

# EKSPERTYZA STANU TECHNICZNEGO

wiaduktu drogowego w ciągu ul Żorskiej (DW 935, km 0+112)  
nad linią kolejową i drogą dojazdową w Rybniku

Opracował:

mgr inż. Ł. Praszelik

mgr inż. Ł. Plewnia

Weryfikował:

mgr inż. A. Silarski

Gliwice, sierpień 2015 r.

## SPIS TREŚCI

<b>1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. PODSTAWY OPRACOWANIA .....</b>	<b>3</b>
2.1 FORMALNE PODSTAWY OPRACOWANIA .....	3
2.2 TECHNICZNE PODSTAWY OPRACOWANIA.....	3
<b>3. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU MOSTOWEGO .....</b>	<b>4</b>
<b>4. OCENA STANU TECHNICZNEGO.....</b>	<b>5</b>
4.1 PŁYTA POMOSTOWA .....	5
4.2 DŹWIGARY .....	5
4.3 POPRZECZNICE .....	5
<b>5. WNIOSKI Z POMIARÓW NIWELACYJNYCH.....</b>	<b>5</b>
<b>6. WYNIKI BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH.....</b>	<b>6</b>
<b>7. ANALIZA DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ.....</b>	<b>6</b>
<b>8. WNIOSKI Z PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ .....</b>	<b>6</b>
<b>9. OKREŚLENIE PRZYCZYŃ POWSTANIA USZKODZEŃ.....</b>	<b>7</b>
<b>10. WNIOSKI KOŃCOWE I ZALECENIA .....</b>	<b>7</b>

## SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

<b>ZAŁĄCZNIK 1 – DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA .....</b>	<b>Z1</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 2 – INWENTARYZACJA USZKODZEŃ USTROJU NOŚNEGO .....</b>	<b>Z2</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 3 – POMIARY NIWELACYJNE.....</b>	<b>Z3</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 4 – WYNIKI BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH .....</b>	<b>Z4</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 5 – WYCIĄG Z DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ.....</b>	<b>Z5</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 6 – WYCIĄG Z OBLICZEŃ .....</b>	<b>Z6</b>
<b>ZAŁĄCZNIK 7 – UPRAWNIENIA I ZAŚWIADCZENIA Z IZBY .....</b>	<b>Z7</b>

## 1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Żorskiej (drogi wojewódzkiej DW 935, km 0+112) nad linią kolejową i drogą dojazdową w Rybniku.

Celem opracowania jest określenie przyczyn powstania zarysowań dźwigarów głównych i ich wpływ na nośność i trwałość obiektu mostowego.

Zakres opracowania obejmuje:

- 1) ocena stanu technicznego,
- 2) sporządzenie dokumentacji fotograficznej obiektu i uszkodzeń,
- 3) wykonanie pomiarów niwelacyjnych ugięcia belek,
- 4) wykonanie badania młotkiem Schmidta,
- 5) analizę dokumentacji archiwalnej,
- 6) przeprowadzenie obliczeń statycznie wytrzymałościowych ustroju nośnego,
- 7) określenie przyczyn powstania uszkodzeń,
- 8) opracowanie wniosków i zaleceń.

## 2. PODSTAWY OPRACOWANIA

### 2.1 Formalne podstawy opracowania

Podstawą formalną jest umowa nr D-II.2151.8.2015 z dnia 13 lipca 2015 r. zawarta pomiędzy Miastem Rybnik a firmą CADmost Projekt s.c. z siedzibą w Gliwicach.

### 2.2 Techniczne podstawy opracowania

Przy opracowaniu wykorzystano następujące materiały i informacje:

- [1] Wizje lokalne, oględziny i pomiary niwelacyjne dokonane przez autorów opracowania w sierpniu 2015 r.
- [2] Orzeczenie techniczne. Wiadukt w ciągu ulicy Żorskiej w Rybniku. Przedsiębiorstwo Wielobranżowe EMAR spółka z o.o. ul. Sowińskiego 41/24, 40-042 Katowice, wrzesień 1998 r.
- [3] Inwentaryzacja. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Grudzień 1999 r.
- [4] Dokumentacja badań geologiczno-inżynierskich dla potrzeb remontu wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Luty 2000 r.
- [5] Projekt zagospodarowania terenu. Tom I. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [6] Projekt architektoniczno-budowlany. Tom II. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa In-

- zynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [7] Projekt wykonawczy. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [8] Sprawozdanie techniczne. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie Sybiraków) w Rybniku. Skoczów 17.05.2001 r.
- [9] Zestawienie dokumentacji materiałowej. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Inżynieryjne „IMB-Podbeskidzie” Sp. z o.o. ul. Górny Bór 31a, 43-430 Skoczów, Skoczów, 16.05.2001 r.
- [10] Operat Laboratoryjny. Budowa ul. Żorska w Rybniku. Rybnickie Przedsiębiorstwo Budownictwa Drogowego S.A. Laboratorium Drogowe. GR – 2 Belk.
- [11] Protokół okresowej kontroli rocznej nr W4/2014 przeglądu podstawowego obiektu mostowego z dnia 11.10.2014 r.
- [12] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [13] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [14] WBS i PTDiL. TYPOWE MOSTY DROGOWE – PRZĘŚLA PREFABRYKOWANE, ZESPOLONE Z BELKAMI KABLOBETONOWYMI. MINISTERSTWO KOMUNIKACJI, CENTRALNY ZARZĄD DRÓG PUBLICZNYCH 1969 R.
- [15] Prefabrykowane belki mostowe z betonu sprężonego w Polsce – historia i stan obecny. Doc. dr inż. Juliusz Cieśla, mgr inż. Mirosław Biskup, Andrzej Gałat, mgr inż. Marian Skawiński. PRZEGLĄD BUDOWLANY 4/2013

### **3. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU MOSTOWEGO**

Obiekt położony jest w województwie śląskim, w ciągu drogi wojewódzkiej DW 935 Racibórz – Pszczyna - ulicy Żorskiej w Rybniku. Zgodnie z [14] i [15] zostały wybudowane po 1970 r. W 2000 r. został wyremontowany. W czasie remontu zmieniono układ statyczny ze swobodnie podpartego na ciągły, dwuprzęsłowy.

#### **3.1.1 Ogólna charakterystyka obiektu**

Wiadukt przekracza linię kolejową.

Dane charakterystyczne:

- liczba przęseł: 2
- rozpiętość teoretyczna: 2 x 26,6 m
- długość pomostu: 53,93 m
- szerokość: 14,60 m
- kąt skosu: 90 °

#### **3.1.2 Konstrukcja obiektu**

Ustrój nośny, z kablobetonowych belek prefabrykowanych o długości ~ 26 m, zespolonych z monolityczną płytą pomostu, oparty jest na podporach za pośrednictwem łożysk.

Przyczółki i filar mają konstrukcję pełnościenną, żelbetową.

Podpora pośrednia przebudowana (poszerzona) w trakcie remontu w 2000 r.

## 4. OCENA STANU TECHNICZNEGO

W wyniku wizji lokalnej, która odbyła się 11 i 17 sierpnia 2015 r., dokonano oględzin obiektu i sporządzono inwentaryzację uszkodzeń ustroju nośnego wiaduktu. Dokumentację fotograficzną zamieszczono w **Załączniku 1**, a inwentaryzację uszkodzeń w **Załączniku 2**. Poniżej przedstawiono opisy występujących uszkodzeń ustroju nośnego. Stan pozostałych elementów obiektu jest zgodny z protokołem okresowej kontroli rocznej nr W4/2014.

### 4.1 Płyta pomostowa

Nie stwierdzono uszkodzeń płyty pomostowej. Stan techniczny płyty pomostowej jest **zadowalający (ocena 4)**.

### 4.2 Dźwigary

Prawie wszystkie belki są zarysowane podłużnie – szczegółową inwentaryzację tych rys pokazano w **Załączniku 2**. Na belkach skrajnych występują duże ubytki betonu odsłaniające zbrojenie miękkie i sprężające. Osłonki kanałów kablowych, jak i kable narożne belek skrajnych korodują.

Stan techniczny dźwigarów skrajnych jest **niedostateczny (ocena 2)**.

### 4.3 Poprzecznice

Na poprzecznicy skrajnej, od strony Centrum, na skutek korozji zbrojenia, otulina jest odspojona na całej długości (**Zal. 2, Fot. 10**). Tego samego typu uszkodzenia widać również na bocznej powierzchni poprzecznicy od zewnętrznej strony belek (**Zal. 2, Fot. 11 i 12**). Oba typy uszkodzeń z uwagi na niezależne podparcie każdej z belek oraz brak uszkodzeń na przyczółkach uznano za nieistotne z punktu widzenia nośności użytkowej, niemniej mające wpływ na ogólną trwałość obiektu.

Stan techniczny poprzecznic jest **niepokojący (ocena 3)**.

## 5. WNIOSKI Z POMIARÓW NIWELACYJNYCH

Szczegółowe wyniki pomiarów niwelacyjnych zamieszczono w **Załączniku 3**.

W przęśle pierwszym (od strony Centrum) belki są silniej ugięte. Wartości ugięć wynoszą od **51 mm** (belka 1 i 2) do **78 mm** (belka 6).

Ugięcia w przęśle drugim (od strony Żor) nie są już tak regularne. Belka pierwsza jest wygięta w górę, co wynika prawdopodobnie z błędów podczas zespolenia segmentów. Pozostałe belki są ugięte od **14 mm** (belka 5, 6) do **51 mm** (belka 2).

Wszystkie ugięcia są zbliżone do teoretycznie wyliczonych (**Załącznik 6**):

- belka skrajna: 26 mm (po uwzględnieniu pełzania **72 mm**),
- belka przedskrajna: 19 mm (po uwzględnieniu pełzania **52 mm**).

Nieregularność ugięć (szczególnie w przęśle drugim) budzi podejrzenia o jakość wykonania w zakresie prostoliniowego scalenia prefabrykowanych segmentów belek na budowie.

## 6. WYNIKI BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH

W celu potwierdzenia klasy betonu z jakiego wykonano belki przeprowadzono kontrolne badania przy użyciu młotka Schmidta. Szczegółowe wyniki pomiarów zamieszczono w **Załączniku 4**. Badanie wykonano w sumie w czterech punktach rozmieszczonych na dwóch belkach skrajnych przęsła pierwszego.

W belce lewej (pierwszej) uzyskano wynik potwierdzający spełnienie wymagań jak dla betonu B30, a w belce prawej (ósmej), z uwagi na małą jednorodność wyników uzyskano wynik jak dla betonu B20. Obydwie klasy uzyskano po redukcji wartości odbicia z uwagi na wiek betonu (głębokość karbonatyzacji).

Z uwagi na dużą niepewność pomiarów tego typu w dalszej części ekspertyzy przyjęto zgodnie z dokumentacją archiwalną jak i katalogiem belek, że belki były wykonane z betonu marki 400.

## 7. ANALIZA DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ

Wyciągi z dokumentacji archiwalnej zamieszczono w **Załączniku 5**.

Już w orzeczeniu technicznym z 1998 r. [2] stwierdzono, że belki skrajne z uwagi na zwiększone obciążenie nawierzchni jezdni i chodników były przeciążone (o około 15% w stosunku do stanu projektowanego). W tym samym dokumencie pisano o spękaniu otuliny w belkach skrajnych. Dopuszczono wówczas warunkowo obciążenie obiektu klasą I (klasą C) na okres dwóch lat. Nie stwierdzono wówczas spękania belek wewnętrznych.

W inwentaryzacji z 1999 r. [3], sporządzonej przed remontem, pisano o:

- białych wykwitach na belkach,
- zawilgoceniu belek skrajnych,
- podłużnych spękaniach w pasach dolnych belek skrajnych.

A także o zadowalającym stanie belek za wyjątkiem belek skrajnych.

Zgodnie z projektem remontu [6] i [7] w 2001 roku wykonano nową płytę pomostową o zwiększonej grubości 21 cm, nowe poprzecznice skrajne i pośrednią (szeroką). Płytę wykonano z betonu B30 i zazbrojono stalą klasy A-III. Potwierdzono to również w sprawozdaniu technicznym [8]. W tym samym sprawozdaniu napisano, że deskowanie poprzecznic stanowił podwieszony ruszt drewniany, których elementy opierały się na pasach górnych belek WBS. Nie pisano nic o dodatkowym podparciu belek na czas betonowania.

Zgodnie z katalogiem [14] belki tego typu wykonywano z betonu marki 400 a płyty pomostowe z betonu marki 250. Parametry dla takich marek przyjęto w obliczeniach wytrzymałościowych.

## 8. WNIOSKI Z PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ

Wielkościami decydującymi o wyteżeniu przekroju są naprężenia rozciągające we włóknach dolnych i ścisające w górnych.

Najbardziej wyteżonymi elementami są belki skrajne. Ich stan wyteżenia zwiększał się stopniowo od chwili wybudowania (gdzie warunki nośności były zachowane), poprzez:

- przeciążenie nadmiarowymi warstwami nawierzchni,
- dociążenie nową, grubszą płytą pomostową (21 cm) i masywną poprzecznica podporową,
- osłabienie ubytkami przekroju betonu i stali sprężającej.

W obliczeniach wytrzymałościowych, dla stanu istniejącego, uwzględniono ubytek betonu (zmniejszający wysokość dźwigara) o 5 cm oraz przekroju stali sprężającej o 5%.

W dźwigarze skrajnym nie są spełnione warunki nośności praktycznie dla żadnej kategorii obciążenia użytkowego.

**Powyższe wnioski przygotowano w oparciu o założenie, że belki prefabrykowane podczas uciąglenia w 2001 r. nie były dodatkowo podparte – i cały ciężar płyty i poprzecznie został przekazany na belki niezespolone (zgodnie z zapisem w sprawozdaniu technicznym – fragment skopiowany do Załącznika 5, p. 5).**

Wyciąg z obliczeń zamieszczono w **Załączniku 6**.

## **9. OKREŚLENIE PRZYCZYN POWSTANIA USZKODZEŃ**

Bezpośrednią przyczyną pęknięć podłużnych belek jest korozja: stali zbrojeniowej, osłonek kanałów kablowych oraz lokalnie kabli sprężających. Korozja spowodowana jest utratą właściwości ochronnych betonu względem stali, na co zwracano już uwagę w 1998 r., w orzeczeniu technicznym [2] (fragment tekstu w **Załączniku 5**, p. 3). W belkach skrajnych, z uwagi na większą ekspozycję na wpływy atmosferyczne oraz niekorzystne działanie środków używanych do zimowego utrzymania drogi, uszkodzenia są większe. Koncentracja rys podłużnych w środku rozpiętości przeseł wynika z zagęszczenia osłonek kabli sprężających w tym rejonie (**Załącznik 2**, p. 2).

Pewien wpływ na przyspieszoną korozję belek skrajnych może mieć ich przeciążenie - na co wskazują obliczenia – **Załącznik 6**. Wg nich, w stanie aktualnym i przeszłości (przy zwiększonej grubości nawierzchni), dźwigary skrajne są i były przeciążone. Mimo, że belki w chwili obecnej nie noszą śladów pęknięć wytrzymałościowych, to jednak zwiększone rozciągania i związane z nim mikrorysy mogły przyczynić się do wzmożonej korozji stali zbrojeniowej i sprężającej dźwigarów skrajnych.

## **10. WNIOSKI KOŃCOWE I ZALECENIA**

1. Stan techniczny dźwigarów skrajnych ustroju nośnego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Żorskiej nad linią kolejową i drogą dojazdową w Rybniku jest niedostateczny.
2. Przyczyną złego stanu technicznego dźwigarów są ubytki korozyjne stali sprężającej.
3. Konieczne jest wykonanie remontu polegającego na odciążeniu skrajnych dźwigarów (np. poprzez sprężenie zewnętrzne)
4. Z uwagi na wiek obiektu oraz trudny do zdiagnozowania stan techniczny kabli sprężających pozostałych dźwigarów należy rozważyć przebudowę ustroju nośnego – z wykorzystaniem istniejących podpór.
5. Remont lub przebudowę należy wykonać w terminie do 1 roku zgodnie z wcześniej opracowanym projektem.
6. Do czasu wykonania remontu (lub przebudowy) ustroju nośnego należy przeprowadzać częstsze (co 3 miesiące) przeglądy stanu technicznego wiaduktu, ze szczególnym uwzględnieniem stanu technicznego skrajnych dźwigarów ustroju nośnego.

Gliwice, sierpień 2015 r.

---

## ZAŁĄCZNIK 1 – DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

---

1.	WIDOKI OGÓLNE.....	2
2.	DŹWIGARY .....	4
3.	POPRZECZNICE SKRAJNE .....	7
4.	POPRZECZNICA (PŁYTA) NAD PODPORĄ POŚREDNIĄ.....	8



## 1. WIDOKI OGÓLNE



Fot. 1. Widok wiaduktu od strony południowo-zachodniej



Fot. 2. Widok od strony północno-wschodniej na przęśło pierwsze



Fot. 3. Widok od strony północno-wschodniej na przęsło drugie

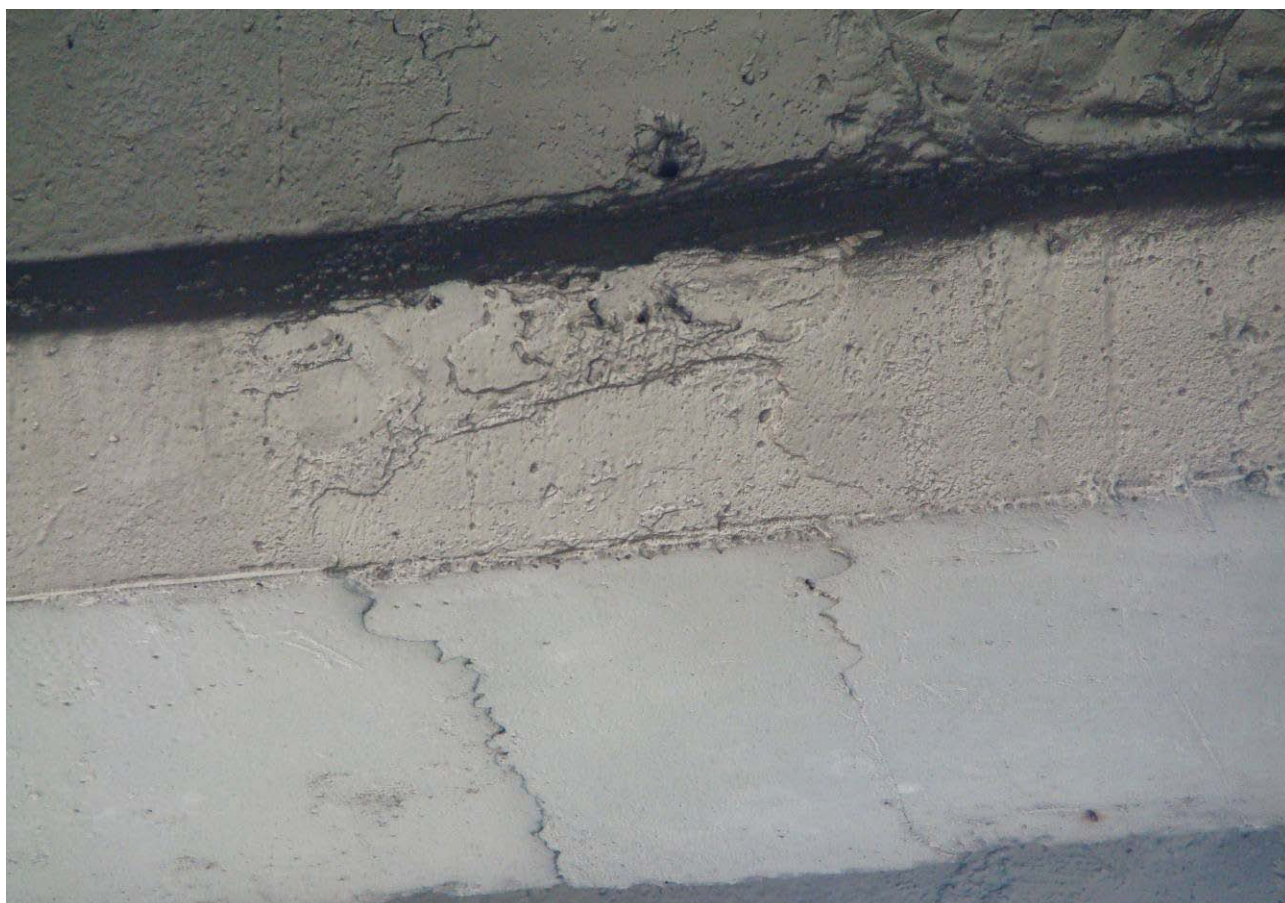


Fot. 4. Jezdnia na wiadukcie – widok w kierunku Żor

## 2. DŹWIGARY



Fot. 5. Poprzecznica przedskrajna, widoczne miejsca łączenia dźwigarów głównych



Fot. 6. Miejsce technologicznego łączenia dźwigarów głównych (z czasów budowy)



Fot. 7. Typowe pęknięcia na dźwigarach prefabrykowanych (największe na dźwigarach skrajnych)



Fot. 8. Typowe pęknięcia na dźwigarach prefabrykowanych cd.



Fot. 9. Typowe pęknięcia na dźwigarach prefabrykowanych cd.



