

**POLITECHNIKA POZNAŃSKA**  
**INSTYTUT INŻYNIERII LĄDOWEJ**  
**ZAKŁAD BUDOWY MOSTÓW I DRÓG KOLEJOWYCH**

Zlecenie nr: 01/12/RJG/0467

Zlecniodawca:

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad  
Oddział we Wrocławiu  
ul. Lotnicza 24  
54-155 Wrocław

**OCENA STANU TECHNICZNEGO Z OKRESLENIEM  
PRZYCZYN POWSTANIA USZKODZEŃ I OCENA  
BEZPIECZEŃSTWA UŻYTKOWANIA MOSTU PRZEZ  
RZEKE BÓBR W km 69+560 DROGI KRAJOWEJ NR  
18 KOŁO M. GOLNICE (OBIEKT PÓŁNOCNY) WRAZ  
Z PODANIEM ZALECEŃ REMONTOWYCH**

Opracowali:

dr hab.inż. Arkadiusz Madaj, prof. PP

(upr nr. 7131/133/P/2001)

dr inż. Wojciech Siekierski

Kierownik Zakładu Budowy Mostów i Dróg Kolejowych

dr hab.inż. Arkadiusz Madaj, prof. PP

Poznań, marzec 2015

## 1. Informacje wstępne

Ekspertyzę wykonano na zlecenie (umowa nr GDDiKiA 0/WR Z-4/152/BU/U/I-4/2014 z dnia 22.01.2014)

W opracowaniu ekspertyzy wykorzystano następujące dokumenty i opracowania:

- Projekt wykonawczy mostu przez rzekę Bóbr, TRANSPROJEKT – Warszawa, 2002 rok (w tym obliczenia statyczno-wytrzymałościowe)
  - Projekt wykonawczy: Modernizacja drogi nr 18. Most przez rzekę Bóbr, Zespół Badawczo – Projektowy MOSTY WROCŁAW s.c. (projekt zamienny)
  - Opracowanie: „Analiza wpływu początkowych deformacji konstrukcji prześel mostu drogowego przez rz. Bóbr w ciągu drogi krajowej nr 18 w km 69+659 k/m Golnice na wyężenie i walory estetyczne, Zakład Projektowo – Ekspertyzowy „PONT”, Czerwiec 2003
  - Raport z przeglądu szczegółowego obiektu mostowego (17.07.2014 r.)
  - Karta obiektu mostowego
  - Operaty geodezyjne pomiaru przemieszczeń pionowych mostu z lat: 2008. 2010 i 2014
- Wybrane dokumenty z okresu realizacji mostu, w tym m.in.:
- Dzienniki sprężania (Freyssinet Polska),
  - Dziennik Budowy

## 2. Charakterystyka obiektu

Obiekt będący przedmiotem opracowania jest mostem drogowym nad rzeką Bóbr, w ciągu drogi krajowej nr 18 (most północny). Most znajduje się w m. Golnice.

Most składa się z 3 prześel, o schemacie belki ciągłej. Rozpiętość teoretyczna prześel wynosi  $57,30 + 57,30 + 57,30$  m. Szerokość całkowita mostu wynosi 15,25 m (łącznie z kapami; szerokość płyty pomostowej bez kap wynosi 14,55 m). Na moście znajduje się jezdnia szerokości (w świetle krawężników) 11,0 m. Składają się na to: dwa pasy ruchu o szerokości 3,75 m, pas awaryjny o szerokości 3,0 m i opaska o szerokości 0,5 m. Poza tym na moście znajduje się chodnik dla obsługi o szerokość 1,0 m. Całkowita szerokość kap chodnikowych wynosi: po stronie chodnika dla obsługi – 2,30 m a po stronie opaski - 1,95 m.

W przekroju poprzecznym wstępują dwa dźwigary główne, sprężone (kablobetonowe) o stałej wysokości 3,18 m, w rozstawie osiowym (w strefach podporowych) 7,11 m (odległość między krawędziami zewnętrznymi belek wynosi 8,05 m). W przekrojach

nad filarami, przekrój dwubelkowy przechodzi w przekrój skrzynkowy, o szerokości środników 0,94 m. W strefach przęsłowych przekroje prostokątne dźwigarów głównych mają pocieniony środnik - z grubości 0,94 do 0,7 m.

Dźwigary główne są stężone prostokątnymi poprzecznikami.

Płyta pomostowa ma zmienną grubość:

- w przęśle - pomiędzy dźwigarami – 0,30 m,
- na styku z dźwigarami – 0,532 (w strefie przęsłowej),
- wspornik podchodnikowy (w miejscu zamocowania w dźwigarach) – 0,595 m
- wspornik podchodnikowy (na krawędzi płyty) – 0,20 m.

Płyta pomostowa jest sprężona poprzecznie.

Most został zaprojektowany na klasę A wg PN-85/S-10030 oraz pojazd specjalny STANAG klasy 150.

Ustrój niosący zaprojektowano z betonu klasy B45. Kable sprężające typu 25T15S i 19T15S. Zbrojenie pomocnicze ze stali klasy AII (18G2-b) i AI (St3S).

Filary mostu zaprojektowano żelbetowe, pełnościennie z obmurówką z granitu. Korpusy podpór zaprojektowano betonu B30

Widok i przekrój mostu pokazano na rys 1.

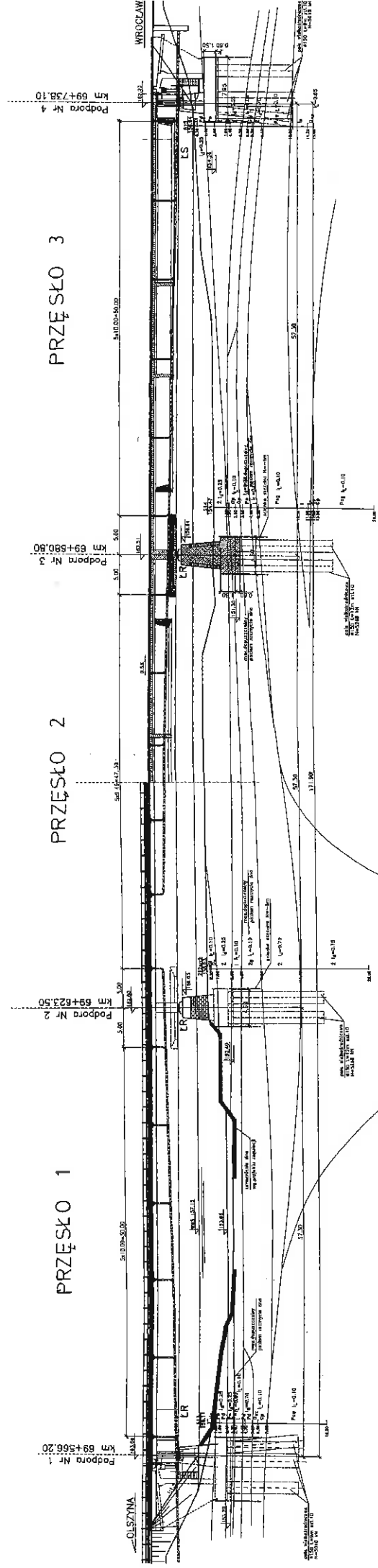
### **3. Analiza dokumentacji projektowej i dokumentacji związanej z budową mostu**

Pierwotny projekt mostu wykonało biuro projektów Transprojekt – Warszawa. Pierwotny projekt prześel został zastąpiony projektem wykonanym przez Zespół Badawczo – Projektowy MOSTY WROCŁAW s.c., przy czym, jeśli w przypadku projektu pierwotnego, załączone są obliczenia statyczno wytrzymałościowe, to w przypadku projektu zastępczego do dyspozycji były jedynie rysunki. Można się jedynie domyślać, że projekt zastępczy został zrealizowany w oparciu o obliczenia statyczne zamieszczone w projekcie pierwotnym.

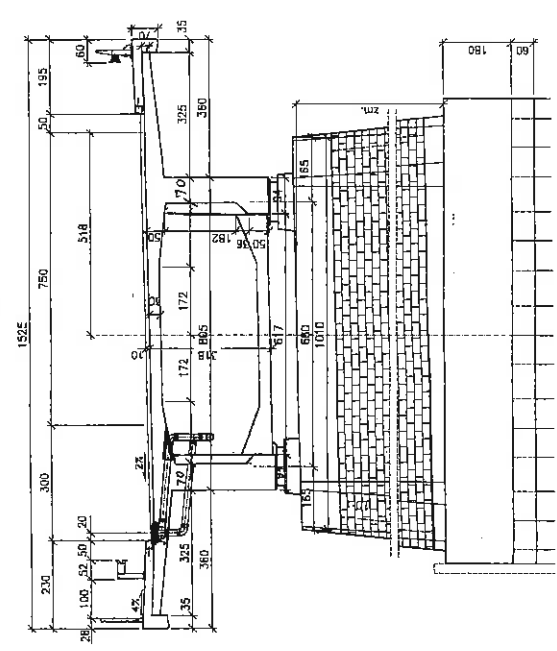
W odniesieniu do projektu pierwotnego dokonano zmiany kształtu przekroju poprzecznego dźwigarów głównych, przekroju zbrojenia biernego, a także liczby oraz układu kabli sprężających. W przypadku kształtu przekroju poprzecznego dźwigarów głównych zmiany ich geometrii są niewielkie. Istotnie zmieniono natomiast przekrój i układ zbrojenia biernego oraz zbrojenia sprężającego.

# PRZEKRÓJ PODŁUŻNY

# WIDOK Z BOKU



# PRZEKRÓJ POPRZECZNY



W przypadku zbrojenia biernego zmniejszono przede wszystkim pole przekroju prętów podłużnych (dokonano zamiany prętów o średnicy 28 mm na pręty o średnicy 14 mm, przy praktycznie tej samej ich liczbie, a więc nastąpiła redukcja zbrojenia podłużnego o ok. 75%).

W przypadku zbrojenia sprężającego w projekcie pierwotnym przyjęto kable typu 12L15,5 i 7L15, 5, które zamieniono na kable typu 25T15S i 19T15S, a więc na kable o większej liczbie splotów i tym samym o większej nośności. Istotnej zmianie uległo również rozmieszczenie kabli na długości przęseł. Jednym z charakterystycznych cech projektu zamiennego jest zastosowanie kabli odcinkowych przy dolnej krawędzi belek w przęsłach skrajnych, włącznie kotwionych. Zrezygnowano również w projekcie zamiennym z kabli ciągłych prowadzonych prostoliniowo przy dolnej krawędzi belek przez wszystkie przęsła, na całej długości mostu. Natomiast kable nad filarami zastąpiono kablami o większej nośności, kotwionych w dwóch przekrojach, a nie jak w projekcie pierwotnym, w którym zakotwienia rozmieszczono na względnie długich odcinkach. Zastosowany w projekcie zamiennym sposób sprężenia powoduje, że na pewnym odcinkach – pomiędzy filarem a przyczółkiem oraz pomiędzy filarami, występuje wyraźna i to skokowa zmiana siły sprężającej. Na odcinku od ok. 36,0 m do ok. 44,0 m od filara następuje wyraźna redukcja siły sprężającej (początkowej) z ok. 27621 kN do ok. 15693 kN tj. zmniejszenie o ok. 43 %. Siła ta ponownie wzrasta w sposób skokowy nad filarami najpierw z 15693 kN do 31561 kN tj o ok. 50% i następnie w strefie bezpośrednio przylegającym do filara wzrasta do wartości 43489 kN tj. kolejny wzrost o ok. 38%. W przęśle środkowym, w strefie momentów przęsłowych (odcinek ok. 22 m – ok. 40% długości przęsła) występują natomiast jedynie trzy kable, a całkowita siła sprężająca wynosi ok. 15693 kN.

Zastosowany w projekcie pierwotnym sposób sprężenia nie powodował skokowych zmian siły sprężających, a przyjęte w przekroju pierwotnym kable prostoliniowe prowadzone przez całą długość mostu sprawiały, że przy dolnej krawędzi mostu nie było strefy pozbawionej sprężenia, a także co jest istotne z punktu widzenia nośności granicznej, minimalnego zbrojenia podłużnego. Brak minimalnego stopnia zginania w strefach potencjalnie rozciąganych jest jedną z istotnych cech zrealizowanego projektu.

Analizując trasy kabli w zrealizowanym projekcie należy stwierdzić, że w zasadzie przyjęto trasy prostoliniowe, dokonując jedynie załamań w miejscu kotwienia (kable odcinkowe) lub w przypadku kabli ciągłych – odgięcia występują w przypadku przejścia kabli ze strefy przęsłowej (sprężenie dołem) do strefy podporowej (sprężenie góra). Jest to sposób podobny do stosowanego w sprężaniu kablami swobodnymi, a bezpośrednim skutkiem takie

sposobu trasowania kabli jest brak siły docisku powodującej pionowe (prostopadłe do osi belki) oddziaływanie sprężenia rozłożone na długości przęseł, poza miejscami załamań tras. Ponieważ nie są znane obliczenia statyczne odnoszące się do projektu zamiennego, należy stwierdzić, że jest to istotne odstępstwo od założeń przyjętych w projekcie podstawowym, w którym zakładano prowadzenie kabli po krzywiznach zbliżonych do paraboli i uwzględnienie wynikających z tego powodu sił docisku w strefach przęsłowych (docisk w górę) i podporowych (docisk w dół). Przyjęty sposób prowadzenia kabli skutkuje również skokowymi zmianami siły sprężającej w miejscu załamania, spowodowany tarciem. Jest to przeciwieństwo do sprężania przy zastosowaniu tras prowadzonych po parabolach, kiedy następuje względnie równomierne zmniejszenie siły sprężającej na długości kabla sprężającego spowodowane tarciem.

W oparciu o dokumentację projektu zamiennego (rysunków projektu wykonawczego) nie jest również możliwe do ustalenia, jakie wartości strat sił sprężających (doraźnych i reologicznych) przyjęto na etapie projektowania. Na rysunkach konstrukcyjnych podana jest tylko wartość siły napinania poszczególnych kabli (nawiasem mówiąc – wszystkich kabli jednego typu taką samą siłą, a więc na pewno efektywna siła sprężająca w poszczególnych kablach musi być inna, po uwzględnieniu strat doraźnych i reologicznych). Z dostępnej dokumentacji projektowej (rys. 4Z dokumentacji zamiennej) wynika, że założono naciąg wszystkich cięgien dane rodzaju siłą odpowiadającą maksymalnej dopuszczalnej (po uwzględnieniu strat doraźnych) początkowej sile, jaką można obciążyć pojedynczy kabel (siła odpowiadająca  $0,75f_{pk}$  - odpowiednio w przypadku kabla 25T15S to 5231 kN, a kabla 19T15S to 3976 kN). Efektywnej siły sprężającej (początkowej, w przekrojach miarodajnych), po uwzględnieniu strat doraźnych nie można również ustalić w oparciu o projekt technologiczny sprężenia, bo po prostu jego brak. Zwraca się jednak uwagę, że w przypadku długich kabli (K1 do K3) efektywna siła sprężająca (bez uwzględnienia strat reologicznych) tylko w wyniku strat od tarcia ulega zmniejszeniu w przekroju zarysowanym przęsła środkowego o ok. 25%. Do tego dochodzą straty od poślizgu i sprężystego skrótu betonu. Również straty doraźne mają kable odcinkowe na podporach, przy czym w tym przypadku straty od poślizgu w zakotwieniach mogą sięgać analizowanego przekroju zarysowanym mieć różną wartość w zależności, z której strony było usytuowane zakotwienie czynne.

Analizując przyjęty sposób zbrojenia tzw. zbrojeniem biernym, zwraca się uwagę na jego relatywnie mały przekrój, który w krytycznych, aktualnie zarysowanych przekrojach, nie przekracza 0,0004 wobec wymaganego minimalnego wskaźnika 0,004, a więc zbrojenia jest

10 krotnie mniej od wymaganego. Ma to istotny wpływ na nośność graniczną belki, w przypadku gdy rozciągana jest dolna krawędź belki. (Ponieważ ma to kluczowy wpływ na nośność graniczną przekrojów zarysowanych, będzie to jeszcze przedmiotem dalszych analiz – patrz pkt. 6 i 7 ekspertyzy.)

