



Politechnika Wroclawska

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

**SPECJALNOŚĆ:
Teoria Konstrukcji**

**PRACA DYPLOMOWA
MAGISTERSKA**

**KŁADKA DLA PIESZYCH PRZEZ
ODRĘ WE WROCŁAWIU**

Autor pracy: inż. Józef Szybiński

Opiekun pracy: prof. dr hab. inż. Jan Biliszczyk

Recenzent pracy : dr inż. Jerzy Onysyk

Rok akademicki 2011/12

(zamiast tej strony i jej odwrotu należy zamieścić oryginał karty tematu pracy dyplomowej)

Dedykuję niniejszą pracę moim rodzicom, którzy zawsze byli dla mnie wsparciem. Bez nich nie doszedłbym do tego miejsca w którym się znalazłem.

Chciałbym także podziękować wszystkim tym, którzy inspirowali mnie do dalszego zdobywania wiedzy.

Autor

SPIS TREŚCI

• I. WSTĘP	9
1. PRZEDMIOT I CEL PRACY	9
2. ZAKRES PRACY	9
3. PRZYJĘTE ZAŁOŻENIA	10
• II. CZĘŚĆ STUDIALNA	11
4. INFORMACJĘ OGÓLNE	11
5. KSZTAŁTOWANIE KŁADEK DLA PIESZYCH	12
5.1. <i>Ogólne zasady kształtowania</i>	12
5.2. <i>Stosowane rodzaje konstrukcji</i>	14
5.3. <i>Architektura kładek dla pieszych</i>	14
5.4. <i>Materiały stosowane na kładki dla pieszych</i>	15
6. PRZYKŁADY KONSTRUKCJI KŁADEK DLA PIESZYCH	17
6.1. <i>Kładki łukowe i kładki belkowe wzmocnione łukiem</i>	17
6.2. <i>Kładki podwieszane</i>	25
6.3. <i>Kładki wiszące</i>	28
6.4. <i>Kładki wstęgowe</i>	29
6.5. <i>Kładki o nietypowej konstrukcji</i>	31
6.6. <i>Kładki o konstrukcji typu tensegrity</i>	35
7. ASPEKTY DYNAMICZNE KŁADEK DLA PIESZYCH	53
• III. CZĘŚĆ PROJEKTOWA	56
8. ZAŁOŻENIA DO CZĘŚCI PROJEKTOWEJ	56
8.1. <i>Kładka podwieszona</i>	57
8.2. <i>Kładka łukowa</i>	58
8.3. <i>Kładka wisząca</i>	58
8.4. <i>Kładka kratownicowa</i>	59
8.5. <i>Kładka typu tensegrity</i>	59
9. WYMIAROWANIE KŁADKI TENSEGRITY	60
9.1. <i>Założenia do obliczeń</i>	60
9.2. <i>Wymiarowanie blachy pomostowej</i>	61
9.3. <i>Wymiarowanie podłużnic</i>	62
9.4. <i>Wymiarowanie poprzecznic</i>	63
9.5. <i>Wymiarowanie dźwigarów rurowych pomostu</i>	64
9.6. <i>Wymiarowanie pylonów powyżej pomostu</i>	67
9.7. <i>Wymiarowanie pylonów głównych poniżej pomostu</i>	72
9.8. <i>Wymiarowanie cięgien</i>	76
9.9. <i>Sprawdzenie nośności balustrady</i>	78
9.10. <i>Stan graniczny użyteczności</i>	79
10. CECHY DYNAMICZNE KŁADKI TENSEGRITY	81
11. KONSTRUKCJA WĘZŁÓW KŁADKI	84
11.1. <i>Węzeł dolny pylonu P2</i>	84
11.2. <i>Węzeł dolny pylonu P3</i>	86
11.3. <i>Węzeł górny pylonu P3</i>	88
12. ANALIZA KONSTRUKCJI PRZY ZERWANIU CIĘGIEN	90
12.1. <i>Wymiarowanie dźwigarów rurowych pomostu</i>	92
12.2. <i>Wymiarowanie pylonów powyżej pomostu</i>	94
12.3. <i>Wymiarowanie pylonów głównych poniżej pomostu</i>	95
12.4. <i>Wymiarowanie cięgien</i>	96
13. MONTAŻ KONSTRUKCJI	97
• IV. OPIS TECHNICZNY	107
1. CZĘŚĆ OGÓLNA	107
1.1. <i>Nazwa obiektu, zakres opracowania</i>	107
1.2. <i>Zamawiający</i>	107
1.3. <i>Podstawa opracowania</i>	107

2. STAN PROJEKTOWANY	107
2.1. Architektura obiektu.....	107
2.2. Charakterystyka ogólna obiektu	108
2.3. Charakter przeszkody	108
2.4. Parametry techniczne obiektu	108
2.5. Parametry techniczne obiektu	109
2.6. Kategoria geotechniczna obiektu.....	109
3. OPIS ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH	109
3.1. Przyczółek na lewym brzegu.....	109
3.2. Przyczółek na prawym brzegu.....	109
3.3. Podpory pylonów	109
3.3. Konstrukcja pylonów	110
3.4. Konstrukcja cięgien	110
3.5. Konstrukcja pomostu	110
4. WYPOSAŻENIE OBIEKTU	111
4.1. Nawierzchnia.....	111
4.2. Elementy odwodnienia.....	111
4.3. Elementy odwodnienia.....	111
4.4. Łożyska	111
4.5. Balustrady.....	111
4.6. Oświetlenie	111
4.7. Kanały kablowe.....	111
4.8. Znaki pomiarowe.....	111
• V. PODSUMOWANIE	112
• LITERATURA	113
• SPIS RYSUNKÓW, FOTOGRAFII I TABEL ZAMIESZCZONYCH W TEKŚCIE	115
• RYSUNKI.....	121

I. WSTĘP

1. Przedmiot i cel pracy

Przedmiotem pracy jest projekt kładki dla pieszych przez Odrę we Wrocławiu. Praca ma na celu nabycie umiejętności projektowania kładek dla pieszych o charakterystycznym ukształtowaniu.

Problem projektowania kładek dla pieszych o charakterystycznym ukształtowaniu jest o tyle istotny, że w obecnych czasach obiekty mostowe szczególnie o dużych rozpiętościach poza swoją funkcją często pełnią także bardzo istotną rolę punktów charakterystycznych (obiekty typu landmark), bądź po prostu atrakcji turystycznych dzięki swojemu nietypowemu ukształtowaniu architektonicznemu. Szczególnie w przypadku kładek dla pieszych daje się zauważyć tendencję do projektowania coraz dziwniejszych form architektonicznych. Wynika to po części z tego, że o ile zaprojektowanie i wykonanie mostu drogowego o dużej rozpiętości i ciekawej formie często przekracza możliwości finansowe inwestora w postaci jednostki samorządu terytorialnego i zazwyczaj jeśli już to jest realizowane jako projekt centralny np. przez GDDKiA i takich obiektów jest stosunkowo mało. To w przypadku kładek dla pieszych praktycznie każde miasto może pozwolić sobie na wykonanie kładki o nietypowej formie architektonicznej będącej wizytówką tego miasta. Pomimo faktu, że często taki obiekt będzie droższy od klasycznego rozwiązania.

Z reguły projekt takich kładek wymaga dużej wiedzy i doświadczenia od projektanta ze względu na skomplikowaną konstrukcję wynikającą z założonej architektury. Przy takich obiektach praktycznie nie istnieje powtarzalność i każdy projekt jest swojego rodzaju wyzwaniem dla projektanta zarówno architektury jak i konstrukcji. Jednocześnie taki obiekt daje szansę na wykazanie swoich umiejętności oraz pomysłowości projektantowi.

2. Zakres pracy

Zakres pracy w części studialnej dotyczy wykonania opracowania na temat kształtowania kładek o dużych rozpiętościach, będącego przeglądem aktualnej wiedzy na ten temat. W opracowaniu tym omówiono sposoby kształtowania formy kładek dla pieszych wraz z przykładami, a także podano zalecenia konstrukcyjne dla tego typu obiektów. Zawarto także informację o problemach mogących pojawić w takich konstrukcjach, mając tu na uwadze szczególnie aspekty dynamiczne i wynikający stąd komfort użytkownika. Szczególną uwagę zwrócono na konstrukcje typu tensegrity ze względu na realizację takiego obiektu w części projektowej.

W części projektowej niniejszej pracy wykonano projekt kładki dla pieszych przez Odrę we Wrocławiu będącej częścią kampusu Politechniki Wrocławskiej. Projektowana kładka ma zapewnić pieszo-rowerową komunikację pomiędzy istniejącymi budynkami na prawym brzegu rzeki, a nowo budowanym Geocentrum budowanym na lewym brzegu rzeki. W skład projektu wchodzi 5 koncepcji przekroczenia przeszkody oraz wykonanie elementów projektu budowlano wykonawczego wybranego wariantu kładki.

3. Przyjęte założenia

Na cele projektowe pracy poczyniono pewne założenia ze względu na brak dokładnej informacji na temat profilu poprzecznego rzeki w miejscu planowanej przeprawy. Założono, że kładka będzie prostopadła do rzeki (skos konstrukcji 90°). Przyjęto, że koryto rzeki wynosi 87,75 m, natomiast odległość między wałami wynosi około 160,0 m. Przy czym prawobrzeżny teren zalewowy ma szerokość 26,25 m, natomiast lewobrzeżny 45,00 m.

Ze względu na fakt, że przeszkoda jest rzeką żeglowną założono spód konstrukcji na rzędnej co najmniej takiej jak rzędna spodu znajdującego się w pobliżu Mostu Grunwaldzkiego tj. 122,68 m n.p.m. Natomiast poziom wielkiej wody przyjęto na poziomie rzędnej 119,34 m n.p.m.

Kładka ma służyć głównie studentom i pracownikom Politechniki Wrocławskiej do komunikacji między budynkami. Założono, że na obiekcie odbywać będzie się tylko ruch pieszo rowerowy, a szerokość użytkową przyjęto jako 6,0 m.

Poczynione założenia w żaden sposób nie umniejszają złożoności projektu, a wynikają jedynie z braku sensu wykonywania kosztownych pomiarów geodezyjnych rzeczywistej sytuacji terenowej dla projektu, który i tak nie będzie realizowany w rzeczywistości. Oczywiście w przypadku rzeczywistego projektu te parametry należałoby określić dokładnie na podstawie pomiarów w terenie.

II. CZĘŚĆ STUDIALNA

4. Informację ogólne

Realizowana w ostatnich latach szybka rozbudowa infrastruktury drogowej, a także poprawa komfortu poruszania się pieszych i rowerzystów wymusza budowę znacznej ilości kładek dla pieszych i rowerzystów. Sytuacja ta wynika z potrzeby budowy skrzyżowań bezkolizyjnych oraz zwiększenia ilości przejść przez rzeki dla nowo budowanych lub rozbudowywanych osiedli. O ile w przypadku skrzyżowań z drogami można stosować zarówno kładki jak i przejścia podziemne, to w przypadku przekroczenia rzeki zazwyczaj jedynym rozwiązaniem jest budowa kładki. W przypadku dróg jednak też znacznie częściej preferowanym rozwiązaniem jest kładka ze względu na niższą cenę w stosunku do przejścia podziemnego, pomimo faktu, że przejście podziemne jest wygodniejsze dla pieszych, którzy muszą pokonać mniejsze różnice poziomów. W związku z tym w Polsce powstanie jeszcze wiele kładek w ciągu najbliższych lat. Powstaną one zarówno nad nowo budowaną siecią dróg szybkiego ruchu i autostrad jak i w miastach oraz nad rzekami w celu poprawy komfortu życia ludzi.

Ze względu na fakt, że kładki są obiektami stosunkowo niedrogimi (kładka długości 60 ÷ 80 m kosztuje w Polsce ok. 1,2 ÷ 2,0 mln zł), coraz częściej inwestorzy w postaci samorządów lokalnych zamawiają obiekty, które mają stanowić punkt charakterystyczny terenu lub rejonu miasta.

Na obiekty typu „landmark” projektanci od dawna wykorzystują konstrukcję wiszące, podwieszane i łukowe, które można ukształtować na niezliczoną liczbę sposobów. Inwencja twórcza projektantów nie ogranicza się tylko do konstrukcji tego typu, na kładki zastosowanie znajdują również konstrukcje wstęgowe lub typu tensegrity (fot.1,2).



Fot.1. Drewniana kładka wstęgowa w Essing w Niemczech [3]



Rys.1. Projekt kładki o konstrukcji tensegrity nad trasą S-7 [4]

W konstruowaniu coraz odważniejszych form architektonicznych kładek dla pieszych rywalizują ze sobą czołowi światowi architekci i inżynierowie, wystarczy tutaj wymienić chociażby Santiago Calatravę i Normana Foster. Projektowanie kładek jest prestiżowym zagadnieniem i daje szansę na wypromowanie się także małych biur projektowych.

Czasem jednak dążenie do oryginalnej formy kładki prowadzi do znacznego wzrostu kosztów takiej konstrukcji nawet do 10 razy w porównaniu do typowego rozwiązania (tab.1).

Tabela 1. Przykładowe ceny wybudowanych kładek dla pieszych [7]

Nazwa	Lokalizacja	Rok budowy	Projektanci	Kosz [€/m ²]
Vranow-Brücke	Vranow-Lake, CZ	1993	Strasky, Husty und Partner	1000
Pasarela del Malecón	Murcia, E	1997	Carlos Fernandez Casado	2500
Punt da Suransans	Via Mala, CH	1999	Conzett Bronzini Gartmann	5000
Passerelle Solférino	Paris, F	1999	Marc Mimram	5500
Katzbuckel-brücke	Duisburg, D	1998	Schlaich, Bergermann u. Partner	7000
Miho Museum Bridge	Kyoto, J	1997	Leslie Robertson & Associates, I.M. Pei	17000
Millennium Bridge	London, GB	2000	Ove Arup, Foster and Partners	17000
Millennium Bridge	Gateshead, GB	2001	Gifford & Partner Wilkinson Eyre	32000
Kładka we Wrocławiu-Leśnicy	Wrocław-Leśnica, PL	1999	Mosty Wrocław	1600
Kładka "Krzywy kij"	Autostrada, A4, PL	2000	Mosty Wrocław	1230
Kładka "Łuk Erosa"	Autostrada A4, PL	2000	Mosty Wrocław	1580

Aktualniejsze dane na temat kosztów kładek dla pieszych można znaleźć w pracy [14]. Jednak ze względu na różny kurs Euro nie można rozpatrywać ich łącznie.

5. Kształtowanie kładek dla pieszych

5.1. Ogólne zasady kształtowania

Ukształtowanie konstrukcji przęseł i podpór kładek dla pieszych podlega tym samym prawom, jakie obowiązują przy projektowaniu obiektów mostowych innych rodzajów. W szczególności należy brać pod uwagę następujące czynniki [7]:

- miejsce usytuowania obiektu (miasto, obszar o dużym znaczeniu turystycznym czy kulturowym lub teren przemysłowy);
- rodzaj przeszkody i wynikającą stąd wysokość dyspozycyjną dla umiejscowienia konstrukcji przęsła (jest ważne czy mamy praktycznie nieograniczoną wysokość dyspozycyjną, czy musimy dążyć do jej minimalizacji)
- warunki eksploatacji (szerokość obiektu oraz możliwość korzystania przez osoby niepełnosprawne);
- wymagania wobec architektury obiektu;
- dostępne możliwości realizacji;
- koszt obiektu.

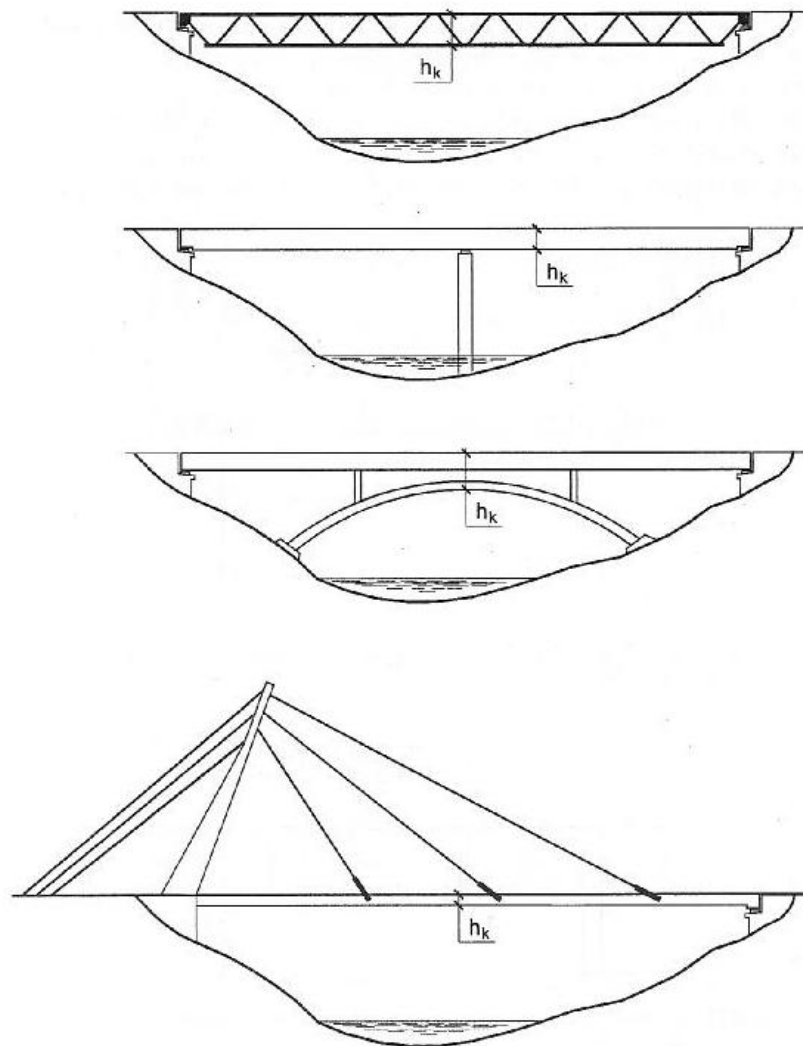
Wysokość konstrukcyjna przęseł zależy od:

- rozpiętości przęseł L_t ;
- przyjętego schematu statycznego kładki;
- liczby i rodzaju dźwigarów głównych w przęśle.

Zazwyczaj wysokość tę należy przyjmować w przypadku projektowania:

- swobodnie podpartych belek blachownicowych lub skrzynkowych $\left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30}\right) L_t$;
- ciągłych belek blachownicowych lub skrzynkowych $\left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50}\right) L_t$;
- swobodnie podpartych $\left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) L_t$ lub ciągłych $\left(\frac{1}{25}\right) L_t$ belek kratownicowych;
- przęseł podwieszonych i wiszących $\left(\frac{1}{70} \div \frac{1}{100}\right) L_t$;
- przęseł łukowych z pomostem dołem $\left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{70}\right) L_t$

Podane wartości należy traktować jako szacunkowe, jednak przy stosowaniu konstrukcji zbyt smukłych i lekkich należy się liczyć ze wzrostem ich wrażliwości dynamicznej.



Rys.2. Przykłady różnych możliwości ukształtowania kładki nad głębokim jarem (swoboda doboru wysokości konstrukcyjnej h_k) [7]

5.2. Stosowane rodzaje konstrukcji

Wybór zastosowanej konstrukcji zależy od wielu czynników, których część wymieniono w poprzednim podrozdziale. Istnieją jednak pewne zalecenia co do wyboru konstrukcji w zależności od rozpiętości przęsła. Podane poniżej (tab.2) wartości są tylko orientacyjne i nic nie stoi na przeszkodzie, aby zrobić kładkę blachownicową o rozpiętość np. powyżej 50 m. Zalecenia te jednak wynikają z doświadczenia i nie stosowanie się do nich może prowadzić do nieekonomicznego projektowania konstrukcji. Należy jednak pamiętać, że czynnik ekonomiczny nie zawsze jest decydujący, dotyczy to szczególnie kładek dla pieszych. Równie ważne są aspekty architektoniczne czy prestiżowe. Dlatego np. konstrukcje podwieszane czy łukowe mogą być stosowane praktycznie dla każdej rozpiętości przęsła.

Tabela 2. Zakres stosowania poszczególnych typów konstrukcji na ustroje nośne kładek dla pieszych [7]

Lp.	Typ konstrukcji	Zakres stosowanych rozpiętości przęsła [m]
1	Belki blachownicowe jednoprzęsłowe i wieloprzęsłowe ciągłe	do 40
2	Belki kratownicowe	od 25 do 70
3	Konstrukcje łukowe różnych typów	od 30 do 80
4	Konstrukcje podwieszane	do 150
5	Konstrukcje wiszące klasyczne i wstęgowe	od 30 do 250

Kładki dla pieszych mają nierzadko „niecodzienne” wizualne formy. Stanowią one wyzwanie w kontekście zarówno analizy obliczeniowej, konstrukcyjnej, jak też wykonawczej. Główne problemy związane z projektowaniem i budową niekonwencjonalnych kładek dla pieszych to m.in. [7]:

- konieczność wnikliwej analizy konstrukcji pod względem obliczeniowym i wykonawczym – ze względu na niepowtarzalność;
- brak możliwości porównania z już istniejącymi, podobnymi obiektami – konieczność wykonania dokładnych obliczeń, a często badań laboratoryjnych czy modelowych (np. analizy wiatrowej w tunelach aerodynamicznych);
- potrzeba pogłębionej analizy dynamicznej w celu zapewnienia bezpieczeństwa i komfortu użytkownika obiektu przy wzbudzeniu ustroju nośnego ruchem pieszych czy podmuchami wiatru – z uwagi na relatywnie małe obciążenie (konstrukcje lekkie, mała masa);
- konieczność analizy numerycznej z uwzględnieniem efektów nieliniowych (efekty drugiego rzędu, nieliniowość materiałow a itp.) – nietypowe kładki to często konstrukcje wiotkie typu prętowo – ciągnowego;
- indywidualny sposób montażu ustroju nośnego;
- montaż konstrukcji – skomplikowane formy konstrukcyjne i geometryczne.

5.3. Architektura kładek dla pieszych

Obecny okres w obszarze architektury kładek dla pieszych charakteryzuje się dążeniem do [7]:

- właściwego wpisania obiektu w otaczający krajobraz;
- wydobycia walorów estetycznych obiektu takich jak: forma, kolorystyka, rozwiązanie detali;

- poszukiwań form oryginalnych i efektownych; w cenie są obiekty nietypowe typu „punkt charakterystyczny”.

Ważnym elementem decydującym często o odbiorze całości obiektu jest rozwiązanie detali i elementów wyposażenia. Wielką wagę współcześni projektanci przywiązują do odpowiedniego ukształtowania [7]:

- poręczy
- nawierzchni
- oświetlenia i iluminacji
- elementów małej architektury, jak np. skarpy;
- elementów towarzyszących, np. ławki czy różnego rodzaju instalacje plastyczne.

Wykorzystywane też są różne materiały, głównie na elementy pomostu i poręczy. Na wielu obiektach zainstalowano pokłady z egzotycznych rodzajów drewna, spełniające często jednocześnie rolę pomostu i nawierzchni.

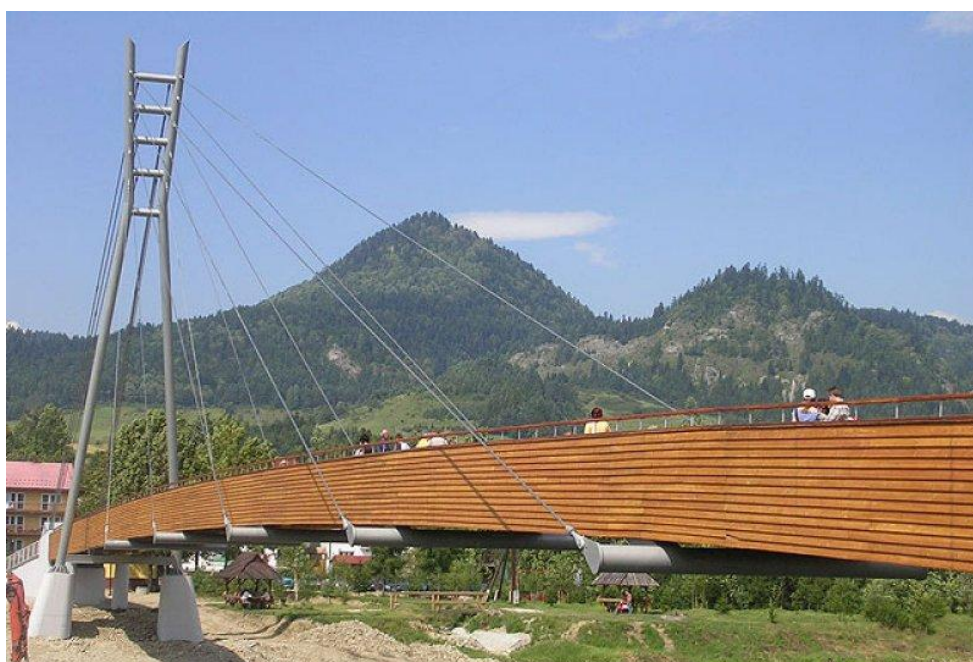
Stosunkowo często na elementy poręczy wykorzystywane są elementy ze stali nierdzewnej (rury lub profile zamknięte) oraz panele z tworzyw sztucznych, doskonale komponujące się z drewnianymi elementami pomostu.

Projektując te elementy, należy pamiętać, że obiekt mostowy jest poddawany intensywnej eksploatacji (w tym działaniu wandalii), w związku z czym detale muszą być odpowiednio odporne na uszkodzenia.

5.4. Materiały stosowane na kładki dla pieszych

W obecnych czasach na konstrukcję kładki wykorzystywane są praktycznie wszystkie materiały jakie są używane w innych typach konstrukcji budowlanych. Jednak można zauważyć pewne przeważające tendencje wynikające ze specyficznej konstrukcji kładki, która często jest smukła i budzi wrażenie lekkości. O ile na konstrukcję pomostu i dźwigarów głównych stosowane są dowolne materiały praktycznie niezależnie od rozpiętości i są to głównie:

- Drewno jest stosowane szczególnie chętnie w rejonach wszelkiego rodzaju parków i na terenach słabo zurbanizowanych.



Fot.2. Kładka o dźwigarach głównym z drewna klejonego w Sromowcach Niżnych [15]

- Beton zapewnia większą swobodę kształtowania formy architektonicznej niż drewno, jest naturalnym materiałem stosowanym w budownictwie miejskim, zazwyczaj zapewnia też lepsze cechy tłumienia drgań w stosunku do stali.



Fot.3. Kładka nad autostradą A4 w Katowicach [16]

- Stal zapewnia praktycznie nieograniczoną swobodę kształtowania formy architektonicznej i umożliwia stosowanie znacznej prefabrykacji elementów przez co skraca się czas budowy.



Fot.4. Kładka ojca Bernatka przez Wisłę w Krakowie [17]

Natomiast w przypadku konstrukcji wszelkiego rodzaju pylonów lub łuków dominującym materiałem jest stal. Wybór tego materiału często znacząco przyspiesza budowę kładki. Konstrukcja pylonu niejednokrotnie może być wykonana w całości w wytwórni konstrukcji stalowych i po dostarczeniu na budowę zamontowana w jeden dzień na uprzednio wykonanym fundamencie. W pylonie stalowym z reguły łatwiej jest wykonstruować wszelkiego rodzaju zakotwienia cięgien niż w pylonie betonowym. Ponadto stal dobrze przenosi siły od cięgien rozciągające poprzecznie pylon, a w przypadku pylonu betonowego często konieczne jest stosowanie specjalnych rdzeni stalowych lub sprężenia poprzecznego pylonu.

6. Przykłady konstrukcji kładek dla pieszych

W opracowaniu przedstawiono przykłady kładek zrealizowanych lub realizowanych obecnie. Kładki podzielono na różne formy konstrukcyjne ze względu na główny ustrój nośny kładki i przy ich prezentowaniu zamieszczono krótki opis dotyczący danego typu konstrukcji. Mając na uwadze część projektową niniejszej pracy skupiono się głównie na konstrukcjach atrakcyjnych architektonicznie i z przęsłem o rozpiętość powyżej 50 m, dlatego pominięto tradycyjne typy konstrukcji takie jak tradycyjne kładki belkowe. Podział przedstawiony w pracy jest dość umowny i w obecnych czasach ze względu na tworzenie obiektów mostowych, a w szczególności kładek o nietypowej konstrukcji istnieją obiekty, których nie da się w prosty sposób zakwalifikować do którejs z wymienionych grup.

6.1. Kładki łukowe i kładki belkowe wzmocnione łukiem

Wśród obiektów łukowych można wyodrębnić kilka podstawowych rozwiązań konstrukcyjnych:

- kładki z pomostem podwieszonym do łuku:

Obiekty tego typu dzięki wyeksponowaniu łuku umożliwiają tworzenie atrakcyjnych form architektonicznych, dodatkowo pozwalają na zastosowanie pomostu o niedużej wysokości konstrukcyjnej, jednak wymagają wygospodarowania przestrzeni nad pomostem w celu umieszczenia łuku.

Przykładem takiej konstrukcji może być kładka Humber Bay Arch Brige w Toronto, Kanada (fot.5). Jest to dość klasyczne rozwiązanie dla tego typu konstrukcji, jednak dbałość o detale tworzy z tego obiektu atrakcyjną formę architektoniczną, na uwagę zasługuje dość ciekawe wykształtowanie stężeń łuków.



Fot.5. Kładka Humber Bay Arch Brige w Toronto, Kanada [18]

Długość całkowita tego obiektu wynosi 130 m natomiast rozpiętość przęsła głównego to 100 m. Łuki wykonano z rur o średnicy 1200 mm. Wyniosłość łuków to 21,3 m. Pomost jest podwieszony do łuków za pomocą 44 lin o średnicy 50 mm.

Konstrukcje takie wymagają z reguły dość znacznych fundamentów ze względu na duże siły poziome (siły rozporu), dlatego przy decydowaniu się na tego typu rozwiązanie należy wziąć to pod uwagę. Czego doskonałym przykładem jest prezentowana powyżej kładka w której zastosowano betonowe kesony fundamentowe pogrążane na głębokość 30 metrów, do warstw skalnych.