Fot. 10. Ślady po naprawach

### 3. POPRZECZNICE SKRAJNE



Fot. 11. Poprzecznicę nad podporą w osi 1 (od strony Centrum)



Fot. 12. Poprzecznicę nad podporą w osi 3 (od strony Żor)

#### 4. POPRZECZNICA (PLYTA) NAD PODPORĄ POŚREDNIĄ



Fot. 13. Poprzecznicą pośrednią

---

## **ZAŁĄCZNIK 2 – INWENTARYZACJA USZKODZEŃ USTROJU NOŚNEGO**

---

<b>1.</b>	<b>OCENA WIZUALNA.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>SZKIC USZKODZEŃ.....</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b>DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA USZKODZEŃ.....</b>	<b>5</b>



## 1. OCENA WIZUALNA

W trakcie inwentaryzacji w dniach 11 i 17.08.2015 zinwentaryzowano uszkodzenia dźwigarów głównych oraz poprzecznic. Zaobserwowano liczne pęknięcia przebiegające w kierunku równoległym do osi dźwigarów oraz lokalne odspojenia betonu spowodowane korozją stali zbrojeniowej i sprężającej.

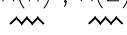
Wielkość uszkodzeń jest zróżnicowana – największa w dźwigarach skrajnych, mniejsza w środkowych. Więcej nieprawidłowości stwierdzono ponadto w przęśle od strony centrum – dotyczy to zarówno dźwigarów, jak i poprzecznic podporowej.

Dźwigary skrajne, z uwagi na ubytki przekroju stali sprężającej (Fot. 9), są w stanie niedostatecznym (2) - zaobserwowane uszkodzenia obniżają ich przydatność użytkową, ale są możliwe do naprawy (np. poprzez sprężenie zewnętrzne).

Zauważone nieprawidłowości przedstawiono na rysunkach: Rys. 1 i Rys. 2.

## 2. SZKIC USZKODZEŃ

### LEGENDA:

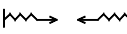
$X(n)$ ,  $X(Z)$   
 – oznaczenie rysy na spodzie belki wraz z jej lokalizacją, gdzie:

X – odległość w [m] do środka długości rysy  
mierzona od:

- lica korpusu przyczółka w osi nr 1 (przęsło w osiach 1 i 2)
- lica filara w osi nr 2 (przęsło w osiach 2 i 3)

n – nr kabla (wg katalogu), pod którym powstała rysa

Z – rysa spowodowana korozją zbrojenia miękkiego

$X_i(n)$   $X_j(n)$   
 – oznaczenie rysy o znacznej długości na spodzie belki, wraz z jej lokalizacją, gdzie:

$X_i$  – odległość w [m] do początku rysy

$X_j$  – odległość w [m] do końca rysy

mierzona od:

- lica korpusu przyczółka w osi nr 1 (przęsło w osiach 1 i 2)
- lica filara w osi nr 2 (przęsło w osiach 2 i 3)

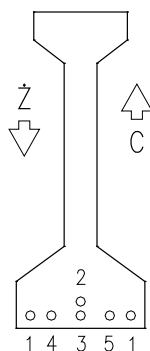
n – nr kabla (wg katalogu), pod którym powstała rysa



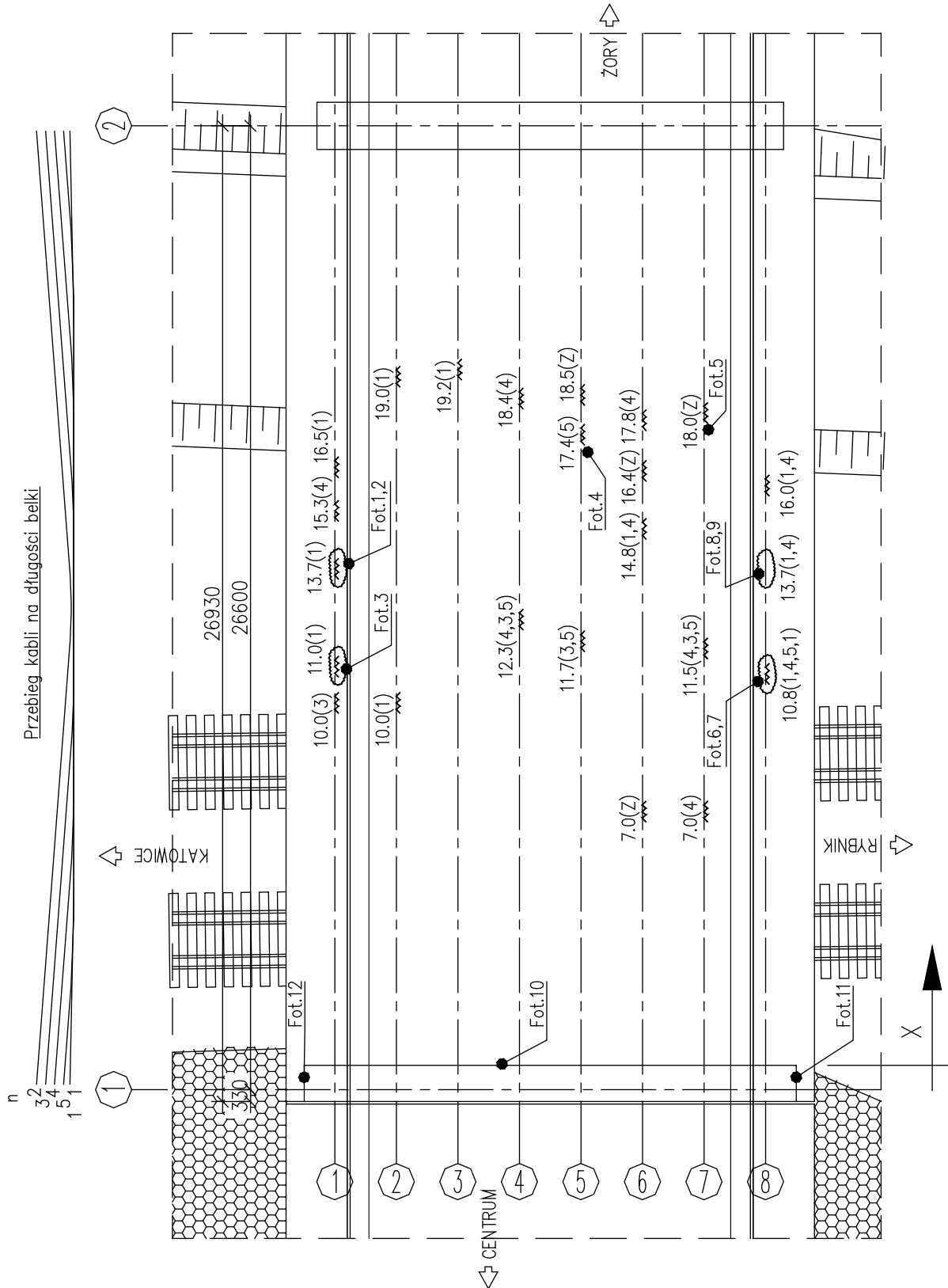
– ubytek betonu na spodzie belki (brak otuliny)



– lokalizacja zdjęć uszkodzeń zawartych w Zał. 2  
(inwentaryzacja uszkodzeń)



– przekrój poprzeczny belki wraz z lokalizacją i numeracją kabli sprężających



Rys. 1. Lokalizacja uszkodzeń dźwigarów. Rzut z góry przęsła 1



### 3. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA USZKODZEŃ



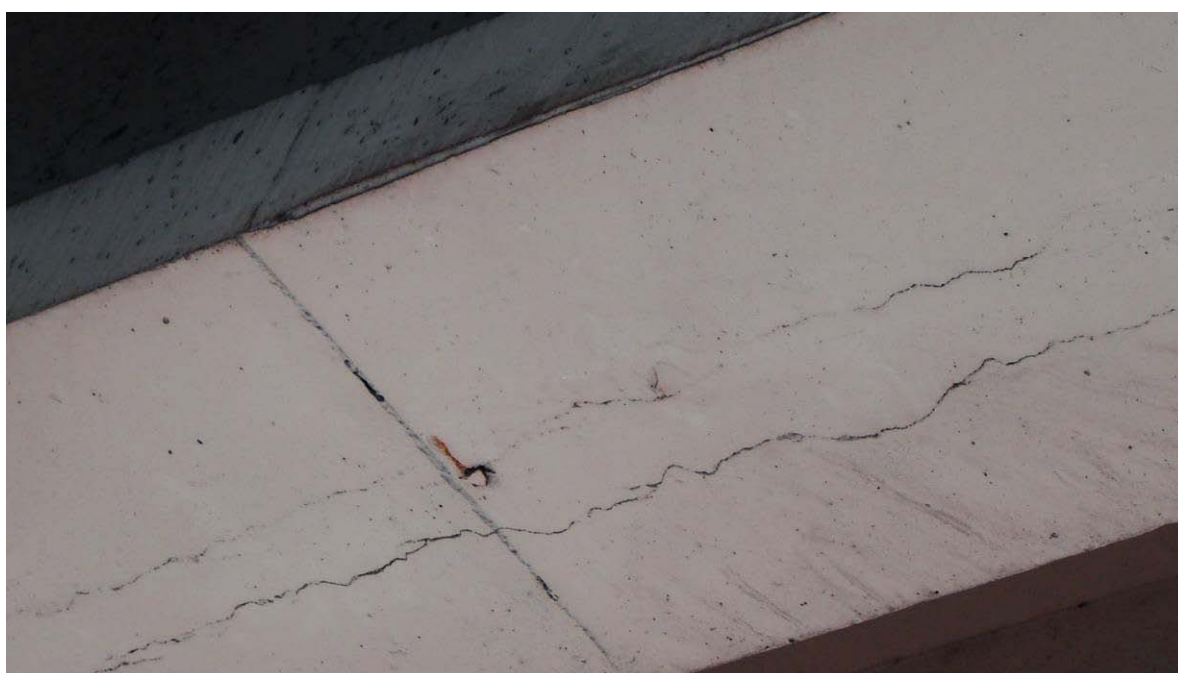
Fot. 1. Belka skrajna (nr 1) – znaczna korozja kabla sprężającego, przerwane pojedyncze druty, brak otuliny i osłonki. Korozja zbrojenia miękkiego. Przerwane strzemie.



Fot. 2. Belka skrajna (nr 1) jest w stanie niedostatecznym – jw. – zbliżenie.



Fot. 3. Belka skrajna (nr 1) – korozja pręta zbrojeniowego spowodowała odspojenie betonu w narożu belki.



Fot. 4. Belka skrajna (nr 5) – pęknięcia w miejscach kabli sprężających



Fot. 5. Belka przedskrajna (nr 7) – pęknięcia w miejscach kabli sprężających



Fot. 6. Belka skrajna (nr 8) – przęsło 1 – miejsce 1 - kabel skrajny (1) i przedskrajny (4) skorodowane – iniekt utracił właściwości ochronne. Pęknięcia podłużne wskazują na korozję również pozostałych kabli.



Fot. 7. Belka skrajna (nr 8) – przęsło 1 – miejsce 1 – jw. (zbliżenie) – widoczna korozja kabli



Fot. 8. Belka skrajna (nr 8) – przęsło 1 – miejsce 2 – korozja zbrojenia miękkiego i sprężającego.

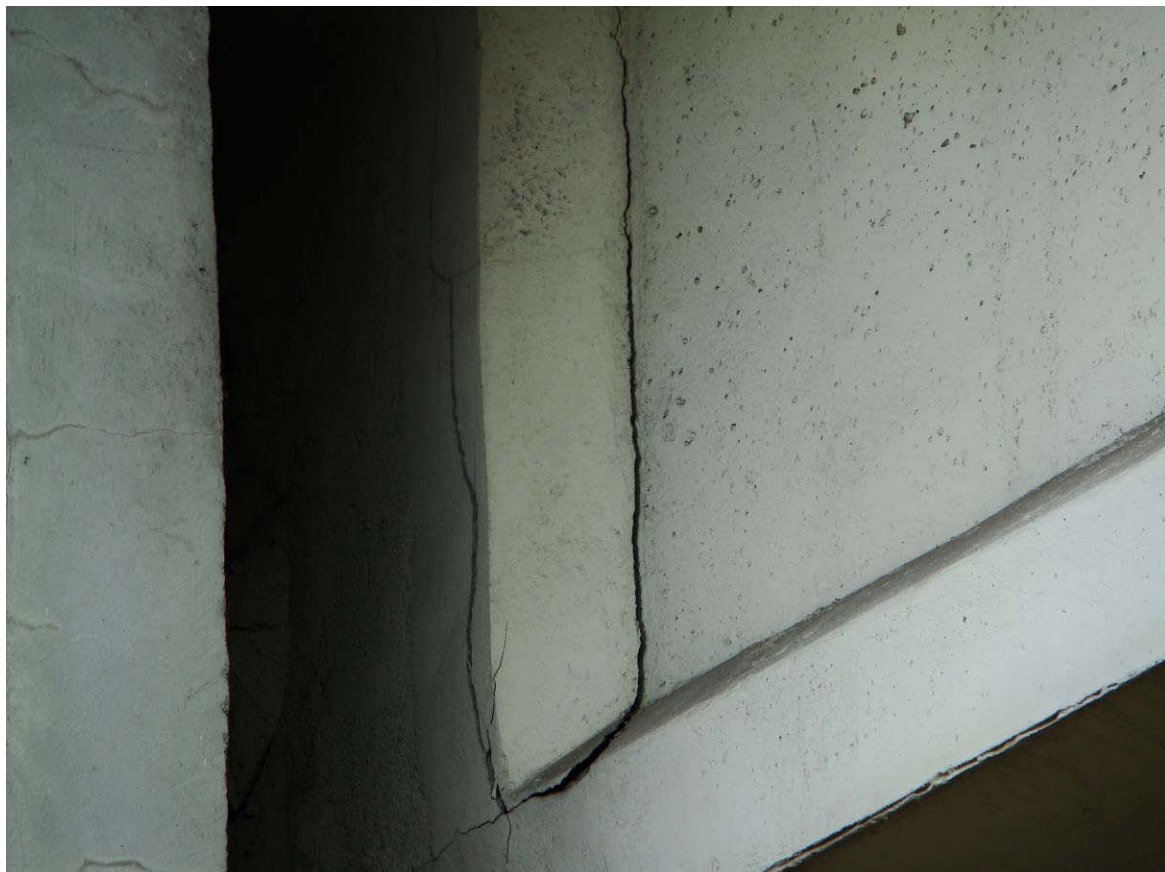


Fot. 9. Belka skrajna (nr 8) jest w stanie niedostatecznym – przęsło 1 – miejsce 2 – jw. (zbliżenie) - kabel skrajny (1) silnie skorodowany – przerwane druty. Osłonka kabla (4) całkowicie skorodowana, iniekt jednak pozostaje dalej związany z ciągnem.



Fot. 10. Odspojenie otuliny prętów zbrojących dolną powierzchnię poprzecznic od strony Centrum.





Fot. 11. Strefa podporowa dźwigara na podporze w osi 1 – koniec poprzecznicy (od strony południowo – zachodniej)



Fot. 12. Strefa podporowa dźwigara na podporze w osi 1 – koniec poprzecznicy (od strony północno – wschodniej)

---

## ZAŁĄCZNIK 3 – POMIARY NIWELACYJNE

---

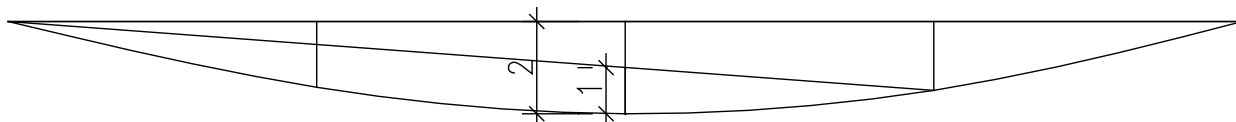
1.	SPOSÓB POMIARU UGIĘĆ .....	2
2.	NIWELACJA DOLNEJ KRAWĘDZI BELEK W PRZEŚLE PIERWSZYM.....	2
3.	NIWELACJA DOLNEJ KRAWĘDZI BELEK W PRZEŚLE DRUGIM.....	4

## 1. SPOSÓB POMIARU UGIĘĆ

Z uwagi na brak dostępu do punktu znajdującego się na końcu belki przy podporze pośredniej, ugięcia zmierzono niwelacyjnie w trzech punktach:

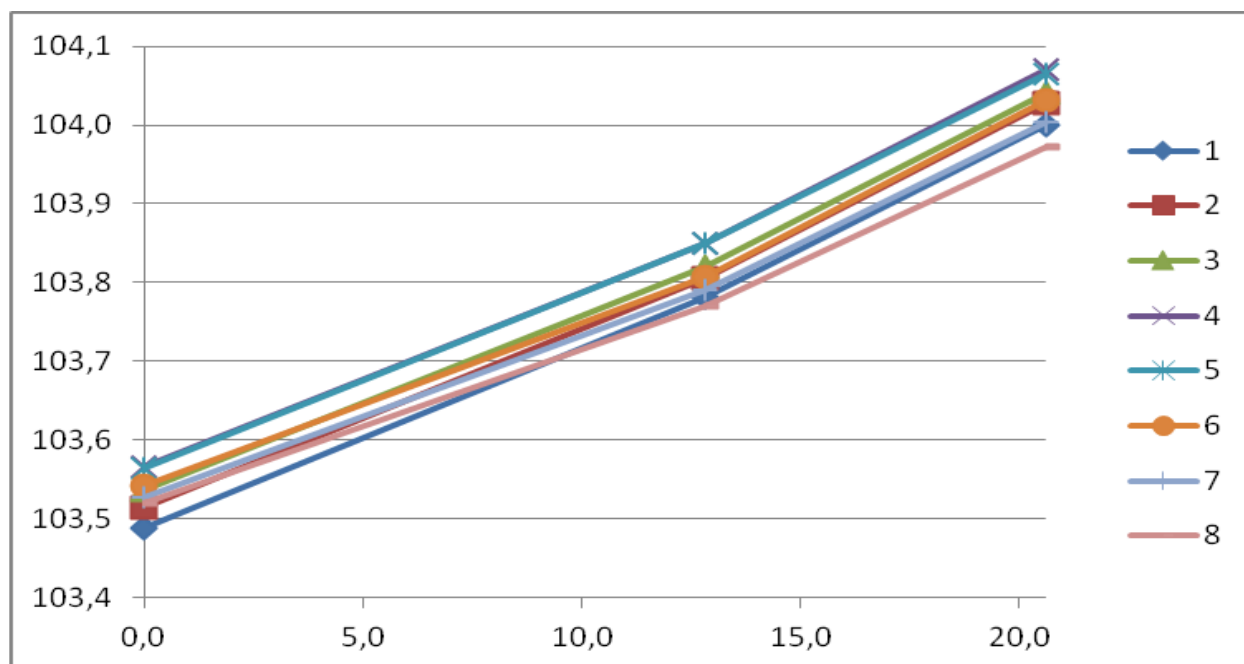
- dwa z nich znajdowały się w miejscu wejścia belek w poprzecznice,
- trzeci zlokalizowany był w środku rozpiętości przęsła.

Z otrzymanych w ten sposób danych, posługując się zależnością podaną na rysunku poniżej obliczono całkowite ugięcie belki.