Wymagalny stopień zbrojenia na ścinanie w przypadku betonu B45 i klasy zbrojenia strzemiionami wynosi 0,0030. W przęsłach analizowanego mostu wynosi on odpowiednio):

- strefa podporowa (przekrój prostokątny o szerokości 94 cm) strzemiona dwucięte, o średnicy 16 mm, ze stali AII, w rozstawie co 10 cm, co daje stopień zbrojenia:

$$\rho = \frac{10 \cdot 2 \cdot 2,01}{94 \cdot 100} = 0,0043$$

- strefa przęsłowa (przekrój prostokątny o szerokości 70 cm) strzemiona dwucięte, o średnicy 16 mm, ze stali AII, w rozstawie co 20 cm, co daje stopień zbrojenia:

$$\rho = \frac{5 \cdot 2 \cdot 2,01}{70 \cdot 100} = 0,0029$$

A więc stopień zbrojenia na ścinanie jest zbliżony do dolnej, dopuszczalnej granicy.

#### 4. Analiza procesu sprężania mostu

W udostępnionej autorom ekspertyzy dokumentacji brak jest programu sprężania, a znajdują się jedynie dzienniki sprężania. Na podstawie dzienników sprężania można jedynie stwierdzić, że wszystkie kable określonego typu były napinane z taką samą siłą początkową, co wskazuje, że efektywna, początkowa siła sprężająca w poszczególnych przekrojach w każdym z kabli musi być inna, na skutek różnych strat od tarcia czy sprężystego odkształcenia betonu. Sprężyste odkształcenie betonu powodującego redukcję siły sprężającej w kablach wcześniej naciągniętych, przy napinaniu kolejnych kabli. W dostępnej dokumentacji (dziennikach sprężania) brak jest natomiast informacji, by dokonywano tzw. doprężania kabli (zwiększania siły naciągu w kablach wcześniej sprężonych).

W naszej ocenie brak programu sprężania, jest poważnym uchybieniem projektu technologicznego związanego z budową mostu. Brak programu sprężania uniemożliwia bowiem ustalenia efektywnej (faktycznej) siły sprężającej w przekrojach decydujących o nośności przekroju. Jest bowiem wiadomy, że ze względu na występowanie strat doraźnych (tarcie w kanałach sprężonych, odkształcenia sprężyste betonu), przy takich samych stratach od poślizgu w zakotwieniach, w poszczególnych kablach efektywna siła sprężająca jest różna. W związku z tym, by uzyskać zamierzoną siłę sprężającą początkowa siła sprężająca pod

zakotwieniem musi mieć niekiedy istotnie większa wartość. Dotyczy to zwłaszcza kabli długich, a takie zastosowano w omawianym mości (przyjmując naciąg dwustronny efektywna długość odcinka kabla do przekroju najbardziej oddalonego od miejsca naciągu dla kabli K1 do K3 wynosi ok. 90 m).

Jak wynika z dzienników sprężania, we wszystkich kablach sprężających zrealizowano początkową (określona w projekcie), maksymalnie dopuszczalną siłę sprężającą bez uwzględniania kolejności sprężania. Nie znając kolejności sprężania nie można tym samym ustalić początkową wartość siły sprężającej w każdym z kabli, a tym samym ustalić całkowitej, faktycznej siły sprężającej jaką sprężono poszczególne przekroje pręseł. Na podstawie dat zamieszczonych w dziennikach sprężenia i podanej wielkości realizowanej siły sprężającej można jedynie ustalić, że w pierwszej kolejności naciągane były kable długie (przebiegające przez całą długość mostu), o większej nośności, tj. K1 do K3 (od 19.11.2002 do 21.11.2002), jakkolwiek w tym samym czasie 21.11.2002 naciągnięto również 4 kable o mniejszej nośności (kabel nr 11, 12, 23 i 24 – numeracja wg protokołów sprężania). Pozostałe kable o mniejszej nośności były sprężane w dniach 25 i 26.11.2002 roku. Ponieważ nie jest znana numeracja kabli przyjęta w dziennikach sprężania, na ich podstawie nie można ustalić kolejności naciągu kabli/

Również zastosowany sposób kontroli wartości siły sprężającej poprzez pomiar siły na prasie, bez oszacowania strat spowodowanych stratami wywołanymi tarciami kabla o kanały kablów i na załamaniach trasy kabli, nie pozwala na oszacowanie rzeczywistej, początkowej wartości siły sprężającej w poszczególnych przekrojach, krytycznych z punktu widzenia stanów granicznych nośności i użytkowości konstrukcji.

Podsumowując, na podstawie dostępnych informacji o technologii sprężania, można stwierdzić jedynie, że faktyczna siła sprężająca w poszczególnych przekrojach pręseł była mniejsza (niekiedy znacznie) od sumy sił w poszczególnych kablach, podanej w tablicy zamieszczonej na rys. 4z projektu zamiennego. Jak wynika z dzienników sprężania siły podane w cytowanej tabeli były konsekwentnie realizowane w czasie sprężania. Na ile mniejsza jest wartość efektywnej siły sprężającej w poszczególnych przekrojach, nie jest możliwe do ustalenia, ze względów opisanych powyżej.

Nasze szacunkowe obliczenia wskazują, że przy niekorzystnych założeniach, sumaryczna strata siły sprężającej, w stosunku do siły pomierzonej na prasie w kablach K1 do K3, może w, w przekrojach zarysowanych w pręcie środkowym, wynosić nawet ponad 45% (suma strat doraźnych i reologicznych)

## 5. Opis stanu przęseł (ocena konstrukcyjna)

### 5.1 Trwałe przemieszczenia pionowe przęseł

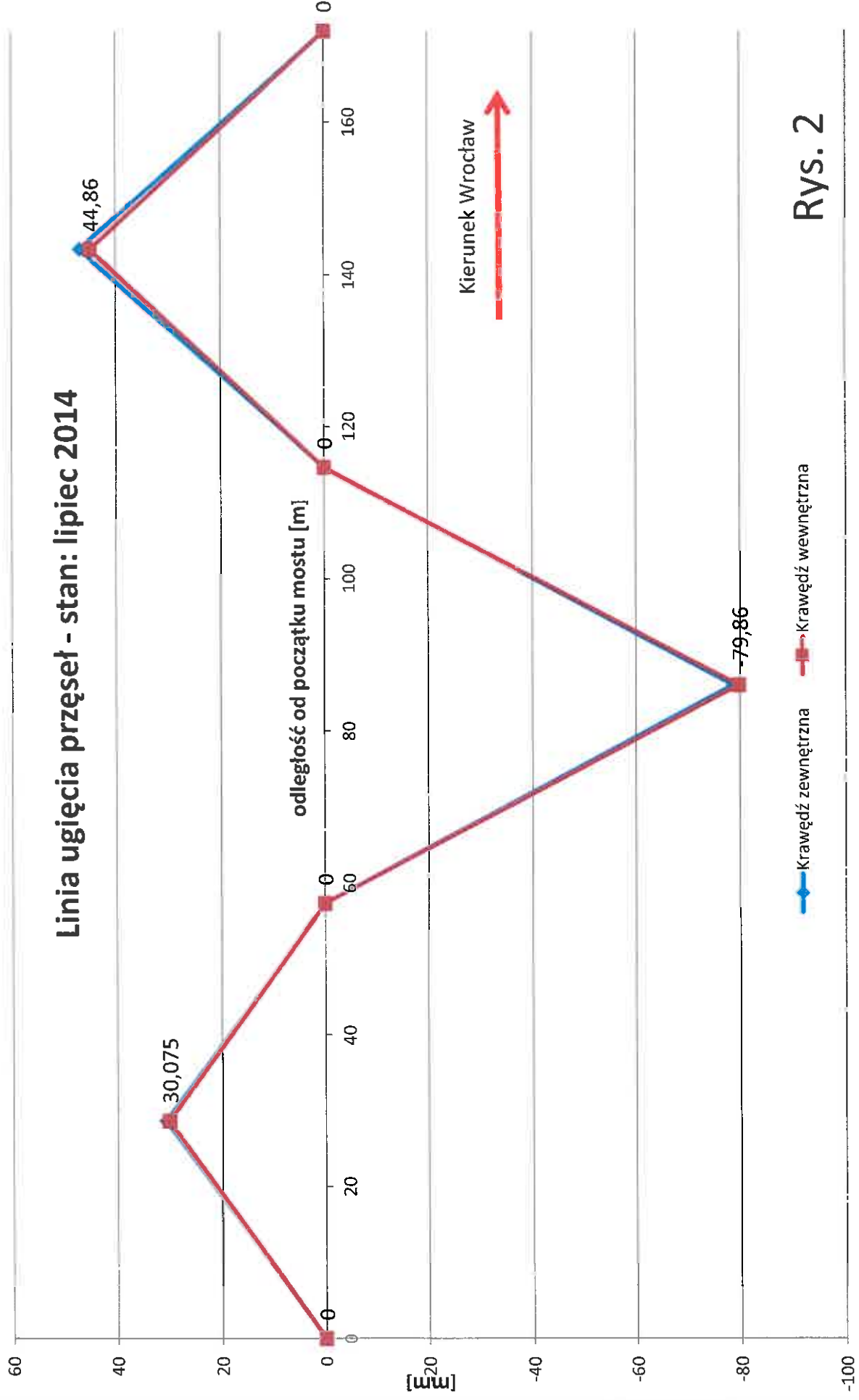
W czasie badania mostu stwierdzono trwałe ugięcie przęsła środkowego (rys. 2). Jak wynika z dostępnej dokumentacji powykonawczej, aktualne przemieszczenia przęseł (w dół – środkowe, w górę – skrajne) były zaobserwowane natychmiast po demontażu rusztowań (po sprężeniu mostu). W ekspertyzie Zakładu Projektowo-Expertyzowego „PONT” z czerwca 2003 roku wynika, że zmierzone ugięcia nie mają wpływu na nośność mostu, mogą mieć jedynie wpływ na warunki eksploatacji np. odwodnienie. Jednak, naszym zdaniem, jeśli po sprężeniu konstrukcji nie uzyskano prawidłowej niwelety, to popełniono błędy albo na etapie projektowania albo na etapie budowy mostu. **Ponieważ z zachowanej dokumentacji wynika, że deskowanie zostało ukształtowane prawidłowo, brak uzyskania zamierzonej niwelety jest prawdopodobnie efektem błędów w sprężeniu konstrukcji (projektowych lub wykonawczych).**

Nie uzyskanie założonej niwelety po sprężeniu konstrukcji może również wskazywać na to, że przy kształtowaniu deskowania przyjęto, że kable będą trasowane zgodnie z pierwotnym projektem i nie uwzględniono faktu istotnych w projekcie zamiennymi zmian w trasach kabli.

Analiza operatów pomiarowych przemieszczeń przęseł wskazuje ponadto, że wbrew prognozie zawartej w cytowanej ekspertyzie, przez okres 14 lat ugięcie w przęśle środkowym w jednym dźwigarze nieznacznie wzrosło (o ok. 1,3 mm), a w drugim dźwigarze, co prawda się zmniejszyło, ale bardzo nieznacznie (ok. 0,3 mm). Również nie do końca sprawdziła się prognoza, co do zmniejszenia się wypiętrzenia przęseł skrajnych, ponieważ przypadku jednego dźwigara w przęśle skrajnym, nastąpiło nie zmniejszenie lecz zwiększenie wypiętrzenia (o ok. 1 mm w dźwigar zewnętrzny od strony Wrocławia). W pozostałych belkach przęseł skrajnych, zgodnie z prognozami, wypiętrzenie rzeczywiście uległo zmniejszeniu, ale maksymalnie zaledwie o ok. 2 mm, przy prognozowanym sumarycznym zmniejszeniu ugięcia o ponad 15 mm (rys. 3).

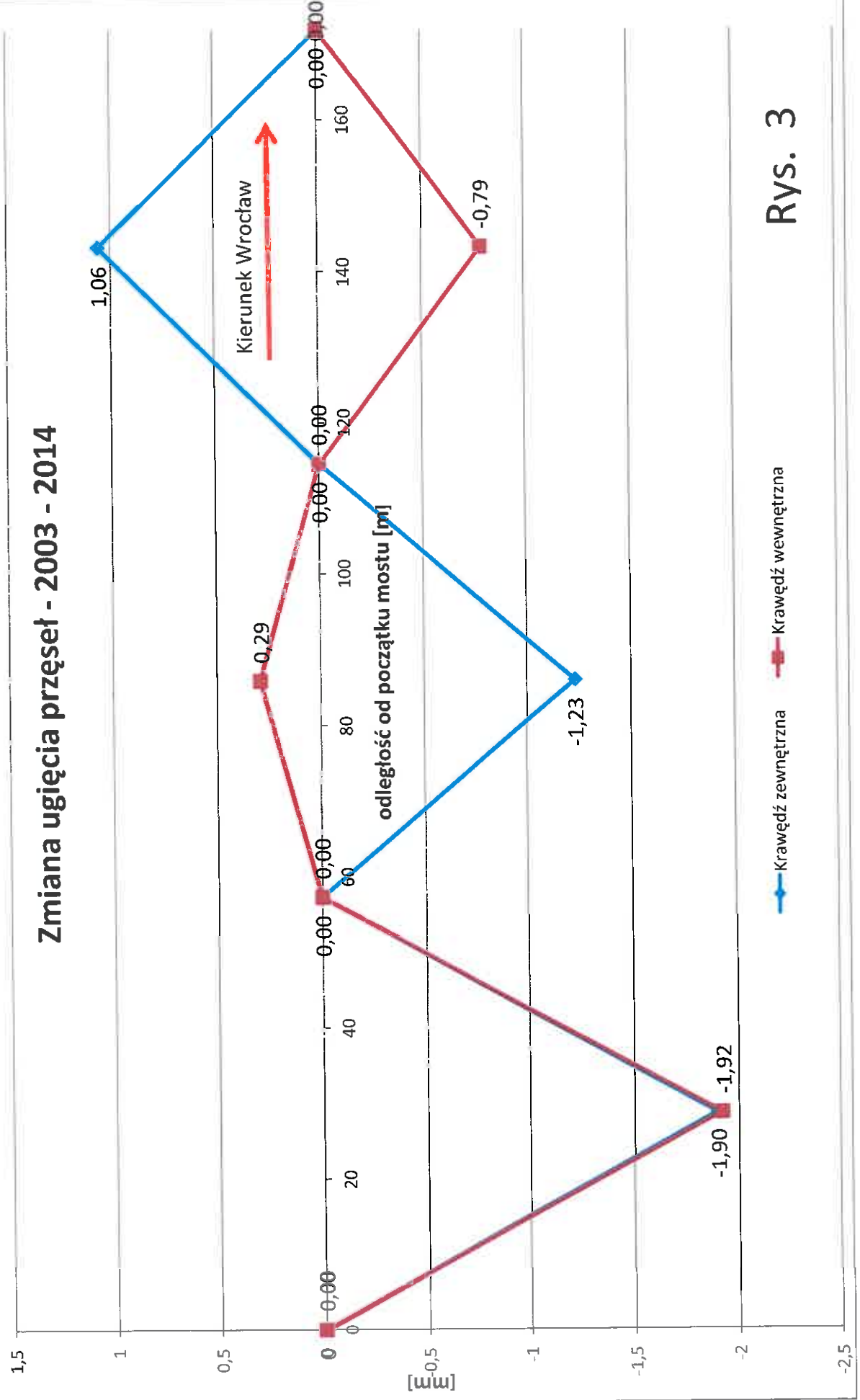
W tym miejscu rodzi się refleksja, że jeśli deskowanie ukształtowano zgodnie projektem (strzałki odwrotne), a po sprężeniu nie uzyskano zamierzonej niwelety przęseł, to prawdopodobnie nie zrealizowano zamierzonego efektu sprężenia mostu i już na etapie budowy mostu powinny być podjęte stosowne analizy statyczno-wytrzymałościowe.

