DROGTIM Adam Pawłucki
Kątna 24e
55-093 Kiełczów
e-mail: drogtim@wp.pl
tel. 504 620 707

DROGTIM
Adam Pawłucki

EKSPERTYZA TECHNICZNA

mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice w m. Strzeszów

Inwestor i Zamawiający:	**Gmina Wisznia Mała** **ul. Wrocławska 9** **55-114 Wisznia Mała**
Obiekt:	**Most drogowy**
Lokalizacja:	**województwo: dolnośląskie, powiat: trzebnicki, gmina: Wisznia Mała, miejscowość: Strzeszów**
Branża:	**MOSTOWA**

Kątna, wrzesień 2018 r.

ZESPÓŁ OPRACOWUJĄCY

Opracował:	Imię i nazwisko	Nr i zakres uprawnień	Podpis
Projektant: (branża mostowa)	mgr inż. Mariusz Izdebski	DOŚ/0125/PBM/17 w specjalności inżynieryjnej mostowej do projektowania bez ograniczeń	

Oświadczenie

Oświadcza się, że opracowanie:

EKSPERTYZA TECHNICZNA mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice w m. Strzeszów

jest zgodne z obowiązującymi przepisami, normami i zasadami wiedzy technicznej oraz, że jest kompletne i zostało wykonane w zakresie niezbędnym do realizacji celu, któremu ma służyć.

Projektant:	
mgr inż. Mariusz Izdebski	

Kątna, wrzesień 2018 r.

SPIS TREŚCI

1 PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA 6
2 PODSTAWY OPRACOWANIA 7
2.1 PODSTAWY FORMALNE 7
2.2 PODSTAWY TECHNICZNE 7
2.3 PODSTAWY PRAWNE 8
3 CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI MOSTU 10
3.1 SKARPY 10
3.2 NAWIERZCHNIA NA DOJAZDACH 10
3.3 NAWIERZCHNIA JEZDNI NA OBIEKCIE 10
3.4 URZĄDZENIA DYLATACYJNE 10
3.5 URZĄDZENIA ODWADNIAJĄCE 10
3.6 CHODNIKI NA OBIEKCIE 10
3.7 BALUSTRADY 10
3.8 URZĄDZENIA BEZPIECZEŃSTWA RUCHU 10
3.9 BELKI PODPORĘCZOWE I GZYMSY 10
3.10 USTRÓJ NOŚNY 10
3.11 PODPORY I SKRZYDŁA 11
3.12 ŁOŻYSKA 11
3.13 PRZESTRZEŃ POD OBIEKTEM 11
3.14 OZNAKOWANIE OBIEKTU 11
3.15 URZĄDZENIA OBCE 11
3.16 PARAMETRY GEOMETRYCZNE OBIEKTU 11
4 OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO MOSTU 16
4.1 SKARPY I TEREN WOKÓŁ OBIEKTU 17
4.2 DOJAZDY DO OBIEKTU 19
4.3 NAWIERZCHNIA JEZDNI NA OBIEKCIE 21
4.4 BALUSTRADY 22
4.5 BELKI PODPORĘCZOWE, GZYMSY 24
4.6 IZOLACJA PŁYTY POMOSTOWEJ 24
4.7 USTRÓJ NOŚNY 25
4.8 PRZYCZÓŁKI 27
4.9 SKRZYDŁA 28
4.10 KORYTO CIEKU I PRZESTRZEŃ PODMOSTOWA 29
5 BADANIA 31
5.1 POMIARY INWENTARYZACYJNE MOSTU 31
5.2 BADANIA WIZUALNE OBIEKTU 31
5.3 BADANIA CHEMICZNE BETONU 31
5.3.1 OZNACZENIE JONÓW AGRESYWNYCH DLA BETONU – OZNACZENIE ZAWARTOŚCI JONÓW SIARCZANOWYCH 32
5.3.2 OZNACZENIE JONÓW AGRESYWNYCH DLA BETONU – OZNACZENIE ZAWARTOŚCI JONÓW AZOTANOWYCH 32
5.3.3 OZNACZENIE JONÓW AGRESYWNYCH DLA BETONU – OZNACZENIE ZAWARTOŚCI JONÓW CHLORKOWYCH 32
5.3.4 OZNACZENIE PH BETONU 33
5.3.5 ZESTAWIENIE WYNIKÓW BADAŃ CHEMICZNYCH BETONU 33

5.3.6 PODSUMOWANIE WYNIKÓW BADAŃ CHEMICZNYCH BETONU 34
5.4 OCENA WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE ZA POMOCĄ METODY SKLEROMETRYCZNEJ 35
5.5 POMIAR TWARDOŚCI STALI SPOSOBEM POLDI 39
6 ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM MOSTU 42
7 OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE PRZĘSŁA 43
7.1 PARAMETRY MATERIAŁOWE 43
7.2 CHARAKTERYSTYKI PRZEKROI 43
7.3 OBCIĄŻENIA 43
7.3.1 OBCIĄŻENIE CIĘŻAREM WŁASNYM ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH 43
7.3.2 OBCIĄŻENIE CIĘŻAREM WŁASNYM ELEMENTÓW NIEKONSTRUKCYJNYCH 43
7.3.3 OBCIĄŻENIE RUCHOME 44
7.3.4 OBCIĄŻENIE TEMPERATURĄ 48
7.3.5 NIERÓWNOMIERNE OSIADANIE PODPÓR 48
7.4 MODEL OBLICZENIOWY MES 48
7.5 ANALIZA WG PN-85/S-10030 51
7.6 OKREŚLENIE NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ 54
7.7 OKREŚLENIE NOŚNOŚCI – POJAZD 8 TON 58
7.8 WNIOSKI Z OBLICZEŃ 59
8 WNIOSKI ORAZ ZALECENIA EKSPLOATACYJNE 60

WYKAZ RYSUNKÓW

Nr rys.	Tytuł rysunku	Stan	Skala
01	Inwentaryzacja geometryczna - – przekrój podłużny przekrój poprzeczny	Istniejący	1:50
02	Inwentaryzacja uszkodzeń - – przekrój podłużny przekrój poprzeczny	Istniejący	1:50

WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW

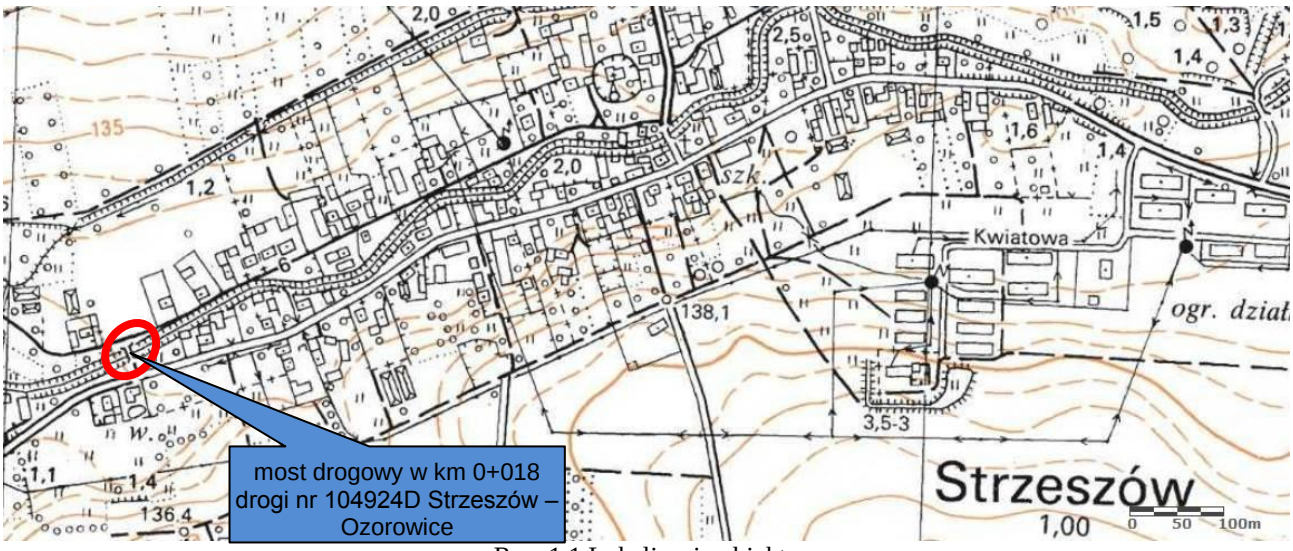
Nr	Załącznik
01	Uprawnienia projektanta
02	Zaświadczenie o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa

1 PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice. Most zlokalizowany jest w województwie dolnośląskim, powiecie trzebnickim, gminie Wisznia Mała, w miejscowości Strzeszów

.

Na rysunku nr 1.1 pokazano lokalizację przedmiotowego obiektu.



Rys. 1.1 Lokalizacja obiektu

Celem opracowania jest wykonanie ekspertyzy technicznej mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice obejmującej określenie jego stanu technicznego wraz z wyznaczeniem aktualnej nośności aktualnej nośności.

Zakres opracowania w szczególności obejmuje:

- inwentaryzację geometryczną obiektu;
- inwentaryzację materiałową obiektu;
- badania wizualne,
- dokumentację fotograficzną obiektu;
- dokumentację fotograficzną uszkodzeń;
- ocenę stanu technicznego,
- obliczenia statyczno – wytrzymałościowe aktualnej nośności,
- wnioski z przeprowadzonym badań, pomiarów i obliczeń
- opracowane na podstawie wniosków zalecenia dotyczące utrzymania i bezpiecznej eksploatacji mostu.

2 PODSTAWY OPRACOWANIA

2.1 PODSTAWY FORMALNE

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie umowy zwartej pomiędzy firmą DROGTIM Adam Pawłucki., Kątna 24e, 55-093 Kiełczów a Gminą Wisznia Mała, ul. Wrocławska 9, 55-114 Wisznia Mała.

2.2 PODSTAWY TECHNICZNE

I. Inwentaryzacja terenu i materiały zdjęciowe wykonane w wrześniu i październiku 2018r. r.

II. Normy, wytyczne, literatura techniczna:

[1] Bień J., Modelowanie obiektów w procesie ich eksploatacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.

[2] Bień J., Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, WKŁ, Warszawa 2010.

[3] Biliszczuk J., Bień J., Maliszkiewicz P., Machelski Cz., Mistewicz M., Onysyk J., Rabiega J.: Podręcznik inspektora mostowego. Część I i II. Politechnika Wrocławska. Wrocław 1995.

[4] Furtak K., Śliwiński J., Materiały budowlane w mostownictwie, WKŁ, Warszawa 2004.

[5] Instrukcja przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich, GDDKiA, Warszawa 2005.

[6] Jarominiak A., Przeglądy obiektów mostowych, WKŁ, Warszawa 1991.

[7] Jarominiak A., Rosset A., Katastrofy i awarie mostów, WKŁ, Warszawa 1986.

[8] Katalog detali mostowych. GDDKiA 2004.

[9] Katalog typowych uszkodzeń nawierzchni bitumicznych, GDDKiA, Warszawa 2002.

[10] Kmita J., Bień J., Machelski Cz., Komputerowe wspomaganie projektowania mostów, WKŁ, Warszawa 1989.

[11] Madaj A., Wołowicki W., Budowa i utrzymanie mostów, WKŁ, Warszawa 1995.

[12] PN-EN 1991-2 Obciążenia ruchome mostów.

[13] PN-EN 1992-2 Mosty betonowe. Projektowanie i szczegółowe zasady.

[14] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.

[15] PN-S-10040:1977 Żelbetowe i betonowe obiekty mostowe. Wymagania i badania.

[16] PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

[17] Runkiewicz L., Diagnostyka i wzmocnienie konstrukcji żelbetowych, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1999.

[18] Ryżyński A., Badania konstrukcji mostowych, WKŁ, 1982.

[19] Ściślewski Z., Ochrona konstrukcji żelbetowych, Arkady, Warszawa 1999.

[20] Zalecenia do wykonywania oraz odbioru napraw i ochrony powierzchniowej betonu w konstrukcjach mostowych. Załącznik do Zarządzenia Nr 10 Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych z dnia 27 listopada 1998r.

[21] Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „in situ" w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Instytut Badawczy Dróg i Mostów 1998.

2.3 PODSTAWY PRAWNE

[1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego. Dz. U. Nr 202, poz. 2072.

[2] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz.U. 2012 poz. 462).

[3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 r. w sprawie informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (Dz. U. z 2003 r. Nr 120, poz. 1126).

[4] Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. z 2010 r. Nr 213, poz. 1397).

[5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 02.03.1999 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 43, poz. 430 z 1999 r.

[6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 63, poz. 735 z 2000 r.

[7] Rozporządzenie Ministrów Komunikacji oraz Administracji Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 10.02.1977 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót drogowych i mostowych. Dz. U. Nr 7, poz. 30 z 1977 r.

[8] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2013 r. nr 0, poz. 1409 z późn. zm.).

[9] Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o wyrobach budowlanych (Dz. U. z 2004 r. Nr 92, poz. 881 z późn. zm.) wraz z rozporządzeniami wykonawczymi tej ustawy.

[10] Ustawa z 18 lipca 2001 r. – Prawo wodne (Dz.U. 2001 nr 115 poz. 1229).

[11] Ustawa z dnia 14 czerwca 1960 Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.).

[12] Ustawa z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym, (Dz. U. z 2003 r. Nr 80, poz. 717 z późn. zm.).

[13] Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody (Dz. U. z 2004 r. Nr 92, poz. 880 z późn. zm.).

[14] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz. U. z 2001 r. Nr 62, poz. 627 z późn. zm.).

[15] Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko (Dz. U. z 2008 r. Nr 199, poz. 1227 z późn. zm.).

3 CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI MOSTU

3.1 Skarpy

W obrębie obiektu występują skarpy nieumocnione, nieuregulowane.

3.2 Nawierzchnia na dojazdach

Nawierzchnia jezdni na dojazdach do obiektu jest bitumiczna. Szerokość nawierzchni na dojeździe do strony m. Strzeszów wynosi 4,20m. Od strony m. Ozorowice ulega stopniowemu poszerzeniu dla ukształtowania łuków skrzyżowania dróg. Jezdnia nie jest w żaden sposób ograniczona. Dojścia do obiektu z obu kierunków nie są przystosowane do ruchu pieszych. Prowadzą do niego nieutwardzone pobocza.

3.3 Nawierzchnia jezdni na obiekcie

Nawierzchnia jezdni na obiekcie jest bitumiczna. Szerokość jezdni na obiekcie wynosi 4,23 m (mierzona pomiędzy belkami podporęczowymi). Grubość warstwy bitumicznej wynosi około 7 cm. Nawierzchnia jezdni na moście ma spadek daszkowy.

3.4 Urządzenia dylatacyjne

Obiekt nie posiada urządzeń dylatacyjnych. Nawierzchnia na przęśle i dojazdach jest uciąglona.

3.5 Urządzenia odwadniające

Woda z jezdni poprzez ukształtowanie spadków poprzecznych i podłużnych odprowadzana jest bezpośrednio poza obiekt.

3.6 Chodniki na obiekcie

Obiekt nie jest wyposażony w wyodrębnione chodniki.

3.7 Balustrady

Obiekt wyposażony jest w obustronne balustrady. Balustrady wykonano jako stalowe, szczeblinkowe o wysokości 1,30m Słupki w rozstawie 2,45 wykonane są z rury prostokątnej RP 80x40, pochwyt z rury prostokątnej RP 80x40 a wypełnienie balustrady z płaskownika 45x4. Całkowita długość balustrady od strony WD (wody dolnej) wynosi ok. 9,00 m a od strony WG (wody górnej) wynosi ok. 7,40 m .

3.8 Urządzenia bezpieczeństwa ruchu

Na obiekcie nie występują bariery energochłonne.

3.9 Belki podporęczowe i gzymsy

Ustrój nośny wyposażono w obustronne, żelbetowe belki podporęczowe o szerokości 42 cm, które jednocześnie pełnią rolę gzymsów. Belki te są kontynuowane poza obiektem na długości około 1,60 m od strony WG i około 2,2 m od strony WD.

