

ZLECENIODAWCA

**STAROSTWO POWIATOWE W PABIANICACH
WYDZIAŁ DRÓG I MOSTÓW
UL. PIŁSUDKSIEGO 2
95-200 PABIANICE**



EKSPERTYZA

**mostu na rzece Ner (JNI 01003044)
w miejscowości Puczniew**



Funkcja	Imię i Nazwisko	Uprawnienia	Podpis
Autor	dr inż. Jakub Jan Jarosz	LOD/2872/PBM/16	

Łódź, luty 2024



Spis treści

1. Wstęp	2
1.1. Podstawa opracowania	2
1.2. Przedmiot opracowania	3
1.3. Cel i zakres opracowania	4
2. Opis obiektu	4
2.1. Podstawowe dane techniczne	4
3. Inwentaryzacja	5
3.1. Oględziny obiektu	5
3.2. Inwentaryzacja geodezyjna	11
3.2.1. Spadki poprzeczne	12
3.2.2. Spadki podłużne	12
3.2.3. Ugięcia	13
4. Uszkodzenia	14
4.1. Korozyjna degradacja obiektu	14
4.2. Destrukcyjna degradacja obiektu	16
4.3. Przeciężeniowa degradacja obiektu	19
5. Badania diagnostyczne	20
6. Analiza nośności	24
6.1. Metodologia obliczeń	24
6.2. Założenia materiałowe	24
6.3. Zestawienie obciążeń	24
6.4. Obliczenia	24
6.4.1. Założenia	24
6.4.2. Sprawdzenie ścinania	25
6.4.3. Sprawdzenie zginania	25
7. Wnioski i zalecenia	26
8. Spis ilustracji	27
8.1. Spis rysunków	27
8.2. Spis fotografii	27
8.3. Spis wykresów	28
8.4. Spis tabel	28
9. Załączniki	28



1. Wstęp

1.1. Podstawa opracowania

Podstawą formalną opracowania jest umowa o dzieło nr KP.2151.1.2024 z dn. 19.01.2024 r.

Ponadto, opracowując ekspertyzę, korzystano z następujących pozycji piśmiennictwa, norm, wytycznych i materiałów archiwalnych:

- [1] Protokół okresowej kontroli rocznej nr M11/2023 z dn. 29.11.2023 r.
- [2] Karty przeglądu podstawowego obiektu mostowego z dn. 22.05.1997 r., 12.05.1998 r., 18.04.2000 r.
- [3] Projekt techniczny remontu mostu żelbetowego w Puczniewie, kwiecień 1994 r.
- [4] Załącznik do Zarządzenia nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dn. 1 czerwca 2004 r. – „Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych”
- [5] Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, Jan Bień, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności sp. z o.o., Warszawa 2010
- [6] Mosty betonowe. Wymiarowanie i konstruowanie, Arkadiusz Madaj, Witold Wołowicki, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności sp. z o.o., Warszawa 1998
- [7] PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [8] PN-EN 1992-2 Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 2: Mosty z betonu. Obliczanie i reguły konstrukcyjne
- [9] PN-B-03261:1958 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe - Obliczenia statyczne i projektowanie
- [10] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ścislenie próbek do badania
- [11] PN-EN 12504-1:2019-08 Badania betonu w konstrukcjach - Część 1: Odwierty rdzeniowe - Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ścislenie
- [12] PN-EN 13791:2019-12 Ocena wytrzymałości betonu na ścislenie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- [13] Problemy napraw i wzmocnień żelbetowych podpór mostowych, Andrzej Jarominiak, Drogownictwo, 11/2020
- [14] Zabezpieczenie przed rozmyciem dna cieków przy filarach mostów, Andrzej Jarominiak, Drogownictwo, 10/2016

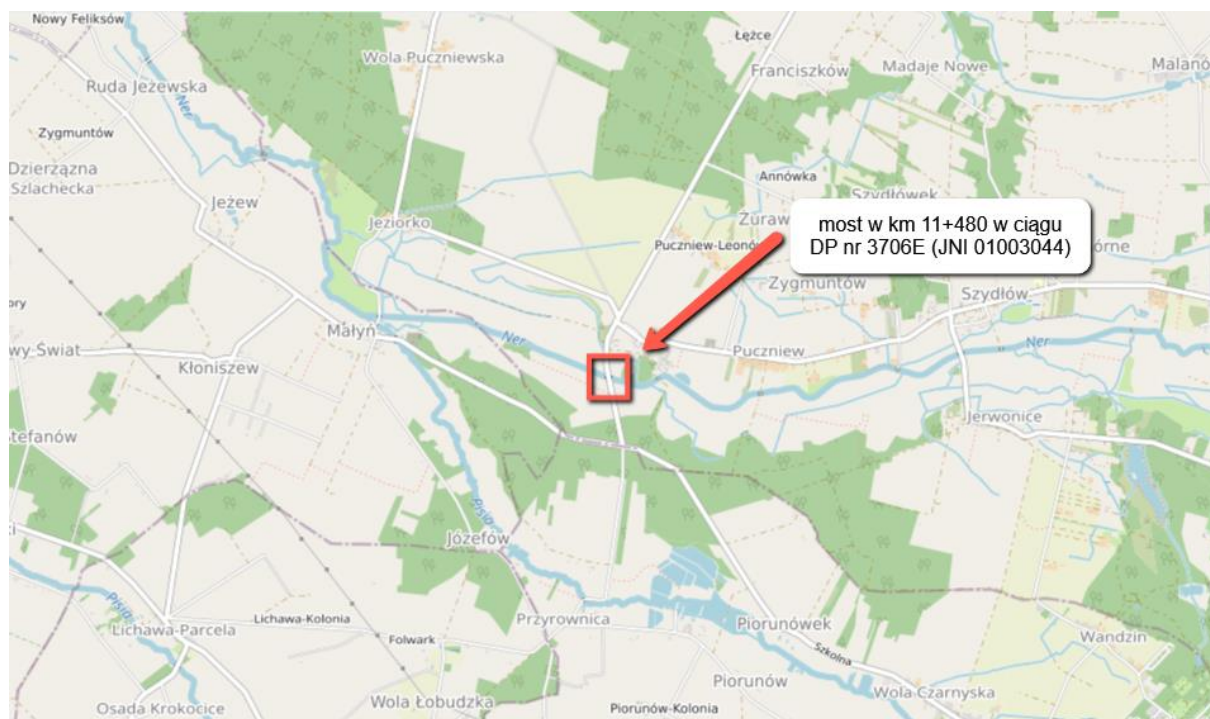


1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest most nad rzeką Ner, usytuowany w ciągu drogi powiatowej nr 3706E, w km 11+480, o jednolitym numerze inwentarzowym 01003044. Obiekt znajduje się w miejscowości Puczniw, w gm. Lutomiersk. Lokalizację obiektu wskazano na rys. 1 i 2.



Rysunek 1. Lokalizacja badanego mostu na rzece Ner (mapa powiatu)



Rysunek 2. Lokalizacja badanego mostu na rzece Ner (GEOPORTAL)

1.3. Cel i zakres opracowania

Celem ekspertyzy jest ustalenie przydatności obiektu do użytkowania, ocena aktualnej nośności i stanu technicznego mostu, ustalenie zakresu prac wzmacniających i naprawczych, oraz sformułowanie wniosków dotyczących sposobu jego dalszego użytkowania.

Opracowanie swoim zakresem obejmuje:

- inwentaryzację obiektu,
- badania diagnostyczne,
- pomiary ugięć i przemieszczeń konstrukcji,
- obliczenia wytrzymałości konstrukcji,
- ocenę stanu technicznego i nośności obiektu,
- wnioski końcowe.