# Linia ugięcia przęsła - stan: lipiec 2014



Rys. 2

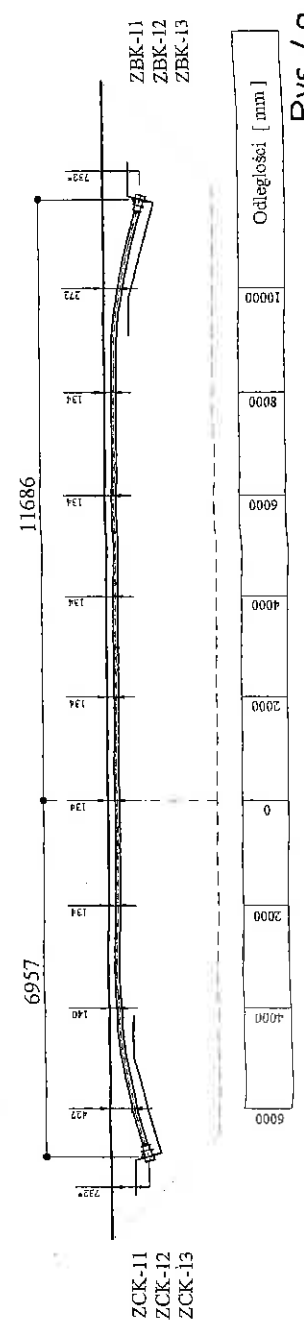
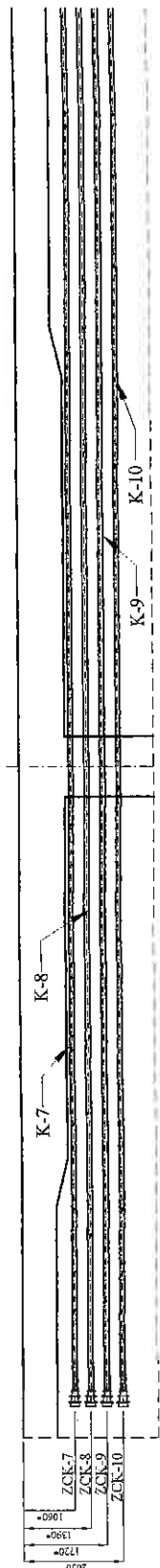
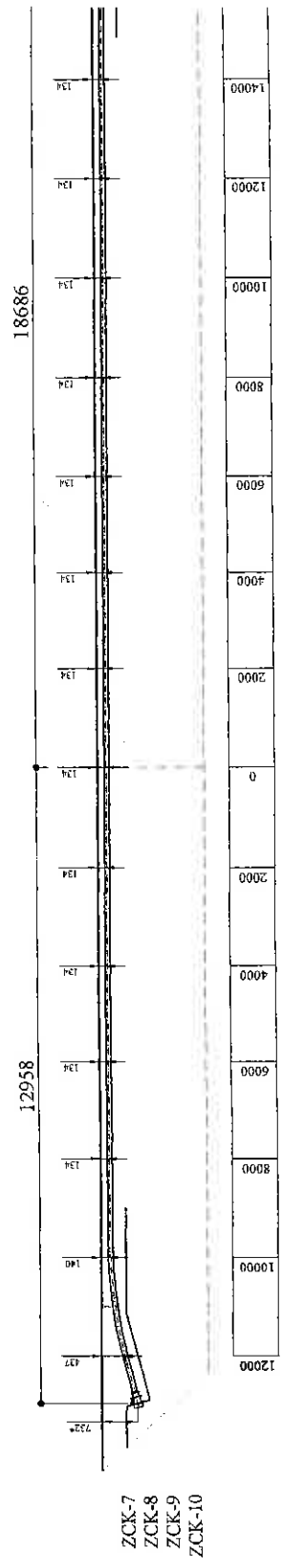
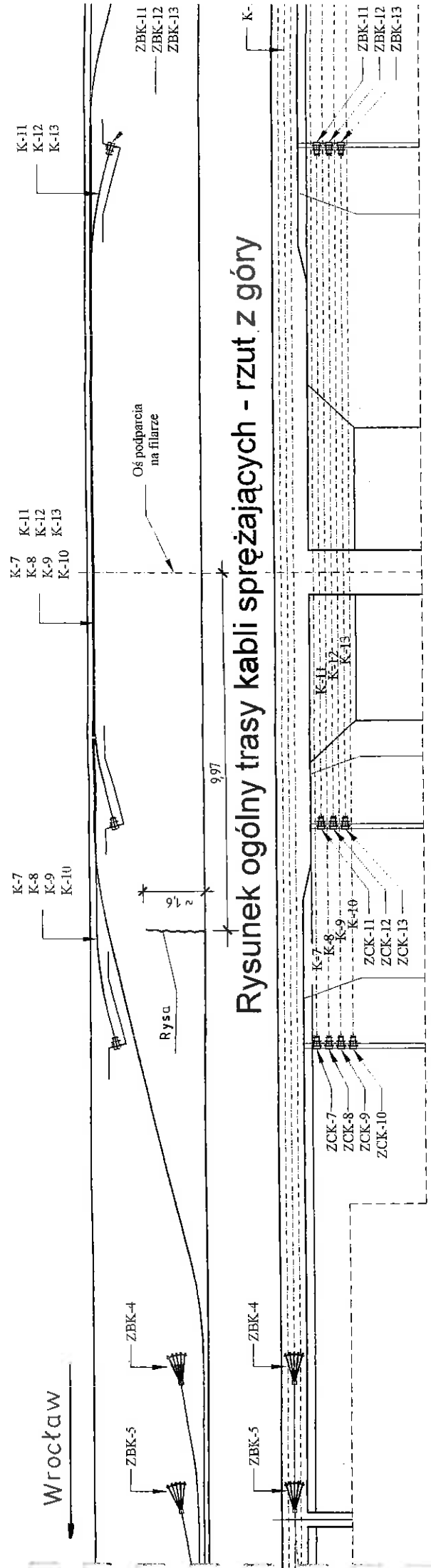
# Zmiana ugięcia przęseł - 2003 - 2014



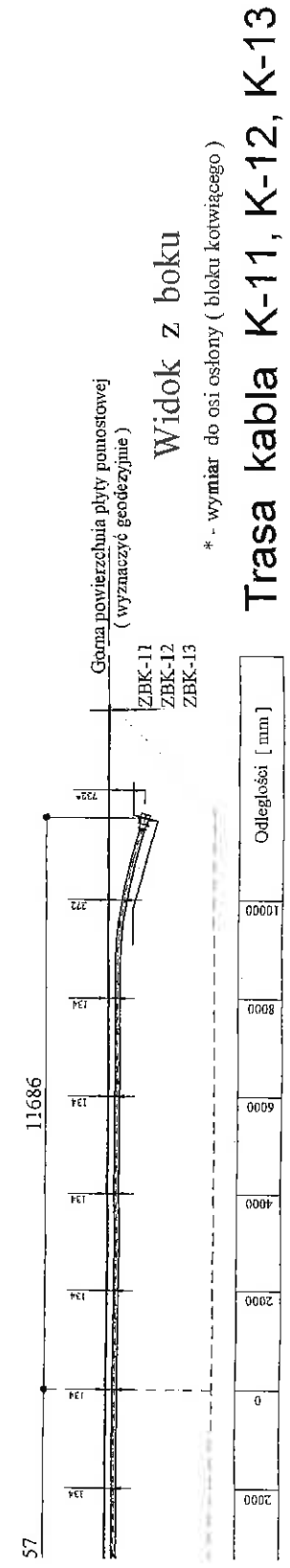
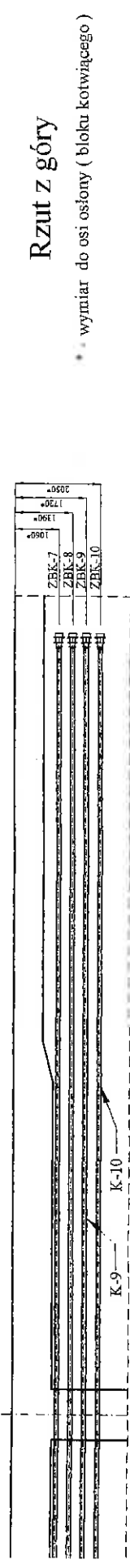
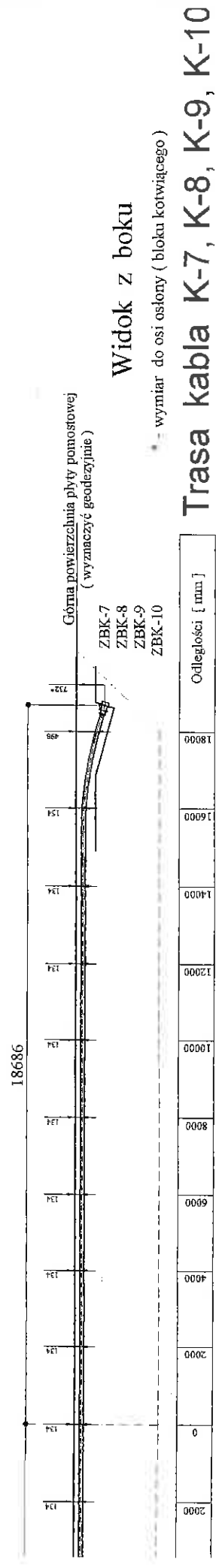
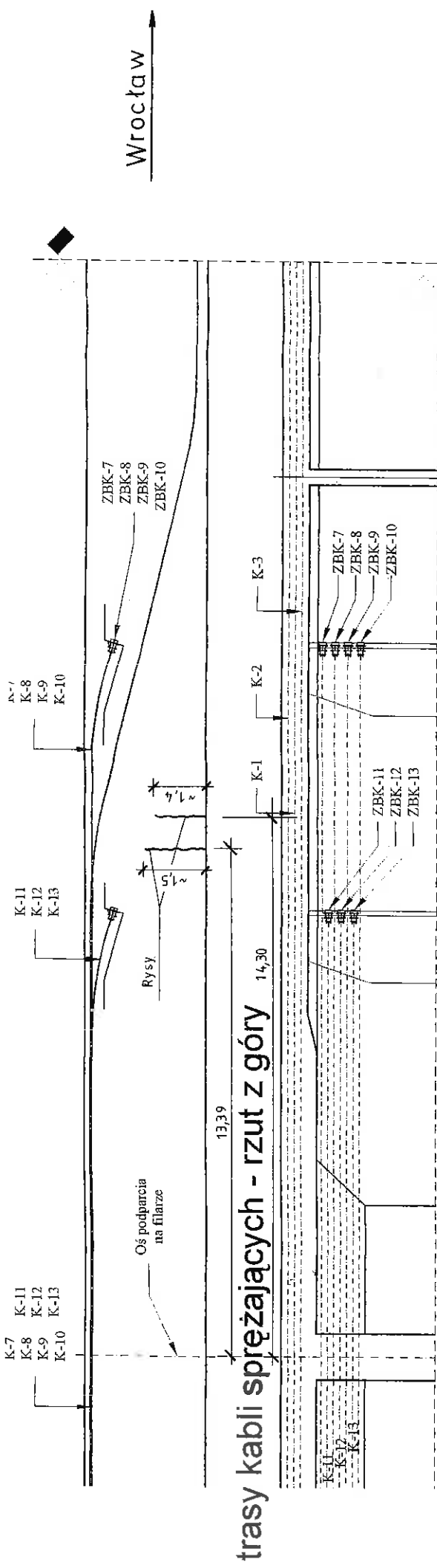
Rys. 3



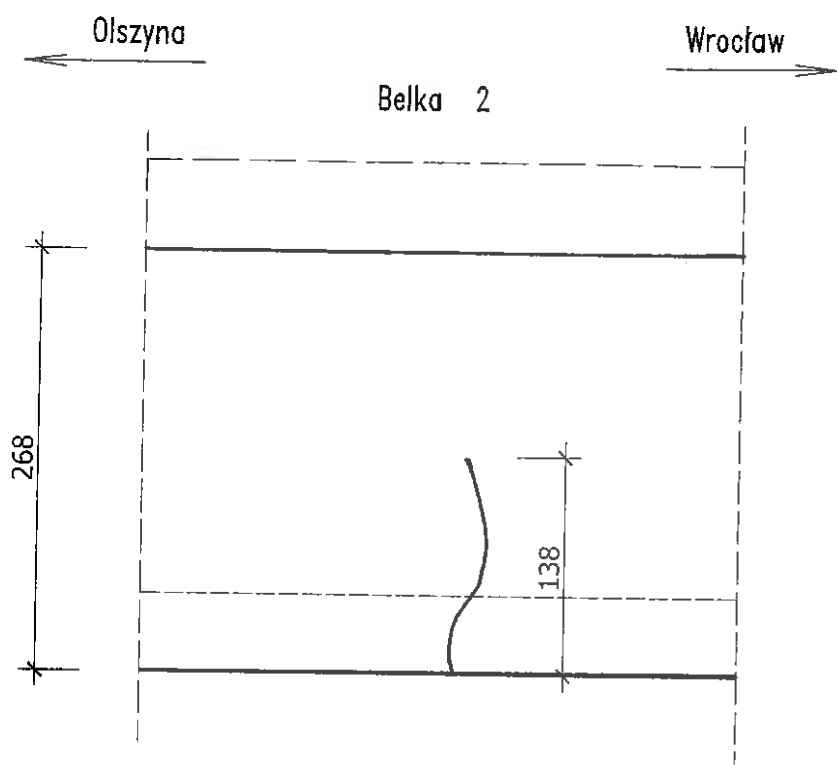
Wrocław



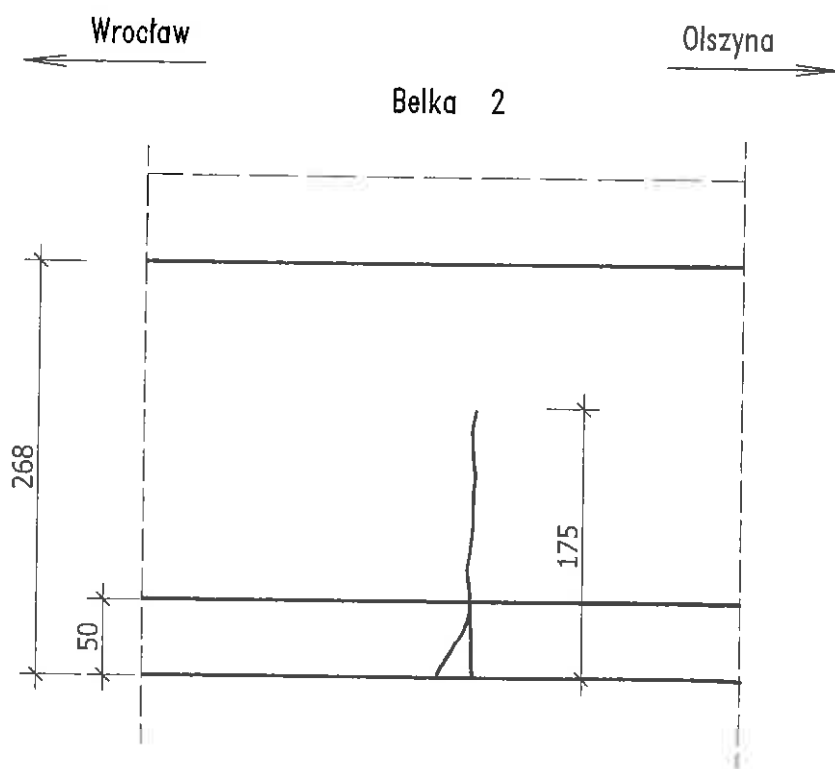
Rys. 4a



Przęsło 2 Rysa (A)