3.10 Ustrój nośny

Konstrukcję nośną mostu stanowi przęsło o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej. Przęsło wykonane jest jako konstrukcja z 6 stalowych obetonowanych dźwigarów IN 220,

ułożonych w rozstawie co 99 cm. Długość całkowita przęsła wynosi ~4,60m, a rozpiętość teoretyczna około 4,17 m. Szerokość przęsła wynosi ~5,08 m.

3.11 Podpory i skrzydła

Przyczółki mostu wykonano są jako masywne, betonowe podpory, ze skrzydłami usytuowanymi w skosie ~45° do osi konstrukcji. Za wyjątkiem skrzydła od strony WG, od strony dojazdu od m.Strzeszów, które wykonano jako ceglane, korpusy pozostałych skrzydeł wykonano jako betonowe. Szerokość przyczółków mierzona prostopadle do osi drogi wynosi 5,08 m. Przyczółki wyposażono w betonowe odsadzki o wymiarach 25 x 30 cm. Wysokość przyczółków od poziomu gruntu wynosi 1,30 m.

3.12 Łożyska

Brak dostępu do łożysk. Najprawdopodobniej ustrój nośny opiera się na przyczółkach za pośrednictwem przekładek z papy.

3.13 Przestrzeń pod obiektem

Most stanowi przeprawę przez rzekę Ława. Szerokość koryta w tym miejscu wynosi ok. 3,0 m.

3.14 Oznakowanie obiektu

Przed obiektem jak również na obiekcie nie występuje oznakowanie dotyczące dopuszczalnego maksymalnego tonażu pojazdów, które mogą poruszać się po obiekcie. Brak jest również informacji o nazwie przekraczanej przeszkody. Na jezdni na obiekcie oraz na dojazdach brak jest oznakowania poziomego.

3.15 Urządzenia obce

Na obiekcie i w jego otoczeniu nie stwierdzono istnienia urządzeń obcych.

3.16 Parametry geometryczne obiektu

Na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych wyznaczono następujące podstawowe parametry geometryczne obiektu:

- rozpiętość teoretyczna przęsła 4,17 m
- długość całkowita obiektu 7,6 m
- ustrój nośny dźwigary obetonowane
- całkowita szerokość przęsła mostu 4,60 m
- szerokość użytkowa jezdni na moście 4,23 m
- światło pionowe pod konstrukcją przęsła 1,30 m
- kąt skrzyżowania osi obiektu z przeszkodą 90°

Fot. 3.1. Widok obiektu od strony WG

Fot. 3.2. Widok obiektu od strony WD

Fot. 3.3. Widok obiektu od strony m. Strzeszów.

Fot. 3.4. Widok dojazdu do obiektu od strony Ozorowice.

Fot. 3.5. Widok na przyczółek od strony m. Strzeszów.

Fot. 3.6. Widok na przyczółek od strony m. Ozorowice.

Fot. 3.7. Widok konstrukcji ustroju nośnego do spodu.

Fot. 3.8. Widok na przekraczaną przeszkodę.

4 OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO MOSTU

Dla oceny stanu technicznego mostu 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 3.1. 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 3.2. 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

4.1 Skarpy i teren wokół obiektu

Stan techniczny skarp i terenu wokół obiektu jest **niepokojący (ocena 3/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zanieczyszczenia i wegetacja roślinności niskiej, krzewów oraz roślinności wysokiej na powierzchni skarp i terenie wokół obiektu,
- deformacje i ubytki gruntu na skarpach od strony wody górnej spowodowane działalnością ludzką,
- ponad ciekiem od strony wody górnej przebiega płot z siatki stalowej.

Stan skarp i terenu wokół obiektu pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.1. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skarpy lewobrzeżnej od strony WD

Fot. 4.2. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skarpy prawobrzeżnej od strony WD

Fot. 4.3. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skarpy lewobrzeżnej od strony WG

Fot. 4.4. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skarpy prawobrzeżnej od strony WG

Fot. 4.5. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny terenu wokół obiektu

4.2 Dojazdy do obiektu

Stan techniczny dojazdów do obiektu jest **niepokojący (ocena 4/5).** Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- deformacje i nierówności nawierzchni,
- lokalne obszary ubytków nawierzchni,
- widoczne miejsca wcześniejszych napraw nawierzchni

Stan techniczny dojazdów do obiektu pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.6. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny dojazdu do obiektu od strony m. Ozorowice.

Fot. 4.7. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny dojazdu do obiektu od strony m. Ozorowice.

4.3 Nawierzchnia jezdni na obiekcie

Stan techniczny nawierzchni jezdni na obiekcie jest **zadowalający (ocena 4/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- miejscowe nierówności nawierzchni,
- zabrudzenia materiałem nieorganicznym w obrębie belek podporęczowych.

Stan techniczny nawierzchni na obiekcie pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.8. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni na obiekcie.

4.4 Balustrady

Stan techniczny balustrady od strony WD jest **odpowiedni (5/5)** a balustrady od strony WG jest **niedostateczny (2/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- deformacje mechaniczne stalowych elementów balustrady od strony WG spowodowane najprawdopodobniej uderzeniem pojazdu,
- lokalne uszkodzenia powłok antykorozyjnych z towarzyszą im korozją powierzchniową w miejscu uderzenia.

Stan techniczny balustrad pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.9. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny balustrady od strony WG

Fot. 4.10. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny balustrady od strony WD.

4.5 Belki podporęczowe, gzymsy

Stan techniczny belek podporęczowych/gzymsów jest **niepokojący (3/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zarysowania powierzchniowe na czołach belek,
- pęknięcia belek (bez przemieszczeń) w obszarze ich załamania w planie.

Stan techniczny belek podporęczowych/gzymsów pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.11. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny belek podporęczowych/gzymsów

4.6 Izolacja płyty pomostowej

Stan techniczny izolacji płyty pomostowej jest **awaryjny (ocena 0/5)**.

Podczas inwentaryzacji stwierdzono oznaki zawilgocenia i wykwity od spodu ustroju niosącego, głównie w obrębie belek nośnych co wskazuje na uszkodzenie izolacji przeciwwodnej. Fotografie obrazujące skutek uszkodzenia pokazano w punkcie 4.7.

4.7 Ustrój nośny

Stan techniczny ustroju nośnego jest **niedostateczny (ocena 2/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- korozja powierzchniowa i wżerowa wszystkich dźwigarów stalowych,
- odspojenie warstwy betonu pomiędzy drugim a trzecim dźwigarem od strony WG do głębokości około 7 cm,
- lokalne zarysowania betonu z miejscowymi wykwitami solnymi,
- intensywne wykwity solne w rejonie stalowych dźwigarów świadczące o uszkodzonej izolacji przeciwwodnej.

Stan ustroju nośnego pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.12. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego.

Fot. 4.13. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego (c.d.)

4.8 Przyczółki

Stan techniczny przyczółków jest **niepokojący (ocena 3/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- samozdylatowanie przyczółków w środku ich szerokości z widocznymi próbami napraw,
- lokalne odspojenia i wyrakowienia betonu,
- zanieczyszczenia oraz wegetacja mikroorganizmów na powierzchniach korpusów.

Stan techniczny przyczółków pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.14. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny przyczółka lewobrzeżnego.

Fot. 4.15. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny przyczółka prawpbrzeżnego.

4.9 Skrzydła

Stan techniczny skrzydeł jest **niepokojący (ocena 3/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zarysowania korpusów wszystkich skrzydeł żelbetowych,
- lokalne odspojenia i wyrakowienia betonu,
- zanieczyszczenia oraz wegetacja mikroorganizmów na powierzchniach korpusów,
- w obrębie skrzydła lewobrzeżnego od strony WD znajduje się drzewo mogące powodować destrukcję elementu.

Stan techniczny skrzydeł pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.12 Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skrzydeł od strony WD.

Fot. 4.16. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny skrzydeł od strony WG.

4.10 Koryto cieku i przestrzeń podmostowa

Stan techniczny koryta cieku i przestrzeni podmostowej jest **niepokojący (ocena 3/5)**. Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zanieczyszczenie naniesione przez nurt cieku oraz roślinność niską porastającą brzegi oraz dno cieku.

Stan techniczny koryta cieku i przestrzeni podmostowej pokazano na fotografiach poniżej.

Fot. 4.17. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny koryta rzeki i przestrzeni podmostowej.

5 BADANIA

5.1 Pomiary inwentaryzacyjne mostu

Wykonano inwentaryzację elementów konstrukcji nośnej mostu drogowego. Pomiary wykonano dalmierzem laserowym oraz ruletką stalową i przymiarem. Na podstawie pomiarów w dostępnych miejscach zweryfikowano nominalne wymiary elementów jak również sporządzono aktualne rysunki inwentaryzacyjne przedmiotowego obiektu.

5.2 Badania wizualne obiektu

Oględzinom poddano wszystkie elementy konstrukcji nośnej oraz podpór. Sprawdzono czy występują nacieki, rysy i spękania, deformacje i ubytki materiału. Wyniki tych badań przedstawione zostały w punkcie 4 (opis stanu istniejącego mostu).

5.3 Badania chemiczne betonu

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 elementów konstrukcyjnych obiektu. Próbki pobierane były w postaci zwiercin z trzech różnych głębokości. 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, siarczanowych i azotanowych. Opis miejsc poboru próbek do badania na zawartość jonów agresywnych oraz pH betonu znajduje się w tabeli 5.1.

Tabela 5.1. Lokalizacja miejsc poboru próbek betonu do badań chemicznych

Element	Głębokość [mm]	Ocena wizualna miejsca odwiertu	Nr próbki
Płyta pomostowa	5 – 10 -15	- miejsce bez widocznych uszkodzeń betonu	1
	5 – 10 – 15	- miejsce w okolicy białego wykwitu przy dźwigarze stalowym	2

Fot. 5.1. Przykładowe fotografie przedstawiające prace związane z poborem próbek do badań chemicznych betonu.

5.3.1 Oznaczenie jonów agresywnych dla betonu – oznaczenie zawartości jonów siarczanowych

Celem analizy jest określenie obszarów korozji betonu spowodowanej oddziaływaniem szkodliwych jonów siarczanowych.

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów siarczanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu solnego i chlorku baru oraz oznaczanie półilościowe stężenia jonów siarczanowych metodą kolorymetryczną, w której podstawą oznaczenia jest barwna reakcja jodanów z taniną w słabo kwaśnym środowisku, z utworzeniem czerwono – brązowego barwnika.

Krytycznym stężeniem jonów siarczanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,50 %.

5.3.2 Oznaczenie jonów agresywnych dla betonu – oznaczenie zawartości jonów azotanowych

Celem analizy jest określenie obszarów korozji betonu spowodowanej oddziaływaniem szkodliwych jonów azotanowych.

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów azotanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu siarkowego, siarczanu żelazawego i stężonego kwasu siarkowego. Wykonano też oznaczanie półilościowe stężenia jonów azotanowych metodą kolorymetryczną, która rozpoczyna się od redukcji (czynnikiem redukującym) azotanów do azotynów. W obecności kwaśnego buforu azotyny przekształcają się w kwas azotawy, który diazuje aminę aromatyczną, a produkt sprzęga się z N-(1-naftylo)etylenodiaminą i tworzy czerwono-purpurowy barwnik azowy.

Krytycznym stężeniem jonów azotanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,15 %

5.3.3 Oznaczenie jonów agresywnych dla betonu – oznaczenie zawartości jonów chlorkowych

Celem analizy jest określenie obszarów zagrożonych korozją prętów zbrojeniowych spowodowaną oddziaływaniem szkodliwych jonów chlorkowych.

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności chlorków przy pomocy rozcieńczonego kwasu azotowego i azotanu srebra. Następnie przeprowadzono oznaczanie półilościowe stężenia jonów chlorkowych metodą argentometrycznego miareczkowania, w której jony rtęci reagują z jonami chlorkowymi tworząc trudnorozpuszczalny chlorek rtęci. Nadmiar jonów rtęci reaguje z

dwufenylokarbazonem w środowisku kwasu azotowego tworząc niebiesko – fiołkowy kompleks, którego pojawienie się oznacza koniec miareczkowania.

Krytycznym stężeniem jonów chlorkowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,056 %.

5.3.4 Oznaczenie pH betonu

Celem analizy jest określenie obszarów, w których pH betonu obniżyło się do wartości, przy której beton traci swoje właściwości pasywacyjne względem stali.

Wykonane oznaczenie przeprowadza się przy pomocy papierków wskaźnikowych pH, które zależnie od wartości pH próbki przyjmują odpowiadający jej kolor.

Krytyczną wartości pH przy której beton traci swoje własności pasywacyjne względem zbrojenia jest pH = 10,5.

5.3.5 Zestawienie wyników badań chemicznych betonu

Tabela 5.1. Wyniki oznaczenia zawartości jonów siarczanowych

Jony siarczanowe	Nr.	Test jakościowy na obecność SO_4^{2-}			Oznaczona pólilościowo zawartość SO_4^{2-} [mg/l]			Oznaczona pólilościowo zawartość SO_4^{2-} w betonie [% m/m]		
		5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm
	1	Neg	Neg	Neg	<200	<200,	<200	<0,200	<0,200	<0,200
	2	Neg	Neg	Neg	<200	<200	<200	<0,200	<0,200	<0,200

Tabela 5.2. Wyniki oznaczenia zawartości jonów azotanowych

Jony azotanowe	Nr.	Test jakościowy na obecność NO_3^-			Oznaczona pólilościowo zawartość NO_3^- [mg/l]			Oznaczona pólilościowo zawartość NO_3^- w betonie [% m/m]		
		5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm
	1	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0
	2	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0

Tabela 5.3. Wyniki oznaczenia zawartości jonów chlorkowych

Jony chlorkowe	Nr.	Test jakościowy na obecność Cl^-			Oznaczona pólilościowo zawartość Cl^- [mg/l]			Oznaczona pólilościowo zawartość Cl^- w betonie [% m/m]		
		5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm	5mm	10mm	15mm
	1	Poz	Poz	Poz	**720**	**690**	**690**	**0,072**	**0,069**	**0,069**
	2	Poz	Poz	Poz	**1120**	**1010**	**800**	**0,112**	**0,101**	**0,080**

Legenda:
Poz – próba pozytywna na obecność jonów
Neg – próba negatywna na obecności jonów

Tabela 5.4. Oznaczenie pH próbek betonu

pH próbki betonu	Punkt poboru	Wartość pH		
		Głębokość odwiertu: 5mm	Głębokość odwiertu: 10mm	Głębokość odwiertu: 15mm
	1	9,0	9,5	10,0
	2	9,5	9,5	15,0

♦

5.3.6 Podsumowanie wyników badań chemicznych betonu

a) jony siarczanowe

- W stosunku do masy betonu, zawartość szkodliwych jonów siarczanowych nie może przekraczać 0,5 %. Po przeliczeniu, stosunek ich zawartości do masy cementu, przy założeniu o ilości cementu 350 kg/m^3, nie może być większy niż 3,6 %. Wynika to z faktu, że jony siarczanowe wskutek reakcji z glinianem trójwapniowym kamienia cementowego, tworzą ettryngit. Substancja ta ma ośmiokrotnie większą objętość niż substraty reakcji przez co powoduje rozsadzanie betonu od wewnątrz (tzw. pęcznienie siarczanowe).
- Po analizie badań próbek betonu pobranych na obiekcie stwierdzono brak występowania w nich agresywnych jonów siarczanowych. Dla betonu podpór oraz ustroju nośnego stwierdza się brak zagrożenia korozją siarczanową.

b) jony azotanowe

- W stosunku do masy betonu zawartość szkodliwych jonów azotanowych nie może przekraczać 0,15 %. Po przeliczeniu, stosunek ich zawartości do masy cementu, przy założeniu o ilości cementu 350 kg/m^3, nie może być większy niż 1,1 %. Wynika to z faktu, że jony azotanowe wskutek reakcji z glinianem trójwapniowym kamienia cementowego mogą tworzyć związki o wzorze ogólnym podobnym do ettryngitu, zastępując w nim jony siarczanowe. Z tym, że w tym przypadku nie powstaje jeden związek, ale wiele pochodnych. Substancje mają większą objętość niż substraty reakcji, przez co powodują rozsadzanie betonu od wewnątrz (tzw. pęcznienie azotanowe).
- Po analizie badań próbek betonu pobranych na obiekcie stwierdzono brak występowania agresywnych jonów azotanowych. Dla betonu podpór oraz ustroju nośnego stwierdza się brak zagrożenia korozją azotanową.

c) jony chlorkowe

- Ze względu na korozję betonu zawartość szkodliwych jonów chlorkowych nie może przekraczać 1 % w stosunku do masy betonu. Takie stężenie (przy ilości cementu 350 kg/m3 daje to 7,1 % w stosunku do masy cementu) powoduje chlorkowe pęcznienie betonu. Niemniej jednak dużo istotniejszym skutkiem obecności jonów chlorkowych w betonie może być chlorkowa korozja zbrojenia. Przy zawartości jonów chlorkowych 0,056 % w stosunku do masy betonu (przy ilości cementu 350 kg/m3 daje to 0,4 % w stosunku do masy cementu) obniżają one potencjał stali, co skutkuje tworzeniem ogniwa elektrochemicznego i znacznie przyspiesza postępującą korozję stali zbrojeniowej.
- Po analizie badań próbek betonu pobranych z ustroju nośnego obiektu stwierdzono obecność w nich jonów chlorkowych. W każdej z przeanalizowanych próbek ich

stężenie przekracza wartości graniczne. W żadnym wypadku nie są natomiast przekroczone niebezpieczne stężenia chlorków w stosunku do betonu. Dla tego też dla betonu ustroju nośnego stwierdza się brak zagrożenia korozją chlorkową natomiast stwierdza się zagrożenie chlorkową korozją dźwigarów stalowych.

d) badania karbonatyzacji oraz profilu pH do głębokości, na której znajdują się pręty zbrojeniowe

- Karbonatyzacja jest procesem negatywnym w stosunku do betonu. Polega na reakcji cieczy porowej ($Ca(OH)_2$) z dwutlenkiem węgla (CO_2) obecnym w powietrzu, w wyniku której zasadowy wodorotlenku wapnia $Ca(OH)_2$ przekształca się w obojętny węglan wapnia $CaCO_3$. Skutkiem tego jest obniżenie pH betonu z około 12 nawet do 9. Obniżenie pH betonu do wartości 10,5 w okolicy dźwigarów stalowych powoduje utratę właściwości pasywacyjnych betonu względem stali i umożliwia łatwą jej korozję.
- Po analizie wyników badań głębokości karbonatyzacji oraz profilu pH betonu można stwierdzić, że dla badanego obiektu zjawisko karbonatyzacji zagraża stalowym dźwigarom głównym..

