



„DROMOST” sp. z o.o.

UL. TRÓJPOLE 3B, 61-693 POZNAŃ  
tel./fax: +48 61 82-77-670, +48 61 82-77-671  
www.dromost.pl biuro@dromost.pl

DROGI, MOSTY, INŻYNIERIA RUCHU,  
PROJEKTOWANIE, NADZÓR, CONSULTING

## PROJEKT BUDOWLANY I WYKONAWCZY ROZBUDOWY MOSTU W CIĄGU DROGI KRAJOWEJ NR 21 NA RZ. SŁUPIA W M. USTKA

STADIUM	ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM MOSTU (EKSPERTYZA TECHNICZNA)
BRANŻA	DROGOWO – MOSTOWA
ZAMAWIAJĄCY	GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD ODDZIAŁ W GDAŃSKU UL. SUBISŁAWA 5
NR UMOWY	301/P-2/2010
DATA WYKONANIA	LISTOPAD 2010
ZAWARTOŚĆ	<ul style="list-style-type: none"><li>- Część opisowa – charakterystyka i stan obiektu</li><li>- Diagnostyka konstrukcji</li><li>- Orzeczenie o stanie technicznym</li><li>- Rysunki inwentaryzacyjne</li><li>- Dokumentacja fotograficzna</li></ul>

Opracowanie	Nazwisko	Nr uprawnień	Specjalność	Podpis
Diagnostyka konstrukcji Orzeczenie o stanie technicznym obiektu	dr hab. inż. Arkadiusz Madaj prof. PP	7121/133/P/2001	Projektowanie bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej	
Inwentaryzacja techniczna Opisy techniczne	mgr inż. Zenon Stachowski	119/79/Pw	Projektowanie i kierowanie robotami w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej w zakresie mostów	

## **1. DANE OGÓLNE**

### **1.1. Podstawa opracowania**

Umowa 301/P-2/2010 z dnia 5.10.2010

### **1.2. Przedmiot i cel opracowania**

Ekspertyza wykonana dla potrzeb rozbudowy mostu i układu komunikacyjnego

### **1.3. Zakres opracowania**

Diagnostyka konstrukcji i orzeczenie o stanie technicznym mostu

### **1.4. Wykorzystane materiały i dokumenty**

- Materiały archiwalne ( fragmenty ) – „ Projekt szczegółowy mostu żelbetowego l = 43.6 m na drodze państwowej Ustka – Darłowo km 72 + 587 na rz. Słupia w m. Ustka pow. Słupsk 1953 r
- Dokumentacja projektowa pn.: „Przebudowa mostu przez rz. Słupię w ciągu drogi wojewódzkiej nr 203 Darłowo - Ustka w km 68+548 w m. Ustka" 2007 r. na zlecenie Zarządu Dróg Wojewódzkich w Gdańsku
- PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia
- PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- PN-82/S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Wytyczne stosowania drogowych barier ochronnych na drogach krajowych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, W-wa 2010

## **2. OPIS OBIEKTU**

### **2.1. Charakterystyka ogólna**

Most położony jest w ciągu ul. Dworcowej i ul. Darłowskiej, które w mieście Ustce stanowią odcinek drogi krajowej nr 21 i drogi wojewódzkiej nr 203. Bezpośrednio przed mostem od strony Darłowa usytuowane jest skrzyżowanie z ul. Bohaterów Westerplatte. Od strony ul. Dworcowej za mostem znajduje się przejazd przez tory kolejowe. W bezpośrednim sąsiedztwie mostu nie występuje zwarta zabudowa miejska, z wyjątkiem budynku straży pożarnej. Przeszkodą dla mostu jest rzeka Słupia, która kilkaset metrów dalej znajduje ujście w Morzu Bałtyckim.

Most odbudowano ze zniszczeń wojennych w 1953 roku. Wykonana została nowa konstrukcja przeszłowa, zbliżona do tej z przed 1939 roku. Przy odbudowie wykorzystano istniejące fundamenty i korpusy podpór. Pierwotnie jezdnia mostu posiadała nawierzchnię z kostki kamiennej. Obecnie na jezdni ułożona jest nawierzchnia bitumiczna.

W 1993 roku zmontowano stalową kładkę (pomost) nad skrzydłem przyczółka od strony torów kolejowych, w celu odsunięcia ruchu pieszych od krawędzi jezdni na łuku drogi od strony ul. Dworcowej. Dla poprawy bezpieczeństwa ruchu pieszych wykonano także na moście stalową balustradę wzdłuż chodnika od dolnej wody.

Konstrukcję nośną mostu stanowi żelbetowy ruszt belkowo-płytkowy, o schemacie belki ciągłej 3-przęsłowej. Podstawowe parametry techniczne obiektu są następujące :

- rozpiętości teoretyczne przęseł - 13,50+16,60+13,50 m
- całkowita długość mostu - 44,12 m
- szerokość jezdni - 6,90 m
- szerokość chodników - 2x1,29 m
- szerokość całkowita mostu - 10,20 m
- balustrady - słupki żelbetowe z wypełnieniem stalowym
- nawierzchnia jezdni - asfaltobeton
- nawierzchnia chodników - asfalt lany
- spadek poprzeczny na jezdni - daszkowy średnio ok. 2 %
- spadek podłużny na moście - 2-stronny do przyczółków, ok. 0,9 %
- kąt skrzyżowania osi mostu z rzeką - ok. 50 °
- nośność mostu wg PN-85/S-10030 - kl. C - 30 ton
- długość i szerokość stalowej kładki - 7,0 m i 1,7 m .

