151,62
	M-	[kNm]	585,88	896,75	672,56	448,38	358,7	269,03	436,89	317,79	287,28	196,68	126,29
	V	[kN]	340,8	479,39	359,55	239,7	191,76	143,82	240,07	195,6	169,93	132,15	82,83

Wojskowa klasyfikacja nośności

Poniżej w tabeli zestawiono porównanie wartości momentów oraz sił tnących w odniesieniu do wartości tych sił od obciążenia ruchomego wg normy PN-66/B-02150 z roku budowy obiektu

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa obiektu wykazała, że konstrukcja spełnia wymagania warunki nośności dla następujących obciążeń MLC

Obiekt spełnia warunki nośności dla następujących klas MLC:

ruch jednokierunkowy kolumny pojazdów kołowych – MLC 70

ruch dwukierunkowy kolumny pojazdów kołowych – MLC 60

ruch jednokierunkowy kolumny pojazdów gąsienicowych – MLC 50

ruch dwukierunkowy kolumny pojazdów gąsienicowych – MLC 40

			PN-66/B-02150	Ruch jednokierunkowy pojazdów kołowych		Ruch jednokierunkowy pojazdów gąsienicowych		Ruch dwukierunkowy pojazdów kołowych		Ruch dwukierunkowy pojazdów gąsienicowych	
			kl. I	MLC 80	MLC 70	MLC 70	MLC 60	MLC 60	MLC 50	MLC 50	MLC 40
Dźwigary główne	M+	[kNm]	644,6	572,74	539,02	705,2	600,39	701,82	614,64	760,6	635,21
	M-	[kNm]	585,88	571,78	546,59	630,35	525,78	557,37	484,34	545,08	457,46
	V	[kN]	340,8	350,21	320,56	341,82	284,15	429,38	303,54	359,7	234,52

8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA

♦ Ocena stanu technicznego przedmiotowego obiektu obejmująca:

- przegląd konstrukcji wraz z oceną stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu,
 - ocenę materiałów konstrukcyjnych na podstawie wykonanych badań „in-situ”,
 - analizę stwierdzonych uszkodzeń,
 - obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dotyczące aktualnej nośności obiektu,
- proceedzi do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń.

♦ Stan obiektu.

Obecnie stan techniczny obiektu biorąc pod uwagę oceny wszystkich istotnych elementów konstrukcji można ocenić jako **niepokojący**.

W trakcie przeglądu na ustroju nośnym nie stwierdzono uszkodzeń które bezpośrednio wpływają na obniżenie nośności obiektu.

W trakcie przeglądu na ustroju nośnym stwierdzono uszkodzenia o **charakterze wyęteżeniowym**, a mianowicie są to zarysowania wsporników podchodnikowych w miejscach uciągleń dźwigara głównego, wynikające ze zmiany sztywności przekroju. Są to typowe uszkodzenia dla tego typu konstrukcji.

Stwierdzono liczne uszkodzenia wpływające na **trwałość, komfort i estetykę obiektu**.

Do uszkodzeń obniżających **trwałość** obiektu zaliczyć należy:

- niesprawny system odwodnienia powierzchniowego, brak wpustów mostowych na przeważającej części obiektu,
- nieuszczelność urządzeń dylatacyjnych,
- starzenie się, nadmierne i nierównomierne deformacje oraz spękania łożysk elastomerowych,
- spękania, ubytki i odspojenia betonu gzymsów i podpór, w tym ciosów podłożyskowych,
- liczne rysy o charakterze skurczowym i korozyjnym oraz korozja odsłoniętego zbrojenia miękkiego podpór,
- liczne zarysowania skurczowe i korozyjne w obrębie bloków uciągających,

- spękania i deformacje nawierzchni jezdni,
- nieszczelności w obrębie nawierzchnio – izolacji skutkujące przeciekami przez wsporniki podchodnikowe i gzymsy,
- miejscowa korozja betonu podpór, konstrukcji przęseł oraz gzymsów,
- zniszczenie powłok ochronnych betonu gzymsów,
- spękania i odspojenia nawierzchni chodników i poboczy technicznych,
- korozja stalowych balustrad, osłon i barier,
- brak uszczelnienia styku między obiektami,
- korozja balustrad i barier,
- zanieczyszczenia nawierzchni na schodach przy obiekcie.