5.4 Ocena wytrzymałości 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:

$$R_{śr} = 0.3634(\nu L2+1)L_{śr}2-8.107L_{śr}+65.255 \qquad [kG/cm2]$$

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

$$R_{śr} = 0.037044(\nu L2+1)\ L_{śr}2-0.8264L_{śr}+6.652$$
$$sR = L_{śr}\ \nu L\ (0.00274\ L_{śr}2(\nu L2+2)-0.1224\ L_{śr}+0.6829)-0.5$$

Odczytów liczby odbicia dokonano przy prostopadłym położeniu młotka do badanej powierzchni. Wybrana powierzchnia do badań charakteryzowała się możliwie brakiem uszkodzeń, nalotów oraz oznak skorodowania betonu W przypadku wystąpienia nierówności, powierzchnia została oczyszczona za pomocą kamienia ściernego lub/i szlifierki. Do badań wyznaczono 6 punktów na płycie pomostowej i przyczółkach.

Przykładowe zdjęcia dokumentujące przeprowadzone badania zostały przedstawione na fotografiach poniżej. Wyniki w postaci dzienników pomiarów zostały przedstawione w tabelach 5.4 - 5.6

Fot. 5.2. Przykładowe fotografie przedstawiające prace związane z badaniem młotkiem Schmidta

Tabela 5.4. Dziennik pomiarów sklerometrycznych dla płyty pomostowej

	Data badania : ***18.08.2018***						Odbicie wzorc.: ***80***			Wiek betonu [dni] : ***29200***
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni L_i	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
		1	2	3	4	5				
1	90	39	41	34	41	39	38,8	34,8	2,0	3,92
2	90	39	37	37	37	34	36,8	32,6	-0,2	0,03
3	90	34	36	36	32	36	34,8	30,5	-2,3	5,48
4	90	34	36	36	38	38	36,4	32,2	-0,6	0,37
5	90	38	37	37	37	41	38,0	33,9	1,1	1,25
6	90	34	36	41	36	38	37,0	32,9	0,0	0,00
							Suma	196,9	0,0	11,0

Wartości wyznaczone

$\bar{L}$	=	32,82	
s(L)	=	1,49	
v(L)	=	0,05	
$\bar{R}$	=	***19,52***	***MPa***
R min	=	***15,58***	***MPa***
s(R)	=	2,39	MPa
v(R)	=	0,12	
k	=	0,80	

współczynniki poprawkowe

wilg. bet. :	1,00	
wiek bet. :	0,60	

Krzywa zależności R-L : ***paraboliczna wg ITB***

Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002:

Beton dobry

Wytrzymałość po 28 dniach

$\bar{R}$	=	***11,71***	***MPa***
R min	=	***9,35***	***MPa***
R min*	=	***10,75***	***MPa***

* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej □150x150x150 mm od wytrzymałości walcowej ∅160,h160 mm wynoszącego $R_{\square 150x150x150}$ / $R_{\varnothing 160,h160}$ = 1,15

Tabela 5.5. Dziennik pomiarów sklerometrycznych dla przyczółka od strony m. Ozorowice

	Data badania : ***18.08.2018***						Odbicie wzorc.: ***80***			Wiek betonu [dni] : ***29200***
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni L_i	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
		1	2	3	4	5				
1	0	35	37	37	37	35	36,2	36,2	1,2	1,52
2	0	35	33	33	33	33	33,4	33,4	-1,6	2,45
3	0	36	36	36	37	38	36,6	36,6	1,6	2,67
4	0	34	35	37	37	37	36,0	36,0	1,0	1,07
5	0	37	37	36	36	34	36,0	36,0	1,0	1,07
6	0	32	32	32	32	30	31,6	31,6	-3,4	11,33
							Suma	209,8	0,0	20,1

Wartości wyznaczone

$\bar{L}$	=	34,97
s(L)	=	2,01
v(L)	=	0,06
$\bar{R}$	=	***23,20*** ***MPa***
R min	=	***17,36*** ***MPa***
s(R)	=	3,54 MPa
v(R)	=	0,15
k	=	0,75

współczynniki poprawkowe

wilg. bet. :	1,00
wiek bet. :	0,60

Krzywa zależności R-L : ***paraboliczna wg ITB***

Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002:

Beton mierny

Wytrzymałość po 28 dniach

$\bar{R}$	=	***13,92*** ***MPa***
R min	=	***10,41*** ***MPa***
R min*	=	***11,98*** ***MPa***

* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej □150x150x150 mm od wytrzymałości walcowej ∅160,h160 mm wynoszącego $R_{\square 150x150x150}$ / $R_{\varnothing 160,h160}$ = 1,15

Tabela 5.6. Dziennik pomiarów sklerometrycznych dla przyczółka od strony m. Strzeszów

	Data badania : ***18.08.2018***						Odbicie wzorc.: ***80***			Wiek betonu [dni] : ***29200***
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni L_i	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
		1	2	3	4	5				
1	0	32	32	30	30	30	30,8	30,8	-3,2	10,24
2	0	36	33	36	33	36	34,8	34,8	0,8	0,64
3	0	36	36	36	33	38	35,8	35,8	1,8	3,24
4	0	35	35	35	37	35	35,4	35,4	1,4	1,96
5	0	35	37	35	35	34	35,2	35,2	1,2	1,44
6	0	34	32	32	32	30	32,0	32,0	-2,0	4,00
							Suma	204,0	0,0	21,5

Wartości wyznaczone

$\bar{L}$ =	34,00	
s(L) =	2,07	
v(L) =	0,06	
$\bar{R}$ =	***21,54***	***MPa***
R min =	***15,74***	***MPa***
s(R) =	3,51	MPa
v(R) =	0,16	
k =	0,73	

współczynniki poprawkowe

wilg. bet. :	1,00
wiek bet. :	0,60

Krzywa zależności R-L : ***paraboliczna wg ITB***

Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002:

Beton mierny

Wytrzymałość po 28 dniach

$\bar{R}$ =	***12,92***	***MPa***
R min =	***9,44***	***MPa***
R min* =	***10,86***	***MPa***

* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej □150x150x150 mm od wytrzymałości walcowej ∅160,h160 mm wynoszącego $R_{\square 150x150x150}$ / $R_{\varnothing 160,h160}$ = 1,15

5.5 Pomiar twardości stali sposobem Poldi

Metoda ta jest dynamicznym sposobem określania twardości poprzez porównanie dwóch odcisków wywołanych tą samą dynamiczną siłą: w materiale badanym i materiale o znanej twardości. Przyrządem do realizacji tej metody jest młotek Baumanna. Twardość tak wyznaczoną podaje się w skali Brinella na podstawie wzoru:

$$HBp = HB_W \frac{D - \sqrt{D^2 - d_1^2}}{D - \sqrt{D^2 - d_2^2}}$$

gdzie:

HBp – twardość mierzona w stopniach Brinella sposobem porównawczym Poldi
HB_W – twardość materiału wzorcowego w stopniach Brinella
D – średnica kulki pomiarowej
d_1 – odcisk kulki w płytce wzorcowej
d_2 – odcisk kulki w materiale badanym

Poniżej w tabeli 5.7 przedstawiono zestawienie wyników pomiarów oraz wyznaczoną na ich podstawie twardością mierzoną w stopniach Brinella. Pomiary przeprowadzono na skrajnych dźwigarach stalowych płyty.

Przykładowe zdjęcia dokumentujące pomiary młotkiem Baumanna przedstawiono poniżej.

Fot. 5.3 Przykładowe zdjęcia przedstawiające przygotowanie powierzchni przebieg badania młotkiem Baumanna

Tabela 5.7 Zestawienie wyników pomiarów oraz wyznaczone na ich podstawie twardości

D [mm]	HB_W	d_1 [mm]	Element	d_2 [mm]	Średnia z pomiarów $d_2^{śred}$ [mm]	HB_P	Uśredniona wartość $HB_P^{śred}$
10	184	3	Dźwigar skrajny od strony WD	3,0	3,02	125,4	**129,9**
				2,9			
				2,8			
				2,7			
				3,2			
				3,5			
			Dźwigar skrajny od strony WG	3	2,92	134,4	
				3			
				3,1			
				2,8			
				2,8			
				2,8			

Na podstawie wyznaczonej wartości $HB_P^{śred}$ można oszacować własności mechaniczne stali z następujących związków korelacyjnych:

- wytrzymałość na rozciąganie Rm [MPa]

$$Rm \approx 0{,}34 \cdot 9{,}81\ HB_P^{śred}$$

Dla stali stopowych i węglowych zahartowanych:

- o twardości $HB_P^{śred}$ <150 granica plastyczności $R_{0,2}$ [MPa] wynosi

$$R_{0,2} = 0{,}204 \cdot 9{,}81\ HB_P^{śred}$$

- o twardości $HB_P^{śred}$ >150 granica plastyczności $R_{0,2}$ [MPa] wynosi

$$R_{0,2} = 0{,}367 \cdot 9{,}81\ HB_P^{śred} - 240$$

Obliczeniową granicę plastyczności R [MPa] wyznacza się ze wzoru:

$$R = R_{0,2} / 1{,}15$$

W tabeli 5.8 zestawiono wyniki otrzymanych parametrów wytrzymałościowych stali wyznaczonych na podstawie pomiaru twardości stali sposobem Poldi i te wartości zostały przyjęte jako jedne z założeń do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.

Tabela 5.8 Parametry wytrzymałościowe stali dźwigarów

$HB_P^{śred}$	Rm [MPa]	$R_{0,2}$ [MPa]	R [MPa]
129,9	**433,26**	**259,96**	**226,01**

6 ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM MOSTU

Stan techniczny poszczególnych elementów mostu jest zróżnicowany, od stanu niedostatecznego do stanu odpowiedniego. Szczegółowy opis stanu poszczególnych elementów wraz z oceną ich stanu technicznego przedstawiono w punkcie 4.

W **odpowiednim** stanie technicznym są:

- Balustrady od strony WD

W **zadowalającym** stanie technicznym są:

- Nawierzchnia jezdni na obiekcie

W **niepokojącym** stanie technicznym są:

- Skarpy i teren wokół obiektu
- Dojazdy do obiektu
- Belki podporęczowe, gzymsy
- Przyczółki
- Skrzydła
- Koryto cieku i przestrzeń podmostowa

W **niedostatecznym** stanie technicznym są:

- Balustrady od strony WG
- Ustrój nośny

W **awaryjnym** stanie technicznym są:

- Izolacja płyty pomostowej

Szczegółowy opis stanu poszczególnych elementów wraz z oceną ich stanu technicznego przedstawiono w punkcie 4.

7 OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE PRZĘSŁA

7.1 Parametry materiałowe

Na podstawie przeprowadzonych badań do obliczeń przyjęto następujące parametry materiałowe:

- Obliczeniowa granica plastyczności stali
  $R = 226,0\,MPa$

7.2 Charakterystyki przekroi

W poniższej tabeli zestawiono charakterystyki wytrzymałościowe przekroju stalowego. Z uwagi na korozję dźwigarów głównych w obliczeniach przyjęto wynikające z niej osłabienie przekroju (założono obwodowy ubytek korozyjny o wartości 0,5 mm). Model obliczeniowy wykonano na przekrojach brutto, a ubytek korozyjny uwzględniono mnożąc otrzymane naprężenia przez współczynnik osłabienia będący stosunkiem charakterystyk przekroju brutto i netto (współczynnik ten został również przedstawiony w poniższej tabeli).

Tabela 7.1 Parametry geometryczne dźwigara oraz współczynniki korozją

	$I_{y,brutto}$	$I_{y,netto}$	$I_{z,brutto}$	$I_{z,netto}$	A_{brutto}	A_{netto}	α_{Iy}	α_{Iz}	α_A
	cm^4	cm^4	cm^4	cm^4	cm^2	cm^2	-	-	-
IN 220	3055,2	2945,6	162,0	154,2	39,5	38,0	**1,037**	**1,050**	**1,041**

7.3 Obciążenia

7.3.1 Obciążenie ciężarem własnym elementów konstrukcyjnych

Elementy nośne przęsła (dźwigary stalowe), są modelowane bezpośrednio w programie MES i ich ciężar własny jest automatycznie kalkulowany.

Elementy żelbetowe płyty oraz gzymsów modelowano jako obciążenie równomiernie rozłożone:

- płyta betonowa w części jezdniowej 29 cm
  $q_k = 0,29 \cdot 25 = 7,25\,\text{kPa}$
- płyta betonowa w części chodnikowej od 34 cm
  $q_k = 0,34 \cdot 25 = 8,75\,\text{kPa}$

Współczynnik obliczeniowy dla obciążeń w sprawdzaniu SGN wynosi 1,2 / 0,9.

7.3.2 Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych

Elementami wyposażenie obiektu są warstwa izolacji, balustrady oraz warstwa nawierzchni (asfalt i kostka granitowa)

- Izolacja przeciwwodna płyty żelbetowej – papa termozgrzewalna 1 cm:

$$q_k = 0{,}01 \cdot 14 = 0{,}14\,\text{kPa}$$

- Nawierzchnia asfaltowa gr. 10 cm:

$$q_k = 0{,}1 \cdot 23 = 2{,}30\,\text{kPa}$$

- Balustrady – przyjęto jako obciążenie liniowe:

$$q_k = 0{,}5\,\text{kN/m}$$

SUMARYCZNIE otrzymamy obciążenie powierzchniowe (nie uwzględnia wyszczególnionego powyżej obciążenia liniowego i skupionego):

$q_k = 0{,}14 + 2{,}30 = 2{,}44\,\text{kPa}$ - obciążenie w strefie na jezdni,
$q_k = 0{,}00\,\text{kPa}$ - obciążenie w strefie chodnika

Współczynnik obliczeniowy dla obciążeń w sprawdzaniu SGN wynosi 1,5 / 0,9.