Dobrym rozwiązaniem może być też nietypowe ukształtowanie samego łuku i wykorzystanie odpowiedniej iluminacji lub po prostu odbicia w wodzie czego przykładem jest kładka Infinity Bridge w Stockton-on-Tees w północno-wschodniej Anglii (fot.6)



Fot.6. Infinity Bridge w Stockton-on-Tees w północno-wschodniej Anglii [19]

Jest to konstrukcja 10 przęsła, przy czym 2 najdłuższe przęsła zaprojektowano jako łukowe asymetryczne, jak sama nazwa wskazuje obiekt miał być podobny do symbolu nieskończoności i dzięki wykorzystaniu odbicia w wodzie udało się autorowi osiągnąć zamierzony cel, co widać na fotografii zamieszczonej powyżej. Całkowita długość obiektu to 272 m. Najdłuższe przęsło ma rozpiętość 120 m oraz łuk o wyniosłości 32 m ponad pomost, krótsze przęsło łukowe ma łuk o długości 60 m i wyniosłości 16 metrów. Całkowita szerokość obiektu to 5 m natomiast użytkowa 4 m. Na uwagę zasługuje ciekawe rozwiązanie podpory nurtowej dzięki czemu przejście między łukami jest płynne i stanowi ważny element tej iluminacji. Podwieszenie pomostu do łuku zrealizowano za pomocą lin o średnicy 30 mm w rozstawie 7,5 metra.

Ciekawym rozwiązaniem może być także zastosowania łuku usytuowanego pod pewnym kątem w stosunku do osi pomostu oraz użycie nietypowego systemu podwieszenia pomostu do łuku czego przykładem jest kładka pieszo rowerowa Te Rewa Rewa Bridge nad rzeką Waiwhakaiho w New Plymouth, Nowa Zelandia (fot.7). Dodatkowo kładka ta stanowi swoistą bramę do góry Taranaki dzięki usytuowaniu pomostu dokładnie na wprost tej góry.



Fot.7. Te Rewa Rewa Bridge nad rzeką Waiwhakaiho w New Plymouth, Nowa Zelandia [20]

Całkowita długość obiektu to 80 m, natomiast rozpiętość głównego przęsła to 68,8 m, wyniosłość łuku to 10 m. Łuk wykonano z rury stalowej, podobnie jak i pomost w którym zastosowano 2 rury stalowe. Na uwagę zasługuje wykorzystanie sztywnego podwieszenia w postaci stalowych elementów przypominających szable wojowników co ma przypominać o historycznych dziejach tego miejsca.

- kładki z pomostem opartym na łuku:

Konstrukcje takie wywodzą się z czasów starożytnych w których nie znano materiałów o dostatecznej wytrzymałości na rozciąganie dlatego projektowano konstrukcje w których występowały jedynie siły ściskające, używając do tego zazwyczaj materiałów kamiennych, dotyczy to zarówno konstrukcji mostowych jak i budynków monumentalnych. Podstawowym elementem w takich konstrukcjach był łuk (sklepienie).

Typowym przykładem konstrukcji tego typu może być kładka dla pieszych w Zwardoniu nad drogą S69. Jest to zarazem kładka do przejścia granicznego ze Słowacją. Główny ustrój nośny kładki wykonano z rur stalowych, długość całkowita kładki to 63,60 m a rozpiętość łuku 43,63 m. Obok kładki nad tą samą trasą wybudowano wiadukt łukowy z jazdą górą, wiadukt wykonano jako żelbetowy (fot.8)



Fot.8. Wiadukt drogowy i kładka dla pieszych nad trasą S69 w Zwardoniu [21]

Obiekty tego typu mogą mieć pomost oparty na łuku za pośrednictwem dodatkowych słupów tak jak w konstrukcjach prezentowanych powyżej (fot. 9) lub mogą posiadać pomost oparty bezpośrednio na łuku. Dodatkowo dzięki nietypowemu ukształtowaniu samych łuków można osiągnąć ciekawe efekty architektoniczne co przedstawiono na przykładzie kładki w As, niedaleko Oslo (fot. 9). Całkowita długość obiektu to 360 m, a rozpiętość przęsła łukowego wynosi 240 m.



Fot.9. Kładka w As, niedaleko Oslo, Norwegia [22]

Ponadto konstrukcje te mogą być zróżnicowane pod względem schematu statycznego łuku. Łuki mogą być utwierdzone, dwuprzegubowe i trójprzegubowe. Przykładem konstrukcji trójprzegubowej jest kładka łukowa zlokalizowana w Chile nad trasą szybkiego ruchu, dźwigary łukowe wykonano z drewna klejonego (fot. 10).



Fot.10. Trójprzegubowa łukowa kładka dla pieszych z pomostem opartym na łuku wykonanym z drewna klejonego znajdująca się w Chile [23]

- kładki z dźwigarem belkowym wzmocnionym łukiem:

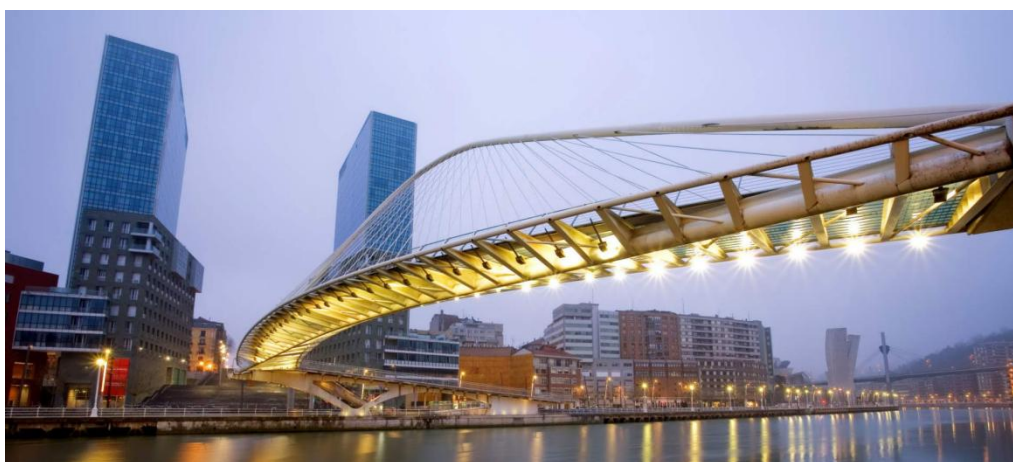
W tego typu obiektach łuk jest stosunkowo wiotki w porównaniu z pomostem, ponadto pomost zazwyczaj pełni rolę ściągu co jest bardzo korzystne w przypadku projektowania konstrukcji posadowionych na słabych gruntach, ponieważ unikamy problemu z przeniesieniem znacznej siły poziomej. O ile w konstrukcjach, w których pomost wykonany jest ze stali zazwyczaj nie ma problemu ze znacznym rozciąganiem, o tyle w przypadku konstrukcji z pomostem betonowym wymagają one znacznego sprężenia centrycznego, aby uniknąć rozerwania pomostu.

Klasycznym przykładem takiej konstrukcji może być kładka nad Drogową Trasą Średnicową (DTS) w Katowicach przez mieszkańców popularnie nazywana Harfą Uszoka od nazwiska prezydenta miasta Katowice Piotra Uszoka (fot. 11). Przęsło wykonano jako sprężony dźwigar betonowy, natomiast wzmacniający konstrukcję łuk jest stalowy. Całkowita długość obiektu to 134,72 m, a rozpiętość głównego przęsła łukowego wynosi 63,50 m, przy wyniosłości łuku 10,54 m. Kontrowersje budzi kolorystyka obiektu, często kojarzona przez mieszkańców z gazociągiem.



Fot.11. Kładka nad trasą DTS w Katowicach [24]

Ciekawsze rozwiązanie architektoniczne stanowi kładka Campo Volantin Bridge zaprojektowana przez Santiago Calatravę zlokalizowana w Bilbao, Hiszpania. Jest to obiekt zakrzywiony w planie i pochylonym łuku, rozpiętość przęsła łukowego wynosi 75 m, przy wyniosłości łuku 15,3 m (fot.12).



Fot.12. Kładka Campo Volantin Bridge w Bilbao, Hiszpania [25]

- kładki o dźwigarach i pomoście ukształtowanym jako łuk:

O ile wszystkie wcześniejsze rozwiązania są podobne do rozwiązań spotykanych w mostach drogowych lub kolejowych to poniżej prezentowane obiekty są specyficzne i realizowane praktycznie tylko w konstrukcjach kładek dla pieszych ze względu na większą swobodę kształtowania niwelety w przypadku ruchu pieszego. Takie konstrukcje są stosowane szczególnie chętnie w warunkach gdy aspekty użytkowe grają drugorzędną rolę a obiekt ma być widowiskowy i stanowić dodatkowo dobry punkt obserwacyjny.

Przykładem tego rodzaju rozwiązania jest kładka The Ha'penny Bridge nad rzeką Liffey w Dublinie, Irlandia. Co ciekawe jest to obiekt oddany do użytku w roku 1816, czyli liczy już prawie 200 lat i dalej jest eksploatowany. Rozpiętość kładki to 43 m przy wyniosłości łuku 3,66 m. Konstrukcję kładki wykonano z żeliwa i zastosowano drewniany pomost (fot.13).



Fot.13. Kładka The Ha'penny Bridge nad rzeką Liffey w Dublinie, Irlandia [26]

Innym przykładem wykorzystania kładki o konstrukcji pomostu w kształcie łuku do stworzenia przeprawy a zarazem punktu widokowego jest kładka zlokalizowana w parku nad jeziorem Patagonia w Arizonie, Stany Zjednoczone (fot.14).

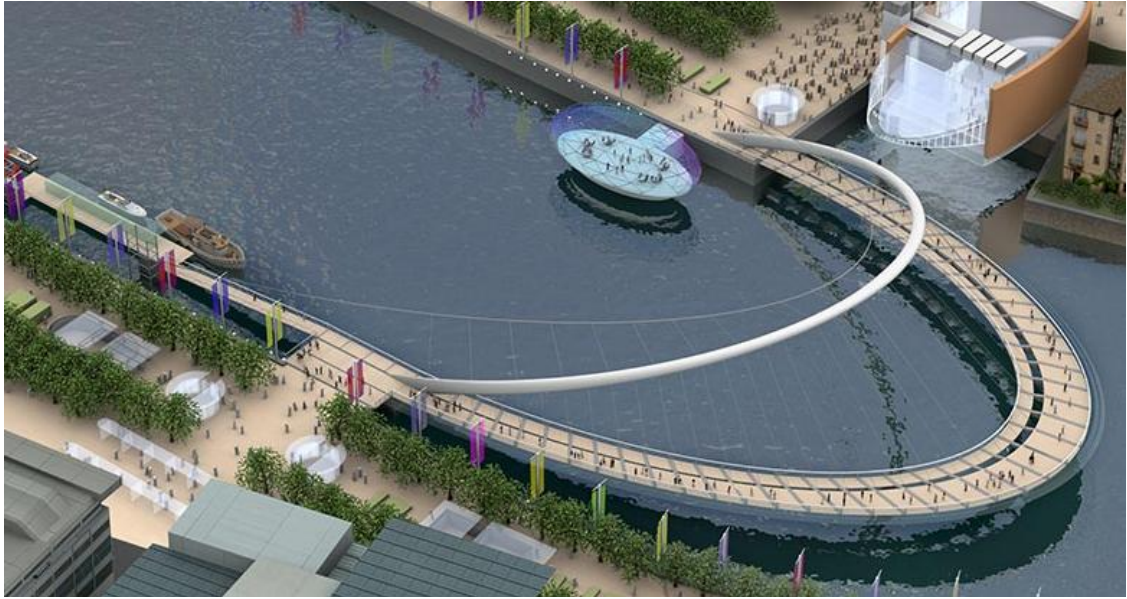


Fot.14. Kładka nad jeziorem Patagonia w Arizonie, Stany Zjednoczone [27]

Zgodnie z zaleceniami literatury [7] [11] [12] wyniosłość łuków przyjmuje się przeciętnie w granicach $\frac{1}{3}$ do $\frac{1}{7}$ rozpiętości w mostach betonowych oraz od $\frac{1}{5}$ do $\frac{1}{10}$ w mostach stalowych. Wysokość dźwigarów łukowych przyjmuje się dla łuków pełnościennych betonowych i stalowych w granicach $\frac{1}{40} \div \frac{1}{80}$ oraz w granicach $\frac{1}{15} \div \frac{1}{25}$ dla łuków kratowych .

W kładkach o pomoście podwieszonym do łuku racjonalne rozpiętości dochodzą do ok. 150 m w obiektach stalowych i do ok. 90 m w obiektach betonowych, natomiast w przypadku belek wzmocnionych wiotkim łukiem (system Langerera) rozpiętości dochodzą odpowiednio do 100 m i 80 m przy wysokości belki ok. $\frac{1}{30}$ w kładkach betonowych i ok. $\frac{1}{30} \div \frac{1}{50}$ w kładkach stalowych, wyniosłość łuku odpowiednio $\approx \frac{1}{5}$ oraz $\approx \frac{1}{8}$ rozpiętości przy wysokości łuku ok. $\frac{1}{100}$ rozpiętości.

Kładki dla pieszych umożliwiają dość swobodne kształtowanie konstrukcji łukowych. Powoduje to, że często projektanci stosują bardzo nietypowe formy konstrukcji łuku i pomostu, zarówno pod względem kształtu jak i ich wzajemnego usytuowania. Zdarzają się nawet konstrukcje, w których łuk zamiast w płaszczyźnie pionowej jest usytuowany prawie w płaszczyźnie poziomej, prowadzi do zaskakujących form architektonicznych, ale jest zarazem pewnym absurdem pod względem konstrukcyjnym mając na uwadze fakt, że łuk dobrze pracuje jedynie na obciążenie działające w jego płaszczyźnie, a nie jest zdolny do przenoszenia obciążeń prostopadłych. Przykładem takiej konstrukcji jest projekt kładki w Glasgow (rys.3).



Rys.3. Projekt kładki w Glasgow [28]

6.2. Kładki podwieszane

Konstrukcje podwieszane stosuje się w przypadku obiektów o dużej rozpiętości lecz nie tylko. W celu uzyskania określonych efektów architektonicznych, przy kilkudziesięciu metrowych przęsłach, mogą też być stosowane kładki podwieszane. Pomimo, że wprowadzenie odciągów nie jest w tych przypadkach podyktowane chęcią zmniejszenia wysokości konstrukcyjnej czy też obniżenia kosztów budowy.

Wysokość pylonów jest przyjmowana w przedziale $\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}$ rozpiętości najdłuższego przęsła, a wysokość pomostu - niezależnie od przyjętego materiału – w granicach $\frac{1}{60} \div \frac{1}{100}$ tej rozpiętości. Kształt pylonów i liczba odciągów jest zmienna, w dużym stopniu zależy od wizji architektonicznej.

Pylony kładek dla pieszych zazwyczaj mają wysokość nie większą niż 20 – 30 m i stosunkowo małe przekroje poprzeczne. Wykonuje się je przeważnie jako elementy prefabrykowane najczęściej stalowe, ale mogą być też żelbetowe. Istnieje duża swoboda zarówno w ich ukształtowaniu (możliwość wyginania czy załamania w różnych kierunkach), jak i w ustawieniu w stosunku do osi podłużnej przęsła.

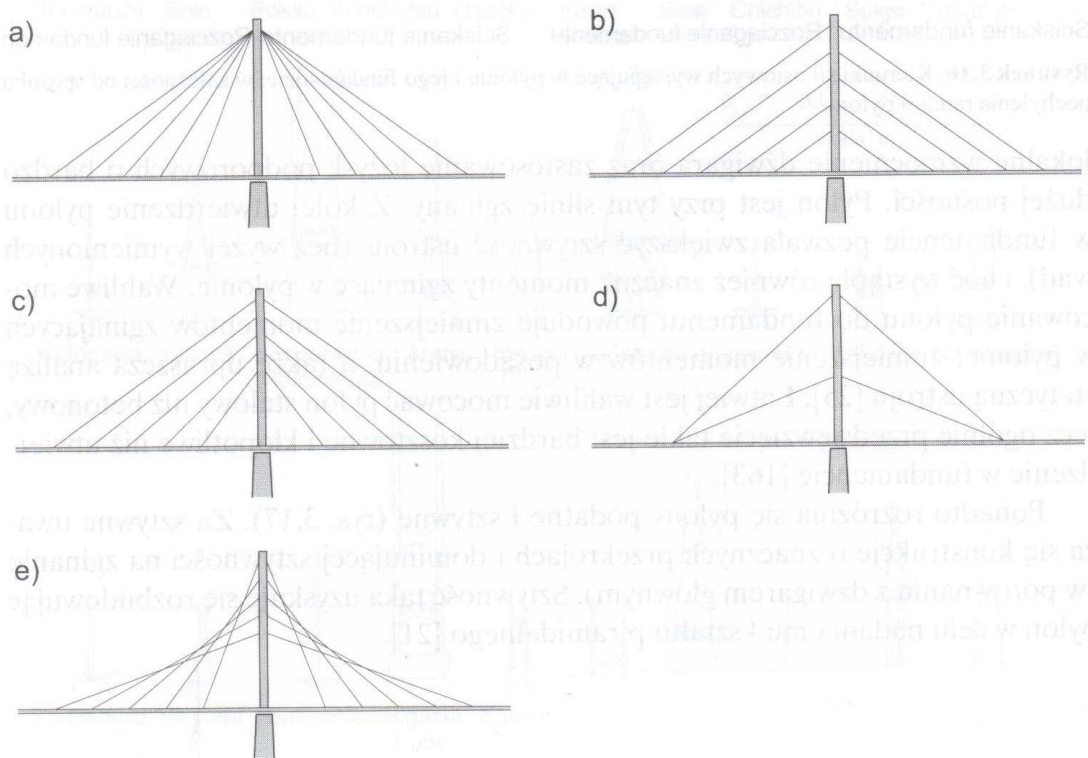
Dobrym krajowym przykładem kładki podwieszanej jest obiekt zlokalizowany nad autostradą A4 o charakterystycznej nazwie „Krzywy kij”. Dzięki zastosowaniu konstrukcji podwieszanej o specyficznym pochylonym i załamanym pylonie jest to konstrukcja typu „landmark”. Obiekt ten ma jedno przęsło o rozpiętości 62,40 m podwieszane do pylonu. W konstrukcji zastosowano pomost z betonu sprężonego, stalowy pylon wysokości 21,67 m o konstrukcji skrzynkowej i otwartej. Podwieszenie realizowane za pomocą lin kotwionych w pomoście i w przyczółku (fot.15).



Fot.15. Kładka Krzywy Kij nad autostradą A4 [29]

Przy kształtowaniu kładek stosuje się różne układy olinowania, pierwsze 3 z poniżej wymienionych to klasyczne układy stosowane w mostach drogowych, pozostałe dwa w mostach drogowych stosowane są raczej rzadko, jednak ze względu na atrakcyjność architektoniczną są chętnie stosowane w kładkach dla pieszych [9]:

- Układ promienisty – gdy liny zbiegają się w jednym punkcie na wierzchołku pylonu. Układ promienisty zapewnia względnie największe składowe pionowe siły w linach. W ten sposób ciągną się najlepiej wykorzystywane, a dźwigar główny może być zaprojektowany oszczędniej. Wadą tego układu jest znaczna siła pozioma występująca na wierzchołku pylonu przy niesymetrycznym obciążeniu przęseł;
- Układ harfowy – gdy liny są równoległe i w jednakowych odstępach są włączane na wysokości pylonu. Układ harfowy ma przede wszystkim zalety estetyczne, gdyż – zwłaszcza przy wielu płaszczyznach olinowania – nie powoduje wrażenia wizualnego chaosu w widoku ciągien. Niestety, pylon na swej długości jest poddany silnemu zginaniu w miejscach wpięcia lin. Ponadto zużycie stali na ciągną jest nieco większe, a pylon powinien być wyższy niż w przypadku układu promienistego. W celu zachowania tzw. stateczności pierwszego rzędu w układzie harfowym wybrane liny w przęsłach bocznych powinny być kotwione do podpór. Ponadto najniższa para lin, wobec swojej niewielkiej długości, odkształca się nieznacznie, co sprawia, że sposób kotwienia do pylonu musi być poddany szczególnej analizie;
- Układ wachlarzowy – w którym liny nie są równoległe, lecz nie zbiegają się w jednym punkcie. W układzie wachlarzowym liny są efektywnie wykorzystane (względnie duża składowa pionowa), a w pylonie można rozmieścić rozproszone zakotwienia. Jest to rozwiązanie powszechnie stosowane na świecie;
- Układ gwiazdowy – w którym liny są wpięte w jednym punkcie w pomoście i rozchodzą się promieniście w kierunku pylonu;
- Układ jodłowy – w który patrząc od boku kładki widać krzyżujące się wanty;



Rys.4. Podstawowe układy olinowania: a) promienisty, b) harfowy, c) wachlarzowy, d) gwiazdowy, e) jodłowy [9]

Pokazane na (rys.4) układy olinowania występują w mostach i kładkach ukształtowanych klasycznie w sposób symetryczny. W przypadku ukształtowania niesymetrycznego można wprowadzić kombinowane układy podwieszenia. Czego przykładem jest zaprojektowana przez Santiago Calatravę kładka Trinity Bridge w Manchesterze (fot.16).



Fot.16. Połączenie podwieszenia wachlarzowego po lewej z jodłowym po prawej, Trinity Bridge w Manchesterze, Anglia [30]

6.3. Kładki wiszące

Kładki wiszące są najstarszym typem przepraw dla pieszych o dużej rozpiętości, stosowano je w czasach kiedy nie znano jeszcze materiałów w postaci betonu i stali i wykonywano je ze zwykłych lin. Kładki takie charakteryzowały się wyjątkowo wiotkim pomostem, dlatego obiekt taki nie zapewniał komfortu poruszania się po niej (fot.17).



Fot.17. Trift Suspension, Szwajcaria [31]

O ile w mostach podwieszonych ciężna są elementem wzmacniającym pomost (podporą sprężystą), to w mostach wiszących ciężna z pylonem i zakotwieniami ciężna w gruncie są elementami głównymi, do których za pośrednictwem wieszaków podwiesza się wiotki pomost, którego sztywność jest niewystarczająca do samodzielnego przenoszenia obciążeń (nawet ciężaru własnego), jednak jest na tyle duża aby zapewnić komfort poruszania się po niej bez odczuwalnych ugięć pomostu. Ciężna (pasma nośne) z reguły są zakotwione w skale (w blokach oporowych), a jedynie przy mniejszej rozpiętości mogą być zakotwione w pomoście i wtedy można mówić o analogi do belki sprężonej kablem swobodnym, umieszczonym poza przekrojem pomostu.

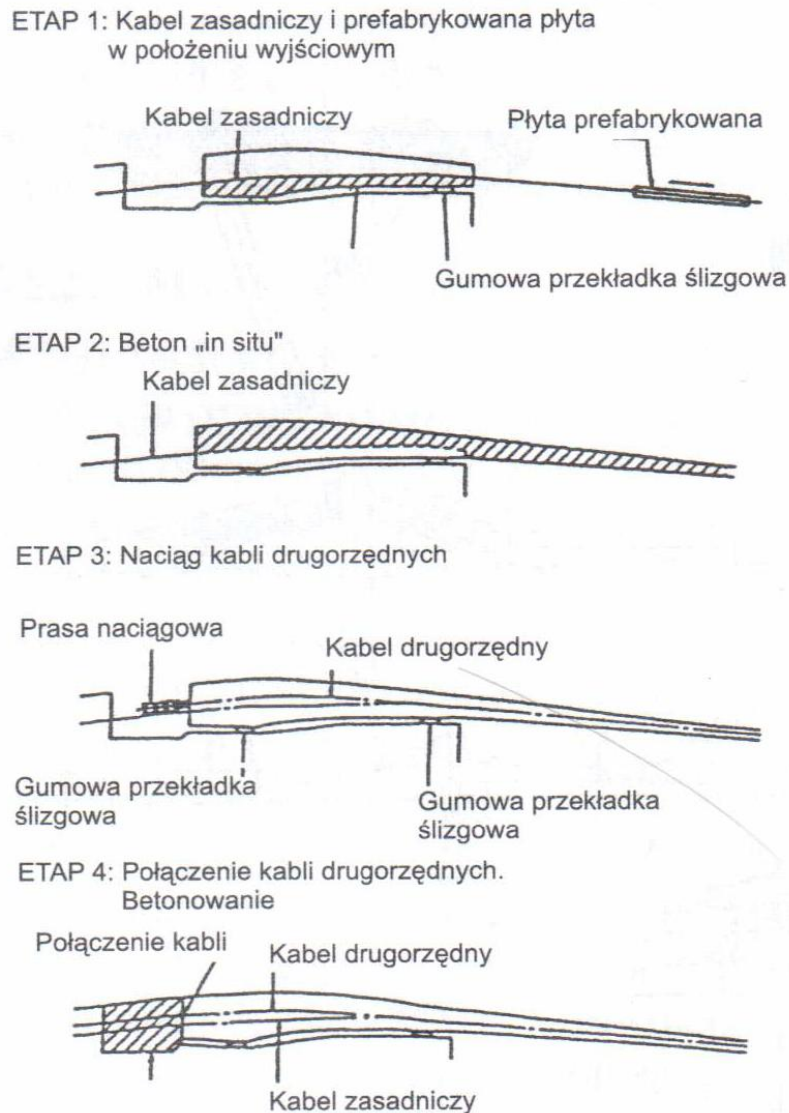


Fot.18. Kładka wisząca w Olszanach, Polska [32]

6.4. Kładki wstępowe

Kładki wstępowe powstają poprzez obetonowanie kabli pasma nośnego, beton chroni je przed korozją oraz umożliwia równocześnie rozłożenie skoncentrowanych obciążeń na kabli oraz umożliwia ułożenie nawierzchni i przejście bezpośrednich obciążeń. Pasma nośne złożone jest z pojedynczych kabli zakotwionych w blokach oporowych tak aby promień łuku pionowego zapewniał użytkowanie tj. spadki do 10 – 15% w kładkach. W obiektach takich, szczególnie wieloprzęsłowych, niweleta składa się z łuków pionowych wklęsłych (w przęsłach) i wypukłych nad podporami, z tego względu problemem w takich obiektach jest rozwiązanie kwestii odwodnienia.

Rozróżnia się trzy grupy kabli. Pierwsza grupa kabli zakotwionych w oporowych blokach przejmuje zasadnicze obciążenia. Druga grupa kabli zapewnia wstępne sprężenie betonu (zwykle przy trwałym naprężeniu ok. 2,5 MPa) eliminujące rysy i zwiększające sztywność pomostu. Trzecia grupa kabli bywa stosowana w pobliżu podpór w celu przejścia momentów zginających w strefie podporowej. Na rysunku poniżej (rys. 3) przedstawiono kolejne stadia budowy i naciągu kabli. W stadium montażowym kabli grupy pierwszej przenosząc ciężar niezwiązane go betonu względnie prefabrykowane płyty można traktować jako witką nić. Oznaczając przez g_o łączny ciężar cięgien i betonu, przez f_o - strzałkę zwisu, a przez l_o - rozpiętość, otrzymamy dla tego stadium w cięgnach $P_o = \frac{g_o \cdot l_o^2}{8 \cdot F_o}$.



Rys.5. Etapu budowy i montażu kabli w kładce wstęgowej [12]

W stadium eksploatacyjnym dzięki sprężeniu kablami grupy drugiej i trzeciej uzyskana wstęga przenosi siły normalne i momenty zginające. Ale ze względu na małą sztywność ustroju każdy przyrost obciążenia stałego o Δg , sprężenie kablami drugiej grupy, obciążenie użytkowe q oraz zmiany temperatury spowodują zmiany zwisu o Δf i siły w cięgnach o ΔP , które należy już wyznaczyć stosując nieliniową teorię drugiego rzędu.

Mosty wstęgowe praktycznie są stosowane tylko na kładki przy rozpiętościach do $100 \div 150$ m i grubości pomostu $0,15 \div 0,30$ m. W przypadku betonowania wstęgi na miejscu kable są rozmieszczone równomiernie na szerokości kładki, w przypadku prefabrykacji – są zwykle grupowane. Kotwienie kabli odbywa się w masywnych blokach betonowych lub lżejszych podporach wzmocnionych kotwami gruntowymi.



Fot.19. Montaż segmentów prefabrykowanych kładki wstęgowej w Lubiążu [33]



Fot.20. Wizualizacja kładki wstęgowej w Lubiążu [33]

6.5. Kładki o nietypowej konstrukcji

Kładki dla pieszych to na ogół konstrukcje niewielkiej szerokości, od ok. 2 do 5 m, wyjątkowo powyżej 7 m, i stosunkowo niedużych rozpiętościach przęseł nieprzekraczających na ogół 150 m. Nie są to obiekty zbyt drogie, a z uwagi na niewielkie zagrożenie zjawiskiem zmęczenia materiału w elementach ustroju nośnego mogą być polem do eksperymentów w zakresie poszukiwań nowych form czy rozwiązań konstrukcyjnych.

Poszukiwania nowych, nietypowych form konstrukcyjnych kładek dla pieszych mają miejsce od ostatnich 20 – 30 lat, wynika to głównie z rozwoju nowych technik

obliczeniowych i powszechnej dostępności programów do obliczeń inżynierskich bazujących głównie na metodzie elementów skończonych. Umożliwiło to analizę konstrukcji, których wcześniej nie dało się w żaden sposób analizować bez długich studiów nad problemem i opracowania tradycyjnych metod obliczeniowych. Doprowadziło to także do sytuacji, w której można relatywnie szybko rozważać wiele wariantów przekroczenia przeszkody i optymalizować je otrzymując wyjątkowo smukłe obiekty.

Przegląd nietypowych konstrukcji kładek dla pieszych dokonany przez autora jest czysto subiektywny, dlatego przedstawiono poniżej kilka przykładów ciekawych konstrukcji kładek dla pieszych w celu zaprezentowania, że wyobraźnia projektanta w przypadku tego typu obiektów jest praktycznie nieskrępowana. Przedstawiony przegląd kładek w dużej mierze zaczerpnięto z [34].

Most „Puente Milenio” został wybudowany w 2001 roku nad rzeką Mino w Odense w Hiszpanii. Jest to most podwieszony o dwóch pylonach słupowych umieszczonych w pasie rozdziału. Obiekt ten jest znany przede wszystkim z kładki dla pieszych, która została do niego dobudowana. Kładka przypomina wstęgę na czubkach pylonów oraz schodzącą pod pomost w okolicy głównego przęsła. Obiekt ten umożliwia wejście na pylon, tworząc w ten sposób platformy widokowe na wysokość 22 m nad poziomem terenu. Z tego miejsca można podziwiać panoramę miasta.



Fot.21. Kładka na moście Puente de Milenio , Hiszpania [34]

Kolejna przedstawiona tu kładka jest przykładem, że obiekty mostowe można budować prawie ze wszystkiego, co tylko można sobie wyobrazić. Czy coś jest realizowalne to kwestia czy natura (w w tym przypadku wytrzymałość materiałów, która jest tylko nauką tłumaczącą fenomeny natury) zaakceptuje istnienie takiego obiektu. Idąc dalej tym tropem, można postawić pytanie czy karton może również być materiałem konstrukcyjnym? Parametry mechaniczne kartonu są słabsze niż np. drewna ale właściwości drewna są przecież niższe od parametrów stali, a mimo wszystko budowaliśmy, budujemy i będziemy budować z drewna. Poniżej opisano kładkę dla pieszych wybudowaną dla urozmaicenia wrażeń towarzyszących zwiedzaniu pochodzącego z czasów rzymskich Pont du Gard koło Avignon we Francji.



