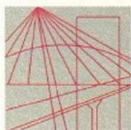


Zawartość opracowania:

1. KOPIE DECYZJI O PRYZYCNANIU UPRAWNIEN I PRZYNALEŻNOŚCI DO IZBY INŻYNIERÓW	3
2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	8
3. ZAMAWIAJĄCY.....	8
4. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	8
5. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	9
6. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU	9
7. OPIS I OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU	10
7.1. Ogólna ocena stanu technicznego obiektu.....	10
7.2. Stan techniczny ustroju nośnego	10
7.3. Stan techniczny podpór.....	11
7.4. Stan techniczny wyposażenia.....	11
8. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA	13
8.1. Dokumentacja fotograficzna obiektu	13
8.2. Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń.....	16
9. DOKUMENTACJA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I POMIARÓW	23
9.1. Odkrywki zbrojenia ustroju nośnego	23
9.2. Badanie chemiczne odczynu pH betonu ustroju nośnego.....	24
9.2.1. Informacje wstępne.....	24
9.2.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzonego badania.....	25
9.2.3. Wnioski z przeprowadzonego badania.....	26
9.3. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną.....	27
9.3.1. Założenia wstępne	27
9.3.2. Protokół badania sklerometrycznego płyty ustroju nośnego	28
9.3.3. Opis i interpretacja wyników badania sklerometrycznego	29
10. DOKUMENTACJA OBLICZENIOWA	30
10.1. Informacje wstępne	30
10.2. Cel obliczeń	30
10.3. Model obliczeniowy.....	30
10.4. Obciążenia	31
10.4.1. Obciążenia stałe.....	31
10.4.2. Obciążenie użytkowe:.....	32
10.5. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia normowego i użytkowego.....	34
10.6. Wnioski z obliczeń.....	35
11. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM.....	36
12. WNIOSKI I ZALECENIA KOŃCOWE	38

1. KOPIE DECYZJI O PRYZYCNANIU UPRAWNIEN I PRZYNALEŻNOŚCI DO IZBY INŻYNIERÓW



WIELKOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

sygn. akt: WOIB-OKK-MP-0054-204/2012

Poznań, dnia 20 czerwca 2012 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.) i art. 12 ust. 1 pkt 1, art. 12 ust. 3 i 4, art. 13 ust. 1 pkt 1 oraz ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243 poz. 1623 z późn. zm.) oraz § 19 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.)

decyzją Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB
otrzymuje

Pan

Damian Piotr Ziółkowski

magister inżynier

kierunek: Budownictwo

urodzony dnia 04 kwietnia 1984 r. w Poznaniu

UPRAWNIENIA BUDOWLANE nr ewidencyjny WKP/0112/POOM/12

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności mostowej

UZASADNIENIE

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

Pouczenie

1. Podstawą do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB

dr inż. Daniel Pawlicki

Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1 i 5 ustawy Prawo budowlane Pan Damian Piotr Ziółkowski jest upoważniony w specjalności mostowej do:

- projektowania, sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Niniejsze uprawnienia budowlane zgodnie z § 19 ust.1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie uprawniają do projektowania obiektu budowlanego, takiego jak:

- 1) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
- 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, konstrukcja oporowa oraz nadziemne i podziemne przejście dla pieszych, w rozumieniu przepisów o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe

oraz zgodnie z § 19 ust. 2 rozporządzenia jw. do obliczania światła mostów i przepustów.

Na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, uprawnienia do projektowania stanowią podstawę do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie w/w specjalności.

Skład orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

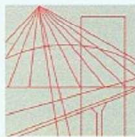
Przewodniczący – dr inż. Daniel Pawlicki:

Członek Komisji – dr inż. Andrzej Barczyński:

Członek Komisji – mgr inż. Szczepan Mikurenda:

Otrzymują:

1. Pan Damian Piotr Ziółkowski
60-194 Poznań, ul. Czernika 3
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



WIELKOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

sygn. akt WOIB-OKK-MW-0055-216/2014

Poznań, dnia 16 grudnia 2014 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów i inżynierów budownictwa (tekst jednolity Dz. U. z 2013 r. poz. 932, z późn. zm.) i art. 12 ust. 1 pkt 2, art. 12 ust. 2, 3, 4 oraz ust. 4c pkt 2, art. 13 ust. 1 i 2 oraz ust. 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 3a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2013 r. poz. 1409 z późn. zm.) oraz § 13 ust 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. 2014 r. poz. 1278) po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

decyzją Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB
otrzymuje

Pan

Damian Piotr Ziółkowski

magister inżynier

kierunek: Budownictwo

urodzony dnia 04 kwietnia 1984 r. w Poznaniu

UPRAWNIENIA BUDOWLANE nr ewidencyjny WKP/0253/OWOM/14

**do kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności inżynierskiej mostowej**

UZASADNIENIE

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

Pouczenie

1. Podstawą do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Wielkopolskiej Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Przewodniczący
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB

prof. dr hab. inż. Wiesław Buczkowski

Na podstawie art.12 ust.1 pkt 2,3,4 i 5 oraz art. 13 ust.3 i 4 ustawy Prawo budowlane Pan Damian Piotr Ziółkowski jest upoważniony w specjalności inżynierskiej mostowej do:

- kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Zgodnie z § 13 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia uprawniają do kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:

- 1) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
- 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie.

Skład orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Przewodniczący – prof. dr hab. inż. Wiesław Buczkowski: 

Członek Komisji – dr inż. Andrzej Barczyński: 

Członek Komisji – dr inż. Daniel Pawlicki: 

Otrzymują:

- ① Pan Damian Piotr Ziółkowski
60-194 Poznań, ul. Czernika 3
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:
WKP-4C1-AZ1-F6A *

Pan Damian Piotr Ziółkowski o numerze ewidencyjnym WKP/BM/0419/12

adres zamieszkania ul. Czernika 3, 60-194 Poznań

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-01-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-12-12 roku przez:

Andrzej Kulesa, Przewodniczący Rady Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarcza złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.)

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



Podpisany elektronicznie
Data: 2023.12.12 10:00:00
Leczenie: 123456789

2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna obiektu mostowego M17 zlokalizowanego nad rzeką Krępicą w ciągu ul. Ogrodowej w Kaliszu.