## **2.2. Ustrój niosący**

Konstrukcja żelbetowa przekroju poprzecznym z 5 dźwigarów w rozstawie osiowym 1,84 m . Skrajne dźwigary są wyższe od środkowych i pełnią rolę krawężników zamykających koryto dla warstw konstrukcyjnych jezdni. Wszystkie dźwigary nad filarami posiadają skosy o wysokości 45 cm. Szerokość środków dźwigarów wynosi 34 cm. Grubość płyty pomostu jest stała i wynosi 16 cm. Spadek poprzeczny płyty wynosi 2 %. Dźwigary główne połączone są poprzecznicami poprzecznic o szerokości 20 cm. Nad przyczółkami i filarami usytuowane są ukośnie poprzecznicę podporowe o szerokości 40 cm.

Most nie posiada urządzeń dylatacyjnych. Występują jedynie obramowania z kątowników stalowych na krawędziach pomostu.

## **2.3. Podpory**

Filary mostu, które usytuowane są w korycie rzeki, mają masywną betonową konstrukcję w postaci pełno-ściennego korpusu i ławy fundamentowej posadowionej bezpośrednio. Przyczółki, podobnie jak filary, też posiadają pełnościenny masywny korpus posadowiony bezpośrednio. Do przyczółków przylegają niezależne konstrukcje skrzydeł, które pełnią rolę murów oporowych podtrzymujących nasyp i skarpy brzegów rzeki. Na skrzydłach wykonane są balustrady o takiej samej konstrukcji jak na przęsłach mostu. Fundamenty wszystkich podpór zostały wykonane w drewnianych ściankach szczelnych. Na skarpach przy przyczółkach brak jest umocnienia. Rosnące drzewa kolidują z projektowanym zakresem przebudowy obiektu.

## **2.4. Łożyska**

Na wszystkich podporach mostu znajdują się stalowe łożyska. Na przyczółkach występują łożyska ruchome 1-wałkowe. Na filarze od strony ul. Darłowskiej zamontowane są łożyska stałe. Na filarze od strony ul. Dworcowej ustawione są łożyska ruchome 2-wałkowe.

## **2.5. Odwodnienie mostu**

Odwodnienie mostu odbywa się poprzez 4 wpusty ściekowe usytuowane przed dylatacjami na przyczółkach. Wody opadowe i roztopowe odprowadzane są bezpośrednio do rzeki.

## **2.6. Warunki gruntowe**

Według archiwalnej dokumentacji geotechnicznej w obrębie mostu w wykonanych otworach wiertniczych występowały następujące przewarstwienia gruntów :

- na lewym brzegu (od strony ul. Darłowskiej)
    - nasyp niekontrolowany o miąższości 2,9 m
    - piaski drobne, piaski średnie i grube, średnio zagęszczone o miąższości 6,4 m
    - gliny i pyły w stanie twardoplastycznym o miąższości 2,7 m
  - na prawym brzegu (od strony ul Dworcowej)
    - nasyp niekontrolowany o miąższości 1,7 m
    - piaski drobne i piaski średnie, średnio zagęszczone o miąższości 4,3 m
    - gliny pylaste w stanie twardoplastycznym o miąższości 3,0 m
    - piaski drobne, piaski średnie i grube, średnio zagęszczone miąższości 3,0 m
- . Zwierciadło wody gruntowej ściśle powiązane jest z poziomem wód rzeki Słupi.

## **2.7. Dojazdy do mostu**

### **Dojazd od strony ul. Darłowskiej**

Szerokość jezdni na długości dojazdu jest zmienna i wynosi od 7,0 m na prostej, do ok. 9,0 m na łuku przed mostem.

Na skarpie brzegu rzeki, od strony górnej wody znajduje się wylot kanalizacji deszczowej od urządzeń podczyszczających wody opadowe (separatora i piaskownika).

### **Dojazd od strony Dworcowej**

Cały dojazd znajduje się w dużym spadku podłużnym, począwszy od wiaduktu nad torami kolejowymi. Na jezdni ułożona jest nawierzchnia bitumiczna. Chodniki posiadają nawierzchnię z płyt betonowych.

Bezpośrednio przed mostem usytuowany jest skręt do dawnego składu opału oraz przejazd i przejście przez tory kolejowe. Z uwagi na łuk drogi, przed mostem i kładką stalową ustawiona jest stalowa bariera ochronna. Od strony górnej wody, na skarpie brzegu rzeki, znajduje się zniszczony wylot kanalizacji deszczowej. Odprowadza on ścieki z wpustu ulicznego, które zbiera wody opadowe z całej powierzchni dojazdu. Wzdłuż chodnika za mostem znajduje się balustrada o konstrukcji takiej jak na moście i skrzydłach.