Fot.22. Kładka z kartonu, Francja [34]

Kładka z kartonu – transport i montaż bez użycia ciężkiego sprzętu ze względu na lekkość konstrukcji. Obciążenie próbne kładki było wykonane za pomocą ułożenia zbiorników z wodą. Podstawowymi elementami nośnymi przeszła są dwa łuki ukształtowane w formie kratownic przestrzennych o przekroju trójkątnym i geometrii „zwichrowanej”. Elementy tych kratownic są skonstruowane z rur kartonowych, a ich stalowe końcówki są połączone przy pomocy ściągów stalowych umieszczonych wewnątrz tych rur. Końcówki te pozwalają na połączenie z węzłami stalowymi poszczególnych prętów. Stężenia kładki wykonano z lin stalowych napinanych śrubami rzymskimi. Pytanie o odporność rur kartonowych na wilgoć narzuca się samo. Rury są zaimpregnowane lakierem czyniącym je odporne na wilgoć. Konieczne są jednak kontrole po dużych opadach deszczu, gdyż źródła zawilgocenia mogą szybko i znacznie zmniejszyć parametry mechaniczne produktu.

Kolejnym ciekawym pomysłem jest szklana kładka widokowa nad kanionem Kolorado. Ustrój nośny składa się z dwóch stalowych dźwigarów skrzynkowych, na których ułożony jest szklany pomost. Wewnątrz dźwigarów zainstalowano system tłumików zapobiegających nadmiernym drganiom konstrukcji. Spacer po obiekcie (w specjalnych kapciach zapobiegających porysowaniu szkła umożliwia podziwianie widoków kanionu oraz rzeki przepływającej 1200 m poniżej. W zamyśle twórców koncepcji kładka miała być szklaną platformą widokową wystającą poza krawędź kanionu. Jednakże natura ma swoje prawa i wspornikowa konstrukcja wystająca na odległość 20 m musi mieć odpowiednią wysokość konstrukcyjną, szczególnie, że w tej lokalizacji musi ona oprzeć się wiatrom wiejącym z prędkością do 150 km/h oraz trzęsieniom ziemi o sile 8 w skali Richtera, dlatego zrealizowana konstrukcja odbiega trochę od wizji pokazywanej na pierwotnych wizualizacjach.



Fot.23. Kładka nad kanionem Kolorado, USA
pierwotna koncepcja [34]



Fot.24. Kładka nad kanionem Kolorado,
USA wersja zrealizowana [34]

Innym nietypowym obiektem jest kładka nad Sekwaną nosząca imię francuskiej pisarki Simone de Beauvoir. Kładka znajduje się w południowo – wschodniej części miasta. Obiekt łączy rzekę w jednym z najszerszych punktów bez wsparcia przez dodatkowe filary i przeznaczony jest tylko na użytek pieszych i rowerzystów. Wkomponowanie 230-metrowej, unoszącej się w powietrzu promenady w krajobraz Paryża to kolejne osiągnięcie w historii tego miasta. Dwie stalowe krzywe tworzące kontrapunkt przebiegają w sposób styczny i naturalny łącząc dwa różne poziomy z jednego brzegu rzeki na drugi.



Fot.25. Kładka nad Sekwaną w Paryżu [34]

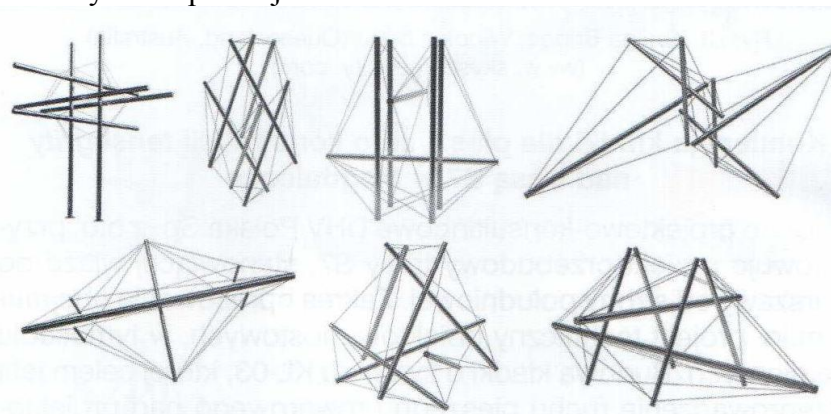
6.6. Kładki o konstrukcji typu tensegrity

Na zakończenie przeglądu form konstrukcyjnych kładek dla pieszych przedstawiono konstrukcję typu tensegrity. Przedstawione omówienie jest obszerniejsze w porównaniu do innych konstrukcji ze względu na nietypowość konstrukcji tensegrity oraz chęć realizacji takiego obiektu w części projektowej.

Tensegrity to wyraz pochodzący z języka angielskiego składający się z dwóch wyrazów: *tension* (naprężenie pochodzące od rozciągania) oraz *integrity* (integralność). Oznacza on wynalazek ustroju nośnego, w którym występuje wzajemna stabilizacja elementów ściskanych i rozciąganych. Do tej pory system ten w nomenklaturze krajowej nie doczekał się polskojęzycznego odpowiednika

Systemami tensegrity nazywa się samodzielnie sztywne ciągnowo – prętowe ustroje konstrukcyjne, w których wszystkie elementy składowe połączone są końcami wyłącznie przegubowo. Ustroje te składają się z rozlokowanych przestrzennie sztywnych elementów (najczęściej prętów, ale też modułów trójwymiarowych), połączonych ze sobą za pomocą elementów wiotkich (naprężone liny, cienkie pręty itp.). Jedną z charakterystycznych własności takich systemów jest liczbowa i funkcjonalna dominacja elementów osiowo rozciąganych nad elementami osiowo ściskanymi. Te specyficzne układy statyczne zachowują mechaniczną stabilność dzięki wstępnemu sprężeniu (naprężeniu) struktury, przy czym sprężenie jest wprowadzane sztucznie lub w wyniku oddziaływania sił ciężkości. Odkryte dotychczas, różnorodne wzory połączeń ciągów i prętów mają wpływ nie tylko na odmienność postaci geometrycznej każdego systemu, ale przede wszystkim na jego właściwości mechaniczne.

Układy ciągnowo-prętowe typu tensegrity są przykładem awangardowych konstrukcji inżynierskich i do niedawna praktycznie niestosowanych w mostownictwie schematów statycznych. Układy te częściej wykorzystywane są w budownictwie ogólnym (np. lekkie przekrycia hal i budynków, wieże i maszty). Z punktu widzenia mechaniki konstrukcje tensagralne są zbliżone do kratownic – elementy ustroju pracują tylko na ściskanie lub rozciąganie, a połączone są przegubowo. Cechą znaną jest to, że zwiększenie naprężenia w jednym elemencie (np. wskutek pojawienia się obciążenia zewnętrznego) powoduje zmianę naprężenia w innych elementach, nawet jeżeli znajdują się one w innej części konstrukcji. Oznacza, że sumaryczny przyrost naprężeń rozciągających w elementach ciągnowych jest zrównoważony zwiększeniem naprężeń ściskających w sztywnych elementach prętowych, dzięki czemu struktura ulega samo stabilizacji. Przykłady podstawowych „modułów” tensegrity, o zróżnicowanej geometrii sztywnych prętów i wiotkich, naprężonych linek przedstawiono na rysunku poniżej:



Rys.6. Przykład podstawowych modułów tensegrity, ze zróżnicowanym układem geometrycznym ściskanych prętów i naprężanych lin [4]

Za twórców tego ustroju konstrukcyjnego uważa się Richarda Buckminster-Fullera (amerykański konstruktor i architekt żyjący w latach 1895-1983) oraz Kennetha Snelsona (rzeźbiarz amerykański urodzony w 1927 r.). Tego rodzaju konstrukcję zastosował również polski konstruktor Waław Zalewski 3 lata przed opatentowaniem rozwiązania przez Buckministera Fullera. Była to konstrukcja dachu wiszącego nieistniejącego już budynku warszawskiego „Supersamu”. Kolejną ważną konstrukcją tego typu w Polsce był hala widowiskowo-sportowa Spodek w Katowicach. Celem twórców tensegrity było stworzenie optymalnego rozwiązania pod względem wykorzystania materiału. Z uwagi na małe zużycie materiału na m² rzutu układy typu tensegrity znalazły zastosowanie w przykryciach dużych rozpiętości, co pokazano na fotografii poniżej (fot.26).



Fot.26. Georgia Dome w Atlancie, Stany Zjednoczone [35]

Układy te częściej są stosowane w budownictwie ogólnym, istnieją jednak już pierwsze przykłady zastosowania układów tensegrity do obiektów mostowych, a dokładniej kładek dla pieszych. Niniejsze opracowanie zawiera opis dwóch tego typu konstrukcji, ze szczególnym uwzględnieniem technologii ich wykonania. Pierwszy z nich zakończono w maju 2009 roku w Stirling w Szkocji, drugi zaś, oddany do użytku w czerwcu 2009 roku w Brisbane, jest obecnie najdłuższym mostem o konstrukcji tensegrity na świecie. W Polsce do tej pory pojawił się jedynie projekt tego typu konstrukcji. Może to być spowodowane kilkoma ograniczeniami:

- Bardzo mała masa konstrukcji typu tensegrity oraz jej duża odkształcalność stanowi duże utrudnienie przy zastosowaniu w obiektach mostowych obciążonych ciężkim taborem samochodowym, dlatego też istniejące przykłady na świecie dotyczą wyłącznie kładek dla pieszych,

- Konstrukcje te wymagają skomplikowanych analiz ze względu na duże odkształcenia, podatność na wpływ obciążeń dynamicznych oraz konieczność analizy poszczególnych faz montażu,
- Możliwe kłopoty wykonawcze ze względu na skomplikowany, wielofazowy montaż, kosztowne i często żmudne w wykonawstwie detale takie jak np. węzły, a także trudny program sprzężenia.

Projekt, który powstał w Polsce lecz nie został jak dotąd zrealizowany dotyczył kładki dla pieszych nad projektowaną trasą S-7 w Magdalence koło Warszawy (rys.7).

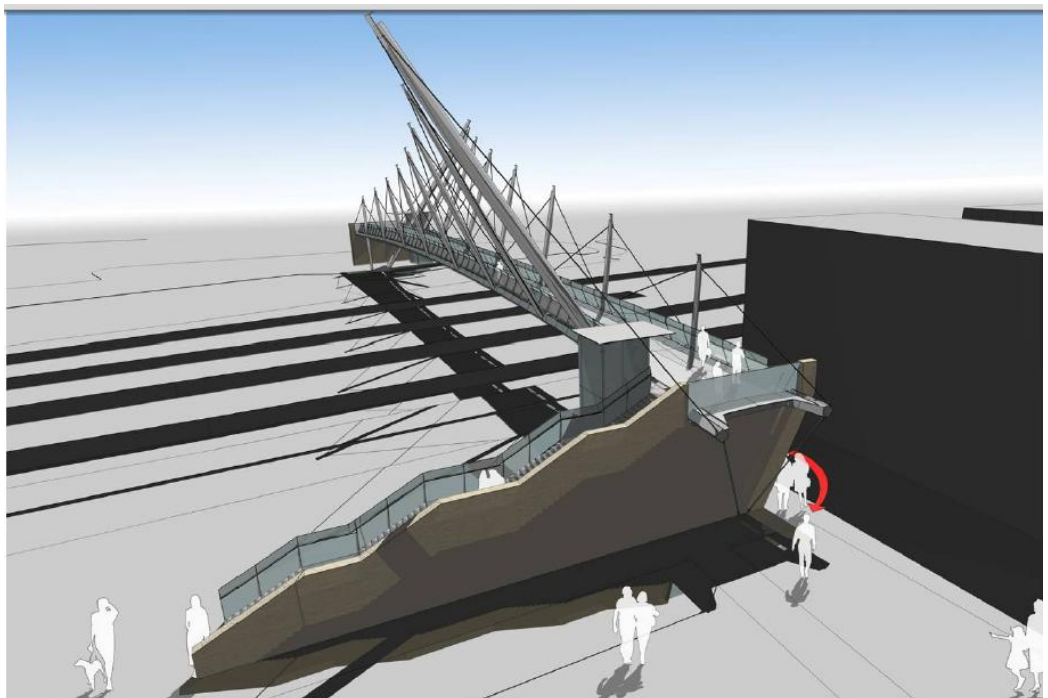


Rys.7. Wizualizacja projektu kładki w Magdalence [36]

Kładka dla pieszych Forthside Bridge w Stirling, Szkocja

- **Wprowadzenie**

Kładka została zaprojektowana przez biuro projektów Wilkinson Eyre Archite and Gifford for Nuttal. Architektem jest Keith Brownl, a konstruktorzy to Peter Curran i Steve Thompson. Całkowita długość konstrukcji wynosi 113,4 m przy rozpiętości głównego przęsła 88,2 m.



Rys.8. Wizualizacja kładki Forthside Bridge [2]



Fot.27. Forthside Bridge, widok z boku [37]



Fot.28. Forthside Bridge, widok z pomostu [37]



Fot.29. Forthside Bridge [37]

Stirling to miasto położone w centralnej Szkocji, nad rzeką Forth, stanowi administracyjną stolicę hrabstwa Stirling. Kładka nosząca nazwę „Forthside Bridge” umożliwiła pieszym komunikację pomiędzy centrum miasta, a nową dzielnicą, która rozwinęła się na obrzeżach rzeki Forth. Kładka stanowi nie tylko fizyczne połączenie nowego regionu ze starym, ale także symbol tego, że obie części miasta będą traktowane i respektowane w tej samej mierze.

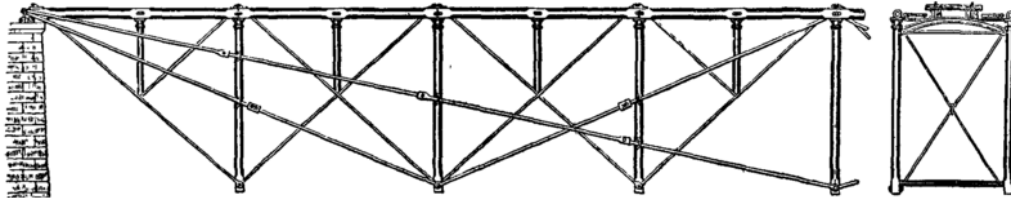
Kładka przebiega nad liniami kolejowymi w bliskiej odległości od stacji Stirling (Stirling Station), nie stanowi jednak części struktury kolejowej, na co mogłaby wskazywać taka lokalizacja. W celu podkreślenia jej odrębności, kładka przekracza linie kolejowe oraz parking na stacji, tak aby jednym końcem znaleźć się po stronie miasta i stanowić „miejską infrastrukturę”.



Fot.30. Kładka Forthside Bridge nad liniami kolejowymi [2]

- **Konstrukcja**

Najbardziej wyraźnym elementem kładki jest para kratownic, które znajdują się po obu stronach pomostu. Składają się one z stalowych masztów oraz krzyżujących się cięgien. Kratownice te pochodzą od formy „Fink truss”, której nazwa pochodzi od nazwiska twórcy, niemieckiego inżyniera i architekta Alberta Fink’a. Stosowano je często w XIX wieku w amerykańskich konstrukcjach mostów kolejowych.



Rys.9. Fink truss [38]

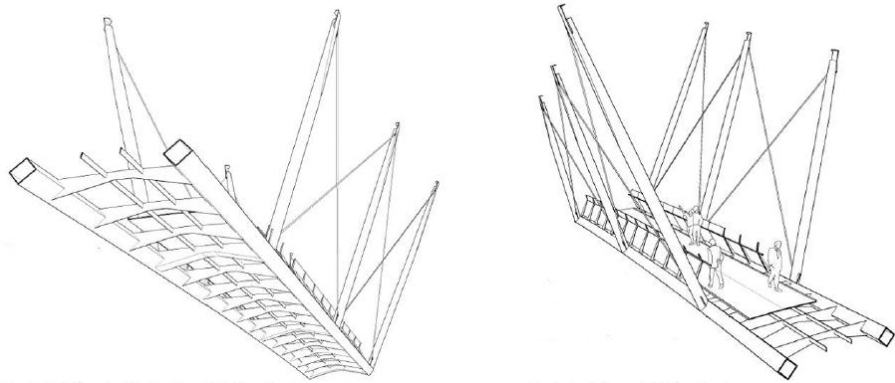
W kładce Forthside Bridge kratownice te są odwrócone w taki sposób, by stać się elementem podwieszającym pomost. Tradycyjnie kratownice „fink truss” są symetryczne, jednak w tym przypadku są one asymetryczne, a także stopniowo zmieniają się na długości w sposób, który odróżnia je od swojego wzorca i czyni je strukturą unikalną.

Każda kratownica składa się z 8 masztów, z czego skrajne są pylonami utwierdzonymi w fundamencie, a 6 środkowych stanowi słupki połączone z pomostem. Najwyższy maszt ma długość 30 m, najniższy zaś 13 m.



Fot.31. Forthside Bridge, Połączenie stalowych masztów z żelbetowymi podporami [37]

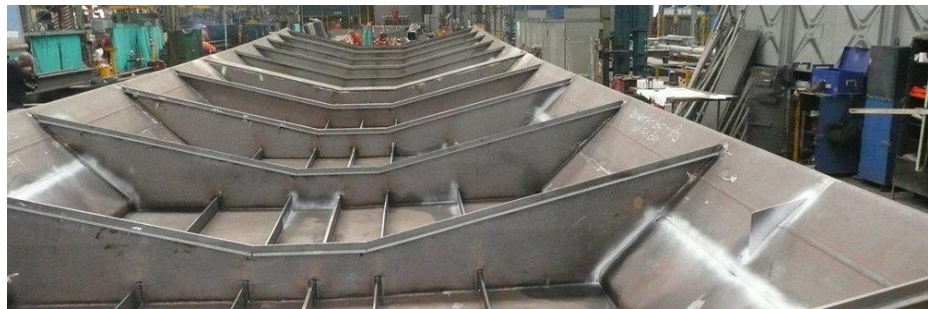
Maszty wchodzące w skład kratownic mają zmienną wysokość, średnicę oraz nachylenie. Różnica pochylenia między kolejnymi masztami wynosi 5° , a kąt wychylenia najwyższego pylonu od pionu równy jest 35° . Pomost zawiera dwie belki o przekroju rury kwadratowej, które odwrócone są pod kątem 45° tworząc romby.



Rys.10. Konstrukcja kładki Forthside Bridge [2]



Fot.32. Belka pomostu w zakładzie prefabrykacji [2]



Fot.33. Belka pomostu w zakładzie prefabrykacji [39]

- **Technologia budowy**

Już podczas fazy projektowania kładki brano pod uwagę różne metody jej budowy. Na początku rozważano możliwość wnoszenia kładki metodą wspornikową, przyrostowo, zaczynając od końcowych podpór, aż do momentu połączenia w środkowym przęśle. Zaletą tego rozwiązania byłby z pewnością brak konieczności zastosowania tymczasowych podpór. Jednak z powodu lekkości i asymetryczność konstrukcji obawiano się zbyt dużej podatności na skręcanie przy zastosowaniu takiej metody budowy. Koniecznym byłoby zastosowanie wstępnych ugięć oraz dokładna kontrola geometrii podczas wytwarzania oraz nasuwania kolejnych segmentów. Problem stanowił również fakt, że kładka przebiega nad liniami kolejowymi, co powodowało, że montaż kolejnych segmentów mógłby odbywać się tylko w określonym czasie w weekendy przy wyłączeniu ruchu pociągów. Ryzyko związane z budową kładki przy tak krótkim czasie pozwalającym na pracę nad liniami kolejowymi zostało uznane za zbyt znaczące. Z tego względu zdecydowano się na bardziej tradycyjną metodę, a mianowicie na wnoszenie kolejno segmentów z wykorzystaniem tymczasowych podpór montażowych.

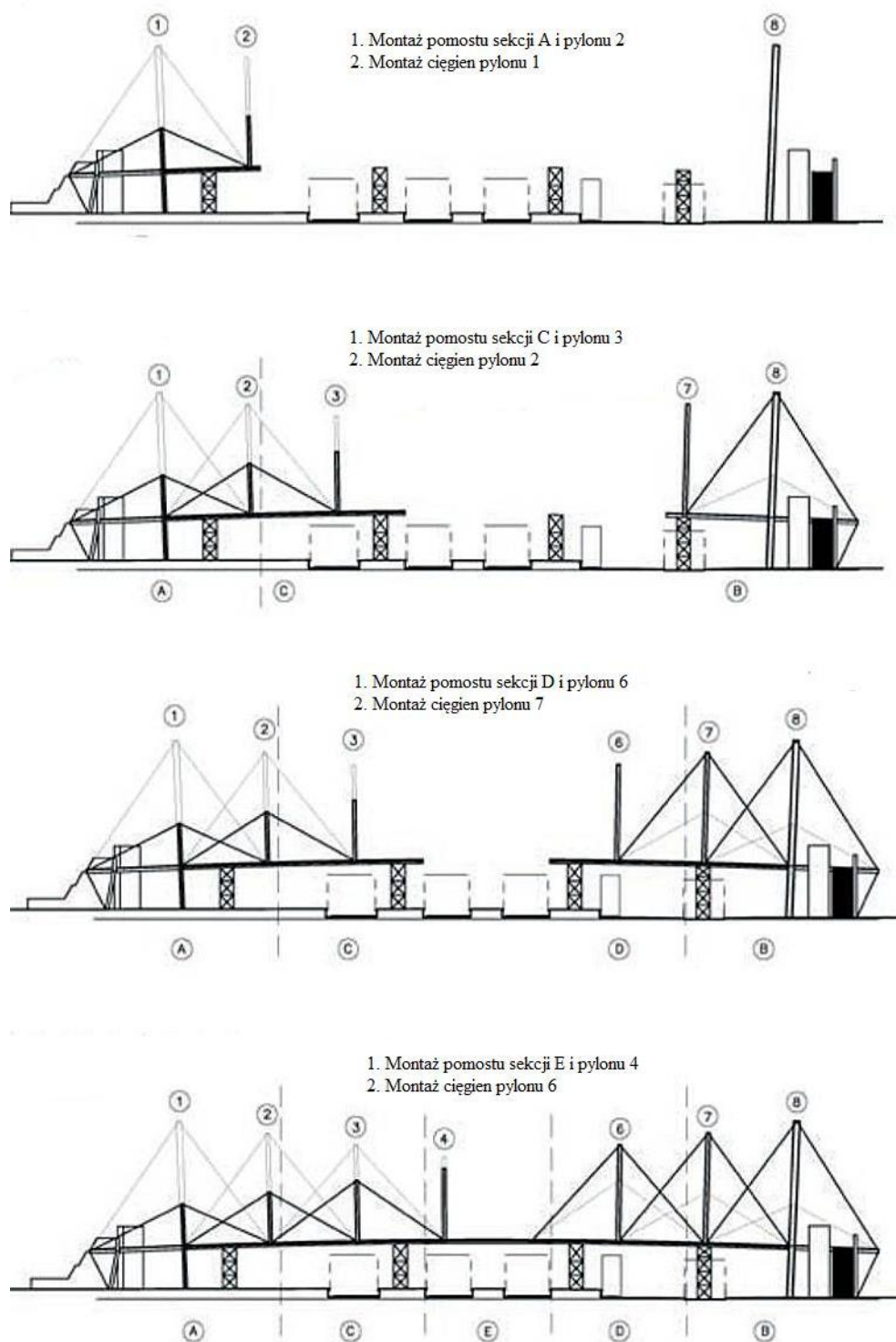
Konstrukcja stalowa pomostu składała się z 5 części co ułatwiło transport oraz montaż. Produkcją poszczególnych części konstrukcji zajęła się specjalistyczna wytwórnia konstrukcji stalowych. Przy budowie wykorzystano 4 podpory montażowe, w tym 2 na terenie peronu stacji Stirling. Gdy zakończono prace fundamentowe zamontowano końcowe, najwyższe maszty, a następnie połączono je z żelbetową podporą.

Pozostałe sekcje wraz z pośrednimi masztami zostały wnoszone w kolejności wschód-zachód. Prace te odbywały się w czasie weekendów w nocy podczas gdy nie kursowały pociągi. Sekcje zostały ze sobą połączone za pomocą systemu TCB (Tension Control Bolts).



Fot.34. Tension Control Bolts [40]

Wanty zostały napinane kolejno, symetrycznie, zaczynając od końca kładki ku jej środkowi. Napięcie want pozwoliło na usunięcie podpór montażowych. Pracę nad kładką zakończyły prace związane z budową schodów, zainstalowaniem wind oraz montażem szklanych balustrad. Kolejność montażu poszczególnych elementów kładki ilustruje rysunek nr 11.



Rys.11. Kładka Forthside w Szkocji, kolejność montażu elementów [2]



Fot.35. Forthside bridge podczas budowy [41]



Fot.36. Forthside bridge podczas budowy [41]

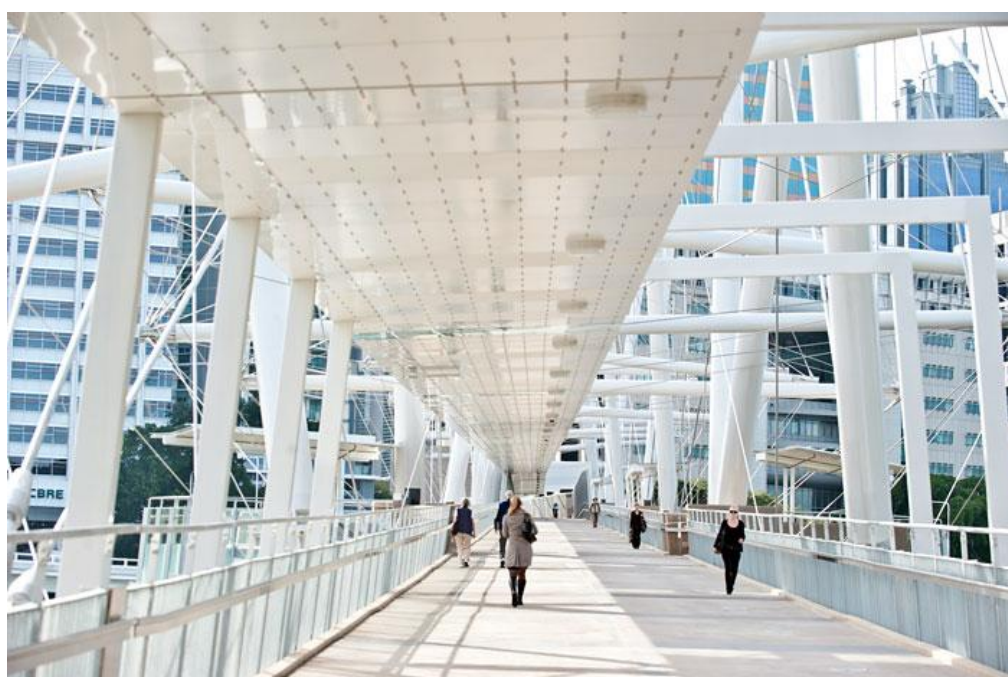
Kładka dla pieszych Kurilpa Bridge w Brisbane, Australia

- **Wprowadzenie**

Kładka dla pieszych oraz rowerzystów Kurilpa Bridge znajduje się w Brisbane w Australii. Przekracza przeszkodę jaką jest rzeka Brisbane łącząc dzielnice South Brisbane z North Quay. Została zaprojektowana przez biuro architektoniczne Cox Rayner Architects i konstruktorów z biura Arup. Całkowita długość konstrukcji wynosi 470 m, zaś rozpiętość głównego przęsła 128,0 m. Kładka stanowi dowód na to, że infrastruktura może być nie tylko funkcjonalna, przy czym również zachwycająca, a także, że dzięki dobrej współpracy projektantów i konstruktorów może powstać konstrukcja niezwykle innowacyjna i ciekawa.



Fot.37. Kurilpa bridge [42]



Fot.38. Kurilpa Bridge, widok z pomostu [43]

Zespół projektantów rozważał różne wersje konstrukcji kładki. Zdecydowano się na ustrój ciągnowo-prętowych typu tensegrity ze względu na wizualną lekkość konstrukcji, estetyczne dopasowanie do znajdującej się w pobliżu Galerii Sztuki Nowoczesnej oraz fakt, że miała to być pierwsza na świecie tego typu konstrukcja będąca połączeniem sztuki z techniką. Architekci czerpali inspiracje ze struktur tensegrity Buckminstera Fullera (rys.12), a także z prac rzeźbiarza Kennetha Snelsona.

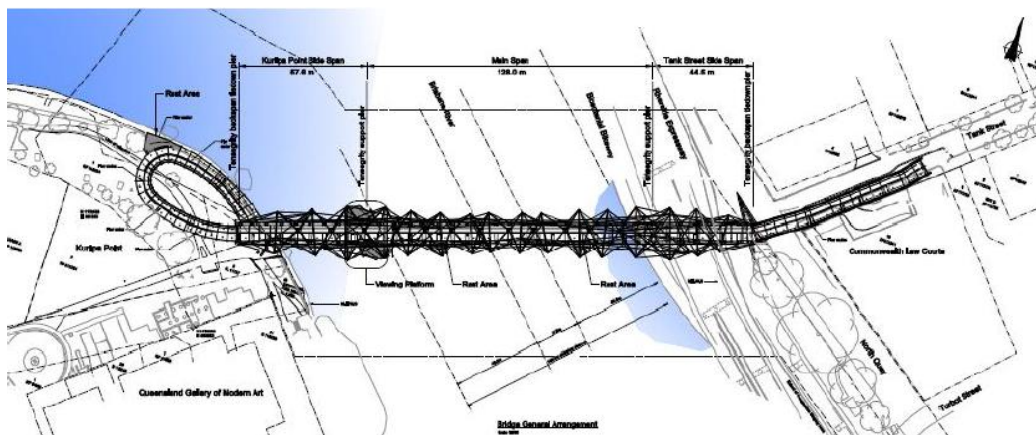


Fot.39. The Montreal Biosphere Buckminster Fuller [44]

Kładka Kurilpa Bridge o długości 430 m powstała, aby połączyć centrum miasta z dzielnicą Millenium Arts, włączając Galerię Sztuki Nowoczesnej (Gallery of Modern Art) oraz bibliotekę miejską. Dała możliwość bezpiecznego i wygodnego przemieszczania się pracowników z szybko rozwijających się rejonów West End i South Brisbane do centrum miasta, a także umożliwiła mieszkańcom oraz turystom łatwy dostęp do kulturalnych atrakcji South Bank.

Kładka Kurilpa składa się z trzech głównych sekcji, z których każda cechuje się odmienną strukturą. Dwie części stanowiące dojścia do kładki posiadają stosunkowo klasyczną konstrukcję żelbetową, sprężoną za pomocą kabli.

