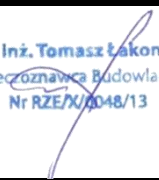


# SMART-ENG

UL. DASZYŃSKIEGO 17/20, 44-100 GLIWICE

NIP: 648 250 39 25

<b>TEMAT:</b>	Ekspertyza obiektu mostowego w ciągu ul. Lenartowicza w Sosnowcu
<b>BRANŻA:</b>	Mostowa
<b>STADIUM:</b>	Ekspertyza stanu technicznego
<b>ZAMAWIAJĄCY:</b>	Gmina Sosnowiec al. Zwycięstwa 20 41-200 Sosnowiec

<b>OPRACOWAŁ:</b>	dr inż. Tomasz Łakomy Rzecznik Budowlany Nr RZE/X/0048/13 
<b>OPRACOWAŁ:</b>	mgr inż. Paweł Chwedyk
<b>OPRACOWAŁ:</b>	mgr inż. Piotr Piątek

Gliwice, wrzesień 2019

## Spis treści

1. Cel i zakres opracowania .....	3
2. Podstawy opracowania .....	3
3. Charakterystyka konstrukcji .....	4
3.1. Ustrój nośny .....	4
3.2. Elementy wyposażenia .....	4
4. Ocena stanu technicznego wiaduktu .....	5
5. Wnioski z oceny stanu technicznego.....	8
6. Parametry użytkowe obiektu .....	8
7. Badania konstrukcji obiektu .....	9
7.1. Szczegółowy zakres badań .....	9
7.2. Opis przyjętych metod badawczych.....	9
7.2.1. Ocena jednorodności oraz oszacowanie klasy wytrzymałości betonu.....	9
7.2.2. Lokalizacja i pomiar grubości otuliny zbrojenia.....	10
7.2.3. Badania chemiczne betonu oraz ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia.....	11
7.2.4. Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia.....	13
7.3. Lokalizacja i oznaczenie badanych elementów .....	15
7.4. Badania sklerometryczne betonu.....	16
7.5. Lokalizacja i pomiar grubości otuliny zbrojenia .....	20
7.6. Badania chemiczne betonu .....	23
7.6.1. Głębokość karbonatyzacji (pH) betonu .....	23
7.6.2. Głębokość skażenia betonu solami .....	23
7.7. Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia.....	24
8. OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU .....	25
9. ZALECENIA I WNIOSKI KOŃCOWE. ....	27
9.1. Wnioski .....	27
9.2. Zalecenia dotyczące dalszego postępowania z obiektem. ....	27

## Załączniki

Zał. 1 Dokumentacja fotograficzna obiektu

Zał. 2 Dokumenty formalno-prawne

Rys. 1 Inwentaryzacja uszkodzeń.

## 1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest ekspertyza, określająca stan techniczny wiaduktu drogowego w ciągu ul. Lenartowicza w miejscowości Sosnowiec. Określenie strategii dalszego postępowania z obiektem z uwzględnieniem potrzeby utrzymania istniejącej konstrukcji oraz sposobu i zakresu sugerowanych prac naprawczych.

Zakres niniejszego opracowania obejmuje:

- Inwentaryzację uszkodzeń obiektu (dokumentacja fotograficzna),
- Ocenę i analiza stanu technicznego,
- Badanie chemiczne betonu metodą karbonatyzacji,
- Badania sklerometryczne betonu przy użyciu młotka Schmidta,
- Określenie strategii dalszego postępowania z obiektem,
- Określenie zaleceń dotyczących utrzymania i eksploatacji obiektu,
- Wnioski końcowe.

## 2. PODSTAWY OPRACOWANIA

Formalną podstawą opracowania jest umowa zawarta pomiędzy Miastem Sosnowiec, a firmą Smart-Eng.

W opracowaniu wykorzystano następujące źródła:

- [1]. Raport z przeglądu podstawowego obiektu mostowego dla obiektu nr JN1 45/30004398 z dnia 05.08.2017r.
- [2]. Raport z przeglądu rozszerzonego obiektu mostowego dla obiektu nr JN1 45/30004398 z dnia 15.08.2018r.
- [3]. Ekspertyza stanu konstrukcji filarów i przyczółków z określeniem warunków dalszej eksploatacji – wiadukt drogowy w ciągu ul. Lenartowicza, sierpień 2018r.
- [4]. Dokumentacja fotograficzna wykonana we wrześniu 2019 r.,
- [5]. Załącznik do zarządzenia nr 17 GDDKiA – Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA, Warszawa 2004 r.
- [6]. PN-85/S-10030 Obiektu mostowe. Obciążenia.
- [7]. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. (Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430)
- [8]. 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. 2000 nr 63 poz. 735)

[9]. Instrukcja GDDKiA do przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich z 2005 r.

### 3. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI

Przedmiotowy obiekt zlokalizowany jest w ciągu ul. Lenartowicza w Sosnowcu i stanowi przeprowadzenie ruchu pieszego i drogowego nad przeszkodą w postaci terenu po zdemontowanych torach kolejowych prowadzących do kopalni piasku.

Parametry geometryczne obiektu:

- rozpiętość teoretyczna  $2 \times 18,37 \text{ m} = 36,75 \text{ m}$
- długość całkowita mostu (ze skrzydłami) 58,70 m
- szerokość całkowita 12,45 m
- szerokość użytkowa:
  - jezdnia  $2 \times 3,00 \text{ m} = 6,00 \text{ m}$
  - chodnik północny 2,00 m
  - chodnik południowy 2,95 m
- kąt skrzyżowania z przeszkodą  $\alpha = 83^\circ$

#### 3.1. Ustrój nośny

Konstrukcja obiektu składa się z dwóch przęseł opartych na środkowym filarze oraz dwóch skrajnych przyczółkach. Ustrój nośny w konstrukcji płytowo-belkowej, podzielony dylatacją podłużną na dwa niezależne ustroje nośne. Belki ustroju nośnego o szerokości 0,50 m, wysokość 1,70 m. Przyczółki masywne, żelbetowe, zatopione w nasypie. Podpora pośrednia w postaci filara złożonego z sześciu słupów o przekroju prostokątnym. Słupy zwieńczone oczepem. Nośność obiektu ze względu na jego stan techniczny została ograniczona do 15 t.

Przeszkodę stanowi teren po rozebranych torowisku kolei piaskowej.

Przekrój poprzeczny obiektu:

- Jezdnia o nawierzchni asfaltowej: dwa pasy o szerokości 3,00 m, łączna szerokość 6,00 m,
- Chodniki obustronne o nawierzchni asfaltowej o szerokościach 2,00 i 2,95 m.

#### 3.2. Elementy wyposażenia

Nawierzchnia jezdni na obiekcie z betonu asfaltowego. Nawierzchnia chodników bitumiczna. Przykrycie szczelin dylatacyjnych w obrębie jezdni stanowi dylatacja bitumiczna, na chodnikach zamontowane blachy stalowe. Łożyska na obiekcie stalowe. Elementy bezpieczeństwa ruchu stanowią balustrady stalowe na krawędziach obiektu oraz bariery energochłonne oddzielające jezdnię od chodnika po stronie południowej, po stronie północnej brak zabezpieczenia ruchu na chodniku. Brak systemu

odwodnienia na obiekcie. Prawdopodobnie odwodnienie obiektu miało być realizowane za pomocą spadków poprzecznych i podłużnych jednak ze względu na występowanie deformacji odwodnienie powierzchniowe nie działa prawidłowo. Wzdłuż obiektu stwierdza się znaczą liczbę urządzeń obcych oraz przewodów dla urządzeń obcych. Brak informacji o podziemnym uzbrojeniu wokół obiektu oraz uzbrojeniu kap chodnikowych. Krawężniki na obiekcie betonowe, o zbyt małym wyniesieniu ponad jezdnię.

#### **4. OCENA STANU TECHNICZNEGO WIADUKTU**

Kryteria oceny elementów zgodnie z Instrukcją [9]

##### **Ustrój nośny**

Ustrój nośny w postaci rusztu żelbetowego. Na powierzchni belek w miejscu zawilgocenia spowodowanego nieuszczelnością urządzeń dylatacyjnych występują znaczne ubytki, zacieki i degradacja betonu. W wyniku ubytków betonu została odsłonięta stal zbrojeniowa, która uległa znaczącej korozji zwłaszcza w strefach oparcia ustroju nośnego na łóżykach. (fot. 1, 3, 5, 7, 10, 11, 14).