7.3.3 Obciążenie ruchome

W celu sprawdzenia klasy nośności zgodnie z normą PN-85/S-10030 jako wyjściowe przyjęto obciążenie klasy A. Obciążenie zmienne składa się z obciążenia równomiernie rozłożonego q o intensywności:

$$q = 4{,}0\,\text{kPa}$$

oraz z obciążenia pojazdem K o całkowitym ciężarze 800 kN (rozstaw osi 3x1,2 m – 2,7 m). Trasa przejazdu pojazdu przebiega po osi najbliższej krawędzi jezdni oraz dodatkowo w osi mostu. Współczynnik dynamiczny dla pojazdu K wynosi:

$$\phi = 1{,}35 - 0{,}005 \cdot L = 1{,}35 - 0{,}005 \cdot 4{,}17 = 1{,}392 > 1{,}325$$

Dodatkowo pomost sprawdzono na obciążenie dwoma pojazdami S klasy A. Pojazd S składa się z 3 osi 60 + 120 + 120 kN w rozstawach 3,6 + 1,2 m. Rozstaw poprzeczny kół to 1,75 m, natomiast rozstaw pomiędzy pojazdami – 1,0 m.

W układzie wyjątkowym pojazdy S zostały ustawione na kapach chodnikowych w odległości 0,5 m od krawędzi obiektu do osi kół pojazdu.

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).

Siły hamowania / przyspieszania:

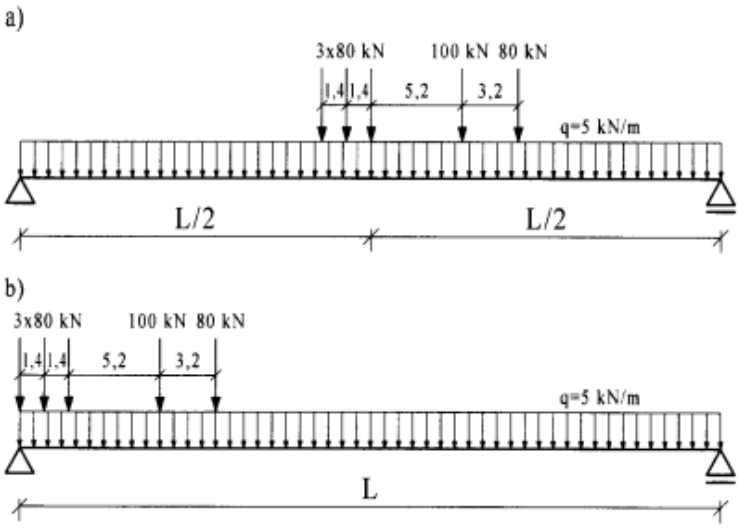
$$H = \max \begin{cases} 0,1 \cdot q + 0,2 \cdot K = 0,1 \cdot 5,00 \cdot 4,17 \cdot 4,0 + 0,2 \cdot 800 = 168,3\text{kN} \\ 0,3 \cdot K = 0,3 \cdot 800 = 240,0\,\text{kN} \end{cases} = 240,0\,\text{kN}$$

Dla niższych klas (B, C D i E) stosowano w kombinacjach odpowiednie współczynniki zmniejszające zgodnie z normą PN-85/S-10030 i wynoszące.

- dla klasy B – 0,75
- dla klasy C – 0,50
- dla klasy D – 0,40
- dla klasy E – 0,30.

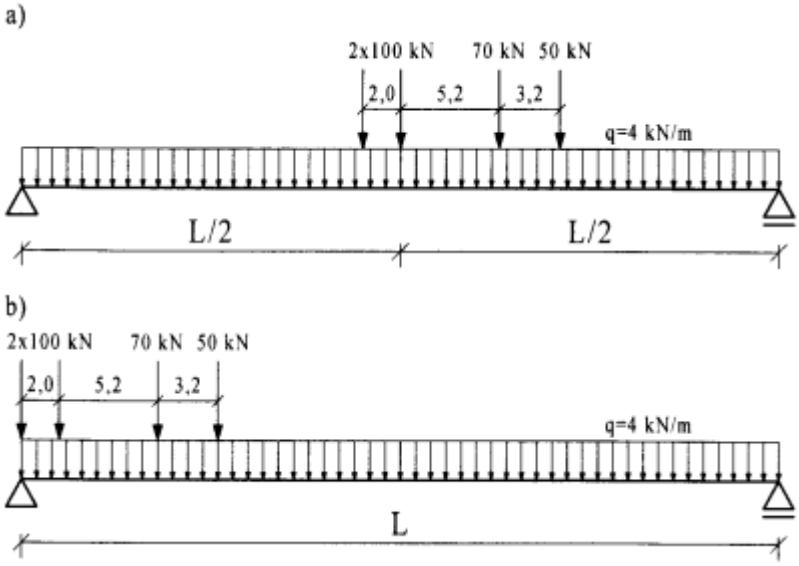
Dodatkowo sprawdzono nośność użytkową obiektu zgodnie z załącznikiem do Zarządzenia nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r. Zgodnie z tym Zarządzeniem wyróżnia się 5 kategorii zastępczego obciążenia użytkowego:

- Obciążenie kategorii o symbolu **1/S42** stanowi samochód modelowy o masie 42 t i obciążenie liniowe o wartości 5 kN/m,



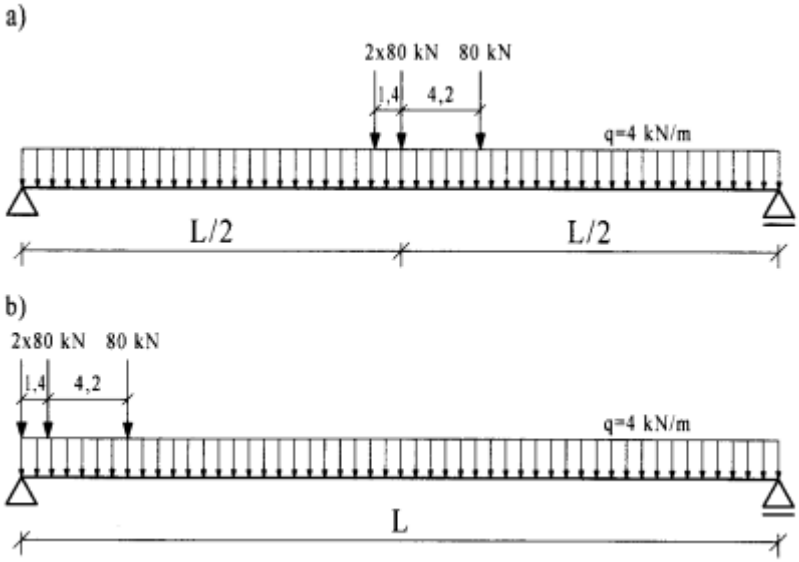
Rys. 7.1 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 1/S42
a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej
c)

- Obciążenie kategorii o symbolu **2/S32** stanowi samochód modelowy o masie 32 t i obciążenie liniowe o wartości 4 kN/m,



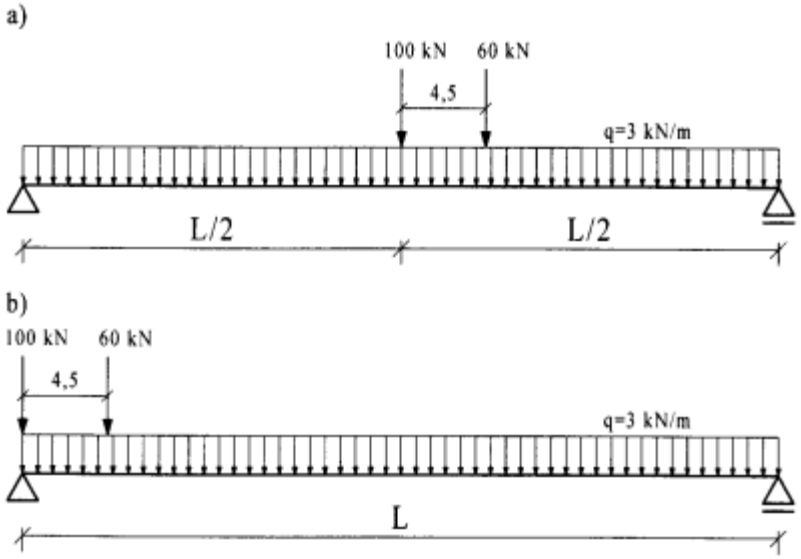
Rys. 7.2 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 2/S32
a) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
b) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

- Obciążenie kategorii o symbolu **3/S24** stanowi samochód modelowy o masie 24 t i obciążenie liniowe o wartości 4 kN/m,



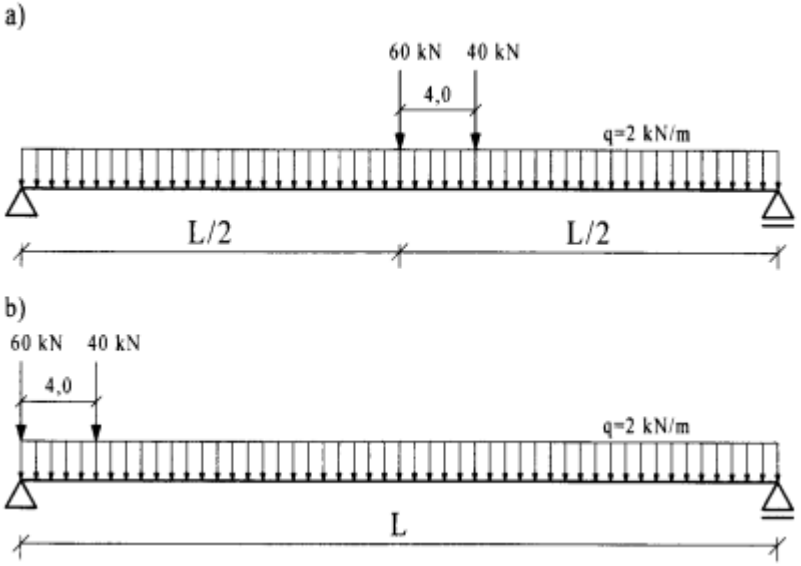
Rys. 7.3 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 3/S24
c) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
d) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

- Obciążenie kategorii o symbolu **4/S16** stanowi samochód modelowy o masie 16 t i obciążenie liniowe o wartości 3 kN/m,



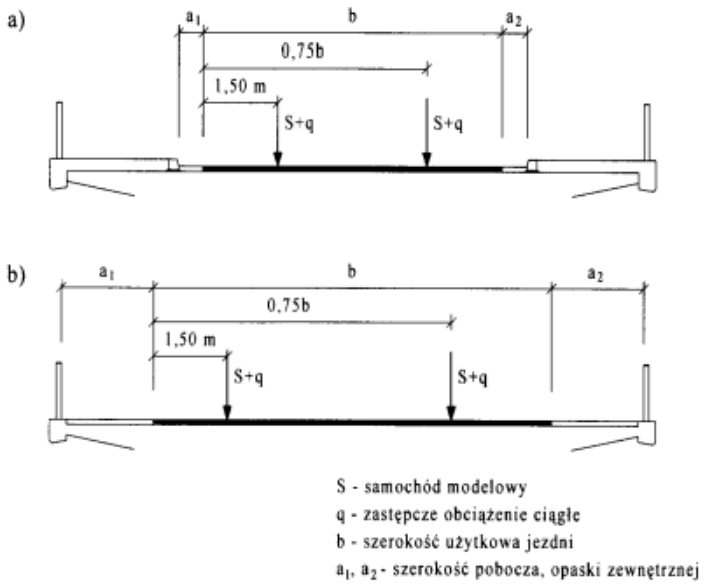
Rys. 7.4 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 4/S16
e) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
f) do wyznaczenia maksymalnej siły poprzecznej

- Obciążenie kategorii o symbolu **5/S10** stanowi samochód modelowy o masie 10 t i obciążenie liniowe o wartości 2 kN/m,



Rys. 7.5 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego klasy 5/S10
g) do wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego
h) 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 niezmienne:



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. Oś drugiego pasma jest oddalona od ww. elementów o ¾ szerokości jezdni. Możliwe jest zaniechanie jednego z pasm obciążania, jeżeli spowoduje to większe przeciążenie skrajnego dźwigara (pasma płytowego) lub innego elementu w konstrukcji przęsła. Osiowy rozstaw kół na jednej osi samochodu modelowego, niezależnie od kategorii obciążenia użytkowego, należy przyjmować o wartości 1,75 m.

Współczynnik obliczeniowe przyjęto tak jak dla normy PN-82/S-10030 tj. dla sprawdzenia SGN wynosi 1,5 / 0,0 (w układzie PD – 1,25 / 0,0, natomiast w układzie PW – 1,15 / 0,0).

Obciążenie tłumem na chodnikach publicznych przyjęto o intensywności 2,5 kPa. Współczynnik obliczeniowy wynosi 1,3 w układzie P / 1,2 w układzie PD.

7.3.4 Obciążenie temperaturą

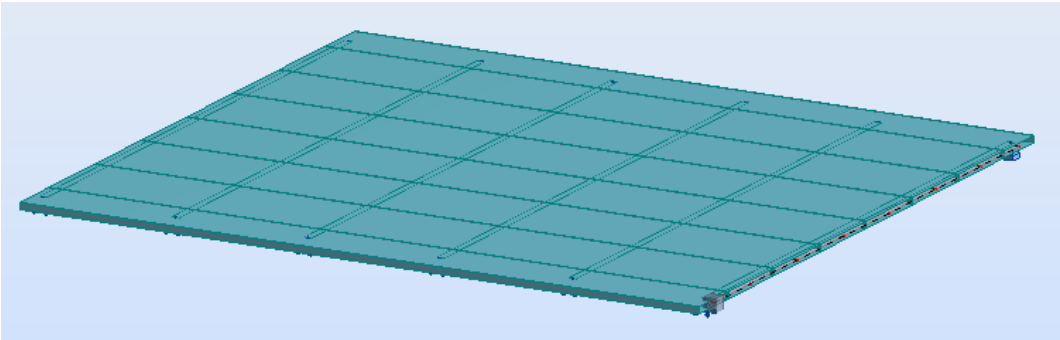
Ze względu na statycznie wyznaczalny schemat statyczny konstrukcji, zmiany temperatury nie wprowadzają zmian w wytężeniu elementów. Obciążenia temperaturą nie rozpatruje się.

7.3.5 Nierównomierne osiadanie podpór

Ze względu na statycznie wyznaczalny schemat statyczny konstrukcji, osiadanie podpór nie wprowadza zmian w wytężeniu elementów. Obciążenia osiadaniem podpór nie rozpatruje się.

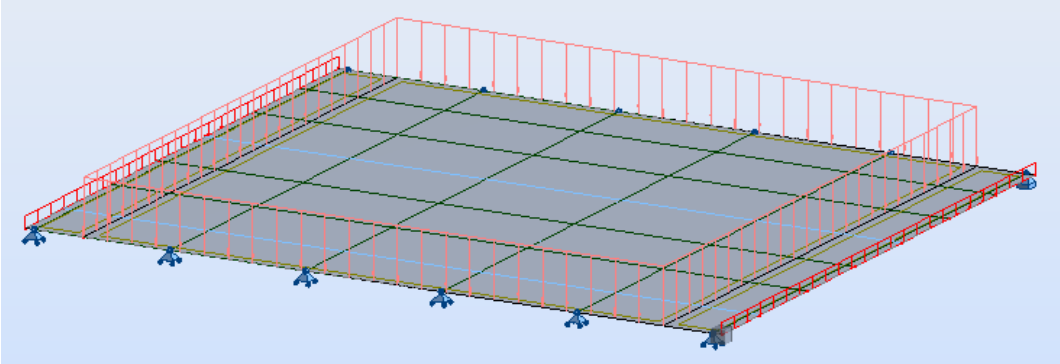
7.4 Model obliczeniowy MES

W celu wyznaczenia nośności obiektu wykonano model obliczeniowy klasy e^1p^2 (ruszt belkowy). Dźwigary główne stanowią belki stalowe IN 220. Dźwigary połączone są poprzecznie płytą żelbetową. Wizualizację modelu obliczeniowego przedstawiono na rysunku poniżej.

