

Umowa nr ZP.272.248.2023 z dnia 21.11.2023r.

Zleceniodawca:

Zarząd Dróg Miejskich w Kaliszu

ul. Złota 43

62-800 Kalisz

EKSPERTYZA TECHNICZNA

kładki dla pieszych nad Kanalem Bernardyńskim

w ciągu Alei Walecznych w Kaliszu

Opracował:



mgr inż. Damian Ziółkowski

uprawnienia do projektowania:
WKP/0112/POOM/12

uprawnienia do kierowania robotami budowlanymi:
WKP/0253/OWOM/14

bez ograniczeń w specjalności mostowej

ul. Czerniakowska 3 60-194 Poznań

tel. 668-473-110, e-mail: ziolkowski.damian@wp.pl

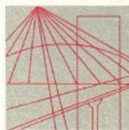
Kalisz, styczeń 2024r.

Zawartość opracowania:

1. KOPIE DECYZJI O PRYZYCNANIU UPRAWNIEN I PRZYNALEŻNOŚCI DO IZBY INŻYNIERÓW	4
2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	10
3. ZAMAWIAJĄCY.....	10
4. PODSTAWA OPRACOWANIA	10
5. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA	11
6. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.....	11
7. OPIS I OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU.....	12
7.1. Ogólna ocena stanu technicznego obiektu	12
7.2. Stan techniczny dźwigarów głównych.....	12
7.3. Stan techniczny płyty pomostowej	13
7.4. Stan techniczny podpór.....	13
7.5. Stan techniczny wyposażenia.....	14
8. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA.....	16
8.1. Dokumentacja fotograficzna obiektu	16
8.2. Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń	19
9. DOKUMENTACJA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I POMIARÓW.....	31
9.1. Badanie chemiczne odczynu pH betonu płyty pomostowej	31
9.1.1. Informacje wstępne	31
9.1.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzonego badania.....	32
9.1.3. Wnioski z przeprowadzonego badania.....	33
9.2. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną.....	34
9.2.1. Założenia wstępne	34
9.2.2. Protokoły badania sklerometrycznego.....	35
9.2.2.1. Płyta ustroju nośnego	35
9.2.2.2. Przyczółek kładki	36
9.2.3. Opis i interpretacja wyników badania sklerometrycznego	37
9.3. Pomiary stopnia skorodowania konstrukcji stalowej	38
9.3.1. Założenia wstępne	38
9.3.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzenia czyszczenia i pomiaru.....	38
9.3.3. Rysunek techniczny kształtownika pasa dolnego przed oraz po wystąpieniu uszkodzeń korozyjnych	42
9.3.4. Interpretacja uszkodzeń	43
10. DOKUMENTACJA OBLICZENIOWA.....	44
10.1. Informacje wstępne	44

10.2. Cel obliczeń	44
10.3. Model obliczeniowy.....	44
10.4. Obciążenia.....	45
10.4.1. Obciążenia stałe.....	45
10.4.2. Obciążenie użytkowe tłumem pieszych, wg normy PN-85/S-10030	45
10.5. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia normowego tłumem pieszych	46
10.6. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia użytkowego pojazdem kategorii 5/S10	47
10.7. Wnioski z obliczeń.....	48
11. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM.....	49
11.1. Postępowanie docelowe	49
11.2. Postępowanie bieżące	50
12. WNIOSKI I ZALECENIA KOŃCOWE.....	51

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

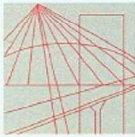
Przewodniczący – dr inż. Daniel Pawlicki:

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.

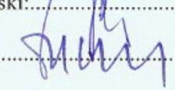
Zgodnie z § 13 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia uprawniają do kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:

- 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

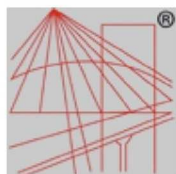
Przewodniczący – prof. dr hab. inż. Wiesław Buczkowski:.....

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



P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-Y79-3BV-51T *

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 2023-01-01 do 2023-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-12-08 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.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.





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.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



2. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna kładki dla pieszych przez Kanał Bernardyński w ciągu Alei Walecznych w Kaliszu.

3. ZAMAWIAJĄCY

Zarząd Dróg Miejskich w Kaliszu

ul. Złota 43

62-800 Kalisz

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Umowa nr ZP.272.248.2023 z dnia 21.11.2023r.
- 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

Kładka dla pieszych znajduje się w ciągu Alei Walecznych w Kaliszu i przeprowadza ciąg pieszy nad przeszkodą jaką jest Kanał Bernardyński.

Kładka jest obiektem 3-przęsłowym, swobodnie podpartym. Konstrukcja ustroju nośnego jest zespolona stalowo-betonowa. W przekroju poprzecznym ustrój nośny tworzą 3 stalowe dźwigary kratownicowe zespolone z żelbetową płytą pomostową. Zespolenie realizowane jest przez zatopienie górnego pasa kratownicy w pogrubieniach płyty pomostowej. Poza pogrubieniami płyta ma grubość 15 cm. Przęsła opierają się na masywnych betonowych przyczółkach ze skrzydłami oraz masywnych betonowych filarach tarczowych. Brak informacji na temat sposobu posadowienia podpór. Na skrajach obiektu znajdują się stalowe balustrady szczeblinkowe o wysokości 107 cm. Na obiekcie ułożona jest nawierzchnia asfaltowa.

Z ewidencji Zarządcy drogi wynika, że obiekt wybudowano ok. roku 1947.

Podstawowe parametry obiektu:

Długość obiektu:	48,60 m
Długości poszczególnych przęseł:	16,35 + 16,10 + 16,55
Rozpiętość teoretyczna przęseł:	ok. 3 x 15,50 m
Szerokość obiektu:	4,20 m
Szerokość chodnika:	3,85 m
Kąt skosu obiektu:	90°

7. OPIS I OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU

7.1. Ogólna ocena stanu technicznego obiektu

Ogólny stan techniczny kładki jest **niedostateczny**. Stan dźwigarów głównych ocenia się na niedostateczny - bardzo silna korozja konstrukcji stalowej dźwigarów kratowych. Stan techniczny płyty pomostowej jest niedostateczny - rozległe zniszczenia betonu i zbrojenia w strefach wspornikowych. Stan podpór jest niepokojący - zanieczyszczenia, nacieki wapienne, niewielkie ubytki. W niepokojącym stanie jest nawierzchnia chodnika na kładce - pęknięcia z nad szczelinami dylatacyjnymi oraz inne, porost roślinności. Niepokojący jest stan balustrad - powierzchniowa korozja, miejscowe ubytki szczeblinek. Belki gzymsowe są w stanie awaryjnym - rozległe zniszczenia na całej długości obiektu. W awaryjnym stanie są urządzenia dylatacyjne - duże pęknięcia w nawierzchni wypełnione piaskiem, które powodują spore przecieki i uszkodzenia ustroju nośnego i podpór. W niedostatecznym stanie jest odwodnienie - brak ujęcia wody opadowej we wpusty przyczynił się do szybkiego zniszczenia belek gzymsowych. W awaryjnym stanie jest izolacja pomostu - przecieki w wielu miejscach na spodzie płyty. Skarpy przy przyczółkach nieumocnione, z wymyciami gruntu, nieprawidłowo ukształtowane, stan niedostateczny. Teren pod obiektem bez większych zastrzeżeń, stan zadowalający.