Główną, środkową część kładki stanowi konstrukcja prętowo-ciężnowa typu tensegrity, która składa się z trzech przęseł, środkowe o rozpiętości 128 m oraz boczne o rozpiętościach 57m i 45 m.



Rys.12. Widok ogólny na kładkę Forthside Bridge [1]

- **Konstrukcja**

Pary głównych masztów z okrągłych, stalowych rur wybijają się z górnej części dwóch filarów po obu stronach przęsła wyznaczając położenie dla mniejszych masztów, które leżą w tej samej płaszczyźnie. Maszty te są nachylone pod różnymi kątami, aby uniknąć kolizji pomiędzy masztami i kablami, a także między samymi kablami, ale także po to, żeby stworzyć wrażenie losowości, które stało się cechą charakterystyczną konstrukcji bez pogorszenia jej efektywności. Stabilność w kierunku poprzecznym zapewniona jest po przez układ kabli drugorzędnych, które połączone są z poziomymi, wiszącymi belkami. Układy te same w sobie tworzą struktury tensegrity, każda ściskana, pozioma belka połączona jest wyłącznie z kablami. Pomost podwieszony jest do głównych masztów za pomocą kabli o odpowiedniej wytrzymałości. Konstrukcja została zaprojektowana z elementów modułowych. Poziome, ściskane belki wraz z znajdującym się nad nimi układem kabli pełnią 3 ważne funkcje:

- Stanowią podwieszenie dla zadaszenia, które znajduje się wzdłuż całej kładki na jej pewnej szerokości sprawiając wrażenie unoszącego się bez widocznego oparcia;
- Stanowią zabezpieczenie w kierunku poprzecznym dla głównych oraz drugorzędnych masztów, chroniąc je przed wyboczeniem spowodowanym wzrostem obciążeń pochodzących z podwieszenia pomostu, wiatru wiejącego z boku oraz obciążeń sejsmicznych;
- Współpracują z głównymi oraz mniejszymi masztami w celu ochrony pomostu przed skręcaniem, które mogłoby spowodowane wiatrem, zbyt dużym tłumem znajdującym się po jednej stronie kładki, czy też trzęsieniem ziemi.



Fot.40. Poziome belki oraz kable drugorzędne podwieszające zadaszenie [46]

- **Modelowanie efektów zjawiska SLE oraz ulepszenie konstrukcji pod tym względem**

Zjawisko SLE (Synchronous Lateral Excitation), które można określić w języku polskim jako synchroniczne wzbudzenie boczne spowodowane jest naturalnym kołysaniem się ludzi podczas chodu. Przechylenie się przechodzących ludzi na boki powoduje powstanie bocznych drgań mostu, które powodują, że ludzie kołyszą się jeszcze bardziej co jeszcze zwiększa amplitudę drgań kładki. Zjawisko to dotyczy przede wszystkim długich i zarazem lekkich przęseł kładek po których przemieszczają się jednocześnie duże tłumy pieszych. Konstrukcja kładki Kurilpa Bridge wymagała od projektantów sprawdzenia jej podatności na to zjawisko. Z przeprowadzonych analiz wynikało, że zjawisko SLE jest mało prawdopodobne, jednak nie można go całkowicie wykluczyć. W takiej sytuacji jednym z rozwiązań jest zwiększenie masy konstrukcji. Projektanci nie chcieli jednak decydować się na taki krok, ponieważ miałyby to negatywny wpływ na pożądaną wygląd kładki, a także na budżet projektu. Biuro projektowe zdecydowało się na inne rozwiązanie, a mianowicie na zastosowanie nowoczesnego, ale jednocześnie stosunkowo niedrogo systemu tłumików (tuned mass dampers), które zostały zainstalowane pod pomostem. W ten sposób uzyskano pewność, że Kurilpa Bridge w sposób komfortowy i bezpieczny zamortyzuje obecność nawet bardzo dużego tłumy.



Fot.41. Tłumiki (tuned mass dampers) umieszczone na środku głównego przęsła [1]

- **Technologia budowy**

Architekci przy współpracy z firmą wykonawczą Baulderstone zaprojektowali kładkę Kurilpa, tak aby mogła zostać wykonana wspornikowo z każdej z dwóch podpór, które znajdują się w rzece. Konieczność taka wynikała z faktu, że główne przęsło kładki znajdowało się nad rzeką co wykluczało

zastosowania tymczasowych rusztowań, których użyto np. przy budowie kładki Stirling w Szkocji. W maju 2009 obie połówki kładki spotkały się i zostały połączone, dokładnie w miejscu, które przewidziano wcześniej za pomocą modelowania komputerowego. Kolejne etapy montażu wspornikowego były zaplanowane z dużą precyzją, tak aby po zakończeniu prac kładka była w odpowiedniej pozycji, a tysiące prefabrykowanych elementów (maszty, kable, cięgna, belki pomostu) zostały ze sobą połączone. Wszelkie odchylenia w strukturach kabli są w tego typu konstrukcjach ciężkie do przewidzenia, szczególnie w początkowym stadium budowy, kiedy naprężenia w kablach są niewielkie oraz mamy do czynienia z nieliniową sztywnością osiową.

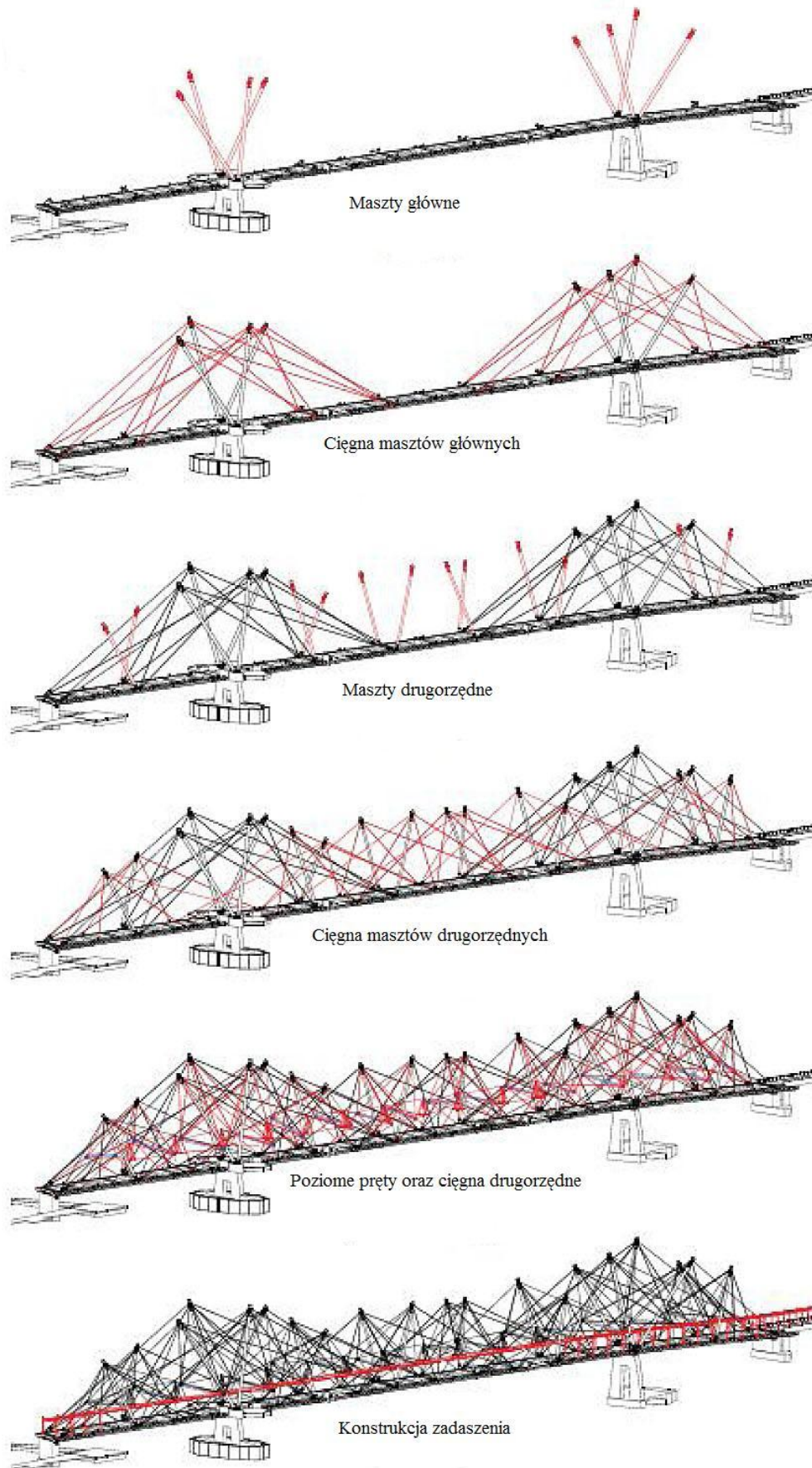
Podczas projektowania i konstruowania tego typu konstrukcji istnieją dwie drogi, które pomagają upewnić się, że projekt posiada prawidłową geometrię. Pierwsza polega na ciągłym monitorowaniu położenia konstrukcji podczas budowy oraz wykonywaniu odpowiednich regulacji w momencie kiedy takie są potrzebne. Druga polega na stworzeniu bardzo dokładnie wykonanych prefabrykatów wszystkich niezbędnych elementów, a następnie za pomocą modelowania i skomplikowanych analiz sprawdzeniu, czy po połączeniu wszystkich części uzyskamy bez jakichkolwiek poprawek pożądaną geometrię. Złożoność konstrukcji kładki Kurilpa Bridge oraz ograniczony czas w którym miała ona zostać wykonana sprawiły, że wybrano drugą opcję, konstruktorzy zostali przekonani do tego, aby polegać na dokładności przewidywań projektantów. Okazało się jednak, że liczne analizy i symulacje odniosły skutek, ponieważ cały proces budowania kładki metodą wspornikową trwał 6 miesięcy i nie zaistniała potrzeba wnoszenia żadnych poprawek.

Konstrukcja wznoszenia poszczególnych masztów i belek przebiegała według następujących etapów (przedstawionych na rysunku nr 13):

- Wzniesienie głównych masztów
- Zamontowanie kabli dochodzących do głównych masztów
- Wzniesienie mniejszych masztów
- Zamontowanie kabli dochodzących do mniejszych masztów
- Zamontowanie poziomych belek oraz kabli drugorzędnych
- Podwieszenie zadaszania



Fot.42. Główne maszty zamocowane do jednego z filarów [47]



Rys.13. Etapy montażu poszczególnych masztów oraz mocowania cięgien [1]



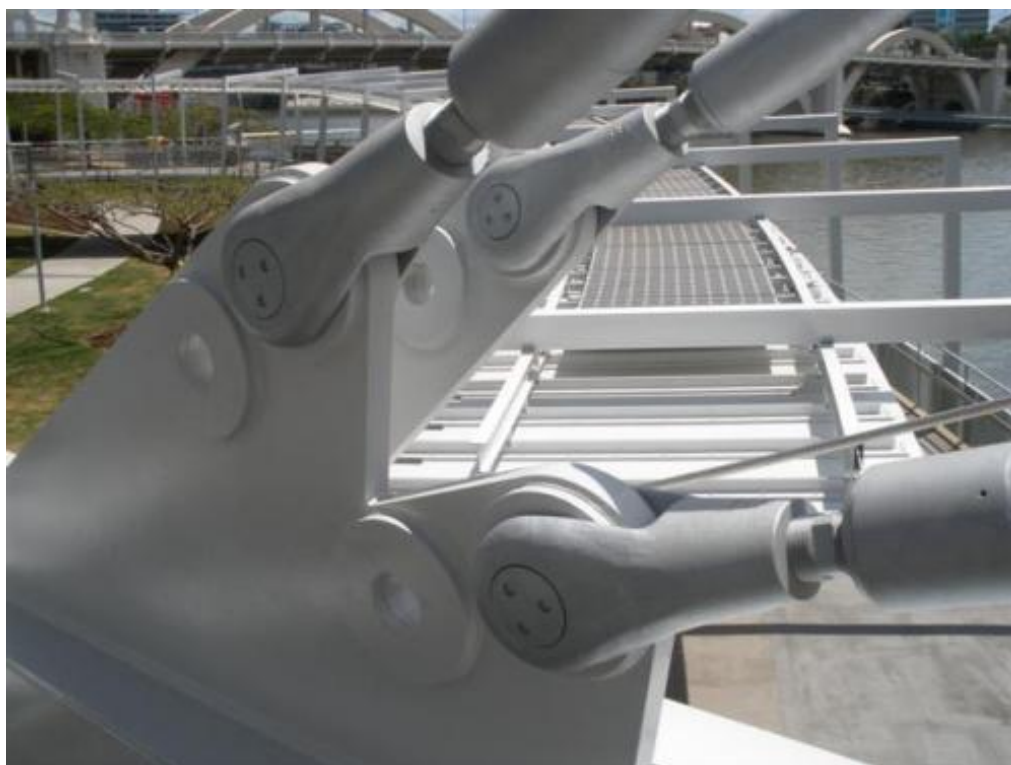
Fot.43. Część przęsła podczas montażu wspornikowego [48]



Fot.44. Północna i południowa część pomostu podczas montażu wspornikowego [49]



Fot.45. Połączenie cięgien z dźwigarem [50]



Fot.46. Połączenie cięgien z blachą węzłową [51]

7. Aspekty dynamiczne kładek dla pieszych

W dzisiejszych czasach kładki dla pieszych stały się swoistym polem do eksperymentów i poszukiwania nowych rozwiązań architektonicznych i konstrukcyjnych. Projektanci zauważyli, że te relatywnie małe obiekty inżynierskie mogą być znakiem szczególnym w otoczeniu i stanowić ciekawą formę architektoniczną oraz być wizytówką autora projektu. Powstała nowa kategoria obiektów mostowych budząca sporo emocji i wprowadzająca element współzawodnictwa między projektantami i inwestorami. Prototypowe rozwiązania konstrukcyjne i systemy strukturalne budzące powszechne zadziwienie stały się receptą na sukces. Powstają więc budowle wykonane niezgodnie z tradycjami budownictwa mostowego. W ślad za nimi podąża jak niegdyś postęp w dziedzinie analizy teoretycznej. Nowoczesne kładki dla pieszych ujawniły luki w wiedzy dotyczącej ich cech mechanicznych.

Sprawa właściwego projektowania i zagadnienia oddziaływania na mosty dla pieszych stała się w dobie współczesnej zagadnieniem pierwszoplanowym. W porównaniu do mostów wykonywanych dawniej z tradycyjnych materiałów konstrukcyjnych, kładki dla pieszych wykonywane obecnie z materiałów relatywnie lżejszych i o wyższej wytrzymałości, czy też konstrukcje wstępnie naprężone, mają mniejsze przekroje poprzeczne, albo też przy tych samych przekrojach poprzecznych mają większe rozpiętości. W wyniku tego zmniejsza się sztywność przestrzenna w znacznie większym stopniu niż masa, co z kolei prowadzi do obniżenia najniższych częstotliwości drgań własnych i przy zmniejszonej masie stają się one konstrukcjami szczególnie podatnymi na drgania spowodowane wiatrem czy ludźmi, w porównaniu do mostów drogowych lub kolejowych. W takich sytuacjach projektowanie mostów dla pieszych według zasad statyki budowli może prowadzić do dużych błędów. Konieczne są tu dokładne analizy dynamiczne i aerodynamiczne.

W dynamice mostów – z uwagi na znacznie większą sztywność poziomą od sztywności pionowej przęsła – wystarczy uwzględnić drgania poprzeczno-skrętne przęsła o dominujących składowych w kierunku pionowym i skrętnym. W dynamice lekkich mostów dla pieszych należy ponadto uwzględnić składową poziomą drgań poprzeczno-skrętnych przęsła.

Często najpoważniejszym problemem przy projektowaniu mostów dla pieszych podatnych na drgania staje się spełnienie warunków ich użytkowania z uwagi na kryteria komfortu dla ludzi przebywających na obiekcie, w różnych warunkach ich aktywności ruchowej (chód, bieg, skoki, kołysanie się, spoczynek itp.). Spełnienie tych warunków w przypadku lekkich mostów dla pieszych staje się często większym problemem, aniżeli spełnienie warunków nośności tych obiektów. Nadmierne drgania mogą zachodzić przy niepełnym obciążeniu statycznym tych obiektów, a czasem wręcz mogą być spowodowane przez jednego człowieka lub grupę ludzi.

Drgania pochodzące od ludzi przebywających na kładkach dla pieszych generowane są głównie podczas ich przechodzenia lub biegu. Najgroźniejsze jednak oddziaływania dynamiczne spowodowane ludzką aktywnością związane są ze złośliwym, umyślnym działaniem pojedynczej osoby lub grupy osób (wandalii) podczas ich rytmicznych skoków lub przysiadów w miejscu, albo też podczas ich rytmicznego kołysania się w kierunku poziomym, poprzecznym do osi mostu, w takt drgań rezonansowych mostu. Drgania wywołane przejazdami rowerzystów tu raczej drugorzędne znaczenie.

Pionowe i poziome oddziaływania dynamiczne pochodzące od ludzi przemieszczających się po kładce, wynikające z rytmicznych ruchów ciała ludzkiego podczas chodu, biegu, skoków czy kołysania się, zależą głównie od:

- Częstotliwości stawiania kroków, częstotliwości skoków (podskoków) lub kołysania się;
- Funkcji czasu oddziaływania pionowego lub poziomego;
- Liczby osób biorących udział w drganiach;
- Zjawiska sprzężenia zwrotnego między drganiami pionowymi lub poziomymi mostu, a wymuszeniami drgań przez ludzi.

Podstawowym powodem szczególnej wrażliwości kładek dla pieszych na wymuszenia spowodowane ludźmi jest to, że częstotliwość ich drgań własnych są bliskie przeciętnej częstotliwości ludzkich kroków przy chodzie czy biegu.

Ponadto w sytuacji, gdy te częstotliwości różnią się niezbyt dużo, może dojść do ich wyrównania się, w wyniku zjawiska zwanego synchronizacją. Polega ono na mimowolnym dostosowaniu swoich kroków przez osoby idące lub biegnące po moście do rytmu (częstotliwości i fazy) jego drgań, co wywołuje zjawiska rezonansowe połączone z dodatnimi sprzężeniami zwrotnymi kładka – piesi. Wówczas niewielka energia kroków ludzkich przekazywana mostowi, gdy jest on lekki i słabo tłumiony, może spowodować znaczące drgania tego mostu.

Oddziaływanie wiatru na obiekty inżynierskie można rozpatrywać w dwóch aspektach. W odniesieniu do konstrukcji niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru dopuszczalne jest przyjęcie oddziaływania wiatru jako oddziaływania statycznego, o wartości wynikającej ze średniej prędkości wiatru, powiększonej o współczynnik uwzględniający porywy wiatru. Podejście takie jest możliwe w odniesieniu do mostów tradycyjnych, takich jak belkowe czy łukowe, w których sztywność jest zbyt duża, a smukłość zbyt mała, aby objawiły się efekty dynamiczne i aerospężyste.

Inaczej wygląda sprawa w odniesieniu do mostów wiszących i podwieszonych oraz smukłych i lekkich kładek. Wysokość konstrukcyjna przęseł w tych mostach jest bardzo mała, wynosi około 1/100 rozpiętości, a nawet mniej. Daje to dużą smukłość i małą sztywność przęseł; mosty te są zatem bardzo podatne na oddziaływania dynamiczne. Dotyczy to zwłaszcza oddziaływań aerodynamicznych. Rozbudowanie poprzeczne przęseł powoduje, że kształtem i zachowaniem w strudze wiatru przypomina ono skrzydło samolotu; wiele terminów z techniki lotniczej przeszło w związku z tym do mostownictwa. Oddziaływanie wiatru na tego rodzaju konstrukcje ma charakter ściśle dynamiczny i podejście statyczne jest w tym wypadku zbyt uproszczone.

Również i w przypadku dynamicznego oddziaływania wiatru na mosty dla pieszych problemem może być spełnienie warunków ich użytkowania z uwagi na kryteria komfortu dla ludzi przebywających na mostach w różnych warunkach ich aktywności ruchowej.

O znaczeniu problemu podatności na wzbudzenia dynamiczne kładek dla pieszych może świadczyć fakt, że nawet doświadczonych i uznanych projektantów może czasem zaskoczyć to zjawisko. Głośny stał się przypadek kładki Milenijnej w Londynie (fot.47) autorstwa Normana Fostera.



Fot.47. Kładka Milenijna w Londynie, Anglia [52]

Śmiała nietypowa konstrukcja kładki doprowadziła, że już dwa dni po oddaniu do użytkowania została ona zamknięta. Okazało się, że na obiekcie występowały znaczne wzbudzenia poziomych drgań co znacząco obniżało komfort użytkowania. Kosztem 20 miesięcy prac projektowych i budowlanych, przy nakładzie 5 milionów funtów, konstrukcję doprowadzono do stanu umożliwiającego jej komfortowe użytkowanie eliminując nadmierne drgania poziome.

III. CZĘŚĆ PROJEKTOWA

8. Założenia do części projektowej

Po zapoznaniu się z dostępną literaturą oraz krajowymi i światowymi osiągnięciami w kształtowaniu kładek dla pieszych zaprezentowano 5 koncepcji przeprawy przez Odrę w rejonie kampusu Politechniki Wrocławskiej.

Jako podstawowe założenie odnośnie ukształtowania kładki przyjęto, że ma być to obiekt funkcjonalny i architektura tego obiektu nie może wpływać w żaden sposób na funkcjonalność. Wynikiem tego założenia był fakt, że nie może być to obiekt zakrzywiony w planie ani posiadać dużych łuków pionowych, uniknięto też stosowania dojazdów w postaci schodów bądź ramp dla niepełnosprawnych.

W ramach zaproponowanych koncepcji przewidziano wykorzystanie różnych typów konstrukcji kładek takich jak:

- konstrukcję podwieszoną (koncepcja nr 1)
- konstrukcję łukową (koncepcja nr 2)
- konstrukcję wiszącą (koncepcja nr 3)
- konstrukcję kratownicową (koncepcja nr 4)
- konstrukcję typu tensegrity (koncepcja nr 5)

We wszystkich koncepcjach poza konstrukcją typu tensegrity przewidziano zastosowanie praktycznie identycznego skrzynekowego przekroju poprzecznego kładki, oraz podwieszenie lub łuk umieszczony centralnie.

W konstrukcjach tensegrity ze względu na unikalność i złożoną konstrukcję zastosowano inny przekrój poprzeczny, którego forma współgra z przyjętą technologią montażu wspornikowego.

Jako ogólną zasadę dla wszystkich konstrukcji przyjęto, że będą to konstrukcje stalowe ze stali klasy S355J2, S460J2 oraz tam gdzie to było konieczne ze stali S690QL, zaprojektowane w taki sposób aby zminimalizować roboty budowlane w miejscu budowy kładki. Poza walorami estetycznymi i użytkowymi kluczowym aspektem było wykonanie projektu umożliwiającego montaż konstrukcji bez użycia drogich rusztowań stawianych w głównym nurcie Odry, które poza ceną mogłyby powodować znaczące ograniczenia w żegludze na rzece.

Wszędzie gdzie stosowano ciężna, przyjęto system podwieszenia z lin PV firmy Pfeifer z zakotwieniami realizowanymi w formie widelca.

Autorowi opracowania nieznane były warunki gruntowo – wodne w obrębie realizowanego obiektu jednak ze względu na teren rzeczny założono, że kładka posadowiona będzie pośrednio za pomocą pali CFA o różnych średnicach w zakresie 0,80m, 1,00m i 1,20 m, w zależności od przewidywanych obciążeń. Ponadto założono konieczność zastosowania ścianek szczelnych będących jednocześnie deskowaniem traconym dla oczepów pali fundamentowych.

Ze względu na ograniczone ramy czasowe na wykonanie niniejszej pracy, dokładną analizę statyczno-wytrzymałościową przeprowadzone jedynie dla koncepcji kładki typu tensegrity. Wybór tego typu rozwiązania podyktowany był chęcią wykonania przez autora unikalnej konstrukcji. Obecnie w kraju nie ma podobnego obiektu, a na świecie znanych jest autorowi tylko kilka kładek o konstrukcji typu tensegrity. Jednocześnie są to dość widowiskowe i atrakcyjne architektonicznie obiekty, jednak do analizy i projektowania tego typu konstrukcji wymagane są specjalistyczne programy obliczeniowe co może być przyczyną, że obiekty te są bardzo nieliczne. Dodatkowo projektowanie tych konstrukcji może utrudniać fakt, że nie wszystkie

aspekty pracy takiej konstrukcji są dobrze rozpoznane i mogą wystąpić różne nieprzewidywane i niekorzystne aspekty jak choćby znaczna podatność na działanie wiatru lub niekorzystne zachowanie pod obciążeniem dynamicznym spowodowanym tłumem pieszych.

Ze względu na fakt, że obowiązujące normy niezbyt nadają się do analizowania tej dość nietypowej konstrukcji i użycie częściowych współczynników bezpieczeństwa po stronie obciążeń tylko niepotrzebnie komplikowało by obliczenia, za wiedzą i zgodą promotora obliczenia konstrukcji prowadzono przy użyciu obciążeń charakterystycznych i na tej podstawie dobierano naciągi cięgien do regulacji niwelety na kładce. Jednak aby zapewnić odpowiedni poziom bezpieczeństwa takiego obiektu, otrzymane siły przekrojowe od obciążeń charakterystycznych mnożono przez odpowiednio dobrane współczynniki bezpieczeństwa, zapewniając podobny poziom bezpieczeństwa co normowa metoda częściowych współczynników bezpieczeństwa.

Praca ta nie jest kompletnym projektem budowlano-wykonawczym kładki typu tensegrity, ale może stanowić dobry punkt wyjścia do opracowania takiego projektu. W pracy przeanalizowano dość szczegółowo pracę głównego ustroju nośnego kładki typu tensegrity. Uwzględniono fazy montażu wspornikowego. Zwymiarowano główne elementy konstrukcji nośnej, ponadto wykonano szczegółową analizę pracy wybranych węzłów. Do analizy konstrukcji jako całości wykorzystano narzędzia takie jak Robot i Sofistik ze szczególnym uwzględnieniem tego drugiego dlatego, że umożliwia obliczanie konstrukcji w poszczególnych fazach jej wznoszenia (moduł CSM), bez którego wykonanie tej pracy byłoby praktycznie niemożliwe. Stworzono model konstrukcji klasy (e^1, p^3) który odwzorowuje pracę rzeczywistej konstrukcji. Przy analizie węzłów wykorzystano program Solidworks i stworzono model węzłów klasy (e^3, p^3) . Dodatkowo opracowano szczegółowe rysunki wybranych elementów konstrukcyjnych.

Projekt konstrukcyjny nie obejmuje rozwiązania kwestii posadowienia konstrukcji ze względu na brak dokumentacji geotechnicznej. Ponadto dla tego typu kładki zalecane byłoby przeprowadzenie badań w tunelu aerodynamicznym oraz przeprowadzenie pogłębionej analizy dynamicznej.

8.1. Kładka podwieszona

W koncepcji tej zaproponowano konstrukcję trzyprzęsłową o rozpiętościach przęseł wynoszących 45,65m + 96,00m + 19,65m. W konstrukcji zastosowano jedną płaszczyznę podwieszenia pomostu do pylonu stalowego o całkowitej długości 35m. Pylon usytuowano w lewobrzeżnej części zalewowej i wykształtowano w formie stalowej rury o przekroju eliptycznym zwięzającej się wraz z wysokością i pochylonej w kierunku prawego brzegu rzeki pod kątem 70°.

Na system podwieszenia przewidziano liny wg systemu firmy Pfeifer lub innego o podobnej konstrukcji. W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości 96m przewidziano wpięcie lin do pomostu w rozstawie 6,0m. Natomiast w krótszym przęśle zalewowym zaprojektowano rozstaw mocowania lin co 4,5m. Zakotwienia lin w pylonie po obu stronach przewidziano w rozstawie co 1,0m. Dodatkowo przewidziano liny kotwione w murze oporowym po stronie lewego brzegu w celu zrównoważenia niesymetrycznego ukształtowania przęseł oraz pochylenia pylonu. Zastosowany układ podwieszenia jest układem wachlarzowym. Dokładne wymagane średnice zastosowanych lin wymagałyby dodatkowej analizy.

Z powodu usytuowanie jednej płaszczyzny podwieszenia w środku pomostu zastosowano przekrój skrzynkowy ze względu na większą sztywność na skręcanie.

Takie usytuowanie podwieszenia powoduje wyłączenie pewnej części pomostu z ruchu pieszych ze względu na kolizję z podwieszeniem i wymaga poszerzenia konstrukcji w celu osiągnięcia wymaganej szerokości użytkowej wynoszącej 6,0m. Jednocześnie przestrzenie między wpięciami cięgien można wykorzystać np. na montaż ławek które mogą stanowić dobre miejsce na odpoczynek połączony z dobrymi widokami na okoliczną architekturę i rzekę.

Na obiekcie przewidziano spadek podłużny w kierunku lewego brzegu o wartości 0,5% oraz spadki poprzeczne o wartości 1,0%. Na nawierzchnię przewidziano warstwę betonu o grubości od 6,5cm do 10,0cm oraz żywicę epoksydową o grubości 5mm.

8.2. Kładka łukowa

W koncepcji tej zaproponowano konstrukcję czteroprzęsłową o rozpiętościach przęseł wynoszących 19,65m + 22,00m + 100,00m + 19,65m. W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości 100,00m zastosowano wzmocnienie konstrukcji łukiem usytuowanym centralnie (belka wzmocniona łukiem). Przekrój poprzeczny łuku to 1,00m na 1,50m. Wyniosłość łuku ponad pomost to 15,75m.

Na system podwieszenia pomostu do łuku zastosowano liny wg systemu firmy Pfeifer lub innego o podobnej konstrukcji. Rozstaw wieszaków to 10,0m. Dokładne wymagane średnice zastosowanych lin wymagałyby dodatkowej analizy.

Z powodu usytuowanie jednej płaszczyzny podwieszenia w środku pomostu zastosowano przekrój skrzynkowy ze względu na większą sztywność na skręcanie. Takie usytuowanie podwieszenia powoduje wyłączenie pewnej części pomostu z ruchu pieszych ze względu na kolizję z podwieszeniem i wymaga poszerzenia konstrukcji w celu osiągnięcia wymaganej szerokości użytkowej wynoszącej 6,0m. Jednocześnie przestrzenie między wpięciami cięgien można wykorzystać np. na montaż ławek które mogą stanowić dobre miejsce na odpoczynek połączony z dobrymi widokami na okoliczną architekturę i rzekę.

Na obiekcie przewidziano spadek podłużny w kierunku lewego brzegu o wartości 0,5% oraz spadki poprzeczne o wartości 1,0%. Na nawierzchnię przewidziano warstwę betonu o grubości od 6,5cm do 10,0cm oraz żywicę epoksydową o grubości 5mm.