2. Opis obiektu

2.1. Podstawowe dane techniczne

Obiekt jest dwuprzęsłowym mostem o długości całkowitej równej 33 m i szerokości 7,56 m. Rozpiętość teoretyczna przęseł wynosi 11,75 m. Ustrój nośny mostu stanowi żelbetowa płyta ciągła o grubości 75 cm. Podpory wykonano jako masywne, żelbetowe. Monolityczne przyczółki stanowią ściany czołowe oraz równoległe do osi drogi ściany boczne. Filar nurtowy, wykonany jako ścianowy, ma zmienną grubość – od 1,1 m do ok. 1,5 m. Zestawienie podstawowych parametrów technicznych obiektu przedstawiono w poniższej tabeli (Tabela 1).



Parametr	Wartość
Długość całkowita obiektu (ze skrzydłami)	33 m
Długość ustroju nośnego	24,15 m
Rozpiętość w świetle (między przyczółkami)	22,85 m
Szerokość całkowita	7,56 m
Szerokość jezdni	6,02 m
Kąt skosu	70°
Ilość przęseł	2
Rok budowy	1951

Tabela 1. Podstawowe parametry techniczne

3. Inwentaryzacja

3.1. Oględziny obiektu

Oględziny obiektu odbyły się w dn. 19.01.2024 r. (piątek). Objęły one wszystkie elementy konstrukcyjne zlokalizowane powyżej poziomu gruntu, oraz wyposażenie, tj.: płytę pomostu wraz z gzymsami, oba przyczółki, filar pośredni, oparcie płyty na podporach, jezdnię, balustrady, dojazdy i stożki nasypowe. Po wejściu pod spód ustroju nośnego od strony południowej, na przyczółku były widoczne typowe objawy procesu korozyjnej degradacji betonu zbrojonego, tj. utrata szczelności otuliny, ślady wycieków i odspojenia warstwy betonu ochronnego. Wykonano dokumentację fotograficzną uszkodzeń, którą przedstawia się poniżej.



Fot. 1. Utrata ciągłości poręczy balustrad na dojeździe od strony południowej, po lewej stronie



Fot. 2. Pocięty pochwył balustrady na dojeździe od strony południowej



Fot. 3. Utrata ciągłości poręczy balustrad na dojeździe od strony południowej, po prawej stronie



Fot. 4. Pęknięcie warstwy nawierzchni asfaltowej na styku ustroju nośnego i ścianki zapleczonej przyczółka od strony północnej



Fot. 5. Nierówność nawierzchni drogowej na styku ustroju nośnego i przyczółka od strony północnej



Fot. 6. Ubytek nawierzchni asfaltowej na dojeździe od strony południowej (widoczna warstwa z kostki kamiennej pod spodem)



Fot. 7. Charakterystyczne skutki procesu korozyjnej degradacji przyczółka od strony miejscowości Przyrownica



Fot. 8. Kolejne fazy procesu korozyjnej degradacji żelbetowego przyczółka – destrukcja betonowej otuliny ochronnej, ubytki betonu i odsłonięcie zbrojenia, inicjacja korozji prętów, wegetacja roślin przyspieszająca proces degradacji



Fot. 9. Podmycie filara od strony północnej



Fot. 10. Podmycie przyczółka od strony północnej, ubytki betonu ustroju nośnego na podparciu



Fot. 11. Zbliżenie na podmycie przyczółka (widok od strony zachodniej)



Fot. 12. Odspojenie otuliny i odsłonięcie prętów zbrojenia od spodu płyty nośnej

3.2. Inwentaryzacja geodezyjna

W dn. 20.01.2024 r. dokonano kompleksowych pomiarów geodezyjnych przedmiotowego obiektu mostowego. Lokalizację graficzną punktów wraz z rzędnymi przedstawiono w załączniku 3. Przy wykorzystaniu trzech stanowisk geodezyjnych, pomierzono górną powierzchnię pomostu (gzymsy i jezdnię), przyczółki, filar i spód ustroju nośnego. Stanowiska geodezyjne rozplanowano po obu stronach dojazdu od miejscowości Franciszków, oraz pod pomostem od strony południowej.



Fot. 13. Stanowisko geodezyjne nr 1 (po prawej stronie dojazdu od strony północnej)



Fot. 14. Stanowisko geodezyjne nr 2 (po lewej stronie dojazdu od strony północnej)

Stanowisko geodezyjne nr 1 posłużyło do pomiaru punktów położonych na górnej powierzchni pomostu i spodu ustroju nośnego obu przęseł, od strony zachodniej; stanowisko nr 2 służyło do pomiaru punktów na spodzie ustroju nośnego od strony wschodniej i wzdłuż osi przęsła północnego, a stanowisko nr 3 (pod pomostem) – do pomiaru spodu, w osi od strony południowej.

3.2.1. Spadki poprzeczne

Żelbetowy ustrój nośny został ukształtowany w przekroju poprzecznym daszkowym, o czym poświadczą oględziny wizualne (Fot. 15), potwierdzone pomiarami geodezyjnymi. Jeźdnia również ukształtowana jest w przekroju daszkowym, o spadku mieszczącym się od wartości -1,3%, do -2,4% (zał. 3).



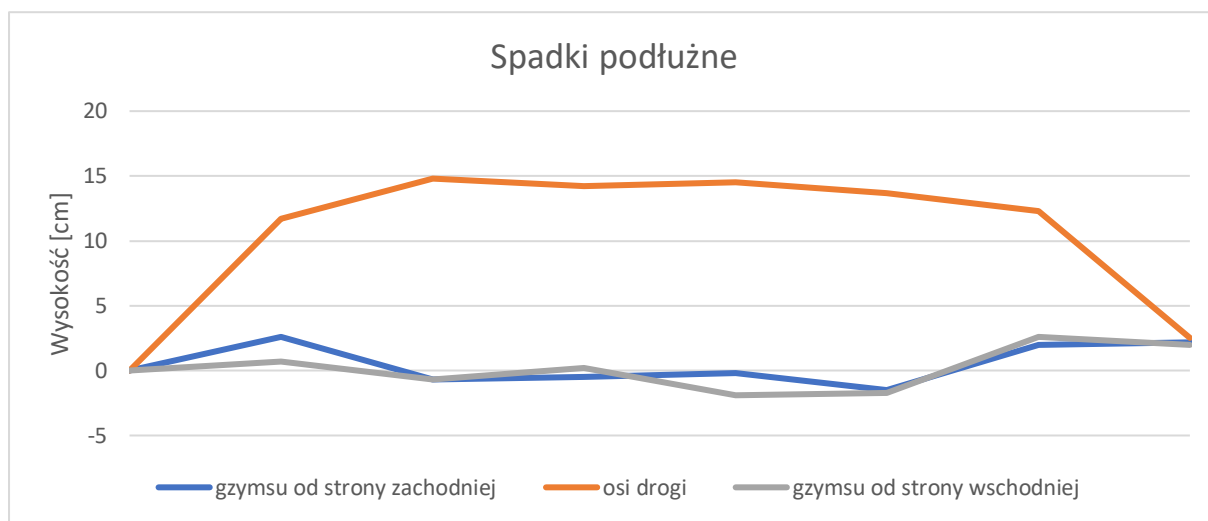
Fot. 15. Widok na spód ustroju od strony północnego przyczółka

3.2.2. Spadki podłużne

Spadki podłużne pomostu przedstawiono wzdłuż całej długości obiektu, między skrzydłami, na poniżej załączonym wykresie (Wykres 1). Pochylenie niwelety osi drogi waha się od wartości 0,6% w okolicach dojazdów, do pochylenia zerowego przy filarze pośrednim. Pochylenie gzymsów nie jest