7.2. Stan techniczny dźwigarów głównych

Ogólny stan techniczny dźwigarów głównych jest **niedostateczny**.

Ze względu na występującą w bardzo wielu miejscach zaawansowaną i rozległą korozję dźwigarów stalowych kratownicowych w tym przede wszystkim pasa dolnego kratownicy ich stan jest na pograniczu niedostatecznego i przedawaryjnego. Najsilniejsza korozja występuje w strefie podparcia na przyczółkach, gdzie dochodzi do zalewania konstrukcji z pęknięć nawierzchni chodnika nad szczelinami dylatacyjnymi (Fot. 14, 17, 24) oraz w okolicach środka rozpiętości przęsła nurtowego (Fot. 11, 18, 19, 20). Dolny pas kratownicy podlega najbardziej szczegółowej analizie, gdyż jest elementem o największym wyężeniu, przenoszącym całość sił rozciągających (największe siły są w środku rozpiętości przęsła), stąd jego stan techniczny jest newralgiczny dla całej konstrukcji stalowej. Dokonano usunięcia warstw skorodowanych do czystej stali w celu

dokonania pomiarów i określenia jak duża część dźwigara stalowego uległa korozji. Wyniki tych pomiarów pokazane zostaną w dalszej części opracowania i uwzględnione zostaną w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych, celem sprawdzenia czy skorodowany dźwigar jest nadal w stanie przenosić wymagane obciążenia bez wzmocnienia.

7.3. Stan techniczny płyty pomostowej

Ogólny stan techniczny płyty pomostowej jest **niedostateczny**.

Płyta pomostowa w strefie pomiędzy dźwigarami jest w dostatecznym stanie technicznym, występują na niej głównie zacieki wapienne od przeciekającej izolacji pomostu (Fot. 15, 16). W bardzo złym stanie technicznym są natomiast części wspornikowe płyty, które uległy znaczącym uszkodzeniom z powodu zniszczonych belek gzymsowych (Fot. 13, 14, 19). Doszło do bardzo zaawansowanej korozji ługującej betonu, która objawia się soplami i grubymi naciekami wapiennymi (Fot. 19). Poza zniszczonym betonem doszło również do zaawansowanej korozji zbrojenia na spodzie płyty pomostowej (Fot. 13, 14).

7.4. Stan techniczny podpór

Stan techniczny przyczółków oceniono na **niepokojący**. Nie występują uszkodzenia zagrażające stateczności podpór, lub wskazujące na nieprawidłową pracę korpusów i fundamentów. Nie zaobserwowano pęknięć ani większych ubytków. Ława podłożyskowa jest zanieczyszczona gruntem nieprawidłowo poprowadzonych skarp, a na korpusach podpór występuje porost mchów (Fot. 14, 17, 26). Na ścianie zapleczej przyczółka widoczne są nacieki wapienne - korozja ługująca, spowodowane przeciekami z uszkodzeń nawierzchni nad szczelinami dylatacyjnymi (Fot. 26). Na ścianie zapleczej są powierzchniowe, niewielkie ubytki (Fot. 26).

Filary mostu są w stanie **niepokojącym**. Żaden z filarów nie posiada poważnych uszkodzeń, pęknięć, dużych ubytków. Na powierzchni korpusów filarów i oczepów porasta mech (Fot. 27, 28). Na najbardziej wystających częściach oczepów (nie chronionych przez płytę pomostową) obserwuje się nacieki wapienne i nieznaczne płytkie - powierzchniowe

ubytki (Fot. 27). W strefie dolnej - wahania lustra wody, na izbicy filara występuje niewielka erozja spowodowana ocieraniem się zanieczyszczeń niesionych prądem cieką o izbice (Fot. 28). Brak innych uszkodzeń.

7.5. Stan techniczny wyposażenia

Nawierzchnia chodnika na kładce jest w stanie **niepokojącym**. Relatywnie wysoka ocena nawierzchni wynika z faktu oceny pęknięć nad szczelinami dylatacyjnymi w urządzeniach dylatacyjnych. Występują liczne pęknięcia w nawierzchni (Fot. 7, 8), brak jest jednak ubytków. Na krawędzi nawierzchni chodnika i belki podporęczowej wegetuje roślinność (Fot. 7, 8).

Balustrady na obiekcie są w stanie **niepokojącym**. Na długości kładki nie występują znaczące uszkodzenia balustrady poza złuszczeniami powłok malarskich i powierzchniową korozją oraz miejscową deformacją w miejscu dylatacji obiektu (Fot. 7). Na dojeździe do kładki w narożniku balustrady zaobserwowano uszkodzenie - ubytek kilku szczebli oraz silniejszą korozję balustrady (Fot. 9).

Urządzenia dylatacyjne są w stanie **awaryjnym**. Na obiekcie w ogóle nie wykonano urządzeń dylatacyjnych mimo znacznej długości przęseł oraz konstrukcji stalowej ustroju nośnego, które generują znaczne przemieszczenia końców przęseł podczas pracy termicznej ustroju nośnego. W efekcie w nawierzchni na końcach przęseł powstały duże pęknięcia przez które przedostaje się woda na końce przęseł i podpory powodując ich niszczenie.

Belki gzymsowe są w stanie **awaryjnym**. W wielu miejscach na znacznej długości obiektu belki gzymsowe praktycznie przestały istnieć, pozostało po nich jedynie skorodowane zbrojenie (Fot. 10, 11, 12). Zniszczone belki gzymsowe spowodowały ogromne zniszczenia płyty pomostowej i dźwigarów głównych.

Izolacja pomostu jest w stanie **awaryjnym**. Na spodzie płyty zaobserwowano w bardzo wielu miejscach nacieki wapienne spowodowane przeciekami izolacji pomostu (Fot. 15, 16).

Stan odwodnienia na obiekcie ocenia się na **niedostateczny**. Brak ujęcia wód opadowych we wpusty przyczynił się do przyspieszonej degradacji belek gzymsowych. Brak też odwodnienia z poziomu izolacji pomostu (brak sączków).

Stan przestrzeni podmostowej jest **zadowalający** - brak większych zastrzeżeń.

Nieumocnione skarpy przy podporach są nieprawidłowo ukształtowane, woda rozmywająca skarpy nanosi ziemię na ławy podłożyskowe przyczółków (Fot. 14). Skarpy są częściowo wymyte przez wody opadowe. Stan skarp jest **niedostateczny**.

8. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

8.1. Dokumentacja fotograficzna obiektu



Fot. 1. Widok z boku kładki od strony południowej



Fot. 2. Widok z boku kładki od strony północnej



Fot. 3. Widok na chodnik na kładce od strony zachodniej

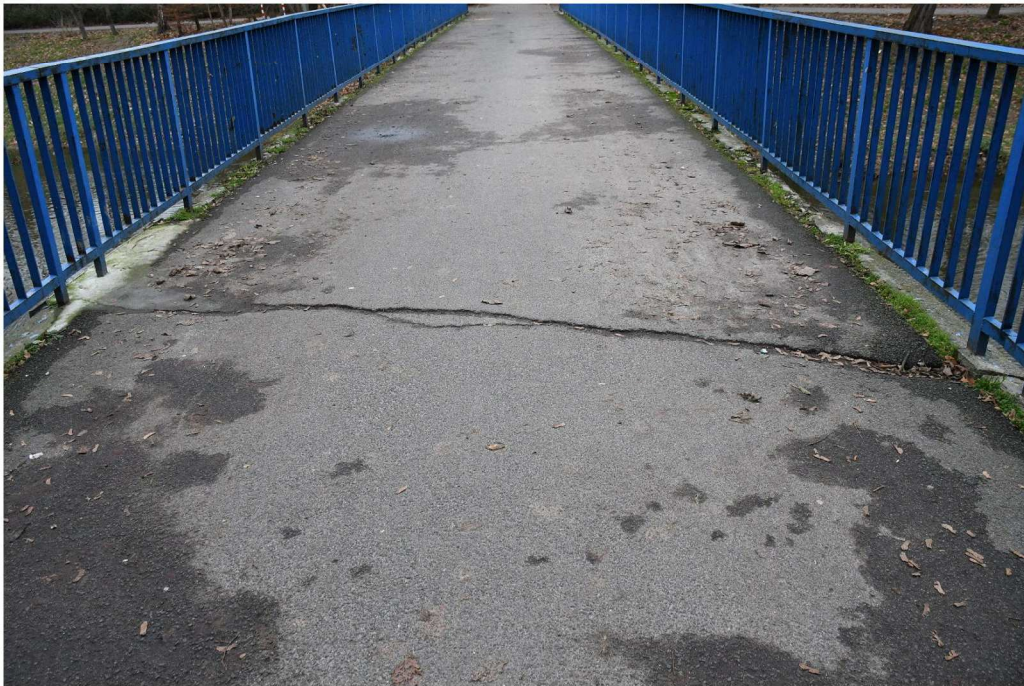


Fot. 4. Widok na chodnik na kładce od strony wschodniej



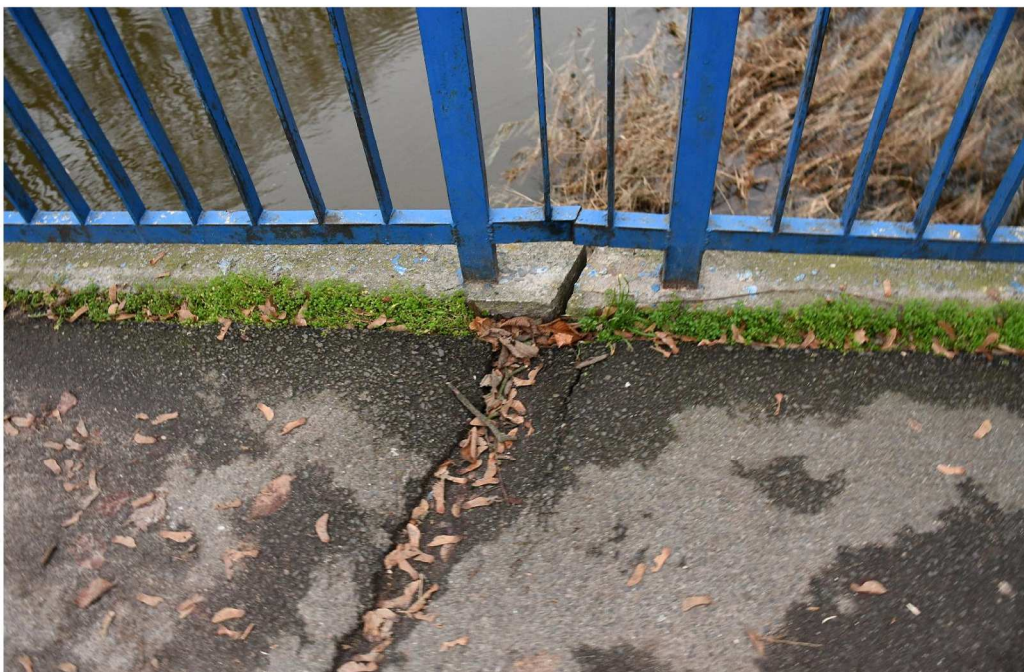
Fot. 5. Widok na spód ustroju nośnego

8.2. Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń



Fot. 6 Nawierzchnia chodnika na kładce

Pęknięcia poprzeczne o dużej rozwarłości w nawierzchni bitumicznej na kładce nad szczeliną dylatacyjną pomiędzy sąsiednimi przęsłami.



Fot. 7 Nawierzchnia chodnika na kładce, balustrada

Pęknięcia poprzeczne o dużej rozwarłości w nawierzchni bitumicznej na kładce nad szczeliną dylatacyjną pomiędzy sąsiednimi przęsłami. Porost roślinności na krawędzi nawierzchni i belki podporęczowej. Powierzchniowa korozja balustrady oraz odkształcenie z powodu nie pozostawienia szczeliny dylatacyjnej w balustradzie w miejscu dylatacji obiektu.



Fot. 8 Nawierzchnia chodnika na kładce

Poza pęknięciami nad szczelinami dylatacyjnymi występuje też sporo przypadkowych, nieregularnych pęknięć.



Fot. 9 Balustrada na kładce

Uszkodzone naroże balustrady w miejscu jej przejścia ze skrzydła przyczółka na ścianę oporową, brak części szczeblinek. Silna korozja balustrady.



Fot. 10 Belka podporęczowa

Bardzo silnie uszkodzona belka podporęczowa - na dużym obszarze belka jest całkowicie zniszczona co powoduje zaciekanie wody na spód płyty i konstrukcję stalową dźwigarów głównych, co prowadzi w efekcie do bardzo rozległych i zaawansowanych ich uszkodzeń.



Fot. 11 Belka podporęczowa

Bardzo silnie uszkodzona belka podporęczowa - na dużym obszarze belka jest całkowicie zniszczona co powoduje zaciekanie wody na spód płyty i konstrukcję stalową dźwigarów głównych, co prowadzi w efekcie do bardzo rozległych i zaawansowanych ich uszkodzeń.



Fot. 12 Belka podporęczowa

Na dużym obszarze belka gzymsowa przestała w ogóle istnieć, pozostały po niej jedynie szczątki zbrojenia, w którym porasta roślinność. Stan belki jest awaryjny i wymaga pilnej naprawy.