8.3. Kładka wisząca

W koncepcji tej zaproponowano konstrukcję trzyprzęsłową o rozpiętościach przęseł wynoszących 15,65m + 130,00m + 15,65m. W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości 130,00m zastosowano podwieszenie przęsła za pomocą lin wg systemu firmy Pfeifer zamocowanych do pasma nośnego zrealizowanego także w postaci liny firmy Pfeifer kotwionych do fundamentu. Pylony zrealizowano w postaci trzech prętów schodzących się w jednym punkcie u góry konstrukcji. Wysokość pylonu ponad pomost to 24,0m Pylony odchylone są w kierunku brzegów pod kątem 120°

Z powodu usytuowanie jednej płaszczyzny podwieszenia w środku pomostu zastosowano przekrój skrzynkowy ze względu na większą sztywność na skręcanie. Takie usytuowanie podwieszenia powoduje wyłączenie pewnej części pomostu z ruchu pieszych ze względu na kolizję z podwieszeniem i wymaga poszerzenia konstrukcji w celu osiągnięcia wymaganej szerokości użytkowej wynoszącej 6,0m. Jednocześnie przestrzenie między wpięciami cięgien można wykorzystać np. na montaż ławek które mogą stanowić dobre miejsce na odpoczynek połączony z dobrymi widokami na okoliczną architekturę i rzekę.

Na obiekcie przewidziano spadek podłużny w kierunku lewego brzegu o wartości 0,5% oraz spadki poprzeczne o wartości 1,0%. Na nawierzchnię przewidziano warstwę betonu o grubości od 6,5cm do 10,0cm oraz żywicę epoksydową o grubości 5mm.

8.4. Kładka kratownicowa

W koncepcji tej zaproponowano konstrukcję czteroprzęsłową o rozpiętościach przęseł wynoszących 19,65m + 22,00m + 100,00m + 19,65m. W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości 100,00m zastosowano wzmocnienie konstrukcji dźwigarem kratownicowym umieszczonym centralnie. Wyniosłość kratownicy ponad pomost to 8,25m.

Z powodu usytuowanie kratownicy w jednej płaszczyźnie w środku pomostu zastosowano przekrój skrzynkowy ze względu na większą sztywność na skręcanie. Takie usytuowanie kratownicy powoduje wyłączenie pewnej części pomostu z ruchu pieszych ze względu na kolizje ze skrajnią i wymaga poszerzenia konstrukcji w celu osiągnięcia wymaganej szerokości użytkowej wynoszącej 6,0m. Jednocześnie przestrzenie między wpięciami cięgien można wykorzystać np. na montaż ławek które mogą stanowić dobre miejsce na odpoczynek połączony z dobrymi widokami na okoliczną architekturę i rzekę.

Na obiekcie przewidziano spadek podłużny w kierunku lewego brzegu o wartości 0,5% oraz spadki poprzeczne o wartości 1,0%. Na nawierzchnię przewidziano warstwę betonu o grubości od 6,5cm do 10,0cm oraz żywicę epoksydową o grubości 5mm.

8.5. Kładka typu tensegrity

W koncepcji tej zaproponowano konstrukcję trzyprzęsłową o rozpiętościach przęseł wynoszących 15,85m + 129,00m + 15,85m. W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości 129,00m zastosowano system podwieszenia typu tensegrity z cięgnami w postaci lin firmy Pfeifer PV.

Konstrukcję zaprojektowano w postaci pylonów o wysokościach i różnych średnicach zmniejszających się w kierunku środka rozpiętości głównego. Pylony są odchylone pod różnymi kątami od pionu tworząc w ten sposób atrakcyjną dynamiczną formę architektoniczną.

Konstrukcję pomostu stanowią 2 skrajne rury stalowe do których mocowane są pylony. Rury pomostu połączone są ze sobą poprzecznikami wykonanymi z kształtowników HEB 400. Na poprzecznikach zaprojektowano zastosowanie podłużnic w postaci kształtowników HEB 120. Płytę pomostową przewidziano z blachy o grubości 10 mm

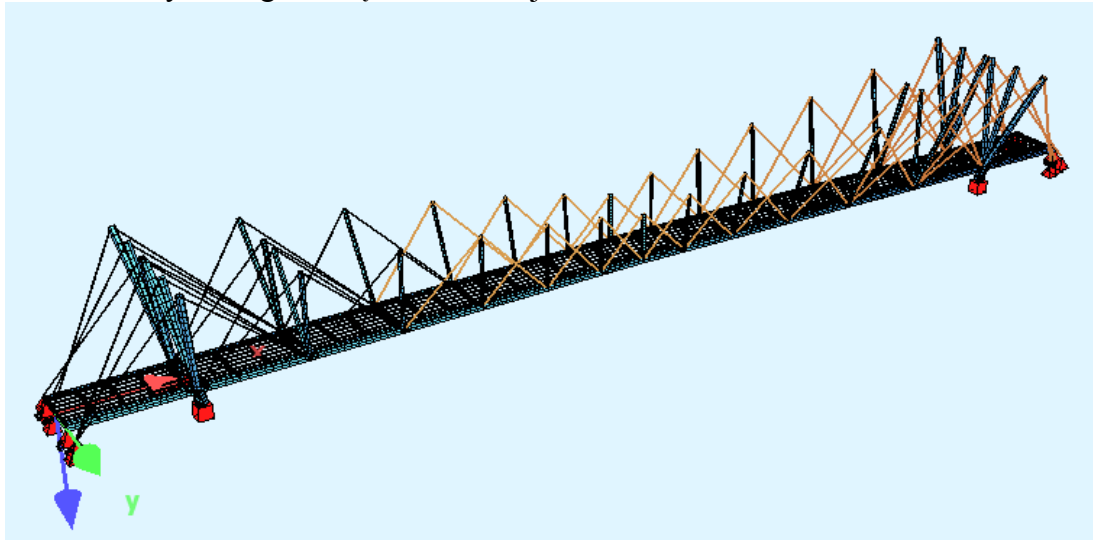
Na elementy drugorzędne w postaci blachy pomostowej, podłużnic i poprzecznic zastosowano stal S355J2 na główne elementy konstrukcyjne stal klasy S460J2. Natomiast w niektórych elementach konstrukcyjnych wyłożonych w największym stopniu zastosowano stal S690QL.

Na obiekcie przewidziano spadek podłużny obustronny w kierunku przyczółków o wartości 1,0% oraz spadki poprzeczne o wartości 0,5%. Na nawierzchnię przewidziano żywicę epoksydową o grubości od 10 mm do 25 mm.

9. Wymiarowanie kładki tensegrity

9.1. Założenia do obliczeń

Obliczenia elementów drugorzędnych takich jak blacha pomostowa podłużnice i poprzecznice oraz balustrady przeprowadzono używając prostych schematów statycznych rozpatrywanych niezależnie od reszty konstrukcji. Przy czym dokonano porównania wyników z uzyskanymi siłami przekrojowymi z modelu globalnego całej konstrukcji kładki. Przy wymiarowaniu głównych elementów konstrukcyjnych takich jak dźwigary pomostu, pylony i cięgna wykorzystano globalny model konstrukcji klasy (e^1, p^3) (rys 14). Decydujący dla wymiarowania głównych elementów konstrukcji jest schemat maksymalnego obciążenia na całą kładce.



Rys.14. Model konstrukcji kładki klasy (e^1, p^3)

W obliczeniach uwzględniono następujące obciążenia, przykładane zgodnie z założoną technologią budowy:

- ciężar własny konstrukcji
- ciężar wyposażenia $g_w = 0,50 \text{ kN/m}$ (balustrady, kolektory, nawierzchnia)
- obciążenie tłumem pieszych $q_t = 4,00 \text{ kN/m}$
- obciążenie wiatrem w poprzek i wzdłuż kładki na konstrukcję nieobciążoną $q_w = 2,50 \text{ kN/m}$
- obciążenie wiatrem w poprzek i wzdłuż kładki na konstrukcję obciążoną $q_w = 1,25 \text{ kN/m}$
- różnica temperaturą jako nierównomierne ogrzanie – ogrzanie cięgien $+35^\circ\text{C}$, ogrzanie reszty konstrukcji $+25^\circ\text{C}$

Wytrzymałość stali konstrukcyjnej S355J2 przyjęto odpowiednio:

- $R = \frac{R_e}{\gamma_s} = \frac{355 \text{ MPa}}{1,15} = 310 \text{ MPa}$ dla elementów o grubości ścianek do 40 mm

Wytrzymałość stali konstrukcyjnej S460J2 przyjęto odpowiednio:

- $R = \frac{R_e}{\gamma_s} = \frac{460 \text{ MPa}}{1,20} = 380 \text{ MPa}$ dla elementów o grubości ścianek do 40 mm

Wytrzymałość stali konstrukcyjnej S690QL przyjęto odpowiednio:

- $R = \frac{R_e}{\gamma_s} = \frac{690 \text{ MPa}}{1,25} = 550 \text{ MPa}$ dla elementów o grubości ścianek do 40 mm

Ze względu na znacznej grubości blachy do zakotwień cięgien zastosowano współczynnik do obciążeń od ciężaru własnego o wartości $\gamma_f = 1,35$ jak w normach Eurokod zamiast współczynnika $\gamma_f = 1,2$ zgodnego z polską normą PN-S-10030 1985.

Podobnie postąpiono z współczynnikiem od obciążenia tłumem przyjmując współczynnik zgodny z normami PN-EN jak dla obciążeń zmiennych czyli współczynnik o wartości $\gamma_f = 1,5$.

9.2. Wymiarowanie blachy pomostowej

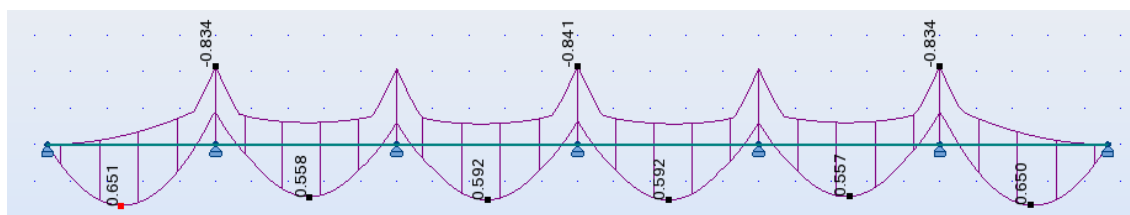
Przyjęto blachę pomostową o grubości 10 mm. Schemat statyczny blachy pomostowej to belka sześcioprzęsłowa dla której podporami są poprzecznice.

Tabela 3. Obciążenia przypadające na blachę pomostową

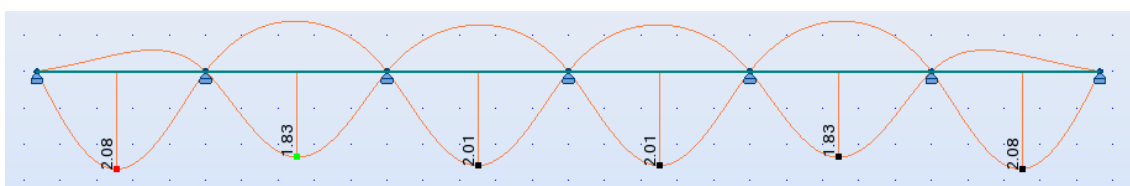
Lp.	Obciążenie	Wartość charak. [kN/m ²]	Wsp. obciążenia min $\gamma_{min} [-]$	Wartość obl. min [kN/m ²]	Wsp. obciążenia max $\gamma_{min} [-]$	Wartość obl. max [kN/m ²]
1	Ciężar własny	$0,010 \cdot 78,5 = 0,785$	0,9	0,706	1,35	1,060
2	Ciężar nawierzchni	$0,0175 \cdot 23 = 0,402$	0,9	0,362	1,5	0,603
3	Obciążenie tłumem	4,0	0	0	1,5	6,0
	RAZEM	5,187		1,068		7,663



Rys.15. Schemat statyczny blachy pomostowej



Rys.16. Obwiednia momentów zginających - model klasy (e^1, p^3)



Rys.17. Obwiednia ugięć płyty pomostowej - model klasy (e^1, p^3)

Wskaźnik wytrzymałości na zginanie płyty pomostowej:

$$W_{nt} = \frac{(0,010 \text{ m})^2}{6} = 1,67 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

Sprawdzenie nośności płyty pomostowej:

$$\sigma = \frac{M}{W_{nt}} = \frac{0,841 \text{ kNm/m}}{1,67 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}}} = 50,4 \text{ MPa} \leq 310 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie ugięć płyty pomostowej:

$$f = 2,08 \text{ mm} < \frac{930 \text{ mm}}{300} = 3,1 \text{ mm}$$

Płyta pomostowa spełnia warunki stanu granicznego nośności oraz stanu granicznego użytkowości, ze względu na zapewnienie dostatecznej sztywności ostatecznie przyjmujemy blachę o grubości 10 mm.

Reakcje z blachy pomostowej obciążające podłużnice wynoszą odpowiednio:

- $r_k = 5,63 \text{ kN/m}$
- $r_d^{\max} = 8,89 \text{ kN/m}$
- $r_d^{\min} = 4,53 \text{ kN/m}$

9.3. Wymiarowanie podłużnic

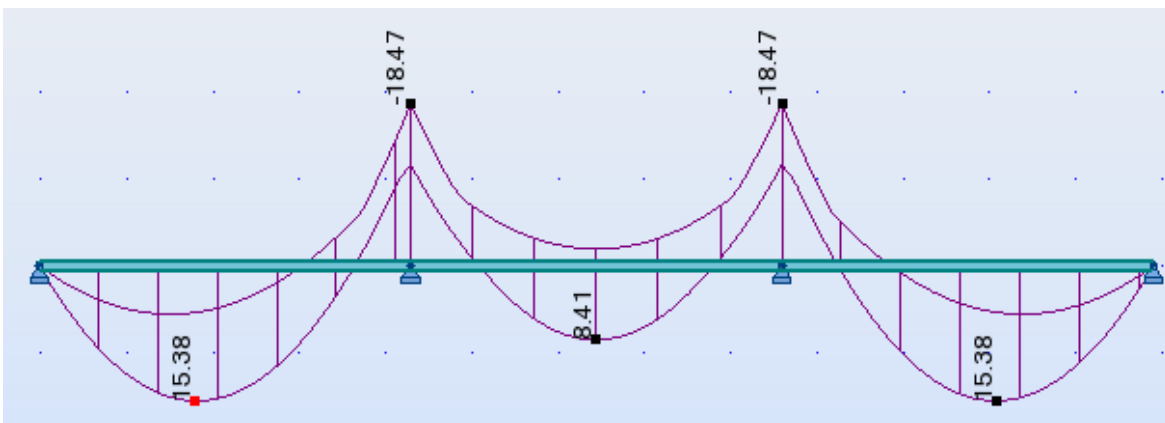
Podłużnice są elementami o schemacie belki ciągłej wieloprzęsłowej ze zróżnicowanymi długościami przęseł. Podpory podłużnicy stanowią poprzecznice w postaci belek z profili HEB 400.

Przyjęto, że podłużnice wykonane zostaną z profili HEB 120 oraz pominięto współpracę podłużnic z blachą pomostową co pozwoliło uprościć obliczenia. Uwzględniono jednak fakt, że blacha pomostowa zabezpiecza belki przed zwirzeniem. W celu wyznaczenia maksymalnego momentu zginającego i przemieszczenia zastosowano schemat belki trzyprzęsłowej (rys. 18).

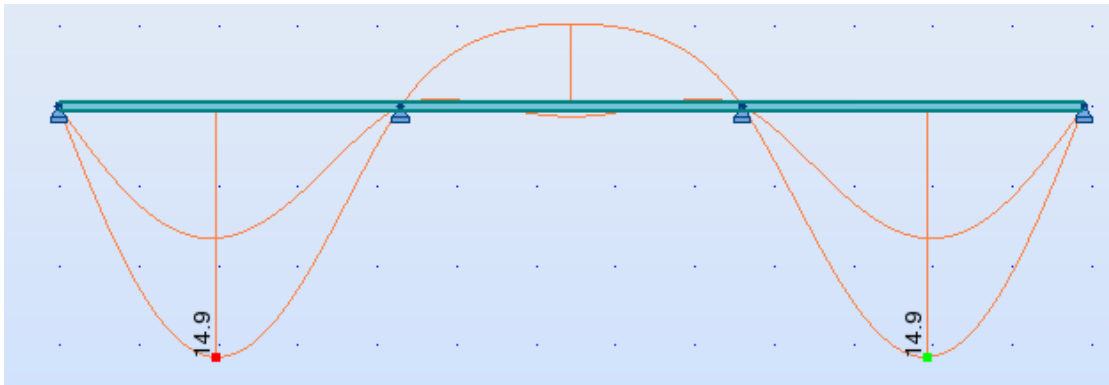
Obciążenie przyjęto w postaci reakcji z płyty pomostowej oraz ciężaru własnego podłużnicy.



Rys.18. Schemat statyczny podłużnicy



Rys.19. Obwiednia momentów zginających podłużnicę - model klasy (e^1, p^3)

Rys.20. Obwiednia ugięć podłużnicy - model klasy (e^1, p^3)

Sprawdzenie nośności podłużnicy:

$$\sigma = \frac{M}{W_{nt}} = \frac{18,47 \text{ kNm}}{1,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3} = 128,3 \text{ MPa} \leq 310 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie ugięć podłużnicy:

$$f = 14,9 \text{ mm} > \frac{4300 \text{ mm}}{300} = 14,3 \text{ mm}$$

Podłużnica spełnia warunki stanu granicznego nośności oraz stanu granicznego użyteczności (niewielkie przekroczenie ugięć będzie zniwelowane dodatkową sztywnością płyty pomostowej nie uwzględnionej w powyższych obliczeniach oraz faktem, że w rzeczywistości jest to belka ciągła wieloprzęsłowa), ze względu na zapewnienie dostatecznej sztywności ostatecznie przyjmujemy podłużnice wykonane z kształtowników HEB 120.

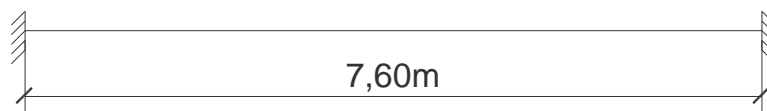
Reakcje z podłużnicy obciążające poprzecznicę wynoszą odpowiednio:

- $R_k = 33,13 \text{ kN}$
- $R_d^{\max} = 45,65 \text{ kN}$
- $R_d^{\min} = 31,21 \text{ kN}$

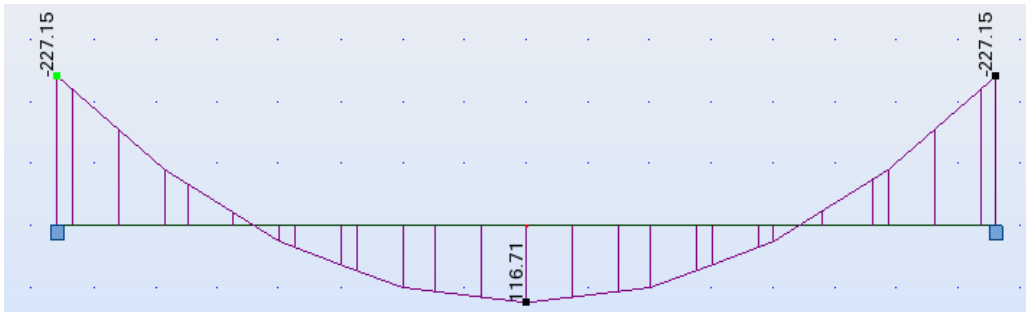
9.4. Wymiarowanie poprzecznic

Poprzecznicę są elementami o schemacie belki jednoprzęsłowej utwierdzonej w dźwigarach rurowych.

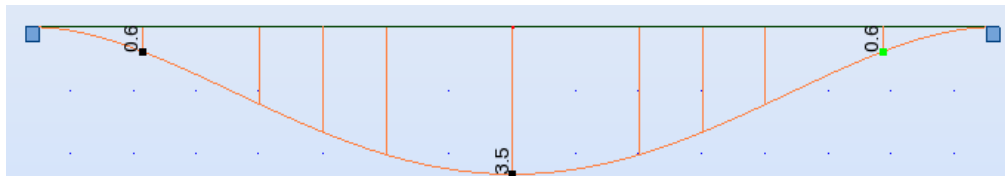
Przyjęto, że podłużnice wykonane zostaną z profili HEB 400. W obliczeniach uwzględniono ciężar kolektorów. Obciążenie przyjęto w postaci reakcji z podłużnicy oraz ciężaru własnego poprzecznicę. Uwzględniono, że poprzecznicę jest zabezpieczona przed zwichrzeniem.



Rys.21. Schemat statyczny poprzecznicę



Rys.22. Wykres momentów zginających poprzecznicę - model klasy (e^1, p^3)



Rys.23. Ugięcia poprzeczniczy - model klasy (e^1, p^3)

Sprawdzenie nośności poprzeczniczy:

$$\sigma = \frac{M}{W_{nt}} = \frac{227,15 \text{ kNm}}{2,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 78,87 \text{ MPa} \leq 310 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie ugięć podłużniczy:

$$f = 3,5 \text{ mm} < \frac{7600 \text{ mm}}{300} = 25,3 \text{ mm}$$

Poprzecznicza spełnia warunki stanu granicznego nośności oraz stanu granicznego użyteczności, ze względu na zapewnienie dostatecznej sztywności oraz ewentualnego przenoszenia obciążeń wyjątkowych ostatecznie przyjmujemy poprzecznicze wykonane z kształtowników HEB 400.

9.5. Wymiarowanie dźwigarów rurowych pomostu

Przy wymiarowaniu dźwigarów rurowych pomostu decydujące są dwa przekroje czyli miejsce styku z pylonem głównym (indeks 1) i środek rozpiętości przęsła (indeks 2). Siły przekrojowe z poszczególnych faz wynoszą:

- Ciężar własny konstrukcji (Sofistik przypadek obciążenia LC 4201)
 - $N_{c.w.}^{k,1} = -2785,2 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{y,c.w.}^{k,1} = -126,4 \text{ kNm}$
 - $M_{z,c.w.}^{k,1} = -164,1 \text{ kNm}$
 - $N_{c.w.}^{k,2} = 575,3 \text{ kN}$ (rozciąganie)
 - $M_{y,c.w.}^{k,2} = -187,6 \text{ kNm}$
 - $M_{z,c.w.}^{k,2} = -8,3 \text{ kNm}$
- Ciężar wyposażenia (Sofistik przypadek obciążenia LC 4211 – LC 4201)
 - $N_{c.wyp.}^{k,1} = -152,8 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{y,c.wyp.}^{k,1} = -5,7 \text{ kNm}$
 - $M_{z,c.wyp.}^{k,1} = -6,8 \text{ kNm}$
 - $N_{c.wyp.}^{k,2} = 68,8 \text{ kN}$ (rozciąganie)
 - $M_{y,c.wyp.}^{k,2} = -57,3 \text{ kNm}$

$$M_{z,c.wyp.}^{k,2} = 1,1 \text{ kNm}$$

- Obciążenie tłumem (Sofistik przypadek obciążenia LC 5220)

$$N_{t.}^{k,1} = -2205,3 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,t.}^{k,1} = -794,1 \text{ kNm}$$

$$M_{z,t.}^{k,1} = -13,7 \text{ kNm}$$

$$N_{t.}^{k,2} = 1229,6 \text{ kN (rozciąganie)}$$

$$M_{y,t.}^{k,2} = 1201,3 \text{ kNm}$$

$$M_{z,t.}^{k,2} = 32,1 \text{ kNm}$$
- Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)

$$N_{w.o.\perp}^{k,1} = -811,0 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,w.o.\perp}^{k,1} = -116,8 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.o.\perp}^{k,1} = -249,3 \text{ kNm}$$

$$N_{w.o.\perp}^{k,2} = 466,1 \text{ kN (rozciąganie)}$$

$$M_{y,w.o.\perp}^{k,2} = 34,0 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.o.\perp}^{k,2} = -18,7 \text{ kNm}$$
- Obciążenie zmianą temperatury (Sofistik przypadek obciążenia LC 5240)

$$N_{temp.}^{k,1} = -4318,3 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,temp.}^{k,1} = -143,6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,temp.}^{k,1} = 0,9 \text{ kNm}$$

$$N_{temp.}^{k,2} = -3512,4 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,temp.}^{k,2} = -169,5 \text{ kNm}$$

$$M_{z,temp.}^{k,2} = -14,2 \text{ kNm}$$
- Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5250)

$$N_{w.no.\perp}^{k,1} = -1260,8 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,w.no.\perp}^{k,1} = -226,3 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\perp}^{k,1} = 357,2 \text{ kNm}$$

$$N_{w.no.\perp}^{k,2} = 632,3 \text{ kN (rozciąganie)}$$

$$M_{y,w.no.\perp}^{k,2} = 68,5 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\perp}^{k,2} = -25,2 \text{ kNm}$$
- Obciążenie wiatrem wzdłuż konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)

$$N_{w.no.\parallel}^{k,1} = -155,1 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,w.no.\parallel}^{k,1} = 5,2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\parallel}^{k,1} = -3,0 \text{ kNm}$$

$$N_{w.no.\parallel}^{k,2} = 1,8 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{y,w.no.}^{k,2} = -2,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.}^{k,2} = 5,8 \text{ kNm}$$

Miarodajna obliczeniowe siły przekrojowe w przekroju nr 1 przy pylonie głównym wyznaczamy z kombinacji:

$$N_d^1 = \gamma_f \cdot N_{c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_t^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{temp.}^{k,1}$$

$$N_d^1 = 1,35 \cdot (-2785,2 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-152,8 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-2205,3 \text{ kN}) + 1,3 \cdot (-811,0 \text{ kN}) + 1,3 \cdot (-4318,3 \text{ kN}) = -13965,3 \text{ kN (ściskanie)}$$

$$M_{d,y}^1 = \gamma_f \cdot M_{y,c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,t.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,temp.}^{k,1}$$

$$M_{d,y}^1 = 1,35 \cdot (-126,4 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-5,7 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-794,1 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-116,8 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-143,6 \text{ kNm}) = -1708,9 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^1 = \gamma_f \cdot M_{z,c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,t.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,temp.}^{k,1}$$

$$M_{d,z}^1 = 1,35 \cdot (-164,1 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-6,8 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-13,7 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-249,3 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot 0,9 \text{ kNm} = -575,2 \text{ kNm}$$

Moment wypadkowy:

$$M_d^1 = \sqrt{(M_{d,y}^1)^2 + (M_{d,z}^1)^2} = \sqrt{(-1708,9 \text{ kNm})^2 + (-575,2 \text{ kNm})^2} = 1803,1 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności w przekroju nr 1, przyjęto przekrój rurowy RO 813/25 ze stali S690QL:

Długość pręta:

$$l = 14,5 \text{ m}$$

Promień bezwładności:

$$i = 27,9 \text{ cm}$$

Długość wyboczeniowa:

$$l_w = \mu \cdot l = 1,0 \cdot 14,5 \text{ m} = 14,5 \text{ m}$$

Smukłość pręta:

$$\lambda = \frac{l_w}{i} = \frac{14,5 \text{ m}}{27,9 \text{ cm}} = 52,0$$

Smukłość porównawcza:

$$\lambda_p = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}} = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{550}} = 71,2$$

Współczynnik wyboczeniowy:

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{52,0}{71,2} = 0,73 \rightarrow m_w = 1,38$$

Sprawdzenie warunku na ściskanie ze zginaniem:

$$\sigma = \frac{P \cdot m_w}{F_{br}} + \frac{M}{W} \leq R$$

$$\sigma = \frac{13965,3 \text{ kN} \cdot 1,38}{619 \text{ cm}^2} + \frac{1803,1 \text{ kNm}}{13933 \text{ cm}^3} = 440,8 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

Miarodajna obliczeniowe siły przekrojowe w przekroju nr 2 w środku rozpiętości głównego przęsła:

$$N_d^2 = \gamma_f \cdot N_{c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot N_{c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot N_t^{k,2} + \gamma_f \cdot N_{w.o.\perp}^{k,2}$$

$$N_d^2 = 0,9 \cdot 575,3 \text{ kN} + 0,9 \cdot 68,8 \text{ kN} + 1,5 \cdot 1229,6 \text{ kN} + 1,3 \cdot 466,1 \text{ kN} = 3030,0 \text{ kN}$$

(rozciąganie)

$$M_{d,y}^2 = \gamma_f \cdot M_{y,c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,t.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,w.o.\perp}^{k,2}$$

$$M_{d,y}^2 = 0,9 \cdot (-187,6 \text{ kNm}) + 0,9 \cdot (-57,3 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 1201,3 \text{ kNm} + 1,3 \cdot 34,0 \text{ kNm} = 1625,7 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^2 = \gamma_f \cdot M_{z,c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,t.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,w.o.\perp}^{k,2}$$

$$M_{d,z}^2 = 0,9 \cdot (-8,3 \text{ kNm}) + 0,9 \cdot 1,1 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 32,1 \text{ kNm} + 1,3 \cdot (-18,7 \text{ kNm}) = 17,4 \text{ kNm}$$

Wypadkowy moment zginający:

$$M_d^2 = \sqrt{(M_{d,y}^2)^2 + (M_{d,z}^2)^2} = \sqrt{(1625,7 \text{ kNm})^2 + (17,4 \text{ kNm})^2} = 1625,8 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności w przekroju nr 2, przyjęto przekrój rurowy RO 813/25 ze stali S690QL:

Sprawdzenie warunku na rozciąganie ze zginaniem:

$$\sigma = \frac{P}{F_{nt}} + \frac{M}{W} \leq R$$

$$\sigma = \frac{3030,0 \text{ kN}}{619 \text{ cm}^2} + \frac{1625,8 \text{ kNm}}{13933 \text{ cm}^3} = 165,6 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

Dźwigary rurowe pomostu spełniają warunki stanu granicznego nośności. Należy je wykonać w całości ze stali S690QL, uzasadnienie tego faktu przedstawiono w rozdziale dotyczącym analizy konstrukcji przy zerwaniu ciągną.