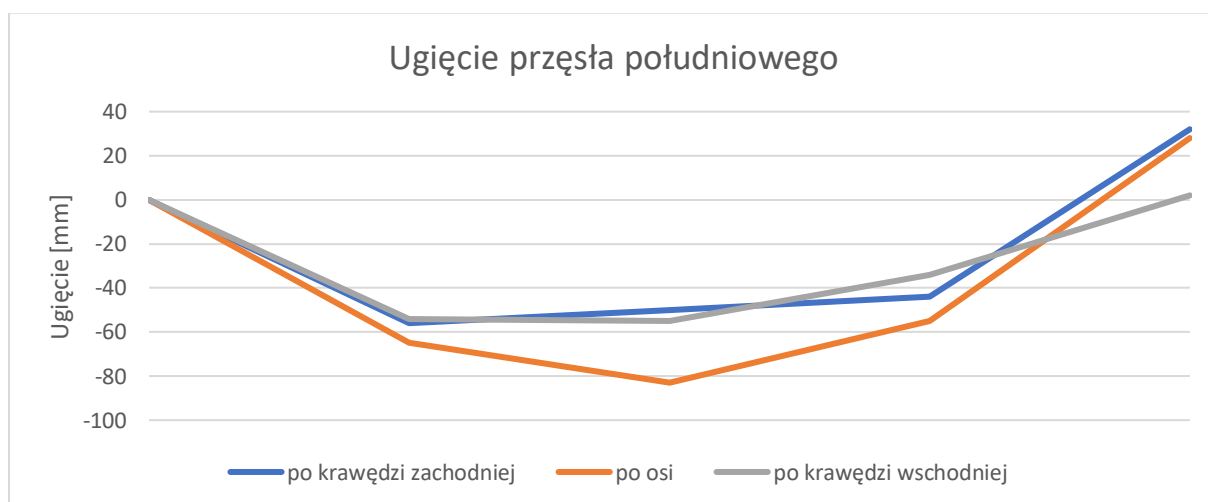
znaczne, ale w centrum obiektu zwraca się ku dołowi, co może świadczyć o tym, że w celu zachowania niwelety drogowej nadbudowywano nawierzchnie drogowe.



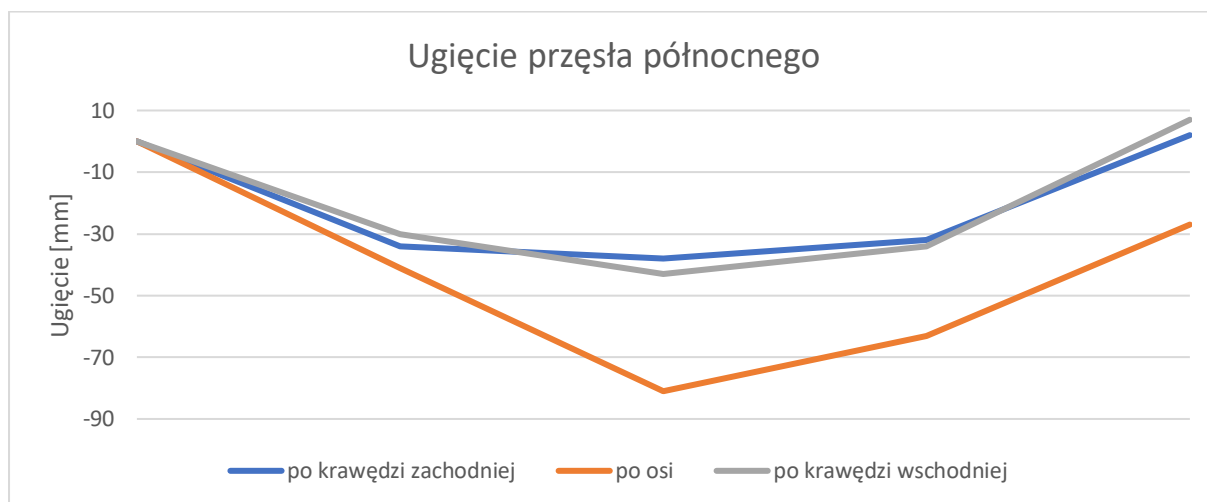
Wykres 1. Spadki podłużne pomostu

3.2.3. Ugięcia

Dokonane w dn. 20.01.2024 r. pomiary geodezyjne wykazały ugięcia przęseł przedstawione na poniższych wykresach (Wykres 2 i Wykres 3). Maksymalne ugięcia obu przęseł wynoszą ok. 8 cm (w osi). Krawędzie przęseł, z uwagi na wzmocnienie przekroju gzymsem, uginają się mniej – ugięcia krawędziowe wynosi od ok. 4 cm dla przęsła północnego, do ok. 5,5 cm dla przęsła południowego.



Wykres 2. Ugięcie przęsła od strony miejscowości Przyrownica



Wykres 3. Ugięcie przęsła od strony miejscowości Franciszków

4. Uszkodzenia

4.1. Korozyjna degradacja obiektu

Jednym z podstawowych zjawisk, które spowodowało degradację przedmiotowego mostu jest korozja prętów zbrojeniowych. Korozja ta rozpoczęła się od powierzchni betonu i postępowała w głąb, powodując niszczenie metali. Proces degradacji obiektu związany jest przede wszystkim ze zjawiskiem karbonatyzacji, czyli zobojętnienia betonu, oraz z ewentualnym oddziaływaniem innych substancji agresywnych chemicznie, np. chlorków, siarczanów lub azotanów. Wpływ na przebieg zjawisk korozyjnych mogła mieć również akumulacja oddziaływania mechanizmów biologicznych (mikroorganizmów i roślin), wpływających na utrzymywanie się długotrwałego zawilgocenia konstrukcji.



Fot. 16. Przyczółek od strony południowej – zarysowania otuliny i wycieki produktów korozji zbrojenia



Obecnie w konstrukcji mostu nad Nerem otulina nie zapewnia ochrony zbrojenia przed korozją, bo roztwór znajdujący się w porach betonu nie posiada odczynu zasadowego. Zostało to spowodowane wnikaniem zawartego w powietrzu dwutlenku węgla CO_2 , penetracją jonów chlorkowych Cl^- , a także wnikaniem wody w głąb betonu. Zawarty w powietrzu dwutlenek węgla CO_2 , penetrując element betonu, tworzy z wodą znajdującą się w porach kwas węglowy H_2CO_3 . Kwas węglowy wchodzi w reakcję z wodorotlenkiem wapnia $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ powodując jego przemianę w węglan wapniowy CaCO_3 . Proces ten spowodował stopniowe uwęglanowanie zewnętrznych warstw betonu, a w efekcie obniżył wartości pH i ochronne właściwości otuliny.



Fot. 17. Pęknięcie i odspojenie otuliny na bocznej powierzchni przęsła od strony południowej

Skarbonatyzowana warstwa betonu objęła otulinę, co spowodowało zniszczenie pasywnej warstwy ochronnej na stali i inicjację korozji prętów zbrojenia. Na skutek czynników atmosferycznych, oraz z uwagi na dostęp tlenu i wilgoci, tempo procesu korozji stali zbrojeniowej było najpewniej duże. Rosnąca objętość produktów korozji powodowała i powoduje powstanie zwiększających się naprężeń w betonie ochronnym, utratę ciągłości i dalsze ubytki otuliny.

Pozbawione otuliny pręty zbrojenia ulegają przyspieszonej korozji, której produkty będące mieszaniną różnych związków chemicznych zwiększają się do wielkości nawet pięciokrotnie większej niż objętość stali, z której powstały.



Fot. 18. Podparcie przęsła na przyczółku od strony południowej – odsłonięcie otuliny, odsłonięcie prętów zbrojenia i ubytek materiału prętów zbrojenia

4.2. Destrukcyjna degradacja obiektu

Na pogorszenie cech fizycznych i chemicznych materiału elementów mostu wpłynęły mechanizmy takie jak: cykliczne zamarzanie/odmarzanie, krystalizacja, skurcz, wmywanie, oddziaływania substancji agresywnych, oddziaływania mikroorganizmów i oddziaływania roślin. Największe znaczenie mają mechanizmy o charakterze fizycznym, czyli zamarzanie i odmarzanie wody w porach betonu, tworzenie się i wzrost kryształów oraz skurcz betonu powodujące powstawanie wewnętrznych naprężeń w materiale, a także wmywanie rozpuszczalnych składników betonu w wyniku penetracji wody.