Fot. 13 Wspornik podchodnikowy

Bardzo silna degradacja na spodzie wspornika podchodnikowego spowodowana zniszczeniem belek gzymsowych. Beton otuliny jest skorodowany i odpada dużymi fragmentami odsłaniając silnie skorodowane pręty zbrojeniowe.



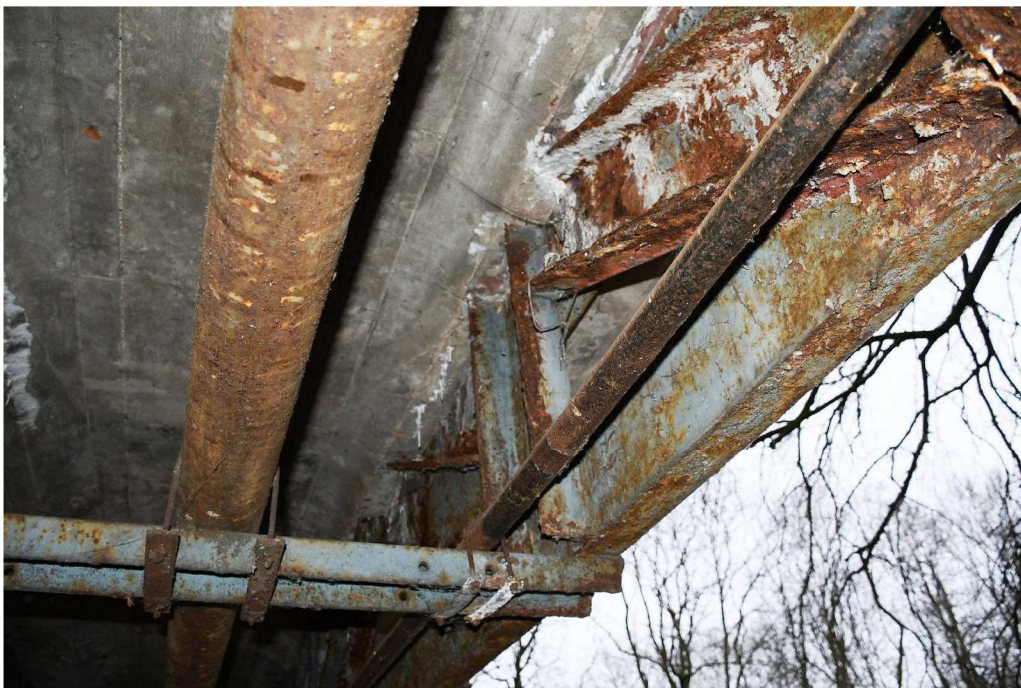
Fot. 14 Wspornik podchodnikowy, konstrukcja stalowa

Bardzo silna degradacja na spodzie wspornika podchodnikowego spowodowana zniszczeniem belek gzymsowych. Beton otuliny jest skorodowany i odpada dużymi fragmentami odsłaniając silnie skorodowane pręty zbrojeniowe. Zaawansowana korozja konstrukcji stalowej w wielu miejscach na długości obiektu.



Fot. 15 Płyta pomostowa, konstrukcja stalowa, urządzenia obce

Liczne zacieki wapienne na spodzie płyty pomostowej spowodowane nieszczelnościami izolacji pomostu kładki. To kolejna przyczyna po zniszczonych belkach gzymsowych uszkodzeń korozyjnych konstrukcji stalowej. Korozja stalowej rusy osłonowej urządzeń obcych.



Fot. 16 Płyta pomostowa, konstrukcja stalowa

Liczne zacieki wapienne na spodzie płyty pomostowej spowodowane nieszczelnościami izolacji pomostu kładki. To kolejna przyczyna po zniszczonych belkach gzymsowych uszkodzeń korozyjnych konstrukcji stalowej. Korozja stalowej rusy osłonowej urządzeń obcych.



Fot. 17 Konstrukcja stalowa, przyczółek

*Zaawansowana korozja konstrukcji stalowej.
Zanieczyszczenie ławy podłożyskowej przyczółka piaskiem.*



Fot. 18 Konstrukcja stalowa - przęsło nurtowe

*Miejsce o najbardziej zaawansowanej korozji - środek przęsła nurtowego kładki.
Uszkodzenie będzie szerzej opisywane na kolejnych fotografiach.*



Fot. 19 Konstrukcja stalowa - przęsło nurtowe

*Rozległe i bardzo duże sople wapienne będące produktami korozji ługującej betonu i wskazujące
na bardzo intensywne przecieki. Przecieki spowodowały z kolei bardzo zaawansowaną korozję
konstrukcji stalowej.*



Fot. 20 Konstrukcja stalowa - przęsło nurtowe

*Bardzo zaawansowana korozja konstrukcji stalowej.
Nastąpiło wielowarstwowe rozwarstwienie materiału ceownika stanowiącego pas dolny
stalowej kratownicy.*



Fot. 21 Konstrukcja stalowa

Rozległe uszkodzenia korozyjne pasa dolnego dźwigara kratownicowego.



Fot. 22 Konstrukcja stalowa - zbliżenie uszkodzeń
Rozległe uszkodzenia korozyjne pasa dolnego dźwigara kratownicowego.



Fot. 23 Konstrukcja stalowa - zbliżenie uszkodzeń
Rozległe uszkodzenia korozyjne pasa dolnego dźwigara kratownicowego.



Fot. 24 Konstrukcja stalowa - zbliżenie uszkodzeń
Rozległe uszkodzenia korozyjne pasa dolnego dźwigara kratownicowego.



Fot. 25 Konstrukcja stalowa - uszkodzenia po oczyszczeniu
Dokonano oczyszczenia skorodowanego pasa dolnego kratownicy. Bardzo duża ilość materiału uległa całkowitemu przekorodowaniu. Wyniki pomiarów opisane zostaną w dalszej części opracowania - punkt 9. Dokumentacja przeprowadzonych badań i pomiarów.