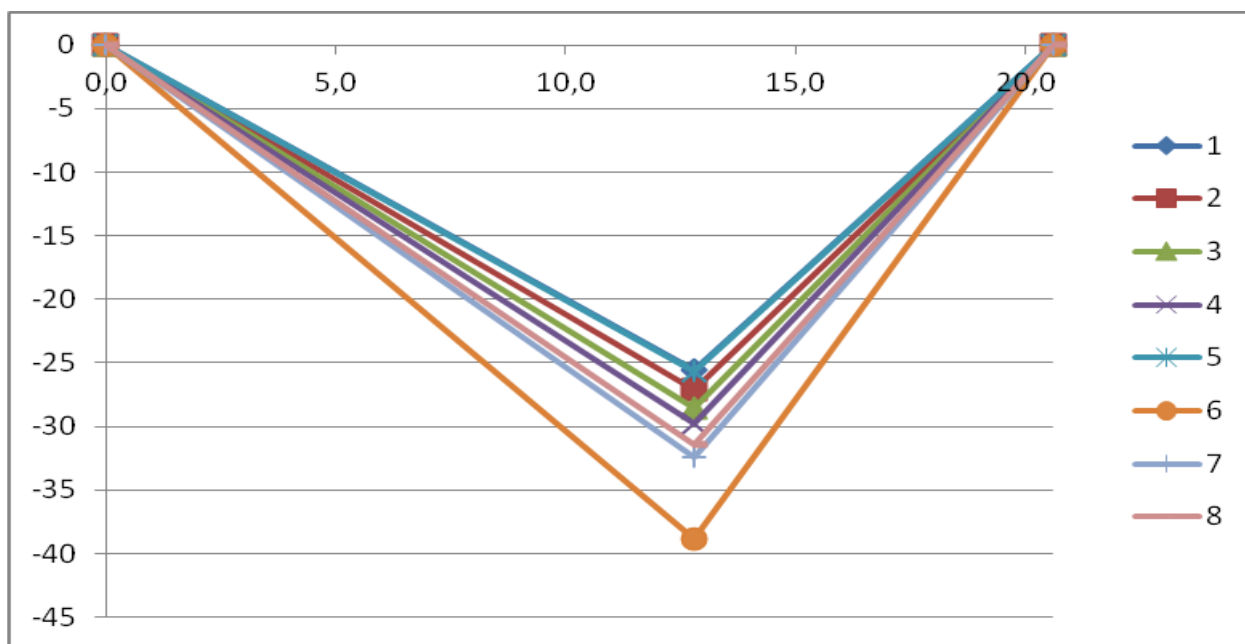


## 2. NIWELACJA DOLNEJ KRAWĘDZI BELEK W PRZEŚLE PIERWSZYM

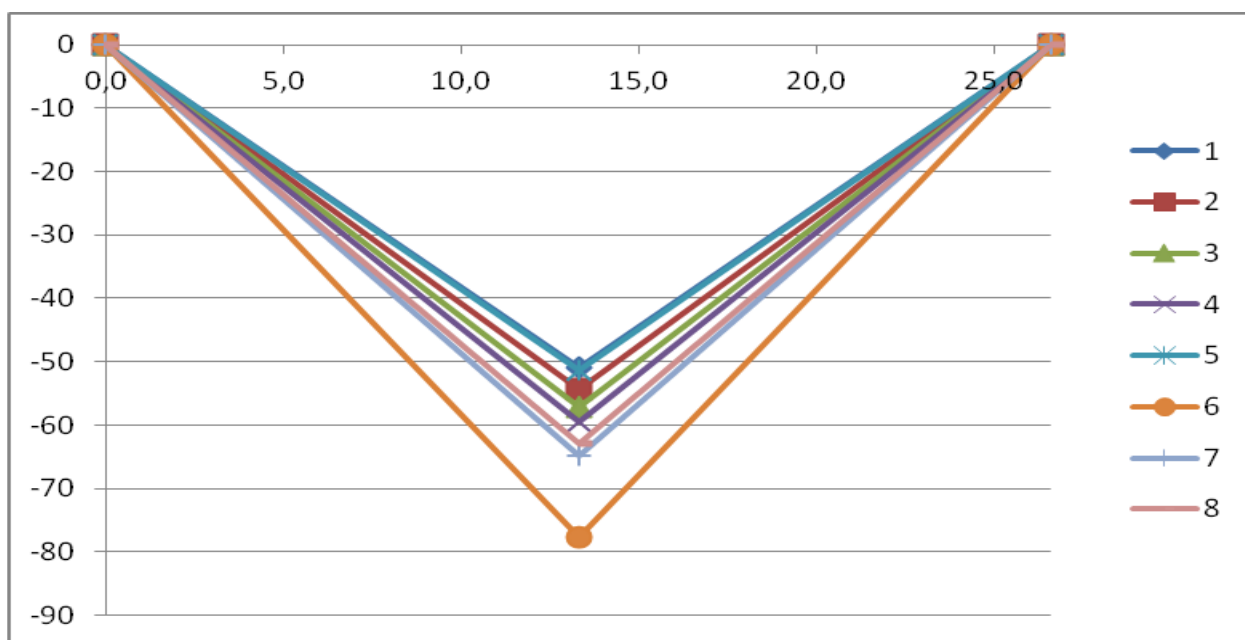
BELKA	przycz 0,0	środek 12,8	filar 20,6	środek 12,8
1	103,5	103,8	104,0	-26
2	103,5	103,8	104,0	-27
3	103,5	103,8	104,0	-29
4	103,6	103,9	104,1	-30
5	103,6	103,9	104,1	-26
6	103,5	103,8	104,0	-39
7	103,5	103,8	104,0	-32
8	103,5	103,8	104,0	-31



Wykres 1 – niwelacja ośmiu belek w przęśle pierwszym [m]



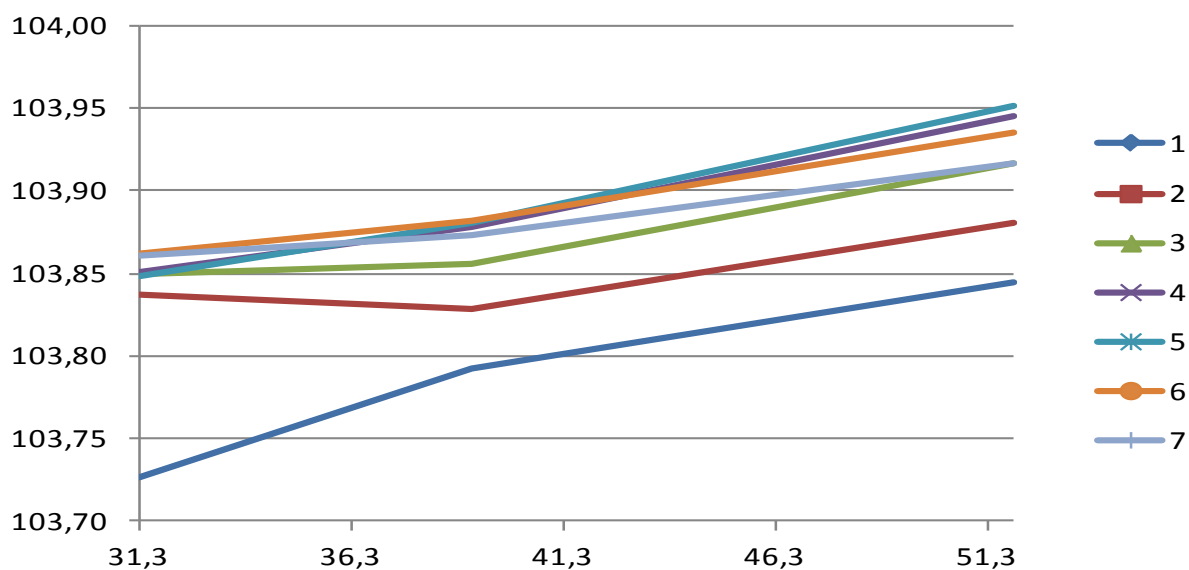
Wykres 2 – strzałka w środku rozpiętości przęsła pierwszego (względem punktów pomierzonych) [mm]



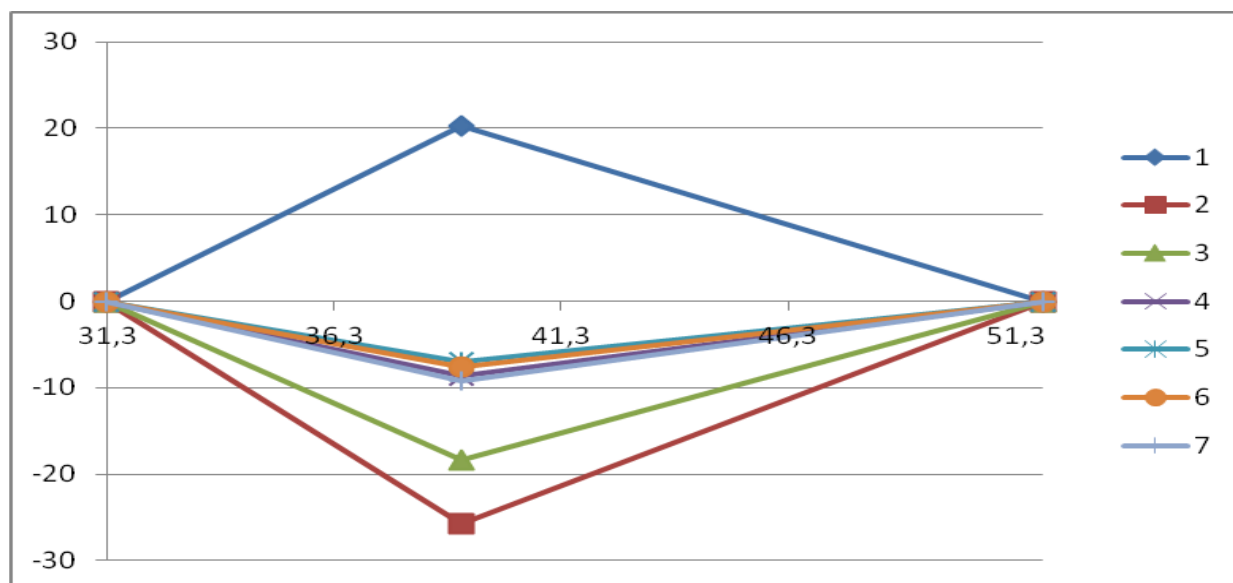
Wykres 3 – Ugięcie w środku rozpiętości przęsła pierwszego [mm]

### 3. NIWELACJA DOLNEJ KRAWĘDZI BELEK W PRZĘŚLE DRUGIM

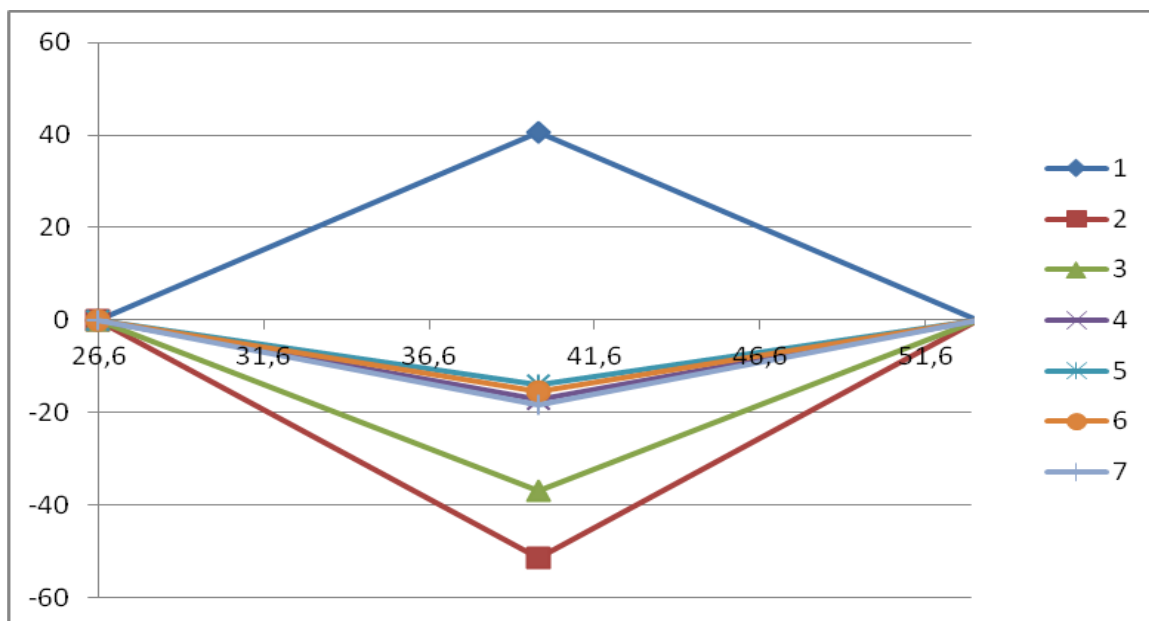
BELKA	przycz 31,3	środek 39,1	filar 51,9	środek 39,1
1	103,73	103,79	103,85	20
2	103,84	103,83	103,88	-26
3	103,85	103,86	103,92	-18
4	103,85	103,88	103,95	-9
5	103,85	103,88	103,95	-7
6	103,86	103,88	103,94	-8
7	103,86	103,87	103,92	-9
8	103,86		103,90	



Wykres 4 – niwelacja siedmiu belek w przęśle drugim [m]

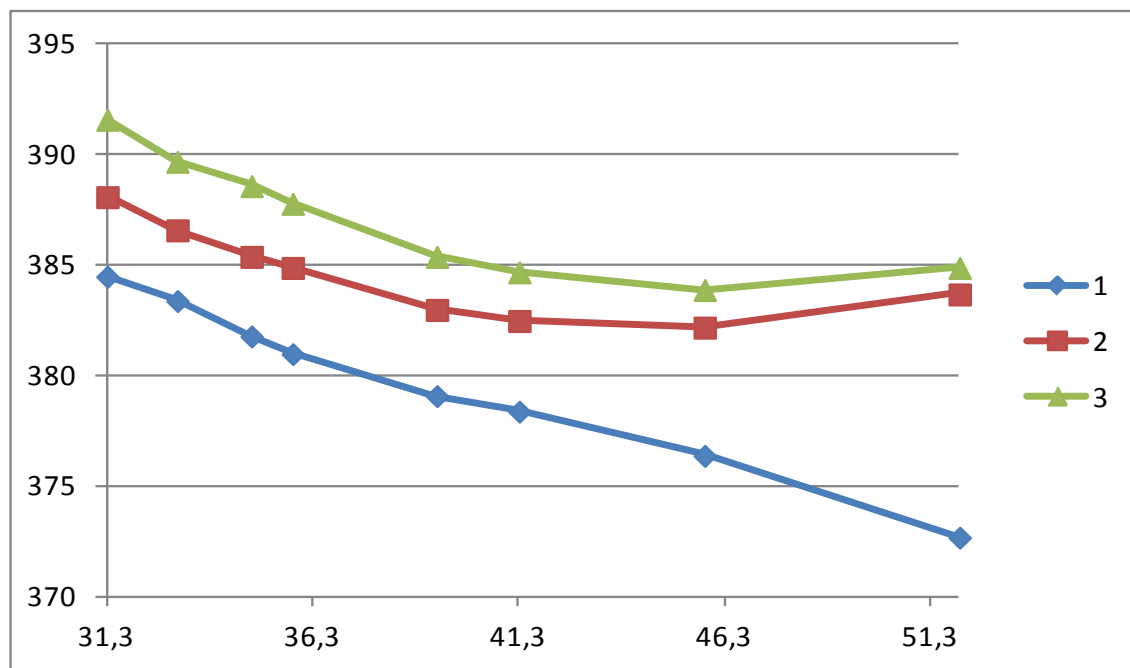


Wykres 5 – strzałka w środku rozpiętości przęsła drugiego (względem punktów pomierzonych) [mm]



Wykres 6 – Ugięcie w środku rozpiętości przęsła drugiego [mm]

	1	2	3
31,3	103,85	103,88	103,92
33	103,83	103,87	103,9
34,8	103,82	103,85	103,89
35,8	103,81	103,85	103,88
39,3	103,79	103,83	103,85
41,3	103,78	103,83	103,85
45,8	103,76	103,82	103,84
51,99	103,73	103,84	103,85



Wykres 7 – niwelacja „dokładna” trzech belek w przęśle drugim [m]

---

## ZAŁĄCZNIK 4 – BADANIA SKEROMETRYCZNE

---

1.	OPIS.....	2
2.	LOKALIZACJA .....	2
3.	WYNIKI BADAŃ .....	3
4.	PRZELICZENIA NA KLASĘ BETONU .....	4

## 1. OPIS

Badanie sklerometryczne wykonano przy użyciu młotka Schmidta typu N firmy Proceq (Fot. 1). Zbadano w sumie 4 miejsca (pod dwa na każdej z belek skrajnych).



Fot. 1. Młotek Schmidta

## 2. LOKALIZACJA



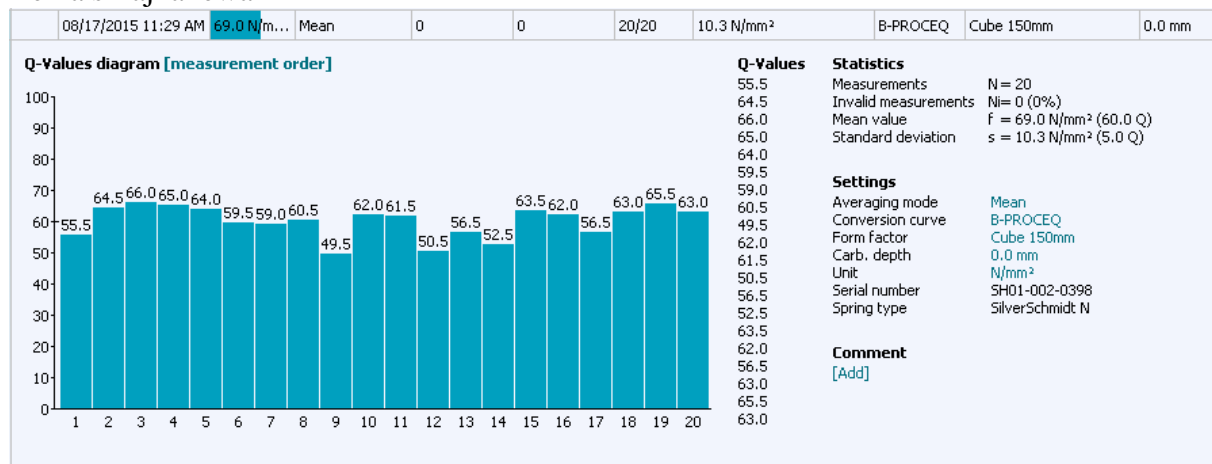
Fot. 2. Dwa punkty na środku dźwigara nr 1



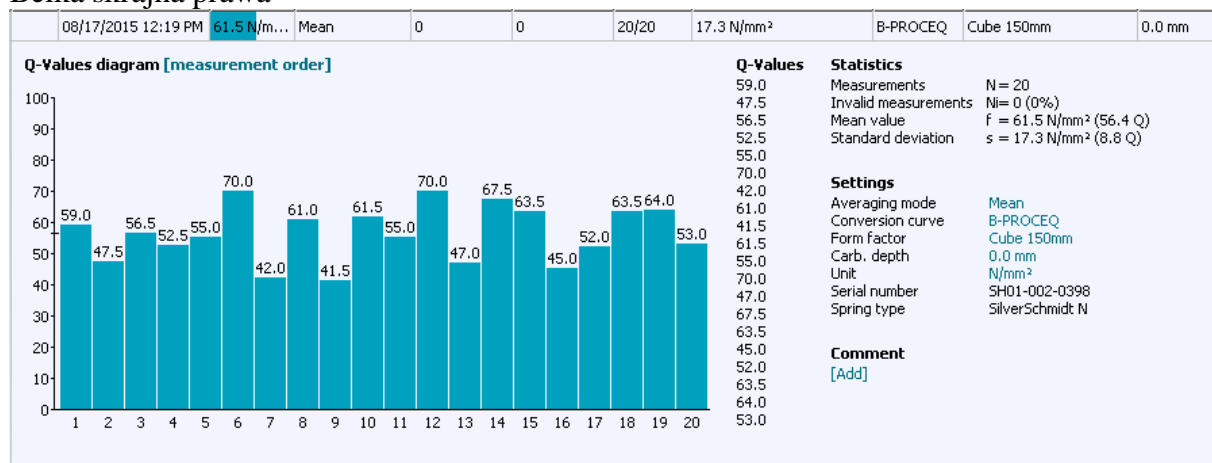
### 3. WYNIKI BADAŃ

Zbadano po dwa miejsca na każdej ze skrajnych belek w przęśle pierwszym.

Belka skrajna lewa



Belka skrajna prawa



#### 4. PRZELICZENIA NA KLASĘ BETONU

<b>Miejsce: Belka skrajna lewa</b>	
<u>Dane z młotka Schmidta</u>	
Średnia wytrzymałość na ściskanie (próbka sześcienna 15x15cm):	$R = 69,0$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Odchylenie standardowe wytrzymałości:	$s(R) = 10,3$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<u>Wytrzymałość minimalna i wskaźnik zmienności dla otrzymanych badań:</u>	
Wytrzymałość minimalna:	$R_{min} = 52,0$ [MPa]
Wskaźnik zmienności wytrzymałości na ściskanie:	$v(R) = 15\%$ [-]
<u>Uwzględnienie współczynnika poprawkowego ze względu na wiek betonu (wg instrukcji):</u>	
Wiek betonu w chwili obciążenia:	wiek = 18000 [dni]
Współczynnik poprawkowy zależny od wieku:	$w1 = 0,6$ [-]
$R = w1 \times R$	$R = 41,4$ [MPa]
$R_{min} = w1 \times R_{min}$	$R_{min} = 31,2$ [MPa]
<u>Wytrzymałość gwarantowana betonu wg PN-88/B-06250</u>	
$R_{bG} = R \times [1 - 1.64 \times v(R)]$	$R_{bG} = 31,3$ [MPa]
<b>Beton w badanym elemencie spełnia wymagania klasy B30</b>	

<b>Miejsce: Belka skrajna prawa</b>	
<u>Dane z młotka Schmidta</u>	
Średnia wytrzymałość na ściskanie (próbka sześcienna 15x15cm):	$R = 61,5$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Odchylenie standardowe wytrzymałości:	$s(R) = 17,3$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<u>Wytrzymałość minimalna i wskaźnik zmienności dla otrzymanych badań:</u>	
Wytrzymałość minimalna:	$R_{min} = 33,0$ [MPa]
Wskaźnik zmienności wytrzymałości na ściskanie:	$v(R) = 28\%$ [-]
<u>Uwzględnienie współczynnika poprawkowego ze względu na wiek betonu (wg instrukcji):</u>	
Wiek betonu w chwili obciążenia:	wiek = 18000 [dni]
Współczynnik poprawkowy zależny od wieku:	$w1 = 0,6$ [-]
$R = w1 \times R$	$R = 36,9$ [MPa]
$R_{min} = w1 \times R_{min}$	$R_{min} = 19,8$ [MPa]
<u>Wytrzymałość gwarantowana betonu wg PN-88/B-06250</u>	
$R_{bG} = R \times [1 - 1.64 \times v(R)]$	$R_{bG} = 19,9$ [MPa]
<b>Beton w badanym elemencie spełnia wymagania klasy B20</b>	

---

## ZAŁĄCZNIK 5 – WYCIĄG Z DOKUMENTACJI ARCHIWALNEJ

---

1.	WSTĘP .....	2
2.	OBLICZENIA ARCHIWALNE.....	3
3.	INWENTARYZACJA ARCHIWALNA .....	3
4.	ZAKRES REMONTU W 2000 R. ....	4
5.	WYCIĄG ZE SPRAWOZDANIA TECHNICZNEGO PO REMONCIE .....	5
6.	INFORMACJE O MATERIAŁACH KONSTRUKCYJNYCH – PRZED REMONTEM.....	6
7.	INFORMACJE O MATERIAŁACH KONSTRUKCYJNYCH – STAN PO REMONCIE .....	6
8.	BRAKUJĄCE ELEMENTY .....	7

## 1. WSTĘP

W ekspertyzie skorzystano z następujących materiałów archiwalnych:

- [1] Orzeczenie techniczne. Wiadukt w ciągu ulicy Żorskiej w Rybniku. Przedsiębiorstwo Wielobranżowe EMAR spółka z o.o. ul. Sowińskiego 41/24, 40-042 Katowice, wrzesień 1998 r.
- [2] Inwentaryzacja. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Grudzień 1999 r.
- [3] Dokumentacja badań geologiczno-inżynierskich dla potrzeb remontu wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Luty 2000 r.
- [4] Projekt zagospodarowania terenu. Tom I. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [5] Projekt architektoniczno-budowlany. Tom II. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [6] Projekt wykonawczy. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o. o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [7] Sprawozdanie techniczne. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie Sybiraków) w Rybniku. Skoczów 17.05.2001 r.
- [8] Zestawienie dokumentacji materiałowej. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Inżynieryjne „IMB-Podbeskidzie” Sp. z o.o. ul. Górny Bór 31a, 43-430 Skoczów, Skoczów, 16.05.2001 r.
- [9] Operat Laboratoryjny. Budowa ul. Żorska w Rybniku. Rybnickie Przedsiębiorstwo Budownictwa Drogowego S.A. Laboratorium Drogowe. GR – 2 Bełk.
- [10] Protokół okresowej kontroli rocznej nr W4/2014 przeglądu podstawowego obiektu mostowego z dnia 11.10.2014 r.
- [11] Katalog belek WBS

## 2. OBLICZENIA ARCHIWALNE

Zgodnie z [1] w 1998 r.