3. ZAMAWIAJĄCY

Zarząd Dróg Miejskich w Kaliszu

ul. Złota 43

62-800 Kalisz

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Umowa nr ZP.272.82.2024 z dnia 26.03.2024r.
- Własne pomiary inwentaryzacyjne - geometryczne i geodezyjne
- Własne badania obiektu
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tj.: Dz. U. 2018 poz. 1202, ze zm.),
- Ustawa z dnia 21 marca 1985r. o drogach publicznych (tj.: Dz. U. 2018 poz. 2068),
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (t.j.: Dz. U. 2016 poz. 124 ze zm.),
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 poz. 735 ze zm.),
- Literatura techniczna, wytyczne i zalecenia obowiązujące przy projektowaniu, budowie i remontach obiektów mostowych
- Instrukcja sporządzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich wprowadzona Zarządzeniem nr 10 Dyrektora MZDW w Warszawie z dnia 11 marca 2010r.,
- „Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych”, wprowadzona Zarządzeniem nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku,
- Specjalistyczne oprogramowanie komputerowe do obliczeń statycznych
- Normy i przepisy obowiązujące aktualnie w budownictwie, w tym:
 - PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
 - PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- Normy i Normatywy obciążeniowe z czasów budowy obiektu.

5. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest określenie aktualnej nośności obiektu, jego stanu technicznego oraz strategii dalszego postępowania.

6. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Omawiany obiekt zlokalizowany jest nad rzeką Krępicą w ciągu ul. Ogrodowej w Kaliszu.

Konstrukcja obiektu jest monolityczna, żelbetowa, płytowa, o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej. W przekroju poprzecznym ustrój nośny tworzy dźwigar płytowy. Płyta wykonana została z betonu o aktualnej, zbadanej klasie B10 i zazbrojona została dwuteownikami INP220 tworząc tzw. ustrój płytowy z dźwigarów stalowych obetonowanych. Z uwagi na niewielką nośność dźwigarów IPN220, ułożono tandemy po 2 szt. dźwigarów na styk w rozstawie osiowym tandemów ok. 70-75 cm prostopadle do osi dźwigarów. Ustrój nośny opiera się na przyczółkach ceglanych, brak danych na temat sposobu posadowienia podpór. Jezdnia na obiekcie jest o nawierzchni asfaltowej, przy krawędziach znajduje się ściek przykrawężnikowy z betonowej kostki brukowej. Na dojeździe do obiektu znajdują się wpusty odwadniające. Chodniki są o nawierzchni z betonowych płytek chodnikowych na podsypce piaskowej, krawężniki betonowe. Na skrajach obiektu znajdują się balustrady stalowe ozdobne. Po obu stronach obiektu przy gzymsach przebiegają rury z urządzeniami obcymi.

Z książki obiektu wynika, że most wybudowano w 1957r., a z karty obiektu mostowego, że w 1958r.

Podstawowe parametry obiektu:

Długość obiektu w części chodnikowej (zmienna):	4,65 m - 5,50 m
Długość obiektu w części jezdnej:	4,65 m
Rozpiętość teoretyczna przęsła:	4,10 m - 4,95 m
Szerokość obiektu:	10,10 m
Szerokość jezdni	5,50 m
Szerokość części chodnikowych:	2,00 m + 2,60 m
Szerokość użytkowa chodników:	1,75 m + 2,28 m
Kąt skosu mostu:	~70°

7. OPIS I OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU

7.1. Ogólna ocena stanu technicznego obiektu

Ogólny stan techniczny obiektu jest zły. O ile jezdnia i chodniki na obiekcie są w stanie odpowiednim - bez uszkodzeń, a balustrada w stanie zadowalającym - z lokalnymi uszkodzeniami zabezpieczeń antykorozyjnych, to konstrukcja obiektu - ustrój nośny i podpory oraz gzymsy są w złym niedostatecznym. Doszło do zaawansowanej degradacji betonu ustroju nośnego - liczne spękania, ubytki otuliny oraz silna erozja betonu na całej powierzchni na spodzie i powierzchniach bocznych płyty. Przyczyną tych uszkodzeń jest bardzo niskiej jakości beton oraz nieszczelność izolacji pomostu. Izolacja jest w stanie awaryjnym - na niemal całej powierzchni spodu płyty widoczne są mokre nacieki oraz naloty wapienne, świadczące o przeciekach izolacji pomostu. Dodatkowo beton jest niskiej jakości - łatwo uległ wyerodowaniu, co świadczy o małej zawartości cementu i niskiej klasie wytrzymałościowej. Badania potwierdzają to założenie. Podobnie sytuacja wygląda z podporami. Ceglane podpory o wieku niemal 70 lat posiadają liczne ubytki cegieł oraz pęknięcia ukośne wzdłuż spoin, które są pęknięciami rozdzielczymi - przez całą grubość podpory.

7.2. Stan techniczny ustroju nośnego

Ogólny stan ustroju nośnego jest **niedostateczny**.

Stan techniczny płyty ustroju nośnego jest bardzo zły i zasługuje na ocenę co najwyżej niedostateczną. Bardzo silnie skorodowany beton płyty, wypłukane drobne kruszywo i zaprawa cementowa, wystające grube kruszywo na całym obszarze płyty (Fot. 9, 10, 11, 12, 13). Liczne pęknięcia rozległe ubytki otuliny betonowej na stalowych kształtownikach zatopionych w płycie, a stanowiących jej zbrojenie (Fot. 10, 11, 12, 13, 14) powodują, że odsłonięte kształtownik stalowe silnie korodują (Fot. 12, 13, 14). Przyczyną opisanych uszkodzeń jest nieszczelność izolacji pomostu oraz słabej jakości beton płyty. Wyniki badania wytrzymałości betonu płyty wskazują na klasę B10, która w ogóle nie kwalifikuje się jako beton konstrukcyjny.

Stan ustroju nośnego w częściach podchodnikowych jest analogiczny do opisanego stanu technicznego dźwigara płytowego w części jezdnej. Beton wsporników podchodnikowych jest wyerodowany i spękany, wystają z niego stalowe skorodowane kształtowniki (Fot. 9, 10).

7.3. Stan techniczny podpór

Stan przyczółków jest **niedostateczny**.

Podpory ceglane mostu są w złym stanie technicznym. Posiadają liczne ubytki cegieł i zaprawy murarskiej (Fot. 16). W dolnej strefie podpory występują znaczące i głębokie ubytki cegieł (Fot. 17). Dodatkowo zaobserwowano ukośne pęknięcia rozdzielcze muru ceglanego, niebezpieczne ze względu na stateczność niezbrojonej konstrukcji (Fot. 15). Podpory obiektu wymagają wzmocnienia.

7.4. Stan techniczny wyposażenia

Nawierzchnia jezdni na moście jest w stanie **odpowiednim**. Nawierzchnia jezdni - po niedawnej wymianie, bez jakichkolwiek uszkodzeń (Fot. 3, 4). Stan nawierzchni na dojazdach również jest **odpowiedni**. Podobnie jak na obiekcie nawierzchnia jest po niedawnej wymianie - bez uszkodzeń.

Chodniki na obiekcie są w stanie **odpowiednim**. Nawierzchnia chodników - po niedawnej wymianie, bez jakichkolwiek uszkodzeń (Fot. 3, 4).