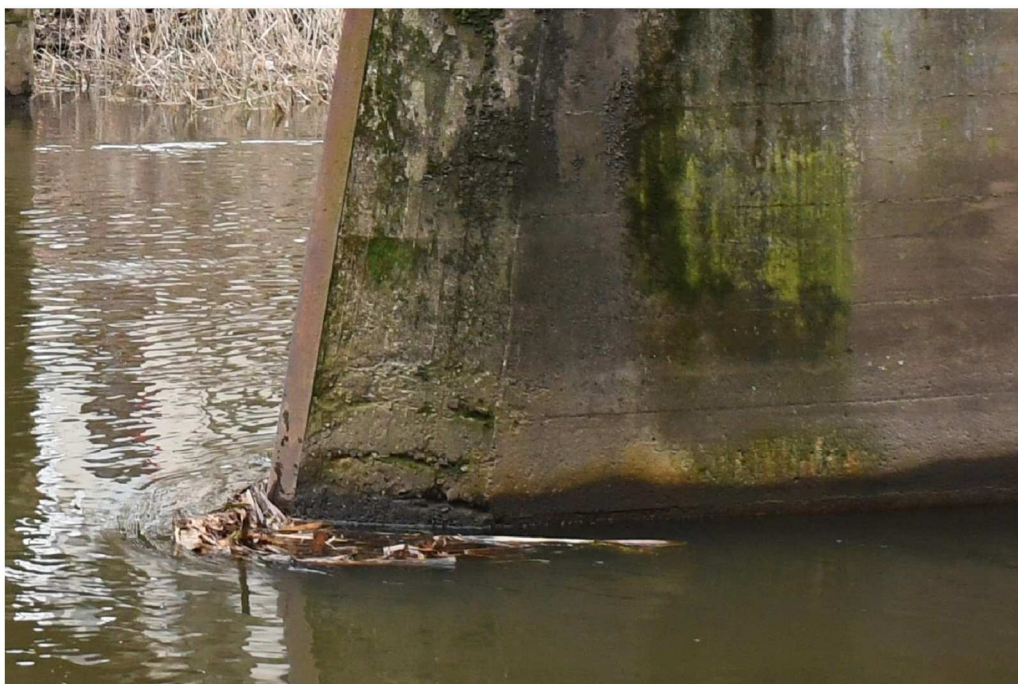
Fot. 26 Przyczółek kładki

Rozległe nacieki wapienne na ścianie zapleczej przyczółka, świadczące o przeciekach z nawierzchni jezdni nad szczeliną dylatacyjną.



Fot. 27 Filar kładki

Nacieki wapienne i porost mchów na powierzchni wystającej części oczepu filara nie chronionego przez płytą pomostową kładki. Na czole oczepu widoczne płytkie powierzchniowe ubytki. Korpusy filarów nie posiadają znaczących uszkodzeń.



Fot. 28 Filar kładki

*Nieznaczna erozja na izbicy filara w strefie wahanía lustra wody.
Porost mchów na filarach.*

9. DOKUMENTACJA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I POMIARÓW

9.1. Badanie chemiczne odczynu pH betonu płyty pomostowej

9.1.1. Informacje wstępne

Przeprowadzono badanie chemiczne betonu: płyty pomostowej 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.

9.1.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzonego badania



Fot. 1. Przeprowadzenie badania fenoloftaleiną w miejscu odkrywki pręta zbrojeniowego



Fot. 2. Przeprowadzenie badania tymoftaleiną w miejscu odkrywki pręta zbrojeniowego

9.1.3. Wnioski z przeprowadzonego badania

Badania wykazały, że fenoloftaleina zaczęła lekko zmieniać barwę już od przypowierzchniowej warstwy betonu, na głębokości osadzenia prętów zbrojenia jest już natomiast intensywnie malinowo-czerwona, co wskazuje na wysokie pH betonu >10 .

Dla sprawdzenia dokonano badania odczynnikiem tymoftaleiny, która również już w przypowierzchniowej warstwie betonu zaczęła zmieniać barwę na niebieską pH $\sim 9,5$, natomiast w strefie zbrojenia osiągnęła barwę intensywnie ciemno niebieską, co wskazuje, że pH betonu jest w strefie zbrojenia wynosi co najmniej 10,5.

Powyższe wskazuje, że beton nie uległ karbonatyzacji, nawet w strefie przypowierzchniowej posiada dość wysokie pH. Pomimo niewielkiej głębokości osadzenia prętów są one właściwie chronione antykorozyjnie. Potwierdzeniem tego faktu jest to, że na obszarach nie zalewanych przez wody z przeciekającej izolacji pomostu oraz ze zniszczonych belek gzymsowych na krawędziach kładki - nie występują uszkodzenia betonu - zarysowania, pęknięcia, odspojenia otuliny spowodowane korozją zbrojenia.

9.2. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

9.2.1. 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 pomostowej i przyczółka kładki. Wykonano po 30 odczytów (po odrzuceniu odczytów odbiegających od średniej o 5 jednostek). Badania płyty wykonano w pozycji pionowej przyrządu, a badanie przyczółka wykonano dla powierzchni bocznej - w pozycji poziomej przyrządu.

9.2.2. Protokoły badania sklerometrycznego
9.2.2.1. Płyta ustroju nośnego

PROTOKÓŁ BADANIA SKLEROMETRYCZNEGO													
Obiekt		Kładka dla pieszych nad Kanałem Bernardyńskim w ciągu Alei Walecznych w Kaliszu								Data badania		23.12.2023r.	
Element		Płyta pomostowa								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		
		O ₁	O ₂	O ₃	O ₄	O ₅	O ₆						
1	90	62	62	57	60	60	58	59,8	58,1	48,2	1,99		
2	90	61	58	58	62	62	59	60,0	58,3	48,6	3,09		
3	90	61	57	56	58	55	53	56,7	54,8	41,9	24,62		
4	90	57	56	62	62	57	60	59,0	57,2	46,5	0,10		
5	90	60	58	61	58	62	62	60,2	58,4	48,9	4,44		
6													
7													
8													
9													
10													
wiek betonu (dni)		28 105						Średnia liczba odbicia $Q_m = \sum Q_i / n$		57,4		$f_{cm} = \sum f_{ci} / n$	$\sum (f_i - f_{cm})^2$
stan wilgotności		normalny								46,8			
Postać krzywej regresji		$f_c = a Q_i^2 + b Q_i + c$						Liczba pomiarów n		5			
Standardowe współcz. krzywej regresji wg. ITB-210		a =		0,0356		b =		-0,795		Wskaźnik zmien. V _f		0,062	
		c =		6,4		Jakość betonu		b. dobra					
poprawka na wiek		V ₁ =		0,60		Wytrzymałość średnia betonu na ściskanie		52,5		MPa			
poprawka na wilgot.		V ₂ =		1,00		Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{cd, calc}		47,7		MPa			
Przyrząd		Młotek Schmidta Typ N						Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{cd, calc}		47,7		MPa	
Model		AT 241/E						Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{cd, calc}		47,7		MPa	
Nr serijny		13 02 1513						Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{cd, calc}		47,7		MPa	
Badanie przeprowadził								Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{cd, calc}		47,7		MPa	