**ANALIZA OTRZYMANYCH WYNIKÓW  
OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Po przeanalizowaniu otrzymanych wyników należy stwierdzić, że:

- zmniejszona klasa betonu płyty i poprzecznic z B20 na B15 - nie wpływa zasadniczo na wzrost momentów w belkach
- wartości momentów uzyskane dla I klasy „starej” normy są zbliżone do wartości momentów uzyskanych z obciążenia klasą C „nowej” normy (dla belki skrajnej około 10%, dla przedskrajnej około 3%)
- zdecydowany przyrost momentów wynika ze zwiększonego obciążenia nawierzchni jezdni i chodników
- z porównania momentów w stanie uprzednio projektowanym i w stanie istniejącym wynika, że przyrost ten waha się w granicach 14.9% - 15.6%

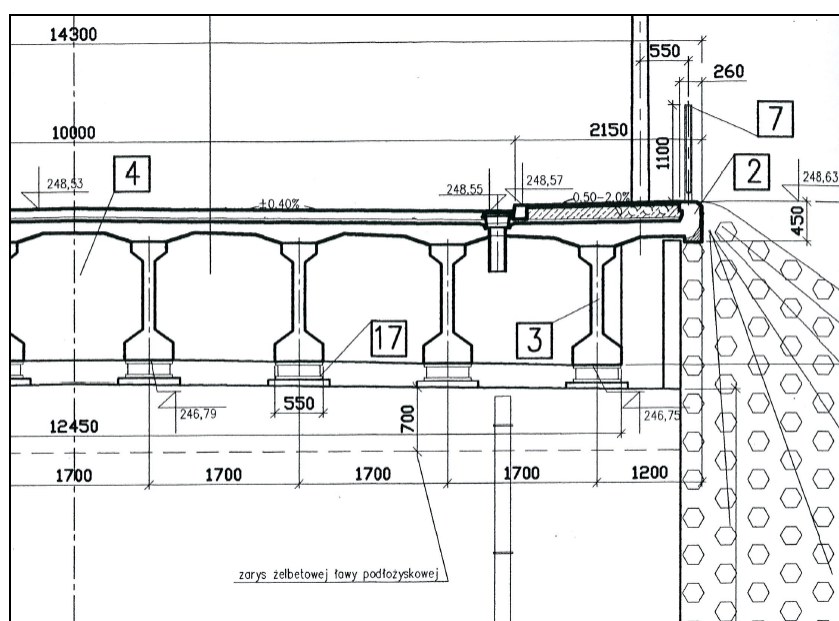
Z uwagi na przekroczenie wartości momentów uprzednio projektowanych (a więc i naprężeń ) należy:

- wstrzymać przejazdy pojazdów ponad normatywnych

Z uwagi na dobry stan techniczny belek dopuszcza się obciążenie obiektu klasą I, (klasą C) - to jest pojazdami o ciężarze do 30 ton na okres 2 -ch lat od daty opracowania orzeczenia tj. do września 2000 r.

## 3. INWENTARYZACJA ARCHIWALNA

Zgodnie z [2] w 1999 r.



3	<b>BELKI "WBS"</b> -na pojedynczych belkach miejscowo białe wykwyty -na belkach skrajnych zawilgocenia -na dwu belkach skrajnych spękania podłużne w półkach dolnych
---	---

Zgodnie z [2] w 1999 r.

Po przeanalizowaniu stanu technicznego obiektu na podstawie wyników badań elementów ustroju nośnego oraz na podstawie obliczeń statycznych stwierdza się, że  
**OGÓLNY STAN OBIEKTU JEST ZŁY, A STAN ELEMENTÓW WYPOSAŻENIA I NADBETONU PŁYTY BARDZO ZŁY. ZADAWAJĄCY JEST STAN BELEK PREFABRYKOWANYCH ZA WYJĄTKIEM DWÓCH SKRAJNYCH BELEK. PRZEPROWADZENIE ROBÓT REMONTOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH NIE ZAPEWNI MOŻLIWOŚCI PRZENOSZENIA OBCIĄŻEŃ NORMOWYCH KLASY „B”. OBIEKT W STANIE ISTNIEJĄCYM Z UWAGI NA STAN TECHNICZNY NALEŻY PRZEBUDOWAĆ.**

Zgodnie z [1] w 1998 r.

**- otulina zbrojenia płyty, poprzecznic pośrednich oraz belek utraciła właściwości ochronne w stosunku do stali, nie stwierdzono korozji wżerowej, nie stwierdzono spękania otuliny (z wyjątkiem belek skrajnych - widoczne spękania otuliny kabli).**

#### 4. ZAKRES REMONTU W 2000 R.

Zgodnie z [5]

Zadanie obejmuje wykonanie (podstawowe prace):

- rozbiórkę elementów istniejącego obiektu:
  - nawierzchni na jezdni i chodnikach
  - kap chodnikowych łącznie ze wspornikami i gzymsami
  - płyty żelbetowej do poziomu górnej półki belki oraz poprzecznice skrajne
  - na przyczółkach: ścianki zapleczonej, ścianki osłonowej, korpusu przyczółka wraz z ciosami podłożyskowymi, gzymsów
  - elementy stalowe: poręcze, wpusty z rurami, dylatacje, łożyska, lampy oświetleniowe
- nowej płyty żelbetowej, wsporników, gzymsów, poprzecznic środkowej, poprzecznic skrajnych, kapy chodnikowej, płyt przejściowych, nawierzchni na obiekcie i w strefie dojazdów
- wzmocnienia podpory środkowej, przyczółków, z dobetonowaniem korpusu, płyty wspornikowej i ścianki zapleczonej.
- kotew gruntowych w strefie dojazdów do obiektu (strefie przyczółków)
- dylatacji o możliwości przesuwu  $\pm 40$  mm
- łożysk elastomerowych
- elementów wyposażenia obiektu: poręcze, osłony przeciwporażeniowe, oświetlenie, odwodnienie.

Zaprojektowano ustrój nośny ciągły, zespolony, dwuprzęsłowy z wykorzystaniem istniejących belek kablobetonowych poprzez zastosowanie poprzecznicy uciągającej wykonanej „na mokro” z zastosowaniem betonu klasy B30 oraz stali zbrojeniowej klasy A-III (A-II). Płyta żelbetowa, pomostowa (zespolona z belkami kablobetonowymi) o grubości 21 cm, wykonana „na mokro”, z betonu klasy B30 i stali zbrojeniowej klasy A-III (A-II).

## 5. WYCIĄG ZE SPRAWOZDANIA TECHNICZNEGO PO REMONCIE

Zgodnie z [7]:

Do elementów żelbetowych, które zostały rozebrane należały:

- kapy chodnikowe;
- gzymsy;
- **poprzecznicę ( podporowe i przęsłowe);**
- płyta pomostu;
- ścianki zapleczne;
- górne części skrzydeł;
- płyty przejściowe;

W trakcie remontu wykonano poprzecznicę środkową jako monolityczną o szer. 10.70 m i dł. 13.45 m. Deskowanie poprzecznicy stanowił podwieszony ruszt drewniany, którego elementy nośne o przekroju 10 x 16 spoczywały na pasach górnych belek WBS. Od spodu na podwieszeniu w postaci śrub  $\varnothing$  16 zamontowano podwójny ruszt o przekrojach 10 x 10. Do zbrojenia wykorzystano stal A II. Całość wykonano z betonu klasy B 30, betonując w dwóch etapach z odpowiednim wykończeniem przerwy technologicznej. Przed betonowaniem osadzono sączki odwadniające. Na przyczółkach wykonano poprzecznicę podporowe o szer. 1 m i dł. 14.40 m. Deskowanie, zbrojenie i betonowanie – jak poprzecznicę środkową.

## 6. INFORMACJE O MATERIAŁACH KONSTRUKCYJNYCH – PRZED REMONTEM

Belki nie zostały podczas remontu wymienione – zgodnie z [11] belki tego typu wykonywano z betonu marki R400.

Wg [1]:

Generalnie można ocenić, że zastosowano do wykonania beton odpowiednio (po przeanalizowaniu danych):

- konstrukcji nośnej (płyta, poprzecznice) - Rw = 250, z uwagi na korozję w chwili obecnej przyjęto klasę betonu w granicach B 14 do B 18.5
- konstrukcji nośnej (gzyms) - Rw = 250, z uwagi na korozję w chwili obecnej przyjęto klasę betonu w granicach B 8.5 do B 13.5
- konstrukcji podpór - Rw = 200, z uwagi na korozję w chwili obecnej przyjęto klasę betonu w granicach B12 do B 13.5
- konstrukcji nośnej (belki) - Rw min = 400, z uwagi na korozję w chwili obecnej przyjęto klasę betonu w granicach B 28 do B 35 - przy czym w przypadku belek wyższa klasa betonu spowodowana jest karbonizacją betonu.

## 7. INFORMACJE O MATERIAŁACH KONSTRUKCYJNYCH – STAN PO REMONCIE

Zgodnie z [8] poniżej fragment recepty na beton płyty pomostowej i poprzecznic.

<b>RECEPTA NR 01/10/2000</b> <b>OPRACOWANA PRZEZ P.I. „IMB-Podbeskidzie” Sp. z o.o.</b>	
Numer recepty	01/10/2000
Data	16.10.2000 r.
Zleceniodawca	IMB-Podbeskidzie
Przeznaczenie	Remont wiaduktu na ul. Żorskiej w Rybniku
Miejsce produkcji	Wytwórnia betonów „IMB-Podbeskidzie” w Skoczowie
<b>Dane wyjściowe :</b>	
Klasa betonu	B-30
Marka cementu	Cement drogowy – mostowy „Górałdże cement” 42,5
Konsystencja	Plastyczna bez domieszek

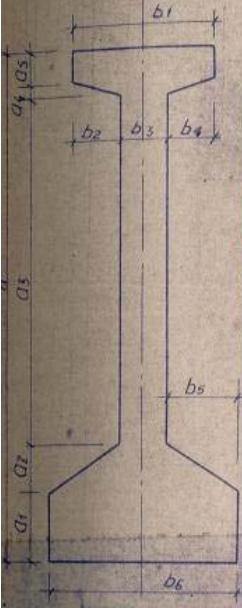


## 8. BRAKUJĄCE ELEMENTY

W dokumentacji archiwalnej brak informacji o liczbie oraz geometrii kabli sprężających belki. Długość belek wynosi około 27 m i jest długością nietypową.

Charakterystyka wymiarowa typowych belek

Tablica 1



Respiętaść modułowa	24	30	36	42	
Respiętaść teoretyczna	23,00	23,00	33,00	41,00	
<b>Wysokość w cm</b>					
całkowita h	135	155	195	225	
półki dolnej a1	14	30	22	30	
skosu dolnego a2	19	19	19	19	
średnika a3	85	85	137	155	
skosu górnego	7	7	7	7	
półki górnej a5	10	14	10	14	
<b>Szerokości w cm</b>					
półki górnej b1	40	40	88	88	
półki dolnej b2	68	68	88	68	
średnika b3	14	14	16	13	
skosu górnego b4	13	13	26	26	
skosu dolnego b5	27	27	26	26	
Pole przekroju F	cm <sup>2</sup>	3568	4637	5550	6673
Sprężenia: kable 61 # 5	szt.	4	6	8	8
kable 37 # 5	szt.	-	-	1	1
<b>Materiały:</b>					
beton Bw 400	m <sup>3</sup>	9,9	14,5	20,4	27,5
stal kablowa	kg	896	1662	2325	3389
stal zbrojeniowa	kg	372	1185	1469	1843
stal inna	kg	520	843	1028	1441
stal razem	kg	2288	3710	4722	6673
Ciężar belki	T	24,0	30,1	55,1	74,1

Wspiętość	m	24	30	36	42
<u>Charakterystyka belki</u>					
Pole przekroju	cm <sup>2</sup>	3456	4689	5358	6421
Mom. bezwładności	cm <sup>4</sup>	7641000	12454000	26455000	42504000
Xg	cm	79,6	94,5	107,2	123,4
Xd	cm	55,4	60,5	67,6	101,6
Wskaźnik wytrzymał.	Wg cm <sup>3</sup>	95990	131800	246890	344400
	Wd cm <sup>3</sup>	107920	205600	301300	418300
<u>Charakterystyka przekroju zespolonego przy współpracy płyty szer. 230cm i grub. 14 cm.</u>					
Pole przekroju	cm <sup>2</sup>	6930	9199	9912	10035
Mom. bezwładności	cm <sup>4</sup>	21112000	33633000	55145000	82549000
Xg	cm	52,1	68,0	79,9	96,0
Xd	cm	98,8	101,0	129,1	143,0
Wskaźnik wytrzymał.	Wg cm <sup>3</sup>	403000	495000	690000	860900
	Wd cm <sup>3</sup>	219000	333000	427000	577000
<u>Mom. max. przyjęte do obliczeń belki typowej</u>					
od ciężaru belki przy $\lambda = 2,77/m^3$	Tm	63,70	137,29	229,49	378,57
od ciężaru płyty pom. przy $g = 2,4$		62,21	98,90	144,06	197,09
od obc. roboczego przy $p = 0,3 T/m^2$		56,54	88,30	128,63	176,54
od ciężaru nawierzchni przy $E_1 = 0,291 T/m^2$		53,88	65,58	124,77	171,21
od obc. I kl.		128,02	179,28	221,6	276,13
od obc. K30		173,34	226,30	249,49	284,34
od sprężenia		-173,36	-278,69	-453,03	-653,54

## ZAŁĄCZNIK 6 – WYCIĄG Z OBLICZEŃ

<b>1.</b>	<b>PODSTAWY TECHNICZNE.....</b>	<b>2</b>
1.1.	Normy i katalogi.....	2
1.2.	Dokumentacja archiwalna.....	2
<b>2.</b>	<b>DANE WYJŚCIOWE.....</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b>OPIS OBLICZEŃ.....</b>	<b>3</b>
<b>4.</b>	<b>OBCIĄŻENIA.....</b>	<b>3</b>
4.1.	Obciążenia ciężarem własnym konstrukcji.....	4
4.1.	Wpływ sprzężenia.....	4
4.2.	Obciążenia ciężarem wyposażenia.....	4
4.3.	Obciążenia ruchome na jezdni i chodnikach.....	5
<b>5.</b>	<b>MODEL DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH.....</b>	<b>10</b>
<b>6.</b>	<b>UGIĘCIA.....</b>	<b>14</b>
<b>7.</b>	<b>OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....</b>	<b>14</b>
7.1.	ETAP 1 – belka 1 skrajna.....	15
7.1.	ETAP 1 – belka 2 przedskrajna.....	16
7.1.	ETAP 1 – belka 3.....	17
7.1.	ETAP 2 – belka 1 skrajna.....	18
7.2.	ETAP 2 – belka 2 przedskrajna.....	19
7.1.	ETAP 2 – belka 3.....	20
7.2.	ETAP 3 – belka 1 skrajna - bez ubytków.....	21
7.1.	ETAP 3 – belka 2 przedskrajna - bez ubytków.....	22
7.1.	ETAP 3 – belka 3 - bez ubytków.....	23
7.1.	ETAP 3 – belka 1 skrajna - z ubytkami.....	24
7.1.	ETAP 3 – belka 2 przedskrajna - z ubytkami.....	25
7.1.	ETAP 3 – belka 3 - z ubytkami.....	26
<b>1.</b>	<b>PODSUMOWANIE OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH.....</b>	<b>27</b>
<b>2.</b>	<b>WNIOSKI Z OBLICZEŃ.....</b>	<b>29</b>

## 1. PODSTAWY TECHNICZNE

### 1.1. Normy i katalogi

W obliczeniach statycznie wytrzymałościowych korzystano z następujących normatywów i katalogów:

- [1] PN-66/B-02015. Mosty wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
- [2] PN-58/B-03261. Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-66/B-03320. Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [4] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [5] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [6] Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA, Warszawa 2004.
- [7] WBS i PTDiL. TYPOWE MOSTY DROGOWE – PRZĘSŁA PREFABRYKOWANE, ZESPOLONE Z BELKAMI KABLOBETONOWYMI. MINISTERSTWO KOMUNIKACJI, CENTRALNY ZARZĄD DRÓG PUBLICZNYCH 1969 R.
- [8] Prefabrykowane belki mostowe z betonu sprężonego w Polsce – historia i stan obecny. Doc. dr inż. Juliusz Cieśla, mgr inż. Mirosław Biskup, Andrzej Gałat, mgr inż. Marian Skawiński. PRZEGLĄD BUDOWLANY 4/2013

### 1.2. Dokumentacja archiwalna

Przy opracowaniu wykorzystano następujące materiały archiwalne dotyczące wiaduktu:

- [9] Orzeczenie techniczne. Wiadukt w ciągu ulicy Żorskiej w Rybniku. Przedsiębiorstwo Wielobranżowe EMAR spółka z o.o. ul. Sowińskiego 41/24, 40-042 Katowice, wrzesień 1998 r.
- [10] Inwentaryzacja. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o.o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Grudzień 1999 r.
- [11] Projekt architektoniczno-budowlany. Tom II. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o.o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [12] Projekt wykonawczy. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Projektowo – Wykonawcze Budownictwa Inżynieryjnego „Complex Projekt 2” Sp. z o.o. ul. Wita Stwosza 7, 40-953 Katowice. Kwiecień 2000 r.
- [13] Sprawozdanie techniczne. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie Sybiraków) w Rybniku. Skoczów 17.05.2001 r.
- [14] Zestawienie dokumentacji materiałowej. Remont wiaduktu drogowego na ul. Żorskiej (w obrębie ul. Sybiraków) w Rybniku. Przedsiębiorstwo Inżynieryjne „IMB-Podbeskidzie” Sp. z o.o. ul. Górny Bór 31a, 43-430 Skoczów, Skoczów, 16.05.2001 r.

## 2. DANE WYJŚCIOWE

W obliczeniach nośności obiektu posłużono się dokumentacją archiwalną oraz dodatkową inwentaryzacją (własną).

Rok budowy obiektu nie jest dokładnie znany. Powstał on prawdopodobnie po 1969 r (data wydania katalogu kablobetonowych belek typu WBS [7]) co potwierdza również artykuł [8].

Wymiary poprzeczne belek wg inwentaryzacji [10] oraz wg orzeczenia [9] nie pokrywają się dokładnie z wymiarami z katalogu. Rozbieżności dotyczą wymiarów pasa dolnego (szerokość, wysokość półki i skosu) i pasa górnego (wysokość półki i skosu). Zachowana jest natomiast szerokość pasa górnego, szerokość środka i wysokość całkowita belki.

Długość belek wynosi około 26,6 m i jest to długość nietypowa (belki o takiej długości nie występują w katalogu [7]). Nietypowe są również rozstawy w jakich je ułożono (1,7 m podczas gdy katalog podaje 2,8 m).

Biorąc pod uwagę różnice w wymiarach poprzecznych oraz w długości, przyjęto że belki były adaptowane i nie można być pewnym ani liczby ani geometrii kabli (brak projektu belek).

Podczas inwentaryzacji, w miejscu gdzie otulina odpadła, udało się ustalić, że w dolnym (najniższym) rzędzie znajduje się 5 kabli o średnicy osłonki około 35 mm – co odpowiada:

- kablom  $37 \varnothing 5$  mm,
- układowi kabli w belce typowej 30 m (pięć kabli w dolnym rzędzie i jeden w drugim).

Wysokość belki ( $h = 1,35$  m) odpowiada belce katalogowej o długości 24 metry.

### 3. OPIS OBLICZEŃ

W chwili projektowania obiektu obowiązywały normy: [1], [2], [3].

W celu określenia aktualnej nośności ustroju nośnego:

- Wykonano obliczenia statyczno wytrzymałościowe ustroju nośnego wiaduktu dla archiwalnego stanu projektowanego (układ swobodnie podparty, stal sprężająca nieskorodowana). Pozwoliło to na potwierdzenie przyjętej na potrzeby obliczeń ilości oraz geometrii kabli.
- Wykonano obliczenia statyczno wytrzymałościowe ustroju nośnego po przebudowie (ustrój uciążłony) dla obciążeń normowych wg [4] jak również dla pojazdów z instrukcji [6].