9.6. Wymiarowanie pylonów powyżej pomostu

Tabela 4. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od ciężaru własnego konstrukcji (Sofistik przypadek obciążenia LC 4201)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	-1830,7	-1183,6	469,1	1,35	-2471,4	-1597,9	633,3
1b	-1895,5	-493,8	-908,0		-2558,9	-666,6	-1225,8
1c	-1932,2	987,3	-972,7		-2608,5	1332,9	-1313,1
2a	-1528,5	-201,3	-167,5		-2063,5	-271,8	-226,1
2b	-1883,0	-87,0	-61,2		-2542,1	-117,5	-82,6
3	-2095,4	-107,9	-128,1		-2828,8	-145,7	-172,9
4	-1189,4	-26,0	-77,6		-1605,7	-35,1	-104,8
5	-630,2	-1,8	-49,9		-850,8	-2,4	-67,4
6	-339,5	5,3	-20,9		-458,3	7,2	-28,2
7	-3,9	0,0	0,0	-5,3	0,0	0,0	

Tabela 5. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od ciężaru wyposażenia (Sofistik przypadek obciążenia LC 4211 – LC 4201)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{\min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	-301,3	-128,2	-62,5	1,5	-452,0	-192,3	-93,8
1b	-308,2	-70,1	-147,5		-462,3	-105,2	-221,3
1c	-293,5	192,9	172,0		-440,3	289,4	258,0
2a	-330,9	-5,9	9,0		-496,4	-8,9	13,5
2b	-333,3	-7,6	9,4		-500,0	-11,4	14,1
3	-516,3	-7,3	9,2		-774,5	-11,0	13,8
4	-420,2	-5,9	10,4		-630,3	-8,9	15,6
5	-376,8	-1,5	2,5		-565,2	-2,3	3,8
6	-377,6	3,3	1,5		-566,4	5,0	2,3
7	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0

Tabela 6. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od obciążenia tłumem (Sofistik przypadek obciążenia LC 5220)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{\min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	-929,2	-299,8	-470,1	1,5	-1393,8	-449,7	-705,2
1b	-1007,3	89,4	-636,7		-1511,0	134,1	-955,1
1c	-927,6	814,2	-268,8		-1391,4	1221,3	-403,2
2a	-828,1	-56,0	70,3		-1242,2	-84,0	105,5
2b	-854,5	-74,8	-64,5		-1281,8	-112,2	-96,8
3	-700,1	-35,5	37,0		-1050,2	-53,3	55,5
4	-41,8	-13,1	27,5		-62,7	-19,7	41,3
5	376,0	-0,3	4,1		564,0	-0,5	6,2
6	643,3	-10,1	7,5		965,0	-15,2	11,3
7	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0

Tabela 7. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem w poprzek - konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{\min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	37,0	-203,8	-118,2	1,3	48,1	-264,9	-153,7
1b	-58,9	-62,6	-249,8		-76,6	-81,4	-324,7
1c	-123,3	295,4	-166,7		-160,3	384,0	-216,7
2a	-20,1	-118,8	-40,3		-26,1	-154,4	-52,4
2b	26,7	-78,2	-89,6		34,7	-101,7	-116,5
3	1,7	-73,8	-34,4		2,2	-95,9	-44,7
4	8,0	-48,5	-25,0		10,4	-63,1	-32,5

5	6,5	-37,0	-18,7		8,5	-48,1	-24,3
6	-1,4	-26,3	-12,7		-1,8	-34,2	-16,5
7	0,0	0,9	0,0		0,0	1,2	0,0

Tabela 8. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia zmianą temperatury (Sofistik przypadek obciążenia LC 5240)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	269,7	175,0	-75,6	1,3	350,6	227,5	-98,3
1b	261,4	221,1	50,9		339,8	287,4	66,2
1c	232,1	-50,1	259,9		301,7	-65,1	337,9
2a	262,7	-7,8	20,9		341,5	-10,1	27,2
2b	274,9	-12,1	9,2		357,4	-15,7	12,0
3	432,7	5,6	-2,5		562,5	7,3	-3,3
4	310,0	6,8	-10,2		403,0	8,8	13,3
5	206,7	4,0	-7,6		268,7	5,2	-9,9
6	92,3	2,1	-6,5		120,0	2,7	-8,5
7	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0

Tabela 9. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem w poprzek konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5250)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	-3,1	-417,2	-245,0	1,3	-4,0	-542,4	-318,5
1b	-149,7	-130,5	-487,4		-194,6	-169,7	-633,6
1c	-232,4	552,0	-328,6		-302,1	717,6	-427,2
2a	-62,4	-236,3	-80,5		-81,1	-307,2	-104,7
2b	67,1	-156,6	-179,5		87,2	-203,6	-233,4
3	-3,6	-151,7	-71,5		-4,7	-197,2	-93,0
4	28,3	-99,0	-49,6		36,8	-128,7	-64,5
5	40,3	-74,0	-37,8		52,4	-96,2	-49,1
6	47,9	-52,1	-26,1		62,3	-67,7	-33,9
7	0,0	1,8	0,0		0,0	2,3	0,0

Tabela 10. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem wzdłuż konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]
1a	-41,1	10,7	-105,1	1,3	-53,4	13,9	-136,6
1b	-43,4	-56,4	-64,9		-56,4	-73,3	-84,4

1c	-38,6	97,6	31,6		-50,2	126,9	41,1
2a	-11,5	12,8	-29,8		-15,0	16,6	-38,7
2b	-11,9	19,0	-20,3		-15,5	24,7	-26,4
3	11,1	12,6	-26,4		14,4	16,4	-34,3
4	14,4	9,0	-18,2		18,7	11,7	-23,7
5	13,7	6,9	-13,7		17,8	9,0	-17,8
6	8,7	4,8	-9,6		11,3	6,2	-12,5
7	0,0	0,0	1,8		0,0	0,0	2,3

Decydujące kombinacje do wymiarowania to:

- Ciężar własny + ciężar wyposażenia + obciążenie użytkowe + obciążenie wiatrem w poprzek na konstrukcję obciążoną
- Ciężar własny + ciężar wyposażenia + obciążenie użytkowe + obciążenie wiatrem w poprzek na konstrukcję obciążoną + zmiana temperatury
- Ciężar własny + ciężar wyposażenia + obciążenie wiatrem w poprzek na konstrukcję nieobciążoną

Tabela 11. Scalone obliczeniowe siły przekrojowe (kombinacja 1, 2 i 3)

Nr pylonu	N_d^1 [kN]	$M_{d,y}^1$ [kNm]	$M_{d,z}^1$ [kNm]	N_d^2 [kN]	$M_{d,y}^2$ [kNm]	$M_{d,z}^2$ [kNm]	N_d^3 [kN]	$M_{d,y}^3$ [kNm]	$M_{d,z}^3$ [kNm]
1a	-4269,1	-2504,8	-319,3	-3918,5	-2277,3	-417,6	-2927,4	-2332,5	221,0
1b	-4608,7	-719,1	-2726,8	-4269,9	-431,6	-2660,7	-3215,8	-941,4	-2080,7
1c	-4600,4	3227,5	-1675,1	-4298,7	3162,4	-1337,2	-3350,8	2339,8	-1482,3
2a	-3828,1	-519,0	-159,6	-3486,6	-529,2	-132,4	-2640,9	-587,8	-317,3
2b	-4289,0	-342,7	-281,8	-3931,7	-358,4	-269,8	-2954,8	-332,4	-301,9
3	-4651,2	-305,8	-148,4	-4088,7	-298,5	-151,6	-3607,9	-353,8	-252,1
4	-2288,3	-126,7	-80,4	-1885,3	-117,8	-93,7	-2199,2	-172,7	-153,6
5	-843,5	-53,2	-81,8	-574,8	-48,0	-91,7	-1363,6	-100,9	-112,8
6	-61,6	-37,2	-31,2	58,4	-34,5	-39,7	-962,5	-55,6	-59,9
7	-5,3	1,2	0,0	-5,3	1,2	0,0	-5,3	2,3	0,0

Tabela 12. Scalone obliczeniowe siły przekrojowe z momentami wypadkowymi (kombinacja 1, 2 i 3)

Nr pylonu	N_d^1 [kN]	M_d^1 [kNm]	N_d^2 [kN]	M_d^2 [kNm]	N_d^3 [kN]	M_d^3 [kNm]
1a	-4269,1	2525,1	-3918,5	2315,3	-2927,4	2343,0
1b	-4608,7	2820,1	-4269,9	2695,5	-3215,8	2283,7
1c	-4600,4	3636,3	-4298,7	3433,5	-3350,8	2769,8
2a	-3828,1	543,0	-3486,6	545,5	-2640,9	668,0
2b	-4289,0	443,7	-3931,7	448,6	-2954,8	449,0
3	-4651,2	339,9	-4088,7	334,8	-3607,9	434,4
4	-2288,3	150,0	-1885,3	150,5	-2199,2	231,1
5	-843,5	97,6	-574,8	103,5	-1363,6	151,3

6	-61,6	48,6	58,4	52,6	-962,5	81,7
7	-5,3	1,2	-5,3	1,2	-5,3	2,3

Tabela 13. Charakterystyki wytrzymałościowe pylonów stal

Nr pylonu	W [cm ³]	A [cm ²]	l [m]	l_w [m]	i [cm]	λ [-]	R [MPa]	λ_p [-]	$\frac{\lambda}{\lambda_p}$ [-]	m_w [-]
1a (RO914/25) S690QL	17829	698	18,02	36,04	31,4	114,8	550	71,2	1,61	5,16
1b (RO914/25) S690QL	17829	698	16,58	33,16	31,4	105,6	550	71,2	1,48	4,38
1c (RO914/25) S690QL	17829	698	16,85	33,70	31,4	107,3	550	71,2	1,51	4,56
2a (RO762/25) S460J2	10327	579	15,26	30,52	26,1	116,9	380	85,6	1,37	3,76
2b (RO762/25) S460J2	10327	579	14,56	29,12	26,1	111,6	380	85,6	1,30	3,38
3 (RO711/25) S460J2	8927	539	13,27	26,54	24,3	109,2	380	85,6	1,27	3,22
4 (RO610/20) S460J2	5295	371	11,44	22,88	20,9	109,5	380	85,6	1,28	3,28
5 (RO508/20) S460J2	3600	307	9,74	19,48	17,3	112,6	380	85,6	1,32	3,48
6 (RO457/20) S460J2	2874	257	8,15	16,30	15,5	105,2	380	85,6	1,23	3,02
7 (RO406.4/20) S460J2	2236	243	6,62	13,24	13,7	96,6	380	85,6	1,13	2,55

Sprawdzenie warunków stanu granicznego nośności dla pylonów dokonujemy ze wzorów zamieszczonych poniżej wybierając najbardziej niekorzystną kombinację:

- $\sigma = \frac{P \cdot m_w}{F_{br}} + \frac{M}{W} \leq R$ – ściskanie ze zginaniem

Wyniki dla poszczególnych pylonów:

- Pylon 1a – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{4269,1 \text{ kN} \cdot 5,16}{698 \text{ cm}^2} + \frac{2525,1 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 457,2 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$
- Pylon 1b – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{4608,7 \text{ kN} \cdot 4,38}{698 \text{ cm}^2} + \frac{2820,1 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 447,3 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$
- Pylon 1c – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{4600,4 \text{ kN} \cdot 4,56}{698 \text{ cm}^2} + \frac{3636,3 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 504,5 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$
- Pylon 2a – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{3828,1 \text{ kN} \cdot 3,76}{579 \text{ cm}^2} + \frac{543,0 \text{ kNm}}{10327 \text{ cm}^3} = 301,2 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$

- Pylon 2b – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{4289,0 \text{ kN} \cdot 3,38}{579 \text{ cm}^2} + \frac{443,7 \text{ kNm}}{10327 \text{ cm}^3} = 293,3 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 3 – decyduje kombinacja nr 1:

$$\frac{4651,2 \text{ kN} \cdot 3,22}{539 \text{ cm}^2} + \frac{339,9 \text{ kNm}}{8927 \text{ cm}^3} = 315,9 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 4 – decyduje kombinacja nr 3:

$$\frac{2199,2 \text{ kN} \cdot 3,28}{371 \text{ cm}^2} + \frac{231,1 \text{ kNm}}{5295 \text{ cm}^3} = 238,1 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 5 – decyduje kombinacja nr 3:

$$\frac{1363,6 \text{ kN} \cdot 3,48}{307 \text{ cm}^2} + \frac{151,3 \text{ kNm}}{3600 \text{ cm}^3} = 196,5 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 6 – decyduje kombinacja nr 3:

$$\frac{962,5 \text{ kN} \cdot 3,02}{257 \text{ cm}^2} + \frac{81,7 \text{ kNm}}{2874 \text{ cm}^3} = 141,5 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 7 – pominięto sprawdzanie nośności ze względu na znikome siły przekrojowe.

Przyjęte wymiary pylonów spełniają warunki stanu granicznego nośności.

9.7. Wymiarowanie pylonów głównych poniżej pomostu

Przy wymiarowaniu głównych pylonów decydujące są dwa przekroje czyli miejsce styku pylonu z fundamentem (indeks 1) i połączenie pylonu z pomostem (indeks 2). Siły przekrojowe z poszczególnych faz wynoszą:

- Ciężar własny konstrukcji (Sofistik przypadek obciążenia LC 4201)

$$N_{c.w.}^{k,1} = -4098,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,c.w.}^{k,1} = -4520,2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,c.w.}^{k,1} = -1372,6 \text{ kNm}$$

$$N_{c.w.}^{k,2} = -3983,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,c.w.}^{k,2} = -1845,1 \text{ kNm}$$

$$M_{z,c.w.}^{k,2} = -3028,4 \text{ kNm}$$
- Ciężar wyposażenia (Sofistik przypadek obciążenia LC 4211 – LC 4201)

$$N_{c.wyp.}^{k,1} = -623,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,c.wyp.}^{k,1} = -78,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,c.wyp.}^{k,1} = -460,0 \text{ kNm}$$

$$N_{c.wyp.}^{k,2} = -623,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,c.wyp.}^{k,2} = -215,3 \text{ kNm}$$

$$M_{z,c.wyp.}^{k,2} = -452,5 \text{ kNm}$$
- Obciążenie tłumem (Sofistik przypadek obciążenia LC 5220)

$$N_t^{k,1} = -1926,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,t.}^{k,1} = -2082,6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,t}^{k,1} = -362,9 \text{ kNm}$$

$$N_t^{k,2} = -1925,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,t}^{k,2} = 863,2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,t}^{k,2} = -1971,8 \text{ kNm}$$

- Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)

$$N_{w.o.\perp}^{k,1} = 45,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.o.\perp}^{k,1} = -1962,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.o.\perp}^{k,1} = -686,1 \text{ kNm}$$

$$N_{w.o.\perp}^{k,2} = 45,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.o.\perp}^{k,2} = -107,4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.o.\perp}^{k,2} = -846,6 \text{ kNm}$$

- Obciążenie zmianą temperatury (Sofistik przypadek obciążenia LC 5240)

$$N_{temp.}^{k,1} = 1936,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,temp.}^{k,1} = -12329,0 \text{ kNm}$$

$$M_{z,temp.}^{k,1} = 4089,3 \text{ kNm}$$

$$N_{temp.}^{k,2} = 1936,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,temp.}^{k,2} = 737,2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,temp.}^{k,2} = 140,4 \text{ kNm}$$

- Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5250)

$$N_{w.no.\perp}^{k,1} = -79,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.no.\perp}^{k,1} = -2984,1 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\perp}^{k,1} = -1459,4 \text{ kNm}$$

$$N_{w.no.\perp}^{k,2} = -80,0 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.no.\perp}^{k,2} = -243,4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\perp}^{k,2} = -1697,6 \text{ kNm}$$

- Obciążenie wiatrem wzdłuż konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)

$$N_{w.no.\parallel}^{k,1} = -158,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.no.\parallel}^{k,1} = 880,8 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\parallel}^{k,1} = -555,2 \text{ kNm}$$

$$N_{w.no.\parallel}^{k,2} = -157,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,w.no.\parallel}^{k,2} = 190,8 \text{ kNm}$$

$$M_{z,w.no.\parallel}^{k,2} = -220,8 \text{ kNm}$$

Miarodajna obliczeniowe siły przekrojowe w przekroju nr 1 wyznaczamy z kombinacji:

$$N_d^1 = \gamma_f \cdot N_{c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_t^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot N_{temp.}^{k,1}$$

$$N_d^1 = 1,35 \cdot (-4098,3 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-623,9 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-1926,3 \text{ kN}) + 1,3 \cdot 45,5 \text{ kN} + 1,3 \cdot 1936,7 \text{ kN} = -6781,1 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{d,y}^1 = \gamma_f \cdot M_{y,c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,t.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{y,temp.}^{k,1}$$

$$M_{d,y}^1 = 1,35 \cdot (-4520,2 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-78,9 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-2082,6 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-1962,9 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-12329,0 \text{ kNm}) = -27924,0 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^1 = \gamma_f \cdot M_{z,c.w.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,c.wyp.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,t.}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,w.o.\perp}^{k,1} + \gamma_f \cdot M_{z,temp.}^{k,1}$$

$$M_{d,z}^1 = 1,35 \cdot (-1372,6 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-460,0 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-362,9 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-686,1 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-555,2 \text{ kNm}) = -4701,1 \text{ kNm}$$

Wypadkowy moment zginający:

$$M_d^1 = \sqrt{(M_{d,y}^1)^2 + (M_{d,z}^1)^2} = \sqrt{(-27924,0 \text{ kNm})^2 + (-4701,1 \text{ kNm})^2} = 28317,0 \text{ kNm}$$

Miarodajna obliczeniowa siła przekrojowa w przekroju nr 2 wyznaczamy z kombinacji:

$$N_d^1 = \gamma_f \cdot N_{c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot N_{c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot N_{t.}^{k,2} + \gamma_f \cdot N_{w.o.\perp}^{k,2}$$

$$N_d^1 = 1,35 \cdot (-3983,1 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-623,7 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (-1925,8 \text{ kN}) + 1,3 \cdot 45,2 \text{ kN} = -9142,7 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{d,y}^2 = \gamma_f \cdot M_{y,c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,t.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{y,w.o.\perp}^{k,2}$$

$$M_{d,y}^2 = 1,35 \cdot (-1845,1 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-215,3 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 863,2 \text{ kNm} + 1,3 \cdot (-107,4 \text{ kNm}) = -1658,7 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^2 = \gamma_f \cdot M_{z,c.w.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,c.wyp.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,t.}^{k,2} + \gamma_f \cdot M_{z,w.o.\perp}^{k,2}$$

$$M_{d,z}^2 = 1,35 \cdot (-3028,4 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-452,5 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-1971,8 \text{ kNm}) + 1,3 \cdot (-846,6 \text{ kNm}) = -8825,4 \text{ kNm}$$

Wypadkowy moment zginający:

$$M_d^2 = \sqrt{(M_{d,y}^2)^2 + (M_{d,z}^2)^2} = \sqrt{(-1658,7 \text{ kNm})^2 + (-8825,4 \text{ kNm})^2} = 8979,9 \text{ kNm}$$

Charakterystyki przekroju:

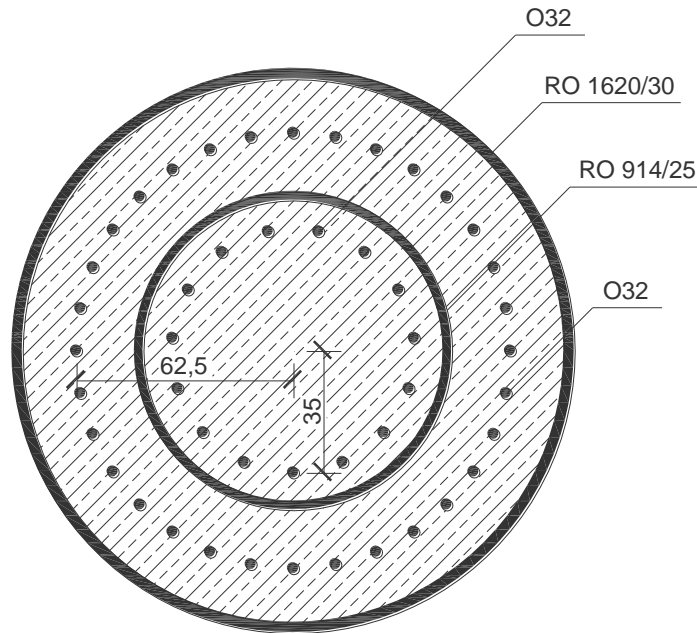
Materiały:

- Stal konstrukcyjna na rury S690QL $E_s = 205 \text{ GPa}$
- Stal zbrojeniowa B500SP $E_z = 200 \text{ GPa}$
- Beton B50 $E_b = 39 \text{ GPa}$

Sprowadzamy przekrój do przekroju czysto stalowego:

$$n_z = \frac{E_s}{E_z} = \frac{205 \text{ GPa}}{200 \text{ GPa}} = 1,025$$

$$n_b = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205 \text{ GPa}}{39 \text{ GPa}} = 5,256$$



Rys.24. Przekrój poprzeczny pylonu głównego poniżej pomostu

Charakterystyki przekroju z uwzględnieniem betonu:

Pole przekroju sprowadzonego:

$$A = A_{R1620/30} + A_{R914/25} + A_Z^{zew} + A_Z^{wew} + A_b^{zew} + A_b^{wew}$$

$$A = 0,150 \text{ m}^2 + 0,062 \text{ m}^2 + \frac{32 \cdot 0,016^2 \cdot \pi}{1,025} \text{ m}^2 + \frac{15 \cdot 0,016^2 \cdot \pi}{1,025} \text{ m}^2 + \frac{(1,560^2 - 0,914^2) \cdot \pi}{4 \cdot 5,256} \text{ m}^2 + \frac{0,864^2 \cdot \pi}{4 \cdot 5,256} \text{ m}^2$$

$$A = 0,599 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego:

$$I = I_{R1620/30} + I_{R914/25} + I_Z^{zew} + I_Z^{wew} + I_b^{zew} + I_b^{wew}$$

$$I = 0,0474 \text{ m}^4 + 0,0069 \text{ m}^4 + \frac{32 \cdot 0,016^2 \cdot \pi \cdot 1,25^2}{8 \cdot 1,025} \text{ m}^4 + \frac{15 \cdot 0,016^2 \cdot \pi \cdot 0,70^2}{8 \cdot 1,025} \text{ m}^4 + \frac{(1,560^4 - 0,914^4) \cdot \pi}{64 \cdot 5,256} \text{ m}^4 + \frac{0,864^4 \cdot \pi}{64 \cdot 5,256} \text{ m}^4$$

$$I = 0,1270 \text{ m}^4$$

Charakterystyki przekroju z pominięciem betonu:

Pole przekroju sprowadzonego:

$$A = A_{R1620/30} + A_{R914/25} + A_Z^{zew} + A_Z^{wew}$$

$$A = 0,150 \text{ m}^2 + 0,062 \text{ m}^2 + \frac{32 \cdot 0,016^2 \cdot \pi}{1,025} \text{ m}^2 + \frac{15 \cdot 0,016^2 \cdot \pi}{1,025} \text{ m}^2$$

$$A = 0,249 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego:

$$I = I_{R1620/30} + I_{R914/25} + I_Z^{zew} + I_Z^{wew}$$

$$I = 0,0474 \text{ m}^4 + 0,0069 \text{ m}^4 + \frac{32 \cdot 0,016^2 \cdot \pi \cdot 1,25^2}{8 \cdot 1,025} \text{ m}^4 + \frac{15 \cdot 0,016^2 \cdot \pi \cdot 0,70^2}{8 \cdot 1,025} \text{ m}^4 = 0,0567 \text{ m}^4$$

Sprawdzenie warunków nośności:• **Przekrój 1:**

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{6781,1 \text{ kN}}{0,599 \text{ m}^2} + \frac{28317,0 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,1270 \text{ m}^4} = 191,9 \text{ MPa} \leq R = 550 \text{ MPa}$$

Naprężenia w betonie:

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot n_b} - \frac{M \cdot r_b}{I \cdot n_b} = \frac{6781,1 \text{ kN}}{0,599 \text{ m}^2 \cdot 5,256} - \frac{28317,0 \text{ kNm} \cdot 0,780 \text{ m}}{0,1270 \text{ m}^4 \cdot 5,256} = -30,9 \text{ MPa}$$

$$|\sigma| = 30,9 \text{ MPa} > R_{bt 0,05} = 1,60 \text{ MPa}$$

Nastąpi zarysowanie betonu.

Sprawdzenie przy całkowitym pominięciu betonu (założenie na korzyść bezpieczną):

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{6781,1 \text{ kN}}{0,249 \text{ m}^2} + \frac{28317,0 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,0567 \text{ m}^4} = 431,8 \text{ MPa} \leq R = 550 \text{ MPa}$$

• **Przekrój 2:**

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{9142,7 \text{ kN}}{0,599 \text{ m}^2} + \frac{8979,9 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,1270 \text{ m}^4} = 72,5 \text{ MPa} \leq R = 300 \text{ MPa}$$

Naprężenia w betonie:

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot n_b} - \frac{M \cdot r_b}{I \cdot n_b} = \frac{9142,7 \text{ kN}}{0,599 \text{ m}^2 \cdot 5,256} - \frac{8979,9 \text{ kNm} \cdot 0,780 \text{ m}}{0,1270 \text{ m}^4 \cdot 5,256} = -7,6 \text{ MPa}$$

$$|\sigma| = 7,6 \text{ MPa} > R_{bt 0,05} = 1,60 \text{ MPa}$$

Nastąpi zarysowanie betonu.

Sprawdzenie przy całkowitym pominięciu betonu (założenie na korzyść bezpieczną):

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{9142,7 \text{ kN}}{0,249 \text{ m}^2} + \frac{8979,9 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,0567 \text{ m}^4} = 165,0 \text{ MPa} \leq R = 550 \text{ MPa}$$

Pylony mają wystarczającą nośność

9.8 Wymiarowanie cięgien

Oznaczenia składowych siły osiowej od poszczególnych obciążeń:

- $N_{c.w.}^k$ – Ciężar własny konstrukcji (Sofistik przypadek obciążenia LC 4201)
- $N_{c.wyp.}^k$ – Ciężar wyposażenia (Sofistik przypadek obciążenia LC 4211 – LC 4201)
- N_t^k – Obciążenie tłumem (Sofistik przypadek obciążenia LC 5220)
- $N_{w.o.\perp}^k$ – Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)
- $N_{temp.}^k$ – Obciążenie zmianą temperatury (Sofistik przypadek obciążenia LC 5240)
- $N_{w.no.\perp}^k$ – Obciążenie wiatrem w poprzek konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5250)
- $N_{w.no.\parallel}^k$ – Obciążenie wiatrem wzdłuż konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)

Tabela 14. Maksymalne siły charakterystyczne w cięgnach od poszczególnych obciążeń

Nr pylonów	$N_{c.w.}^k$ [kN]	$N_{c.wyp.}^k$ [kN]	N_t^k [kN]	$N_{w.o.\perp}^k$ [kN]	$N_{temp.}^k$ [kN]	$N_{w.no.\perp}^k$ [kN]	$N_{w.no.\parallel}^k$ [kN]
1	1306,5	222,5	741,6	46,6	-181,8	115,1	14,0
2	1366,9	250,3	637,5	17,7	-207,1	49,1	-2,5
3	1503,5	379,0	511,5	-0,4	-318,9	-4,5	17,2
4	849,1	306,9	28,9	6,2	-226,7	19,6	17,0
5	442,4	273,4	-272,9	6,5	-149,6	29,6	15,0
6	231,2	271,0	-456,3	4,9	-65,5	34,6	-10,1
7	106,3	265,5	-357,7	1,0	0,5	38,6	2,3

Tabela 15. Maksymalne siły obliczeniowe w cięgnach od poszczególnych obciążeń

Nr pylonów	$N_{c.w.}^k$ [kN]	$N_{c.wyp.}^k$ [kN]	N_t^k [kN]	$N_{w.o.\perp}^k$ [kN]	$N_{temp.}^k$ [kN]	$N_{w.no.\perp}^k$ [kN]	$N_{w.no.\parallel}^k$ [kN]
1	1763,8	333,8	1112,4	60,6	-236,3	149,6	18,2
2	1845,3	375,5	956,3	23,0	-269,2	63,8	-3,3
3	2029,7	568,5	767,3	-0,5	-414,6	-5,9	22,4
4	1146,3	460,4	43,4	8,1	-294,7	25,5	22,1
5	597,2	410,1	-409,4	8,5	-194,5	38,5	19,5
6	312,1	406,5	-684,5	6,4	-85,2	45,0	-13,1
7	143,5	398,3	-536,6	1,3	0,7	50,2	3,0

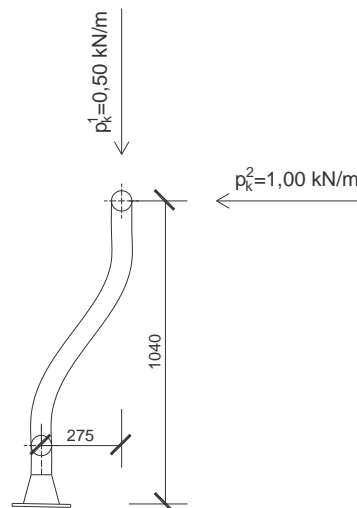
Maksymalne obliczeniowe siły przekrojowe w cięgnach i przyjęte liny:

- Pylon 1: $N = 3270,8$ kN
Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 2: $N = 3200,1$ kN
Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$

- Pylon 3: $N = 3365,5$ kN
Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa ciągu wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 4: $N = 1658,2$ kN
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa ciągu wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 5: $N = 1045,8$ kN
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa ciągu wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 6: $N = 763,6$ kN
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa ciągu wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 7: $N = 592,0$ kN
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa ciągu wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$

9.9 Sprawdzenie nośności balustrady

Przyjmujemy słupki i pochwyty balustrady wykonane z rur okrągłych RO70/5. Rozstaw słupków przyjmujemy co 2,0 m. Dla wymiarowania pochwyty miarodajne siły przekrojowe uzyskujemy przy jednoczesnym przyłożeniu obciążenia pionowego i poziomego. Natomiast dla wymiarowania słupka miarodajne siły przekrojowe otrzymujemy przy przyłożeniu jedynie obciążenia poziomego.