**Stan określa się jako niedostateczny.**

##### **Przyczółki**

Podpory skrajne w postaci przyczółków żelbetowych zatopionych w nasypie. Pierwotna konstrukcja przyczółków została zabezpieczona płaszczem żelbetowym o grubości ok. 15-20cm. Po wykonaniu odkrywki w miejscu degradacji betonu stwierdza się przeciekanie wody w przestrzeni pomiędzy „starym” betonem podpór a płaszczem żelbetowym. Ponadto na przyczółkach występują ubytki i zarysowania betonu, osady, korozja stali zbrojeniowej. Na połączeniu ze skrzydełkami znaczne spękania i ubytki betonu. Na ścianie zapleczej wystąpiło znaczne pęknięcie oraz przemieszczenie elementów betonowych. (fot. 2, 4, 8, 16).

**Stan określa się jako niedostateczny.**

##### **Podpora pośrednia**

Podpora pośrednia w postaci filara złożonego ze słupów zwieńczonych oczepem. Na oczepie występują osady, znaczna korozja betonu i stali zbrojeniowej. Degradacja betonu spowodowana przeciekami wody na element. Na oczepie znaczne zanieczyszczenie powierzchni. U podstawy słupów stwierdza się znaczne ubytki betonu oraz korozję odsłoniętej stali zbrojeniowej. (fot. 1, 3, 5, 6, 7, 12, 15)

**Stan określa się jako przedawaryjny.**

##### **Pomost**

Płyta pomostowa żelbetowa. Na powierzchni betonu występują ubytki betonu i korozja stali zbrojeniowej. Ponadto stwierdzono występowanie osadów, wykwitów oraz zacieków świadczących o nieszczelności izolacji przeciwwodnej płyty pomostu. (fot. 3,14)

**Stan określa się jako niedostateczny.**

#### **Łożyska**

Podparcie belek na podporach stanowią łożyska stalowe. Stwierdza się ich korozję oraz zanieczyszczenie. Ławy podłożyskowe na wszystkich podporach znacznie zanieczyszczone oraz niezabezpieczone przed przeciekami ze szczelin dylatacyjnych. Stan techniczny łożysk utrudnia ich prawidłową pracę.

**Stan określa się jako niedostateczny.**

#### **Izolacja**

Na podstawie oględzin pomostu i ustroju nośnego stwierdzono uszkodzenie lub brak izolacji na obiekcie. Na oczepach i płycie pomostu widoczne osady i wykwit. (fot. 1, 3, 5, 7, 10, 11, 14).

**Stan określa się jako niedostateczny.**

#### **Nawierzchnia jezdni i chodników**

Nawierzchnia jezdni wykonana z betonu asfaltowego. Na całej długości obiektu występują koleiny i deformacje. Nawierzchnia przy krawężnikach spękana siatkowo. Występują lokalne ubytki nawierzchni. Przy krawężnikach tworzą się wypiętrzenia nawierzchni spowodowane zbyt dużym obciążeniem. Na nawierzchni widoczne miejsca w których tworzą się zastoiska wody (fot. 22, 23).

**Stan określa się jako niedostateczny. Stan bezpieczeństwa użytkowego określa się jako niedostateczny.**

Nawierzchnia chodników z asfaltu twardolanego oraz z betonu asfaltowego. Na chodnikach po obu stronach jezdni stwierdzono znaczne zanieczyszczenia. Na chodniku południowym znaczna wegetacja roślin oraz deformacje przekraczające 10 cm. W chodniku stwierdzono perforację. Nastąpił ubytek betonu kapy chodnikowej i płyty pomostowej. Na obu chodnikach stwierdzono deformacje w których tworzą się zastoiska wody. Szczeliny dylatacyjne na chodnikach zabezpieczone blachami. Na chodniku południowym ze względu na zagłębienie brak odprowadzenia wód opadowych. (fot.17, 18, 19, 20, 21, 24).

**Stan określa się jako niedostateczny. Stan bezpieczeństwa publicznego określa się jako niedostateczny.**

### **Dylatacje**

Na obiekcie brak widocznych urządzeń dylatacyjnych. Nawierzchnia nad szczelinami dylatacyjnymi zdeformowana oraz spękana. Występują lokalne ubytki nawierzchni. Brak urządzeń dylatacyjnych powoduje przedostawanie się wody na nisze łożyskowe (fot. 22,23).

**Stan określa się jako niedostateczny.**

### **Odwodnienie**

Na obiekcie nie zainstalowane są żadne elementy odwadniające. Brak sączków lub wpustów. Odprowadzenie wody poza obiekt powinno odbywać się poprzez zapewnione spadki poprzeczne i podłużne, jednakże stan nawierzchni na to nie pozwala. Woda przecieka przez nawierzchnię na pomost oraz belki betonowe a następnie na teren pod obiektem.

**Stan określa się jako niedostateczny.**

### **Gzysy, krawężniki**

Gzysy na obiekcie betonowe. Na gzysach stwierdzono ubytki betonu i korozję odsłoniętych prętów zbrojeniowych. Na gzysach widoczne zacieki wskazujące na spływ wód opadowych po powierzchni gzysów. Beton gzysów nad przyczółkami zdegradowany, występuje korozja prętów zbrojeniowych.

**Stan gzysów określa się jako niedostateczny.**

Na obiekcie zamontowane krawężniki kamienne oraz betonowe. Nastąpiło przemieszczenie krawężników. Krawężniki o zbyt małym wyniesieniu ponad nawierzchnię jezdni (fot. 19, 23)

**Stan określa się jako dostateczny.**

### **Balustrady**

Na obiekcie balustrady stalowe. Na balustradach stwierdzono korozję oraz ubytki powłoki malarskiej, lokalnie występują deformacje elementów. Na chodniku południowym zlokalizowana bariera energochłonna.

**Stan określa się jako dostateczny.**

### **Urządzenia obce**

Na obiekcie stwierdzono znaczącą liczbą zainstalowanych osłon urządzeń obcych i przewodów. Nad chodnikiem południowym zlokalizowano przewody teletechniczne, które zwisają w zasięgu rąk przechodniów. Na chodniku północnym zlokalizowana rura osłonowa. Występuje korozja oraz deformacje

rury. Pod obiektem podwieszone rury osłonowe. Występują ubytki materiału osłaniającego oraz perforacje niektórych rur.

**Stan określa się jako niedostateczny.**

#### **Skarpy i przestrzeń podmostowa**

Tory które stanowiły przeszkodę zostały rozebrane. Teren pod i przy obiekcie pozostaje nieuporządkowany. Występują liczne zanieczyszczenia oraz znaczna wegetacja dzięki roślinności. Na terenie pod obiektem widoczne odłamki betonu odpadające z ustroju nośnego.

**Stan określa się jako niedostateczny.**

#### **Oznakowanie obiektu**

Na dojazdach do obiektu występują znaki informujące o ograniczeniu nośności do 15 t. Podczas oględzin obiektu stwierdzono przejazd pojazdów o większej masie niż dopuszczalna.

### **5. WNIOSKI Z OCENY STANU TECHNICZNEGO**

Na podstawie przeprowadzonych oględzin stwierdza się zły stan techniczny konstrukcji nośnej, podpór oraz wyposażenia obiektu. Stan techniczny obiektu kwalifikuje go do przeprowadzenia pilnego remontu generalnego, bądź zaplanowania jego przebudowy.

### **6. PARAMETRY UŻYTKOWE OBIEKTU**

Określenie nośności obiektu wykonano w 2009 roku [9]. Nośność użytkową określono jako 2/S32 o masie całkowitej dopuszczonego do ruchu pojazdu 32t według "Instrukcji do określenia nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych".

Określono, że nośność obiektu odpowiada klasie D wg PN-85/S-10030, co w przełożeniu na dopuszczalne obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 200 kN (20 ton). Na obiekcie wprowadzone ograniczenie nośności dla samochodów ciężarowych do 15 t.

Zgodnie z [7] szerokość pasa jezdni odpowiadająca klasie drogi L powinna wynosić 2,75 m. Szerokość pasa jezdni na obiekcie wynosi 3,00 m.

Zgodnie z [8] klasa obciążenia taborem samochodowym dla drogi klasy L powinna odpowiadać co najmniej klasie obciążenia B wg. [6]. Dopuszczalny ciężar pojazdów dla tej klasy obciążenia wynosi 40 t. Obecnie nośność obiektu dla samochodów ciężarowych wynosi 15 t.