Do uszkodzeń wpływających na **komfort i bezpieczeństwo** zaliczyć należy:

- deformacje, spękania i ubytki bitumicznej nawierzchni jezdni,
- lokalne deformacje elementów bariery ochronnej,
- spękania i ubytki żywicznej nawierzchni chodnika i pobocza technicznego,
- niesprawny system odwodnienia powierzchniowego powodujący tworzenie się zastoisk wody

Do uszkodzeń obniżających **estetykę** obiektu zaliczyć należy:

- zanieczyszczenia w postaci graffiti na elementach konstrukcji i wyposażenia obiektu,
- wegetacja roślinności pod obiektem ,
- zanieczyszczenia nawierzchni jezdni i chodników,
- zanieczyszczenia w strefie pod obiektem,
- liczne osady i zanieczyszczenia na dźwigarach i podporach w obrębie dylatacji,
- korozja balustrad i barier,
- zanieczyszczenia i zniszczenie powłok ochronnych betonu gzymsów

Na powyższy stan rzeczy główny wpływ ma wieloletnia eksploatacja obiektu oraz brak wykonywania bieżących prac remontowych.

♦ **Ustalenie strategii dalszego postępowania z obiektem**

Po przeprowadzeniu szczegółowej inwentaryzacji, wykonaniu statyczno-wytrzymałościowej analizy, badań materiałowych oraz określeniu stanu technicznego przedmiotowego obiektu stwierdza się, co następuje:

- 1) Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że:
 - pierwotna nośność obiektu wg PN-66/ B-02015 odpowiadała klasie I tj. 30 ton,
 - nośność obiektu wg PN-EN 1991-2 - pozaklasowy.
 - nośność obiektu wg PN-85/S-10030 odpowiada klasie C tj. 30ton.
 - nośność użytkowa obiektu dla pojazdów zgodnych z Dz.U.2016 odpowiada pojazdom 1/S42 tj. 42tonowym.
- 2) Z uwagi na nieprawidłowości przedstawione w pkt. 5 przedmiotowego opracowania obiekt **wymaga przeprowadzenia remontu** (na podstawie opracowanej wcześniej dokumentacji projektowej), którego zakres powinien obejmować m.in.:
 - miejscowe naprawy powierzchniowe prefabrykowanych dźwigarów oraz wsporników podchodnikowych (odkryć skorodowane zbrojenie, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC),
 - miejscowe naprawy powierzchniowe żelbetowych słupów podpór pośrednich, przyczółków i ciosów podłożyskowych (skucie do zdrowego betonu bez luźnych, nienośnych fragmentów, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC),
 - wykonanie nowego sytemu odwodnienia,
 - wymiana urządzeń dylatacyjnych,
 - wymiana łóżysk,
 - miejscowe naprawy izolacji wraz z reprofilacją i naprawą górnej powierzchni płyty pomostowej,
 - wykonanie nowej nawierzchnią chodników i poboczy technicznych wraz z lokalnymi naprawami kap chodnikowych,
 - miejscowe naprawy nawierzchni jezdni,
 - wymiana podbudowy wraz z wykonaniem/naprawą płyt przejściowych na dojazdach wraz z nową nawierzchnią w obrębie skrzydeł
 - oczyszczenie wraz z wykonaniem nowych powłok na balustradach, barierach i ekranach przeciwporażeniowych,

- miejscowa wymiana uszkodzonych elementów barier energochłonnych,
- oczyszczenie, koszenie, naprawa umocnień skarp pod obiektem, schodów skarpowych oraz stożków skarpowych,

Wyżej wymieniony zakres prac remontowych pozwoli na utrzymanie aktualnej nośności obiektu. Powyższe prace nie wpłyną na poprawę nośności obiektu, jednak znacznie poprawią jego trwałość i pozwolą na jego bezpieczne użytkowanie.