Rys.25. Schemat balustrady

Miarodajne obliczeniowe siły przekrojowe do wymiarowania pochwyty:

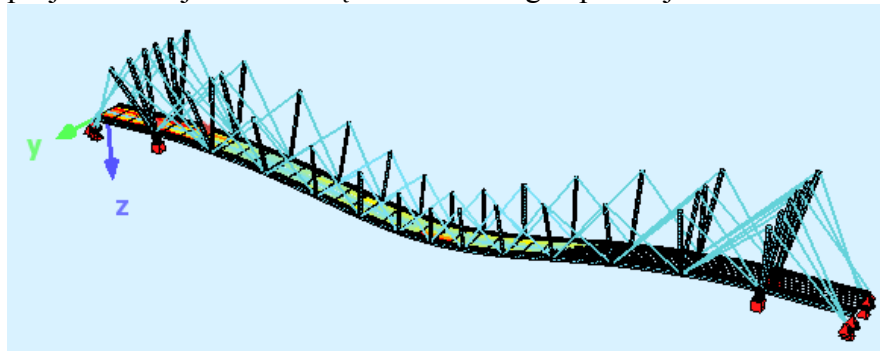
$$M_y^d = \gamma_f \cdot \frac{p_k^1 \cdot l_p^2}{8} = 1,50 \cdot \frac{0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,0 \text{ m})^2}{8} = 0,375 \text{ kNm}$$

$$M_z^d = \gamma_f \cdot \frac{p_k^2 \cdot l_p^2}{8} = 1,50 \cdot \frac{1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,0 \text{ m})^2}{8} = 0,750 \text{ kNm}$$

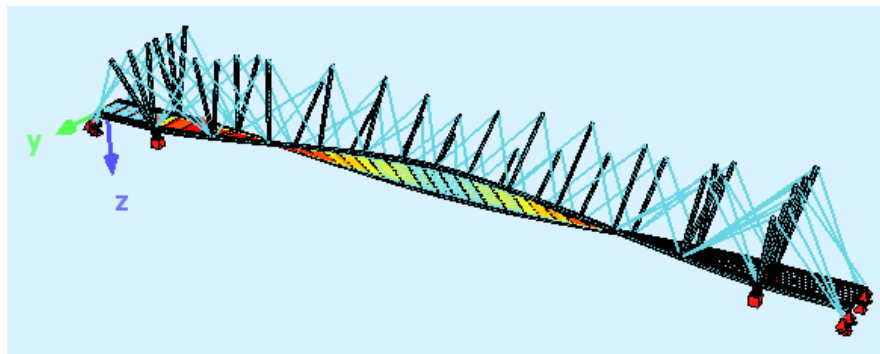
Norma PN-S-10052 nie zawiera zapisu odnośnie dopuszczalnych ugięć kładek dla pieszych o konstrukcji ciągnowej a już tym bardziej typu tensegrity, dlatego autor przyjął racjonalne ograniczenie ugięć do wartości $L/250$. W związku z tym graniczne ugięcia dla analizowanej konstrukcji wynoszą $f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{129,0 \text{ m}}{250} = 0,516 \text{ m}$. Decydujący przypadek obciążenia tłumem generuje ugięcia o wartości $f = 0,453 \text{ m}$. Spełniają one warunek $f < f_{max}$. Warunki stanu granicznego użyteczności są spełnione.

10. Cechy dynamiczne kładki tensegrity

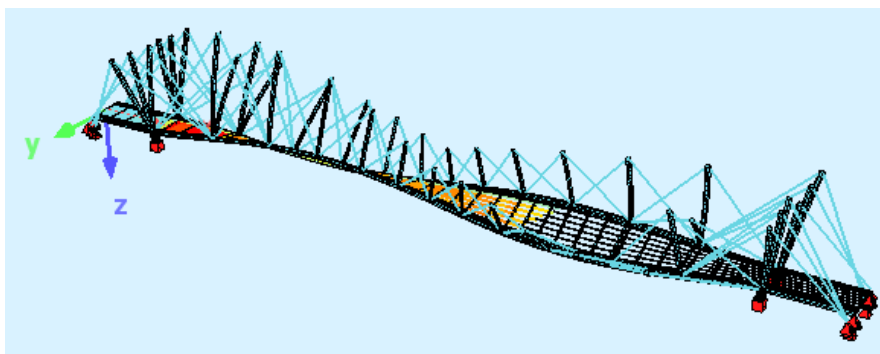
Podczas użytkowania kładek o dużych rozpiętościach często ujawniają się ich niepożądane cechy dynamiczne czyli możliwość wzbudzenia drgań co znacząco zmniejsza komfort jej użytkowania. Poniżej zamieszczono wszystkie formy drgań własnych projektowanej kładki o częstotliwości drgań poniżej 2 Hz.



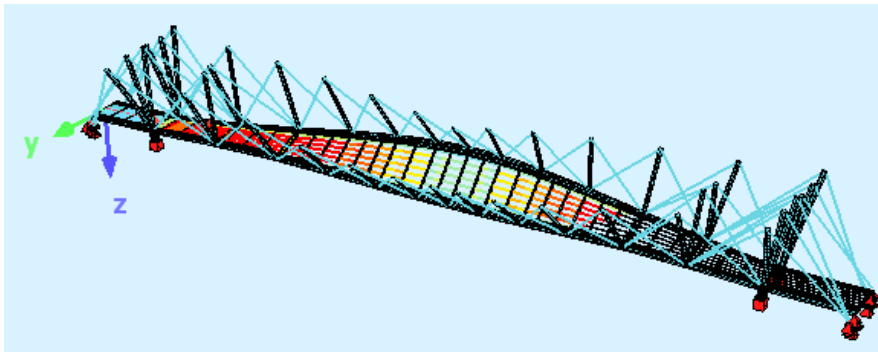
Rys.31. Pierwsza forma drgań własnych – częstotliwość 0,793 Hz



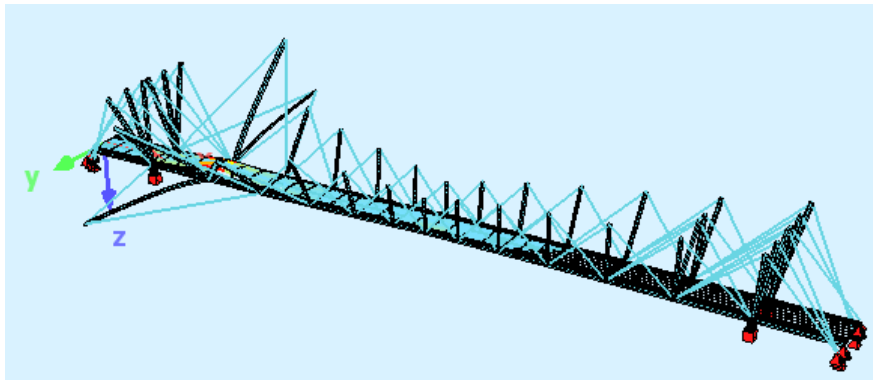
Rys.32. Druga forma drgań własnych – częstotliwość 0,846 Hz



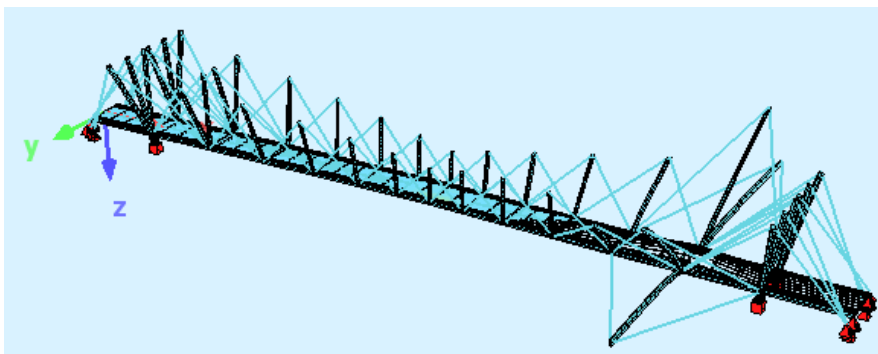
Rys.33. Trzecia forma drgań własnych – częstotliwość 1,310 Hz



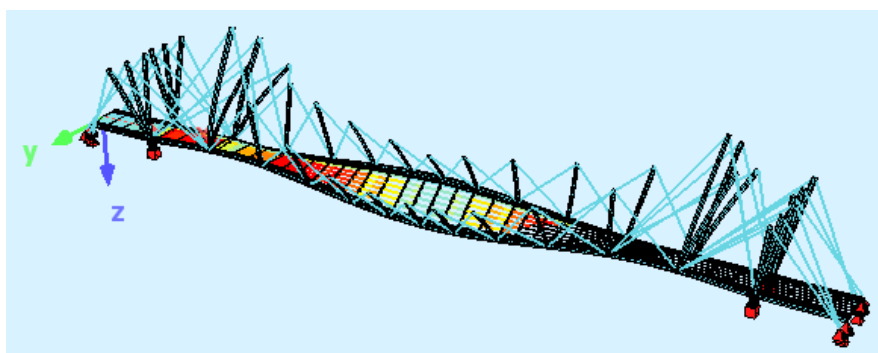
Rys.34. Czwarta forma drgań własnych – częstotliwość 1,377 Hz



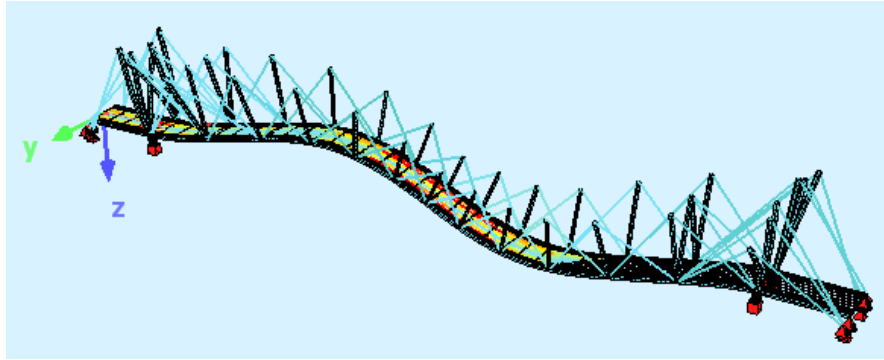
Rys.35. Piąta forma drgań własnych – częstotliwość 1,462 Hz



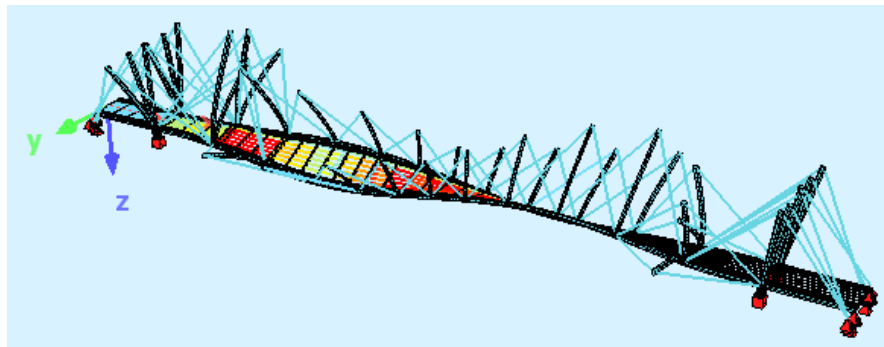
Rys.36. Szósta forma drgań własnych – częstotliwość 1,463 Hz



Rys.37. Siódma forma drgań własnych – częstotliwość 1,614 Hz



Rys.38. Ósma forma drgań własnych – częstotliwość 1,741 Hz



Rys.39. Dziewiąta forma drgań własnych – częstotliwość 1,860 Hz

Na podstawie powyższych wyników można się spodziewać wystąpienie niekorzystnych zjawisk dynamicznych w postaci wzbudzenia od ruchu pieszego. Niebezpieczne jest też bliskie sąsiedztwo częstotliwości drgań giętych i skrętnych. Dlatego korzystne byłoby zastosowanie tłumików drgań tak aby wytlumić pierwsze 4 formy drgań własnych. Alternatywnym rozwiązaniem mogłoby być dodanie dodatkowych cięgien, co spowodowałoby zwiększenie sztywności układu praktycznie bez zmiany masy, a więc zapewne zwiększyłyby częstotliwości drgań własnych.

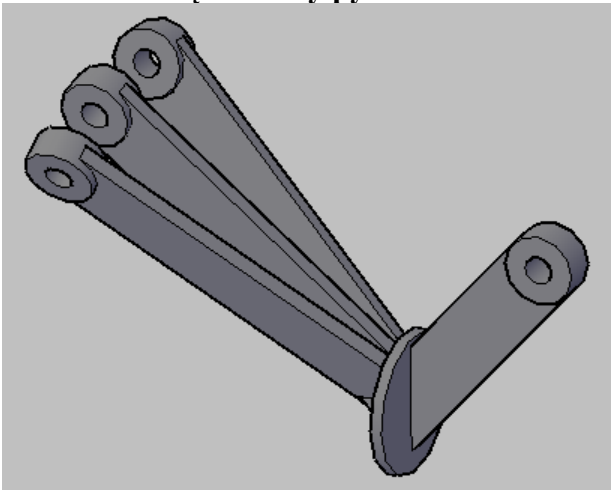
11. Konstrukcja węzłów kładki

Przyjęto konstrukcję węzłów w postaci odlewów wykonanych na zamówienie osadzonych w rurach stalowych stanowiących dźwigar pomostu i pylon. Zastosowanie odlewów okazało się konieczne ze względu na grubości blach stosowanych przy konstrukcji zakotwień cięgien.

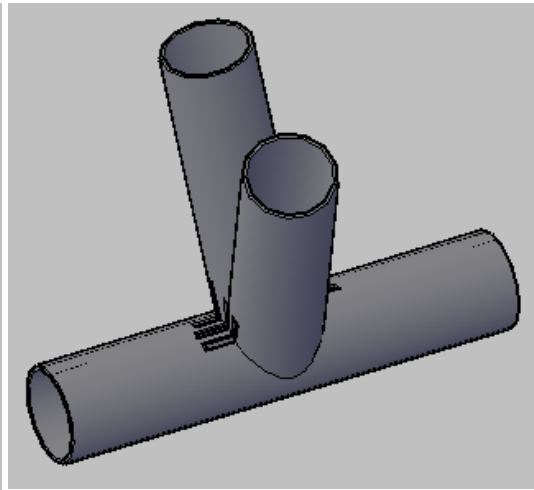
Ze względu na nietypową konstrukcję węzłów należało wykonać ich dokładniejszą analizę, do tego celu wykorzystano program Solidworks, stworzono model geometrii węzła w programie AutoCad, a następnie eksportowano go do programu Solidworks, w którym przekształcono go w model obliczeniowy klasy (e^3, p^3) .

Poniżej zamieszczono wyniki analizy dwóch węzłów dolnych czyli węzła dolnego pylonu P2 i węzła pylonu P3 oraz jednego węzła górnego. Jako obciążenie przyjęto siły z cięgien działające w postaci ciśnienia na wewnętrzną stronę zakotwienia (rozkład ciśnienia sinusoidalny). Wypadkowe obciążenie jest równe nośności obliczeniowej cięgien podanej przez producenta.

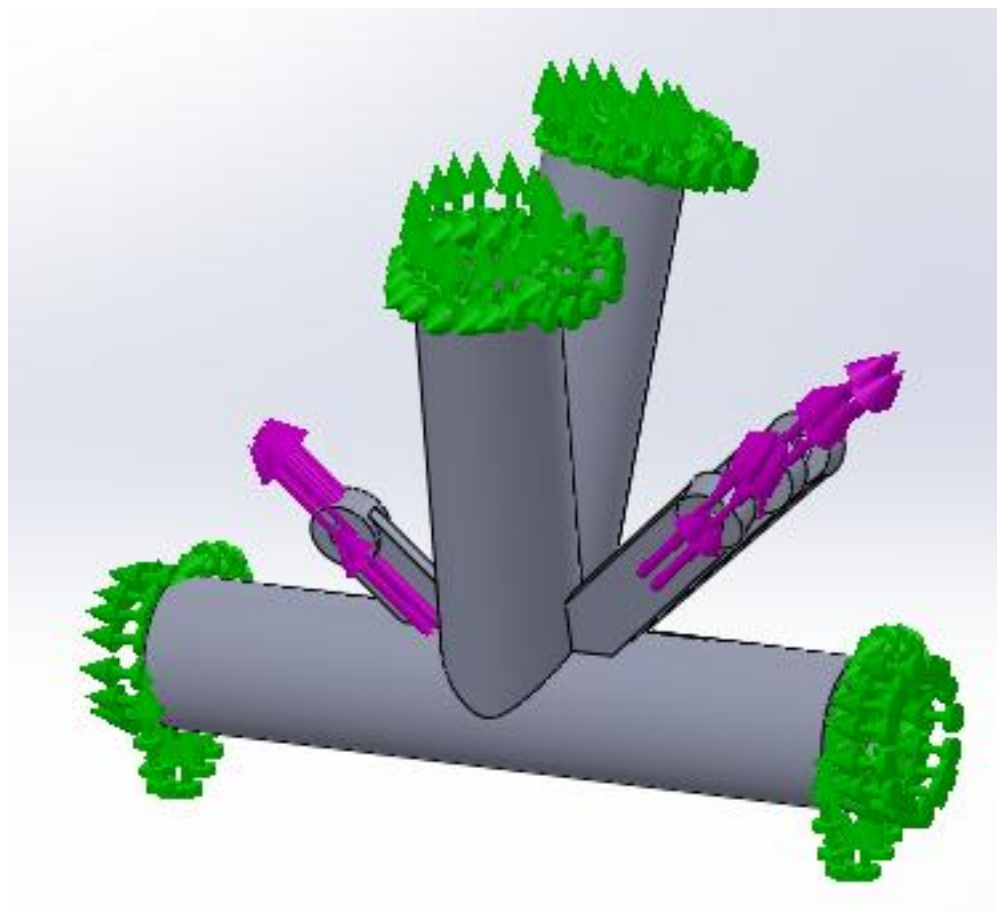
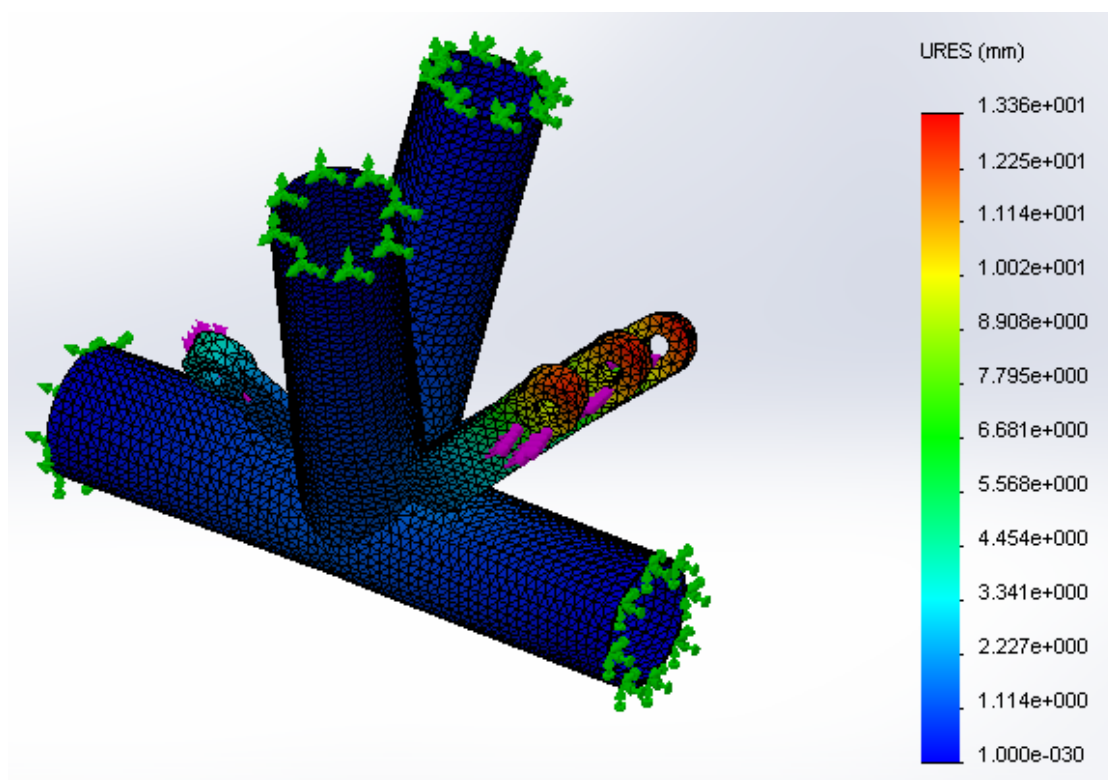
11.1 Węzeł dolny pylonu P2



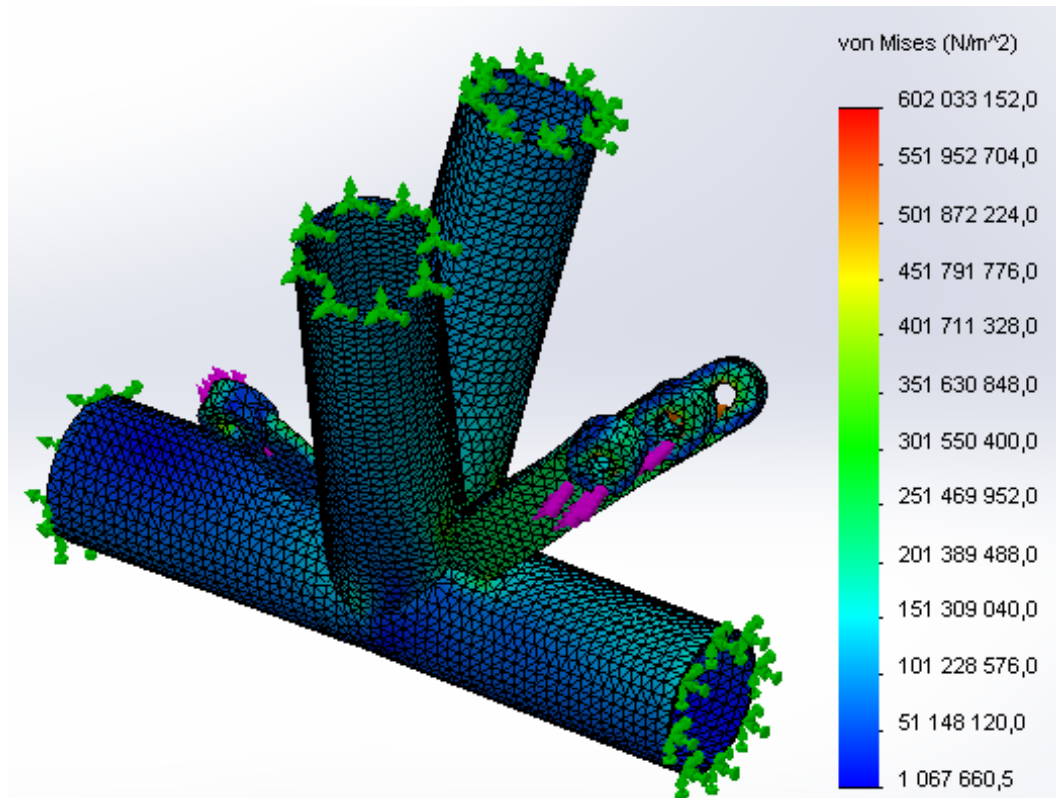
Rys.40. Odlewany element węzła dolnego pylonu P2



Rys.41. Spawana obudowa węzła dolnego pylonu P2

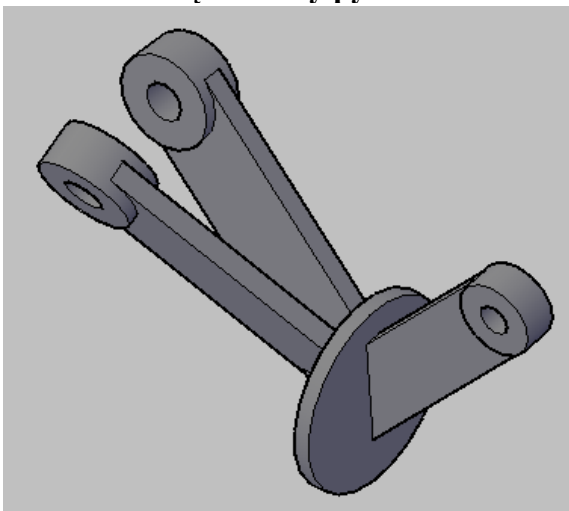
Rys.42. Węzeł dolny pylonu P2 model klasy (e^3, p^3)

Rys.43. Deformacje węzła dolnego pylonu P2

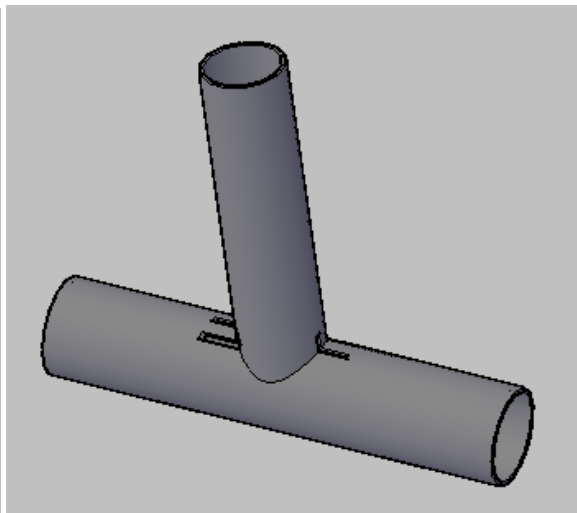


Rys.44. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesesa w węźle dolnym pylonu P2

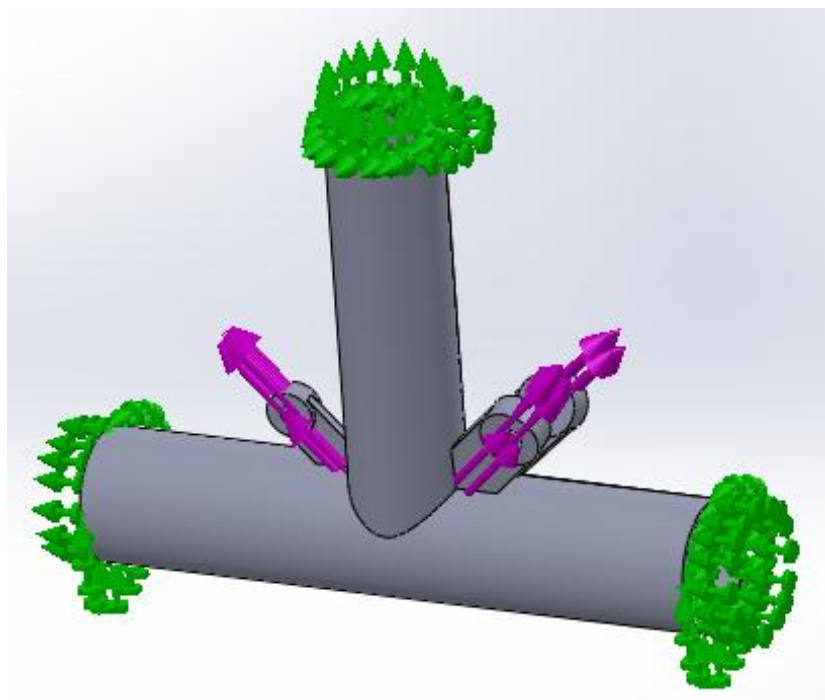
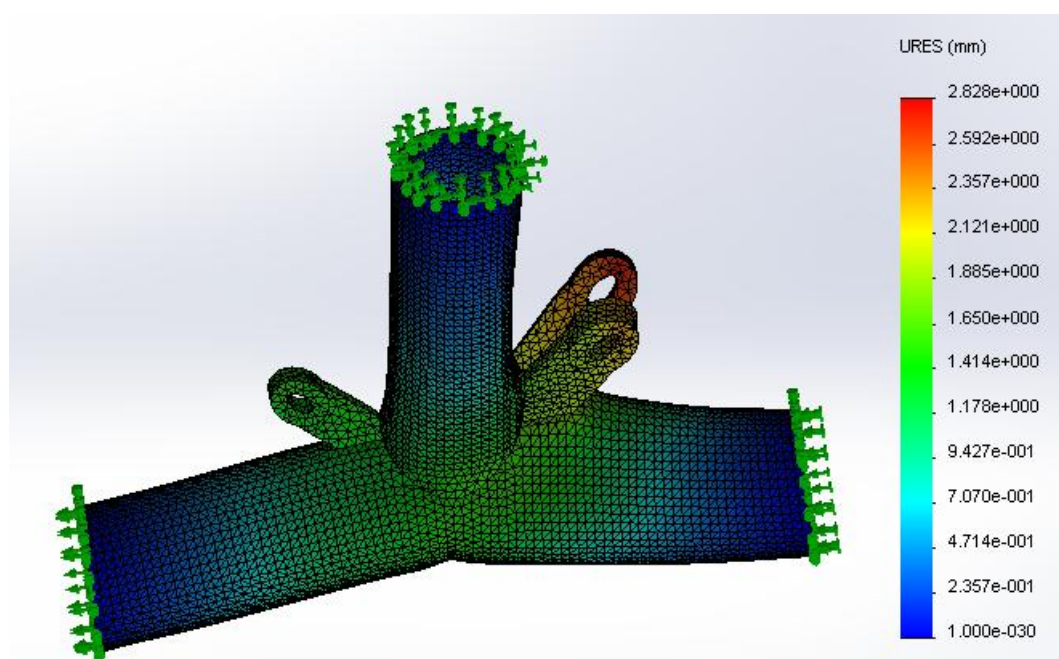
11.2 Węzeł dolny pylonu P3



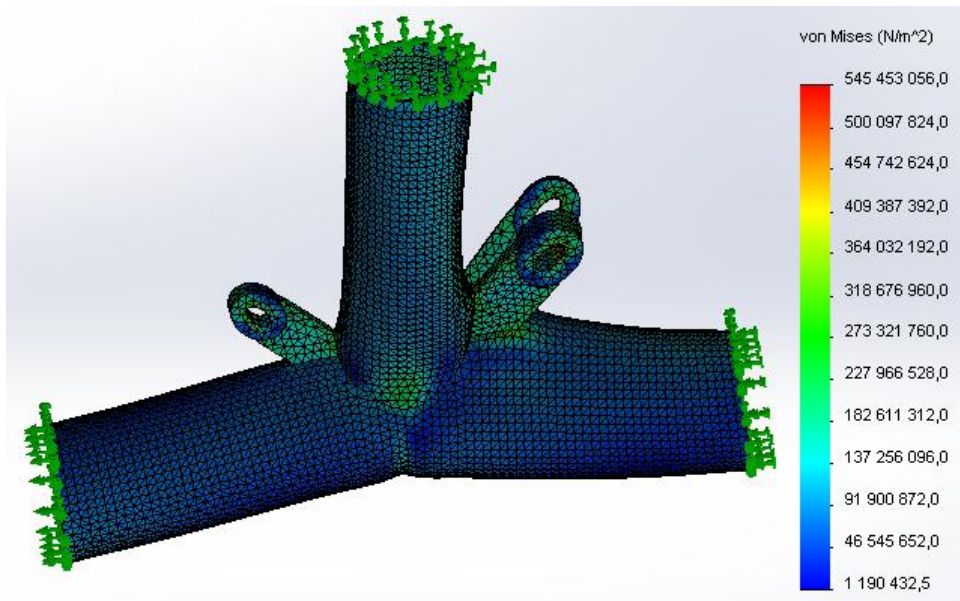
Rys.45. Odlewany element węzła dolnego pylonu P3