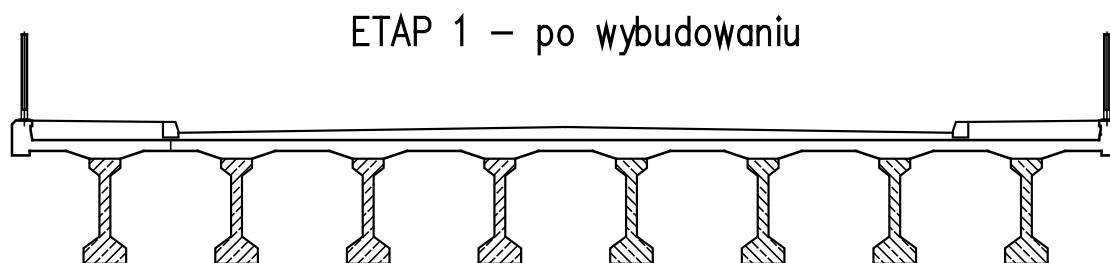
W obliczeniach wytrzymałościowych ograniczono się do sprawdzenia naprężeń normalnych rozciągających i ściskających (od obciążeń charakterystycznych) w przekroju przęsłowym.

Obliczenia przeprowadzono w programie Robot z wykorzystaniem modelowania w programie BeStCAD oraz w arkuszach kalkulacyjnych Excel.

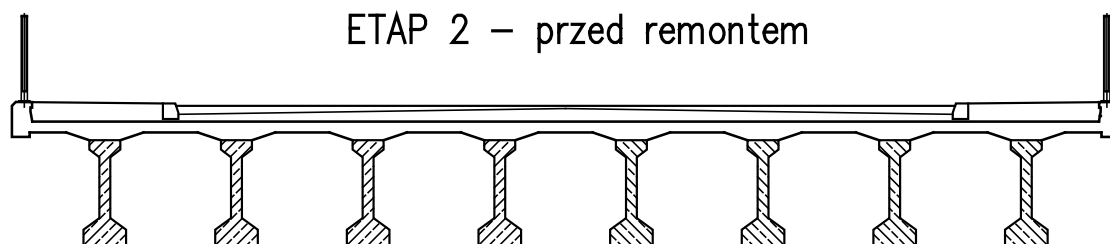
### 4. OBCIĄŻENIA

W obliczeniach uwzględniono, że obciążenia zmieniały się w czasie „życia” wiaduktu. Z tego powodu w obliczeniach rozpatrzono trzy etapy, z którymi związana jest różna geometria i układy statyczne:

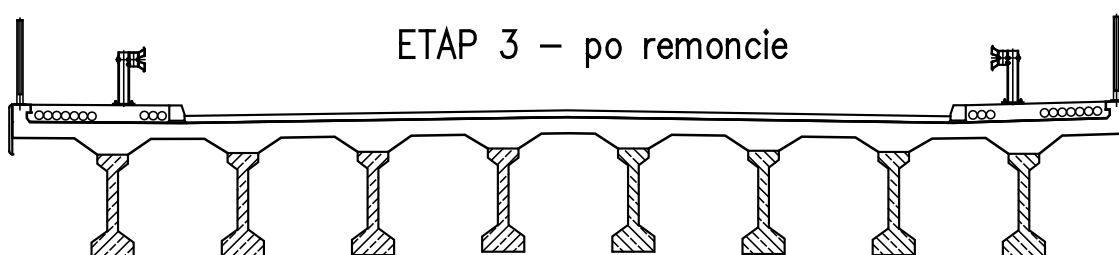
**ETAP 1** – zaraz po wybudowaniu (geometria taka jak w pierwotnym projekcie). Przyjęto geometrię jak w [9] i [10], posiłkując się jednocześnie katalogiem belek WBS [7]. Ustrój swobodnie podparty. Płyta o grubości 14 cm, niskie skosy.



**ETAP 2** – geometria konstrukcji jak w ETAPIE 1 przy jednocześnie większym obciążeniu warstwami nawierzchni (zgodnie z [10]).



**ETAP 3** – po remoncie (przebudowie w 2001 r.), dane geometryczne odnośnie konstrukcji i wyposażenia z projektu [11] i [12] oraz sprawozdania technicznego [13]. Ustrój ciągły dwuprzęsłowy. Płyta o grubości 21 cm i skosy o wysokości ~20 cm w strefie przęsłowej.

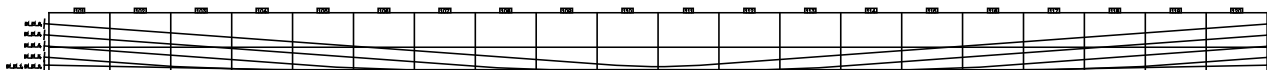


#### 4.1. Obciążenia ciężarem własnym konstrukcji

Ciężar własny elementów konstrukcji określono na podstawie rzeczywistej geometrii konstrukcji, w poszczególnych etapach, przyjmując ciężar objętościowy betonu na poziomie  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.1. Wpływ sprężenia

Przyjęto liczbę i geometrię kabli z katalogu jak dla belki 30 m – 5 w pierwszym rzędzie i 1 w drugim.



#### 4.2. Obciążenia ciężarem wyposażenia

Balustrada (stalowa) - 0,5 kN/m (we wszystkich etapach)

Bariera – 0,5 kN/m (w 3 Etapie),

Isolacja bitumiczna (gr. 1cm) -  $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$  (we wszystkich etapach).

Nawierzchnia asfaltowa  $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ , grubość zależna od etapu: *Etap 1* - 9 cm,  
*Etap 2* - 20 cm, *Etap 3* - 9,5 cm.

Kapy chodnikowe ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ) o grubości: 24 cm w 1 i 2 Etapie oraz 23 cm w 3 Etapie.

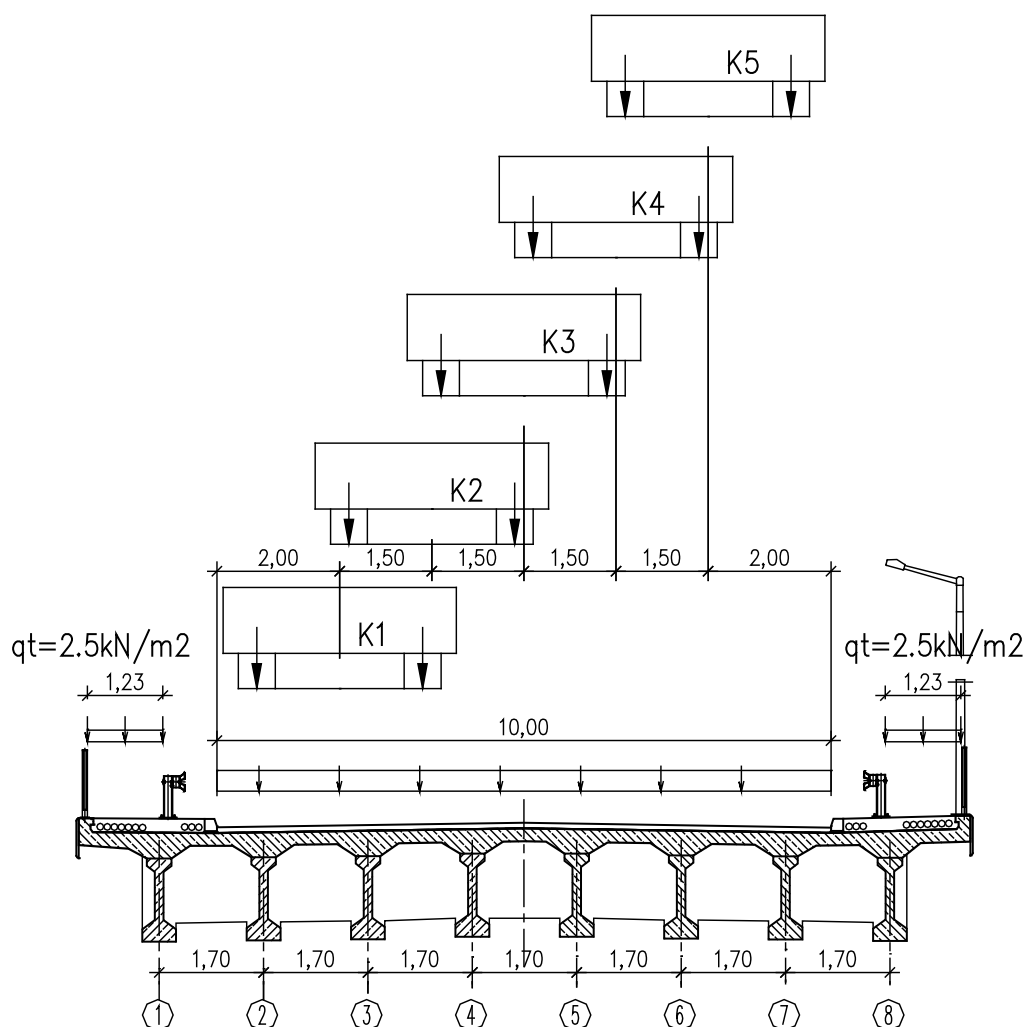
### 4.3. Obciążenia ruchome na jezdni i chodnikach

#### 4.3.1. Wg aktualnej normy obciążeń [4]

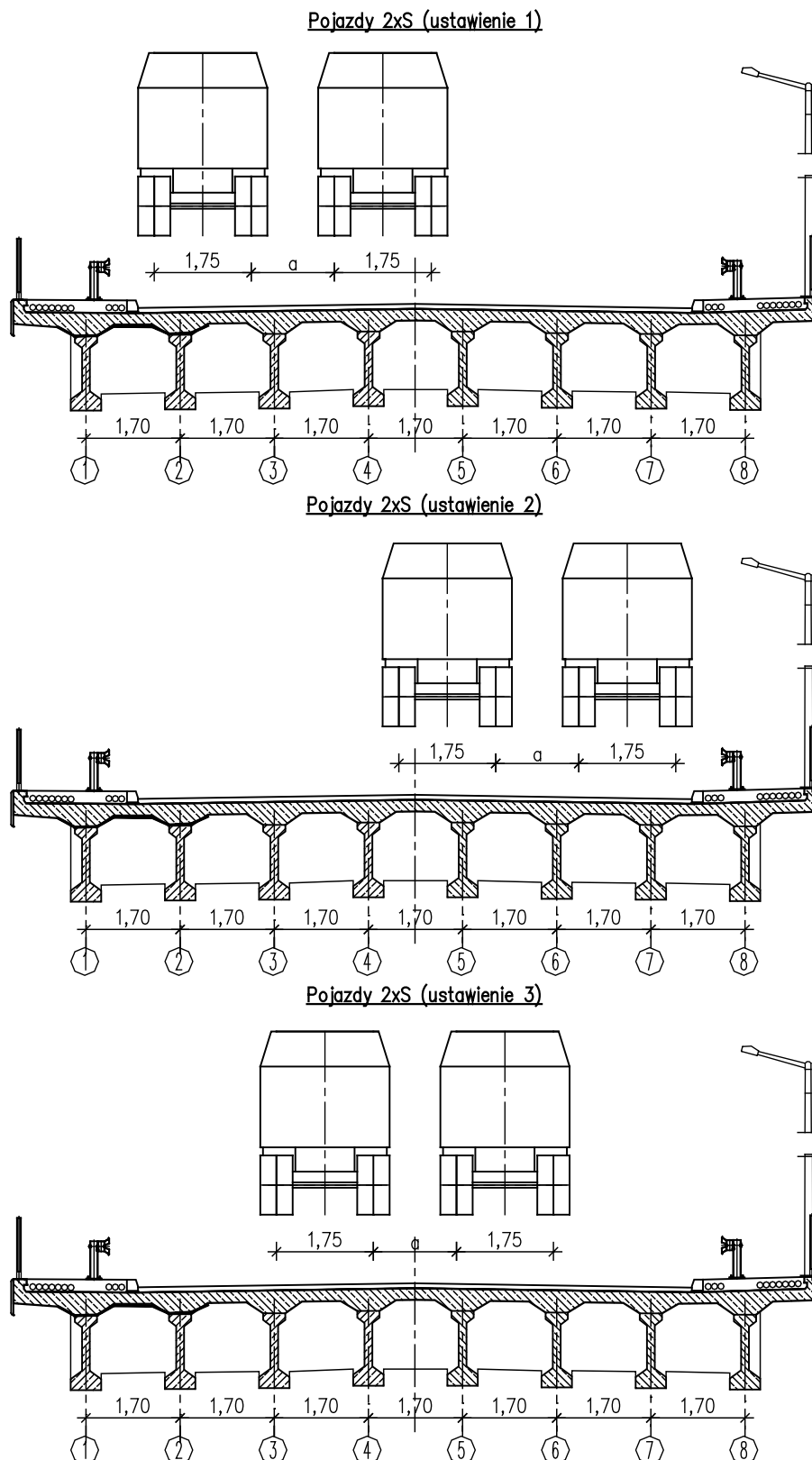
Przyłożono obciążenia normowe wszystkich klas od **A** do **E** wg [4], w postaci pojazdu **K**, obciążenia taborem **q** oraz obciążenia tłumem na chodnikach **q<sub>t</sub>** (2,5 kN/m<sup>2</sup>). Z uwagi na małą długość przęsła alternatywnie do pojazdu **K** rozpatrzono obciążenie samochodami **S**.

Obciążenie pojazdem **K** zrealizowano w pięciu, a samochodami **S** w trzech przejazdach - rozmieszczenie obciążenia normowego w przekroju poprzecznym pokazano na Rys. 4-1 i Rys. 4-2. Obciążenia pojazdem **K** i samochodami **S** zostały przemnożone przez współczynnik dynamiczny  $\phi = 1,35 - 0,005 \cdot L = 1,35 - 0,005 \cdot 26,6 = 1,217 < 1,315$ .

Obciążenie jezdni **K**, **q**, **S** oraz chodników tłumem pieszych **q<sub>t</sub>** rozmieszczono z uwzględnieniem obecnego przekroju ruchowego.



Rys. 4-1 Rozmieszczenie obciążenia normowego: **K**, **q** i **q<sub>t</sub>** w przekroju poprzecznym



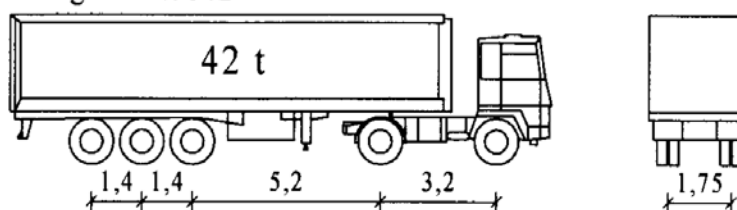
**Rys. 4-2 Rozmieszczenie obciążenia normowego pojazdem 2S w trzech ustawieniach w przekroju poprzecznym**



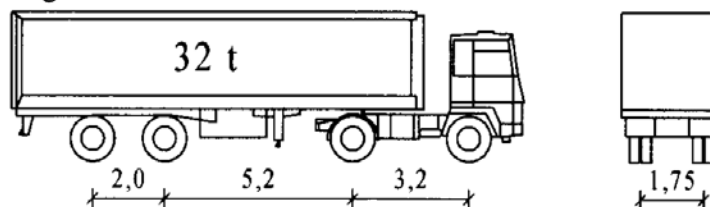
#### 4.3.2. Obciążenia wg instrukcji [6]

Alternatywnie do obciążeń normowych na jezdni, zastosowano obciążenia wg instrukcji [6], w postaci pasm zastępczego obciążenia użytkowego składającego się z obciążenia liniowego  $q$  oraz obciążenia samochodem modelowym S wg Rys. 4-2. Rozważono ustawienie obciążenia zastępczego w przekroju poprzecznym pokazane na Rys. 4-4. Obciążenie samochodem modelowym S zostało powiększone o współczynnik dynamiczny  $\phi = 1,217$  (zgodnie z wyliczeniem w punkcie 4.3.1).

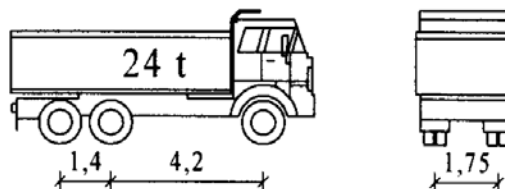
##### Kategoria 1/S42



##### Kategoria 2/S32



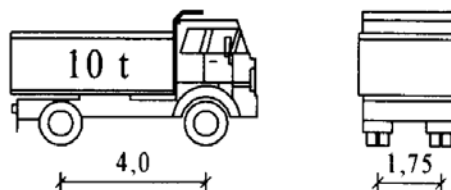
##### Kategoria 3/S24



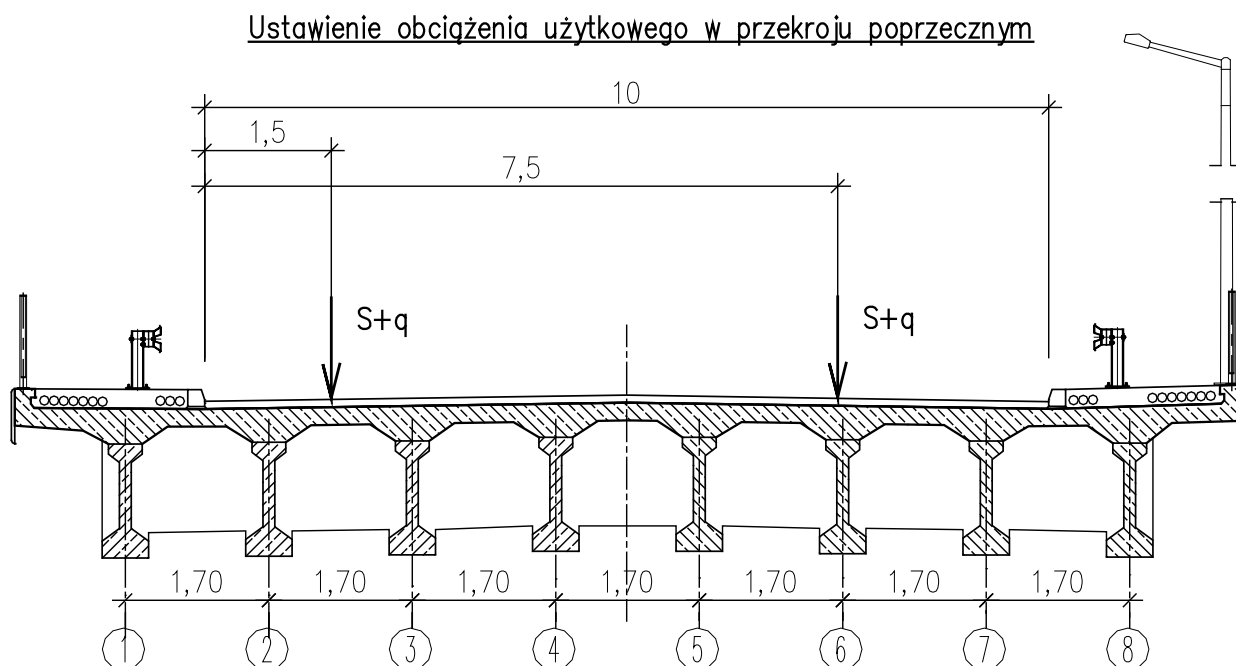
##### Kategoria 4/S16



##### Kategoria 5/S10



Rys. 4-3 Samochody modelowe



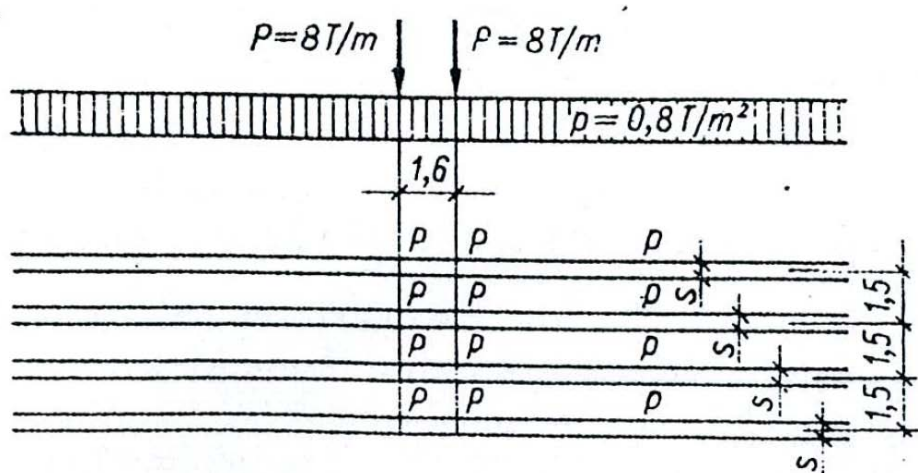
**Rys. 4-4 Rozmieszczenie schematów obciążenia w przekroju poprzecznym**

#### 4.3.3. Obciążenia wg normy archiwalnej [1]

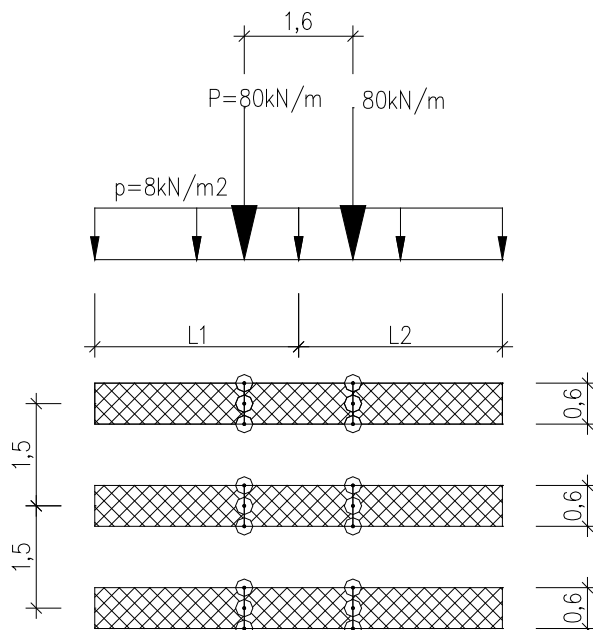
Normatyw [1] wyróżnia trzy klasy obciążenia: I, II i III.