- 3) W ramach bieżącego utrzymania do czasu wykonania remontu obiektu należy:
 - a) regularnie oczyszczać nisze podłożyskowe przyczółków i podpory nr9,
 - b) regularnie oczyszczać nawierzchnię chodników i jezdni na obiekcie i dojazdach,
 - c) regularnie oczyszczać wpusty mostowe,
 - d) regularnie oczyszczać wkładki urządzeń dylatacyjnych,
 - e) usunięcie styropianu ze szczeliny pomiędzy oczepem podpór, a oczepem uciągającym,
 - f) regularnie kosić wegetującą roślinność na terenie pod obiektem i stożkach nasypowych przyczółków,
- 4) W **trybie pilnym** należy wymienić urządzenia dylatacyjne lub wkładki dylatacyjne urządzeń modułowych w celu ograniczenia przecieków przyspieszających degradację elementów konstrukcyjnych obiektu.

Poniżej przedstawiono szacunkowy koszt remontu niniejszego obiektu.

KOSZTORYS OFERTOWY					
WADUKT DROGOWY w ciągu ulicy Sulechowskiej w Zielonej Górze - NITKA ZACHODNIA					
Lp.	Opis i wyliczenia	j.m.	Ilość	Cena jednostkowa	Wartość
1	Opracowanie dokumentacji technicznej, projekty technologiczne wraz z uzyskaniem wymaganych zgód i pozwoleń	kpl	1,00	180 000,00 zł	180 000,00 zł
2	Koszty zaplecza budowy, dróg dojazdowych, obsługa geodezyjna itd..	kpl	1,00	100 000,00 zł	100 000,00 zł
3	Tymczasowa organizacja ruchu na czas robót	kpl	1,00	160 000,00 zł	160 000,00 zł
4	Koszty opracowania regulaminów tymczasowych, koszty wyłączeń oraz pozostałych kosztów związanych z zamknięciem torowym oraz robotami w pasie kolejowym	kpl	1,00	100 000,00 zł	100 000,00 zł
5	Zabezpieczenie urządzeń obcych na czas robót	kpl	1,00	120 000,00 zł	120 000,00 zł
6	Miejscowe naprawy powierzchniowe prefabrykowanych dźwigarów oraz wsporników podchodnikowych (odkryć skorodowane zbrojenie, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC), - Oczyszczenie powierzchni (zakłada się ok 20 % całości)	m2	1800,00	110,00 zł	198 000,00 zł
7	Iniekcja rys i spękań (prześła, belki i wsporniki)	kpl	1,00	180 000,00 zł	180 000,00 zł
8	Miejscowe naprawy powierzchniowe prefabrykowanych dźwigarów oraz wsporników podchodnikowych (odkryć skorodowane zbrojenie, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC), - zabezpieczenie antykorozyjne prętów zbrojeniowych (zakłada się ok 20 % całości)	m2	1800,00	90,00 zł	162 000,00 zł
9	Uzupełnienie dużych ubytków materiałowych przęsła i podpór	kpl	1,00	100 000,00 zł	100 000,00 zł
10	Miejscowe naprawy powierzchniowe prefabrykowanych dźwigarów oraz wsporników podchodnikowych (odkryć skorodowane zbrojenie, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC), - reprofilacja zaprawami PCC (zakłada się ok 20 % całości)	m2	1800,00	200,00 zł	360 000,00 zł
11	Miejscowe naprawy powierzchniowe prefabrykowanych dźwigarów oraz wsporników podchodnikowych (odkryć skorodowane zbrojenie, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC), - wykonanie nowych powłok zabezpieczających (zakłada się ok 20 % całości)	m2	1800,00	150,00 zł	270 000,00 zł
12	Miejscowe naprawy powierzchniowe żelbetowych słupów podpór pośrednich, przyczółków i ciosów podłożyskowych (skucie do zdrowego betonu bez luźnych, nienośnych fragmentów, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC) - oczyszczenie powierzchni (zakłada się ok 30 % całości)	m2	400,00	110,00 zł	44 000,00 zł