Stan balustrad jest **zadowalający**. Wystąpiły odspojenia powłok malarskich i powierzchniowa korozja stali (Fot. 8). Uszkodzenia występują miejscowo, głównie na pochwytach.

Stan urządzeń odwadniających jest **niepokojący**. Aktualnie wpusty znajdują się na dojazdach bezpośrednio przy moście są nowe i czyste. W podporach obiektu wyprowadzone są rury odprowadzające wodę z wpustów. Dookoła rur jest zwiększona intensywność uszkodzeń podpór. Na spodzie płyty widoczne jest wyprowadzenie rur odprowadzających wodę z nieistniejących już wpustów na obiekcie. Beton dookoła rury jest po naprawie, z rury zwisają sople wapienne - uszkodzenia świadczące o nieszczelnościach na połączeniu rur z izolacją pomostu (Fot. 12).

Izolacja pomostu jest w stanie **awaryjnym**. Izolacja jest nieszczelna, na spodzie ustroju nośnego w bardzo wielu miejscach widoczne są mokre nacieki oraz nacieki wapienne (Fot. 5, 11, 12, 13, 14). Nieszczelności izolacji są powodem rozległych uszkodzeń betonu i zbrojenia płyty ustroju nośnego. Brak wymiany izolacji spowoduje przyspieszoną degradację obiektu.

Stan urządzeń dylatacyjnych jest **odpowiedni**. Na obiekcie nie występują urządzenia dylatacyjne, w takim wypadku ocenie podlega nawierzchnia jezdni i chodników nad szczelinami dylatacyjnymi. Na chwilę obecną brak jest uszkodzeń nawierzchni w tym obszarze. Obiekt o tak niewielkiej długości może nie wymagać zastosowania urządzeń dylatacyjnych. Należy obserwować nawierzchnię jezdni pod kątem ewentualnych pęknięć poprzecznych na końcach płyty ustroju nośnego.

Z uwagi na niewielką długość obiektu płyta ustroju nośnego oparta jest bezpośrednio na podporach - brak łożysk ani przekładek.

Przestrzeń podmostowa i otoczenie obiektu jest w stanie **zadowalającym**. Przestrzeń pod obiektem bez większych zastrzeżeń, poza występującymi w kilku miejscach większymi fragmentami gruzu (Fot. 18).

Nasypy i skarpy są w stanie **niedostatecznym**.

Skarpy przy obiekcie posiadają bardzo zniszczone umocnienie, część umocnienia osunęła się do rzeki, przez co strome, niezabezpieczone skarpy narażone są na rozmycie przez wody opadowe i osunięcie (Fot. 19).

Urządzenia obce poprowadzone są przy obiekcie niezależnie - nie są powiązane z obiektem, nie podlegają więc ocenie.

8. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

8.1. Dokumentacja fotograficzna obiektu



Fot. 1 Widok z boku obiektu od strony północnej



Fot. 2 Widok z boku obiektu od strony południowej



Fot. 3 Widok na jezdnię na obiekcie od strony wschodniej

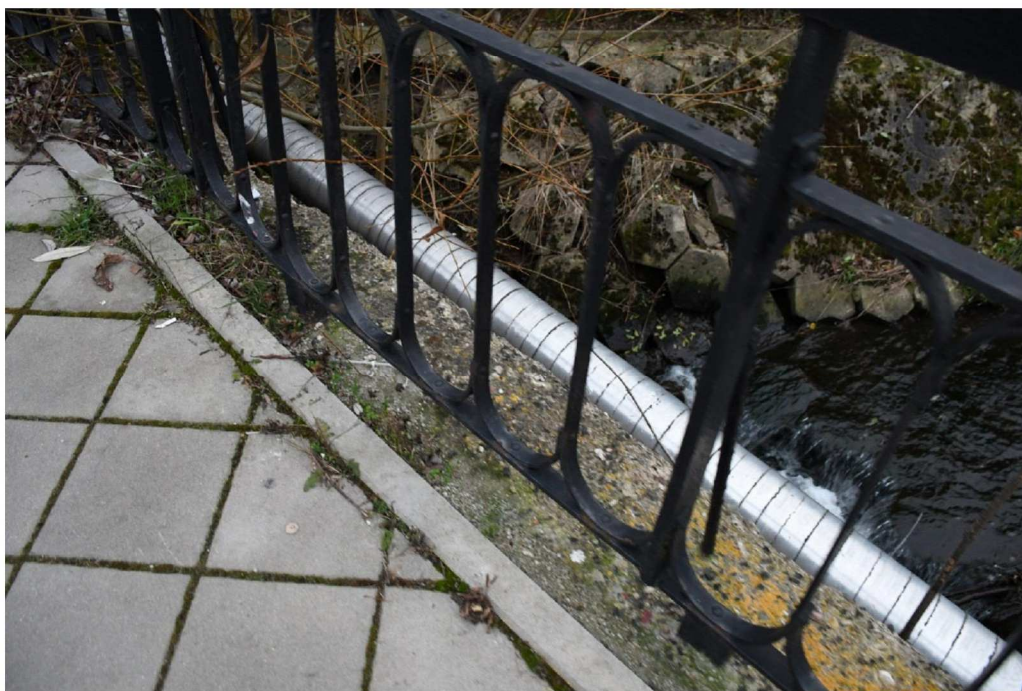


Fot. 4 Widok na jezdnię na obiekcie od strony zachodniej



Fot. 5 Widok na spód ustroju nośnego

8.2. Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń



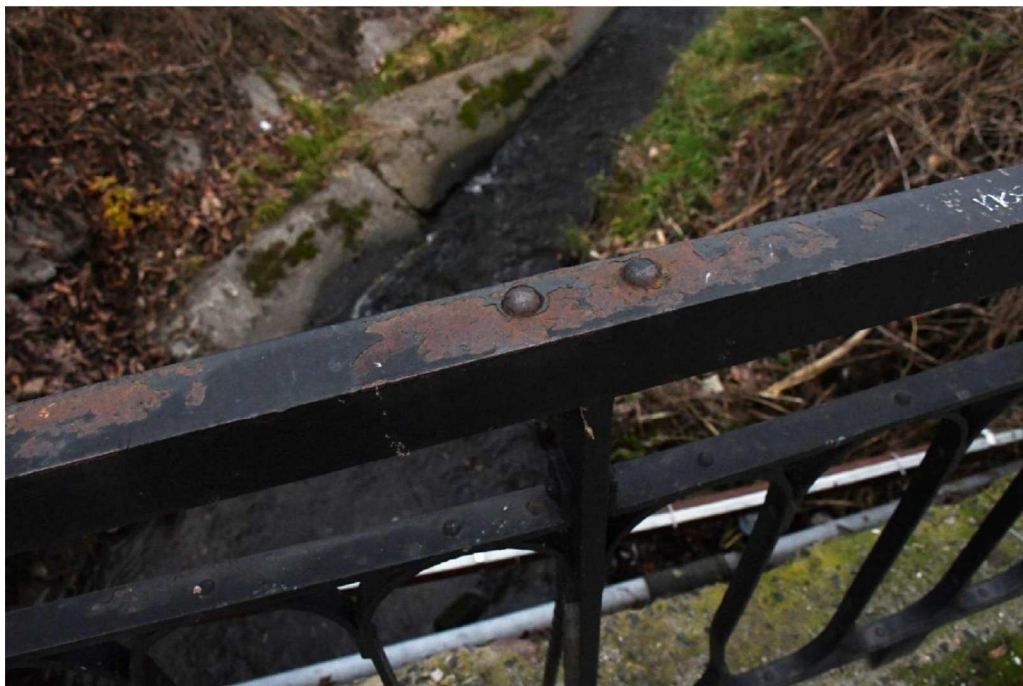
Fot. 6 Chodnik, belka podporęczowa

*Niewielki porost roślinności na krawędziach chodnika.
Silnie zdegradowany beton belki podporęczowej, wegetacja roślinności.*



Fot. 7 Belka podporęczowa

*Silnie zdegradowany beton belki podporęczowej, wegetacja mchów.
Beton ten stanowi element ustroju nośnego i pokazuje jak jest zły jakości i słabej wytrzymałości.
Beton uległ bardzo silnej erozji, powstały spore zagłębienia - ubytki.*



Fot. 8 Balustrada stalowa

Miejscowe złuszczenia powłok malarskich na balustradzie, korozja stali.



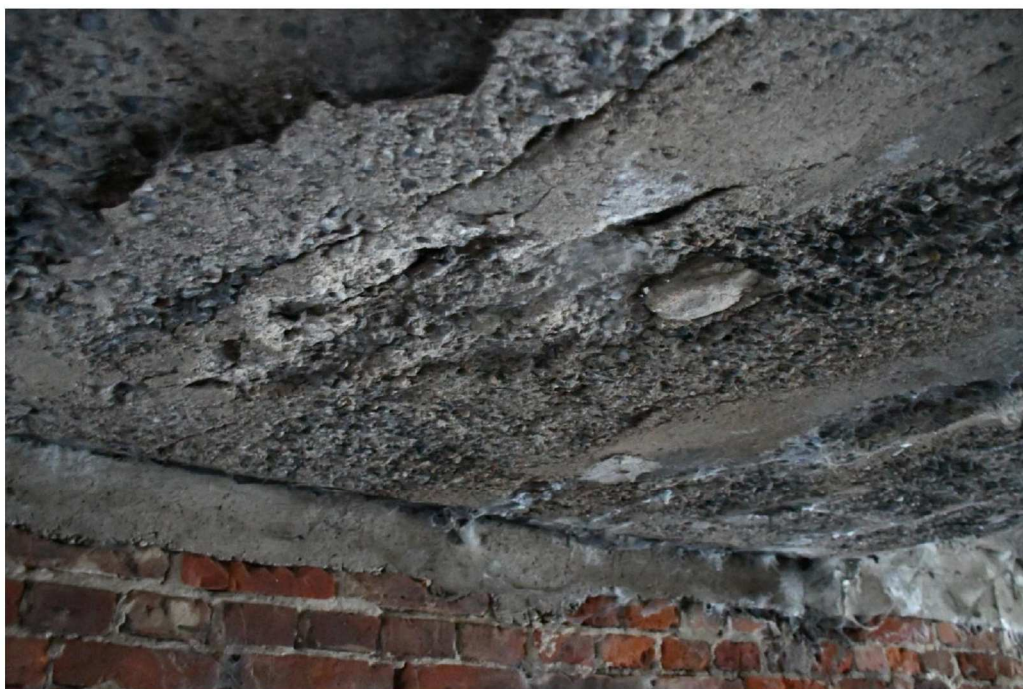
Fot. 9 Płyta ustroju nośnego

*Silnie zdegradowany - skorodowany beton ustroju nośnego na powierzchni bocznej płyty.
Wystające z płyty skorodowane stalowe kształtowniki.*



Fot. 10 Płyta ustroju nośnego

Zniszczony, spękany beton na krawędzi płyty ustroju nośnego.



Fot. 11 Płyta ustroju nośnego

Również na spodzie płyty beton jest w bardzo złym stanie technicznym - jest silnie wyerodowany i spękany. Na całym spodzie płyty widoczne są nacieki wapienne od przeciekającej izolacji pomostu. Płyta nadaje się do remontu lub przebudowy.



Fot. 12 Płyta ustroju nośnego

*Ubytki betonowej otuliny i korozja stalowych dźwigarów stanowiących zbrojenie płyty.
Rozległe nacieki na spodzie płyty spowodowane przeciekami izolacji pomostu.
Przyczyną uszkodzeń poza przeciekami jest bardzo niskiej jakości beton, który nie chroni stali przed korozją.*



Fot. 13 Spód ustroju nośnego

*Miejscami silniejsza korozja odsłoniętych dźwigarów stalowych zbrojących płytę.
Zniszczone zbrojenie przypowierzchniowe przeciwskurczowe.
Widoczne nacieki wapienne spowodowane przeciekami izolacji pomostu.*



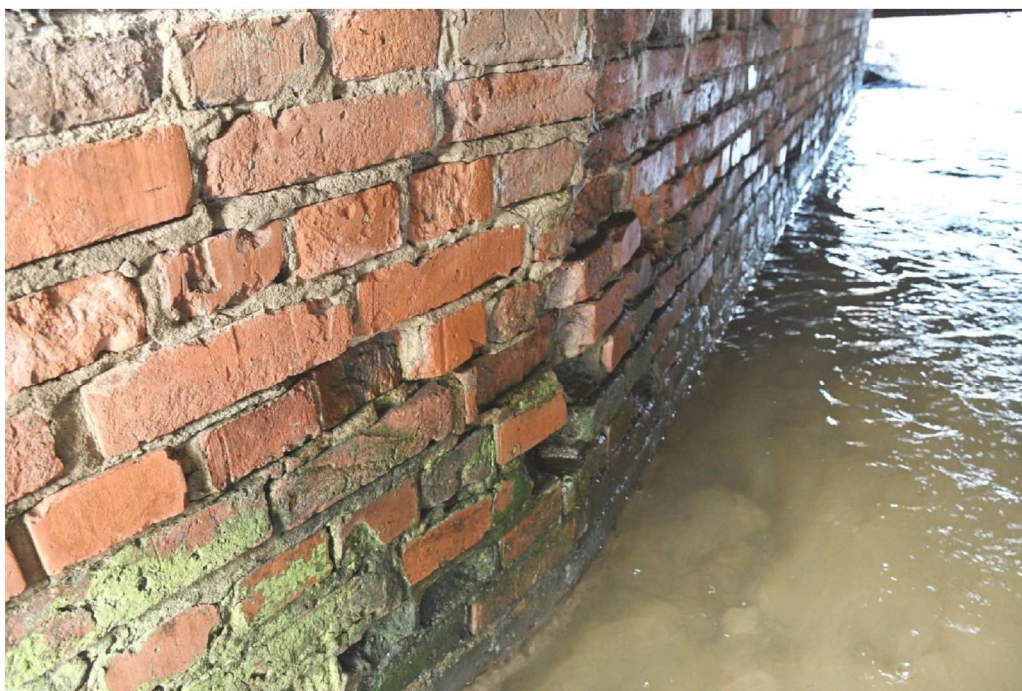
Fot. 14 Spód ustroju nośnego

Miejscami bardzo silna korozja dźwigarów stalowych zbrojących płytę.