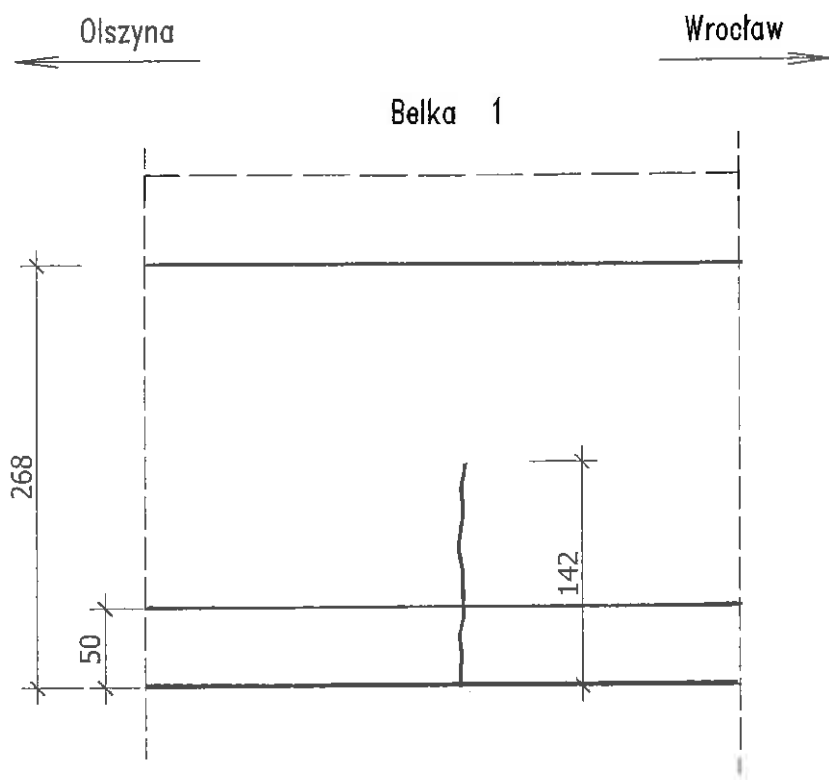


Przęsło 2 Rysa (B)

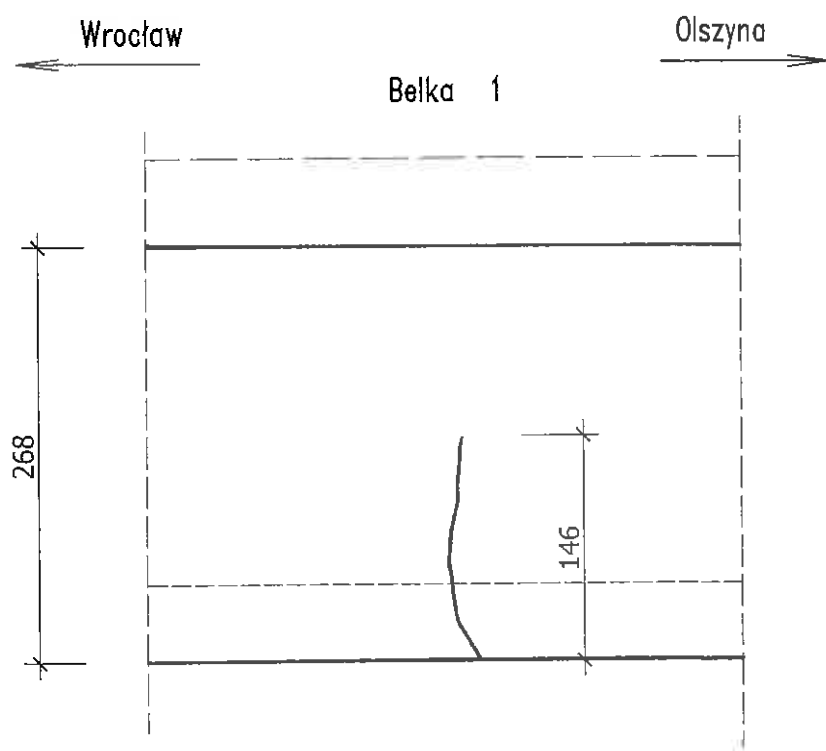


Geometria rys  
on zaczenia wg.rys.4

Przęsło 2 Rysa (C)

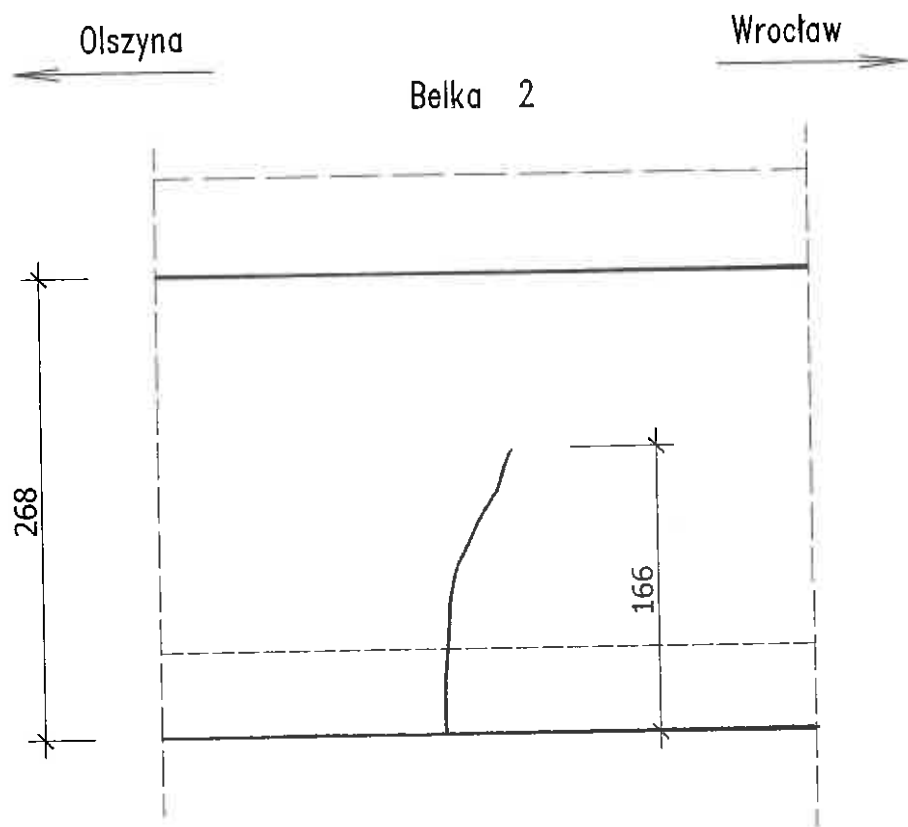


Przęsło 2 Rysa (D)



Geometria rys  
on zaczenia wg.rys.4

Przęsło 3 Rysa (E)



Geometria rys  
on zaczenia wg.rys.4

## 5.2 Rysy

W dźwigarach głównych mostu występują rysy (pęknięcia) prostopadłe do osi belek. Część rys stwierdzono już w czasie przeglądu szczegółowego, przeprowadzonego w lipcu 2014 roku. W czasie przeglądu przeprowadzonego w lipcu 2014 roku stwierdzono rysy w obu dźwigarach przęsła środkowego, które były zlokalizowane przy filarze znajdującym się przy rzece. W czasie badania mostu przeprowadzonego w styczniu 2015 roku stwierdzono również rysy w jednym z dźwigarów przęsła skrajnego od strony Wrocławia (przy filarze). Miejsca lokalizacji rys i ich geometrię pokazano na rys. 4 i 5. Rozwartość rys w przęśle środkowym wynosiła 0,2 – 0,3 mm (taką wartość zmierzono również w czasie przeglądu mostu w lipcu 2014 roku), natomiast w przęśle skrajnym rozwartość rys nie przekraczała 0,1 mm.

W czasie badań mostu nie stwierdzono natomiast opisanych w raporcie z przeglądu z lipca 2014 mostu naklejonych na rysy płytek szklanych (odpadły lub faktycznie nie zostały naklejone), które by pozwoliłyby na stwierdzenie czy rysy są czynne. Jednak stan powłoki ochronnej wzdłuż rysy wskazuje, że są to rysy czynne.

Analiza miejsc lokalizacji rys i ich kształt wskazuje, że:

- rysy występują w przybliżeniu w pobliżu miejsc zerowych momentów zginających od ciężarów stałych,
- ich lokalizacja nie jest w strefie maksymalnych momentów zginających od obciążeń stałych i zmiennych, które powodują rozciąganie dolnych włókien,
- rysy występują w przekrojach, pomiędzy zakotwieniami dwóch zestawów dodatkowych kabli sprężających usytuowanych przy górnej krawędzi belek; jest to miejsce wyraźnej zmiany siły sprężającej (skokowa zmiana o ok 11928 kN na długości 6 m).

Ponieważ pierwsza informacja o rysach pochodzi dopiero z okresu przeglądu przeprowadzonego w lipcu 2014 roku (a więc po 11 latach od wybudowania obiektu), należy domniemywać, że wcześniej ich nie było, a na pewno nie powinno ich być bezpośrednio po jego wybudowaniu obiektu, bo trudno przyjąć, że nie zaobserwowano by ich w czasie badań odbiorczych czy w czasie próbnego obciążenia. Można więc z dużym prawdopodobieństwem przyjąć, że są one efektem zmian skutków sprężenia pod wpływem efektów reologicznych, a nie skutkiem działania nadmiernych obciążeń eksploatacyjnych. Jeśli bowiem przyjąć, że czasie próbnego obciążenia zrealizowano schematy obciążenia wywołujące min. 75% obciążenia normowego, to biorąc pod uwagę rzeczywiste obciążenie obiektów mostowych, to jest mało prawdopodobne by obciążenie eksploatacyjne wywołało siły wewnętrzne większe od obciążenia zrealizowanego w czasie próbnego obciążenia. Ponadto, jeśli rysy

spowodowane byłyby obciążeniem eksploatacyjnym (np. w wyniku przejazdu bardzo ciężkiego pojazdu), to powinny one ulec zamknięciu.

#### **4.3 Przemieszczenia podpór.**

Średnia różnica osiadania podpór (średni pomiar realizowany pod obiema belkami) wynosiła (kolejność liczona od strony Olszyny):

- przyczółek – filar = 5,2 mm
- filar – filar = 2,4 mm
- filar – przyczółek = 2,4 mm.

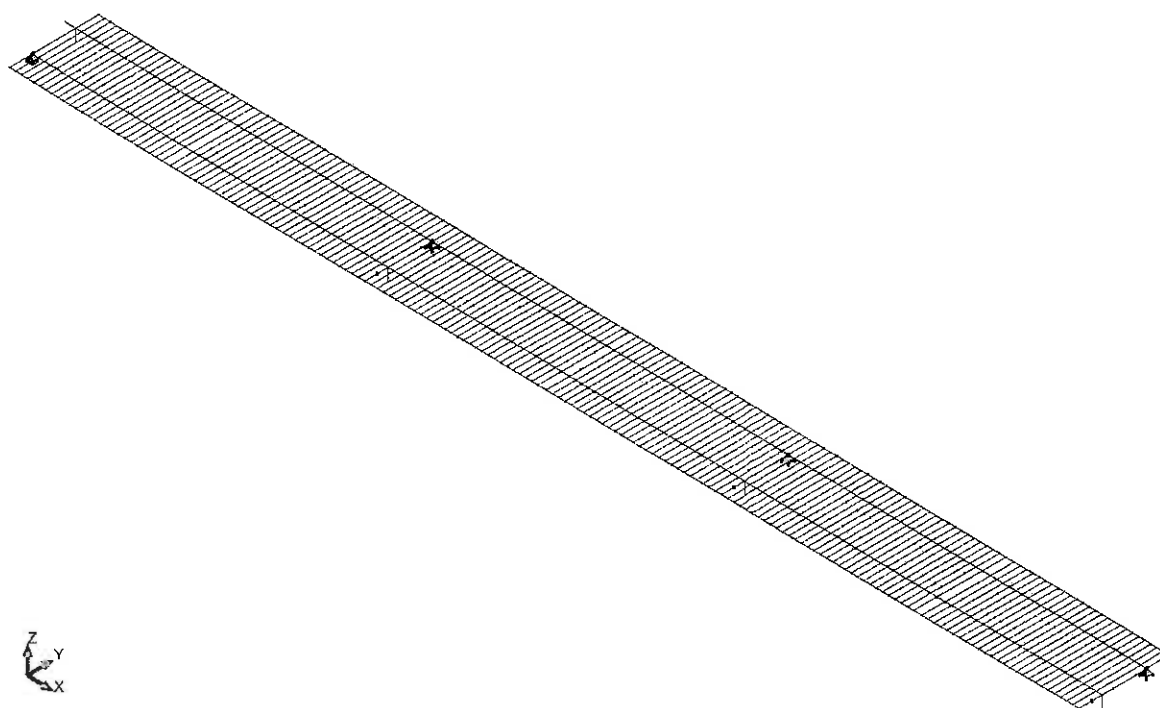
Różnice w pomierzonych osiadaniach sąsiednich przęseł w okresie badanym (ok. 11 lat) nie przekraczają 10 mm, a więc mieszczą się w zakresie zmian, które należało zgodnie z system norm, wg których most był projektowany, uwzględniać na etapie wymiarowania. Nie mogą więc mieć wpływu na nadmierne wyężenie przęseł.

## **6. Analiza statyczno-wytrzymałościowa**

### **6.1 Model obliczeniowy**

Ustrój nośny przęseł wiaduktu analizowano metodą elementów skończonych.

Przyjęto model obliczeniowy w formie rusztu prętowego. Gabaryty konstrukcji przyjęto wg dokumentacji projektowej. Schemat modelu obliczeniowego podano na rys. 6.



Rys. 6. Schemat modelu obliczeniowego wiaduktu

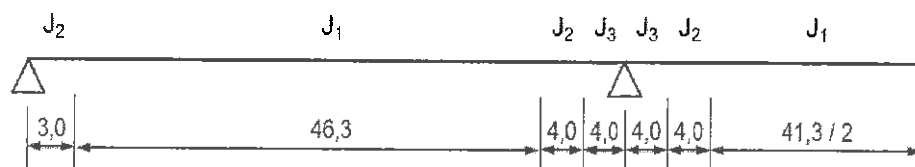
Model utworzono z dwuwęzłowych elementów prętowych o trzech stopniach swobody w węźle. Podłużne „wewnętrzne” pręty rusztu reprezentują dźwigary główne. Podłużne „zewnętrzne” pręty rusztu, o bardzo małej sztywności, usytuowane są w linii gzymsów. Pręty modelujące dźwigary usytuowano w płaszczyznach środkowych środników nad podporami pośrednimi. Pręty poprzeczne rusztu, usytuowane w rozstawie 1,0 m (1,3 m w środku rozpiętości przęsła), modelują płytę pomostu. W modelu uwzględniono zmianę przekroju poprzecznego dźwigarów głównych w sąsiedztwie podpór skrajnych oraz pośrednich, a także zmianę grubości płyty w przekroju poprzecznym wiaduktu.

W tablicy 1 zestawiono charakterystyki geometryczne elementów modelujących dźwigary główne. Zmiany charakterystyk geometrycznych wzdłuż wiaduktu pokazano na rys. 7.

Tablica 1. Charakterystyki geometryczne elementów modelujących dźwigary główne

Symbol przekroju (wg rys. 2)	$A [m^2]$	$I_Y [m^4]$	$z [m]$
$J_1$	4,694	4,8202	2,27
$J_2$	5,234	5,1873	2,21
$J_3$	6,764	9,7490	1,77

Symbole:  $A$  – pole powierzchni,  $I_Y$  – moment bezwładności przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej,  $z$  – obliczeniowa odległość środka ciężkości od dolnego włókna przekroju



Rys. 7. Zmiany charakterystyk geometrycznych dźwigarów wzdłuż wiaduktu

Zmiana przekroju poprzecznego ustroju nośnego z otwartego, dwubelkowego w przęsłach ( $J_1$ ,  $J_2$ ) na zamknięty, jednokomorowy w sąsiedztwie filarów ( $J_3$ ) powoduje skokowe obniżenie położenia środka ciężkości przekroju.