Fot. 19. Destrukcja i ubytek betonu spowodowane cyklicznym zamarzaniem i odmarzaniem wody w strefie styku pomostu z przyczółkiem od strony północnej



Na destrukcję betonu obiektu mogły również wpłynąć reakcje pomiędzy składnikami betonu a substancjami agresywnymi działającymi z zewnątrz. Czynnikiem destrukcyjnymi mogły być również te związane z mechanizmami o podłożu biologicznym, tzn. oddziaływaniem mikroorganizmów lub roślin.



Fot. 20. Wymywanie rozpuszczalnych składników betonu – osady widoczne na powierzchni przyczółka od strony południowej

Akumulacja organicznych zanieczyszczeń na powierzchni konstrukcji betonowej powoduje przyspieszenie procesu destrukcyjnej degradacji betonu. Głównym czynnikiem jest długotrwałe zwiększone zawilgocenie konstrukcji oraz wykorzystywanie przez organizmy materiału konstrukcji jako substancji odżywczej.



Fot. 21. Wegetacja roślin na ławie przyczółka od strony północnej



Fot. 22. Zanieczyszczenia organiczne zatrzymujące się na filarze nurtowym

Kolejnym czynnikiem destrukcyjnej degradacji obiektu są wiry powodujące lokalne rozmycia w okolicach filara pośredniego i przyczółka północnego. Wiry te powstają w wyniku utrudnienia przepływu wody przez podporę i zwiększenie jej prędkości. Od strony góry cieku występuje fala czołowa i nurty cieku są przekierowywane. Nurty tworzą wiry zwane podkowiastymi, które wynoszą cząstki z otoczenia podpór.

Poza wirami podkowiastymi wokół filara i w okolicach przyczółków występują również tzw. Wiry śladu wodnego (toru wodnego lub kilwateru). One rozmywają dno cieku. Intensywność wirów śladu

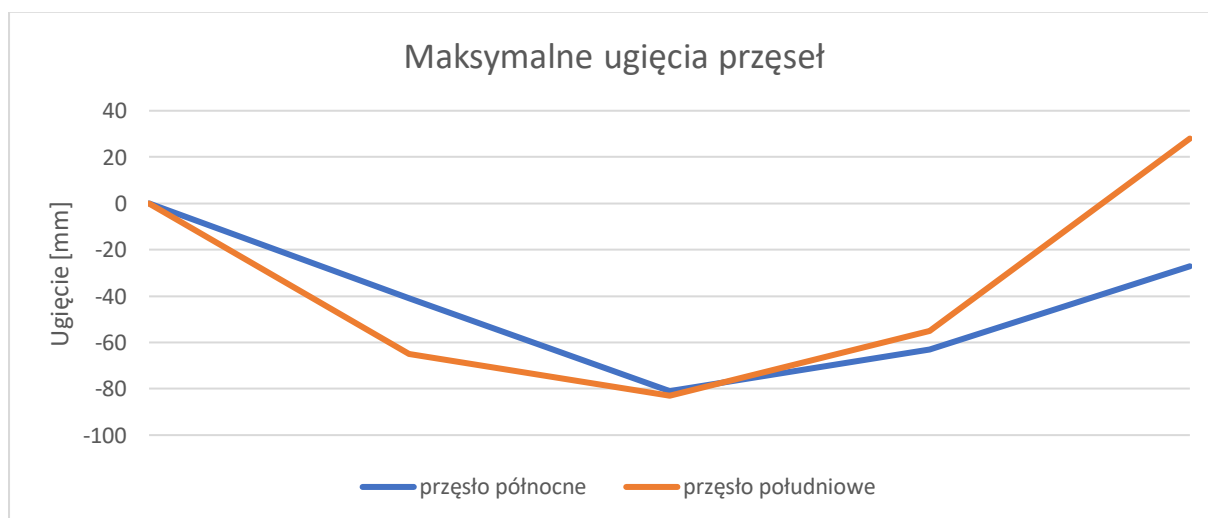


wodnego gwałtownie maleje z oddalaniem się ich od podpór. Dlatego od dołu cieku osadzany jest materiał gruntowy.

4.3. Przeciżeniowa degradacja obiektu

Przedmiotowy obiekt został wybudowany w 1951 r. Od tamtej pory średni dobowy ruch roczny zwiększył się wielokrotnie. Zwiększeniu uległy również obciążenia normowe, które są podstawą projektowania obiektów drogowych. Wobec powyższego, procesy degradacyjne zaistniałe w obiekcie związane są również z przenoszeniem przez betonową konstrukcję obciążeń, jakie nie mogły być przewidziane w trakcie projektowania tego mostu. Ponadto nadmierne obciążenie konstrukcji mogło być spowodowane oddziaływaniem wysokich temperatur (np. latem w 2016 r., wskutek zjawiska pogodowego El Nino), lub skrajnie mroźnych warunków zimowych (zimy w latach 1962/1963, 1978/1979, 1986/1987).

Skutkiem procesu przeciżeniowej degradacji mostu są deformacje jego elementów lub zmiany ich położenia, i ubytki materiału. Trwałe ugięcia przęsła wynoszą ok. 8 cm, co stanowi ok. $\frac{1}{150}$ rozpiętości teoretycznej przęsła (Wykres 4). Ze spadków podłużnych mierzonych po krawędzi gzymsów (Wykres 1) można wywnioskować, że nastąpiło nierównomierne przemieszczenie środkowej części ustroju nośnego. Z pomiarów geodezyjnych (Wykres 1) wynika, że nasypy na dojazdach mocno osiadły w stosunku do przyczółków, co świadczy o tym, że ewentualnie zastosowane płyty przejściowe nie spełniają już swojej roli. Zaprawiona rysa na skrzydle przyczółka północnego stanowi dowód na utratę ciągłości materiału w wyniku działania nadmiernych przeciżeń konstrukcji.



Wykres 4. Graficzne przedstawienie stałej deformacji przęsła, w wyniku obciążeń stałych konstrukcji



Fot. 23. Zaprawiona rysa wynikła z przeciążeń konstrukcji – zachodnia strona przyczółka północnego

5. Badania diagnostyczne

W dn. 19.01.2024 r. rozpoczęto badania diagnostyczne mostu. Pobrano 4 odwierty rdzeniowe w celu zbadania faktycznej wytrzymałości na ściskanie betonu. Pobrano jedną próbkę z korpusu przyczółka północnego (Fot. 24), jedną próbkę z części bocznej przyczółka południowego (Fot. 26), i dwie próbki z ustroju nośnego (Fot. 25 i Fot. 26). Odwierty wykonano o średnicy 99 mm i długości mieszczącej się w zakresie od 140 mm do 180 mm. Po pobraniu próbek, otwory po odwiertach wypełniono zaprawą.

Próbki ponumerowano jako:

- próbka nr 1 – z przyczółka po stronie południowej,
- próbka nr 2 – z ustroju nośnego, od strony południowej;
- próbka nr 3 – z ustroju nośnego, od strony północnej;
- próbka nr 4 – z przyczółka po stronie północnej.

Badaniom w maszynie wytrzymałościowej poddano próbki sprowadzone do wymiarów 99 mm średnicy i 99 mm wysokości (stosunek średnicy do wysokości wynoszący 1:1). Powierzchnię, do której przykładano obciążenie, przygotowano poprzez szlifowanie, uzyskując odpowiednią płaskość zgodnie z wymaganiami normowymi. Wyniki badań przedstawiono w poniższej tabeli (Tabela 2).