9.2.2.2. Przyczółek kładki

PROTOKÓŁ BADANIA SKLEROMETRYCZNEGO

Obiekt	Most nad rzeką Osą, w ciągu dw nr 538 w km 13+958 w miejscowości Słup. JNL: 02300007.										Data badania	23.12.2023r.
Element	Przyczółek kładki										Numer badania	2
Numer miejsca	Kąt położenia przyrzędu	Odczyty liczby odbicia w punktach pomiarowych						Odczyt średni	Odczyt średni uwzgl. kąt przyrzędu	Wytrzymałość z funkcji regresji	Wytrzymałość z funkcji regresji	
1	0	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	Q _i	Q _{ia}	f _{ci} [MPa]	(f _{ci} - f _{cm}) ²	
2	0	45	46	47	44	43	46	45,2	45,2	25,9	4,44	
3	0	57	46	48	48	47	45	48,5	48,5	30,9	8,83	
4	0	47	45	47	42	47	44	45,3	45,3	26,1	3,48	
5	0	53	46	45	44	42	51	46,8	46,8	28,4	0,14	
6	0	47	46	47	49	48	45	47,0	47,0	28,6	0,39	
7												
8												
9												
10												
wiek betonu (dni)	28 105							Średnia liczba odbicia Q _m = ΣQ _i /n	46,6	f _{cm} = Σf _{ci} /n	Σ(f _i - f _{cm}) ²	
stan wilgotności	normalny							Liczba pomiarów n	5	28,0	17,28	
Postać krzywej regresji	f _c = a Q _i ² + b Q _i + c							Odechylenie st. S _f	2,079			
Standardowe współcz. krzywej regresji wg. ITB-210	a =	0,0356						Wskaźnik zmien. V _f	0,074			
	b =	-0,795						Jakość betonu	b. dobra			
	c =	6,4						Wytrzymałość średnia betonu na ściskanie	30,7			
poprawka na wiek	V ₁ =	0,60						Wytrzymałość charakt. betonu na ściskanie f _{ck, calc}	27,3			
poprawka na wilgot.	V ₂ =	1,00						Klasa betonu	B25			

Przyrząd	Młotek Schmidta Typ N	MPa
Model	AT 241/E	
Nr seryjny	13 02 1513	
Badanie przeprowadził		

Przyrząd	Młotek Schmidta Typ N	MPa
Model	AT 241/E	
Nr seryjny	13 02 1513	
Badanie przeprowadził		

9.2.3. 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 pomostowej - powierzchnia spodnia – 47,7 MPa
- dla przyczółka kładki - powierzchnia boczna – 27,3 MPa

Wytrzymałość ta odpowiada następującej klasie betonu:

- dla płyty pomostowej – B45
- dla przyczółka kładki – B25

9.3. Pomiary stopnia skorodowania konstrukcji stalowej

9.3.1. Założenia wstępne

Ze względu na wystąpienie bardzo zaawansowanej korozji w okolicy największego wyężenia konstrukcji - ródek przęsła zdecydowano o konieczności pomiarów geometrycznych pasa dolnego dźwigarów kratowych w przęśle ródkowym. W tym celu na w kanale ustawiono rusztowanie z drabiny, które umożliwiło oczyszczenie produktów korozji metodą mechaniczną - szczotki stalowej zamontowanej do szlifierki kątownej, a następnie pomiar suwmiarką oczyszczonego kształtownika stanowiącego pas dolny.

9.3.2. Dokumentacja fotograficzna przeprowadzenia czyszczenia i pomiaru



Ustawienie drabiny do pomiaru dźwigara skrajnego od strony dolnej wody



Ustawienie drabiny do pomiaru dźwigara skrajnego od strony górnej wody



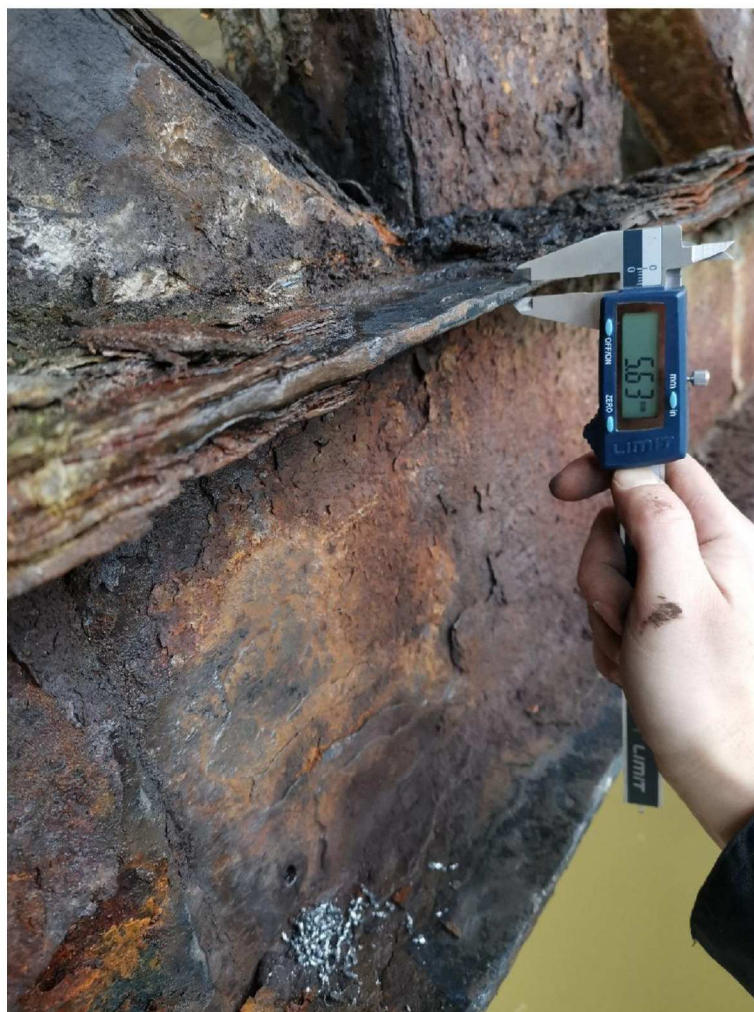
Ustawienie drabiny do pomiaru dźwigara środkowego



Pas dolny kratownicy przed oczyszczeniem z produktów korozji



Pas dolny kratownicy po oczyszczeniu z produktów korozji



Pomiary grubości elementów pasa dolnego kratownicy - po oczyszczeniu z produktów korozji

9.3.3. Rysunek techniczny kształtownika pasa dolnego przed oraz po wystąpieniu uszkodzeń korozyjnych

Kształtownik pasa dolnego:

a) bez uszk. korozyjnych



b) dźwigara skrajnego

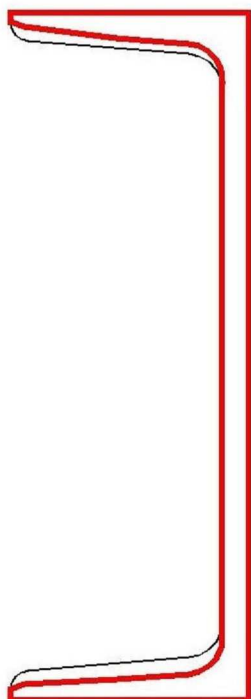


c) dźwigara środkowego

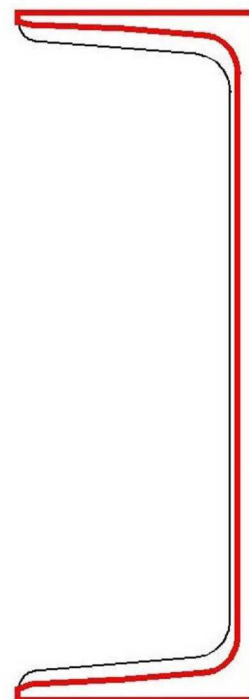


Kształtownik pasa dolnego uszkodzonego korozyjnie (na czerwono) na tle kształtownika bez uszkodzeń korozyjnych:

a) dźwigara skrajnego



c) dźwigara środkowego



9.3.4. Interpretacja uszkodzeń

Wystąpiły bardzo duże uszkodzenia korozyjne.