## 6.2 Zakres analizy

Przeanalizowano następujące obciążenia stałe i zmienne:

- obciążenie ciężarem własnym konstrukcji,
- obciążenie ciężarem wyposażenia,
- obciążenie siłami od sprężenia (siły w zakotwieniach oraz siły docisku osłon kablowych do betonu),
- obciążenie taborem samochodowym klasy A wraz z obciążeniem tłumem pieszych na chodniku według PN-85/S-10030,
- obciążenie pojazdem Stanag 150.

Wartości obciążeń stałych przyjęto zgodnie z tablicą 2.

Tablica 2. Wartości obciążeń stałych przyjęte do obliczeń

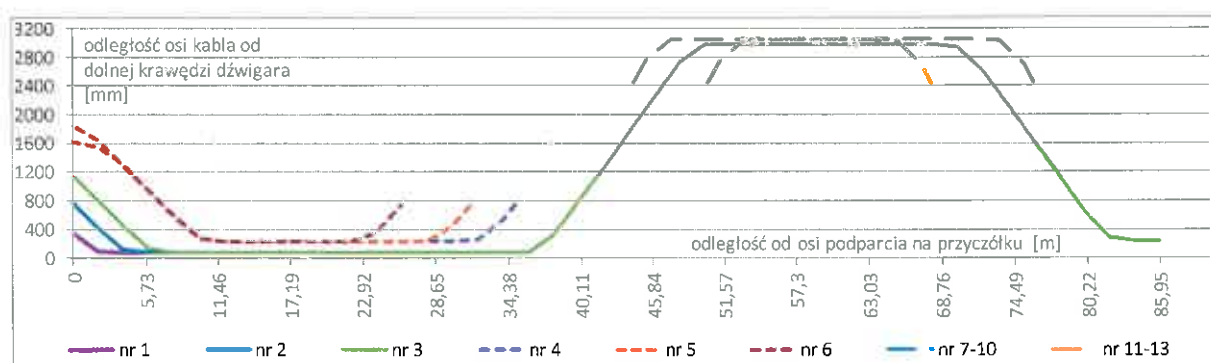
	Obciążenie ciężarem własnym konstrukcji [kN/m]		Obciążenie ciężarem wyposażenia [kN/m]	
	wartość charakterystyczna	wartość obliczeniowa	wartość charakterystyczna	wartość obliczeniowa
Dźwigar po stronie barieroporęczy	$g^*$	$g \cdot 1,2$ lub $g \cdot 0,9$	32,7	49,1 lub 29,5
Dźwigar po stronie chodnika			34,2	51,3 lub 30,8

\* obliczona jako iloczyn pola powierzchni przekroju poprzecznego A z tablicy 1 i ciężaru właściwego betonu zbrojonego ( $25 \text{ kN/m}^3$ )

Obciążenia zmienne przyjęto następująco:

- pojazd K o łącznym ciężarze 800 kN, ze współczynnikiem obciążenia 1,5 oraz współczynnikiem dynamicznym:  $\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot L_t = 1,35 - 0,005 \cdot 57,3 = 1,064$ ,
- obciążenie rozłożone na jezdni  $q = 4 \text{ kN/m}^2$ , ze współczynnikiem obciążenia 1,5,
- obciążenie rozłożone na chodniku  $q_t = 2,5 \text{ kN/m}^2$ , ze współczynnikiem obciążenia 1,3,
- pojazd Stanag 150, ze współczynnikiem obciążenia 1,35.

W przypadku analizy sprężenia przyjęto początkowe wartości sił sprężających i trajektorie kabli sprężających według projektu zamiennego (rys. 8). Do analizy przyjęto podane „siły napinające”. Obliczono rozkład sił docisku osłon kablowych do betonu oraz siły w zakotwieniach kabli.



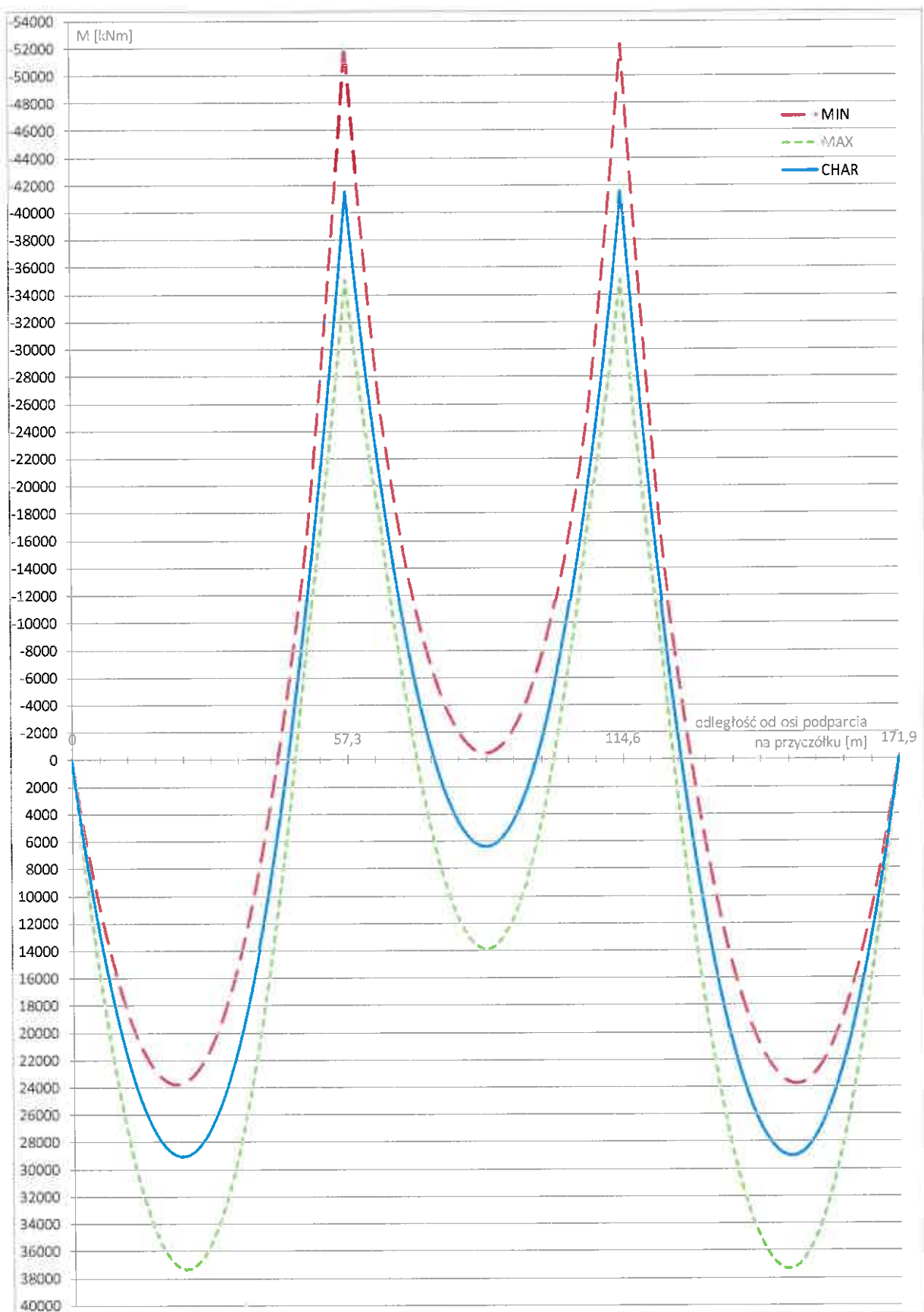
Rys. 8. Schemat układu kabli sprężających dźwigar główny  
(widok połowy belki; odcięta 57,3 odpowiada osi podparcia na filarze)

Wykonano obwiednie momentów zginających wywołanych wymienionymi obciążeniami oraz obliczono naprężenia w skrajnych włóknach dźwigara.

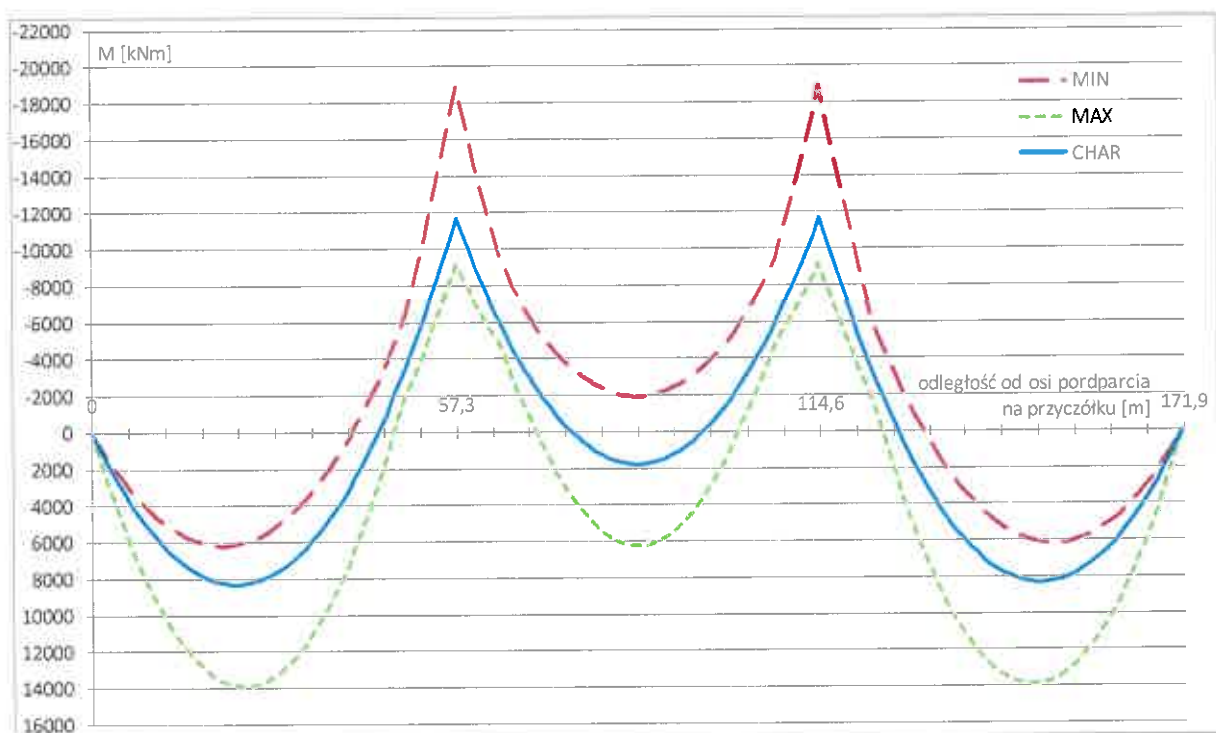
### 6.3 Wyniki analizy ustroju przęseł

Na rysunkach 9÷12 przedstawiono kolejno:

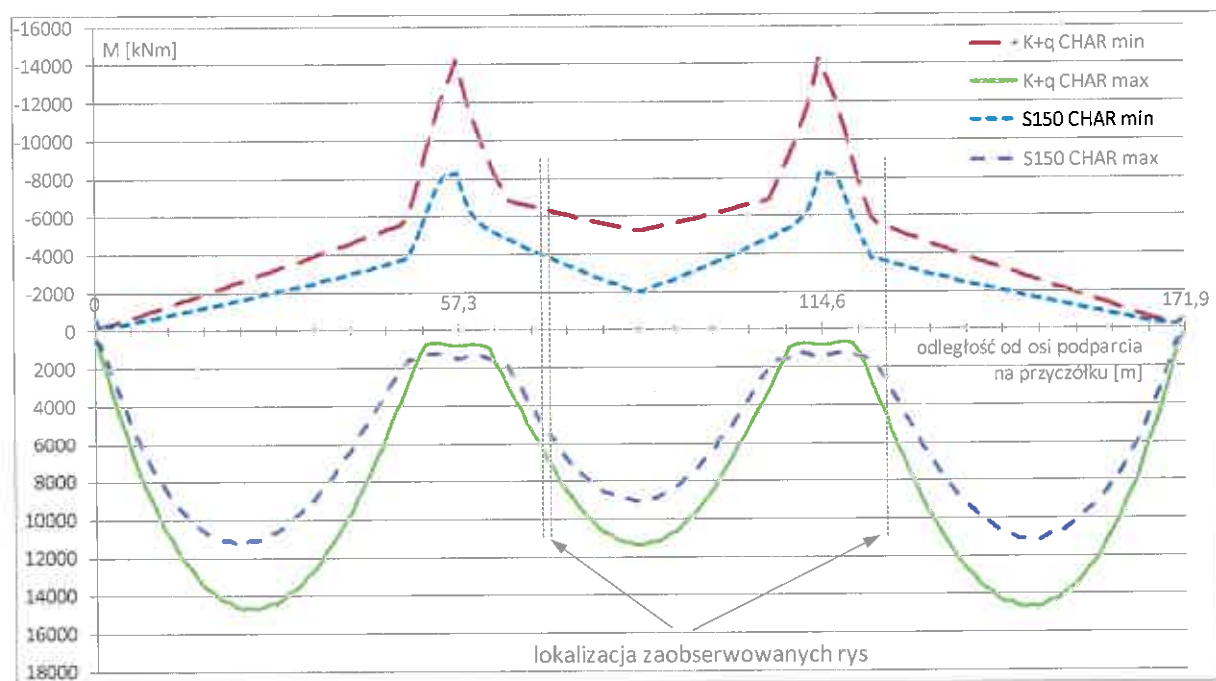
- obwiednię momentów zginających od obciążenia ciężarem własnym konstrukcji (rys. 9),
- obwiednię momentów zginających od obciążenia ciężarem wyposażenia (rys. 10),
- obwiednię momentów zginających od obciążeń zmiennych o wartościach charakterystycznych (rys. 11),
- obwiednię momentów zginających od obciążeń zmiennych o wartościach obliczeniowych (rys. 12).