## **2.8. Sieć uzbrojenia terenu**

Przez most przebiega szereg urządzeń sieci uzbrojenia terenu.

Pod chodnikiem od strony dolnej wody podwieszone są kable energetyczne, kable telekomunikacyjne oraz nieczynny gazociąg. Pod chodnikiem od strony górnej wody podwieszone są kable energetyczne i kable telekomunikacyjne. Bezpośrednio za



mostem, od strony dolnej wody, usytuowane są 2 latarnie oświetleniowe. Za przyczółkiem mostu, pod jezdnią ul. Darłowskiej, przebiega trasa wodociągu i gazociągu.

## **2.9. Zielen**

W granicach objętych niniejszym projektem nie występują tereny zieleni urządzonej. W bezpośrednim sąsiedztwie mostu, na obu brzegach od strony dolnej wody, rosną drzewa. Usytuowanie ich koliduje z zakresem projektowanych prac remontowych.

## **3. OCENA USZKODZEŃ W POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTACH MOSTU Z ANALIZĄ PRZYCZYN ICH POWSTANIA ORAZ SKUTKÓW, KTÓRE MOGĄ SPOWODOWAĆ,**

### **3.1. Konstrukcja nośna**

Poza typowymi uszkodzeniami w postaci ognisk korozji i ubytków betonu, korozji odsłoniętych prętów zbrojeniowych oraz przecieków przez nieszczelną izolację, występują także rozległe zarysowania otuliny dolnego zbrojenia, przede wszystkim skrajnych dźwigarów na długości skrajnych przęseł. Spowodowane jest to przeciekami z nieszczelnej izolacji i w konsekwencji korozją podłużnych prętów zbrojeniowych. Boczne powierzchnie skrajnych dźwigarów pokryte są śladami przecieków ze styku środnika i płyty wspornika chodnikowego.

Na części powierzchni spodu płyty pomostu i wsporników chodnikowych występują ślady przecieków przez nieszczelną izolację. Duże ogniska korozji znajdują się wokół osadzonych w płycie rur spustowych odwodnienia.

### **3.2. Pomost**

Na nawierzchni jezdni mostu występują deformacje, spękania i lokalnie ubytki. Dużo też jest miejsc napraw częściowych nawierzchni bitumicznej. Asfalt lany na chodnikach mostu jest sfałdowany i spękany. Skorodowane i powyginane są stalowe obramowania jezdni (krawężniki).

Stalowe wypełnienie balustrad jest skorodowane i lokalnie zdeformowane. Na gzymsach występują ubytki betonu. Gzymsy pokryte są warstwą zapraw renowacyjnych w wyniku wcześniejszych remontów częściowych.

### **3.3. Łożyska**

Stalowe łożyska (stałe i ruchome wałkowe) są skorodowane. Dotyczy to przede wszystkim łożysk skrajnych dźwigarów.

### **3.4. Filary i przyczółki**

Podpory są w dobrym stanie, bez większych uszkodzeń. Występują lokalne ogniska korozji i ubytków betonu. Górna część drewnianych ścianek szczelnych jest w dużej części całkowicie zniszczona.

### **3.5. Odwodnienie mostu**

Kratki ściekowe są zapiaszczone i nie spełniają swoich funkcji. Rury spustowe są silnie skorodowane.

### **3.6. Umocnienia skarp**

Występują duże ubytki gruntu na skarpach i brzegach rzeki przy moście. Korzenie drzew rosnących na skarpach są częściowo odsłonięte. Brak jest umocnienia skarp.

### **3.7. Dojazdy**

Podobnie jak na moście, na jezdni dojazdów występują deformacje, spękania i lokalnie ubytki. Dużo też jest miejsc napraw częściowych nawierzchni bitumicznej. Płyty betonowe na chodnikach są popękane. Część krawężników betonowych jest zniszczona.

## **4. Diagnostyka konstrukcji**

Ocenę wydano w oparciu o badania i przegląd obiektu przeprowadzone październiku 2010 r

### **4.1. Badania i ocena jakości betonu**

Beton w konstrukcji poddany został badaniom obejmujący:

- badania wytrzymałości na ściskanie,
- badanie jednorodności
- badanie zawartości związków potencjalnie korozjogennych (chlorków i siarczków)
- badania wytrzymałości na odrywanie
- badanie głębokości karbonatyzacji

#### **4.1.1 Ocena klasy i jakości betonu**

##### **Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie,**

Próbki w formie rdzeni pobrano z belek pośrednich ustroju niosącego przęsła skrajnych oraz z przyczółka.

Ocenę klasy betonu przeprowadzono w oparciu o badanie w maszynie wytrzymałościowej pobranych z konstrukcji rdzeni. Średnica pobranych rdzeni wynosiła 10,5 cm. Jednorodność betonu oceniono w oparciu o badania sklerometryczne młotkiem Schmidta.