W przypadku dźwigara skrajnego ubytek przekroju kształtownika stanowi aż 16,5%, natomiast zmniejszenie sztywności kształtownika jest na poziomie 23,3%.

W przypadku dźwigara środkowego ubytek przekroju kształtownika stanowi aż 35,5%, natomiast zmniejszenie sztywności kształtownika jest na poziomie 36,5%.

Ubytek przekroju i zmniejszenie sztywności przekroju są bardzo znaczące i tylko z uwagi na duże przewymiarowanie konstrukcji w trakcie projektowania kładka nie uległa jeszcze zniszczeniu oraz może być w chwili obecnej warunkowo użytkowana przez pieszych.

10.DOKUMENTACJA OBLICZENIOWA

10.1. Informacje wstępne

Z ewidencji Zarządcy drogi wynika, że obiekt wybudowano w roku 1947.

10.2. Cel obliczeń

Celem obliczeń jest sprawdzenie, czy obiekt w aktualnym stanie technicznym spełnia warunki nośności obecnie obowiązującej normy PN-85/S-10030.

10.3. Model obliczeniowy

Obliczenia przeprowadzono za pomocą programu do obliczeń statycznych metodą elementów skończonych (MES). Obiekt zamodelowano elementami prętowymi w przestrzeni trójwymiarowej – model e1p3. Każdy dźwigar główny odzwierciedlono rzeczywistym układem prętów kratownic i nadano mu dokładną charakterystykę kształtownika z którego został on wykonany z uwzględnieniem ubytków korozyjnych. Betonową płytę pomostową odzwierciedlono rusztem prętów podłużnych i poprzecznych o dokładnych charakterystykach wydzielonych elementów.

Obliczenia wykonano w dwóch fazach pracy konstrukcji przed zespoleniem i po zespoleniu. Przed zespoleniem całość obciążeń własnych konstrukcji stalowej i mokrej płyty wraz z szalunkami przejmują tylko stalowe dźwigary kratownicowe. W drugiej fazie pracy - po zespoleniu, obciążenia przejmuje przekrój zespolony z dźwigara kratowego i żelbetowej płyty współpracującej.

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
konstrukcja stalowa kratownicowa	4,15 kN/m	$4,15 \cdot 1,2$ =4,98 kN/m	$4,15 \cdot 0,9$ =3,74 kN/m
mokry beton płyty ustroju nośnego	$0,784 \cdot 26 \text{ kN/m}^3$ =20,38 kN/m	$20,38 \cdot 1,2$ =24,46 kN/m	$20,38 \cdot 0,9$ =18,34 kN/m
izolacja pomostu	$4,00 \cdot 0,01 \cdot 14 \text{ kN/m}^3$ =0,56 kN/m	$0,56 \cdot 1,5$ =0,84 kN/m	$0,56 \cdot 0,9$ =0,50 kN/m
nawierzchnia bitumiczna	$0,05 \cdot 3,93 \cdot 23 \text{ kN/m}^3$ =4,52 kN/m	$4,52 \cdot 1,5$ =6,78 kN/m	$4,52 \cdot 0,9$ =4,07 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 tłumem pieszych, wg normy PN-85/S-10030

W obliczeniach kładek dla pieszych norma zakłada obciążenie użytkowe równomiernie rozłożone na całej szerokości użytkowej chodnika na kładce o wartości $4,0 \text{ kN/m}^2$. Norma nie zakłada uwzględniania dynamiki obciążenia.

10.5. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia normowego tłumem pieszych

Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego obliczono przyjmując rzeczywisty przekrój najbardziej wyężonego dźwigara stalowego, obciążając go siłami wewnętrznymi od obciążeń stałych oraz od obciążeń użytkowych. Na tej podstawie obliczono ekstremalne naprężenia rozciągające w konstrukcji stalowej oraz ekstremalne naprężenia ściskające w płycie żelbetowej. W obliczeniach uwzględniono ubytki korozyjne 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:

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

Suma naprężeń wewnętrznych z I fazy i II fazy pracy konstrukcji zespolonej od obciążeń stałych i zmiennych normowych tłumem pieszych:

- Naprężenia rozciągające w konstrukcji stalowej w dźwigarze skrajnym:

$$\sigma_a = 123,72 \text{ MPa} < R_a = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie są spełnione

- Naprężenia rozciągające w konstrukcji stalowej w dźwigarze środkowym:

$$\sigma_a = 141,90 \text{ MPa} < R_a = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie są spełnione

10.6. Naprężenia wewnętrzne w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia użytkowego pojazdem kategorii 5/S10

Założenia wstępne zgodnie z punktem 10.5.

Z powodu użytkowania kładki przez pojazdy, dokonano sprawdzenia naprężeń wewnętrznych w konstrukcji ustroju nośnego od pojazdu najniższej kategorii obciążenia użytkowego 5/S10 o masie 10 ton.

Suma naprężeń wewnętrznych z I fazy i II fazy pracy konstrukcji zespolonej od obciążeń stałych i zmiennych użytkowych pojazdem kategorii 5/S10:

- Naprężenia rozciągające w konstrukcji stalowej w dźwigarze skrajnym:

$$\sigma_a = 138,45 \text{ MPa} < R_a = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie są spełnione

- Naprężenia rozciągające w konstrukcji stalowej w dźwigarze środkowym:

$$\sigma_a = 161,96 \text{ MPa} > R_a = 154,04 \text{ MPa}$$

Warunki nośności przekroju na zginanie NIE są spełnione

10.7. Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń określono ostatecznie naprężenia w dźwigarach stalowych jako sumę naprężeń z I fazy pracy (przed zespoleniem) oraz II fazy pracy (dźwigar zespolony stalowo-betonowy).

Obliczono, że dźwigary główne są w stanie przenieść normowe obciążenie zmienne kładki tłumem pieszych. **Dźwigary nie są jednak w stanie przenieść obciążeń od pojazdów, nawet najniższej kategorii 5/S10.**

Wedle zaobserwowanego podczas wykonywania ekspertyz użytkowania obiektu przez pojazdy samochodowe dostawcze oraz powyższych wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, które wskazują na przekroczenie naprężeń wewnętrznych w konstrukcji ustroju nośnego od pojazdów użytkowych, należy niezwłocznie - trwale uniemożliwić wjeżdżanie na kładkę pojazdom samochodowym.

11. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM

11.1. Postępowanie docelowe

Obiekt jest w bardzo złym stanie technicznym. Występuje bardzo silna korozja stalowej konstrukcji kratownicowej, która doprowadziła już do znaczących ubytków materiału kształtowników tworzących dźwigar kratowy. W bardzo złym stanie jest także płyta pomostowa, która uległa silnej korozji ługującej betonu oraz samo zbrojenie płyty, które jest silnie skorodowane. Brak podjęcia środków ochronnych skutkujących powstrzymaniem procesów niszczących (przecieki izolacji pomostu, zacieki ze zniszczonych belek gzymsowych) doprowadzi do dalszej degradacji obiektu, a w konsekwencji niemożliwi dalsze użytkowanie obiektu.