Rys. 9. Obwiednia momentów zginających od obciążenia ciężarem własnym

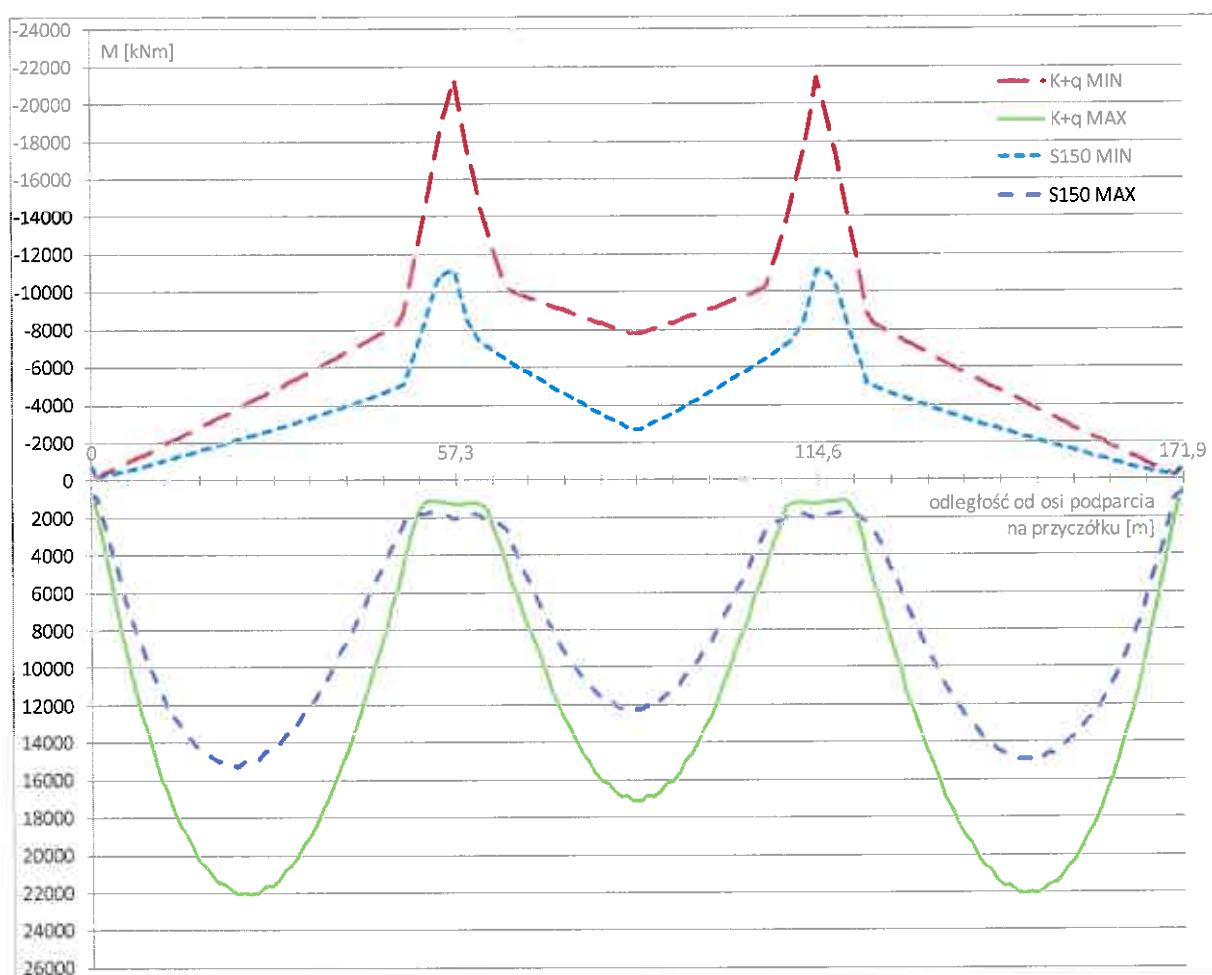


Rys. 10. Obwiednia momentów zginających od obciążenia ciężarem wyposażenia



Rys. 11. Obwiednia momentów zginających od obciążeń zmiennych o wartościach charakterystycznych; odcięta „0” odnosi się do przyczółka pod przesłem nurtowym

W zakresie obciążeń ciężarem własnym konstrukcji, ciężarem wyposażenia oraz obciążeniami zmiennymi uzyskano wartości momentów zginających porównywalne z zamieszczonymi w dokumentacji pierwotnego projektu. Wartości ekstremalne wywołane obciążeniami obliczeniowymi oraz charakterystycznymi zestawiono w tablicy 3.



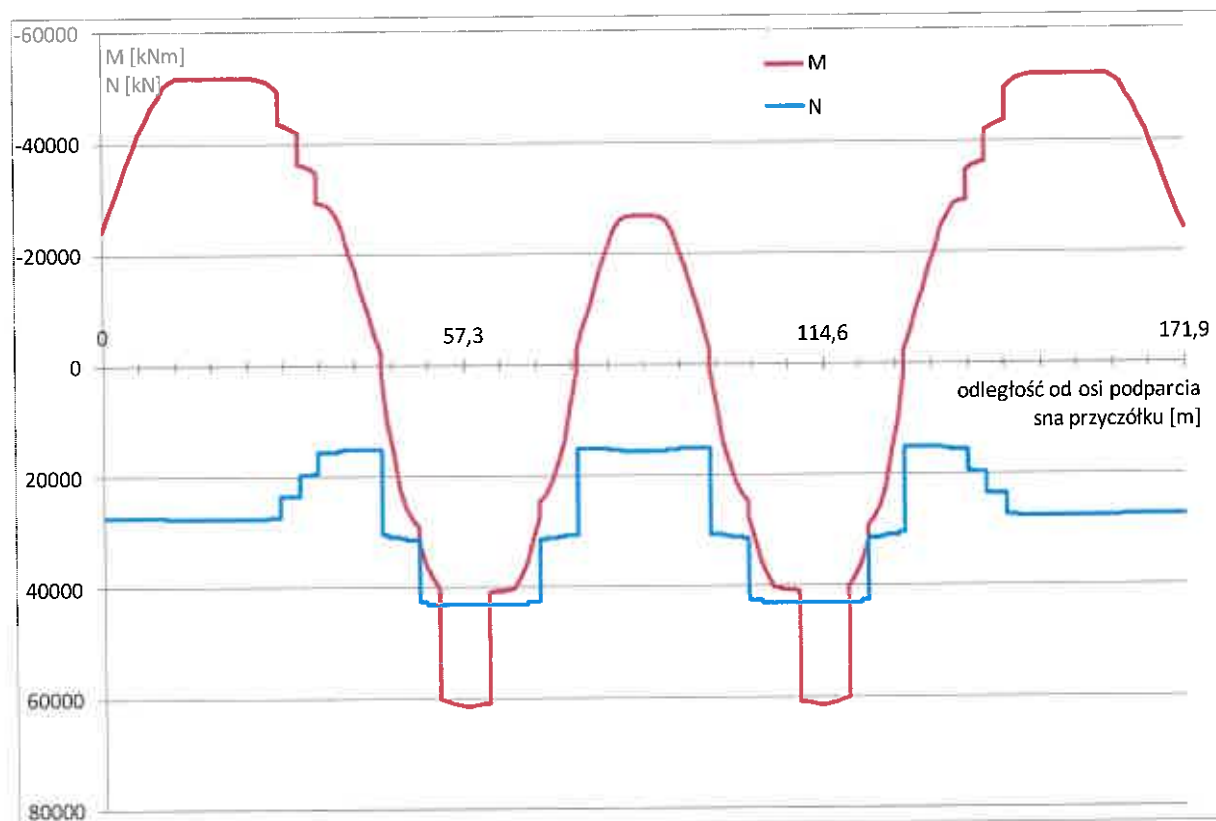
Rys. 12. Obwiednia momentów zginających od obciążeń zmiennych o wartościach obliczeniowych

Tablica 3. Ekstremalne momenty zginające [kNm]

	Przęsło skrajne	Podpora	Przęsło środkowe
Ciężar własny	37382	-52245	13885
j.w., od obc charakterystycznych	29060	-41566	6390
Wyposażenie	13930	-18851	6227
j.w., od obc charakterystycznych	8296	-11667	1783
Zmienne	22066	-21350	17126
j.w., od obc charakterystycznych	14720	-14215	11423

W przypadku analizy sprężenia według projektu zamiennego otrzymano rozbieżne z podanymi w projekcie pierwotnym rozkłady momentu zginającego i siły normalnej. Rozkłady sił wewnętrznych od sprężenia pokazano na rys. 13. Ekstremalne wartości momentów

zginających i sił normalnych obliczone wg założeń projektu zamiennego są większe w porównaniu z odpowiednimi wartościami podanymi w projekcie pierwotnym.



Rys. 13. Rozkłady momentu zginającego i siły osiowej od sprężenia wg projektu zamiennego

W tablicy 4 zestawiono wartości sił wewnętrznych w strefach przy podporze pośredniej.

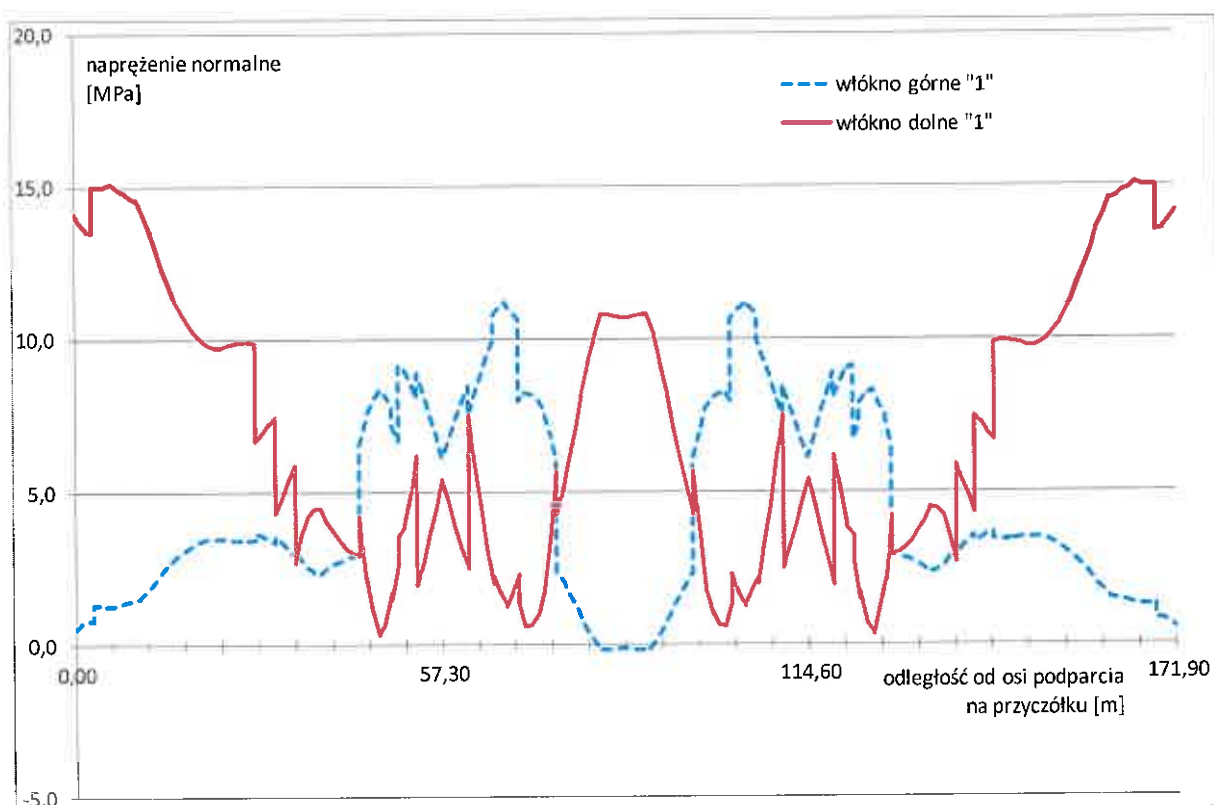
Na rysunku 14 pokazano rozkład sumarycznych naprężeń normalnych w górnym i dolnym włóknie dźwigara wywołane obciążeniami o wartościach charakterystycznych i sprężeniem w stadium bezużytkowym („1”). Naprężenia dodatnie oznaczają ściskanie. Całkowity współczynnik strat sprężania przyjęto jako uśredniony, jednakowy dla wszystkich kabli, o wartości  $\eta=0,85$ .

W obliczeniach, ze względu na brak danych dotyczących technologii sprężania (brak programu sprężania), w szczegółowej analizie nie uwzględniono strat doraźnych, jedynie w końcowej analizie dokonano szacunkowego wpływu skutków strat doraźnych na końcowy efekt sprężenia.

Tablica 4. Siły wewnętrzne w dźwigarze głównym w strefach przy filarze

	x *	Ciężar własny			Wypożenie			K+q		K+q CHAR		Sprężenie		Uwagi
		M MIN [kNm]	M MAX [kNm]	M CHAR [kNm]	M MIN [kNm]	M MAX [kNm]	M CHAR [kNm]	M MIN [kNm]	M MAX [kNm]	M min [kNm]	M max [kNm]	N [kN]	M [kNm]	
elem.	42,3	1139	12289	6395	-955	5383	1844	-7181	12418	-4804	8303	15207	-9667	15 m od filara**
	43,3	-1079	9587	4051	-1620	4440	1175	-7364	11446	-4926	7657	15207	-5949	
elem.	43,3	-1079	9587	4051	-1620	4440	1174	-7365	11449	-4926	7659	15204	-5949	strefa zarysowana lub zagrożona zarysowaniem (rys. 9)
	44,3	-3400	6746	1593	-2314	3448	472	-7549	10197	-5049	6826	15204	-2233	
elem.	44,3	-3400	6746	1593	-2315	3448	472	-7549	10198	-5049	6827	30353	1525	
	45,3	-5825	3767	-980	-3038	2407	-263	-7735	9202	-5173	6164	30353	10061	
elem.	45,3	-5825	3767	-980	-3039	2406	-263	-7736	9206	-5174	6167	30882	10061	
	46,3	-8354	650	-3669	-3792	1316	-1031	-7923	8060	-5299	5405	30882	16201	
elem.	46,3	-8354	650	-3669	-3792	1316	-1031	-7923	8063	-5299	5406	30887	16201	
	47,3	-10986	-2605	-6472	-4575	177	-1832	-8112	6651	-5425	4467	30887	22306	
elem.	47,3	-10986	-2605	-6472	-4575	176	-1832	-8113	6657	-5425	4471	31141	22306	
	48,3	-13723	-5999	-9391	-5387	-1012	-2665	-8303	5648	-5552	3800	31141	25662	
elem.	48,3	-13723	-5999	-9391	-5387	-1013	-2665	-8304	5652	-5553	3803	31362	25662	strefa zarysowana lub zagrożona zarysowaniem (rys. 9)
	49,3	-16945	-9147	-12425	-6461	-2018	-3531	-8862	4361	-5897	2944	31362	27763	
elem.	49,3	-16945	-9147	-12425	-6462	-2018	-3532	-8855	4363	-5893	2945	31392	27763	
	50,3	-20774	-11946	-15581	-7834	-2805	-4430	-10436	3033	-6945	2061	31392	29276	
elem.	50,3	-20774	-11946	-15581	-7834	-2805	-4431	-10430	3037	-6941	2063	42829	32094	
	51,3	-24756	-14861	-18865	-9255	-3621	-5362	-12113	1850	-8061	1274	42829	35969	
elem.	51,3	-24756	-14861	-18865	-9255	-3621	-5362	-12107	1853	-8057	1275	43224	35969	
	52,3	-28892	-17891	-22277	-10725	-4467	-6327	-13821	1235	-9198	823	43224	38042	
														5 m od filara**
elem.	56,3	-47181	-31318	-37380	-17125	-8163	-10531	-20099	1266	-13381	844	43334	61102	Filar
	57,3	-52245	-35044	-41566	-18851	-9164	-11667	-21350	1341	-14215	894	43334	61442	
elem.	57,3	-52245	-35044	-41566	-18851	-9164	-11667	-21329	1343	-14201	895	43334	61442	
	58,3	-47887	-32110	-38094	-17371	-8452	-10754	-19266	1282	-12831	855	43334	61288	
elem.	62,3	-32426	-21852	-25847	-11896	-5863	-7396	-13454	1538	-8966	1025	43338	40737	5 m od filara***
	63,3	-28996	-19614	-23148	-10648	-5288	-6637	-12353	2622	-8233	1774	43338	40583	
elem.	63,3	-28996	-19614	-23148	-10648	-5288	-6637	-12351	2620	-8231	1773	43338	40583	strefa zarysowana lub zagrożona zarysowaniem (rys. 9)
	64,3	-25765	-17448	-20578	-9455	-4736	-5910	-11286	3497	-7523	2355	43338	40310	
elem.	64,3	-25765	-17448	-20578	-9455	-4735	-5910	-11284	3493	-7521	2353	43338	40310	
	65,3	-23376	-14709	-18136	-8721	-3803	-5216	-10255	4644	-6840	3118	43338	40037	
elem.	65,3	-23376	-14709	-18136	-8721	-3802	-5216	-10254	4642	-6839	3117	43166	40037	
	66,3	-21097	-12115	-15815	-8017	-2919	-4555	-10093	5610	-6750	3760	43166	37860	
elem.	66,3	-21097	-12115	-15815	-8017	-2919	-4555	-10092	5606	-6749	3758	43166	37860	
	67,3	-18922	-9661	-13610	-7342	-2084	-3926	-9960	6364	-6661	4261	43166	35684	
elem.	67,3	-18922	-9661	-13610	-7342	-2084	-3926	-9959	6365	-6661	4261	42724	35684	
	68,3	-16850	-7344	-11521	-6697	-1299	-3330	-9828	7471	-6574	4997	42724	31661	
elem.	68,3	-16850	-7344	-11521	-6697	-1299	-3330	-9828	7469	-6574	4996	42726	31661	strefa zarysowana lub zagrożona zarysowaniem (rys. 9)
	69,3	-14881	-5165	-9546	-6081	-563	-2767	-9699	8278	-6488	5533	42726	27435	
elem.	69,3	-14881	-5165	-9546	-6081	-562	-2767	-9699	8274	-6488	5530	31380	24635	
	70,3	-13135	-3006	-7686	-5565	195	-2237	-9572	9123	-6404	6097	31380	23582	
elem.	70,3	-13135	-3006	-7686	-5565	195	-2236	-9571	9122	-6404	6096	31240	23582	
	71,3	-11565	-913	-5942	-5117	942	-1739	-9446	10208	-6320	6819	31240	20950	
elem.	71,3	-11565	-913	-5942	-5117	942	-1739	-9446	10206	-6320	6818	31173	20950	
	72,3	-10099	1042	-4313	-4698	1640	-1274	-9322	11012	-6238	7354	31173	17811	
														15 m od filara***

elem. - element modelujący fragment dźwigara głównego pomiędzy współrzędnymi podanymi w kolumnie "x",  
\* odległość od osi podparcia na przyczółku mierzona wzdłuż dźwigara,  
\*\* w kierunku przyczółka, \*\*\* w kierunku środka przęsła środkowego



Rys. 14. Rozkład naprężeń normalnych w górnym i dolnym włóknie belki od obciążeń charakterystycznych w stadium bezużytkowym ( $\eta=0,85$ )

Rozkład naprężeń normalnych od obciążeń charakterystycznych w stadium bezużytkowym pokazuje, że w miejscach obserwowanego zarysowania dźwigarów głównych obliczone sumaryczne naprężenia wywołane obciążeniami stałymi, zmiennymi i sprężeniem są ściskające, o wartościach bliskich zera ( $< 1$  MPa), a **jeśli uwzględni się trudne do oszacowania straty doraźne (patrz pkt. 4 opracowania) to pojawiają się naprężenia rozciągające od stałych obciążeń charakterystycznych przekraczające 1,0 MPa.**

Do tego dochodzą naprężenia w strefie zarysowanej naprężenia od skurczu betonu.. Obliczono w dolnym włóknie przekroju (po stronie rys) naprężenia od skurczu betonu oszacowano je na poziomie  $-0,9$  MPa (naprężenie rozciągające).