## 7. BADANIA KONSTRUKCJI OBIEKTU

### 7.1. Szczegółowy zakres badań

- Zastosowane metody pomiarowe
  - ocena jednorodności cech wytrzymałościowych oraz oszacowanie klasy wytrzymałości betonu na podstawie pomiarów sklerometrycznych;
  - lokalizacja prętów zbrojeniowych, określenie średnic prętów i grubości ich otuliny betonowej, w sposób nieniszczący metodą elektromagnetyczną oraz w sposób bezpośredni w mikro-odkuwkach;
  - badania chemiczne betonu oraz ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia
    - pomiar zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu pomierzony w mikro-odkuwkach przy użyciu testu tęczowego,
    - pomiar zasięgu i intensywności skażenia betonu szkodliwymi solami (chlorkami, siarczanami, azotanami) na podstawie laboratoryjnych badań zwiercin betonu pobranych z konstrukcji.
    - pomiar ubytków korozyjnych na prętach zbrojeniowych w miejscach zaawansowanej korozji zbrojenia i w mikro-odkuwkach.
- ◆ Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej, szczegółowym badaniom poddano wybrane fragmenty konstrukcji, uznane za reprezentatywne dla całości obiektu.

**Do badań przyjęto wybrane elementy: belki skrajne, słupy filara, korpus przyczółka.**

- ◆ Lokalizację poszczególnych miejsc pomiarowych zaznaczono na Rys. 7.1.
- ◆ Badania obiektu przeprowadzono w oparciu o poligonowe laboratorium badawcze, wykorzystując posiadaną aparaturę badawczą, spełniającą wszystkie niezbędne wymagania techniczne stawiane tego typu pomiarom.

W jej skład weszły następujące urządzenia:

- sklerometr Schmidta typu „N” do oceny jednorodności i oszacowania klasy wytrzymałości betonu,
- specjalistyczne przyrządy do lokalizacji prętów zbrojeniowych i pomiaru ich grubości otuliny – Elcometer 331 T oraz Hilti Ferroscan,
- zestaw do pomiaru stężenia chlorków, siarczanów i azotanów w konstrukcji metodą miareczkowania - „Aquamerck-Test”,
- Rainbow-Test (test tęczowy) umożliwiający ocenę zasięgu procesu karbonatyzacji w betonie.

### 7.2. Opis przyjętych metod badawczych

#### 7.2.1. Ocena jednorodności oraz oszacowanie klasy wytrzymałości betonu

Badanie przeprowadzono za pomocą sklerometru Schmidta typu „N, realizując je zgodnie ze wskazówkami zawartymi w instrukcji fabrycznej, stosownej instrukcji ITB oraz przestrzegając wymagań określonych w PN-74/B-06262 i PN-EN 12504-2.

Sklerometr, wykorzystany w badaniach, poddano kontroli technicznej przed i po pomiarach. Stwierdzono, że urządzenia były w pełni sprawne. Beton znajdował się w chwili badania w stanie powietrzno-suchym. Miejsc pomiarowe oczyszczano przez szlifowanie przy użyciu szlifierki kątowej.

Jako hipotetyczne równanie regresji, przyjęto równanie zalecane w instrukcji ITB Nr 210 w postaci:

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

zalecane dla betonów na żwirze wykonanych przed rokiem 1980, klas B15-B30.

Pomiary sklerometryczne posłużyły do:

- oceny jakości wbudowanego betonu na podstawie jednorodności jego cech wytrzymałościowych,
- oszacowania klasy wytrzymałości wbudowanego betonu, w odniesieniu do założeń projektowych.

#### **7.2.2. Lokalizacja i pomiar grubości otuliny zbrojenia**

- Pomiary wykonano w sposób nieniszczący, przy zastosowaniu specjalistycznych przyrządów do lokalizacji i pomiaru grubości otuliny prętów zbrojeniowych Elcometer 331 T oraz Hilti Ferroscan, wykorzystujących metodę elektromagnetyczną (wzbudzanie w zbrojeniu prądów wirowych). Przyrządy automatycznie wyliczają grubość otuliny to jest najmniejszą odległość między wierzchołkiem pobocznicy pręta a powierzchnią betonu dla zadanej średnicy pręta.
- Metoda elektromagnetyczna jest metodą badawczą wykorzystującą zjawisko indukowania się prądu w obwodzie elektrycznym, w wyniku zaburzenia jego pola elektromagnetycznego. Metodę tę wykorzystuje się do:
  - lokalizacji prętów zbrojeniowych, kotew, ale również tras kabli sprężających,
  - oceny grubości otuliny prętów zbrojeniowych,
  - szacowania średnicy prętów zbrojeniowych.

Badanie konstrukcji żelbetowych przy użyciu metody elektromagnetycznej sprowadzają się do sukcesywnego przeszukiwania sondą pomiarową powierzchni betonowych w celu zlokalizowania prętów zbrojeniowych, a w dalszej kolejności do określenia ich grubości otulenia.

Przy interpretacji wyników uwzględnia się poniższe uwagi:

- wiarygodność uzyskiwanych wyników w zasadzie jest niezależna od rodzaju i wilgotności betonu, z którego wykonano otulinę badanych prętów zbrojeniowych,

- zastosowany przyrząd pomiarowy jest instrumentem fabrycznie wykalibrowanym do badania prętów żebrowanych i poprawnie wskazuje minimalną grubość otuliny pomiędzy powierzchnią, a najbliższym wierzchołkiem pręta. Grubość otuliny nad prętami gładkimi będzie więc nieznacznie zawyżona,
- Pomiaru mogą być w pewnym stopniu zakłócone w obszarach występowania silnego zagęszczenia zbrojenia. Praktycznie trudności pojawiają się w przypadku gdy rozstaw prętów zbrojeniowych jest mniejszym od ich dwukrotnej średnicy lub rozstaw prętów jest mniejszy od ich głębokości,
- pomiary dotyczą przypowierzchniowej (pierwszej) warstwy zbrojenia,
- mierniki wykorzystujące metodę elektromagnetyczną, nie wykrywają prętów, których otulina wykonana została z materiałów o własnościach magnetycznych, np. przypadek osłonięcia prętów bądź cięgien sprężających arkuszem blachy.
- Przed pomiarem grubości otuliny do przyrządu wprowadza się średnice badanych prętów, ustalone na podstawie dokumentacji technicznej lub w mikro-odkuwce.
- Zgodnie z wymaganiami producenta przyrządu – każdorazowo przed rozpoczęciem pomiarów oraz przy każdej zmianie głowicy pomiarowej, dokonywana jest autokalibracja przyrządu - sprawdzenie poprawności działania przyrządu i dokonywanych przez niego pomiarów.
- Po wykonaniu pomiarów wykonywana jest mikro-odkuwka, która ma celu potwierdzenie przeprowadzonych pomiarów grubości otuliny oraz bezpośredni pomiar średnicy wbudowanych prętów.
- Maksymalna głębokość wykrywania prętów zbrojeniowych w zależności od warunków wynosi około 80÷120 mm.

### **7.2.3. Badania chemiczne betonu oraz ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia**

- Karbonatyzacja betonu

Pod wpływem zawartego w atmosferze dwutlenku węgla ( $\text{CO}_2$ ) i znajdującej się w porach betonu wilgoci, przypowierzchniowa warstwa betonu ulega stopniowemu procesowi karbonatyzacji. Front karbonatyzacji stopniowo przemieszcza się w głąb betonu, a główną reakcją zachodzącą w tym procesie jest reakcja dwutlenku węgla z wodorotlenkiem wapnia. W wyniku tej reakcji dochodzi do powstania węglanu wapnia ( $\text{CaCO}_3$ ), który obniża odczyn betonu, co z kolei prowadzi do stopniowej utraty właściwości ochronnych betonu względem stali. Odczyn świeżego betonu wynosi  $\text{pH } 11,8 \div 12,6$ . Przyjmuje się, iż spadek odczynu betonu do około  $\text{pH } 10 \div 11,8$  powoduje utratę stabilności ochronnej warstewki pasywnej na stali. Przy dalszym spadku  $\text{pH}$  warstewka pasywna ulega rozpadowi i w konsekwencji powstają dogodne warunki do zapoczątkowania i rozwoju procesu korozji zbrojenia w betonie.

W ramach niniejszych badań, ocenę zasięgu i intensywności (profilu) procesu karbonatyzacji, określono przy użyciu testu tęczowego (preparatem Rainbow-Test). Test tęczowy pozwala wyznaczyć

profil rozkładu pH w przedziale od pH 5 do pH 13 z gradacją co dwa stopnie pH. Pomiar z użyciem testu tęczowego polega na spryskaniu powierzchni świeżego przełomu badanego elementu, a następnie ustalenie rozkładu pH na podstawie poniższej tabeli barw.