Badaniom na ściskanie poddano walce o wysokości równej średnicy. Uzyskano następujące wyniki:

##### **dźwigary główne**

- średnia wartość na ściskanie  
 $R_{sr} = 32,99 \text{ MPa}$
- ocena klasy betonu wg PN  
C25/30
- ocena wg PN-EN  
C25/30

#### **4.1.2 Badania sklerometryczne betonu z oszacowaniem jednorodności i wytrzymałości betonu,**

W oparciu o badania sklerometryczne ustalone, że beton charakteryzuje się dość dobrą jednorodnością. ( $k = 0,81$ ) i dość niskim współczynnikiem zmienności cech wytrzymałościowych ( $v = 19\%$ ).

**Szacowana klasa betonu w przęsłach odniesieniu do normy PN-91/S-10041 – B20-25**

##### **podpory**

- średnia wartość na ściskanie  
 $R_{sr} = 20,10 \text{ MPa}$
- ocena klasy betonu wg PN  
C12/15
- ocena wg PN-EN  
C16/20

W oparciu o badania sklerometryczne ustalono, że beton charakteryzuje się małą jednorodnością ( $k = 0,43$ ) i stosunkowo wysokim współczynnikiem zmienności cech wytrzymałościowych ( $v = 43\%$ ).

**Szacowana klasa betonu w podporach w odniesieniu do normy PN-91/S-10041 – B15-20**

**Przeprowadzone badania potwierdziły, że aktualnie beton co do klasy spełnia wymagania stawiane betonom na konstrukcje mostowe.**

#### **4.1.3 Badania wytrzymałości na odrywanie metodą pull-off**

##### **Dźwigary:**

średnia wytrzymałość na odrywanie: 2,81 MPa  
wartość minimalna: 1,85 MPa

##### **Podpory:**

średnia wytrzymałość na odrywanie: 1,20 MPa  
wartość minimalna: 0,88 MPa

#### **Ocenia wyników badań**

Wytrzymałość na odrywanie warstw przypowierzchniowych betonu belek spełnia wymagania stawiane podłożu betonowemu przewidzianemu do naprawy powierzchniowej, natomiast takich wymagań nie spełnia beton podpór.

#### **4.1.4. Zawartość chlorków i siarczanów**

##### **Ocena zagrożenia korozyjnego ustroju korozją chlorkową,**

Do badań pobrano próbki z dźwigarów głównych oraz belek podporęczowych. Zawartość chlorów w przeliczeniu na masę cementu, przy przyjęciu, że w  $1 \text{ m}^3$  betonu znajduje się 350 kg cementu wynosi:

- |                            |         |                |
|----------------------------|---------|----------------|
| - dźwigarach skrajnych     | – 1,75% | norma $<0,4\%$ |
| - w belkach podporęczowych | – 0,29% |                |

## **Ocenę zagrożenia korozyjnego ustroju korozją siarczanową,**

Zawartość siarczanów w przeliczeniu na masę cementu, przy przyjęciu, że w 1 m<sup>3</sup> betonu znajduje się 350 kg cementu wynosi:

- |                            |                                |              |
|----------------------------|--------------------------------|--------------|
| - dźwigarach skrajnych     | – 1,24%/m <sup>3</sup> cementu | norma < 2,5% |
| - w belkach podporęczowych | – 1,58%                        |              |

## **Ocena wyników analizy chemicznej betonu:**

Przeprowadzona analiza chemiczna składu betonu wskazuje na duże nasycenie konstrukcji chlorkami. Stwarza to potencjalne zagrożenie przyspieszona korozją stali zbrojeniowej. Zawartość siarczanów nie stwarza natomiast zagrożenia korozją siarczanową.

### **4.1.5. Badanie głębokości karbonatyzacji**

Przeprowadzone pomiary wykazały, że głębokość karbonatyzacji konstrukcji przęseł jest zróżnicowana i zawiera się przedziale 4 do 7 cm

## **Ocena głębokości karbonatyzacji**

Pomiary głębokości karbonatyzacji wskazują, że lokalnie skarbonatyzowana jest cała otulina zbrojenia, co stwarza zagrożenie przyspieszoną korozją zbrojenia.

## **Badania grubości otuliny zbrojenia dźwigarów, płyty pomostu oraz podpór, Występowanie rys i spękań**

Grubość otuliny zbrojenia dźwigarów uzyskano z dokumentacji archiwalnej projektowej i powykonawczej potwierdzając pomiarami odkutej otuliny. Na podstawie przeprowadzonych badań nie stwierdzono występowania rys będących efektem skutkiem działania obciążeń i oddziaływań, których rozwartość przekraczałaby wartości dopuszczalne. Odrębnym zagadnieniem są rysy i pęknięcia, których przyczyną jest korozja zbrojenia. W miejscach, w których stwierdzono występowanie korozji zbrojenia występują rysy i pęknięcia otuliny, których szerokość przekracza dopuszczalną wartość (0,1 mm).