Obiekt w obecnym stanie technicznym klasyfikuje się do kapitalnego remontu lub do wymiany na nowy. Aby podjąć decyzję który wariant wybrać dokonano kalkulacji kosztów obu wariantów.

Wariant I.

Wariant I zakłada wykonanie kapitalnego remontu istniejącej konstrukcji przęseł kładki wraz z naprawą i wzmocnieniem starych podpór. Ze względu na stopień uszkodzeń, zakres naprawy starych przęseł jest bardzo szeroki - pełna antykorozja po oczyszczeniu konstrukcji przez piaskowanie, wzmocnienie miejsc, które uległy najsilniejszej korozji oraz remont spodu płyty pomostowej - powierzchniowe skucie i odtworzenie otulin w technologii betonu natryskowego. Dodatkowo wymagana jest wymiana cieknącej izolacji pomostu, a zatem także i nawierzchni chodnika, wykonanie urządzeń dylatacyjnych i nowych gzymsów.

Obliczono, że koszt wykonania remontu w takim zakresie to brutto: **1,098 mln zł.**

Wariant II.

Wariant II zakłada rozbiórkę istniejących przęseł i wykonanie nowych oraz wzmocnienie starych podpór. Ze względu na dość dobry stan techniczny podpór, przy wykonywaniu nowych przęseł stare podpory należy naprawić i wzmocnić koszulką z betonu natryskowego zbrojonego zespolonego z istniejącymi korpusami. Aby nie zwiększać ciężaru przęseł - nie zwiększać obciążeń działających na podpory projektuje się wykonanie nowych przęseł o konstrukcji zbliżonej do obecnych - dźwigary stalowe

zespolone z żelbetową płytą współpracującą. Dźwigary należy wykonać jako dwuteowe walcowane lub blachownicowe. Na nowej płycie wykonana zostanie izolacja nawierzchnia żywiczna, na krawędziach płyty deski gzymsowe i balustrady.

Obliczono, że koszt wykonania przebudowy obiektu w takim zakresie to brutto: **1,821 mln zł.**

Istniejący obiekt wybudowany był w roku 1947, jego wiek to aktualnie 77 lat. Wg rozporządzenia trwałość ustrojów nośnych belkowych jest na poziomie 80 lat, natomiast pomostów płytowych masywnych - 40 lat. Dźwigary główne za 3 lata więc osiągną górną granicę trwałości, a pomost przekroczył już swoją trwałość prawie dwukrotnie.

Analizując koszty wykonania obu powyższych wariantów - kapitalnego remontu istniejących przęseł oraz wymiany przęseł na całkiem nowe, biorąc pod uwagę wiek obiektu oraz możliwość ujawnienia się dodatkowych uszkodzeń bardzo zdegradowanego ustroju nośnego podczas jego całościowego oczyszczania, stwierdza się, że wykonanie kapitalnego remontu kosztem 60,3% wykonania całkiem nowych przęseł, przy uzyskaniu trwałości remontowanego obiektu na poziomie do 25 lat, a przebudowanego 80 lat jest całkowicie nieopłacalne. Obiekt należy w przeciągu najbliższych 3-5 lat zakwalifikować do przebudowy z wymianą ustroju nośnego na nowy przy pozostawieniu istniejących, wzmocnionych podpór.

11.2. Postępowanie bieżące

W trybie pilnym należy wykonać trwałe zabezpieczenie przed możliwością wjazdu na obiekt pojazdów samochodowych, w postaci ustawienia słupka stalowego na fundamencie w środku chodnika na obu dojazdach do kładki.

Poza tym, obiekt zakwalifikowano do przebudowy z wymianą ustroju nośnego na nowy. Do tego czasu należy przeprowadzać jedynie prace związane z utrzymaniem odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa pieszych - naprawę ewentualnych uszkodzeń balustrad i nawierzchni chodnika.

12. WNIOSKI I ZALECENIA KOŃCOWE

Ogólny stan techniczny obiektu jest **bardzo zły**. Doszło do znaczących uszkodzeń korozyjnych konstrukcji stalowej i płyty pomostowej, co spowodowane zostało wieloletnim zalewaniem konstrukcji przez wody opadowe w wyniku zniszczenia belek gzymsowych oraz w wyniku przecieków przez uszkodzenia nawierzchni nad szczelinami dylatacyjnymi (brak urządzeń dylatacyjnych).

Dokonano analizy ekonomicznej przeprowadzenia kapitalnego remontu istniejących przęseł i podpór oraz wymiany ich na nowe i stwierdzono, że brak jest uzasadnienia na naprawę tak silnie uszkodzonej konstrukcji, która wiekowo dożyła już końca swojego okresu planowanej eksploatacji. Kapitałny remont obiektu stanowi 60% kosztów wymiany przęseł na nowe, a odremontowana konstrukcja mogłaby być eksploatowana przez co najwyżej 25 lat, w porównaniu z 80-letnią trwałością nowych przęseł.

W przeciągu najbliższych 3-5 lat należy obiekt przebudować. Istniejąca konstrukcja pomimo uszkodzeń korozyjnych przenosi jeszcze obciążenia użytkowe tłumem pieszych, stąd można ją w tym czasie bezpiecznie eksploatować, o ile jej stan nie ulegnie diametralnemu pogorszeniu. Ze względu na szybki postęp uszkodzeń korozyjnych niezabezpieczonej powłokami malarskimi oraz stale zalewanej przez uszkodzone gzymsy i szczeliny dylatacyjne konstrukcji, należy po dwóch latach przeprowadzić powtórna ekspertyzę obiektu, zawierającą:

- powtórne pomiary niwelacyjne ugięć przęseł,
- powtórna ocenę stanu technicznego wraz z pomiarami geometrycznymi pasa dolnego kratownicy w miejscu największych uszkodzeń korozyjnych - okolice środka przęsła nurtowego po oczyszczeniu go z produktów korozji,
- powtórne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, które wykażą, czy dalszy proces korozyjny nie spowoduje przekroczenia naprężeń w konstrukcji ustroju nośnego od obciążenia użytkowego tłumem pieszych.

Aktualnie należy w trybie pilnym trwale uniemożliwić wjazd pojazdom samochodowym na kładkę, gdyż nawet najniższa kategoria obciążenia użytkowego powoduje przekroczenie dopuszczalnych naprężeń w starej, skorodowanej konstrukcji.

mgr inż. Damian Ziółkowski

uprawnienia do projektowania:
WKP/0112/P.OOM/12
uprawnienia do kierowania robotami budowlanymi:
WKP/0253/OWOM/14
bez ograniczeń w specjalności mostowej

ul. Czernika 3, 60-194 Poznań
tel. 666-473-110, e-mail: ziolkowski.damian@wp.pl