	Beton skarbonatyzowany →				← Ochrona zbrojenia
kolor:	orange	yellow	green	purple	dark blue
pH:	5	7	9	11	13

Kolory na jakie zabarwia się powierzchnia przełomu w betonie, po natryśnięciu na nią testu tęczowego i odpowiadające kolorom wartości pH

Interpretacja wyników:

- pH 11 – 13 – beton wolny od wpływu karbonatyzacji,
- pH 11 – wartość graniczna (obniżona zdolność betonu do ochrony zbrojenia),
- poniżej pH 9 – zagrożenie korozyjne zbrojenia, beton nie chroni zbrojenia przed korozją.

#### • **Skażenie betonu szkodliwymi solami**

**Chlorki.** Chlorki w konstrukcjach betonowych mogą pochodzić z soli stosowanych do zimowego utrzymania dróg, z wody morskiej, wody gruntowej, ścieków komunalnych. Przekroczenie dopuszczalnego stężenia chlorków na głębokości zbrojenia, prowadzi do zainicjowania i rozwoju bardzo groźnej odmiany korozji stali tzw. korozji wżerowej.

**Siarczany.** Na skutek opadów „kwaśnych deszczy”, siarczanów z wody morskiej, z procesów przemysłowych lub ze ścieków oraz np. z gipsu w kruszywie – w betonie dochodzi do korozji siarczanowej, której produkty krystalizując zwiększają swoją objętość, co w efekcie prowadzi do rozsadzania betonu, powstawania rys i zubożniania otuliny.

**Azotany.** Azotany występują w betonie jako łatwo rozpuszczalne związki, co prowadzi do zwiększenia porowatości betonu i stwarza znaczne problemy w prowadzeniu napraw.

#### **Ocena zawartości i rozkładu szkodliwych soli w przekroju betonowym.**

Do oznaczenia zawartości jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych wymagane jest pobranie z konstrukcji zwiercin betonu. Zwierciny pobiera się z określonej głębokości przy użyciu wiertła  $\varnothing 16 \div 20$ . Późniejsza analiza chemiczna pozwala ustalić uśrednione stężenie poszczególnych jonów dla określonej warstwy i głębokości, z której pobrano zwierciny.

Oznaczenie zawartości jonów ze zwiercin pobranych w danym miejscu pomiarowym z kilku kolejnych głębokości, pozwala natomiast określić zmianę ich stężenia (profil stężenia) po głębokości konstrukcji. Zwierciny poddano laboratoryjnej analizie chemicznej z wykorzystaniem testów Aquamerck. Zawartość chlorków wyznaczono metodą ilościową poprzez miareczkowanie, natomiast zawartość siarczanów i azotanów określono metodą półilościową z wykorzystaniem pasków wskaźnikowych.

Zastosowana metoda oznaczenia zawartości jonów chlorkowych w betonie jest zgodna z Zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, dotyczącymi oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych, opracowanymi przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów w 1998 r.

**Zawartość chlorków.** W celu wyznaczenia zawartości jonów chlorkowych ( $\text{Cl}^-$ ) w odniesieniu do masy cementu, w oparciu o zapisy normy PN-EN 14629:2008 założono, że do produkcji betonu, z którego wykonano badane elementy użyto około 350 kg cementu w przeliczeniu na 1 m<sup>3</sup> mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości pozornej betonu na poziomie około 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Wartość dopuszczalna stężenia jonów chlorkowych w betonie, zgodnie z normą PN-EN 206-1:2003 oraz rozporządzeniem mostowym (Dz.U. 2000 nr 63 poz. 735), nie powinna przekraczać 0,2-0,4% masy cementu.

Za dopuszczalne stężenie chlorków w betonie przyjęto wartość 0,4 % masy cementu – jak dla konstrukcji żelbetowych oraz 0,1 % masy cementu – w miejscach, gdzie otulona zbrojenia była skarbonatyzowana.

**Zawartość siarczanów.** Badania zawartości siarczanów ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) przeprowadzono w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia chlorków. W oparciu o niemieckie wytyczne WTA 2-9-04, za szkodliwą dla materiałów budowlanych przyjęto zawartość siarczanów powyżej 0,50%.

**Zawartość azotanów.** Badania zawartości azotanów ( $\text{NO}_3^-$ ) przeprowadzono w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia chlorków. W oparciu o niemieckie wytyczne WTA 2-9-04, za szkodliwą dla materiałów budowlanych przyjęto zawartość azotanów powyżej 0,15%.

#### **7.2.4. Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia**

Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia wymaga przeanalizowania wielu aspektów z nią związanych takich jak: ocena stanu powierzchni konstrukcji, ocena jakości i grubości betonu otuliny, badania chemiczne betonu, ocena rodzaju korozji i wielkości ubytków korozyjnych na zbrojeniu.

Przy opisie ubytków korozyjnych prętów zbrojeniowych zastosowano następującą gradację:

- korozja zaawansowana – ubytek powyżej 2 % pola przekroju poprzecznego pręta (występuje zagrożenie korozyjne),
- korozja nieznaczna – ubytek poniżej 2% pola przekroju poprzecznego pręta (początkowa faza rozwoju procesów korozyjnych),
- cienki nalot rdzy,

- brak korozji.

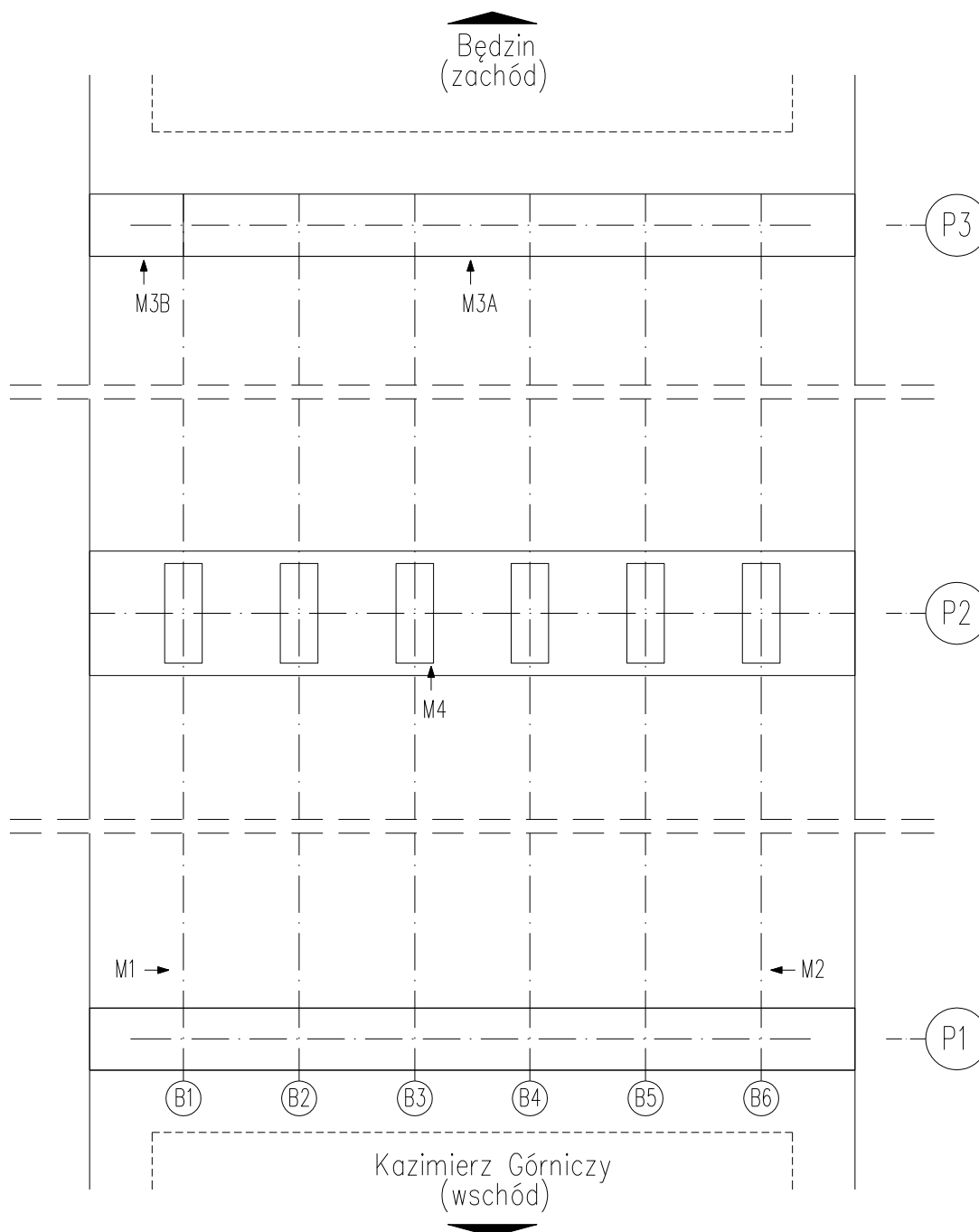
Obserwowany często w odkrywkach, cienki nalot rdzy na powierzchni prętów, w wielu przypadkach, mógł powstać jeszcze przed ich wbudowaniem w konstrukcję, na skutek bezpośredniego oddziaływania na pręty zbrojeniowe czynników atmosferycznych.