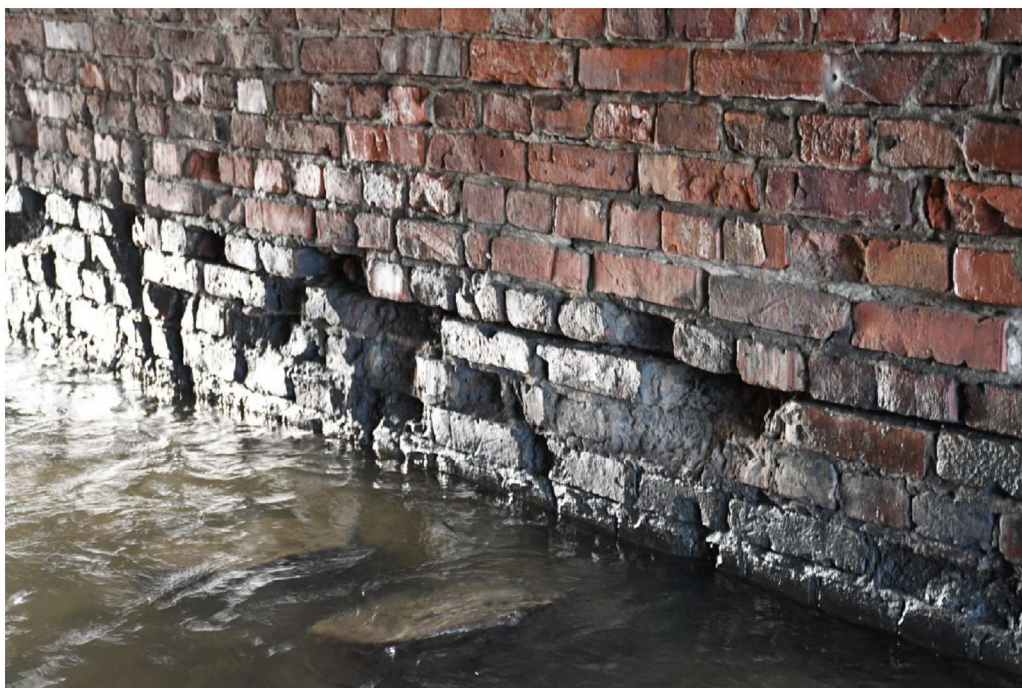
Fot. 15 Podpora mostu

*Pęknięcie ukośne muru ceglanego.
Ubytki cegieł muru stanowiącego przyczółek obiektu.*



Fot. 16 Podpora mostu

Ubytki cegieł i zaprawy muru stanowiącego przyczółek obiektu.



Fot. 17 Podpora mostu

Rozległe i głębokie ubytki cegieł podpory.
Taki stan podpory zagraża jej stateczności.
Wymagane jest pilne wzmocnienie podpór.



Fot. 18 Teren pod obiektem

*Koryto rzeki pod obiektem w dobrym stanie, równe dno.
W kilku miejscach na dnie występują większe fragmenty gruzu, które należy usunąć, aby nie powodowały zatorów.*



Fot. 19 Skarpa przy podporze

Calkowicie zniszczone umocnienie skarpy z płyt betonowych typu trylinka.

9. DOKUMENTACJA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I POMIARÓW

9.1. Odkrywki zbrojenia ustroju nośnego

W celu ustalenia nośności mostu dokonano badań i odkrywek materiałów konstrukcyjnych. Stwierdzono, że ustrój nośny ma konstrukcję żelbetową, monolityczną, płytową. Zazbrojony został kształtownikami stalowymi - dwuteownikami zatopionymi całkowicie w betonie płyty, tworząc tzw. ustrój obetonowany. Na podstawie pomiarów dolnej półki kształtownika oraz przewiertów do górnej półki ustalono, że jest to dwuteownik normalny IPN 220. Z uwagi na zbyt małą nośność kształtownika zachowano standardowy rozstaw dwuteowników dla tego typu konstrukcji - światło pomiędzy dolnymi półkami poniżej 60 cm, lecz w każdym miejscu umieszczono po dwa dwuteowniki ustawione ze sobą na styk.

9.2. Badanie chemiczne odczynu pH betonu ustroju nośnego

9.2.1. Informacje wstępne

Przeprowadzono badanie chemiczne betonu: ustroju nośnego w zakresie:

- odczynu pH betonu,

Badanie przeprowadzono metodą natrysku na odsłonięty w wyniku odkrywki beton - dwóch odczynników, wskazujących pH materiału:

- fenoloftaleiny,
- tymoloftaleiny.

Nazwa wskaźnika	Zakresy zmian barwy wskaźników w zależności od pH														
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Fenoloftaleina r-r									8,2	→	10				
Tymoloftaleina r-r										9,3	→	10,5			

Zabarwienie opisanych wskaźników w zależności od pH materiału

Fenoloftaleina zmienia barwę w następujący sposób:

- przy $\text{pH} < 8,2$ - jest bezbarwna,
- przy $\text{pH} > 8,2$ - staje się jasno różowa, zwiększając stopniowo intensywność,
- przy $\text{pH} \geq 10$ staje się intensywnie malinowo-czerwona.

Tymoloftaleina zmienia barwę w następujący sposób:

- przy $\text{pH} < 9,3$ - jest bezbarwna,
- przy $\text{pH} > 9,3$ - staje się jasno błękitna, zwiększając stopniowo intensywność,
- przy $\text{pH} \geq 10,5$ staje się intensywnie ciemno niebieska.

Aby beton stanowił ochronę korozyjną dla zbrojenia, odczyn pH betonu powinien mieć wartość nie mniejszą niż 10.

9.2.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzonego badania



Fot. 1. Przeprowadzenie badania w miejscu odkrywki zbrojenia
- głębokość dla fenoloftaleiny



Fot. 2. Przeprowadzenie badania w miejscu odkrywki zbrojenia
- głębokość dla tymoftaleiny

9.2.3. Wnioski z przeprowadzonego badania

Badania wykazały, że fenoloftaleina zaczęła zmieniać barwę dopiero na głębokości 2,0 cm, a intensywną barwę o wysokim pH betonu >10 osiągnęła dopiero na głębokości 3,0 cm.