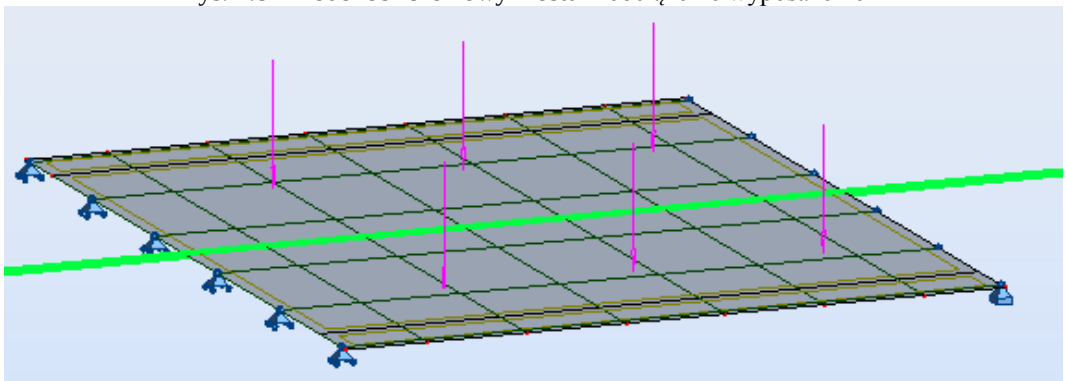


Rys. 7.7 Model obliczeniowy mostu – widok ogólny

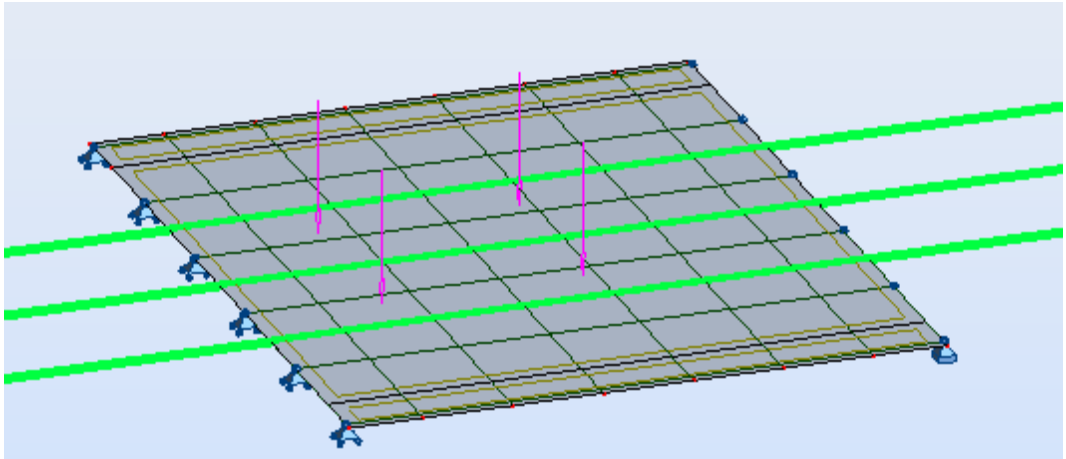
W modelu obliczeniowym obciążenia przykładano jako charakterystyczne, a następnie tworzono kombinacje obliczeniowe mnożąc wartości obciążeń przez odpowiednie współczynniki obliczeniowe. Przykładowe obciążenia przedstawiono poniżej:



Rys. 7.8 Model obliczeniowy mostu – obciążenie wyposażeniem

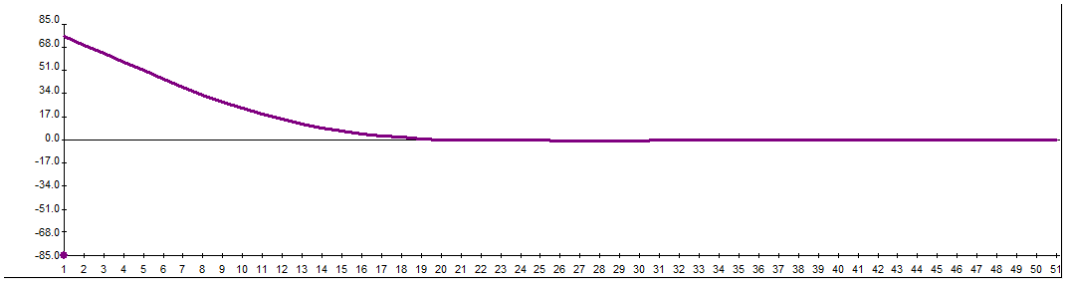


Rys. 7.9 Model obliczeniowy mostu – obciążenie pojazdem K, wraz z trasą przejazdu

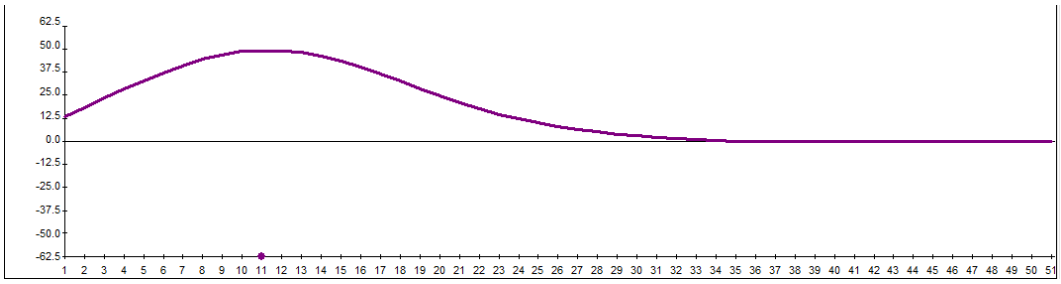


Rys. 7.10 Model obliczeniowy mostu – obciążenie pojazdem użytkowym 3/S24

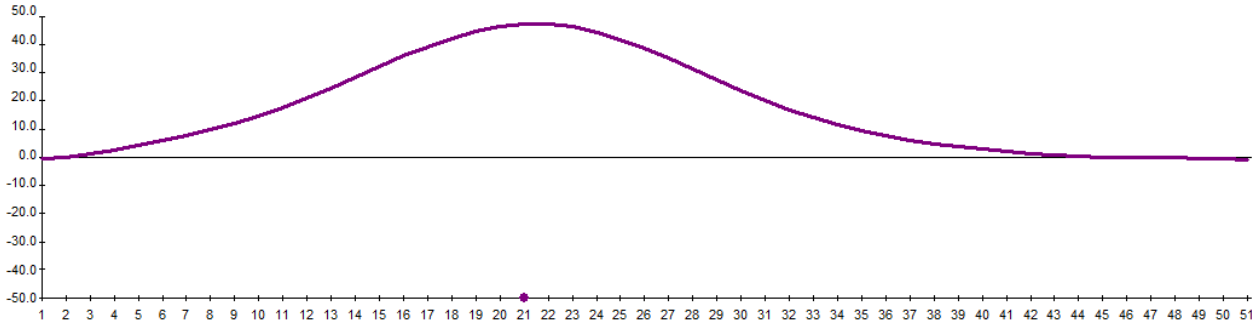
W celu określenia powierzchni wpływu szukanych wielkości statycznych sporządzono linie rozdziału poprzecznego obciążenia.



Rys. 7.11 Linia wpływu momentów zginających My dla dźwigara skrajnego



Rys. 7.12 Linia wpływu momentów zginających My dla dźwigara przedskrajnego

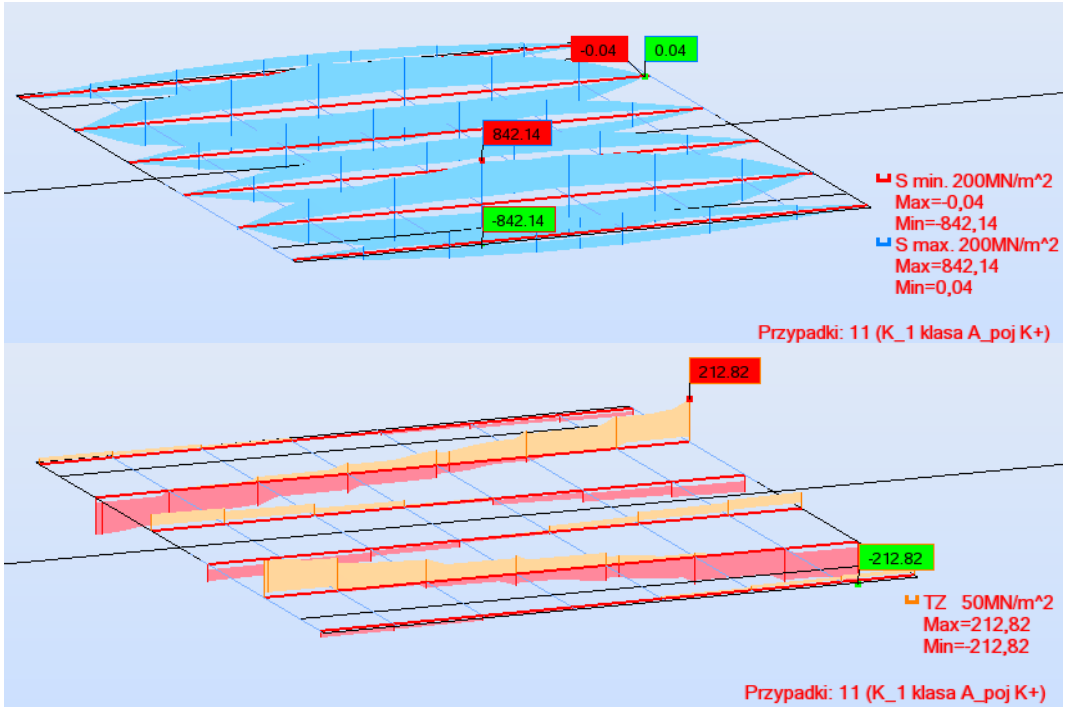


Rys. 7.13 Linia wpływu momentów zginających My dla dźwigara wewnętrznego

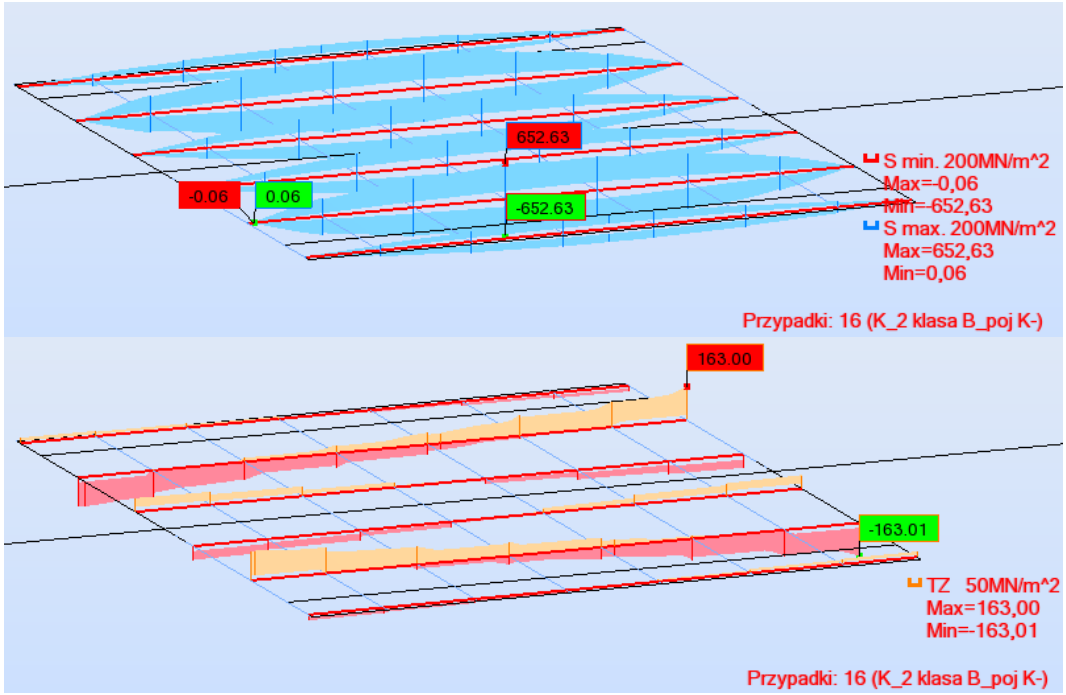
Analizując powyższe przykładowe wykresy widać, że w celu wyznaczenia ekstremalnych wartości momentów zginających należy obciążyć cały przekrój poprzeczny mostu.

7.5 Analiza wg PN-85/S-10030

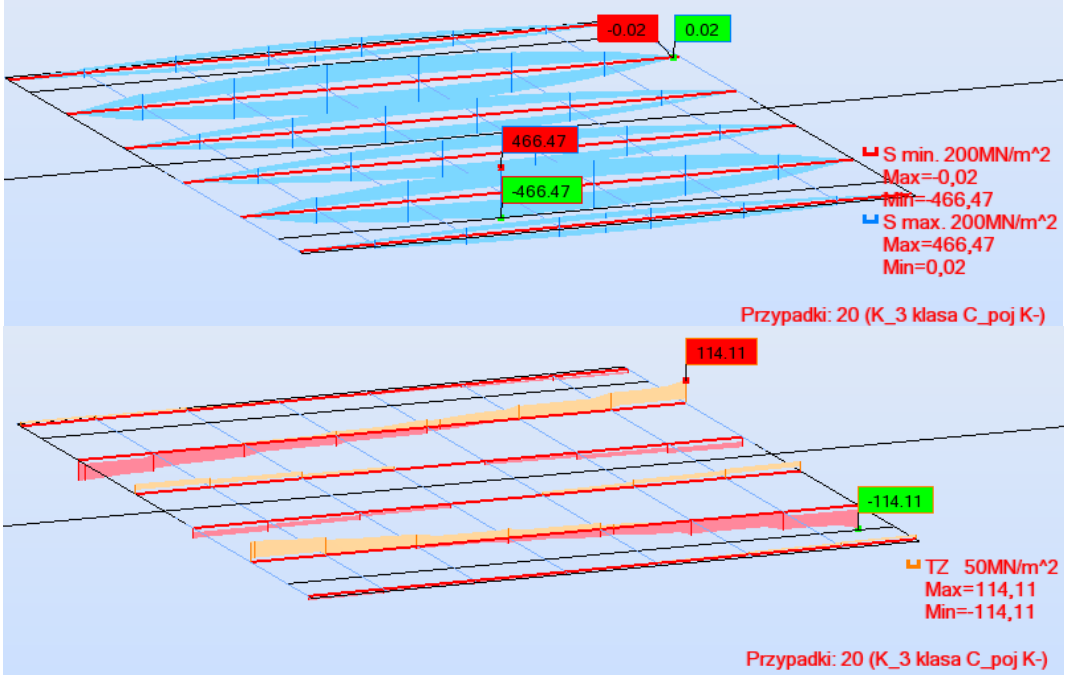
Celem obliczeń jest wyznaczenie klasy mostu zgodnie z normą PN-85/S-10030. W tym celu wyznaczono naprężenia normalne oraz styczne w dźwigarach głównych konstrukcji od obliczeniowych kombinacji normowych. Analizowano obciążenie mostu taborem samochodowym klasy A, B, C, D i E. Wyznaczona na podstawie badań obliczeniowa nośność stali (zgodnie z normą PN-91/S-10042) na rozciąganie wynosi 226 MPa. Z uwagi na dwuteowy przekrój poprzeczny dźwigara głównego można ją zwiększyć o 5% i wynosi ona 237 MPa. Obliczeniowa wytrzymałość ze względu na naprężenia styczne wynosi 137 MPa. Na poniższych rysunkach przedstawiono naprężenia normalne i styczne od obliczeniowych kombinacji obciążeń.