Zgodnie z informacją w dokumentacji archiwalnej [9] obiekt został zaprojektowany na klasę I obciążenia.

Obciążenie taborem samochodowym składa się z obciążenia powierzchniowego  $p = 0,8 \text{ T/m}^2$ , równomiernie rozłożonego na dwóch lub więcej pasmach o szerokości  $s$  ( $s$  dla klasy I wynosi  $0,6 \text{ m}$ ), zwanych pasmami obciążenia obliczeniowego, i obciążenia liniowego  $P = 8,0 \text{ T/m}$ , równomiernie rozłożonego wzdłuż linii styku kół z nawierzchnią na szerokości wszystkich wymienionych pasm. Klasie obciążenia I odpowiada schemat pokazany na rysunku Rys. 4-5 i Rys. 4-6.



**Rys. 4-5 Obciążenie taborem samochodowym wg PN-66/B-02015**



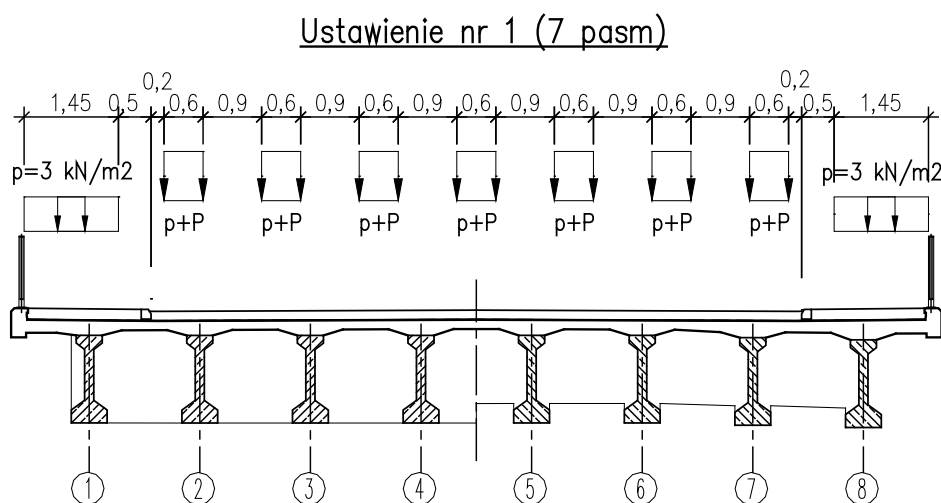
Rys. 4-6 Schemat obciążenia jezdni wg normy archiwalnej [1] – klasa I

Zastosowano 3, 6 i 7 pasm obciążenia na jezdni. Wartość obciążenia pasm jezdni skorygowano o współczynnik zależny od ich liczby.

Wartości obciążenia jezdni dodatkowo zwiększono mnożąc je przez współczynnik dynamiczny:

$$\varphi_2 = 1 + 10 / (20 + 3L) = 1,1.$$

Na chodnikach przyłożono obciążenia tłumem  $q_t$  (3,0 kN/m<sup>2</sup>).



wsp. dynamiczny :

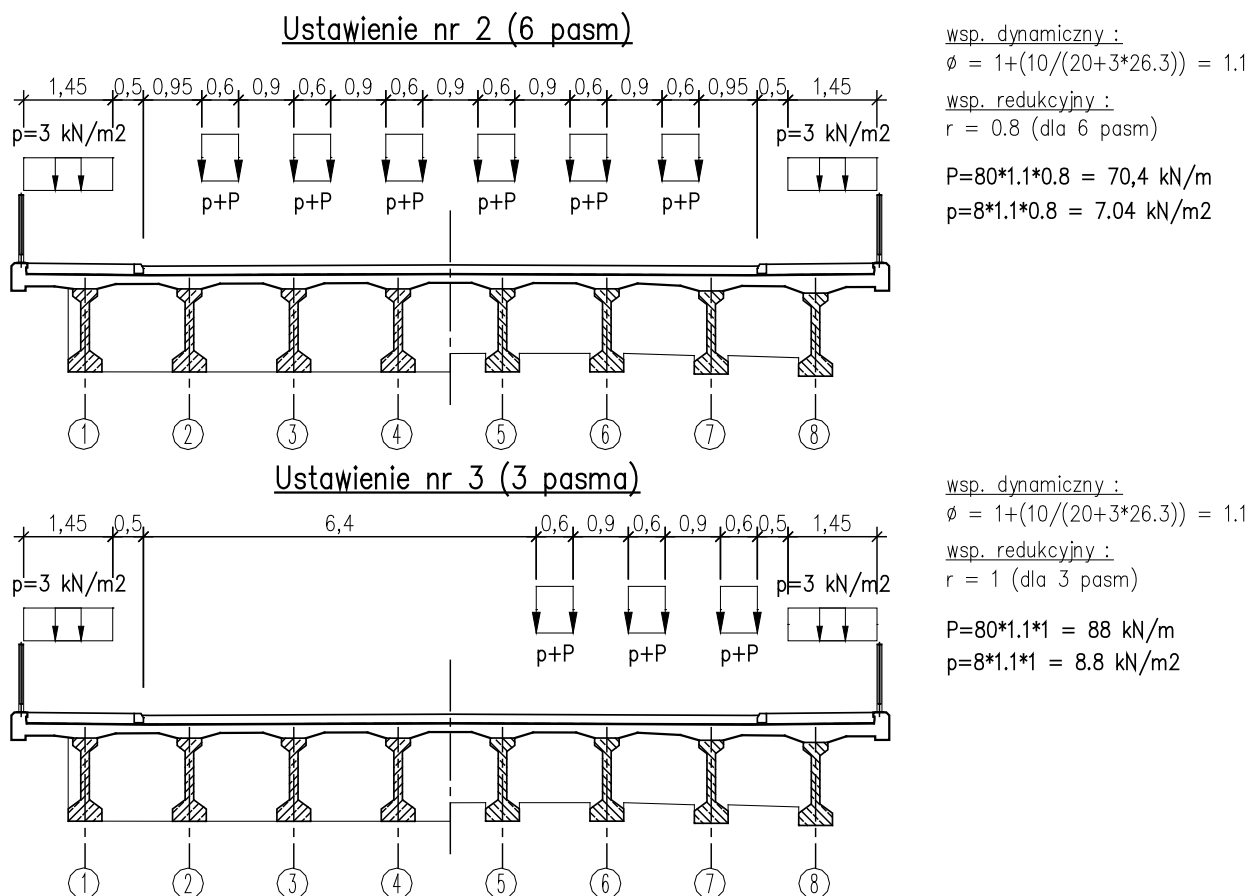
$$\varphi = 1 + (10 / (20 + 3 \cdot 26,3)) = 1,1$$

wsp. redukcyjny :

$$r = 0,7 \text{ (dla 7 pasm)}$$

$$P = 80 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 61,6 \text{ kN/m}$$

$$p = 8 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 6,16 \text{ kN/m}^2$$



Rys. 4-7 Rozmieszczenie obciążenia wg normy archiwalnej [1] – w przekroju poprzecznym

## 5. MODEL DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH

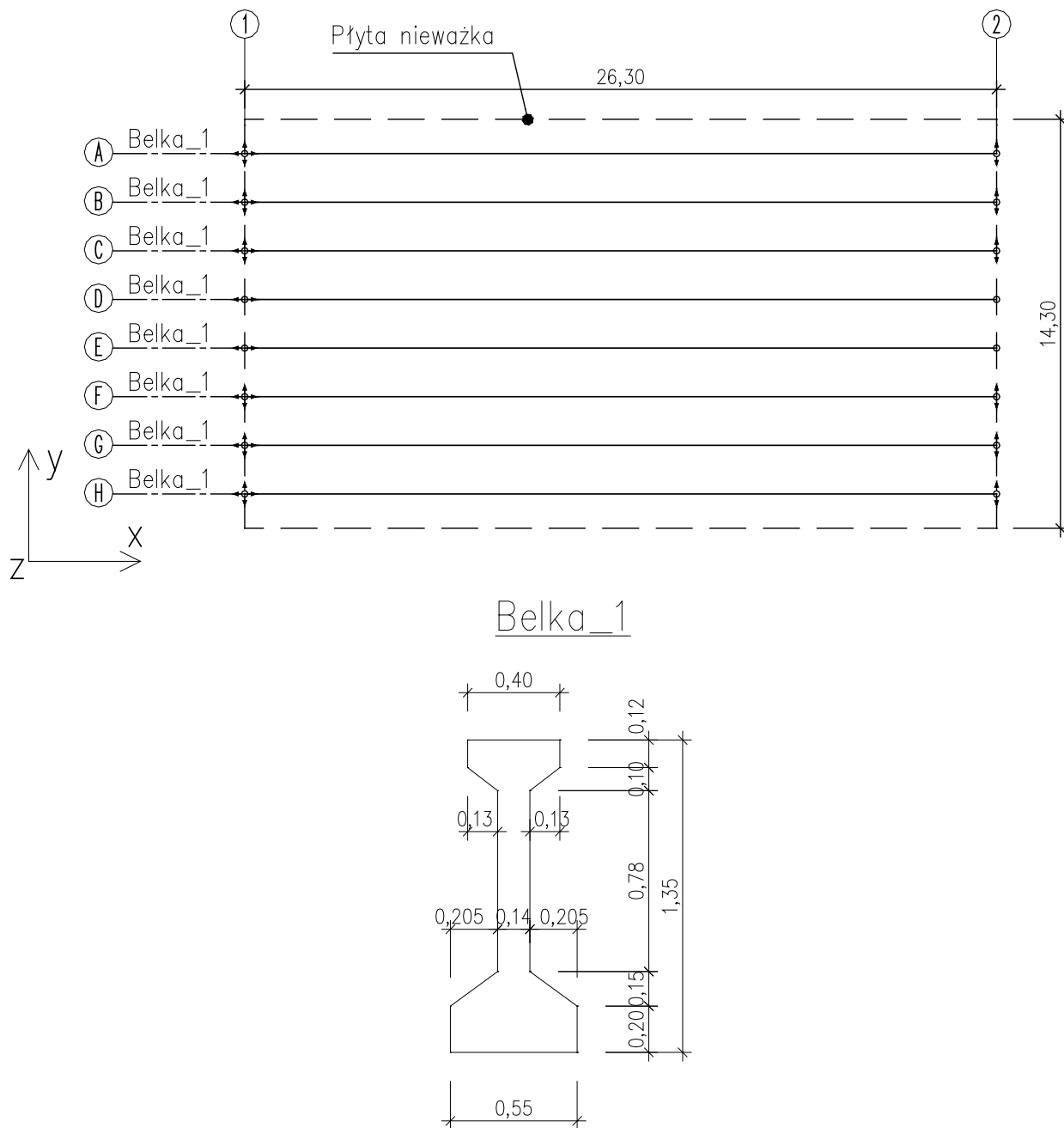
Obliczenia statyczne ustroju nośnego, w metodzie wykonane zostały programem *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013*.

Na potrzeby obliczeń wykonano trzy rusztowe modele ustroju nośnego:

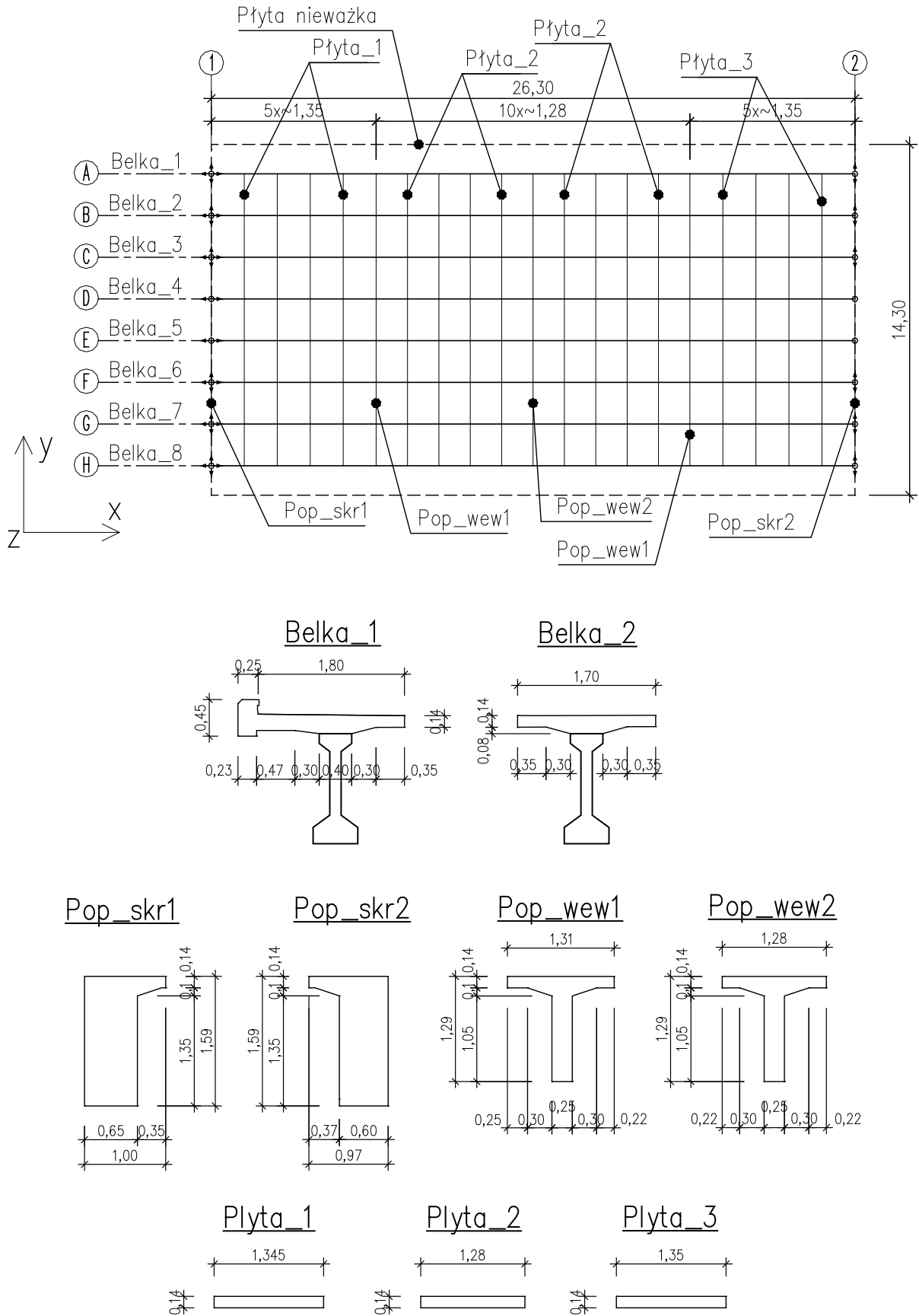
- Dźwigary swobodnie podparte – same belki prefabrykowane (do obliczenia momentów od ciężaru własnego belek, płyty pomostowej i poprzecznic oraz wpływu sprzężenia).
- Ruszt jednoprzęsłowy. Grubość płyty - 14 cm (wg inwentaryzacji z 1999 r – stan przed remontem).
- Ruszt dwuprzęsłowy, grubość płyty 21 cm (do obliczenia momentów od ciężaru wyposażenia oraz obciążeń ruchomych – stan po remoncie).

Parametry geometryczne elementów prętowych przeliczono w oparciu o geometrię podaną w dokumentacji archiwalnej [9], [10] (dla stanu archiwalnego) i [11], [12] (dla stanu obecnego).

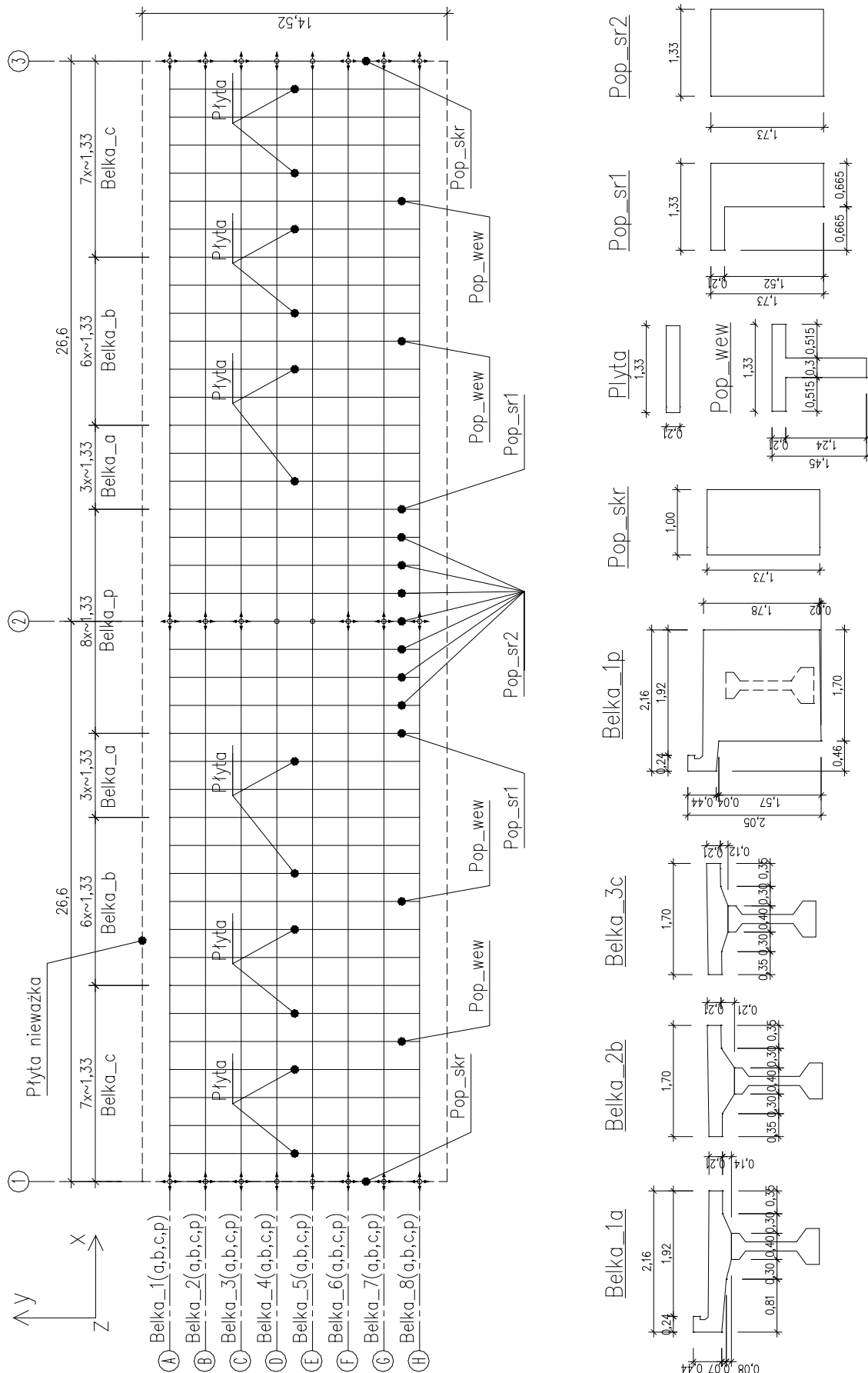
Moduł sprężystości konstrukcji przyjęto zgodnie z [5] oraz [3].



**Rys. 5-1 Schemat modelu rusztowego (a) – jednoprzęsłowy bez współpracy poprzecznej, wraz z przekrojem poprzecznym prętów**



Rys. 5-2 Schemat modelu rusztowego (b) – jednoprzęsłowy ze współpracą poprzeczną (ETAP 1 i 2), wraz z przykładowymi przekrojami poprzecznymi prętów rusztu



Rys. 5-3 Schemat modelu rusztowego (c) – dwuprzęsłowy (stan obecny – ETAP 3) wraz z przykładowymi przekrojami poprzecznymi prętów rusztu

## 6. UGIĘCIA

W wyniku obliczeń przeprowadzonych na opisanych w punkcie 5 modelach otrzymano następujące ugięcia poszczególnych dźwigarów.