W konsekwencji szacowane w przekrojach zrysowanych sumaryczne naprężenia, obliczone z uwzględnieniem skurczu betonu są rozciągające.

## 6.4 Wnioski

Analiza rozkładu naprężeń wykazuje, że miejscach, w których wystąpiły rysy, obserwowane jest wyraźne zmniejszenie naprężeń ściskających w dolnych włóknach w stanie początkowym i bezużytkowym. **Obliczone naprężenia ściskające w krytycznych**

przekrojach, przy uwzględnieniu siły sprężającej o nominalnej wartości (tylko po uwzględnieniu uśrednionych strat reologicznych, ale bez uwzględnienia strat doraźnych i od skurczu) naprężenia ściskające są zbliżone są do zera. Są to więc przekroje krytyczne, z punktu widzenia potencjalnego wystąpienia naprężeń rozciągających i powstania w tych strefach rys. Jeśli więc dodatkowo uwzględnimy naprężenia od skurczu betonu i strat doraźnych, to z obliczeń wynika, że prawdopodobieństwo wystąpienia rys w analizowanych przekrojach było bardzo duże, co zostało potwierdzone stanem faktycznym.

Natomiast wystąpienie rys po pewnym czasie od wybudowania obiektu można tłumaczyć tym, że krótko po oddaniu mostu do eksploatacji straty reologiczne nie osiągnęły jeszcze wartości powodującej zmniejszenie siły sprężającej poniżej wartości krytycznej.

Poza prawdopodobnym niedoszacowaniem strat sprężania, do powstania rys prawdopodobnie przyczyniły się naprężenia od skurczu betonu, tym bardziej, że przy dolnej krawędzi pole przekroju zbrojenia biernego jest bardzo małe. Ponadto, ponieważ przy niektórych położeniach obciążenia zmiennego w strefach zarysowanych momenty zginające powodują powstanie naprężeń rozciągających przy dolnej krawędzi belek, obciążenie użytkowe mogło doprowadzić do zainicjowania powstania rys (pęknięć).

Podsumowując, w oparciu o przeprowadzone obliczenia statyczno-wytrzymałościowe można stwierdzić, że do powstania rys przyczyniło się w sposób bezpośredni błędnie zaprojektowane sprężenie, a przede wszystkim:

- błędne oszacowanie strat sprężania (w dostępnej dokumentacji brak programu sprężania),
- niedoszacowanie naprężeń od skurczu betonu i wpływu skurczu betonu na sumaryczną wartość naprężeń,
- sposób trasowania kabli, w tym skokowe zmiany siły sprężającej, co jest widoczne w gwałtownym zmniejszeniu naprężeń ściskających w miejscach, w których doszło do powstania rys (pęknięć).

## **7. Wnioski z przeprowadzonych badań i analizy statyczno-wytrzymałościowej**

Lokalizacja rys oraz fakt powstania pojedynczych rys w jednym przekroju, o stosunkowo dużej rozwartości, a nie jak to jest obserwowane w konstrukcjach żelbetowych

czy konstrukcjach sprężonych kablami z przyczepnością, rys rozproszonych na dłuższym odcinku jest efektem braku odpowiedniego zbrojenia przy krawędzi rozciąganej. W analizowanej konstrukcji zbrojenie prętami bez sprężenia przy rozciąganej krawędzi ma bardzo mały przekrój, a jest to jedyny zbrojenie. W strefie tej nie występują kable sprężające. **Dlatego też zaobserwowane uszkodzenie można zakwalifikować do pęknięcia konstrukcji.**

Analiza obwiedni momentów zginających od obciążeń zmiennych wskazuje, że od obciążeń zmiennych w strefach, w których aktualnie występują rysy, momenty zginające mogą przybierać wartości powodujące rozciąganie dolnych włókien. Ponieważ aktualnie obserwowane rysy są otwarte pod wpływem obciążeń stałych, to wskazuje, że niezależnie od tego co wynika z analizy statyczno-wytrzymałościowej, w stanie bezużytkowym faktyczne sumaryczne naprężenia od sprężenia i obciążeń zewnętrznych są rozciągające. Dlatego też obciążenia od obciążeń zmiennych będą zwiększały naprężenia rozciągające przy dolnej krawędzi belek. W takim razie, przekrój ten (oraz strefy bezpośrednio do niego przylegające) musi mieć zbrojenie, pozwalające na przeniesienie naprężeń rozciągających (stan graniczny nośności przekroju sprężonego). Jednak zbrojenia takiego brak w odpowiedniej ilości. Przy dolnej krawędzi występuje bowiem zaledwie siedem prętów o średnicy 14 mm i dodatkowo, na wysokości półki dolnej (poszerzenia belki – o wysokości 50 cm) jest 6 prętów o średnicy 14 mm. Przyjmując, że w strefie rozciąganej sumaryczne zbrojenie jest ilości 14 prętów, to pole przekroju zbrojenia rozciąganego wynosi:  $7 \times 1,54 + 6 \times 1,54 = 10,78 + 9,24 = 20,02 \text{ cm}^2$ . Są to pręty klasy AII (18G2-b).

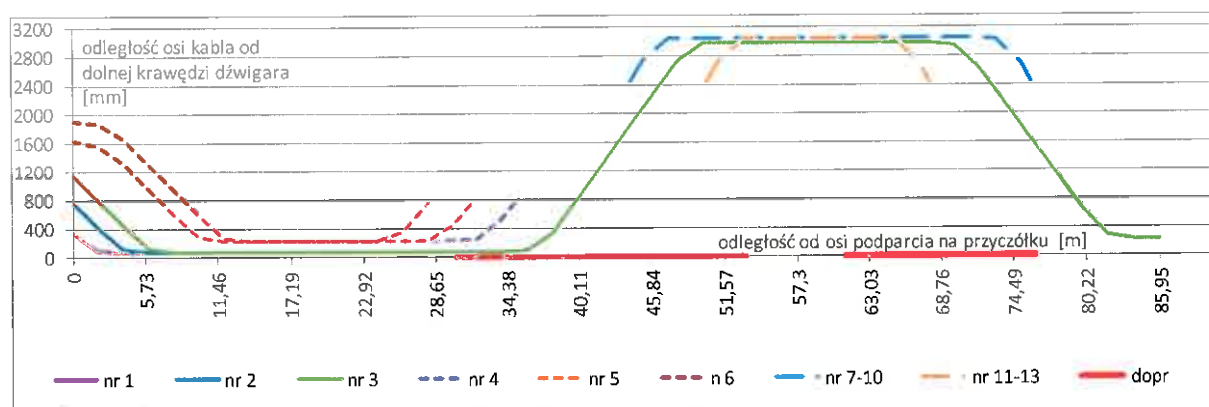
Wymagany minimalny stopień zbrojenia, przypadku zbrojenia stałą klasy AII, zgodnie normą PN-85/S-10042 wynosi 0,004, co przypadku połowy przekroju przeszła ok.  $F = 4,94 \text{ m}^2$  daje wymagane minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego  $197,6 \text{ cm}^2$ . Dopiero przy takim polu przekroju poprzecznego zbrojenia przekrój może być zakwalifikowany jako zbrojony. W przeciwnym razie przekrój taki należy zakwalifikować jako przekrój betonowy. W związku z tym w miejscu zarysowania mamy do czynienia z przekrojem betonowym. Taki przekrój w głównych elementach konstrukcyjnych nie jest dopuszczalny. **W konsekwencji nie jest również spełniony współczynnik bezpieczeństwa w stanie granicznym nośności. Stanowi to potencjałe bardzo duże zagrożenie bezpiecznej eksploatacji mostu. W miejscu zarysowanym przekroju może wytworzyć się przegub, w którym ścinanie będzie przenoszone przez siły tarcia w strefie ściskanej betonu oraz przez znajdujące się tam kable sprężające. W przypadku powstania nowych rys (pęknięć) grozi to poważną**

awarią. Potencjalne miejsca nowych rys (pęknięć) to miejsca, w których naprężenia przy dolnej krawędzi belek są bliskie zeru pokazano rys. 14.

W celu zmniejszenia naprężeń rozciągających przy dolnej krawędzi należałoby belki dodatkowo sprężyć. W celu wskazania koniecznego „doprężenia” przeseł przeprowadzono analizę wpływu ewentualnego sprężenia kablami zewnętrznymi na rozkład sumarycznych naprężeń normalnych.

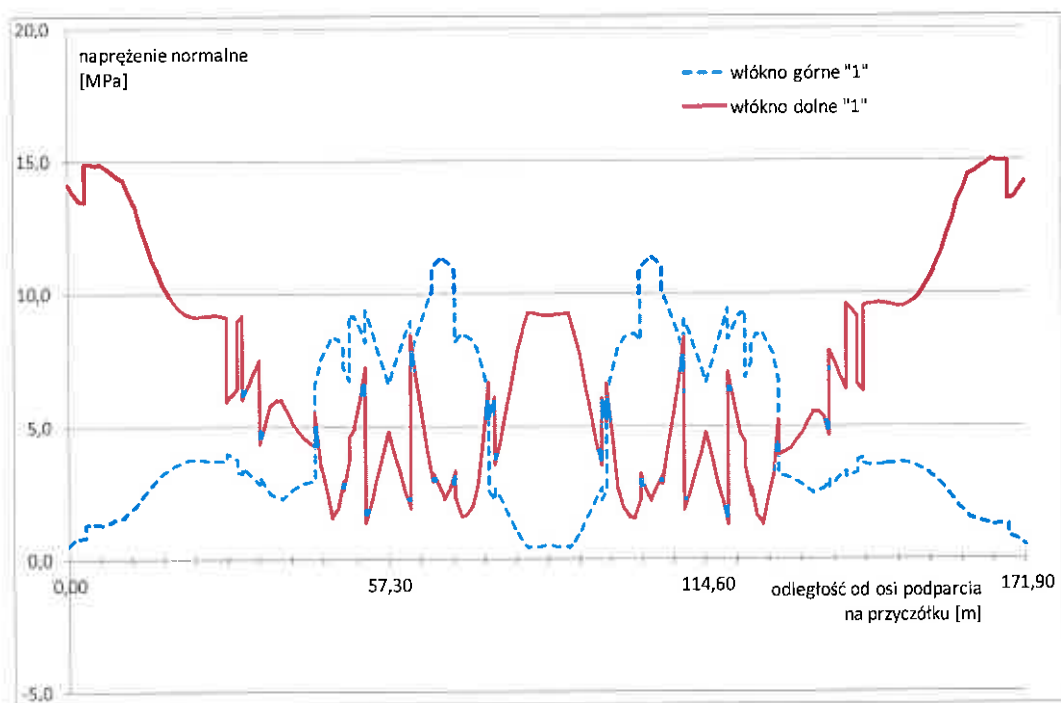
Założono „doprężenie” po obu stronach każdego z filarów na odcinkach (rys. 15):

- od 4 do 27 metra licząc od filara w kierunku przyczółka oraz
- od 4 do 19 metra licząc od filara w kierunku środka przęsła środkowego.



Rys. 15 Schemat umieszczenia dodatkowe sprężenia kablami zewnętrznymi (dodatkové sprężenie zaznaczono na czerwono – oznaczenie „dopr.”)

Rezultaty przeprowadzonych obliczeń skutków dodatkowego sprężenia kablami odcinkowymi pokazano na rys. 16, na przykładzie zastosowania siły sprężającej o wartości 2000 kN, na maksymalnym mimośrodku mieszczącym się obrysie przeseł.



Rys. 16 Rozkład naprężeń normalnych w górnym i dolnym włóknie belki od obciążeń charakterystycznych w stadium bezużytkowym ( $\eta=0,85$ ) przy dodatkowym sprężeniu każdej belki efektywną siłą sprężającą o wartości 2000kN

Przeprowadzona analiza wskazuje, że dodatkowe sprężenie kablami zewnętrznymi daje pozytywny skutek w postaci zmniejszenia naprężeń rozciągających przy dolnej krawędzi belki w krytycznych przekrojach. Precyzyjne ustalenie wartości siły sprężającej wymaga jednak znajomości efektywnej siły sprężającej jaka występuje w poszczególnych przekrojach, a to wymaga m.in. znajomości rzeczywistych strat doraźnych w poszczególnych kablach. W związku z tym dokładne ustalenie wymaganych długości, na których należy zrealizować dodatkowe sprężenie oraz jego wartość należy ustalić w projekcie wzmocnienia, uwzględniając również możliwy do zrealizowania mimośród siły sprężającej (technicznie możliwe zamocowanie bloków kotwiących). W obliczeniach dodatkowego sprężenia należy również uwzględnić wpływ obciążeń użytkowych na rozkład naprężeń normalnych.

## 8. Wymagany zakres i proponowana technologia wzmocnienia mostu

W oparciu o przeprowadzone analizy statyczno-wytrzymałościowe stwierdzono, że przyczyną powstania rys było prawdopodobnie błędnie zaprojektowane sprężenie – rozmieszczenie kabli sprężających i wartość siły sprężającej. Przeprowadzone analizy wskazują, że w miejscach rys występuje lokalny, istotne zmniejszenie naprężeń ściskających

od sprężenia. W pozostałych przekrojach naprężenia rozciągające przy dolnej mają wartość, która nie stanowi zagrożenia zarysowania belek. Potencjalne miejsca, których na dolnej krawędzi naprężenia rozciągające mogą przekroczyć wytrzymałość betonu na rozciąganie pokazano na rys. 14. Są to miejsca, w których rysy (pęknięcia) już wystąpiły, a także miejsca potencjalnie zagrożone wystąpieniem rys. Prawdopodobieństwo wystąpienia dodatkowych rys zależy od tego, jaka jest rzeczywista wartość siły sprężającej, która jest zależna od strat doraźnych jakie wystąpiły w czasie sprężania oraz od strat reologicznych (skurczu i pełzania betonu). Dokładne oszacowanie wielkości strat doraźnych nie jest niemożliwa do oszacowania, jeśli brak jest programu sprężania, w tym kolejności naciągu kabli oraz miejsc lokalizacji zakotwień czynnych (ostatnia uwaga dotyczy kabli nad filarami).