Dla sprawdzenia dokonano badania odczynnikami tymoftaleiny, która zaczęła zmieniać barwę na niebieską pH $\sim 9,5$ dopiero na głębokości 2,5 cm, a intensywną ciemno niebieską barwę o wysokim pH $>10,5$ uzyskuje się dopiero na głębokości 3,5 cm.

Powyższe wskazuje, że beton uległ znacznej karbonatyzacji w strefie przypowierzchniowej i całkowicie utracił właściwości ochronne dla zbrojenia. Potwierdzeniem tego faktu są rozległe odspojenia betonowej otuliny, spowodowane korozją kształtowników dwuteowych i zbrojenia przypowierzchniowego przeciwskurczowego znajdującego się pod dolnymi półkami dźwigarów dwuteowych.

9.3. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

9.3.1. Założenia wstępne

Badanie wykonano sklerometrem, zwanym inaczej młotkiem Schmidta typu N, o energii uderzenia 2,207 Nm. Przyrząd określa powierzchniową twardość, na podstawie której w wyniku obliczeń można uzyskać przybliżoną wytrzymałość podłoża.

Wykonano badania płyty ustroju nośnego. Wykonano po 30 odczytów (po odrzuceniu odczytów odbiegających od średniej o 5 jednostek). Badania płyty wykonano w pozycji pionowej przyrządu w dwóch miejscach na spodzie płyty.

9.3.2. Protokół badania sklerometrycznego płyty ustroju nośnego

PROTOKÓŁ BADANIA SKLEROMETRYCZNEGO											
Obiekt	Obiekt mostowy M17 zlokalizowanego nad rzeką Krępicą w ciągu ul. Ogrodowej w Kaliszu							Data badania	04.04.2024r.		
Element	Płyta ustroju nośnego - powierzchnia spodnia							Numer badania	1		
Numer miejsca	Kąt położenia przyrządu	Odczyty liczby odbicia w punktach pomiarowych						Odczyt średni	Odczyt średni uwzgl. kąt przyrządu	Wytrzymałość z funkcji regresji	Wytrzymałość z funkcji regresji
1	90	O ₁	O ₂	O ₃	O ₄	O ₅	O ₆	Q _i	Q _{i,α}	f _{ti} [MPa]	(f _{ti} - f _{cm}) ²
2	90	36	34	35	37	32	35	34,8	32,1	10,5	0,33
3	90	33	32	35	39	35	35	34,8	32,1	10,5	0,33
4	90	33	34	33	36	33	33	33,7	30,9	9,5	0,23
5	90	33	36	34	35	37	31	34,3	31,6	10,1	0,01
6	90	35	34	34	33	34	30	33,3	30,5	9,2	0,60
7											
8											
9											
10											
wiek betonu (dni)	24 455										
stan wilgotności	normalny										
Postać krzywej regresji	f _c = a Q _i ² + b Q _i + c										
Standardowe współcz. krzywej regresji wg. ITB-210	a =	0,0356									
	b =	-0,795									
	c =	6,4									
poprawka na wiek	Y ₁ =	0,60									
poprawka na wilgot.	Y ₂ =	1,00									
Przyrząd	Młotek Schmita Typ N										
Model	AT 241/E										
Nr seryjny	13 02 1513										
Badanie przeprowadził											

	Średnia liczba odbicia Q _m = ΣQ _i / n	31,4		f _{cm} = Σf _{ti} / n	10,0	Σ(f _i - f _{cm}) ²	1,49
Liczba pomiarów n	5						
Odczytlenie st. Sf	0,611						
Wskaźnik zmien. Vf	0,061						
Jakość betonu	b. dobra						
Wytrzymałość średnia betonu na ściskanie	11,2						
Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{tk, ante}	10,2						
klasa betonu	B10						

MPa

MPa

MPa

9.3.3. Opis i interpretacja wyników badania sklerometrycznego

Na podstawie przeprowadzonych badań, a następnie przeliczeń określono, przybliżoną wytrzymałość, odpowiadającą wytrzymałości gwarantowanej betonu na ściskanie określaną na kostkach sześciennych o boku 150 mm.

Wytrzymałość ta wynosi:

- dla płyty ustroju nośnego - powierzchnia spodnia – 10,2 MPa

Wytrzymałość ta odpowiada następującej klasie betonu:

- dla płyty ustroju nośnego - powierzchnia spodnia – B10

Wytrzymałość betonu płyty jest więc bardzo niska - nie odpowiada ona w ogóle betonowi konstrukcyjnemu, którego minimalna klasa wg norm mostowych powinna wynosić – B20.

10. DOKUMENTACJA OBLICZENIOWA

10.1. Informacje wstępne

Z książki obiektu wynika, że obiekt wybudowano w 1957r., a z karty obiektu mostowego, że w 1958r. W jednym dokumencie widnieje informacja, że obiekt wybudowany został na klasę I, a jego nośność to 30 ton, a w drugim, że nośność obiektu to jedynie 10 ton. Nie wiadomo też wg której normy obiekt został zaprojektowany, czy wg Normatywu z 1952r., czy Normatywu z 1956r. Wobec niepewnych informacji co do obciążeń projektowanych dokonano sprawdzenia naprężeń w materiałach konstrukcyjnych ustroju nośnego od obciążeń użytkowych.

10.2. Cel obliczeń

Celem obliczeń jest ustalenie aktualnej nośności użytkowej obiektu, polegającej na wyznaczeniu jednej z 5 kategorii oraz określając w tonach rzeczywistą masę całkowitą pojazdu dopuszczonego do ruchu po obiekcie. Sprawdzenia dokonano metodą dokładną - na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych - jak dla nowych obiektów. Tok postępowania zgodnie z Zarządzeniem nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku.

10.3. Model obliczeniowy

Obliczenia przeprowadzono za pomocą programu do obliczeń statycznych metodą elementów skończonych (MES). Obiekt zamodelowano elementami prętowymi w przestrzeni dwuwymiarowej – model e1p2. W przekroju poprzecznym płytę podzielono na 15 prętów modelowych - zgodnie z rzeczywistymi 15-toma tandemami dwuteowników IPN220. W przekroju podłużnym płytę podzielono na 9 prętów modelowych o szerokości w części jezdnej ~0,50 m. Prętom podłużnym nadano sztywność dźwigarów stalowych dwuteowych. Ze względu na bardzo niskiej klasy beton - nie uwzględniono II fazy pracy konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej. Prętom poprzecznym nadano rzeczywistą sztywność betonowej płyty ustroju nośnego dla takiego odcinka płyty.