Wpływ pełzania (na ugięcia)	
Pole przekroju zbrojenia ściskanego:	18fi10 Aa'= 0,001414 m <sup>2</sup>
Pole przekroju cięgien sprężających:	6x37fi5 Av= 0,004359 m <sup>2</sup>
Współczynnik pełzania betonu zwykłego (dla 28 dni i grubości zast. 150 mm):	
- dla wilgotności 50%	$\phi_p = 2,5$
- dla wilgotności 80%	$\phi_p = 1,7$
Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni	
Pole przekroju	0,345655 m <sup>2</sup>
Obwód	3,587 m
Grubość zastępcza	96 mm
Do dalszych obliczeń przyjęto średni współczynnik pełzania betonu zwykłego równy	$\phi_p = 2,10$
Współczynnik pełzania dla konstrukcji sprężonych:	$\phi_b = 2,71$
Ugięcie od obciążeń stałych (g, dg, spr.) - ETAP 1	
<b>Belka skrajna:</b>	
- ugięcie od ciężaru belki i nadbetonu	48,9 mm
- ugięcie od ciężaru wyposażenia	8,0 mm
	f <sub>ld</sub> = 56,9 mm
- ugięcie od sprężenia	f <sub>lv</sub> = -42,3 mm
<b>Ugięcie bez wpływu pełzania</b>	<b>14,6 mm</b>
<b>Ugięcie z uwzględnieniem wpływu pełzania</b>	<b>39,6 mm</b>
<b>Belka przedskrajna:</b>	
- ugięcie od ciężaru belki i nadbetonu	43,4 mm
- ugięcie od ciężaru wyposażenia	7,0 mm
	f <sub>ld</sub> = 50,4 mm
- ugięcie od sprężenia	f <sub>lv</sub> = -42,3 mm
<b>Ugięcie bez wpływu pełzania</b>	<b>8,1 mm</b>
<b>Ugięcie z uwzględnieniem wpływu pełzania</b>	<b>22,0 mm</b>
Ugięcie od obciążeń stałych (g, dg, spr.) - ETAP 3	
<b>Belka skrajna:</b>	
- ugięcie od ciężaru belki i nadbetonu	67,9 mm
- ugięcie od ciężaru wyposażenia	1,3 mm
	f <sub>ld</sub> = 69,2 mm
- ugięcie od sprężenia	f <sub>lv</sub> = -42,3 mm
<b>Ugięcie bez wpływu pełzania</b>	<b>26,9 mm</b>
<b>Ugięcie z uwzględnieniem wpływu pełzania</b>	<b>72,9 mm</b>
<b>Belka przedskrajna:</b>	
- ugięcie od ciężaru belki i nadbetonu	60,4 mm
- ugięcie od ciężaru wyposażenia	1,1 mm
	f <sub>ld</sub> = 61,5 mm
- ugięcie od sprężenia	f <sub>lv</sub> = -42,3 mm
<b>Ugięcie bez wpływu pełzania</b>	<b>19,2 mm</b>
<b>Ugięcie z uwzględnieniem wpływu pełzania</b>	<b>52,0 mm</b>

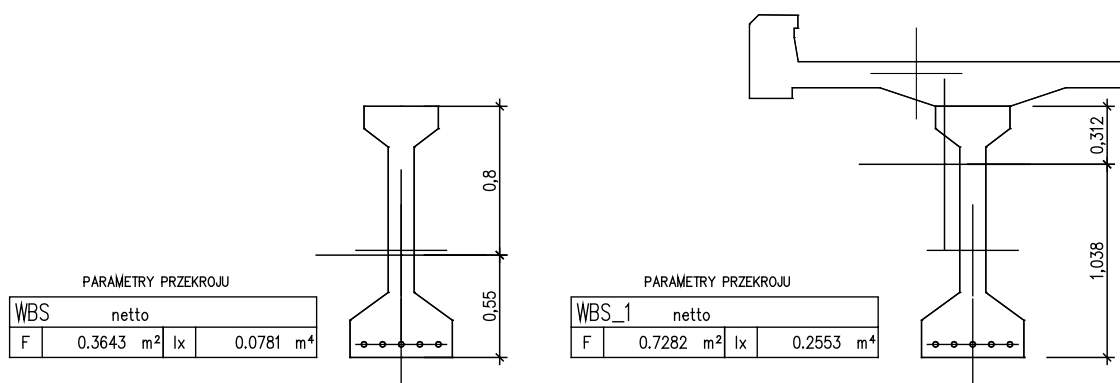
## 7. OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE

Na kolejnych stronach podano wyniki dla poszczególnych etapów i schematów pracy ustroju nośnego dla dźwigara skrajnego i przedskrajnego.

W naprężeniach rozciąganie oznaczono znakiem „+” a ściskanie znakiem „-”.



## 7.1. ETAP 1 – belka 1 skrajna



PARAMETRY PRZEKROJU			
WBS		netto	
F	0.3643 m <sup>2</sup>	Ix	0.0781 m <sup>4</sup>

PARAMETRY PRZEKROJU			
WBS_1		netto	
F	0.7282 m <sup>2</sup>	Ix	0.2553 m <sup>4</sup>

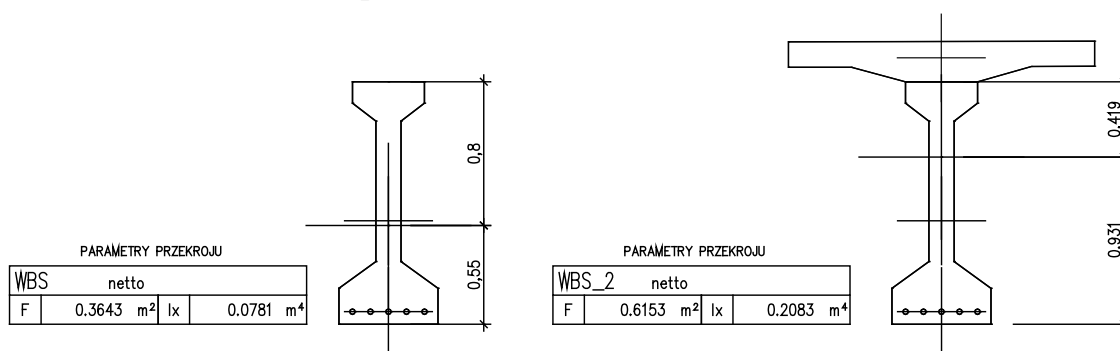
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1155	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	761	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	1069	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju			
		belka	belka+plyta
Pole przekroju		0,3643	0,7282 [m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.		0,0781	0,2553 [m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)		0,55	1,038 [m]
Odległość (górze)		-0,8	-0,312 [m]
Wskaźnik zginania (dół)		0,142	0,245953757 [m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)		-0,097625	-0,81826923 [m <sup>3</sup> ]

Napężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-13,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)		8,1	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-11,8	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)			3,1 [MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,9 [MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)			4,3 [MPa]
Sigma od momentów (górze)			-1,3 [MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)		-19,6 (dop. -19,8)	[MPa]
Sigma suma (górze)		1,44 (dop. 1,6)	[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-4,7	[MPa]
Sigma suma (górze)		-12,7	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-0,3 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-13,99 (dop. -17,6)	[MPa]

## 7.1. ETAP 1 – belka 2 przedskrajna



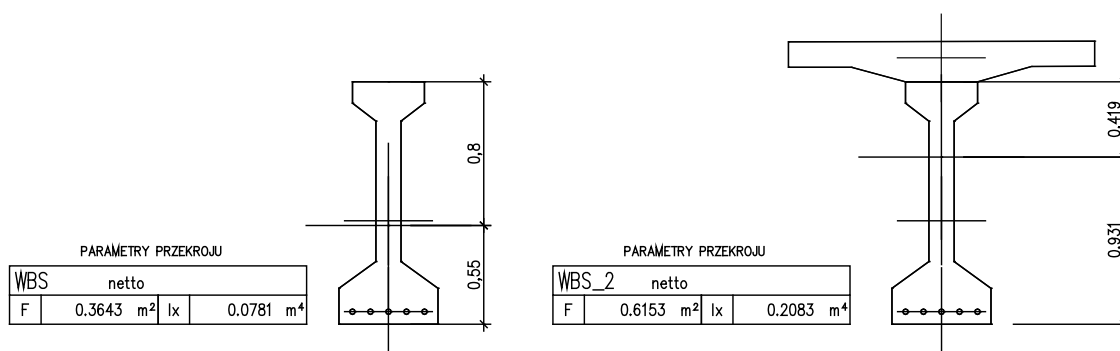
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	951	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	616	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	774	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju			
	belka	belka+plyta	
Pole przekroju	0,3643	0,6153	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0781	0,20830	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)	0,55	0,931	[m]
Odległość (górze)	-0,8	-0,419	[m]
Wskaźnik zginania (dół)	0,142	0,223737916	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)	-0,097625	-0,49713604	[m <sup>3</sup> ]

Naprężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-13,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią)</b>			
0,15			
Sigma od momentów (dół)		-11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)		6,7	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-9,7	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		2,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,6	[MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)		-19,6 (dop. -19,8)	[MPa]
Sigma suma (górze)		1,44 (dop. 1,6)	[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-6,5	[MPa]
Sigma suma (górze)		-10,9	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-3,0 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-12,46 (dop. -17,6)	[MPa]

### 7.1. ETAP 1 – belka 3



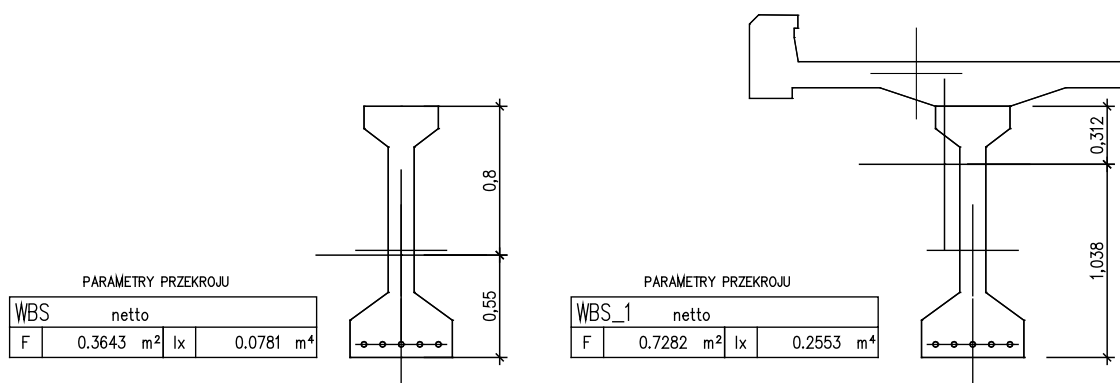
Siły wewnętrzne				
ciężar belki	Mgb	747		[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	848		[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	581		[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	762		[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967		[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028		[kN]

Parametry przekroju				
		belka	belka+plyta	
Pole przekroju		0,3643	0,6153	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.		0,0781	0,20830	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)		0,55	0,931	[m]
Odległość (górze)		-0,8	-0,419	[m]
Wskaźnik zginania (dół)		0,142	0,223737916	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)		-0,097625	-0,49713604	[m <sup>3</sup> ]

Naprężenia				
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>				
Sigma od momentów (dół)		-13,9		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1		[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią)</b>				
		0,15		
Sigma od momentów (dół)		-11,8		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4		[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>				
Sigma od momentów (dół)		5,3		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7		[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>				
Sigma od momentów (dół)		6,0		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-8,7		[MPa]
<b>Wyposażenie</b>				
Sigma od momentów (dół)			2,6	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-1,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>				
Sigma od momentów (dół)			3,4	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-1,5	[MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych				
Sigma suma (dół)		-19,6 (dop. -19,8)		[MPa]
Sigma suma (górze)		1,44 (dop. 1,6)		[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-7,3		[MPa]
Sigma suma (górze)		-9,8		[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-3,9 (dop. 0)		[MPa]
Sigma suma (górze)		-11,31 (dop. -17,6)		[MPa]

## 7.1. ETAP 2 – belka 1 skrajna



PARAMETRY PRZEKROJU			
WBS	netto		
F	0.3643	m <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> 0.0781
			m <sup>4</sup>

PARAMETRY PRZEKROJU			
WBS_1	netto		
F	0.7282	m <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> 0.2553
			m <sup>4</sup>

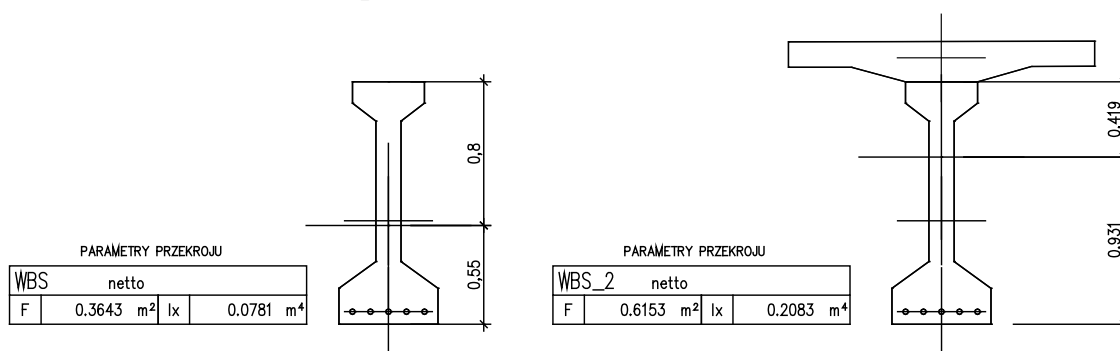
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1155	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	1072	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	1069	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju			
	belka	belka+plyta	
Pole przekroju	0,3643	0,7282	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0781	0,2553	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)	0,55	1,038	[m]
Odległość (górze)	-0,8	-0,312	[m]
Wskaźnik zginania (dół)	0,142	0,245953757	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)	-0,097625	-0,81826923	[m <sup>3</sup> ]

Naprężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)	-13,9		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	20,2		[MPa]
Sigma od siły osiowej	-11,1		[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>			
Sigma od momentów (dół)	-11,8		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	17,1		[MPa]
Sigma od siły osiowej	-9,4		[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)	5,3		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	-7,7		[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)	8,1		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	-11,8		[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)	4,4		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	-1,3		[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)	4,3		[MPa]
Sigma od momentów (górze)	-1,3		[MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)	-3,4		[MPa]
Sigma suma (górze)	-13,1		[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)	0,9 (dop. 0)		[MPa]
Sigma suma (górze)	-14,37 (dop. -17,6)		[MPa]

## 7.2. ETAP 2 – belka 2 przedskrajna



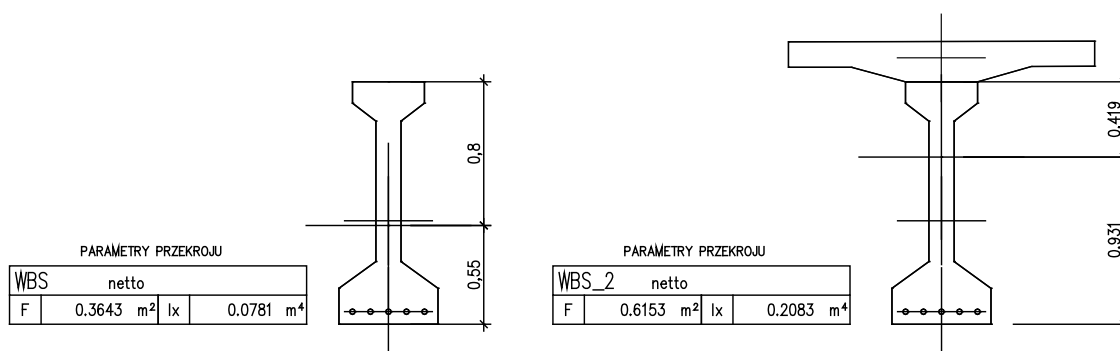
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	951	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	870	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	774	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju	belka		belka+plyta	
	Pole przekroju	0,3643	0,6153	0,6153
Mom. bezw.	0,0781	0,20830	0,20830	[m4]
Odległość (dół)	0,55	0,931	0,931	[m]
Odległość (górze)	-0,8	-0,419	-0,419	[m]
Wskaźnik zginania (dół)	0,142	0,223737916	0,223737916	[m3]
Wskaźnik zginania (górze)	-0,097625	-0,49713604	-0,49713604	[m3]

Napężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-13,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>			
Sigma od momentów (dół)		-11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbeton</b>			
Sigma od momentów (dół)		6,7	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-9,7	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,8	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,6	[MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-5,3	[MPa]
Sigma suma (górze)		-11,4	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-1,9 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-12,97 (dop. -17,6)	[MPa]

### 7.1. ETAP 2 – belka 3



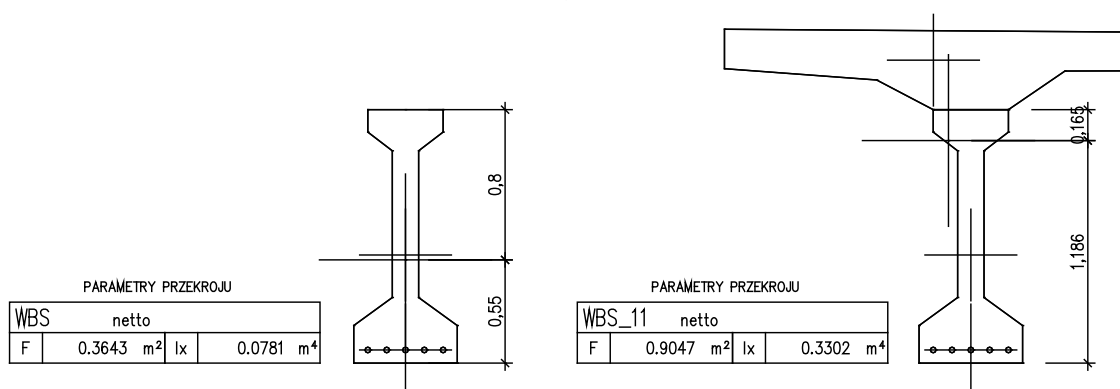
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	848	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	839	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	762	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju			
	belka	belka+plyta	
Pole przekroju	0,3643	0,6153	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0781	0,20830	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)	0,55	0,931	[m]
Odległość (górze)	-0,8	-0,419	[m]
Wskaźnik zginania (dół)	0,142	0,223737916	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)	-0,097625	-0,49713604	[m <sup>3</sup> ]

Napężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-13,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią)</b>			
0,15			
Sigma od momentów (dół)		-11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)		6,0	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-8,7	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,7	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,7	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,4	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,5	[MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-6,2	[MPa]
Sigma suma (górze)		-10,3	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-2,8 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-11,83 (dop. -17,6)	[MPa]

## 7.2. ETAP 3 – belka 1 skrajna - bez ubytków



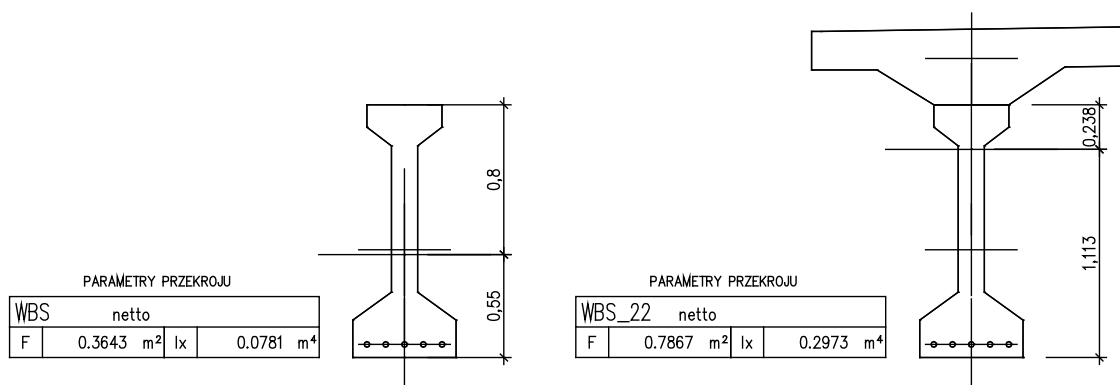
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1841	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	371	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	1080	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju		
	belka	belka+plyta
Pole przekroju	0,3643	0,9047 [m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0781	0,3302 [m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)	0,55	1,186 [m]
Odległość (górze)	-0,8	-0,165 [m]
Wskaźnik zginania (dół)	0,142	0,27841484 [m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)	-0,097625	-2,00121212 [m <sup>3</sup> ]

Naprężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-13,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>			
Sigma od momentów (dół)		-11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbeton</b>			
Sigma od momentów (dół)		13,0	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-18,9	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		1,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-0,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-0,5	[MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-1,6	[MPa]
Sigma suma (górze)		-19,0	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		2,3 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-19,50 (dop. -17,6)	[MPa]

### 7.1. ETAP 3 – belka 2 przedskrajna - bez ubytków



Siły wewnętrzne				
ciężar belki		Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu		Mgn	1568	[kNm]
ciężar wyposażenia		Mdg	240	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego		MR	981	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)		Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)		Nspr	-4028	[kN]

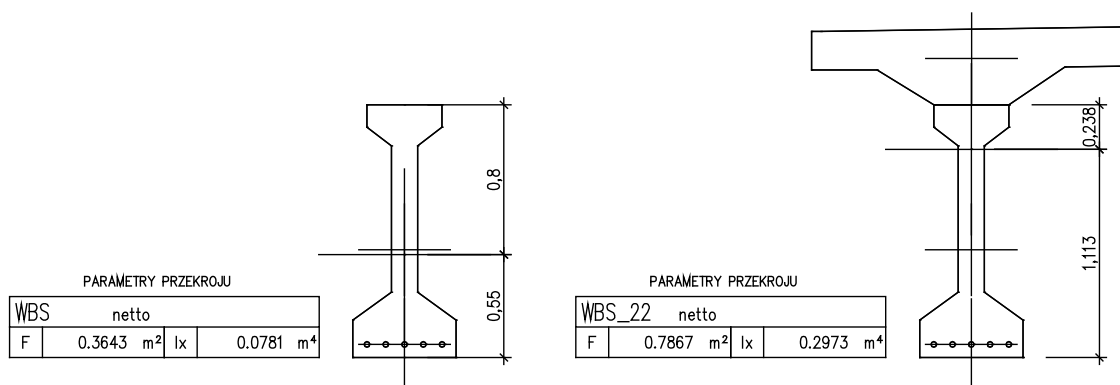
Parametry przekroju				
		belka	belka+plyta	
Pole przekroju		0,3643	0,7867	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.		0,0781	0,2973	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)		0,55	1,113	[m]
Odległość (górze)		-0,8	-0,238	[m]
Wskaźnik zginania (dół)		0,142	0,267115903	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)		-0,097625	-1,24915966	[m <sup>3</sup> ]