## **4.2. Ocena zagrożenia korozyjnego stali zbrojeniowej ustroju niosącego**

W oparciu o przeprowadzone badania konstrukcji, w tym badania chemiczne betonu i stopnia karbonatyzacji otuliny, stwierdza się, że aktualnie zachodzi duże prawdopodobieństwo przyspieszonej korozji zbrojenia. Wskazuje na to przede wszystkim duże nasycenia otuliny zbrojenia chlorkami (dotyczy to przede wszystkim skrajnych dźwigarów), a także lokalnie głębokość karbonatyzacji betonu, dochodząca do zbrojenia. Miejscami zbrojenie w całości znajduje się w warstwie skarbonatyzowanej. Zagrożenie korozja jest tym bardziej duże, ponieważ jak wskazują badania, jeśli beton jest nasycony chlorkami, to zagrożenie korozyjne zbrojenia występuje nawet w wypadku, gdy otulina zbrojenia nie jest całkowicie skarbonatyzowana.

#### 4.3. Wnioski końcowe badania betonu.

Zarówno w belkach jak podporach beton ma odpowiednią wytrzymałość. Jakość warstw przypowierzchniowych betonu konstrukcji pręseł pozwala na wykonanie napraw przy zastosowaniu standardowych metod, natomiast naprawy podpór wymagają stosowania specjalnych zabiegów pozwalających na zwiększenie przyczepności warstw naprawczych, np. stosować mechaniczne kotwienie.

Zawartość chlorów w betonie stwarza natomiast zagrożenie przyspieszonej korozji zbrojenia. Podobne zagrożenie stwarza również głębokość karbonatyzacji otuliny zbrojenia. W związku z powyższym konieczne jest skucie przypowierzchniowych warstw betonu, w celu usunięcia warstwy z przekroczoną zawartością chlorków (dotyczy to przede wszystkim otuliny zbrojenia) i odtworzenie otuliny w technologii betonu natryskowego. Zaleca się by do betonu natryskowego dodać inhibitory korozji, a z uwagi na bliskość morza, powierzchnie betonu po naprawie pokryć warstwą ochronną o podwyższonym oporze dyfuzyjnym.

### 5. Analiza statyczno-wytrzymałościową konstrukcji uwzględniającą stan techniczny obiektu

#### 5.1. Założenia

W obliczeniach wykorzystano archiwalną dokumentację projektu mostu z roku 1953. W obliczeniach przyjęto nominalne przekroje prętów.

Siły wewnętrzne w ustroju nośnym obliczono metodą MES, przyjmując model rusztu o sztywnych węzłach. W obliczeniach uwzględniono zróżnicowanie sztywności i nośności dźwigarów skrajnych i wewnętrznych.

Analizę nośności przeprowadzono zgodnie PN-85/S-1041. W obliczeniach przyjęto, że aktualne parametry wytrzymałościowe odpowiadają klasie betonu B20, a właściwości stali klasie A1.

Siły wewnętrzne wyznaczono przyjmując obciążenie odpowiadające klasie C (oznaczenia:  $M_C$ ,  $Q_C$  – odpowiednio momenty siły poprzeczne odpowiadające klasie C) i klasie B (oznaczenia:  $M_B$ ,  $Q_B$  – odpowiednio momenty siły poprzeczne odpowiadające klasie B).

Poniżej przedstawiono wyciąg z obliczeń statyczno – wytrzymałościowych.

#### 5.2. Nośność na zginanie

##### Dźwigar skrajny

##### przęsło skrajne

Momenty obliczeniowe

$$M_C = 1272 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1606 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 1650 \text{ kNm}$$

##### podpora

$$M_C = 1564 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1828 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 2100 \text{ kNm}$$

**przęsło środkowe**

$$M_C = 1213 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1559 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 1650 \text{ kNm}$$

**Wniosek:** Aktualna nośność dźwigarów skrajnych w aktualnym układzie geometrycznym jezdni i chodników, jest zbliżona do klasy B

**Dźwigar wewnętrzny**

**przęsło skrajne**

$$M_C = 750 \text{ kNm}$$

$$M_B = 957 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 1250 \text{ kNm}$$

**podpora**

$$M_C = 1074 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1268 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 1750 \text{ kNm}$$

**przęsło środkowe**

$$M_C = 714 \text{ kNm}$$

$$M_B = 918 \text{ kNm}$$

Nośność

$$M = 1250 \text{ kNm}$$

**Wniosek:** Aktualna nośność dźwigarów wewnętrznych skrajnych w aktualnym układzie geometrycznym jezdni i chodników przekracza nośność odpowiadająca klasie B

Uwaga! Obliczenia wykazały, że o nośności dźwigarów na zginanie decyduje nośność zbrojenia rozciąganego. Istotne zróżnicowanie wytrzymałości i nośności belek skrajnych i wewnętrznych wynika z ich różnej wysokości, a tym samym sztywności. Większa sztywność belek skrajnych powoduje, że przejmują one większe obciążenie w przekroju poprzecznym.