Numer odwiertu	Średnica próbki d [mm]	Wysokość próbki h [mm]	Gęstość naturalna [kg/m ³]	Siła niszcząca F [kN]	Wytrzymałość na ściskanie f _{c,1:1 core} [MPa]
1	99	99	2281	379,4	49,3
2	99	99	2310	391,0	50,8
3	99	99	2271	287,5	37,4
4	99	99	2327	306,6	39,8

Tabela 2. Wyniki badań laboratoryjnych



Fot. 24. Rozmontowywanie stanowiska do pobrania próbki nr 1 – z korpusu przyczółka od strony północnej



Fot. 25. Pobieranie próbki nr 2 – z ustroju nośnego, od strony dojazdu z miejscowości Przyrownica



Fot. 26. Widok na miejsce pobrania próbki nr 3 – z ustroju niosącego, oraz pobieranie próbki nr 4 – z przyczółka od strony miejscowości Franciszków



Fot. 27. Widoczne w pobranej próbce wewnętrzne spękania, raki i korozja betonu



Fot. 28. Betonowe próbki walcowe z odwiertów rdzeniowych



6. Analiza nośności

6.1. Metodologia obliczeń

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych elementów mostu wykorzystano zasady mechaniki budowli, liniowej teorii sprężystości oraz metodę stanów granicznych. Obliczeń dokonano z wykorzystaniem metod analitycznych. Konstrukcję przęseł obciążono ciężarem własnym, ciężarem wyposażenia oraz obciążeniem ruchomym na jednym pasie ruchu, o ciężarze charakterystycznym 2 t.

6.2. Założenia materiałowe

Do obliczeń ustroju nośnego przyjmuje się wielkość wytrzymałości wynikającą z najniższej wartości tej wytrzymałości, jaką otrzymano z próbek pobranych z konstrukcji pomostu (odwierty nr 2 i 3), tj. $f_c = 0,82 \cdot f_{c,1:1 \text{ core}} = 30,67 \text{ MPa}$. Gęstość przyjmuje się jako średnią z dwóch próbek, tj. $\rho = 2290,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$.

6.3. Zestawienie obciążeń

Do obliczeń przyjęto następujące obciążenia charakterystyczne:

- ciężar własny żelbetowego ustroju nośnego (z uwzględnieniem dodatku na zbrojenie) –
 $\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- warstwy nawierzchni drogowej:
 - warstwa z asfaltu lanego, gr. 5 cm – $\gamma = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 - kostka kamienna, gr. 6 cm – $\gamma = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 - podsypka piaskowa, gr. 3 cm – $\gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 - izolacja bitumiczna, gr. 1 cm – $\gamma = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- obciążenie użytkowe w postaci jednej osi o ciężarze całkowitym równym 20 kN (dwie masy 1 t, w rozstawie poprzecznym 1,8 m)

6.4. Obliczenia

6.4.1. Założenia

Z uwagi na to, że nie ma dokumentacji pierwotnej (archiwalnej) obiektu, to zakłada się, że:

- na ścinanie pracuje tylko przekrój betonowy,
- na zginanie, w strefie rozciąganej przekroju, pracuje tylko zbrojenie minimalne wynikające z normy PN-B-03261:1958.

Ponadto przyjmuje się, że:

- współczynnik bezpieczeństwa po stronie obciążenia stałego wynosi $\gamma_G = 1,35$;
- współczynnik bezpieczeństwa po stronie obciążenia ruchomego wynosi $\gamma_Q = 1,5$;
- częściowy współczynnik materiałowy dla:
 - stali zbrojeniowej wynosi $\gamma_s = 1,15$ (sytuacja trwała i przejściowa);
 - betonu wynosi $\gamma_c = 1,4$ (sytuacja trwała i przejściowa);
- moduł sprężystości, jak dla betonu klasy C30/37, wynosi $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$,
- dla prętów głównych konstrukcji zastosowano stal zbrojeniową klasy 18G2 o charakterystycznej granicy plastyczności równej $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$.



6.4.2. Sprawdzenie ścinania

6.4.2.1. Siły obliczeniowe

W poniższej tabeli (Tabela 3) przedstawiono maksymalne, obliczeniowe siły ścinające w przekroju podpory pośredniej, działające na pasmo ustroju nośnego o szerokości 1 m.

Rodzaj obciążenia	Siła obliczeniowa [kN/m]
ciężar własny	178,2
wyposażenie	34,2
obciążenie użytkowe	15
$\Sigma=$	227,4

Tabela 3. Obliczeniowe siły ścinające

6.4.2.2. Nośność na ścinanie

W poniższej tabeli (Tabela 4) przedstawiono wyliczenie nośności na ścinanie przekroju betonowego ustroju nośnego.

Parametr	Wartość
wytrzymałość na ściskanie f_{ck}	30,67 MPa
wysokość użyteczna d	725 mm
współczynnik k	1,535
V_{min}	0,365 MPa
szerokość strefy rozciąganej b_w	1000 mm
naprężenie normalne $\bar{\sigma}_{cp}$	0 MPa
współczynnik k_1	0,15
nośność V_{Rd}	265 kN

Tabela 4. Obliczenia nośności na ścinanie

6.4.2.3. Wniosek

Nośność na ścinanie przekroju betonowego ustroju nośnego jest większa niż działająca siła obliczeniowa:

$$V_{Rd} = 265 \text{ kN} > V_{Ed} = 227,4 \text{ kN}$$

6.4.3. Sprawdzenie zginania

6.4.3.1. Obliczeniowe momenty zginające

W poniższej tabeli (Tabela 5) przedstawiono maksymalne, obliczeniowe momenty zginające w przekroju podpory pośredniej, działające na pasmo ustroju nośnego o szerokości 1 m.

Rodzaj obciążenia	Moment obliczeniowy [kNm/m]
ciężar własny	383,5
wyposażenie	73,5
obciążenie użytkowe	15,5
$\Sigma=$	472,5

Tabela 5. Obliczeniowe momenty zginające



6.4.3.2. Nośność na zginanie

W poniższej tabeli (Tabela 6) przedstawiono wyliczenie nośności na zginanie żelbetowego przekroju podporowego ustroju nośnego.

Parametr	Wartość
moduł sprężystości stali E_s	210 GPa
moduł sprężystości betonu E_{cm}	32 GPa
szerokość pasma b	1 m
wysokość użyteczna d	725 mm
pole przekroju zbrojenia rozciąganego A_s	22,5 cm ²
stosunek modułów sprężystości α	6,56
położenie osi obojętnej x	132 mm
obliczeniowy moment zginający	472,5 kNm
naprężenia ściskające w betonie	10,49 MPa
ramię sił wewnętrznych z	0,681 m
naprężenie stali σ_s	308,4 MPa

Tabela 6. Obliczenia nośności na zginanie

6.4.3.3. Wniosek

Naprężenia w stali rozciąganey są mniejsze niż naprężenia dopuszczalne:

$$\sigma_{smax} = 308,4 \text{ MPa} < \sigma_{sdop} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355 \text{ MPa}}{1,15} = 308,7 \text{ MPa}$$

7. Wnioski i zalecenia

Przedmiotowy obiekt jest u kresu swojej żywotności, co jest naturalnym biegiem rzeczy, szczególnie biorąc pod uwagę, że obiekt został wybudowany w 1951 r. Obiekt bez zbędnej zwłoki należy zastąpić mostem całkowicie nowym. Istniejące elementy wykazują się na tyle dużą degradacją, że nie zaleca się ich wykorzystania do przebudowy. Ruch i tonaż występujący na obiekcie należy ograniczyć, oraz prowadzić ciągły monitoring, którego wyniki będą podstawą do podjęcia niektórych z wylistowanych poniżej działań, lub działań innych niż wymienione.