10.4. Obciążenia

10.4.1. Obciążenia stałe

Obciążenia zestawiono dla całej szerokości obiektu na metr jego długości.

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna	Wartość obliczeniowa dociążająca	Wartość obliczeniowa odciążająca
beton płyty ustroju nośnego	$2,86 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$ =71,50 kN/m	$71,50 \cdot 1,2$ =85,80 kN/m	$71,50 \cdot 0,9$ =64,35 kN/m
dźwigary stalowe dwuteowe	$2 \cdot 15 \cdot 0,311 \text{ kN/m}$ =9,33 kN/m	$9,33 \cdot 1,2$ =11,20 kN/m	$9,33 \cdot 0,9$ =8,40 kN/m
izolacja pomostu	$9,80 \cdot 0,01 \cdot 14 \text{ kN/m}^3$ =1,37 kN/m	$1,37 \cdot 1,5$ =2,06 kN/m	$1,37 \cdot 0,9$ =1,23 kN/m
nawierzchnia chodnika z podbudową i krawężnikiem	26,40 kN/m	$26,40 \cdot 1,5$ =39,60 kN/m	$26,40 \cdot 0,9$ =23,76 kN/m
nawierzchnia jezdni z podbudową	33,12 kN/m	$33,12 \cdot 1,5$ =49,68 kN/m	$33,12 \cdot 0,9$ =29,81 kN/m
balustrada	$2 \cdot 0,50 \text{ kN/m}$ =1,00 kN/m	$1,00 \cdot 1,5$ =1,50 kN/m	$1,00 \cdot 0,9$ =0,90 kN/m

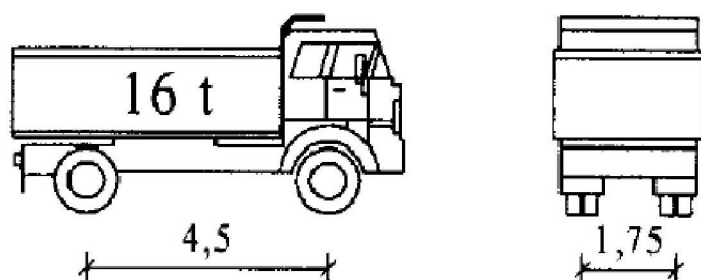
10.4.2. Obciążenie użytkowe:

Określenie nośności użytkowej obiektu wykonano w oparciu o Zarządzenie nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku, stosując metodę opartą na obliczeniach statyczno wytrzymałościowych na podstawie szczegółowej inwentaryzacji geometrycznej i badań diagnostycznych.

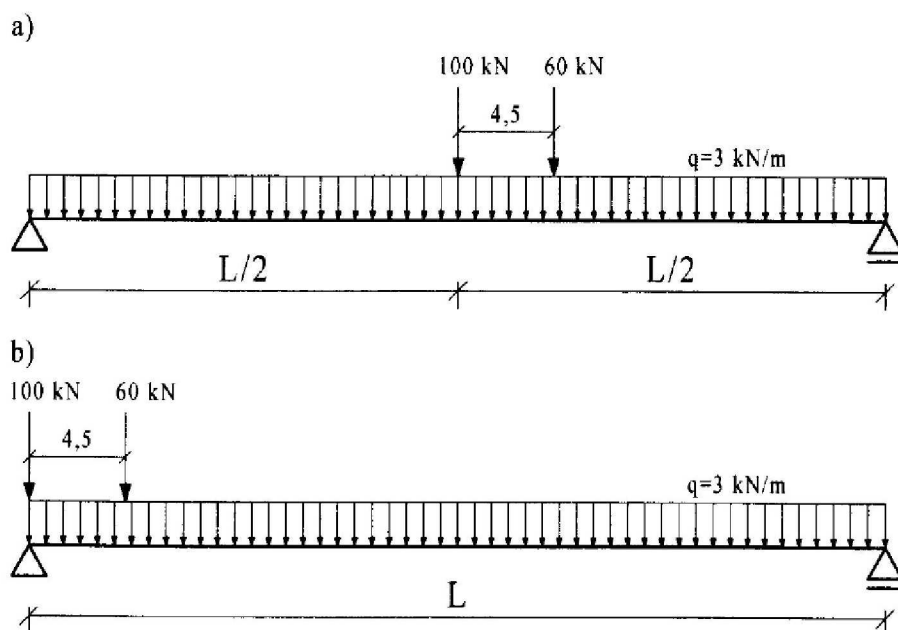
Na podstawie wielokrotnych prób obciążania modelu obliczeniowego obiektu poszczególnymi kategoriami pojazdów, dobrano najwyższą kategorię obciążenia dla której wartości sił wewnętrznych i naprężeń w konstrukcji ustroju nośnego nie przekraczają wartości dopuszczalnych.

Kategoria 4/S16

Schemat samochodu modelowego:



Schemat zastępczego obciążenia użytkowego:



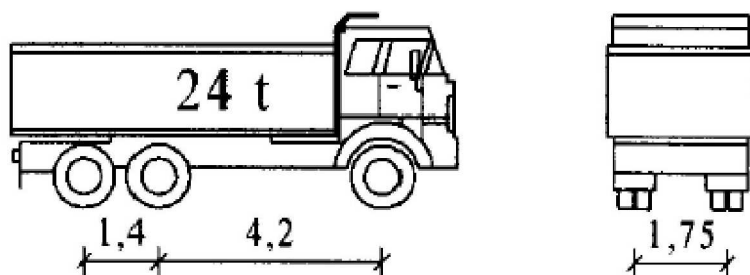
Rys. 5 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 4/S16

a) do wyznaczenia max. momentu zginającego

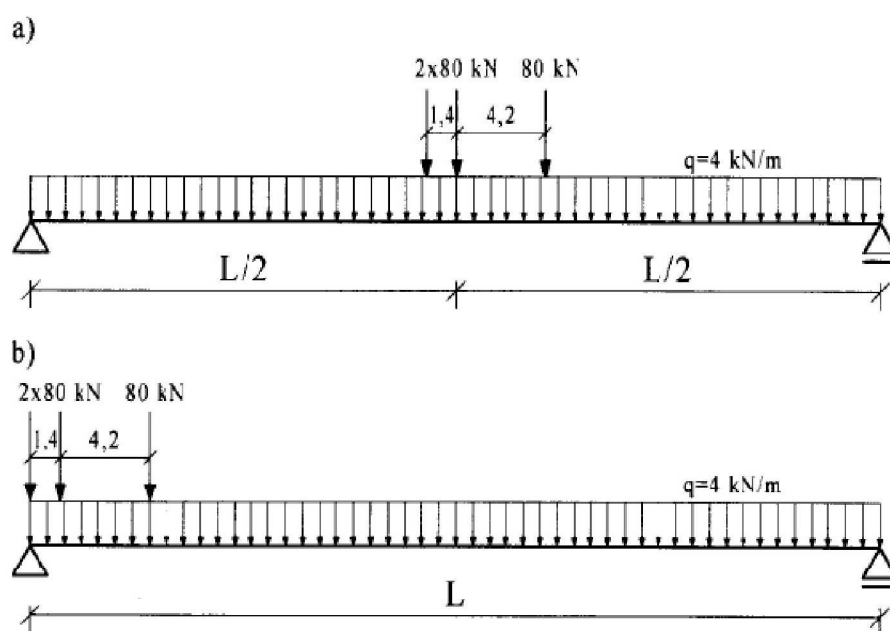
b) do wyznaczenia max. siły poprzecznej

Kategoria 3/S24

Schemat samochodu modelowego:



Schemat zastępczego obciążenia użytkowego:



Rys. 4 Schemat zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 3/S24

a) do wyznaczenia max. momentu zginającego

b) do wyznaczenia max. siły poprzecznej

współczynnik dynamiczny:

$$L_t = 4,10 \text{ m}$$

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot 4,10 = 1,330 \leq 1,325$$

$$\varphi = 1,325$$

10.5. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia normowego i użytkowego

Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego obliczono przyjmując rzeczywisty przekrój najbardziej wyężonego dźwigara stalowego, obciążając go momentami zginającymi od obciążeń stałych oraz od poszczególnych kategorii obciążeń użytkowych. Na tej podstawie obliczono naprężenia rozciągające i ściskające w konstrukcji stalowej.

Wytrzymałość stali konstrukcyjnej przyjęto na podstawie najczęściej wbudowywanego w tamtym okresie gatunku. Jest to stal St0S. Wytrzymałość charakterystyczna takiej stali dla elementów konstrukcyjnych o grubości 16-40mm równa jest $f_{yk} = 186,0 \text{ MPa}$.

Wytrzymałość obliczeniowa takiej stali równa jest

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s * 1,05 = 186 / 1,15 * 1,05 = 154,04 \text{ MPa}.$$

Naprężenia wewnętrzne od obciążeń stałych i zmiennych pojazdem modelowym kategorii 4/S16 w ruchu dwukierunkowym:

- Naprężenia rozciągające i ściskające w konstrukcji stalowej

$$\sigma_a = 132,92 \text{ MPa} < f_{yd} = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie są spełnione

Naprężenia wewnętrzne od obciążeń stałych i zmiennych pojazdem modelowym kategorii 3/S24 w ruchu dwukierunkowym:

- Naprężenia rozciągające i ściskające w konstrukcji stalowej

$$\sigma_a = 156,59 \text{ MPa} > f_{yd} = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie nie są spełnione

Naprężenia wewnętrzne od obciążeń stałych i zmiennych pojazdem modelowym kategorii 3/S24 w ruchu jednokierunkowym:

- Naprężenia rozciągające i ściskające w konstrukcji stalowej

$$\sigma_a = 93,47 \text{ MPa} < f_{yd} = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie są spełnione

10.6. Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń określono ostatecznie naprężenia w dźwigarach stalowych.

Obliczono, że ustrój nośny przenosi obciążenie kategorii 4/S16 w ruchu dwukierunkowym jednak nie jest w stanie przenieść obciążenia użytkowego kategorii 3/S24. Obiekt posiada więc nośność 16 ton.

W ruchu jednokierunkowym dźwigar również przenosi obciążenie kategorii 3/S24 stąd po obiekcie mogą poruszać się ciężarówki służące do wywozu odpadów.

11. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM

Zgodnie z informacją od Zamawiającego w przyszłości planowana jest przebudowa ciek, obejmująca również wymianę omawianego obiektu mostowego.

Aktualnie zauważa się dwa główne problemy z obiektem: zły stan techniczny ustroju nośnego i bardzo zły stan techniczny podpór.

W zakresie podpór wymagane jest wykonanie wzmocnienia, gdyż mur ceglany z wykuszonymi spoinami, pęknięciami wzdłuż spoin oraz tak dużymi ubytkami cegieł zagraża stateczności podpory. W odróżnieniu od betonu zbrojonego czy konstrukcji stalowej, niezbrojony uszkodzony mur może ulec zniszczeniu w sposób nagły. Aby można było nadal bezpiecznie użytkować obiekt należy wzmocnić ceglane przyczółki przez zastosowanie koszulki z betonu natryskowego zbrojonego, która zespolona zostanie z istniejącym murem podpory kotwami wklejanymi. Wzmocnienie takie poprzedzone musi zostać ujęciem wody ciek na długości przepustu w tymczasowy przepust. Koszt wykonania wzmocnienia podpór szacuje się na 80.000,00 zł.

Wszelkie problemy ustroju nośnego wynikają z niskiej jakości i klasy zastosowanego betonu oraz z przecieków izolacji pomostu. Wymiana izolacji pomostu wiąże się z rozbiórką nawierzchni jezdni i chodników aż do górnej powierzchni płyty pomostowej. Z racji tego, że na obiekcie niedawno wykonano nową nawierzchnię jezdni i chodników ich rozbiórka wydaje się absurdalna. Z kolei bez wymiany izolacji przecieki niszczące beton i konstrukcję stalową zbrojąca ustrój nośny będą powodować dalszy postęp degradacji. Żadne prace konserwacyjne na spodzie obiektu bez powstrzymania przecieków izolacji pomostu nie mają sensu, gdyż naprawy, zalewane wodą ze środkami do zimowego utrzymania, szybko ulegną zniszczeniu. Ze względu na stosunkowo wysoką aktualną nośność obiektu (w stosunku do ruchu, który się po nim odbywa) oraz stan betonu, który poddaje w wątpliwość uzyskanie skutecznego efektu naprawy, a także mając na uwadze przyszłościowe plany Zarządcy co do wymiany obiektu, zaleca się rozważyć rozwiązanie pozostawienia obiektu w obecnym stanie do dalszego użytkowania, powtarzając w okresie co 2 lata ekspertyzę techniczną weryfikującą aktualny stan obiektu, klasę betonu i stopień

skorodowania konstrukcji oraz uwzględniając to w zaktualizowanych obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych obiektu.

Poza wzmocnieniem podpór wymagane jest wykonanie drobnych prac konserwacyjnych w zakresie:

- odnowy powłok malarskich na balustradach, po uprzednim oczyszczeniu mechanicznym stali,
- naprawy uszkodzonego umocnienia skarp cieku przy obiekcie.

Naprawa umocnienia jest szczególnie pilna do wykonania, gdyż zwłaszcza po stronie południowo-wschodniej osunięcie skarpy doprowadzi do powstania zniszczeń na działce prywatnej, a bardzo strome skarpy bez zabezpieczenia bardzo szybko ulegną erozji przez wody opadowe.