### 7.3. Lokalizacja i oznaczenie badanych elementów

#### Przyjęte oznaczenia badanych elementów:

P1, P2, P3 – numeracja podpór - od strony wschodniej (Kazimierz Górniczy);

B1, ... B6 – numeracja belek głównych - od strony południowej



Rys. 7.1 Lokalizacja miejsc pomiarowych na konstrukcji obiektu

## 7.4. Badania sklerometryczne betonu

### Dziennik pomiarów sklerometrycznych – belki ustroju niosącego

Typ przyrządu:	Młotek Schmidta typu "N"
Odbicie wzorcowe:	$79 < 80 \pm 2$
Data badania:	24.07.2019
Stan wilgotności betonu:	powietrzno-suchy
Wiek betonu w dniach:	> 1000 dni
Rodzaj kruszywa:	żwir
Przygotowanie powierzchni betonu:	szlifowanie.

TABELA 7.1 Tabela pomiarów sklerometrycznych – belki ustroju niosącego

Pkt. nr	Kąt $\alpha$ [°]	Liczby odbicia						Odczyt średni Lśr	Odczyt sprow. Lśr spr
		1	2	3	4	5	6		
1	0	56	61	59	61	58	59	59,0	59,0
2	0	58	57	61	56	57	59	58,0	58,0
3	0	58	60	58	57	61	58	58,7	58,7
4	0	60	63	63	60	58	62	61,0	61,0
5	0	60	58	62	61	59	59	59,8	59,8
6	0	59	58	59	62	61	58	59,5	59,5
7	0	62	60	57	62	58	61	60,0	60,0
8	0	58	59	60	62	59	62	60,0	60,0
9	0	60	62	63	64	59	60	61,3	61,3
10	0	57	61	59	58	60	59	59,0	59,0
11	0	58	61	58	59	61	60	59,5	59,5
12	0	60	62	61	59	58	61	60,2	60,2

Obliczenie wytrzymałości betonu według

Instrukcji ITB Nr 210

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

Wytrzymałość średnia betonu

$R_{\text{śr}}$  98,8 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

$R_{\text{min}}$  92,3 MPa

Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu

Współczynnik poprawkowy  $\alpha$  0,6

Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie  $f_{m(n),is}$  59,3 MPa

Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie  $f_{is,lowest}$  55,4 MPa

Odchylenie standardowe  $S_R$  2,3

Współczynnik zmienności wytrzymałości  $n_R$  3,8 %

Ocena jednorodności betonu - b. dobra

Zgodnie z normą PN-EN 13791:2008

$$f_{ck,is,cube} = f_{m(n),is} - k \quad \text{lub} \quad f_{ck,is,cube} = f_{is,lowest} + 4$$

$$k = 5$$

Wytrzymałość charakterystyczna betonu

54,3 MPa

Szacunkowa klasa wytrzymałości betonu

~ C40/50



## Otrzymane wyniki badania wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

- Jednorodność przypowierzchniowej warstwy betonu oceniono jako bardzo dobrą.
- Szacunkowa klasa wytrzymałości betonu belek ustroju niosącego **C40/50**. Mając na uwadze okres z którego pochodzi obiekt, zaleca się zredukowanie wyznaczonej klasy wytrzymałości betonu i przyjmowanie w obliczeniach klasy nie wyższej niż C25/30 (B30).
- Badania dotyczą przypowierzchniowej warstwy betonu. Badania należy traktować jako orientacyjne, ponieważ nie przeprowadzono skalowania krzywej regresji na odwiertach.
- **Dziennik pomiarów sklerometrycznych – płaszcz żelbetowy przyczółka P3**

Typ przyrządu: Młotek Schmidta typu "N"

Odbicie wzorcowe:  $79 < 80 \pm 2$

Data badania: 24.07.2019

Stan wilgotności betonu: powietrzno-suchy

Wiek betonu w dniach: > 1000 dni

Rodzaj kruszywa: bazalt

Przygotowanie powierzchni betonu: szlifowanie.

TABELA 7.2 Tabela pomiarów sklerometrycznych – płaszcz żelbetowy przyczółka P3

Pkt. nr	Kąt $\alpha$ [°]	Liczby odbicia						Odczyt średni Lśr	Odczyt sprow. Lśr spr
		1	2	3	4	5	6		
1	0	56	61	58	60	58	57	58,3	58,3
2	0	60	58	59	60	58	61	59,3	59,3
3	0	58	62	58	62	59	60	59,8	59,8
4	0	62	61	62	58	58	59	60,0	60,0
5	0	61	60	59	58	62	61	60,2	60,2
6	0	60	61	61	59	60	58	59,8	59,8
7	0	62	61	59	58	60	58	59,7	59,7
8	0	58	61	58	60	59	60	59,3	59,3
9	0	58	59	61	57	58	59	58,7	58,7
10	0	59	60	61	60	58	57	59,2	59,2
11	0	60	58	60	58	59	58	58,8	58,8
12	0	58	60	59	61	62	59	59,8	59,8

**Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210**

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

Wytrzymałość średnia betonu

**R<sub>sr</sub> 97,8 MPa**

Wytrzymałość minimalna betonu

**R<sub>min</sub> 93,6 MPa**

**Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu**

Współczynnik poprawkowy  $\alpha$  **0,6**

**Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie**  $f_{m(n),is}$  **58,7 MPa**

**Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie**  $f_{is,lowest}$  **56,1 MPa**

**Odchylenie standardowe**  $S_R$  **1,4**

**Współczynnik zmienności wytrzymałości**  $n_R$  **2,3 %**

**Ocena jednorodności betonu - b. dobra**

Zgodnie z normą PN-EN 13791:2008

$$f_{ck,is,cube} = f_{m(n),is} - k \quad \text{lub} \quad f_{ck,is,cube} = f_{is,lowest} + 4$$

$k = 5$

Wytrzymałość charakterystyczna betonu

**53,7 MPa**

Szacunkowa klasa wytrzymałości betonu

**~ C40/50**

**Otrzymane wyniki badania wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną**

- Jednorodność przypowierzchniowej warstwy betonu oceniono jako bardzo dobrą.
- Szacunkowa klasa wytrzymałości betonu płaszcza żelbetowego przyciółka **C40/50**. Zaleca się zredukowanie wyznaczonej klasy wytrzymałości betonu i przyjmowanie w obliczeniach klasy nie wyższej niż C35/45 (B45).
- Badania dotyczą przypowierzchniowej warstwy betonu. Badania należy traktować jako orientacyjne, ponieważ nie przeprowadzono skalowania krzywej regresji na odwiertach.
- **Dziennik pomiarów sklerometrycznych – słupy filara (P2)**

Typ przyrządu: Młotek Schmidta typu "N"

Odbicie wzorcowe:  $79 < 80 \pm 2$

Data badania: 24.07.2019

Stan wilgotności betonu: powietrzno-suchy

Wiek betonu w dniach: > 1000 dni

Rodzaj kruszywa: żwir

Przygotowanie powierzchni betonu: szlifowanie.

TABELA 7.3 Tabela pomiarów sklerometrycznych – słupy filara (P2)

Punkt nr	Kąt $\alpha$ [°]	Liczby odbicia						Odczyt średni Lśr	Odczyt sprow. Lśr spr
		1	2	3	4	5	6		
1	0	42	42	47	44	45	46	44,3	44,3
2	0	48	52	47	51	48	49	49,2	49,2
3	0	48	50	52	48	49	50	49,5	49,5
4	0	52	47	48	52	48	47	49,0	49,0
5	0	53	48	51	48	49	52	50,2	50,2
6	0	49	44	45	47	44	48	46,2	46,2
7	0	48	53	52	48	49	51	50,2	50,2
8	0	50	51	55	52	50	50	51,3	51,3
9	0	47	51	46	47	51	48	48,3	48,3
10	0	54	52	51	49	54	52	52,0	52,0
11	0	45	44	49	48	44	46	46,0	46,0
12	0	43	44	48	46	48	46	45,8	45,8

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

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

Wytrzymałość średnia betonu

$R_{\text{sr}}$  59,7 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

$R_{\text{min}}$  47,4 MPa

Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu

Współczynnik poprawkowy  $\alpha$  0,6

Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie  $f_{m(n),is}$  35,8 MPa

Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie  $f_{is,lowest}$  28,5 MPa

Odchylenie standardowe  $S_R$  4,4

Współczynnik zmienności wytrzymałości  $n_R$  12,2 %

Ocena jednorodności betonu - dobra

Zgodnie z normą PN-EN 13791:2008

$$f_{ck,is,cube} = f_{m(n),is} - k \quad \text{lub} \quad f_{ck,is,cube} = f_{is,lowest} + 4$$

$k = 5$

Wytrzymałość charakterystyczna betonu

30,8 MPa

Szacunkowa klasa wytrzymałości betonu

~ C25/30

#### Otrzymane wyniki badania wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

- Jednorodność przypowierzchniowej warstwy betonu oceniono słupów filara **C25/30**. Mając na uwadze okres z którego pochodzi obiekt, zaleca się zredukowanie wyznaczonej klasy wytrzymałości betonu i przyjmowanie w obliczeniach klasy nie wyższej niż C20/25 (B25).
- Badania dotyczą przypowierzchniowej warstwy betonu. Badania należy traktować jako orientacyjne, ponieważ nie przeprowadzono skalowania krzywej regresji na odwiertach.