Zaleca się:

1. Zakazać wjazdu na most pojazdom o ciężarze przekraczającym 2 t (np. poprzez zastosowanie znaku B-18).
2. Skutecznie ograniczyć przejazd jezdnią mostu równocześnie dwóm pojazdom, np. poprzez zawężenie jezdni wygrodeniem, oraz ustawienie znaków B-31 (pierwszeństwo dla nadjeżdżających z naprzeciwka) i D-5 (pierwszeństwo na zawężonym odcinku jezdni).
3. Dokonać bieżących napraw:
 - a. uzupełnić ubytki w warstwach nawierzchni jezdni,
 - b. wyremontować balustrady,
 - c. zabezpieczyć antykorozyjnie powierzchnię gzymsów,
 - d. dokonać naprawy powierzchni ustroju nośnego i podpór – dokonać iniekcji rys, uzupełnić ubytki (szczególnie ubytki podpór wynikające z podmycia, oraz miejsca z odsłoniętymi prętami zbrojeniowymi), zabezpieczyć antykorozyjnie;
 - e. usunąć zanieczyszczenia organiczne, szczególnie zanieczyszczenia napierające na filar rzeczny mostu.



4. Filar rzeczny oraz przyczółek północny należy zabezpieczyć przed rozmyciem poprzez wykonanie narzutu kamiennego o szerokości 1,5 m. Dopuszcza się zastosowanie metod ekwiwalentnych, np. ułożenie worków/mat wypełnionych zaprawą cementową, systemu przegubowych mat z bloków betonowych, prefabrykatów lub mat z koszy siatkowych.
5. Zamontować repery geodezyjne:
 - a. po obu stronach każdego przęsła – na podporach i w środku rozpiętości (12 szt.),
 - b. po obu stronach filara i przyczółków (6 szt.).
6. Prowadzić monitoring geodezyjny mostu, polegający na comiesięcznym dokonywaniu pomiarów zamontowanych reperów.
7. Jeśli wyniki comiesięcznych pomiarów geodezyjnych będą świadczyć o postępującej degradacji mostu, obiekt należało będzie zamknąć dla ruchu.
8. Bezwzględnie przystąpić do działań zmierzających do budowy nowego obiektu. Nie zaleca się wykorzystania istniejących elementów mostu.

Dopuszcza się całkowite zamknięcie obiektu dla ruchu i jego rozbiórkę, bez wykonywania powyżej zalecanych działań.

8. Spis ilustracji

8.1. Spis rysunków

Rysunek 1. Lokalizacja badanego mostu na rzece Ner (mapa powiatu)	3
Rysunek 2. Lokalizacja badanego mostu na rzece Ner (GEOPORTAL)	4

8.2. Spis fotografii

Fot. 1. Utrata ciągłości poręczy balustrad na dojeździe od strony południowej, po lewej stronie	5
Fot. 2. Pogięty pochwyty balustrady na dojeździe od strony południowej	6
Fot. 3. Utrata ciągłości poręczy balustrad na dojeździe od strony południowej, po prawej stronie	6
Fot. 4. Pęknięcie warstwy nawierzchni asfaltowej na styku ustroju nośnego i ścianki zapleczonej przyczółka od strony północnej	7
Fot. 5. Nierówność nawierzchni drogowej na styku ustroju nośnego i przyczółka od strony północnej ..	7
Fot. 6. Ubytek nawierzchni asfaltowej na dojeździe od strony południowej (widoczna warstwa z kostki kamiennej pod spodem)	8
Fot. 7. Charakterystyczne skutki procesu korozyjnej degradacji przyczółka od strony miejscowości Przyrownica	8
Fot. 8. Kolejne fazy procesu korozyjnej degradacji żelbetowego przyczółka – destrukcja betonowej otuliny ochronnej, ubytki betonu i odsłonięcie zbrojenia, inicjacja korozji prętów, wegetacja roślin przyspieszająca proces degradacji	9
Fot. 9. Podmycie filara od strony północnej	9
Fot. 10. Podmycie przyczółka od strony północnej, ubytki betonu ustroju nośnego na podparciu	10
Fot. 11. Zbliżenie na podmycie przyczółka (widok od strony zachodniej)	10
Fot. 12. Odspojenie otuliny i odsłonięcie prętów zbrojenia od spodu płyty nośnej	11
Fot. 13. Stanowisko geodezyjne nr 1 (po prawej stronie dojazdu od strony północnej)	11
Fot. 14. Stanowisko geodezyjne nr 2 (po lewej stronie dojazdu od strony północnej)	12
Fot. 15. Widok na spód ustroju od strony północnego przyczółka	12
Fot. 16. Przyczółek od strony południowej – zarysowania otuliny i wycieki produktów korozji zbrojenia	14
Fot. 17. Pęknięcie i odspojenie otuliny na bocznej powierzchni przęsła od strony południowej	15



Fot. 18. Podparcie przęsła na przyczółku od strony południowej – odspojenie otuliny, odstąpienie prętów zbrojenia i ubytek materiału prętów zbrojenia	16
Fot. 19. Destrukcja i ubytek betonu spowodowane cyklicznym zamarzaniem i odmarzaniem wody w strefie styku pomostu z przyczółkiem od strony północnej	16
Fot. 20. Wymywanie rozpuszczalnych składników betonu – osady widoczne na powierzchni przyczółka od strony południowej	17
Fot. 21. Wegetacja roślin na ławie przyczółka od strony północnej	18
Fot. 22. Zanieczyszczenia organiczne zatrzymujące się na filarze nurtowym	18
Fot. 23. Zaprawiona rysa wynikła z przeciążeń konstrukcji – zachodnia strona przyczółka północnego	20
Fot. 24. Rozmontowywanie stanowiska do pobrania próbki nr 1 – z korpusu przyczółka od strony północnej.....	21
Fot. 25. Pobieranie próbki nr 2 – z ustroju nośnego, od strony dojazdu z miejscowości Przyrownica ..	22
Fot. 26. Widok na miejsce pobrania próbki nr 3 – z ustroju niosącego, oraz pobieranie próbki nr 4 – z przyczółka od strony miejscowości Franciszków	22
Fot. 27. Widoczne w pobranej próbce wewnętrzne spękania, raki i korozja betonu	23
Fot. 28. Betonowe próbki walcowe z odwiertów rdzeniowych	23

8.3. Spis wykresów

Wykres 1. Spadki podłużne pomostu.....	13
Wykres 2. Ugięcie przęsła od strony miejscowości Przyrownica	13
Wykres 3. Ugięcie przęsła od strony miejscowości Franciszków	14
Wykres 4. Graficzne przedstawienie stałej deformacji przęsła, w wyniku obciążeń stałych konstrukcji	19

8.4. Spis tabel

Tabela 1. Podstawowe parametry techniczne	5
Tabela 2. Wyniki badań laboratoryjnych	21
Tabela 3. Obliczeniowe siły ścinające.....	25
Tabela 4. Obliczenia nośności na ścinanie.....	25
Tabela 5. Obliczeniowe momenty zginające.....	25
Tabela 6. Obliczenia nośności na zginanie.....	26

9. Załączniki

Załącznik nr 1 – uprawnienia budowlane i przynależność do okręgowej izby inżynierów budownictwa

Załącznik nr 2 – raport z badań nr 6/24/01: Badanie wytrzymałości na ściskanie betonu. Odwierty rdzeniowe

Załącznik nr 3 – graficzne przedstawienie inwentaryzacji geodezyjnej

ZAŁĄCZNIK 1

uprawnienia budowlane i przynależność do okręgowej izby
inżynierów budownictwa

**Łódzka Okręgowa
Izba Inżynierów Budownictwa**

91-425 Łódź, ul. Północna 39

tel. (0-42) 632-97-39, fax (0-42) 630-56-39

NIP 725-18-49-050, REGON 473043690

**Łódzka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna**

Łódź, dnia 14 czerwca 2016 r.