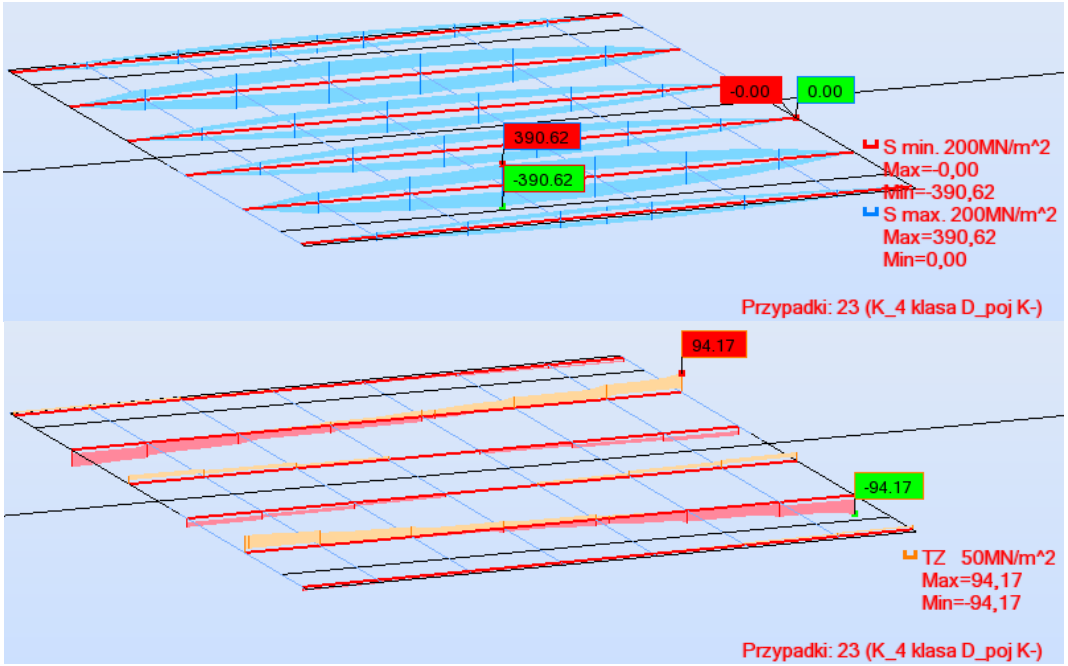
Rys. 7.14 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem klasy A (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne)



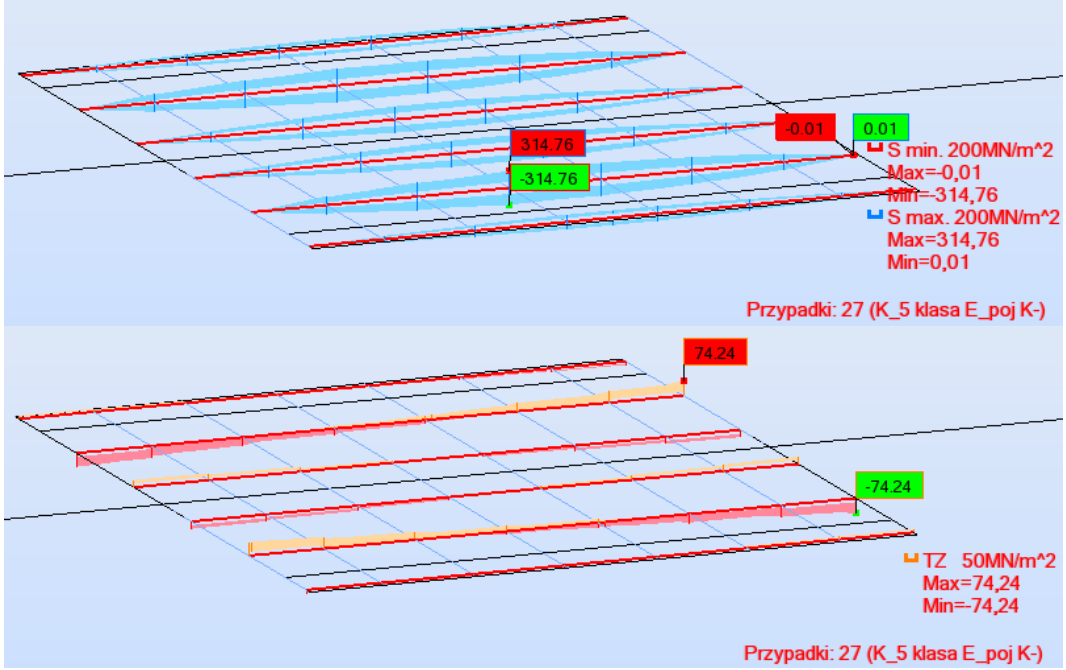
Rys. 7.15 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem klasy B (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne)



Rys. 7.16 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem klasy C (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne)



Rys. 7.17 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem klasy D (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne)



Rys. 7.18 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem klasy E (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne)

Maksymalne naprężenia w dźwigarach głównych od poszczególnych kombinacji obciążeń (dla poszczególnych klas obciążeń ruchomych) wraz z procentowym wytężeniem przedstawiono w poniższej tabelach oddzielnie dla przekroi nominalnych oraz dla przekroi osłabionych korozją:

Tabela 7.2 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych bez uwzględniania osłabienia korozją

Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
A	842,1	212,8	237,3	137,0	354,9
B	652,6	163,0	237,3	137,0	275,0
C	466,5	114,1	237,3	137,0	196,6
D	390,6	94,2	237,3	137,0	164,6
E	314,8	74,2	237,3	137,0	132,7

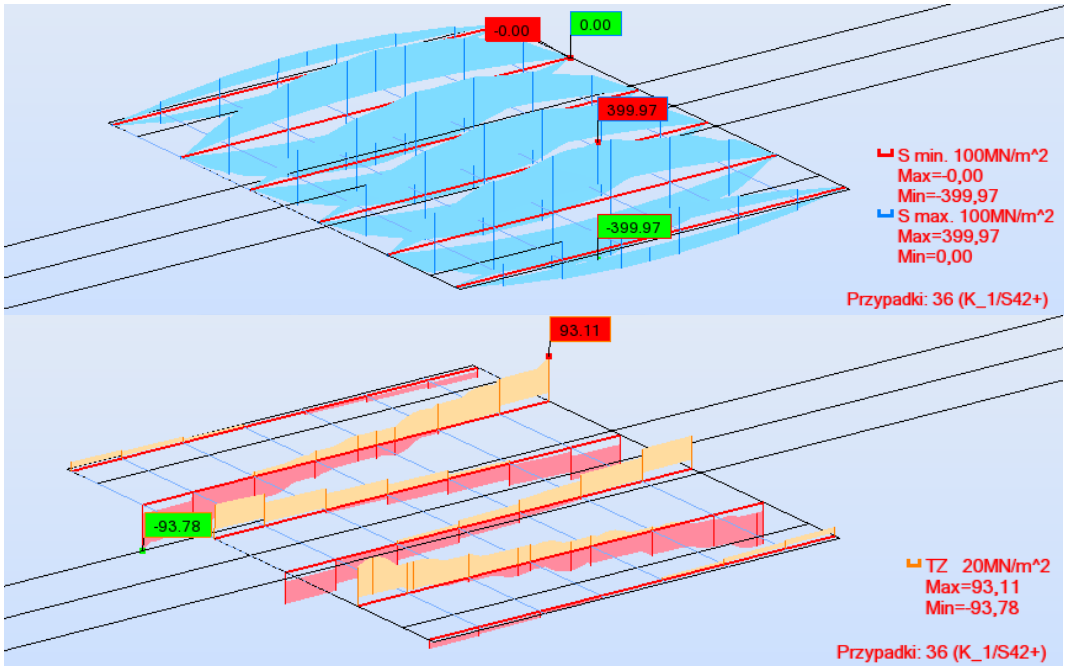
Tabela 7.3 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych z uwzględnieniem korozji

Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
A	873,3	220,7	237,3	137,0	368,0
B	676,7	169,0	237,3	137,0	285,2
C	483,8	118,3	237,3	137,0	203,9
D	405,1	97,7	237,3	137,0	170,7
E	326,4	76,9	237,3	137,0	137,6

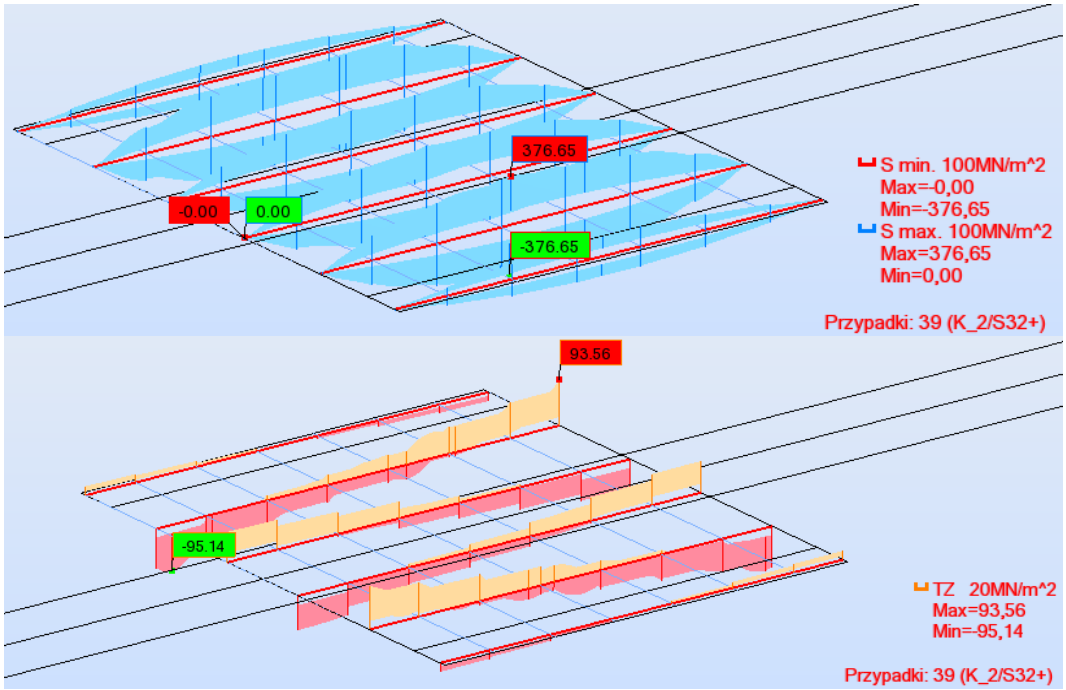
Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdza się, że przedmiotowy obiekt NIE SPEŁNIA, żadnej z klas obciążenia zgodnie z PN-82/S-10030. Naprężenia normalne w dźwigarach głównych dla najniższej klasy obciążenia (klasa E – pojazdy o maksymalnym ciężarze 15 ton) są większe od wytrzymałości obliczeniowej o blisko 37%. Należy przeprowadzić dodatkowa analizę nośności przęsła zgodnie z instrukcją GDDKiA w celu określenia nośności użytkowej obiektu.

7.6 Określenie nośności użytkowej

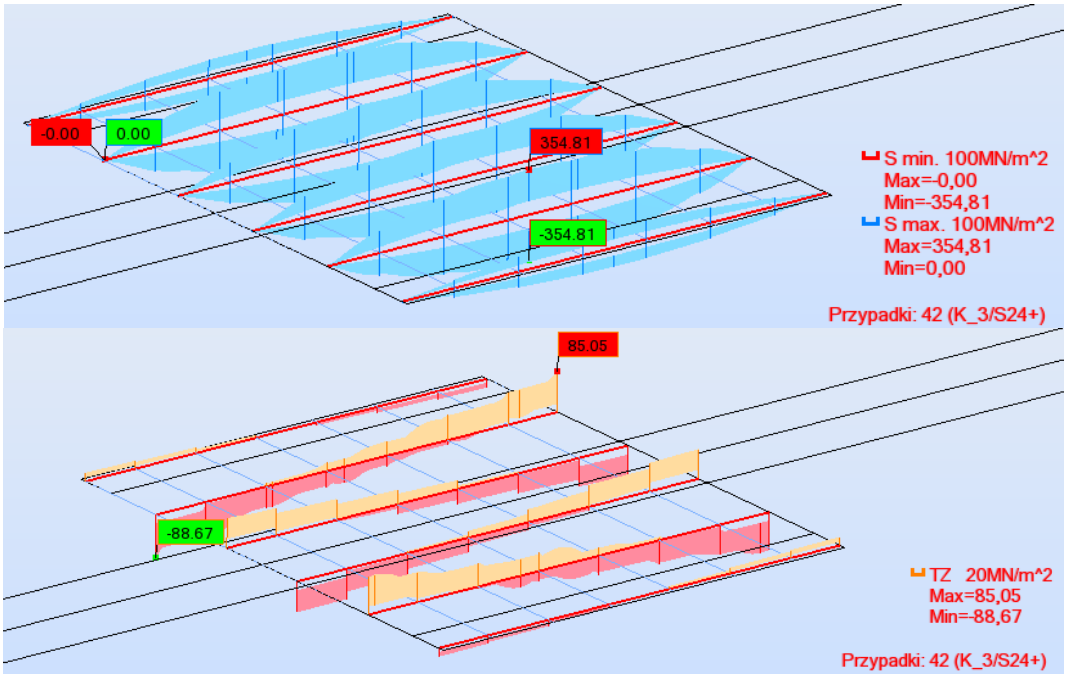
Określenie nośności użytkowej przeprowadzono zgodnie z instrukcją GDDKiA do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. Stworzono kombinacje normowe zgodnie z PN-82/S-10030 zastępując obciążenie ruchome K+q obciążeniem użytkowym zgodnie z instrukcją. Analizowano obciążenie pojazdami klasy 1/S42, 2/S32, 3/S24, 4/S16 oraz 5/S10.Z uwagi na szerokość jezdni (4,23 m) analizowano ruch jednokierunkowy ww. pojazdów. Na poniższych rysunkach przedstawiono naprężenia normalne i styczne od obliczeniowych kombinacji obciążeń.



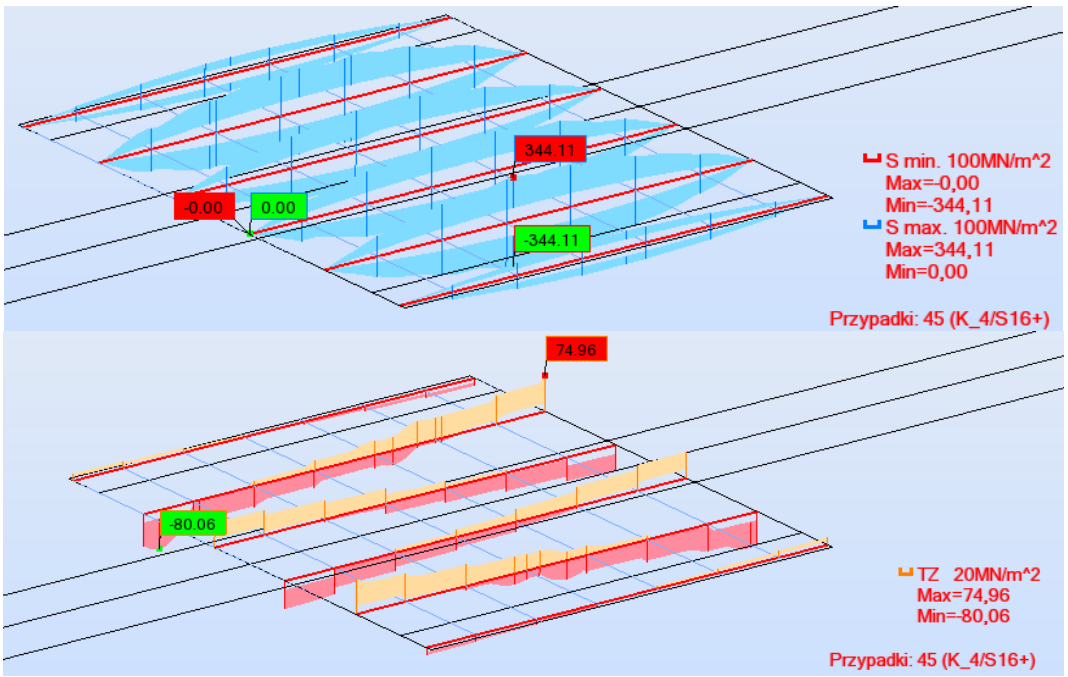
Rys. 7.19 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy 1/S42 (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne) – ruch po jednym pasie