### 5.3. SIŁY POPRZECZNE

**Dźwigar skrajny**

**przyczółek**

Siły obliczeniowe

$$Q_C = 464 \text{ kN}$$

$$Q_B = 579 \text{ kN}$$

Nośność

$$Q = 750 \text{ kN}$$

siła przenoszona przez strzemiona:

$$Q_{\text{strz}} = 185 \text{ kN}$$

**filar**

$$Q_C = 641 \text{ kN}$$

$$Q_B = 773 \text{ kN}$$

Nośność

$$Q = 705 \text{ kNm}$$

siła przenoszona przez strzemiona:

$$Q_{\text{strz}} = 228 \text{ kN}$$

### **Dźwigar wewnętrzny**

Siły obliczeniowe

$$Q_C = 316 \text{ kN}$$

$$Q_B = 399 \text{ kN}$$

Nośność

$$Q = 700 \text{ kN}$$

siła przenoszona przez strzemiona:

$$Q_{\text{strz}} = 146 \text{ kN}$$

**filar**

$$Q_C = 480 \text{ kN}$$

$$Q_B = 592 \text{ kN}$$

Nośność

$$Q = 658 \text{ kNm}$$

siła przenoszona przez strzemiona:

$$Q_{\text{strz}} = 228 \text{ kN}$$

**Wniosek.** Nominalna nośność na ścinanie zbliżona jest do obciążenia odpowiadającego klasie B. Jest to przede wszystkim efektem relatywnie dużej nośności prętów odgiętych. Nie jest jednak spełniony warunek, by strzemiona przejmowały co najmniej 50% siły poprzecznej. Jeśli przyjmie się kryterium, że nośność na ścinanie nie powinna przekraczać dwukrotnej nośności strzemion, to aktualna nośność na ścinanie odpowiada w przybliżeniu klasie C.

### **5.4. Wnioski z analizy statyczno-wytrzymałościowej**

Z przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej wynika, że w aktualnym układzie komunikacyjnym obiekt jako całość spełnia wymagania odpowiadające klasie C wg PN-85/S-10030. Decydującym kryterium jest nośność na ścinanie, a właściwie zbyt słabe zbrojenie strzemionami. Jeśli dokonano by wzmocnienia konstrukcji dodatkowymi strzemionami oraz lokalnych napraw skorodowanego zbrojenia w dźwigarach skrajnych, to obiekt będzie spełniał wymagania odpowiadające klasie B.

Podniesienia nośności obiektu do klasy A będzie wymagało wzmocnienia dźwigarów głównych zarówno na zginanie jak i ścinanie, a także wzmocnienie płyty pomostowej, w tym zwiększenie jej grubości. Wzmocnienie takie będzie również wymagane przy pozostawieniu na moście tylko jednego pasa ruchu. Zakres ewentualnego wzmocnienia, by obiekt mógł spełniać wymagania klasy A będzie zależał m.in. od sposobu ukształtowania przestrzeni na moście (m.in. liczny i szerokości pasów ruchu).

## 6. Ocena aktualnej nośności eksploatacyjnej

Nośność eksploatacyjną określono w oparciu o: „Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych”, Warszawa 2004, wprowadzonej do stosowania Zarządzeniem nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z 1 czerwca 2004 roku

Na podstawie zachowanej dokumentacji projektowej stwierdzono, że projekt został opracowany w oparciu o normatyw obciążania mostów z roku 1945. Most został zaprojektowany na klasę I wg cytowanego normatywu.

Obliczenia nośności eksploatacyjnej wykonano przy wykorzystaniu programu NosUz.exe opracowanym w IBDiM, dostępnym na oficjalnej stronie GDKiA.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że w aktualnym układzie geometrycznym Wynik ten potwierdzają obliczenia przeprowadzone przy przyjęciu, że aktualna nośność przęseł odpowiada co najmniej klasie C wg PN-85/S-10030.

## 7. Orzeczenie o stanie technicznym obiektu, dające podstawę do określenia możliwości i zakresu wykonania niezbędnych napraw, wzmocnień czy przebudowy.

Aktualny stan techniczny konstrukcji, przeprowadzone badania materiałowe oraz analizy statyczno wytrzymałościowe pozwalają na przedstawienie następujących wniosków końcowych:

- Stan techniczny mostu jest zadowalający. Występujące uszkodzenia, głównie o charakterze korozyjnym, nie stwarzają aktualnie zagrożenia bezpiecznej eksploatacji.
- Zaobserwowane uszkodzenia korozyjne – lokalne braki otuliny, lokalna korozja zbrojenia dźwigarów głównych, w wypadku nie podjęcia przeciwdziałań (wykonania odpowiednich napraw i zabezpieczeń), może w krótkim czasie doprowadzić do zmniejszenia nośności mostu (normatywnej i eksploatacyjnej określonej w pkt. 5 i 6).
- Głębokość karbonatyzacji, a także stopień nasycenia otuliny zbrojenia chlorkami będzie powodem przyspieszonej korozji zbrojenia. W tym kontekście ewentualne prace remontowe, a także prace mające na celu podniesienia klasy mostu, muszą uwzględnić ten fakt. W praktyce oznacza to konieczność usunięcia, przynajmniej w części, otuliny zbrojenia i jej odtworzenia np. w technologii torkretu, z dodaniem do warstwy naprawczej inhibitorów korozji.
- Aktualnie nośność mostu odpowiada klasie C wg PN-85/S-10030, natomiast nośność eksploatacyjna to 42 t (**kategoria I/S42**)
- Możliwe jest podniesienie nośności mostu. Przy podniesieniu nośności mostu do klasy B, poza naprawami otuliny zbrojenia, konieczne będzie wzmocnienie przęseł na ścinanie. Przy konieczności podniesienia nośności do klasy A,



wymagane będzie wzmocnienie przęseł zarówno na zginanie jak i ścinanie. W każdym wypadku wzmocnienia będzie wymagała płyta pomostowa.