## 7.5. Lokalizacja i pomiar grubości otuliny zbrojenia

Identyfikację (skanowanie) prętów zbrojeniowych wykonano w następujących miejscach pomiarowych:

- Belki skrajne B1 (M1) i B6 (M2) nad przyczółkiem P1;
- Przyczółek P3 (M3A i M3B) – płaszcz żelbetowy;
- Słup (M4) filara P2.

Po zlokalizowaniu prętów na danym obszarze pomiarowym, w następnej kolejności wykonano mikro-odkuvkę nad wybranym prętem. W mikro-odkuvce dokonano bezpośredniego pomiaru średnicy pręta oraz oceniono jego ubytki korozyjne. Odkuvkę naprawiono przy użyciu specjalistycznego materiału typu PCC do napraw konstrukcji żelbetowych.

### ♦ Zbrojenie belek głównych (miejsc pomiarowe M1 i M2)

Belki skrajne B1 i B6 nad przyczółkiem P1

Strzemiona

- pręty gładkie o średnicy  $\varnothing$  12 mm
- rozstaw  $18 \div 24$  cm – średnio co 20 cm (w strefie przypodporowej)
- grubość otuliny  $19 \div 25$  mm – średnio 21 mm (< wymaganego min. 25 mm)

Pręty główne

- pręty o średnicy  $\approx \varnothing$  40 mm
- grubość otuliny  $30 \div 38$  mm – średnio 35 mm (> wymaganego min. 30 mm)

W miejscu ubytku otuliny (Rys. 5.1)

- ubytki korozyjne do około  $5 \div 10$  % przekroju poprzecznego strzemion
- ubytki korozyjne do około  $2 \div 3$  % przekroju poprzecznego prętów głównych

### ♦ Zbrojenie płaszcza żelbetowego przyczółka P3 (miejsc pomiarowe M3A i M3B)

- Inspekcja ubytków betonu oraz skanowanie zbrojenia (Rys. 5.2) pozwoliła ustalić, że na pierwotnym korpusie przyczółka P3 znajduje się dobetonowana warstwa (płaszcz żelbetowy) o grubości około 17 cm, zbrojona siatką prętów  $\varnothing$  6 mm o oczkach  $15 \times 15$  cm i grubość otuliny około 60 mm.
- W miejscu ubytku betonu płaszcz (miejscowe rozsegregowanie kruszywa), ubytki korozyjne do około  $15 \div 30$  % przekroju poprzecznego prętów siatki.

### ♦ Zbrojenie słupa filara P2 (miejsc pomiarowe M4)

- Skanowanie po obwodzie słupa wykazało, że
    - Zbrojenie główne – pręty gładkie o średnicy  $\approx \varnothing$  14 mm
- Układ prętów 3 szt. x 6 szt. (łącznie 14 szt.)

Grubość otuliny  $27 \div 48$  mm – średnio 40 mm (< wymaganego min. 50 mm).

- Strzemiona – pręty gładkie o dwóch rodzajach średnic  $\varnothing 8$  i  $\varnothing 10$  mm

Rozstaw strzemion  $28 \div 34$  mm, średnio co 30 cm

Grubość otuliny  $17 \div 34$  mm – średnio 26 mm (< wymaganego min. 40 mm).

- W miejscu ubytku otuliny (Rys. 5.3)
  - ubytki korozyjne do około  $15 \div 30$  % przekroju poprzecznego strzemion
  - ubytki korozyjne do około  $15 \div 25$  % przekroju poprzecznego prętów pionowych.



Fot. 7.1 Belka B6 nad przyczółkiem P1 - zaawansowana korozja zbrojenia w miejscu rozległego ubytku i odspojenia otuliny betonowej wzdłuż dolnej krawędzi belki





Fot. 7.2 Przyciótek P3 – po prawej obraz skanowania zbrojenia płaszcza żelbetowego w miejscu rozległego ubytku warstwy wierzchniej, po lewej miejscowy ubytek betonu na pełną grubość płaszcza (rozsegregowanie kruszywa, wilgoć pod płaszczem)



Fot. 7.3 Słup filara P2 – rozległe ubytki betonu otuliny w dolnych partiach słupów i górnej powierzchni ławy fundamentowej, deformacja prętów głównych w miejscach ubytków otuliny, miejscowe ubytki betonu do głębokości 5÷8 cm

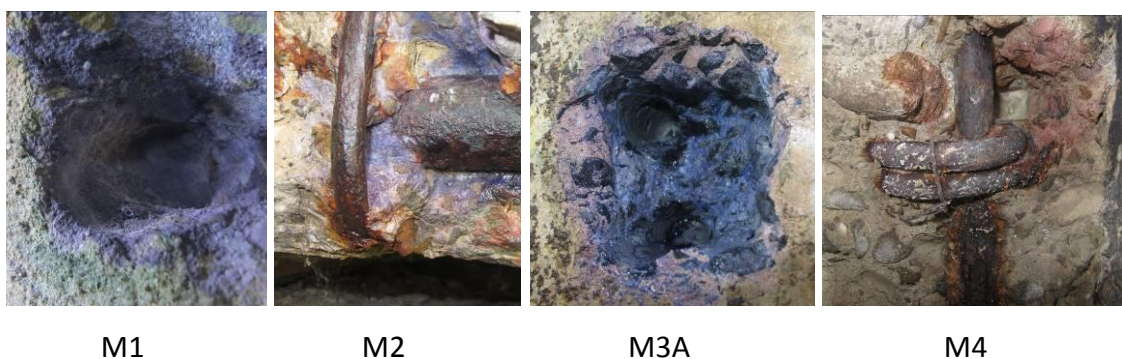
## 7.6. Badania chemiczne betonu

### 7.6.1. Głębokość karbonatyzacji (pH) betonu

W ramach niniejszych badań, ocenę zasięgu i intensywności (profil) procesu karbonatyzacji, określono przy użyciu testu tęczowego (preparatem Rainbow-Test).

TABELA 7.4 Zestawienie wyników badania karbonatyzacji betonu

Punkt pomiarowy	Profil karbonatyzacji (pH betonu)	Grubość otuliny prętów zbrojeniowych
M1	Belka skrajna pH 9 na głębokość 1-1 mm, głębiej pH 13 <b>głębokość karbonatyzacji – 1-2 mm</b>	19 ÷ 25 mm
M2	Belka skrajna (rejon uszkodzenia otuliny) pH 7-9 na głębokość <10 mm, głębiej pH 13 <b>głębokość karbonatyzacji – 10 mm</b>	19 ÷ 25 mm
M3A	Płaszcz żelbetowy przyczółka P3 pH 13 <b>brak karbonatyzacji</b>	60 mm
M4	Słup filara P2 pH 5-7 na głębokość >50 mm <b>głębokość karbonatyzacji &gt; 50 mm</b>	17 ÷ 34 mm



Fot. 7.4 Pomiar głębokości karbonatyzacji z użyciem testu tęczowego – kolor niebieski oznacza beton nieskarbonatyzowany, kolor czerwony oznacza beton skarbonatyzowany (nie chroniący zbrojenia przed korozją)

- ♦ **Pomiary pH betonu wykazały, że korozją w otoczeniu betonu skarbonatyzowanego zagrożone jest zbrojenie w konstrukcji filara oraz miejscowo w ustroju niosącym – w miejscach o niedostatecznej grubości otuliny lub jej uszkodzeń.**

### 7.6.2. Głębokość skażenia betonu solami

W ramach niniejszych badań, ocenę głębokości skażenia betonu szkodliwymi solami, określono przy użyciu testów Aquamerck.