Napężenia				
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>				
Sigma od momentów (dół)		-13,9		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1		[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>				
Sigma od momentów (dół)		-11,8		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4		[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>				
Sigma od momentów (dół)		5,3		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7		[MPa]
<b>Ciężar własny nadbeton</b>				
Sigma od momentów (dół)		11,0		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-16,1		[MPa]
<b>Wyposażenie</b>				
Sigma od momentów (dół)			0,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>				
Sigma od momentów (dół)			3,7	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,8	[MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych				
Sigma suma (dół)				[MPa]
Sigma suma (górze)				[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-4,0		[MPa]
Sigma suma (górze)		-16,2		[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-0,3 (dop. 0)		[MPa]
Sigma suma (górze)		-16,96 (dop. -17,6)		[MPa]



### 7.1. ETAP 3 – belka 3 - bez ubytków



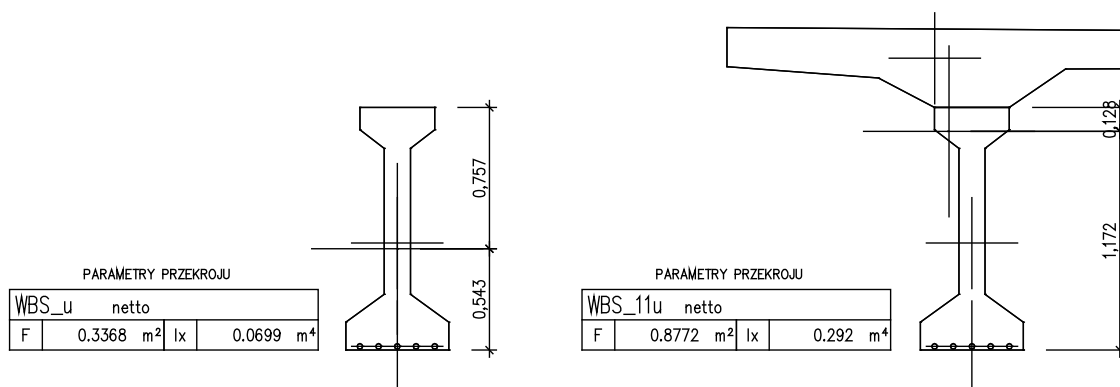
Siły wewnętrzne				
ciężar belki		Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu		Mgn	1517	[kNm]
ciężar wyposażenia		Mdg	214	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego		MR	921	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)		Mspr	-1967	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)		Nspr	-4028	[kN]

Parametry przekroju				
		belka	belka+plyta	
Pole przekroju		0,3643	0,7867	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.		0,0781	0,2973	[m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)		0,55	1,113	[m]
Odległość (górze)		-0,8	-0,238	[m]
Wskaźnik zginania (dół)		0,142	0,267115903	[m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)		-0,097625	-1,24915966	[m <sup>3</sup> ]

Napężenia				
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>				
Sigma od momentów (dół)		-13,9		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,1		[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>				
Sigma od momentów (dół)		-11,8		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,1		[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,4		[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>				
Sigma od momentów (dół)		5,3		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-7,7		[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>				
Sigma od momentów (dół)		10,7		[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-15,5		[MPa]
<b>Wyposażenie</b>				
Sigma od momentów (dół)			0,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>				
Sigma od momentów (dół)			3,4	[MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,7	[MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych				
Sigma suma (dół)				[MPa]
Sigma suma (górze)				[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-4,4		[MPa]
Sigma suma (górze)		-15,6		[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>				
Sigma suma (dół)		-1,0 (dop. 0)		[MPa]
Sigma suma (górze)		-16,37 (dop. -17,6)		[MPa]

### 7.1. ETAP 3 – belka 1 skrajna - z ubytkami



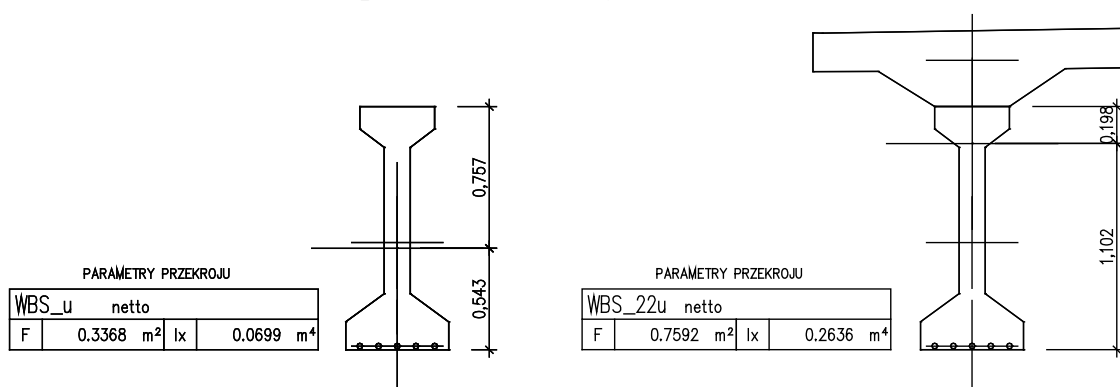
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1841	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	371	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	1080	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1869	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-3826	[kN]

Parametry przekroju	belka		belka+plyta	
	Pole przekroju	0,3368	0,8772	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0699	0,292	[m <sup>4</sup> ]	
Odległość (dół)	0,543	1,172	[m]	
Odległość (górze)	-0,757	-0,28	[m]	
Wskaźnik zginania (dół)	0,1287293	0,249146758	[m <sup>3</sup> ]	
Wskaźnik zginania (górze)	-0,092338	-1,04285714	[m <sup>3</sup> ]	

Napężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-14,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,4	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>			
Sigma od momentów (dół)		-12,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,7	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-8,1	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbeton</b>			
Sigma od momentów (dół)		14,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-19,9	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		1,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-0,4	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		4,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-1,0	[MPa]

Napężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-0,4	[MPa]
Sigma suma (górze)		-20,8	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		3,9 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-21,87 (dop. -17,6)	[MPa]

### 7.1. ETAP 3 – belka 2 przedskrajna - z ubytkami



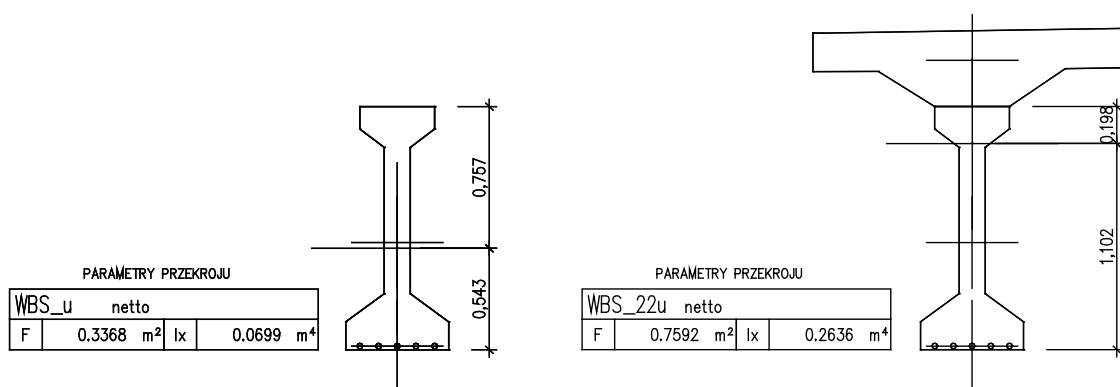
Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1568	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	240	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	981	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1869	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-3826	[kN]

Parametry przekroju			
		belka	belka+plyta
Pole przekroju		0,3368	0,7592 [m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.		0,0699	0,2636 [m <sup>4</sup> ]
Odległość (dół)		0,543	1,102 [m]
Odległość (górze)		-0,757	-0,198 [m]
Wskaźnik zginania (dół)		0,1287293	0,239201452 [m <sup>3</sup> ]
Wskaźnik zginania (górze)		-0,092338	-1,33131313 [m <sup>3</sup> ]

Naprężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-14,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,4	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią)</b> 0,15			
Sigma od momentów (dół)		-12,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,7	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-8,1	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)		12,2	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-17,0	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)			1,0 [MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,2 [MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)			4,1 [MPa]
Sigma od momentów (górze)			-0,7 [MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-3,0	[MPa]
Sigma suma (górze)		-17,7	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		1,1 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-18,44 (dop. -17,6)	[MPa]

### 7.1. ETAP 3 – belka 3 - z ubytkami



Siły wewnętrzne			
ciężar belki	Mgb	747	[kNm]
ciężar nadbetonu	Mgn	1517	[kNm]
ciężar wyposażenia	Mdg	214	[kNm]
ciężar obciążenia ruchomego	MR	921	[kNm]
wpływ sprężenia (moment)	Mspr	-1869	[kNm]
wpływ sprężenia (siła)	Nspr	-3826	[kN]

Parametry przekroju	belka		belka+plyta	
	Pole przekroju	0,3368	0,7592	[m <sup>2</sup> ]
Mom. bezw.	0,0699	0,2636	[m <sup>4</sup> ]	
Odległość (dół)	0,543	1,102	[m]	
Odległość (górze)	-0,757	-0,198	[m]	
Wskaźnik zginania (dół)	0,1287293	0,239201452	[m <sup>3</sup> ]	
Wskaźnik zginania (górze)	-0,092338	-1,33131313	[m <sup>3</sup> ]	

Naprężenia			
<b>Sprężenie (bez reologii)</b>			
Sigma od momentów (dół)		-14,5	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		20,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-11,4	[MPa]
<b>Sprężenie (z reologią) 0,15</b>			
Sigma od momentów (dół)		-12,3	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		17,2	[MPa]
Sigma od siły osiowej		-9,7	[MPa]
<b>Ciężar własny belki</b>			
Sigma od momentów (dół)		5,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-8,1	[MPa]
<b>Ciężar własny nadbetonu</b>			
Sigma od momentów (dół)		11,8	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-16,4	[MPa]
<b>Wyposażenie</b>			
Sigma od momentów (dół)		0,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-0,2	[MPa]
<b>Obciążenia ruchome</b>			
Sigma od momentów (dół)		3,9	[MPa]
Sigma od momentów (górze)		-0,7	[MPa]

Naprężenia od ciężaru własnego belki i sprężenia bez wpływów reologicznych			
Sigma suma (dół)			[MPa]
Sigma suma (górze)			[MPa]
<b>Napr. od obciążeń stałych z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		-3,5	[MPa]
Sigma suma (górze)		-17,1	[MPa]
<b>Napr. od wszystkich obciążeń z reologią</b>			
Sigma suma (dół)		0,3 (dop. 0)	[MPa]
Sigma suma (górze)		-17,82 (dop. -17,6)	[MPa]

## 1. PODSUMOWANIE OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Przyjmując liczbę i geometrię kabli jak dla belki 30 m uzyskano dla stanu archiwalnego (ETAP 1) bardzo realny układ naprężeń. Np. w belce skrajnej:

- rozciąganie w fazie 0 we włóknach górnych o wartości **1,4** MPa (mniejsze od dopuszczalnych 1,6),
- niewielkie ściskanie w fazie 2 we włóknach dolnych o wartości **-0,1** MPa (norma od obciążeń podstawowych w fazie użytkowej nie dopuszczała rozciągań).

Fakt ten przyjęto jako podstawę dalszych analiz wytrzymałościowych. Dla takiego samego oddziaływania od sprężenia wyznaczono sumaryczne naprężenia w belkach dla ETAPÓW 2 (bez ubytków) oraz 3 (z ubytkami i bez).

Naprężenia otrzymane z obliczeń zestawiono poniżej w Tab. 1-1. Wartości w fazie 2, dla stanu po remoncie (ETAP 3), uwzględniają oddziaływania klasy obciążenia B (zgodnie z [11]). Wartości naprężeń we włóknach dolnych i górnych belek, w Fазie 2, z uwzględnieniem pozostałych klas i kategorii obciążenia, w celach porównawczych, zestawiono w tablicach Tab. 1-2 i Tab. 1-3.

*Tab. 1-1 Naprężenia charakterystyczne w przekroju przęsłowym [MPa]*

		Faza 0		Faza 1		Faza 2	
		sigD	sigG	sigD	sigG	sigD	sigG
Wg pierwotnego projektu (ETAP 1)	Dźwigar 1 skrajny	-19,6	<b>1,4</b>	-4,7	-12,7	<b>-0,3</b>	-14,0
	Dźwigar 2 przedskrajny	-19,6	1,4	-6,5	-10,9	-3,0	-12,5
	Dźwigar 3	-19,6	1,4	-7,3	-9,8	-3,9	-11,3
Wg pierwotnego projektu - przeciążony (ETAP 2)	Dźwigar 1 skrajny			-3,4	-13,1	<b>0,9</b>	-14,4
	Dźwigar 2 przedskrajny			-4,0	-11,4	-1,9	-13,0
	Dźwigar 3			-6,2	-10,3	-2,8	-11,8
Po remoncie (ETAP 3) bez ubytków	Dźwigar 1 skrajny			-1,6	<b>-19,0</b>	<b>2,3</b>	<b>-19,5</b>
	Dźwigar 2 przedskrajny			-4,0	-16,2	-0,3	-17,0
	Dźwigar 3			-4,4	-15,6	-1,0	-16,4
Po remoncie (ETAP 3) z ubytkami	Dźwigar 1 skrajny			-0,4	<b>-20,8</b>	<b>3,9</b>	<b>-21,9</b>
	Dźwigar 2 przedskrajny			-3,0	-17,7	<b>1,1</b>	<b>-18,4</b>
	Dźwigar 3			-3,5	-17,1	<b>0,3</b>	<b>-17,8</b>

przekroczenie naprężeń w dźwigarach skrajnych

możliwe przekroczenie naprężeń (w przypadku wystąpienia ubytków)

Faza 0 - belka po sprężeniu (bez reologii)

Faza 1 - bezużytkowa (z reologią)

Faza 2 - użytkowa (z reologią)

**Tab. 1-2** Ekstremalne naprężenia charakterystyczne we włóknach dolnych dźwigara skrajnego i przedskrajnego, stan po remoncie (ustrój ciągły), z ubytkami, w uwzględnieniu różnych klas i kategorii obciążenia [MPa]

	g, s, dg, K, q, qt				
	A	B	C	D	E
Dźwigar 1 skrajny	5,2	<b>3,9</b>	2,7	2,1	1,6
Dźwigar 2 przedskrajny	2,3	<b>1,1</b>	-0,2	-0,7	-1,2
Dźwigar 3	1,5	<b>0,3</b>	-0,8	-1,3	-1,8

	g, s, dg, S, qt				
	A (S)	B (S)	C (S)	D (S)	E (S)
Dźwigar 1 skrajny	2,6	2,5	2,5	1,7	1,3
Dźwigar 2 przedskrajny	-0,2	-0,3	-0,3	-1,2	-1,5
Dźwigar 3	-0,6	-0,7	-0,8	-1,7	-2,0

	g, s, dg, S, q				
	S1/42	S2/32	S3/24	S4/16	S5/10
Dźwigar 1 skrajny	2,6	2,1	1,8	1,3	0,9
Dźwigar 2 przedskrajny	-0,4	-0,8	-1,0	-1,5	-1,9
Dźwigar 3	-0,9	-1,3	-1,5	-2,0	-2,5

**Tab. 1-3** Ekstremalne naprężenia charakterystyczne we włóknach górnych dźwigara skrajnego i przedskrajnego, stan po remoncie (ustrój ciągły), z ubytkami, w uwzględnieniu różnych klas i kategorii obciążenia [MPa]

	g, s, dg, K, q, qt				
	A	B	C	D	E
Dźwigar 1 skrajny	-22,2	<b>-21,9</b>	-21,6	-21,4	-21,3
Dźwigar 2 przedskrajny	-18,7	<b>-18,4</b>	-18,2	-18,1	-18,0
Dźwigar 3	-18,0	<b>-17,8</b>	-17,6	-17,5	-17,4

	g, s, dg, S, qt				
	A (S)	B (S)	C (S)	D (S)	E (S)
Dźwigar 1 skrajny	-21,5	-21,5	-21,5	-21,3	-21,2
Dźwigar 2 przedskrajny	-18,2	-18,2	-18,2	-18,0	-18,0
Dźwigar 3	-17,7	-17,6	-17,6	-17,5	-17,4

	g, s, dg, S, q				
	S1/42	S2/32	S3/24	S4/16	S5/10
Dźwigar 1 skrajny	-21,6	-21,4	-21,4	-21,2	-21,1
Dźwigar 2 przedskrajny	-18,2	-18,1	-18,1	-18,0	-17,9
Dźwigar 3	-17,6	-17,5	-17,5	-17,4	-17,3

## 2. WNIOSKI Z OBLICZEŃ

- 1) Dźwigary skrajne są przeciążone - naprężenia rozciągające we włóknach dolnych i ściskające w górnych przekraczają naprężenia dopuszczalne podane w normie [3].
- 2) Z uwagi na ubytki w dźwigarze skrajnym, teoretycznie nie jest zachowany warunek nośności dla żadnej klasy obciążenia – naprężenia ściskające są przekroczone nawet w stanie bezużytkowym.
- 3) W dźwigarach pośrednich warunki nośności dla klasy obciążenia B są zachowane pod warunkiem braku ubytków przekroju i stali sprężającej (co w chwili obecnej jest spełnione).
- 4) Obliczone teoretycznie ugięcia belek dla stanu istniejącego wynoszą:
  - belka skrajna: 26 mm (po uwzględnieniu pełzania 72 mm),
  - belka przedskrajna: 19 mm (po uwzględnieniu pełzania 52 mm).

**Powyższe wnioski są prawdziwe przy założeniu, że belki prefabrykowane podczas uciąglenia w 2001 r. nie były dodatkowo podparte – i cały ciężar płyty i poprzecznik został przekazany na belki niespolone.**

## ZAŁĄCZNIK 7 – UPRAWNIENIA, ZAŚWIADCZENIA Z IZBY

URZĄD WOJEWÓDZKI  
w Katowicach  
Wydział Architektury i Urbanistyki  
40-032 Katowice, ul. Jagiellońska 25  
000514259

Katowice 24 czerwca 1998 r.

Ar. VII-7342/93/98

### DECYZJA nr 93/98

Na podstawie art.13 i 14 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U.Nr 89, poz.414) i § 9 ust.1 rozporządzenia M.G.P.iB. z dnia 30.12.1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 8, poz.38 z 1995 r. ), w związku z art. 104 § 1 i 2 Kpa, po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Adama Silarskiego na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie oraz praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją egzaminacyjną powołaną Zarządzeniem Nr 128/95 z 2 października 1995 r.(z późn.zm.), stwierdza się, że

**Pan Adam SILARSKI**  
mgr inż. budownictwa  
ur. dnia 5 października 1965 r. w Sanoku  
**otrzymuje**  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
**bez ograniczeń**  
**do projektowania**  
**w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej**

### Uzasadnienie

W związku z potwierdzeniem przez Komisję egzaminacyjną powołaną przez Wojewodę Katowickiego Zarządzeniem nr 128/95 z dnia 2 października 1995 r. (z późn. zm.), posiadania przez Pana mgr inż. Adama Silarskiego wymaganego prawem wykształcenia na Wydziale Budownictwa specjalność Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie oraz praktyki zawodowej koniecznej do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i po uzyskaniu pozytywnego wyniku egzaminu na uprawnienia budowlane, orzeczono jak w sentencji.

Od niniejszej decyzji przysługuje odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego za pośrednictwem Wojewody Katowickiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.

Otrzymują:

1. Pan Adam Silarski  
ul.Styczyńskiego 3/6  
44-100 Gliwice
2. Główny Inspektor  
Nadzoru Budowlanego
3. a/a







SLK/OKK/7131/2145/08

Katowice, dnia 30 maja 2008 r.

## DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578 z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)

### Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śl.OIIB n a d a j e

**Panu(i) Łukaszowi Praszelik**

Mgr inż. budownictwa  
ur. dnia 22 lipca 1976 w Wodzisławiu Śląskim

### UPRAWNIENIA BUDOWLANE numer ewidencyjny SLK/2145/POOM/08

**do projektowania bez ograniczeń  
w specjalności mostowej**

## UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Katowicach na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan(i) **Łukasz Praszelik** posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych **do projektowania bez ograniczeń** w specjalności **mostowej**.

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji.

#### Pouczenie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śl.OIIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

#### Otrzymują:

1. Pan(i) Łukasz Praszelik  
3 Maja 70  
44-361 Syrynia
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor  
Nadzoru Budowlanego
4. a/a.



#### Skład orzekający OKK

1.   
Mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz
2.   
Mgr inż. Bolesław Jurkiewicz
3.   
Mgr inż. Tadeusz Lipiński



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-2AH-WDE-M4K \*

Pan Adam Silarski o numerze ewidencyjnym SLK/BO/2681/01  
adres zamieszkania ul. Gliwicka 88i, 44-153 Sośnicowice  
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-12-22 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci  
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są  
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na  
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piib.org.pl](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów  
Budownictwa.



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-MGB-IWP-26M \*

Pan Łukasz Praszelik o numerze ewidencyjnym SLK/BM/5647/08  
adres zamieszkania ul. 3-go Maja 70, 44-361 Syrynia  
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2016-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2015-06-24 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci  
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są  
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na  
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piib.org.pl](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów  
Budownictwa.