Sposób i zakres wzmocnień będzie zależał m.in. od sposobu eksploatacji obiektu (liczby i szerokości pasów ruchu, usytuowania jezdni po przebudowie, szerokości chodników itp.). Wzmocnienie przęseł będzie konieczne nawet przy pozostawieniu na przęśle tylko jednego pasa ruchu, niezależnie od wymaganej klasy obciążenia (wyższej niż C).

- W każdym wypadku, niezależnie od wymaganej klasy nośności mostu, konieczna jest naprawa podpór. Ze względu na aktualną złą jakość betonu, przyjęta technologia naprawy musi uwzględnić ten fakt. W praktyce oznaczać to będzie konieczność wykonania tzw. koszulki żelbetowej.
- Brak deformacji i uszkodzeń podpór o charakterze przeciążeniowym, wskazuje na odpowiednią nośność posadowienia. Biorąc dodatkowo pod uwagę fakt konsolidacji gruntu podłoża wskutek kilkudziesięcioletniego obciążenia można założyć, że istnieją w podłożu zapasy nośności pozwalające na przeniesienie obciążeń wynikających z podniesienia klasy obciążenia mostu.

## **8. Raport i wnioski końcowe**

**Aktualny stan techniczny mostu pozwala na jego dalszą eksploatację w aktualnym układzie komunikacyjnym bez ograniczeń na klasę C wg PN-85/S-10030. Aktualna nośność eksploatacyjna mostu wynosi 42 t (kategoria I/S42).**

**Niezależnie od planowanych warunków eksploatacji jest wymagany remont mostu. Remont musi dotyczyć usunięcia zaobserwowanych uszkodzeń, a zastąpienie przypowierzchniowych warstw betonu nowymi, dającymi dobrą ochronę antykorozyjną zbrojenia. W wypadku konieczności podniesienia klasy mostu (powyżej klasy C), poza remontem, wymagane jest wzmocnienie przęseł. Zakres remontu i wzmocnienia uzależniony jest od planowanego sposobu eksploatacji (geometrii przekroju poprzecznego i klasy nośności). W każdym wypadku konieczny jest remont podpór. Jeśli nie zostanie w sposób istotny zwiększona szerokość pomostu, niezależnie od przyjętej klasy obciążenia nie jest konieczne wzmocnienie fundamentów.**