TABELA 7.5 – Zestawienie wyników badania skażenia betonu solami

Pkt.	Głębokość pomiaru	Chlorki		Siarczany		Azotany	
		[%] masy cementu		[%] masy betonu		[%] masy betonu	
M1	Belka gł.	<b>0,53</b>	Wartość	< 0,2	Wartość	0,03	Wartość
	0,5 cm	0,16	dopuszcz.	< 0,2	dopuszcz.	0,03	dopuszcz.
	1,5 cm	0,07	< 0,4	< 0,2	≤ 0,5	0,01	≤ 0,1
	3 cm						
M3	Płaszcz żelb.	0,19	< 0,4	< 0,2	≤ 0,5	0	≤ 0,1
	1 cm	0,16		< 0,2		0	
	3 cm	0,12		< 0,2		0	
	6 cm						
M4	Słup filara	0,28	< 0,4	< 0,2	≤ 0,5	0,03	≤ 0,1
	1 cm	0,18		< 0,2		0,03	
	3 cm	0,09		< 0,2		0	
	6 cm						

- ♦ Wyniki badań chemicznych zasolenia betonu wykazały przekroczenie dopuszczalnego stężenia chlorków na belce skrajnej do głębokości 0,5 cm, co nie stanowi zagrożenia korozyjnego dla właściwie otulonych prętów zbrojeniowych.
- ♦ W belce na większych głębokościach występują zaledwie śladowe ilości jonów chlorkowych, znacznie poniżej wartości dopuszczalnej w tym względzie.
- ♦ Badania chemiczne nie wykazały podwyższonych wartości siarczanów i azotanów.

### 7.7. Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia

Nieniszczące pomiary grubości otuliny, pomiary ubytków korozyjnych zbrojenia w odkuwkach oraz badania chemiczne betonu pozwoliły stwierdzić, że:

- **W ustroju niosącym** zbrojenie zagrożone jest korozją w miejscach zacieków i przecieków z pomostu na skutek skażenia chlorkami oraz w miejscach uszkodzeń i ubytków betonu otuliny. Największe ubytki korozyjne – w miejscach widocznej korozji zbrojenia - dochodzą do około 2÷3 % przekroju poprzecznego prętów głównych i około 5÷10 % przekroju poprzecznego strzemion.
- **W płaszczach żelbetowych przyczółków** zagrożenie korozyjne zbrojenia ogólnie nie występuje. Korozja zbrojenia występuje jedynie lokalnie w miejscach ubytków betonu.
- **W konstrukcji filara** zbrojenie zagrożone jest korozją w miejscach uszkodzeń i ubytków betonu otuliny. Największe ubytki korozyjne – w miejscach widocznej korozji zbrojenia - dochodzą do około 15÷25 % przekroju poprzecznego prętów pionowych i około 15÷30 % przekroju poprzecznego strzemion.



## 8. OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU

Ocena stanu technicznego obiektu na podstawie wniosków z przeglądu oraz wyników z badań.

### ♦ Wnioski z przeglądu

Stan techniczny mostu określa się jako **NIEDOSTATECZNY**.

Na dźwigarach stwierdzono znaczne ubytki betonu oraz korozja stali zbrojeniowej. Na dźwigarach w strefie podporowej degradacja betonu. Nośność obiektu ograniczona do 15 t. Na podporze pośredniej występują ubytki betonu, korozja stali zbrojeniowej, zacieki, osady i wykwyty. Łożyska skorodowane, nastąpiło rozwarstwienie blach stalowych łożyska. Na powierzchni przyczółków stwierdzono znaczne zarysowania betonu. Występują również zacieki i osady. Na ścianie zapleczonej wystąpiło pęknięcie i przemieszczenie elementów betonowych.

### ♦ Wyniki badań materiałowych

- **Badania wytrzymałościowe.** Na podstawie pomiarów sklerometrycznych z użyciem młotka Schmidta typu N oszacowano klasę wytrzymałości betonu:

Belki ustroju niosącego - C40/50, zalecana nie wyższa niż **C25/30 (B30)**.

Płaszcz żelbetowa przyczółka - C40/50, zalecana nie wyższa niż **C35/45 (B45)**.

Słupy filara - C25/30, zalecana nie wyższa niż **C20/25 (B25)**.

- **Lokalizacja i pomiar grubości otuliny zbrojenia.**

Badania nieniszczące i mikro-odkuwki pozwoliły ustalić rozstaw prętów zbrojeniowych oraz grubość ich otuliny.

Belki ustroju niosącego – pręty główne o średnicy  $\approx \varnothing 40$  mm i otulinie  $\approx 35$  mm, strzemiona o średnicy  $\varnothing 12$  mm i otulinie  $\approx 21$  mm. Grubość otuliny strzemion nie spełnia wymaganego minimum 25 mm.

Zbrojenie płaszcza żelbetowego przyczółka o grubości około 17 cm - siatka prętów  $\varnothing 6$  mm o oczkach 15 x 15 cm i grubości otuliny około 60 mm.

Zbrojenie słupa filara – pręty główne o średnicy  $\approx \varnothing 14$  mm i otulinie  $\approx 40$  mm, strzemiona o średnicy  $\varnothing 8/10$  mm i otulinie  $\approx 26$  mm. Grubość otuliny strzemion i prętów głównych nie spełnia wymaganego minimum odpowiednio 40 i 50 mm.

- **Badania chemiczne betonu.**

Pomiary pH betonu wykazały, że korozją w otoczeniu betonu skarbonatyzowanego zagrożone jest zbrojenie w konstrukcji filara oraz miejscowo w ustroju niosącym – w miejscach o niedostatecznej grubości otuliny lub jej uszkodzeń.

Wyniki badań chemicznych zasolenia betonu wykazały przekroczenie dopuszczalnego stężenia chlorków na belce skrajnej do głębokości 0,5 cm, co nie stanowi zagrożenia korozyjnego dla właściwie otulonych prętów zbrojeniowych. W belce na większych głębokościach oraz w płaszczu żelbetowym przyczółka i słupie filara - występują

zaledwie śladowe ilości jonów chlorkowych, znacznie poniżej wartości dopuszczalnej w tym względzie.

Badania chemiczne nie wykazały podwyższonych wartości siarczanów i azotanów.

- **Ocena zagrożenia korozyjnego zbrojenia**

W ustroju niosącym - największe ubytki korozyjne występują w miejscach widocznej korozji zbrojenia - dochodzą do około  $2\div 3$  % przekroju poprzecznego prętów głównych i około  $5\div 10$  % przekroju poprzecznego strzemion.

W płaszczach żelbetowych przyczółków - zagrożenie korozyjne zbrojenia ogólnie nie występuje.

W konstrukcji filara - największe ubytki korozyjne występują w miejscach widocznej korozji zbrojenia - dochodzą do około  $15\div 25$  % przekroju poprzecznego prętów pionowych i około  $15\div 30$  % przekroju poprzecznego strzemion.

- **Wyniki badań materiałowych** wskazują, że beton w konstrukcji przęseł i podpór ma relatywnie wysokie parametry wytrzymałościowe, jednak na skutek intensywnych i długotrwałych przecieków z pomostu oraz pęknięć konstrukcji spowodowanych osiadaniem jej elementów, doszło miejscowo do zaawansowanej degradacji konstrukcji oraz uszkodzeń o charakterze przeciążeniowym. Postępująca degradacja konstrukcji doprowadziła również do wtórnych uszkodzeń wykonanych wcześniej napraw i wzmocnień konstrukcji przyczółków.

## **9. ZALECENIA I WNIOSKI KOŃCOWE.**

### **9.1. Wnioski**

Na podstawie opracowanej ekspertyzy stwierdza się zły stan techniczny obiektu, zarówno dla elementów konstrukcyjnych (ustrój nośny, podpory) jak i dla elementów wyposażenia obiektu. Biorąc pod uwagę zaawansowanie degradacji elementów konstrukcji, wyposażenia obiektu oraz fakt, że przeszkoda nad którą znajduje się obiekt nie spełnia już swojej funkcji wykonanie remontu generalnego obiektu nie ma uzasadnienia finansowego, nie zapewni uzyskania pożądanej trwałości oraz uzyskania parametrów użytkowych dla drogi klasy L. W związku z powyższym zaleca się wykonanie doraźnych prac zabezpieczających na obiekcie pozwalających na jego dalsze użytkowanie w najbliższej przyszłości. Remont podpory pośredniej obiektu ze względu na jej stan techniczny i stwierdzone uszkodzenia powinien być wykonany w trybie pilnym. Ze względu na nieprzestrzeganie przez kierowców samochodów ciężarowych ograniczenia nośności, utrzymanie aktualnej nośności obiektu tj. 15 ton, uwarunkowane jest wykonaniem tymczasowego podparcia i remontu podpory pośredniej w okresie do 8 miesięcy od wykonania ekspertyzy. Docelowo obiekt powinien zostać przeznaczony do przebudowy. Brak podjęcia doraźnych prac remontowych, skutkować będzie postępującą degradacją obiektu i w konsekwencji może przyczynić się do decyzji o kolejnym obniżeniu nośności użytkowej obiektu lub całkowitym zamknięciu obiektu dla ruchu.