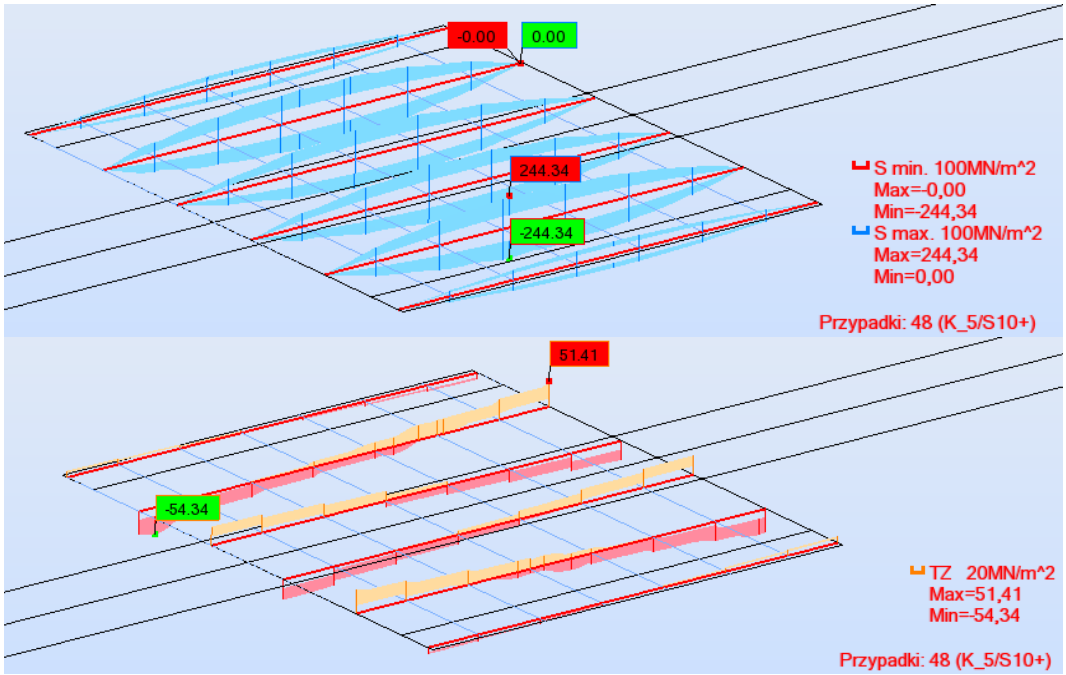
Rys. 7.20 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy 2/S32 (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne) – ruch po jednym pasie



Rys. 7.21 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy 3/S24 (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne) – ruch po jednym pasie



Rys. 7.22 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy4/S16 (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne) – ruch po jednym pasie



Rys. 7.23 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy5/S10 (u góry naprężenia normalne, u dołu styczne) – ruch po jednym pasie

Maksymalne naprężenia w dźwigarach głównych od poszczególnych kombinacji obciążeń (dla poszczególnych klas obciążeń użytkowych) wraz z procentowym wytężeniem przedstawiono w poniższych tabelach oddzielnie dla przekroi nominalnych i przekroi z osłabieniem korozją.

Tabela 7.4 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych bez uwzględnienia ubytków korozyjnych

Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
1/S42	400,0	93,8	237,3	137,0	168,6
2/S32	376,7	95,1	237,3	137,0	158,7
3/S24	354,8	88,7	237,3	137,0	149,5
4/S16	344,1	80,1	237,3	137,0	145,0
5/S10	244,4	54,3	237,3	137,0	103,0

Tabela 7.5 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych z uwzględnieniem ubytków korozyjnych

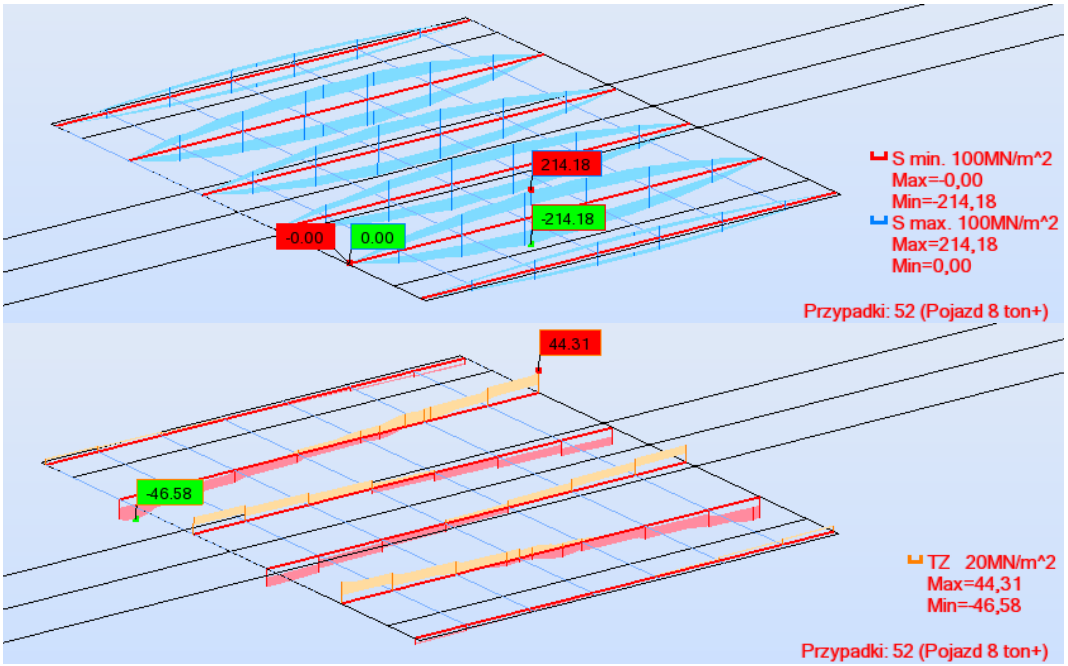
Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
1/S42	414,8	97,3	237,3	137,0	174,8
2/S32	390,6	98,6	237,3	137,0	164,6
3/S24	367,9	92,0	237,3	137,0	155,0
4/S16	356,8	83,1	237,3	137,0	150,4
5/S10	253,4	56,3	237,3	137,0	106,8

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdza się, że nośność obiektu NIE SPEŁNIA warunków nośności nawet dla klasy 5/S10 (najniższej zgodnie z instrukcją GDDKiA obejmuje ona pojazdy o masie całkowitej 10 lub 12 t). Naprężenia w elementach konstrukcji są większe od

wytrzymałości obliczeniowej o około 7%. Ponieważ obiekt nie spełnia nawet najniższej klasy obciążenia użytkowego, przeprowadzono dodatkową analizę obiektu redukując najlżejszy z pojazdów o 20%, co odpowiadać będzie pojazdu o masie do 8 ton

7.7 Określenie nośności – pojazd 8 ton

Na poniższych rysunkach przedstawiono naprężenia normalne i styczne od obliczeniowych kombinacji dla zredukowanego pojazdu 5/S10 do pojazdu o masie 8 ton



Rys. 7.24 Naprężenia w dźwigarach głównych od kombinacji obliczeniowych dla obciążenia pojazdem użytkowym klasy5/S10 zredukowanym do pojazdu 8 tonowego – ruch po jednym pasie

Tabela 7.6 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych bez uwzględnienia ubytków korozyjnych

Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
Pojazd 8 ton	214,2	46,6	237,3	137,0	90,3

Tabela 7.7 Maksymalne naprężenia normalne i styczne w dźwigarach głównych z uwzględnieniem ubytków korozyjnych

Klasa obciążenia	Naprężenia normalne	Naprężenia styczne	Dopuszczlne naprężenia normalne	Dopuszczlne naprężenia styczne	Maksymalne wytężenie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
Pojazd 8 ton	222,1	48,3	237,3	137,0	93,6

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdza się, po przedmiotowym obiekcie mogą poruszać się pojazdy maksymalnym ciężarze wynoszącym 8 ton.

7.8 Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdza się, że przedmiotowy obiekt NIE SPEŁNIA warunków nośności nawet dla najniższy klas (klasy E zgodnie a PN-85/S-10030 oraz pojazdów klasy 5/S10 zgodnie z instrukcją GDDKiA), co oznacza że NIE MOGĄ się po nim pojazdy o masie 10 ton i więcej. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń (przez analogię do pojazdu S/10 stworzono pojazd 8-tonowy) stwierdza się z po przedmiotowym obiekcie mogą poruszać się pojazdy o maksymalnym ciężarze nie większym niż 8 ton.

8 WNIOSKI ORAZ ZALECENIA EKSPLOATACYJNE

Po przeprowadzeniu szczegółowej inwentaryzacji mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice w m. Strzeszów, przeprowadzeniu analizy statyczno-wytrzymałościowej, wykonaniu badań materiałowych i określeniu jego stanu technicznego, poniżej podaje się wnioski końcowe.

Po przeprowadzeniu szczegółowej inwentaryzacji mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice w m. Strzeszów, przeprowadzeniu analizy statyczno-wytrzymałościowej, wykonaniu badań materiałowych i określeniu jego stanu technicznego, poniżej podaje się wnioski końcowe.

1) Na podstawie wyników analizy statyczno – wytrzymałościowej stwierdza się, że:

- **analizowana konstrukcja obiektu mostowego przenosi NIE PRZENOSI obciążenia nawet dla najniższej klasy (klasa E) wg PN-85/S-10030**
- analizowana konstrukcja obiektu mostowego **NIE PRZENOSI** obciążenia nawet dla najniższej klasy obciążenia użytkowego tj od pojazdu klasy 5/S10 wg Dz.U.2016 poz. 2022 z dnia 15.12.2016 r.
- **analizowana konstrukcja obiektu mostowego może przenosić obciążenia pojazdami o masie całkowitej nie większej niż 8 ton.**

2) **Ogólny stan techniczny przedmiotowego obiektu ocenia się na niedostateczny.** Na podstawie przeprowadzonej oceny stanu technicznego stwierdza się, że:

- najbardziej istotne uszkodzenia obserwowane dla konstrukcji nośnej przedmiotowego obiektu wynikają przede wszystkim z nieszczelnej izolacji przeciwwodnej. Przy braku izolacji, woda pochodząca ze odladzania jezdni i bogata w szkodliwe jony chlorkowe ma możliwość penetracji przez ustrój nośny (co uwidacznia się w postaci wykwitów nieorganicznych na spodzie płyty pomostowej a potwierdzają to dodatkowo wyniki badań chemicznych betonu). Skutkuje to postępującą degradacją korozyjną materiału, w szczególności dźwigarów stalowych. Należy również podkreślić, że w wyniku zjawiska karbonatyzacji, beton w obrębie dźwigarów utracił swoje właściwości ochronne względem dźwigarów, co dodatkowo przyśpiesza ich korozje.

  Na ustroju nośnym zaobserwowano również odspojenie warstwy betonu pomiędzy drugim a trzecim dźwigarem od strony WG do głębokości około 7 cm. Dodatkowo lokalnie w strefie pomiędzy dźwigarami zaobserwowano zarysowania materiału

betonowego. Powyższe uszkodzenia mogą świadczyć o przeciążeniu konstrukcji ustroju nośnego

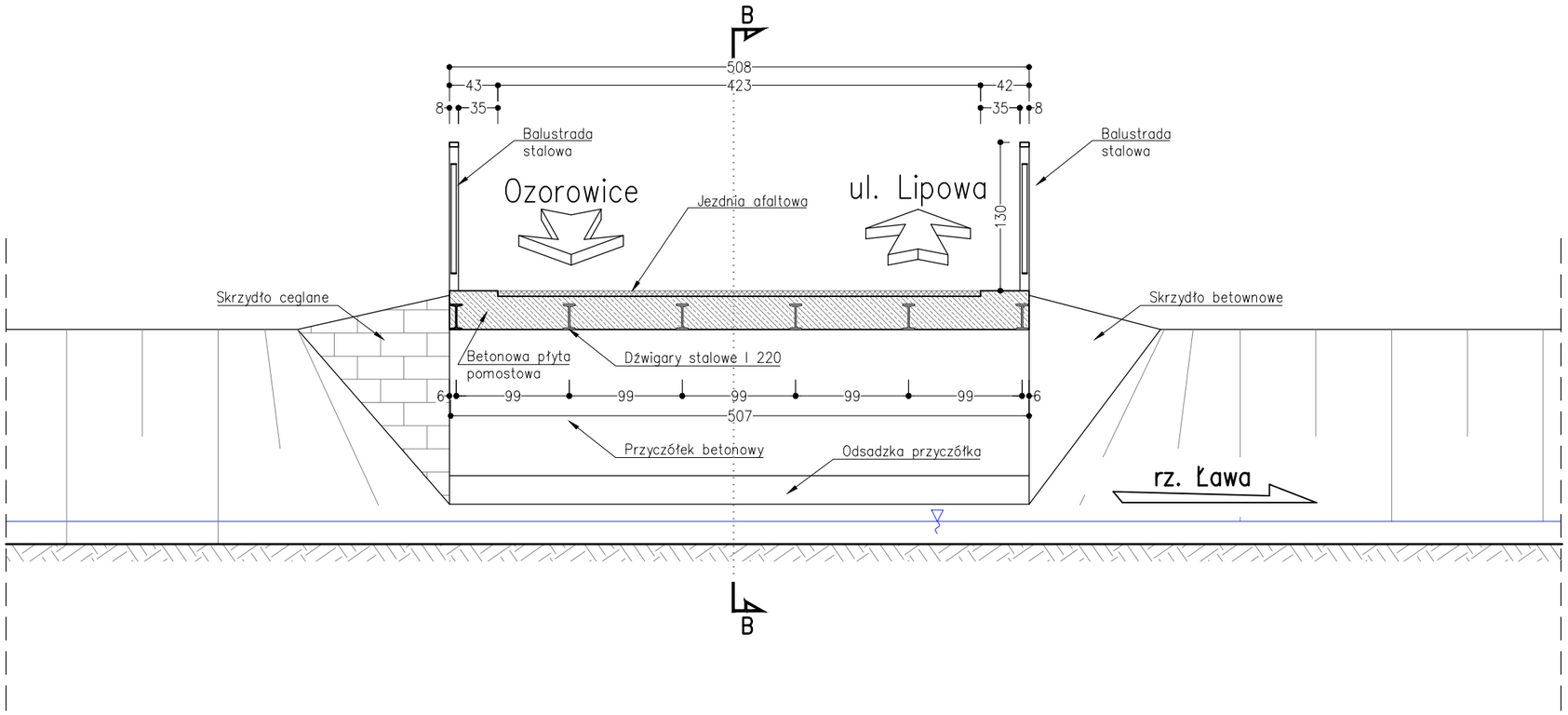
- na stan techniczny przyczółków ma pływ przede wszystkim uszkodzenie w postaci samozdylatowania przyczółków w środku ich szerokości. Uszkodzenia takie mogą być wynikiem nierównomiernego osiadania lub obciążenia ich konstrukcji, nie mnie jednak nie wpływają na jej nośność w stanie istniejącym.
- należy również zwrócić uwagę na uszkodzenia balustrad od strony WG które powstały najprawdopodobniej w wyniku uderzenia pojazdu. Balustrada ta wymaga wymiany

  Pozostałe uszkodzenia przedstawiono szczegółowo w puncie 4 niniejszego opracowania i uznaje się jako drugorzędne w kontekście parametrów użytkowych i bezpieczeństwa użytkowania konstrukcji.