W konsekwencji, po analizie dokumentacji projektowej oraz po uwzględnienie wniosków z analizy statyczno-wytrzymałościowej proponuje się zastosowanie jednego z dwóch sposobów wzmocnienia konstrukcji.

#### **A) Wzmocnienie bierne**

Proponuje się zastosowanie wzmocnienia biernego stref zarysowanych oraz wszystkich stref, w których jak wynika z obliczeń, może dojść do zarysowania po jakimś czasie. Wzmocnienie należy zrealizować za pomocą klejonych do dolnej krawędzi blach stalowych, na odcinkach pokazanych na rys. 17. Pole przekroju zbrojenia powinno odpowiadać minimalnemu stopniowi zbrojenia belek żelbetowych, tj. ok.  $180 \text{ cm}^2$  (stal S355) Technologia wzmocnienia powinna być następująca:

- na czas realizacji wzmocnienia obiekt wyłączyć z eksploatacji,
- belki miejscach naprawy oczyścić metodą - strumieniowo-ścierną,
- wykonać iniekcję sklejącą rys (za pomocą żywicy epoksydowej),
- przy dolnej krawędzi belek nakleć i odpowiednio zakotwić blachy,
- wykonać zabezpieczenie miejsc naklejenia blach warstwą betonu natryskowe gr. ok. 2 cm,
- odtworzyć powłoki ochronne,

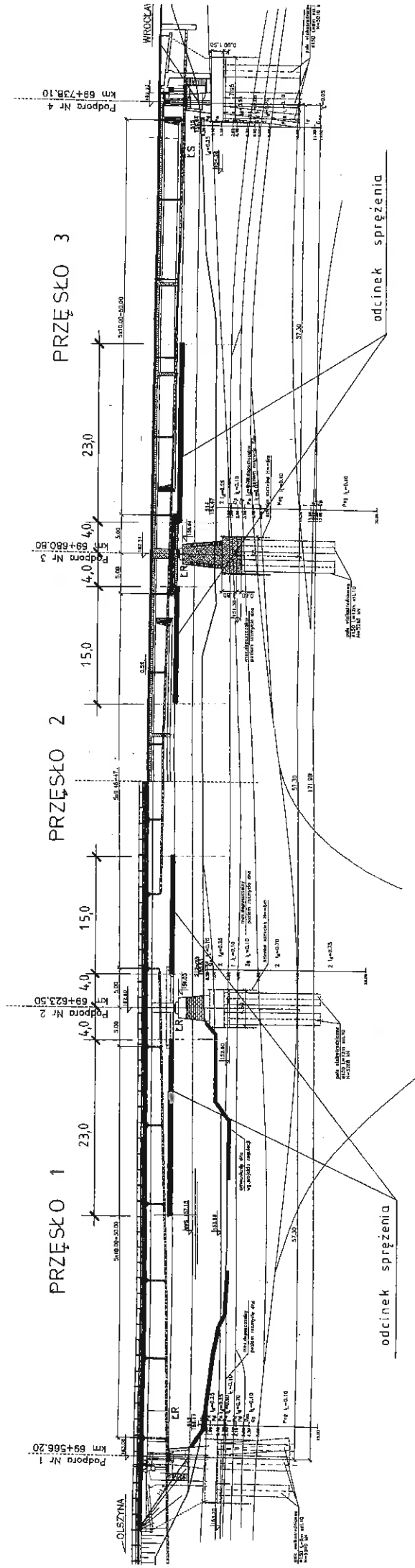
#### **B) Wzmocnienie czynne**

Alternatywą proponowanego sposobu wzmocnienia biernego może być wzmocnienie czynne, za pomocą sprężenia zewnętrznego (rys. 18). Długość wymaganych odcinków sprężenia oraz wartość siły sprężającej powinna być ustalona w projekcie wzmocnienia.

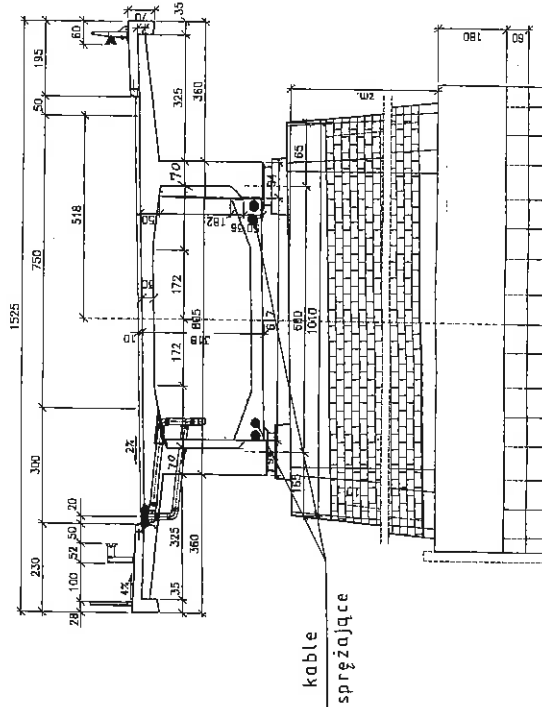


# WIDOK Z BOKU

# PRZEKRÓJ PODŁUŻNY



# PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Wzmocnienie czynne —  
za pomocą sprężenia

Projekt wzmocnienia musi zawierać również opis technologii sprężania m.in. kolejność napinania kabli.

Technologia wzmocnienia powinna być następująca:

- na czas realizacji wzmocnienia obiekt wyłączyć z eksploatacji,
- wykonać iniekcję sklejającą rys (za pomocą żywicy epoksydowej),
- zamocować konstrukcje do zamocowania kabli sprężających,
- napiąć kable wymaganą siłą,
- wykonać zabezpieczenie kabli sprężających,
- odtworzyć powłoki ochronne,

Ponieważ ze względu m.in. na brak dokładnych informacji o wartościach strat doraźnych (brak projektu sprężania), trudny do oszacowania jest rzeczywisty (aktualny) rozkład sił od sprężania. Ponieważ skuteczne wzmocnienie, a **w szczególności wzmocnienie czynne (za pomocą dodatkowego sprężenia)** wymaga naszym zdaniem **ustalenia rozkładu sił wewnętrznych w oparciu badania obiektu pod próbnym obciążeniem**. Na konieczność ustalenia rzeczywistego rozkładu sił wewnętrznych metodą empiryczną wskazuje to, że mimo symetrycznego układu kabli i również symetrycznie przyjętych sił sprężających, układ rys (pęknięć) nie jest symetryczny. Program badań należy tak opracować, by było możliwe ustalenie rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji i zbadanie rozkładu naprężeń w miejscach potencjalnie najbardziej wyężonych oraz ustalenie jak zmienia się rozwartość rysy pod wpływem obciążeń eksploatacyjnych. **Ze względu na opisany sposób zbrojenia konstrukcji (czynnego i biernego), w tym brak zbrojenia strefy rozciąganej w strefie zarysowania, opracowując projekt badań należy zwrócić uwagę na to, by nie doprowadzić do awarii konstrukcji.**

Po wzmocnieniu konstrukcji zaleca się również przeprowadzić próbne obciążenie mostu.

## **9. Wnioski końcowe. Zalecenia dotyczą warunków eksploatacji mostu do czasu wzmocnienia.**

W oparciu o badania obiektu, wykonane analizy statyczno-wytrzymałościowe oraz analizę zrealizowanego projektu i dokumentacji powykonawczej stwierdzamy, że wzmocnienie mostu powinno być wykonane w możliwie krótkim terminie. Uważamy, że

z uwagi na miejsce wystąpienia zarysowania (pęknięć) tj. miejsc, w którym praktycznie brak jest zbrojenia na rozciąganie oraz biorąc pod uwagę fakt, że obciążenie użytkowe powoduje przyrost naprężeń rozciągających w miejscach rys (pęknięć), należy uznać, że most jest w stanie awaryjnym.

**Do czasu wzmocnienia mostu należy wprowadzić ograniczenia w jego eksploatacji, polegające na:**

- zakazie ruchu pojazdów ponadnormatywnych (w tym nienormatywnych pojazdów wojskowych), a także pojazdów o całkowitym ciężarze przekraczającym 42 tony,
- ze względu na występujące trwałe ugięcie przęseł, co generuje dodatkowe oddziaływanie dynamiczne pojazdów, wprowadzić dla pojazdów ciężarowych ograniczenie prędkości do 60 km/h

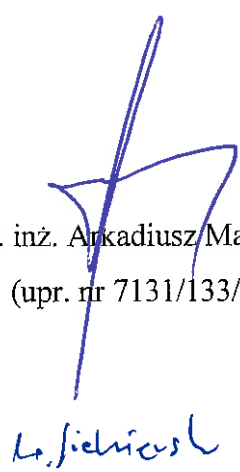
Ponadto most należy poddać regularnej obserwacji, polegającej na badaniu istniejących rys (ich morfologii – zasięgu i rozwoju) oraz kontroli czy nie powstały nowe rysy. Badania takie powinny być prowadzone minimum co 6 miesięcy.

**Wzmocnienie mostu powinno być poprzedzone projektem. Projekt powinien uwzględniać wyniki ekspertyzy oraz wynikające z niej wnioski.**

**Uwaga końcowa.** Jakkolwiek nie jest to przedmiotem ekspertyzy, to mając na uwadze to, że w moście południowym w czasie badania mostu północnego również zaobserwowano rysy w podobnych miejscach co w moście północnym, a oba mosty zostały zrealizowane prawdopodobnie wg tego samego projektu, zaleca się wprowadzić podobne ograniczenia w moście południowych oraz wykonać jego wzmocnienie.

Opracowali :

dr hab. inż. Arkadiusz Madaj, prof. PP  
(upr. nr 7131/133/P/2001)

  
Dr inż. Wojciech Siekierski

# *Dokumentacja fotograficzna*



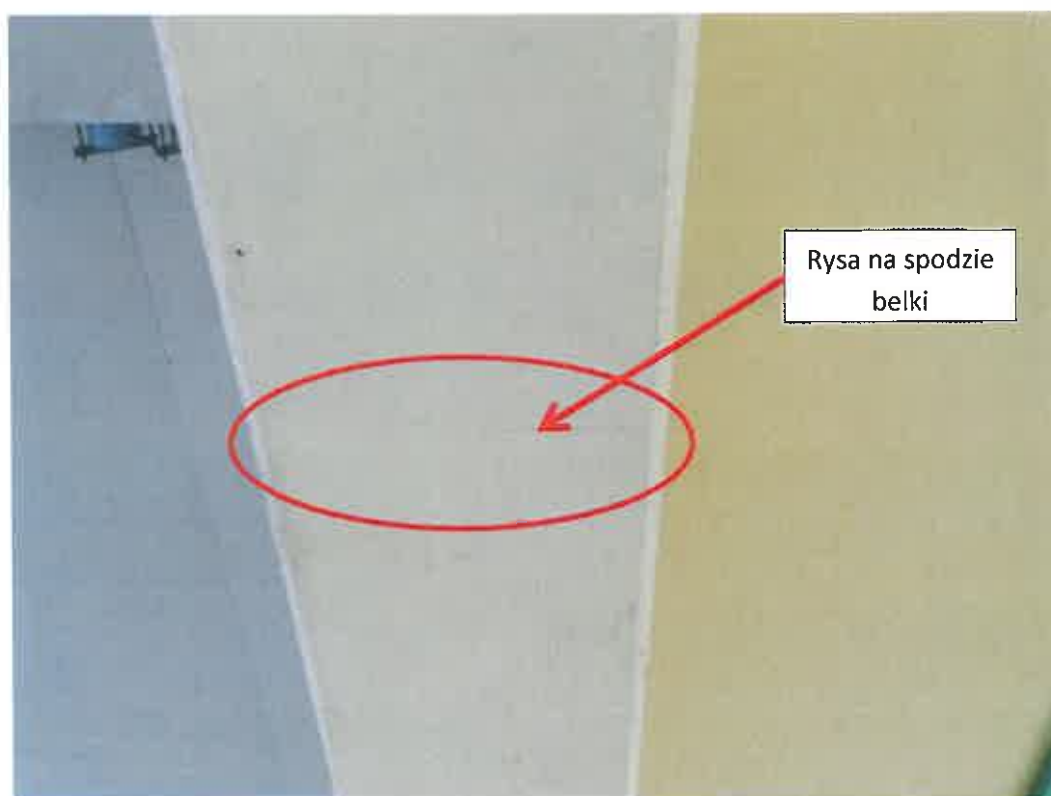
Fot. 1 Widok ogólny badanego mostu



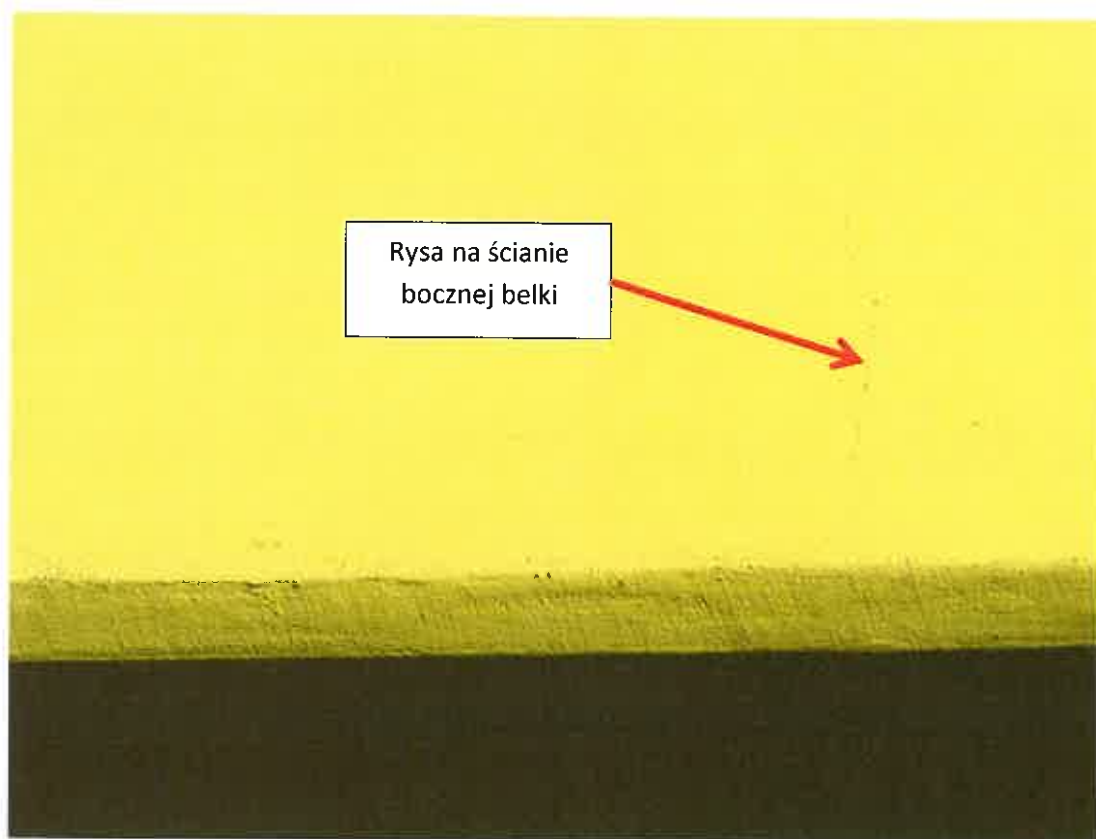
Fot. 2 Widok na pomost badanego mostu.



Fot. 3. Widok na pomost oraz raz balustradę w przęśle środkowym. Widoczne ugięcie przęsła (balustrady)



Fot 4. Rysa na spodzie belki



Rysa na ścianie  
bocznej belki

Fot. 5 Widok rysy na ścianie bocznej belki