### **9.2. Zalecenia dotyczące dalszego postępowania z obiektem.**

W celu dalszej eksploatacji obiektu zaleca się wykonanie najpilniejszych prac zabezpieczających konstrukcję i wyposażenie obiektu:

- Usunięciu luźnych i skorodowanych fragmentów betonu na dźwigarach i podporach oraz wykonanie prac naprawczych zaprawami PCC.
- Wykonanie podparcia tymczasowego i pilnego remontu podporu pośredniej w zakresie zabezpieczenia antykorozyjnego odsłoniętych prętów zbrojeniowych oraz odtworzenia otuliny betonowej,
- Wymianie nawierzchni jezdni na obiekcie oraz wymiany nawierzchni na chodnikach,
- Montażu barier energochłonnych oraz reprofilacji barier przy chodniku południowym,
- Należy utrzymać aktualną nośność użytkową obiektu (15 ton).

Powyższe prace remontowe nie pozwalają na podniesienie aktualnej nośności obiektu, a jedynie zabezpieczają elementy konstrukcyjne obiektu przed dalszą degradacją. Prace remontowe ze względu na ich zakres i charakter powinny być wykonane na podstawie odrębnego projektu budowlano wykonawczego.

Proponuje się wybranie jednego z trzech poniżej przedstawionych wariantów dalszego postępowania z obiektem:

- Remont obiektu obejmujący roboty wyszczególnione w pkt. 9.1 – wariant podstawowy, nie powodujący zajęcia terenu pod obiektem oraz uwzględniający istniejącą konstrukcję,

Szacunkowy koszt: 2 500 000,00 zł brutto.

- Budowa nowego obiektu mostowego dostosowanego do obowiązujących przepisów – wariant zasadny pod warunkiem konieczności zachowania przejezdności terenu pod obiektem,

Szacunkowy koszt: 7 000 000,00 - 8 000 000,00 zł brutto.

- Wykonanie nasypu drogowego wraz z odwodnieniem terenu przy obiekcie – wariant zasadny w przypadku możliwości zrezygnowania z przejezdności terenu pod obiektem.

Szacunkowy koszt: 2 300 000,00 - 3 000 000,00 zł brutto.

## **Załącznik nr 1.**

Dokumentacja fotograficzna obiektu



Fot. 1. Widok na ustrój nośny. Korozja prętów zbrojeniowych, ubytki i korozja betonu na powierzchni dźwigarów i podpory pośredniej.



Fot. 2. Zarysowanie betonu na przyczółku, korozja stali zbrojeniowej i rdzawe zacieki.





Fot. 3. Korozja betonu na podporze pośredniej. Korozja strzemion na dźwigarach. Znaczne ubytki betonu na dźwigarach i podporze pośredniej.



Fot. 4. Widok na przestrzeń między ustrojem i ścianą zapleczną. Znaczne zanieczyszczenie ławy podłożyskowej, korozja stali łożyska i korozja stali zbrojeniowej poprzecznicy. Degradacja betonu na poprzecznicy i ścianie zapleczonej.





Fot. 5. Znaczne ubytki betonu na dźwigarze. Korozja stali zbrojeniowej.



Fot. 6. Korozja i ubytki betonu na słupie podpory pośredniej. Korozja stali zbrojeniowej.





Fot. 7. Zaawansowana korozja betonu na powierzchni filara. Znaczne wykwyty i osady na całej powierzchni.



Fot. 8. Pęknięcie ściany zapleczej, przemieszczenie elementów betonowych. Ubytki betonu i korozja stali zbrojeniowej.



Fot. 9. Korozja stali łożysk. Korozja stali na dźwigarach.



Fot. 10. Głębokie ubytki betonu nad łożyskiem, korozja stali zbrojeniowej.





Fot. 11. Znaczne ubytki betonu na dźwigarze w rejonie podparcia. Ubytki betonu na ścianie zapleczej.



Fot. 12. degradacja oczepu oraz filarów podpory pośredniej. Korozja łożysk.



Fot. 13. Całkowita degradacja osłon urządzeń obcych na obiekcie.



Fot. 14. Osady i przecieki na powierzchni płyty pomostowej. Widoczne odsłonięte strzemiona.





Fot. 15. Znaczne ubytki betonu oraz korozja stali zbrojeniowej filaru u jego podstawy.



Fot. 16. Ubytek betonu na skrzydełku. Zacieki, wegetacja roślin.





Fot. 17. Nawierzchnia chodnika po stronie południowej. Widoczne zanieczyszczenia, wegetacja roślin, deformacje nawierzchni ślady po zastoiskach wody.



Fot. 18. Ubytek betonu kapy chodnikowej i płyty pomostowej. Przez otwór widoczny teren pod obiektem.





Fot. 19. Deformacja nawierzchni jezdni, krawężnik o zbyt małym wyniesieniu.



Fot. 20. Nawierzchnia jezdni. Deformacje w postaci kolein na całej długości obiektu.





Fot. 21. Deformacja nawierzchni chodnika, znaczne zanieczyszczenia i wegetacja roślin.  
Widoczne naniesienie gruntu po tworzących się zastoiskach wody.



Fot. 22. Deformacje nawierzchni w rejonie szczeliny dylatacyjnej.





Fot. 23. Deformacja nawierzchni i przemieszczenie krawężnika nad szczeliną dylatacyjną.



Fot. 24. Zanieczyszczenie na całej powierzchni chodnika północnego.

## **Załącznik nr 2.**

Dokumenty formalno-prawne





P O L S K A  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna  
KK-0056-0043/13

Warszawa, dnia 24 października 2013 r.

### DECYZJA Nr RZE/X/ 0048/13

Na podstawie art. 36 ust.1 pkt. 3 ustawy z 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (t. j. Dz. U. z 2013 r. poz. 932) w związku z art. 15 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t. j. Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.), po rozpatrzeniu wniosku Pana dr inż. Tomasza Łakomy z dnia 30 kwietnia 2013 r. (ze zmianą z dnia 17 września 2013 r.) oraz dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie, praktykę zawodową i uprawnienia budowlane z dnia 20 grudnia 2002 r. nr ewid. 229/02/DUW, a także znaczący dorobek praktyczny w zakresie objętym rzeczoznawstwem

**Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa  
nadaje**

**Panu Tomaszowi Łakomy  
ur. dnia 27 kwietnia 1972 r. w Wieluniu**

**doktorowi inżynierowi budownictwa**

**tytuł**

### **RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

**w specjalności konstrukcyjno – budowlanej obejmującej projektowanie typu mostowego oraz diagnostykę i naprawy konstrukcji żelbetonowych i stalowych.**

Pan dr inż. Tomasz Łakomy może wykonywać funkcję rzeczoznawcy budowlanego na terenie całego kraju w wyżej wymienionym zakresie.

#### **Uzasadnienie**

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa na podstawie złożonych dokumentów i przeprowadzonego postępowania kwalifikacyjnego ustaliła, że Pan dr inż. Tomasz Łakomy spełnia wymagania określone w art. 15 ust. 1 ustawy z 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t. j. Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.). W związku z powyższym Krajowa Komisja Kwalifikacyjna orzekła jak w sentencji.

#### **Pouczenie:**

Od niniejszej decyzji przysługuje wniosek o ponowne rozpatrzenie sprawy do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, 00-048 Warszawa, ul. Mazowiecka 6/8, w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



**Skład Orzekający  
Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej:**

Prof. zw. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski .....  
Wiceprzewodniczący Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej

Mgr inż. Zbigniew Drewnowski .....  
.....

Mgr inż. Elżbieta Daszkiewicz .....  
.....

#### **Otrzymują:**

1. Pan Tomasz Łakomy, ul. Oboźna 62/1, 52-244 Wrocław
2. Dolnośląska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

Pan Tomasz Łakomy uiścił opłatę w kwocie 10 zł (dziesięć złotych) na rachunek bankowy Urzędu Dzielnicy Śródmieście m. st. Warszawy zgodnie z ustawą z dnia 16 listopada 2006 r. o opłacie skarbowej (Dz.U. Nr 225, poz. 1635 z późn. zm.).