# INWENTARYZACJA

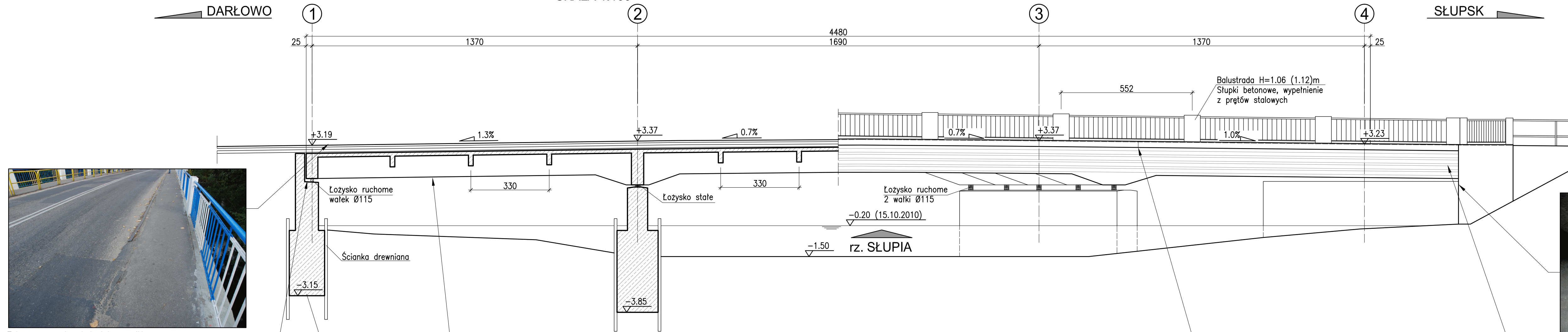
PRZEKRÓJ PODŁUŻNY  
SKALA 1:100

WIDOK Z BOKU  
SKALA 1:100

PRZEKRÓJ POPRZECZNY  
SKALA 1:50

PRZEKRÓJ PODPOROWY

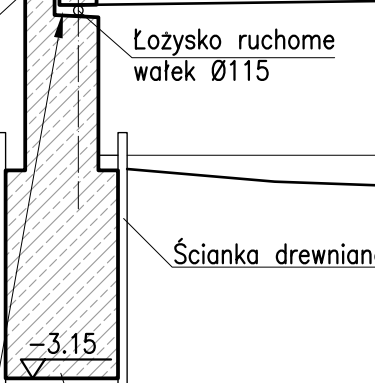
PRZEKRÓJ PRZESŁOWY



Zniszczona nawierzchnia i krawężniki



Nieszczelna dylatacja, zacieki na przyczółkach



Ścianka drewniana

Kształt fundamentu wg dokumentacji archiwalnej



Zniszczona otulina i skorodowane zbrojenie



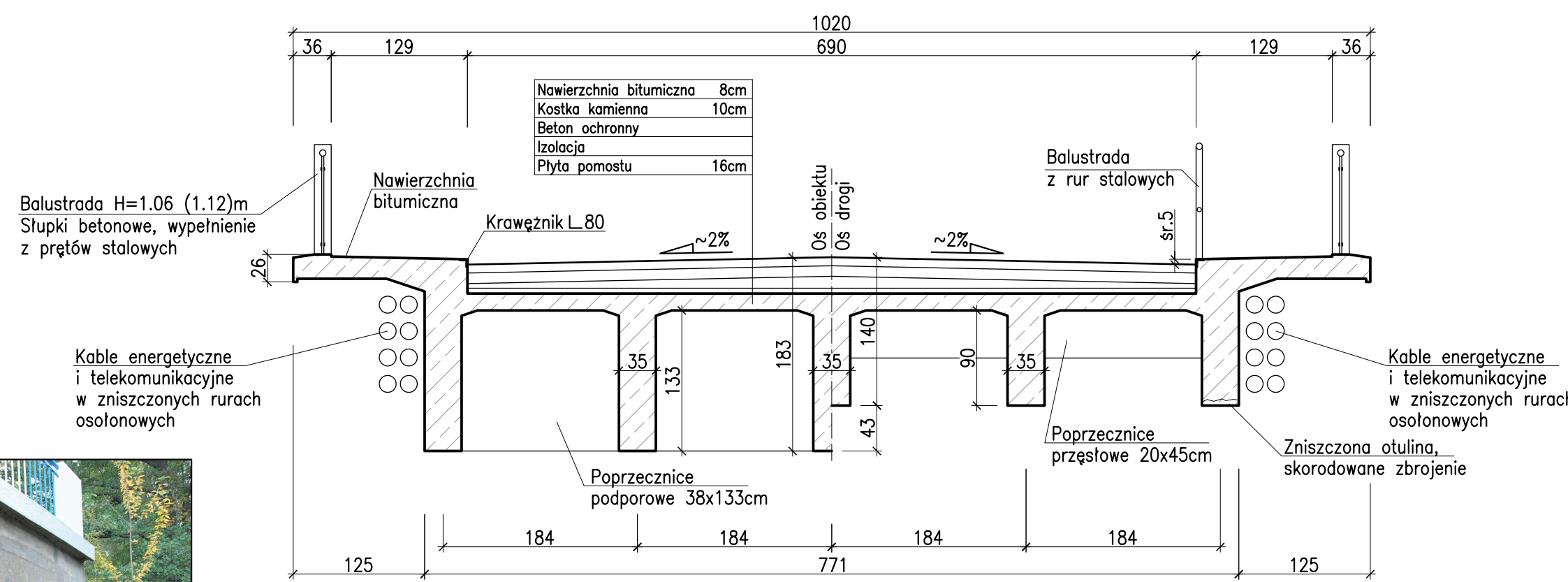
Nieszczelne dylatacje wsporników



Zniszczone połączenia ścian oporowych z przyczółkami



Zniszczone osłony kablowe



Wykonawca:	 <b>DROMOST</b>	<b>DROMOST SP. Z O.O.</b> UL. TRÓJPOLE 3B, 61-693 POZNAŃ TEL./FAX: +48 61 827-76-70, +48 61 827-76-71 REGON630536655 NIP781-00-42-784 KRS0000175056		Data: <b>11.2010</b>
		Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad o. w Gdańsku ul. Subisława 5, 80-354 Gdańsk		Nr umowy: -
ROZBUDOWA MOSTU W CIĄGU DROGI KRAJOWEJ NR 21 NA RZECZE SŁUPIA W M. USTKA				
Stanowisko:	Imię i nazwisko:	Nr uprawnień:	Specjalność:	Podpis
Projektant:	mgr inż. Z. Stachowski	119/79/Pw	Projektowanie w specjalności konstrukcyjno-budowlanej w zakresie mostów	
Opracował:	mgr inż. P. Rakowicz	WKP/0308/POOM/09	Projektowanie bez ograniczeń w specjalności mostowej	
INWENTARYZACJA				Skala: 1:100
				Nr rys.: 4



# **DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA**



Fot. 1. Widok ogólny mostu



Fot. 2. Widok ogólny mostu





Fot. 3. Widok spodu mostu



Fot. 4. Zniszczona otulina, skorodowane zbrojenie





Fot. 5. Zniszczona otulina zbrojenia



Fot. 6. Zacieki na przyczółku (nieszczelna dylatacja)





Fot. 7. Odprowadzenie wody z obiektu bezpośrednio do rzeki



Fot. 8. Zniszczone połączenie przyczółków ze ścianami oporowymi





Fot. 9. Nieszczelna szczelina dylatacyjna wsporników pochodnikowych



Fot. 10. Zniszczone osłony kablowe





Fot. 11. Zniszczona nawierzchnia i krawężniki