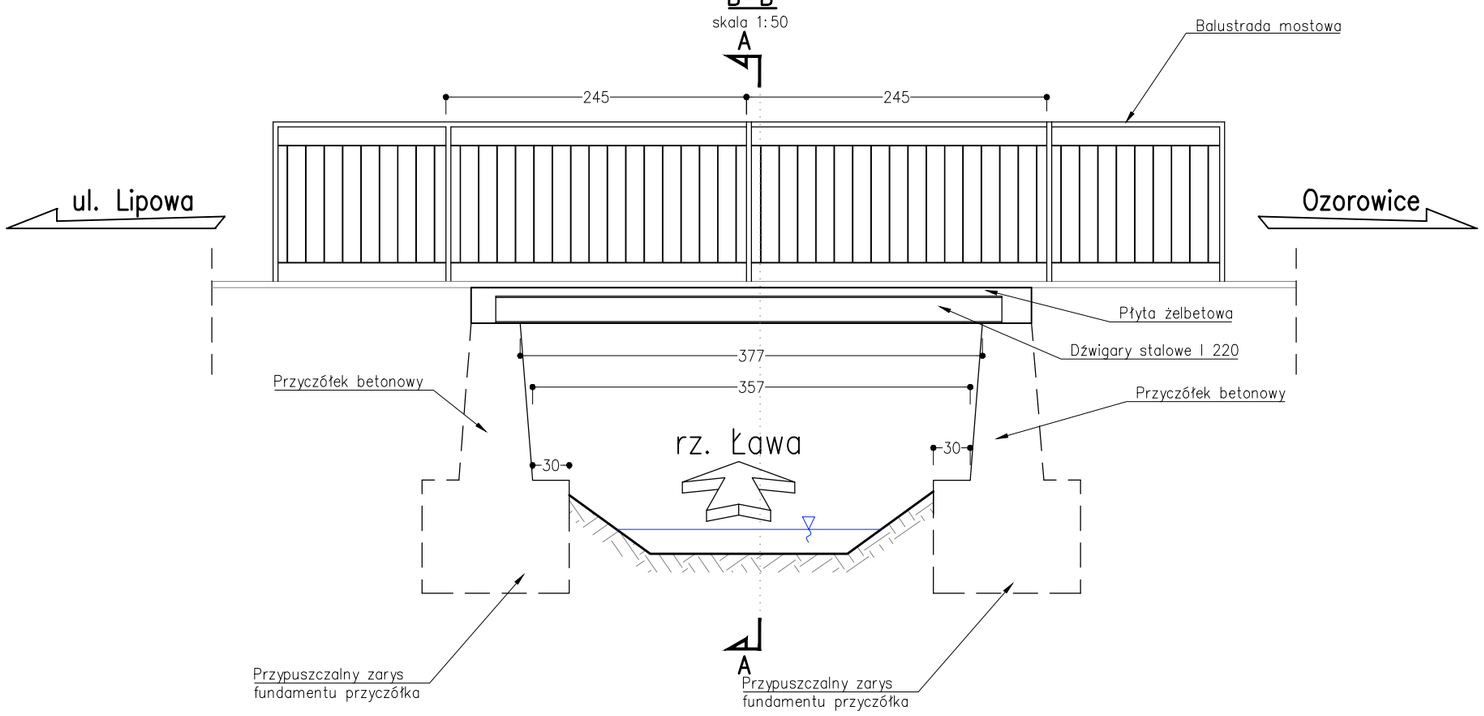
3) **Na podstawie oceny stanu technicznego i analizy statyczno-wytrzymałościowej zgodnie z PN-85/S-10030 przedmiotowy most drogowy w km 0+018 drogi nr 104924D Strzeszów – Ozorowice w m. Strzeszów dopuszcza się do eksploatacji dla pojazdów o masie całkowitej nie przekraczającej 8 ton na okres do 3 lat od daty opracowania niniejszej dokumentacji**. W związku z powyższym zaleca się ograniczenie nośności obiektu do 8 ton poprzez oznakowanie obiektu znakami pionowymi B-18.
4) Z uwagi na stan techniczny konstrukcji zakres remontu powinien obejmować naprawę podpór oraz wymianę płyty pomostowej (naprawa istniejącej płyty jest ekonomicznie nieuzasadniona). Możliwe będzie wówczas uzyskanie nośności obiektu na poziomie klasy C wg PN-85/S-10030 tj. pojazdy o masie 30 ton.
5) Po upływie 3 lat należy wykonać ponownie ekspertyzę techniczną obiektu, z uwzględnieniem wpływu stwierdzonych uszkodzeń na jego nośność. Na podstawie wniosków z tej ekspertyzy możliwe będzie dalsze dopuszczenie obiektu do eksploatacji, na warunkach z niej wynikających.

RYSUNKI

Przekrój poprzeczny
A–A
skala 1:50



Przekrój podłużny
B–B
skala 1:50

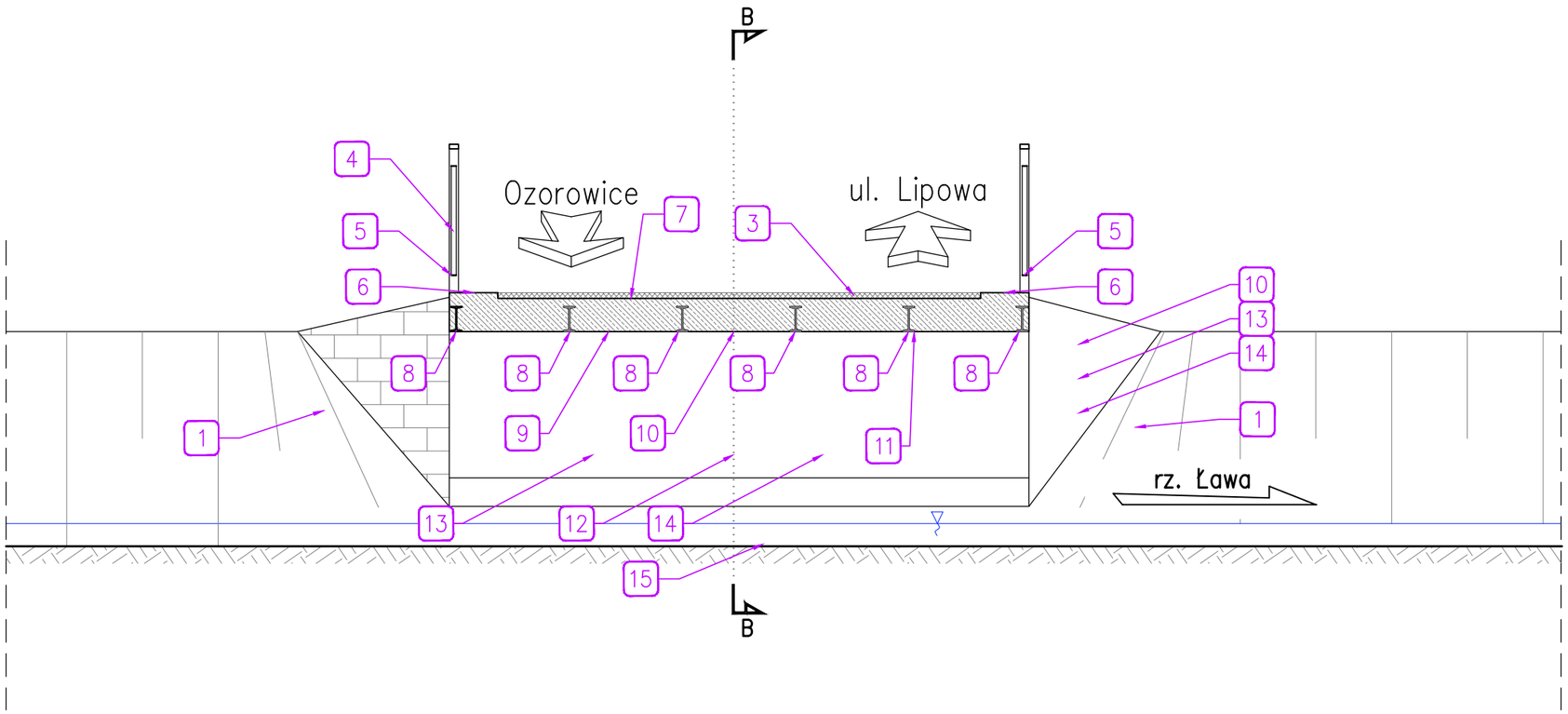


Uwagi:

1. Wymiary podano w cm.
2. Rysunek sporządzono na podstawie pomiomiarów inwentaryzacyjnych wykonanych w sierpiniu 2018r.
3. Rysunek rozpatrywać łącznie z pozostałymi rysunkami oraz częścią opisową niniejszej dokumentacji.

ul. Kątna 24e 55-093 Kiełczów		DROGTIM	
temat: Ekspertyza techniczna mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924 D Strzeszów-Ozorowice w m. Strzeszów			
inwestor: Gmina Wisznia Mała, ul. Wrocławska 9, 55-114 Wisznia Mała			
branża mostowa			
projektant:			
mgr inż. Mariusz Izdebski	nr uprawnień: DOŚ/0125/PBM/17	podpisy:	
stadium: Ekspertyza techniczna	branża: mostowa	nr opracowania:	
nazwa opracowania: Inwentaryzacja techniczna		data: 09.2018	skala: 1:50
nazwa rysunku: Przkrój poprzeczny i podłużny		zmiana: A	nr rysunku: 01

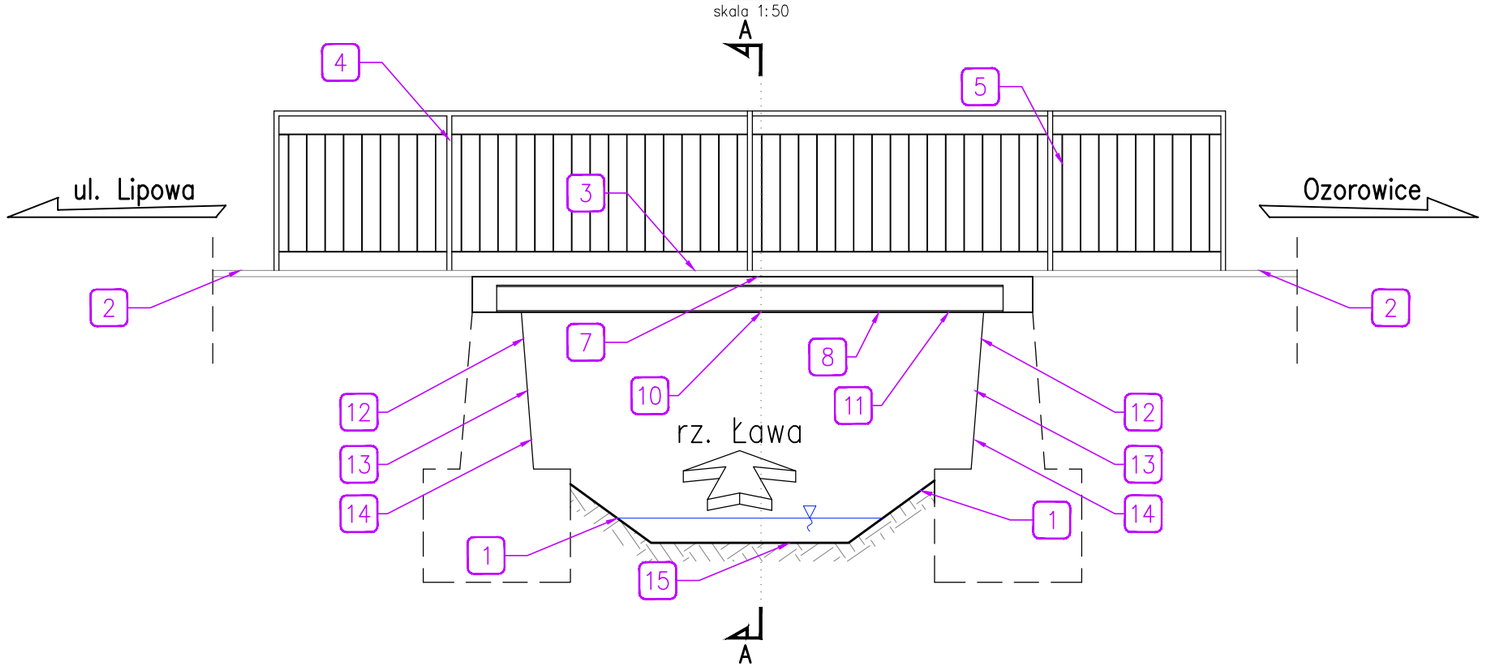
A–A
skala 1:50



Inwentaryzacja uszkodzeń:

1. Intensywna wegetacja roślinności na powierzchni skarp,deformacja i ubytki gruntu na skarpach.
2. Deformacje i nierówności nawierzchni, lokalne obszary ubytków, widoczne miejsca wcześniejszych napraw nawierzchni na dojazdach.
3. Miejscowe nierówności nawierzchni na obiekcie.
4. Deformacje mechaniancze stalowych elementów balustrad.
5. Lokalne uszkodzenia powłok antykorozyjnych z korozją powierzchniową.
6. Zarysowania powierzchniowe na czołach belek, pęknięcia w obszarze załamania w planie zabrudzenia materiałem nieorganicznym.
7. Brak lub uszkodzona izolacja przeciwwodna.
8. Korozja powierzchniowa i wżerowa dźwigarów stalowych.
9. Odpojenie warstwy betonu do głębokości około 7 cm.
10. Lokalne zarysowania betonu.
11. Intensywne wykwity solne w rejonie dźwigarów stalowych.
12. Samozdylatowanie przyczółków w środku ich szerokości, ze śladami napraw.
13. Lokalne odspojenia i wyrakowienia betonu.
14. Zanieczyszczenia oraz wegetacja mikroorganizmów na powierzchniach.
15. Zanieczyszczenia naniesione przez nurt cieku oraz roślinność.

Przekrój podłużny B–B
skala 1:50



Uwagi:

1. Wymiary podano w cm.
2. Rysunek sporządzono na podstawie pomiomiarów inwentaryzacyjnych wykonanych w sierpiniu 2018r.
3. Rysunek rozpatrywać łącznie z pozostałymi rysunkami oraz częścią opisową niniejszej dokumentacji.

ul. Kątna 24e 55-093 Kiełczów		DROGTIM	
temat: Ekspertyza techniczna mostu drogowego w km 0+018 drogi nr 104924 D Strzeszów-Ozorowice w m. Strzeszów			
inwestor: Gmina Wisznia Mała, ul. Wrocławska 9, 55-114 Wisznia Mała			
branża mostowa			
projektant: mgr inż. Mariusz Izdebski	nr uprawnień: DOŚ/0125/PBM/17	podpisy:	
stadium: Ekspertyza techniczna	branża: mostowa	nr opracowania:	
nazwa opracowania: Inwentaryzacja techniczna		data: 09.2018	skala: 1:50
nazwa rysunku: Lokalizacja uszkodzeń		zmiana: A	nr rysunku: 02

ZAŁĄCZNIKI

DOLNOŚLĄSKA
OKRĘGOWA
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
OKK.7131-221/2017/17

Wrocław, dnia 19 czerwca 2017 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa *(tekst jednolity: Dz.U. z 2016r., poz. 1725)* i art.12 ust. 2 i ust. 3, ust. 4c pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 3 lit. a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane *(tekst jednolity: Dz.U. z 2016r., poz. 290, z późniejszymi zmianami)* oraz § 13 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz.U. z 2014 r., poz. 1278*), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Mariusz Izdebski

magister inżynier z kierunku budownictwo
urodzony dnia 9 czerwca 1984 r. w Kłobucku

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny DOŚ/0125/PBM/17

w specjalności inżynieryjnej mostowej
do projektowania bez ograniczeń

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 KPA odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład orzekający OKK

DOLNOŚLĄSKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
Prof. dr inż. Kazimierz Czapliński
Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

1. prof. dr inż. Kazimierz Czapliński
2. dr inż. Zofia Zwierzchowska
3. mgr inż. Jacek Oszytko

Otrzymują:
1. Pan Mariusz Izdebski
   Ul. Grabiszyńska 152/38
   53-437 Wrocław
2. Okręgowa Rada Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

DOLNOŚLĄSKA OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA * 1 *

Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5 ustawy Prawo budowlane, w związku z § 13 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Pan Mariusz Izdebski

jest upoważniony
w specjalności inżynieryjnej mostowej

do:
- projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego w odniesieniu do obiektów budowlanych, takich jak:
  1) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
  2) kolejowy obiekt inżynieryjny: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie,
- obliczania światła mostów i przepustów,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Na podstawie § 10 w/w rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie - uprawnienia niniejsze uprawniają do sporządzania projektów zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności inżynieryjnej mostowej.

Skład orzekający OKK

DOLNOŚLĄSKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
Prof. dr inż. Kazimierz Czapliński
Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

1. prof. dr inż. Kazimierz Czapliński
2. dr inż. Zofia Zwierzchowska
3. mgr inż. Jacek Oszytko

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

DOŚ-TBW-LFU-SW5 *

Pan Mariusz Izdebski o numerze ewidencyjnym DOŚ/BM/0223/17

adres zamieszkania ul. Grabiszynska 152/38, 53-437 Wrocław

jest członkiem Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-08-01 do 2019-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-07-12 roku przez:

Janusz Szczepański, Przewodniczący Rady Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Podpis jest prawidłowy
Digitally signed by Janusz Szczepański
Date: 2018.07.12 15:51 CEST
Reason: Elektronicznie zaświadczenie PIIB
Location: Wrocław, Polska