OKK/2891/695/16

sygn. akt. KK/D/7131/2872/16

D E C Y Z J A

Na podstawie art. 104 Ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (*tekst jedn.: Dz. U. z 2016 r., poz. 23*) w związku z art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 Ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (*tekst jedn.: Dz. U. z 2014 r., poz. 1946 z późn. zm.*), art. 12 ust. 1 ust. 1, ust. 2, ust. 3 i ust. 4c pkt 1, art. 13 ust. 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2a i ust. 3 pkt 1 Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jedn. Dz. U. z 2016 r., poz. 290*), oraz § 13 ust. 1 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

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
stwierdza, że**

Pan Jakub Jan Jarosz

magister inżynier
kierunek budownictwo

urodzony dnia 7 marca 1987 r. w Gostyninie

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny LOD/2872/PBM/16

**do projektowania 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

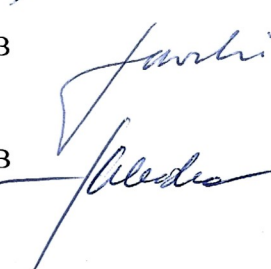
Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Łodzi, w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Zbigniew Cichoński

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Wacław Sawicki

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Tomasz Kluska



Pan Jakub Jarosz jest upoważniony do:

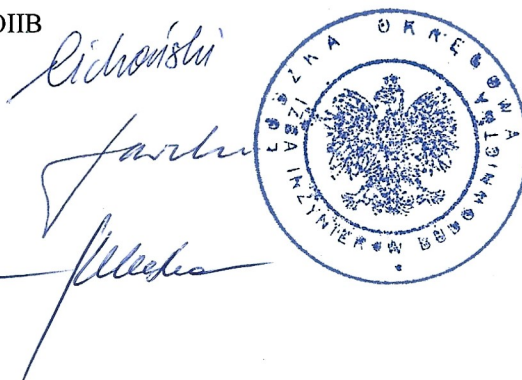
- 1) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych oraz sprawowania nadzoru autorskiego w odniesieniu do obiektu budowlanego takiego jak:
 - a) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
 - b) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie;zgodnie z art. 14 ust. 3 pkt 1 Prawa budowlanego i § 13 ust. 1 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju;
- 2) obliczania światła mostów i przepustów, zgodnie z § 13 ust. 2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju;
- 3) sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, zgodnie z § 10 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju;
- 4) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych, zgodnie z art. 13 ust. 4 Prawa budowlanego.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Zbigniew Cichoński

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Wacław Sawicki

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Tomasz Kluska



Otrzymują:

1. Jakub Jarosz
ul. R. Traugutta 14/7
99-320 Żychlin;
2. Rada Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa;
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego;
4. a/a.

**Łódzka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna**

OKK/2730/750/17
sygn. akt. KK/D/7132/3182/17

D E C Y Z J A

Na podstawie art. 104 Ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (*tekst jedn.: Dz. U. z 2016 r., poz. 23 z późn. zm.*) w związku z art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 Ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (*tekst jedn.: Dz. U. z 2016 r., poz. 1725*), art. 12 ust. 1, ust. 2, ust. 3 i ust. 4c pkt 2, art. 13 ust. 1, ust. 3 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2a i ust. 3 pkt 3 Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jedn. Dz. U. z 2016 r., poz. 290 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. 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

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
stwierdza, że**

Pan Jakub Jan Jarosz

magister inżynier
kierunek budownictwo

urodzony dnia 7 marca 1987 r. w Gostyninie

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny LOD/3182/WBM/17

**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

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

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
dr inż. Ryszard Mes

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Wiktor Jakubowski

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Tomasz Kluska



Pan Jakub Jarosz jest upoważniony do:

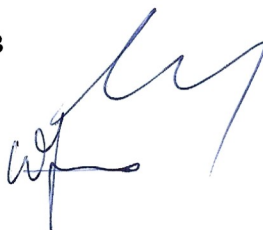
- 1) kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:
 - a) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych,
 - b) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie;
zgodnie z art. 14 ust. 3 pkt 3 Prawa budowlanego i § 13 ust. 1 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju;
- 2) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzorowania i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów oraz do wykonywania nadzoru inwestorskiego, zgodnie z art. 13 ust. 3 Prawa budowlanego;
- 3) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych, zgodnie z art. 13 ust. 4 Prawa budowlanego.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:

Przewodniczący Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
dr inż. Ryszard Mes

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Wiktor Jakubowski

Członek Składu Orzekającego OKK ŁOIIB
mgr inż. Tomasz Kluska



Otrzymują:

1. Jakub Jarosz
ul. Przybyszewskiego 209 D/6
93-120 Łódź;
2. Rada Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa;
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego;
4. a/a.



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

ŁOD-LFL-UX9-HJ2 *

Pan Jakub Jan JAROSZ o numerze ewidencyjnym ŁOD/BM/0214/16

adres zamieszkania ul. Kalatówki 2, 92-116 Łódź

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2023-12-01 do 2024-05-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-11-09 roku przez:

Jacek Szer, Przewodniczący Rady Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy 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.



RZECZPOSPOLITA POLSKA

POLITECHNIKA ŁÓDZKA

(nazwa szkoły wyższej albo innej placówki naukowej)

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA, ARCHITEKTURY I INŻYNIERII ŚRODOWISKA

(nazwa jednostki organizacyjnej szkoły wyższej albo innej placówki naukowej)

DYPLOM

MGR INŻ. JAKUB JAROSZ

(imię i nazwisko)

urodzon _____ y dnia 07 marca 1987 _____ r. w _____ Gostyninie

na podstawie przedstawionej rozprawy doktorskiej _____

Wpływ ukształtowania konstrukcji mostowych obiektów zintegrowanych na ich
przemieszczenia pod obciążeniami

oraz po złożeniu wymaganych egzaminów uzyska _____ stopień naukowy

DOKTORA

nauk _____ technicznych

w zakresie budownictwa

(bliższe określenie nazwy stopnia)

nadany uchwałą Rady _____ Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska

(nazwa rady i nazwa szkoły wyższej albo innej placówki naukowej)

z dnia 29 października 2015 _____ r.

Promotor w przewodzie doktorskim: _____ PROF. DR HAB. INŻ. WOJCIECH RADOMSKI

Recenzenci w przewodzie doktorskim: _____ PROF. DR HAB. INŻ. KAZIMIERZ FURTAK

DR HAB. INŻ. JOANNA BZÓWKA, PROF. PŚI

Łódź, 11 maja 2016

(miejscowość, data)

(dziekan albo przewodniczący rady)

mp.

(rektor albo dyrektor placówki naukowej)

ZAŁĄCZNIK 2

Raport z badań nr 6/24/01: Badanie wytrzymałości
na ściskanie betonu. Odwierty rdzeniowe



Politechnika Łódzka

Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Katedra Budownictwa Betonowego



AB 536

Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych
93-590 Łódź, al. Politechniki 6
tel. 42 631 35 85, www.p.lodz.pl
NIP: 727 002 18 95, REGON: 000001583

SPRAWOZDANIE Z BADAŃ NR 6/24

Temat: Badanie wytrzymałości na ściskanie próbek betonu przygotowanych z odwiertów

Zakres badań:
Badania akredytowane [A] Badanie wytrzymałości na ściskanie betonu
Badania nieakredytowane [NA] -

Zleceniodawca: Jakub Jarosz
ul. Kalatówki 2
92-116 Łódź

Nr umowy: I-161/1-84/2024-NU

Data Zlecenia: 15.01.2024 r.
Data opracowania: 25.01.2024 r.
Sprawozdanie zawiera: Raport z badań Nr 6/24/01