13	Miejscowe naprawy powierzchniowe żelbetowych słupów podpór pośrednich, przyczółków i ciosów podłożyskowych (skucie do zdrowego betonu bez luźnych, nienośnych fragmentów, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC) - skucie do zdrowego betonu (zakłada się ok 30 % całości)	m2	400,00	250,00 zł	100 000,00 zł
14	Miejscowe naprawy powierzchniowe żelbetowych słupów podpór pośrednich, przyczółków i ciosów podłożyskowych (skucie do zdrowego betonu bez luźnych, nienośnych fragmentów, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC) - zabezpieczenie antykorozyjne prętów zbrojeniowych (zakłada się ok 30 % całości)	m2	400,00	90,00 zł	36 000,00 zł
15	Miejscowe naprawy powierzchniowe żelbetowych słupów podpór pośrednich, przyczółków i ciosów podłożyskowych (skucie do zdrowego betonu bez luźnych, nienośnych fragmentów, odsłonięte pręty zbrojeniowe zabezpieczyć antykorozyjnie, stwierdzone ubytki w zbrojeniu uzupełnić, a następnie uzupełnić ubytki betonu systemem PCC) - reprofilacja zaprawami PCC (zakłada się ok 30 % całości)	m2	400,00	200,00 zł	80 000,00 zł
16	Wykonanie nowego sytemu odwodnienia	kpl	1,00	160 000,00 zł	160 000,00 zł
17	Wymiana urządzeń dylatacyjnych (3 sztuki)	m	30,00	12 500,00 zł	375 000,00 zł
18	Wymiana łożysk (w cenie tymczasowe podparcie konstrukcji)	szt	52,00	15 000,00 zł	780 000,00 zł
19	Miejscowe naprawy izolacji wraz z reprofilacją i naprawą górnej powierzchni płyty pomostowej (zakłada się ok 30 % całości)	m2	600,00	800,00 zł	480 000,00 zł
20	Wykonanie nowej nawierzchni chodników i poboczy technicznych wraz z lokalnymi naprawami kap chodnikowych (zakłada się 60 % całości)	m2	480,00	700,00 zł	336 000,00 zł
21	Miejscowe naprawy nawierzchni jezdni (zakłada się ok 30 % całości)	m2	600,00	900,00 zł	540 000,00 zł
22	Wymiana podbudowy wraz z wykonaniem/naprawą płyt przejściowych na dojazdach wraz z nową nawierzchnią w obrębie skrzydeł	kpl	1,00	100 000,00 zł	100 000,00 zł
23	Oczyszczenie wraz z wykonaniem nowych powłok na balustradach	m	280,00	800,00 zł	224 000,00 zł
24	Oczyszczenie wraz z wykonaniem nowych powłok na barierach	m	560,00	350,00 zł	196 000,00 zł
25	Oczyszczenie wraz z wykonaniem nowych powłok na ekranach przeciwpiorazeniowych	m	30,00	500,00 zł	15 000,00 zł
26	Miejscowa wymiana uszkodzonych elementów barier energochłonnych	kpl	1,00	1 200 000,00 zł	1 200 000,00 zł
27	Oczyszczenie, koszenie, naprawa umocnień skarp pod obiektem, schodów skarpowych oraz stożków skarpowych	m2	180,00	400,00 zł	72 000,00 zł
28	Dokumentacja powykonawcza	kpl	1,00	25 000,00 zł	25 000,00 zł
RAZEM NETTO					6 693 000,00 zł

- 5) **W przypadku braku podjęcia prac remontowych czas bezpiecznej eksploatacji obiektu ustala się na okres 2 lat pod warunkiem realizacji zaleceń z pkt. 3) 4) przedmiotowych wniosków. Po upływie tego czasu należy przeprowadzić kolejne oględziny obiektu w celu ustalenia możliwości jego dalszej bezpiecznej eksploatacji.**

Za zespół:

dr inż. Kamil Pawłowski

upr. nr DOŚ/0126/PBM/17