Opracował:	Autoryzował:	Zaakceptował:			
R. Walendziak <i>R. Walendziak</i>	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Kierownik Laboratorium <i>R. Walendziak</i> mgr inż. Radosław Walendziak	Kierownik Katedry Budownictwa Betonowego PŁ <i>[Signature]</i> prof. dr hab. inż. Renata Kotynia	Liczba Raportów	Nr egz. / Liczba egz.	Strona / Stron
Sprawozdanie z badań zawiera wyniki badań objęte zakresem akredytacji AB 536 oznaczone [A] oraz wyniki badań nie objęte zakresem akredytacji oznaczone [NA]. Wyniki badań odnoszą się wyłącznie do badanych obiektów. Sprawozdanie z badań bez pisemnej zgody Laboratorium nie powinno być powielane inaczej jak w całości.			1	1 / 2	1 / 1

KBB POLITECHNIKA ŁÓDZKA KATEDRA BUDOWNICTWA BETONOWEGO	RAPORT Z BADAŃ Nr: 6/24/01 Badanie wytrzymałości na ściskanie betonu Odwierty rdzeniowe	LABORATORIUM BADAWCZE MATERIAŁÓW I KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

1. DANE DOTYCZĄCE ZLECENIA

Zleceniodawca: Jakub Jarosz ul. Kalatówki 2 92-116 Łódź		Numer Zlecenia: I-161/1-84/2024-NU	Data zlecenia: 15.01.2024 r.	Data badania: 24.01.2024 r.
Przedmiot badań: Betonowe próbki walcowe o wymiarach: średnica 99 mm i wysokość 99 mm, przygotowane z odwiertów o wymiarach średnica 99 mm, długość 140 do 180 mm.			Liczba odwiertów / próbek n: 4 odwierty, rys. 4 do 7 z których przygotowano 4 próbki	
Miejsce pobrania: Most nad rzeką Ner w miejscowości Puczniew		Obiekt / element: Przyczółek północny i południowy oraz ustrój nośny.		
Odwierty pobral / data: Przedstawiciel Laboratorium KBB PŁ w obecności Zleceniodawcy / 19.01.2024 r.	Dostarczył / data: Przedstawiciel Laboratorium KBB PŁ / 19.01.2024 r.	Warunki przechowywania: Odwierty przechowywano od momentu dostarczenia do momentu przygotowania próbek (cięcie, szlifowanie) i badania w warunkach naturalnych otoczenia Laboratorium tj. temperatura $20 \pm 1^\circ\text{C}$, wilgotność $35 \pm 5\%$.		

2. WYNIKI BADAŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Metodyka badań: Badanie wykonano zgodnie z normą: [1] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania [2] PN-EN 12504-1:2019-08 Badania betonu w konstrukcjach - Część 1: Odwierty rdzeniowe - Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie. Odwierty pobrano dla elementów i w miejscach wskazanych przez Zleceniodawcę. Z każdego odwiertu wycięto jedną próbkę o średnicy 99 mm i wysokości 99 mm. Próbki oznaczono trwale numerem odwiertu (Nr 1 do 4). Zgodnie z wytycznymi dotyczącymi metody określania jednoosiowej wytrzymałości na ściskanie betonu, próbki przygotowano z zachowaniem warunku $h/d \sim 1,0$. Powierzchnię, na którą przykładano obciążenie przygotowano przez szlifowanie, uzyskując odpowiednią płaskość zgodnie z wymaganiami normy [2]. Odwierty nie zawierały prętów zbrojenia. W odwiertach Nr 1 i 4 (z przyczółka) stwierdzono pojedyncze ziarna kruszywa o wielkości do 64 mm. Odwierty Nr 2 i 3 zawierały kruszywo o wielkości ziarna do 16 mm. Na Rysunkach 4 do 7 przedstawiono zdjęcia pobocznic odwiertów wykonane co 90° . Pole powierzchni przekroju próbki $A_c = 7698 \text{ mm}^2$, przyjęto dla średnicy próbki $d_m = 99 \text{ mm}$. Lokalizację miejsc pobrania odwiertów pokazano na rysunkach 1 do 3. Urządzenia badawcze: Maszyna wytrzymałościowa Form+Test M1, zakres siły 100 kN do 2900 kN. Suwmiarka Nr 9, MAJd 300, L = 300 mm, d=0,1 mm.
--

Tablica 1 Wytrzymałość na ściskanie betonu

L.p.	Odwiert Nr	Średnica próbki d [mm]	Wysokość próbki h [mm]	h/d	Gęstość *) w stanie naturalnym [kg/m³]	Siła niszcząca F [kN]	Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,1.1 \text{ core}}$ [MPa]	Obecność prętów zbrojenia w próbce ilość / średnica	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{c,m(n)is}$ [MPa]
1	1	99	99	1,0	2281	379,4	49,3	-	44,3 s=6,7
2	2	99	99	1,0	2310	391,0	50,8	-	
3	3	99	99	1,0	2271	287,5	37,4	-	
4	4	99	99	1,0	2327	306,6	39,8	-	

*) Badanie gęstości betonu realizowano dla masy próbki w stanie powietrzno-suchym oraz objętości określonej na podstawie pomiarów próbki.

Oświadczenie: Badanie przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy wymienionej w metodyce badań.							
Skład zespołu badawczego:		Podpis	Raport opracował:	Podpis	Data	Strona	1
1	J. Łapiński	<i>uz</i>	R. Walendziak	<i>Alw</i>	25.01.2024 r.	Stron	4
2						Nr Egz.	1



Rys. 1. Most strona wschodnia. Odwiert Nr 1 przyczółek po stronie południowej, podpora nurtowa
Odwiert pobrano w środku szerokości przedniej ściany przyczółka na wysokości 62 cm od góry.



Rys. 2. Most strona wschodnia. Odwierty Nr 3 ustrój nośny strona wschodnia i odwiert Nr 4 przyczółek po stronie północnej.
Odwiert Nr 3 pobrano 52 cm od powierzchni dolnej ustroju i 80 cm od końca płyty nośnej ustroju.
Odwiert Nr 4 pobrano w odległości 63 cm od przedniej ściany przyczółka i 128 cm od góry.

Oświadczenie: Badanie przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy wymienionej w metodyce badań.						
Skład zespołu badawczego:		Podpis	Raport opracował:	Podpis	Data	Strona
1	J. Łapiński	<i>Wz. A.W.</i>	R. Walendziak	<i>A.W.</i>	25.01.2024 r.	2
						4
2						Nr Egz.



Rys. 3. Most strona zachodnia. Odwierty Nr 2, ustrój nośny po stronie zachodniej.
Odwiert Nr 2 pobrano 30 cm od powierzchni dolnej ustroju i 110 cm od końca płyty nośnej ustroju.



Rys. 4. Odwierty pobrane do badań, od lewej Nr 1, Nr 2, Nr 3 i Nr 4. Strona 1. Pobocznica 0°.

Oświadczenie: Badanie przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy wymienionej w metodyce badań.						
Skład zespołu badawczego:		Podpis	Raport opracował:	Podpis	Data	Strona
1	J. Łapiński	<i>wz. N.W.</i>	R. Walendziak	<i>N.W.</i>	25.01.2024 r.	3
2						4
						Nr Egz. 1



Rys. 5. Odwierty pobrane do badań, od lewej Nr 1, Nr 2, Nr 3 i Nr 4. Strona 2. Pobocznica 90°



Rys. 6. Odwierty pobrane do badań, od lewej Nr 1, Nr 2, Nr 3 i Nr 4. Strona 3. Pobocznica 180°



Rys. 7. Odwierty pobrane do badań, od lewej Nr 1, Nr 2, Nr 3 i Nr 4. Strona 4. Pobocznica 270°

Oświadczenie: Badanie przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy wymienionej w metodyce badań.						
Skład zespołu badawczego:		Podpis	Raport opracował:	Podpis	Data	Strona
1	J. Łapiński	<i>WZ. N.W.</i>	R. Walendziak	<i>N.W.</i>	25.01.2024 r.	4
2						Stron
						Nr Egz.
						1