Rys.46. Spawana obudowa węzła dolnego pylonu P3

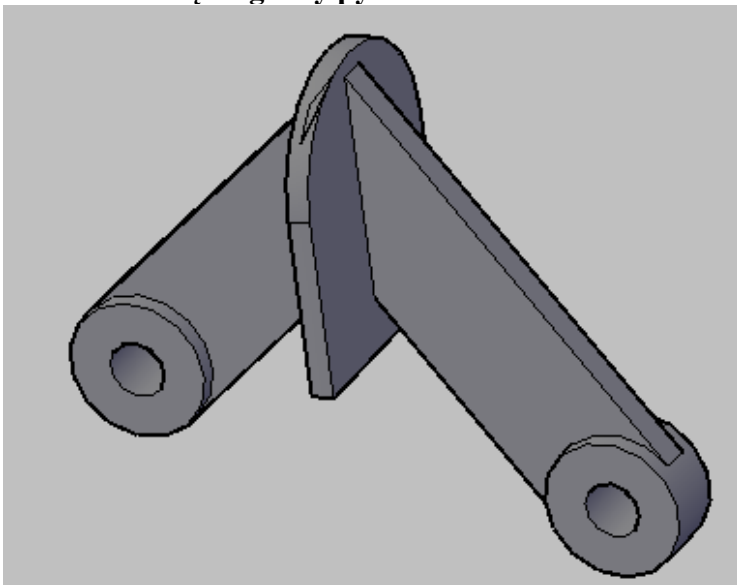
Rys.47. Węzeł dolny pylonu P3 model klasy (e^3, p^3)

Rys.48. Deformacje węzła dolnego pylonu P3

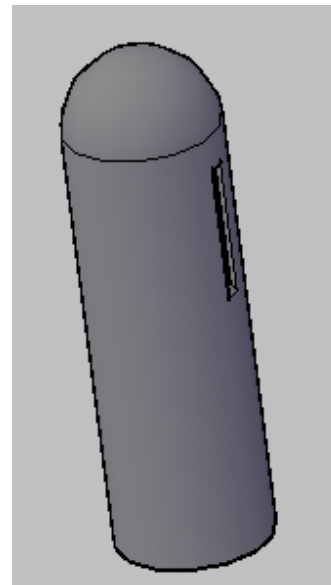


Rys.49. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesa w węźle dolnym pylonu P3

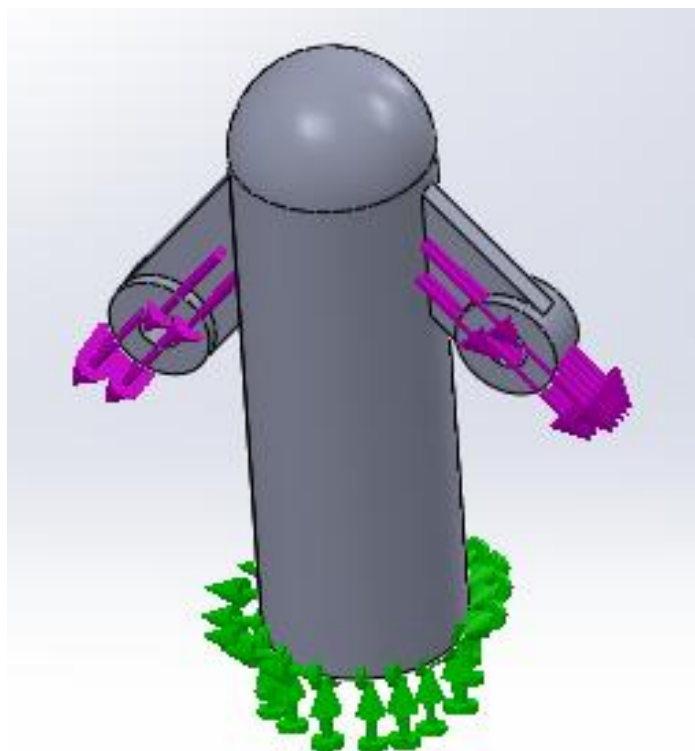
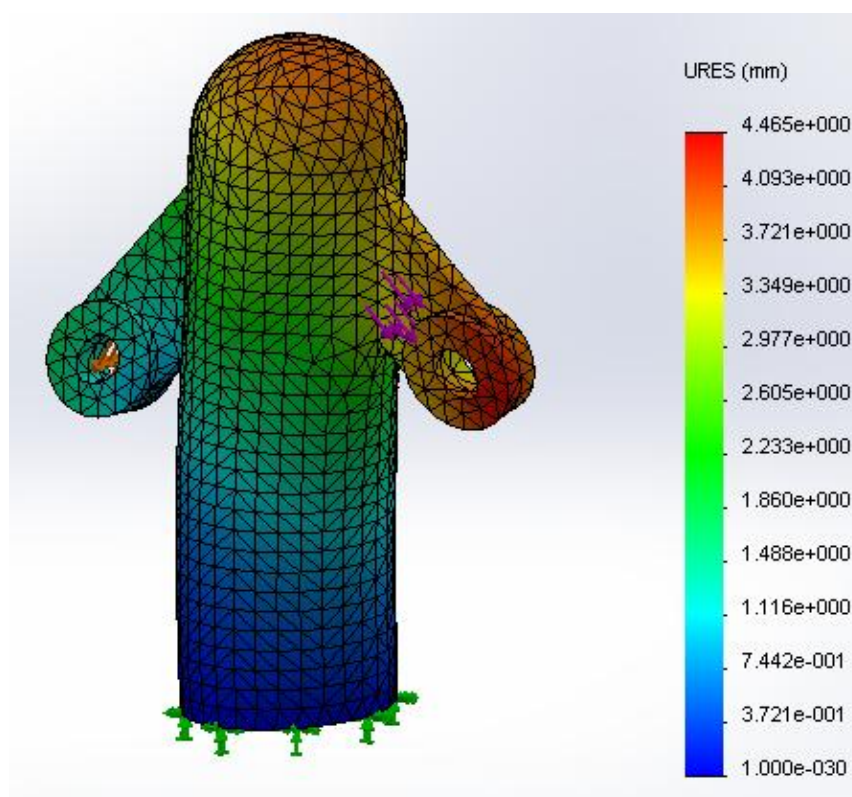
11.3 Węzeł górny pylonu P3



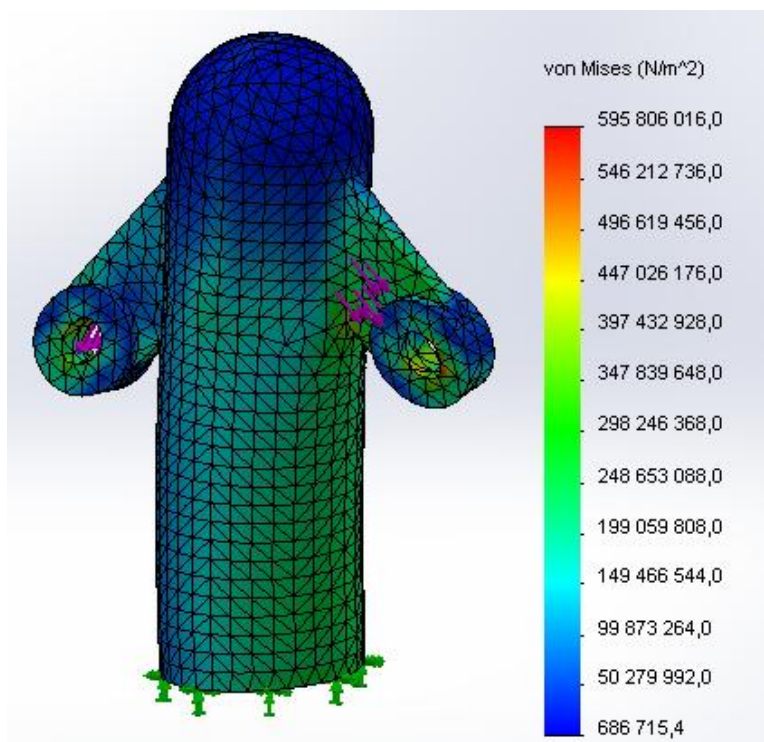
Rys.50. Odlewany element węzła górnego pylonu P3



Rys.51. Spawana obudowa węzła górnego pylonu P3

Rys.52. Węzeł górny pylonu P3 model klasy (e^3, p^3)

Rys.53. Deformacje węzła górnego pylonu P3

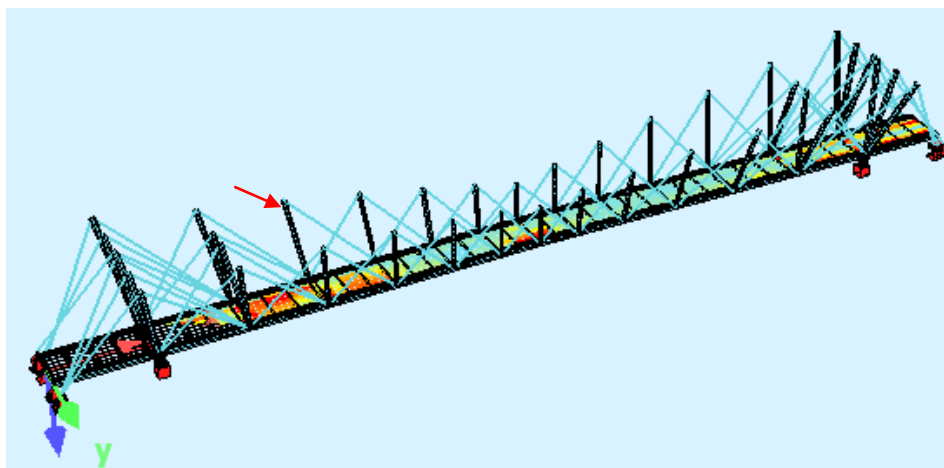


Rys.54. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesesa w węzle górnym pylonu P3

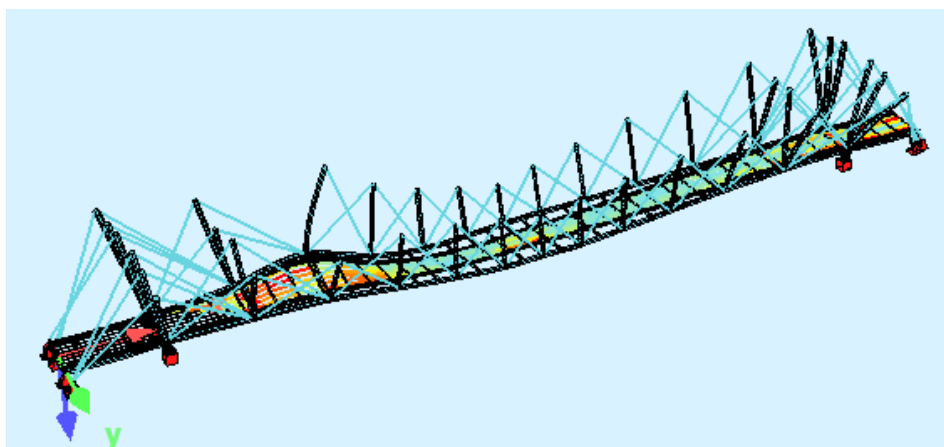
Z analizy wynika, że startowe króćce pylonów podobnie jak dźwigary pomostu należy wykonać także ze stali S690QL. Natomiast odlewy węzłów mogą być wykonane ze stali klasy S460J2. Naprężenia w strefie docisku zakotwienia cięgien do blachy węzłowej spełniają warunek $\sigma = 602,0 \text{ MPa} \leq 3,60 R = 3,60 \cdot 380 \text{ MPa} = 1368 \text{ MPa}$.

12. Analiza konstrukcji przy zerwaniu cięgien

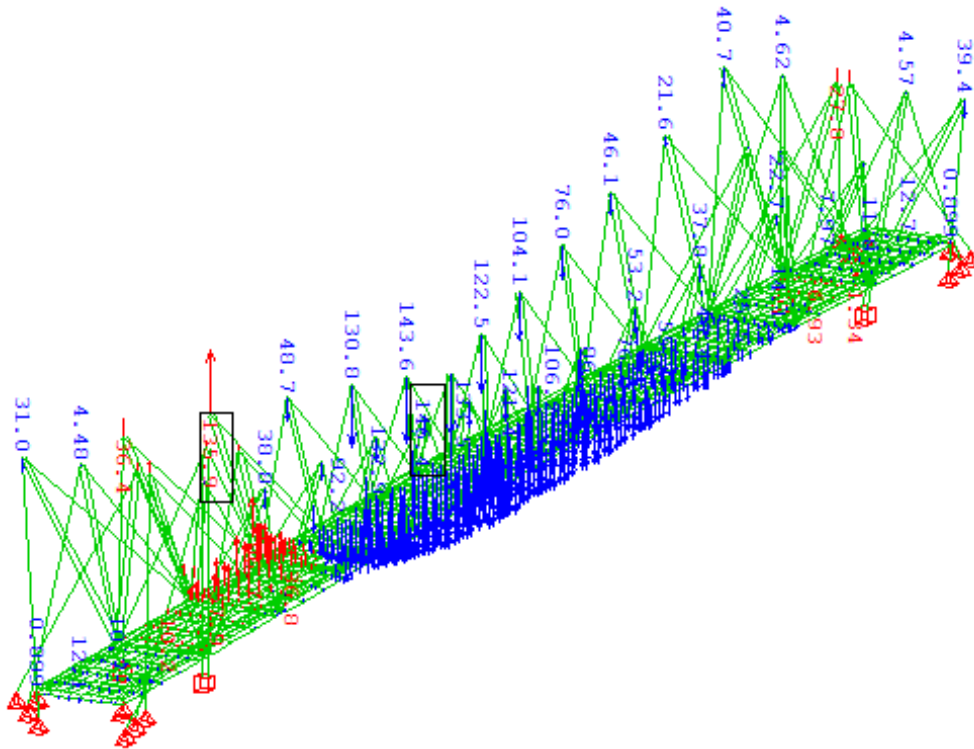
W niniejszym rozdziale przedstawiono analizę konstrukcji przy założeniu zerwania jednego z cięgien np. na skutek aktu wandalizmu lub uplastycznienia w wyniku uderzenia pioruna, wybrano cięgno które łączy wierzchołek pylonu nr 3 z podstawą pylonu nr 2 (zaznaczono je na rysunku poniżej). Jest to cięgno najbardziej wyężone i na podstawie wycucia można przypuszczać, że zerwanie tego cięgna mogłoby być najbardziej niebezpieczne dla analizowanej konstrukcji. W analizie brano tylko pod uwagę wyężenie od ciężaru konstrukcji i wyposażenia, zakładano, że na obiekcie nie będzie pieszych w chwili zerwania cięgna lub ich liczba będzie na tyle mała, że nie wpłynie znacząco na dodatkowe wyężenie konstrukcji. Oczywiście podobną analizę przeprowadzono dla innych cięgien, a w pracy zamieszczono jedynie wnioski. Jako współczynniki obciążenia przyjęto $\gamma_f = 1,35$ ze względu na dominujący ciężar konstrukcji, a nie wyposażenia.



Rys.55. Miejsce zerwania cięgna



Rys.56. Deformacja konstrukcji po zerwaniu cięgna



Rys.57 Pionowe przemieszczenia konstrukcji po zerwaniu cięgna

12.1. Wymiarowanie dźwigarów rurowych pomostu

W tym wypadku przy wymiarowaniu dźwigarów rurowych pomostu decydujące są dwa przekroje czyli miejsce styku z pylonem głównym (indeks 1) i miejsce styku z pylonem nr 3 czyli tym gdzie nastąpiło zerwanie cięgna (indeks 2). Miarodajne siły przekrojowe wynoszą:

- Maksymalne siły przekrojowe w konstrukcji po zerwaniu cięgna
 - $N_1^k = -8533,4 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{1,y}^k = -505,3 \text{ kNm}$
 - $M_{1,z}^k = 208,8 \text{ kNm}$
 - $N_2^k = -5695,1 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{2,y}^k = -3448,2 \text{ kNm}$
 - $M_{2,z}^k = 382,5 \text{ kNm}$

Miarodajna obliczeniowe siły przekrojowe w przekroju nr 1 przy pylonie głównym:

$$N_d^1 = \gamma_f \cdot N_1^k = 1,35 \cdot (-8533,4 \text{ kN}) = -11520,1 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{d,y}^1 = \gamma_f \cdot M_{1,y}^k = 1,35 \cdot (-505,3 \text{ kNm}) = -682,2 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^1 = \gamma_f \cdot M_{1,z}^k = 1,35 \cdot 208,8 \text{ kNm} = 281,9 \text{ kNm}$$

Moment wypadkowy:

$$M_d^1 = \sqrt{(M_{d,y}^1)^2 + (M_{d,z}^1)^2} = \sqrt{(-682,2 \text{ kNm})^2 + (281,9 \text{ kNm})^2} = 738,1 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności w przekroju nr 1, przyjęto przekrój rurowy RO 813/25 ze stali S690QL:

Długość pręta:

$$l = 14,5 \text{ m}$$

Promień bezwładności:

$$i = 27,9 \text{ cm}$$

Długość wyboczeniowa:

$$l_w = \mu \cdot l = 1,0 \cdot 14,5 \text{ m} = 14,5 \text{ m}$$

Smukłość pręta:

$$\lambda = \frac{l_w}{i} = \frac{14,5 \text{ m}}{27,9 \text{ cm}} = 52,0$$

Smukłość porównawcza:

$$\lambda_p = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}} = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{550}} = 71,2$$

Współczynnik wyboczeniowy:

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{52,0}{71,2} = 0,73 \rightarrow m_w = 1,38$$

Sprawdzenie warunku na ściskanie ze zginaniem:

$$\sigma = \frac{P \cdot m_w}{F_{br}} + \frac{M}{W} \leq R$$

$$\sigma = \frac{11520,1 \text{ kN} \cdot 1,38}{619 \text{ cm}^2} + \frac{738,1 \text{ kNm}}{13933 \text{ cm}^3} = 309,8 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

Miarodajna obliczeniowe siły przekrojowe w przekroju nr 2 w środku rozpiętości głównego przęsła:

$$N_d^2 = \gamma_f \cdot N_2^k = 1,35 \cdot (-5695,1 \text{ kN}) = -7688,4 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{d,y}^2 = \gamma_f \cdot M_{2,y}^k = 1,35 \cdot (-3448,2 \text{ kNm}) = -4655,1 \text{ kNm}$$

$$M_{d,z}^2 = \gamma_f \cdot M_{2,z}^k = 1,35 \cdot 382,5 \text{ kNm} = 516,4 \text{ kNm}$$

Moment wypadkowy:

$$M_d^2 = \sqrt{(M_{d,y}^2)^2 + (M_{d,z}^2)^2} = \sqrt{(-4655,1 \text{ kNm})^2 + (516,4 \text{ kNm})^2} = 4684,7 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie warunków nośności w przekroju nr 2, przyjęto przekrój rurowy RO 813/25 ze stali S690QL:

Długość pręta:

$$l = 13,0 \text{ m} = 13,0 \text{ m}$$

Promień bezwładności:

$$i = 27,9 \text{ cm}$$

Długość wyboczeniowa:

$$l_w = \mu \cdot l = 1,0 \cdot 13,0 \text{ m} = 13,0 \text{ m}$$

Smukłość pręta:

$$\lambda = \frac{l_w}{i} = \frac{13,0 \text{ m}}{27,9 \text{ cm}} = 46,6$$

Smukłość porównawcza:

$$\lambda_p = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{R}} = 118 \cdot \sqrt{\frac{200}{550}} = 71,2$$

Współczynnik wyboczeniowy:

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{46,6}{71,2} = 0,65 \rightarrow m_w = 1,29$$

Sprawdzenie warunku na ściskanie ze zginaniem:

$$\sigma = \frac{P \cdot m_w}{F_{br}} + \frac{M}{W} \leq R$$

$$\sigma = \frac{7688,4 \text{ kN} \cdot 1,29}{619 \text{ cm}^2} + \frac{4684,7 \text{ kNm}}{13933 \text{ cm}^3} = 433,9 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

Dźwigary rurowe pomostu spełniają warunki stanu granicznego nośności.

12.2. Wymiarowanie pylonów powyżej pomostu

Tabela 16. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach po zerwaniu ciągu

Nr pylonu	N^k [kN]	M_y^k [kNm]	M_z^k [kNm]	Wsp. obciążenia γ_{min} [-]	N^d [kN]	M_y^d [kNm]	M_z^d [kNm]	M^d [kNm]
1a	-2050,6	-1199,6	-689,8	1,35	-2768,3	-1619,5	-931,2	1868,1
1b	-2138,8	-336,6	-1121,2		-2887,4	-454,5	-1513,6	1580,4
1c	-2179,9	1278,1	-955,9		-2942,9	1725,4	-1290,5	2154,6
2a	-1811,9	-220,6	-137,9		-2446,1	-297,8	-186,2	351,2
2b	-1278,3	142,9	-287,4		-1725,7	192,9	-388,0	433,3
3	-202,5	-472,1	-1279,7		-273,4	-637,3	-1727,6	1841,4
4	-1403,3	-27,2	-60,7		-1894,5	-36,7	-81,9	89,7
5	-749,6	-6,8	-41,1		-1012,0	-9,2	-55,5	56,2
6	-438,7	9,5	25,2		-592,2	12,8	34,0	36,3
7	-3,9	0,0	0,0		-5,3	0,0	0,0	0,0

Charakterystyki wytrzymałościowe pylonów stalowych zgodnie z tabelą nr 13. Sprawdzenie warunków stanu granicznego nośności dla pylonów dokonujemy ze wzorów zamieszczonych poniżej wybierając najbardziej niekorzystną kombinację:

- $\sigma = \frac{P \cdot m_w}{F_{br}} + \frac{M}{W} \leq R$ – ściskanie ze zginaniem

Wyniki dla poszczególnych pylonów:

- Pylon 1a:

$$\frac{2768,3 \text{ kN} \cdot 5,16}{698 \text{ cm}^2} + \frac{1868,1 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 309,4 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

- Pylon 1b:

$$\frac{2887,4 \text{ kN} \cdot 4,38}{698 \text{ cm}^2} + \frac{1580,4 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 269,8 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$

- Pylon 1c:

$$\frac{2942,9 \text{ kN} \cdot 4,56}{698 \text{ cm}^2} + \frac{2154,6 \text{ kNm}}{17829 \text{ cm}^3} = 313,1 \text{ MPa} \leq 550 \text{ MPa}$$
- Pylon 2a:

$$\frac{2446,1 \text{ kN} \cdot 3,76}{579 \text{ cm}^2} + \frac{351,2 \text{ kNm}}{10327 \text{ cm}^3} = 192,9 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 2b:

$$\frac{1725,7 \text{ kN} \cdot 3,38}{579 \text{ cm}^2} + \frac{433,3 \text{ kNm}}{10327 \text{ cm}^3} = 142,7 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 3:

$$\frac{273,4 \text{ kN} \cdot 3,22}{539 \text{ cm}^2} + \frac{1841,4 \text{ kNm}}{8927 \text{ cm}^3} = 222,6 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 4:

$$\frac{1894,5 \text{ kN} \cdot 3,28}{371 \text{ cm}^2} + \frac{89,7 \text{ kNm}}{5295 \text{ cm}^3} = 184,4 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 5:

$$\frac{1012,0 \text{ kN} \cdot 3,48}{307 \text{ cm}^2} + \frac{56,2 \text{ kNm}}{3600 \text{ cm}^3} = 130,3 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 6:

$$\frac{592,2 \text{ kN} \cdot 3,02}{257 \text{ cm}^2} + \frac{36,3 \text{ kNm}}{2874 \text{ cm}^3} = 82,2 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$
- Pylon 7 – pominięto sprawdzanie nośności ze względu na znikome siły przekrojowe.

Przyjęte wymiary pylonów spełniają warunki stanu granicznego nośności.

12.3. Wymiarowanie pylonów głównych poniżej pomostu

Przy wymiarowaniu głównych pylonów decydujące są dwa przekroje czyli miejsce styku pylonu z fundamentem (indeks 1) i połączenie pylonu z pomostem (indeks 2). Siły przekrojowe z poszczególnych faz wynoszą:

- Maksymalne siły przekrojowe w pylonach po zerwaniu ciągu
 - $N_1^k = -3098,7 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{1,y}^k = -17610 \text{ kNm}$
 - $M_{1,z}^k = -2238,4 \text{ kNm}$
 - $N_1^d = -2746,6 \text{ kN}$ (ściskanie)
 - $M_{1,y}^d = -1368,6 \text{ kNm}$
 - $M_{1,z}^d = -3599,7 \text{ kNm}$

Obliczeniowe siły w przekroju nr 1:

$$N_1^d = \gamma_f \cdot N_1^k = 1,35 \cdot (-3098,7 \text{ kN}) = -4183,2 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{1,y}^d = \gamma_f \cdot M_{1,y}^k = 1,35 \cdot (-17610 \text{ kNm}) = -23773,5 \text{ kNm}$$

$$M_{1,z}^d = \gamma_f \cdot M_{1,z}^k = 1,35 \cdot (-2238,4 \text{ kNm}) = -3021,8 \text{ kNm}$$

Wypadkowy moment zginający:

$$M_d^1 = \sqrt{(M_{1,y}^d)^2 + (M_{1,z}^d)^2} = \sqrt{(-23773,5 \text{ kNm})^2 + (-3021,8 \text{ kNm})^2}$$

$$M_d^1 = 23964,8 \text{ kNm}$$

Obliczeniowe siły w przekroju nr 2:

$$N_2^d = \gamma_f \cdot N_2^k = 1,35 \cdot (-2746,6 \text{ kN}) = -3707,9 \text{ kN} \text{ (ściskanie)}$$

$$M_{2,y}^d = \gamma_f \cdot M_{2,y}^k = 1,35 \cdot (-1368,6 \text{ kNm}) = -2494,3 \text{ kNm}$$

$$M_{2,z}^d = \gamma_f \cdot M_{2,z}^k = 1,35 \cdot (-3599,7 \text{ kNm}) = -4859,6 \text{ kNm}$$

Wypadkowy moment zginający:

$$M_d^1 = \sqrt{(M_{2,y}^d)^2 + (M_{2,z}^d)^2} = \sqrt{(-2494,3 \text{ kNm})^2 + (-4859,6 \text{ kNm})^2} = 5462,3 \text{ kNm}$$

Charakterystyki przekroju zamieszczono przy wymiarowaniu konstrukcji.

Sprawdzenie warunków nośności przy całkowitym pominięciu betonu ze względu na możliwość zarysowania podczas użytkowania konstrukcji (założenie na korzyść bezpieczną):

- **Przekrój 1:**

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{4183,2 \text{ kN}}{0,249 \text{ m}^2} + \frac{23964,8 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,0567 \text{ m}^4} = 359,2 \text{ MPa} \leq R = 550 \text{ MPa}$$

- **Przekrój 2:**

Naprężenia w stali konstrukcyjnej:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} = \frac{3707,9 \text{ kN}}{0,249 \text{ m}^2} + \frac{5462,3 \text{ kNm} \cdot 0,810 \text{ m}}{0,0567 \text{ m}^4} = 92,9 \text{ MPa} \leq R = 550 \text{ MPa}$$

Pylony mają wystarczającą nośność

12.4 Wymiarowanie cięgien

Maksymalne charakterystyczne i obliczeniowe siły przekrojowe w cięgnach po zerwaniu rozpatrywanego cięgna i przyjęte liny:

- Pylon 1:

$$N_k = 1521,7 \text{ kN}$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 1521,7 \text{ kN} = 2054,3 \text{ kN}$$

Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$

- Pylon 2:

$$N_k = 1576,1 \text{ kN}$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 1576,1 \text{ kN} = 2127,7 \text{ kN}$$

Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$

- Pylon 3:
 $N_k = 1824,3 \text{ kN}$
 $N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 1824,3 \text{ kN} = 2462,8 \text{ kN}$
Przyjęto liny PV 810 o średnicy 90 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 4903 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 4:
 $N_k = 1004,3 \text{ kN}$
 $N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 1004,3 \text{ kN} = 1355,8 \text{ kN}$
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 5:
 $N_k = 528,0 \text{ kN}$
 $N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 528,9 \text{ kN} = 714,0 \text{ kN}$
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 6:
 $N_k = 303,0 \text{ kN}$
 $N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 303,0 \text{ kN} = 409,0 \text{ kN}$
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$
- Pylon 7:
 $N_k = 184,7 \text{ kN}$
 $N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,35 \cdot 184,7 \text{ kN} = 249,3 \text{ kN}$
Przyjęto liny PV 490 o średnicy 70 mm, wytrzymałość obliczeniowa cięgna wynosi 2964,0 kN przy współczynniku $\gamma = 1,65$

Wniosek:

Konstrukcja nie powinna ulec zniszczeniu na skutek zerwania samego cięgna łączącego wierzchołek pylonu nr 3 ze spodem pylonu nr 2, jednak wymaga ona niezwłocznej wymiany cięgna i do momentu zamontowania nowego cięgna z ponownym ustawieniem niwelety nie może być użytkowana.

Podobne wnioski można wyciągnąć po przeprowadzeniu analizy zerwania pozostałych cięgien.

13. Montaż konstrukcji

Jak już wcześniej wspomniano przy projektowaniu niniejszej kładki założono technologie budowy w postaci montażu wspornikowego. Technologia ta charakteryzuje się tym, że nie wymaga dodatkowych podpór montażowych. Oczywiście rozwiązanie takie niesie ze sobą pewne konsekwencje w postaci znacznego wyężenia konstrukcji już w samej fazie montażu i wymaga wieloetapowej analizy konstrukcji.

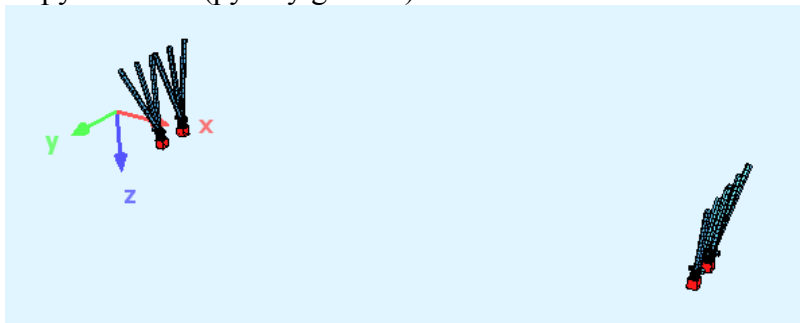
Zaprojektowana kładka dzięki swojej formie architektoniczno-konstrukcyjnej jest niemal stworzona do zastosowania montażu wspornikowego i nie wydaje się aby zastosowanie innej technologii budowy było sensowne w tym przypadku. Szczególnie biorąc pod uwagę fakt, że obiekt znajdować się będzie nad rzeką żeglowną. Porównując

technologię montażu wspornikowego z technologią budowy na rusztowaniach na niniejszym przykładzie łatwo można stwierdzić przewagę tej pierwszej. O ile w przypadku budowy dużych mostów koszt podpór tymczasowych zazwyczaj jest jakimś niewielkim (choć istotnym) procentem budżetu to w tym przypadku wykonanie samych tymczasowych podpór montażowych w nurcie rzeki mogłoby być droższe niż koszt kładki.

Poniżej przedstawiono etapy montażu konstrukcji. Oczywiście przed montażem konstrukcji należy wykonać fundamenty pod pylony i przyczółki. Etapy te odwzorowują dokładnie fazy pracy konstrukcji uwzględnione w modelu obliczeniowym stworzonym w programie Sofistik.

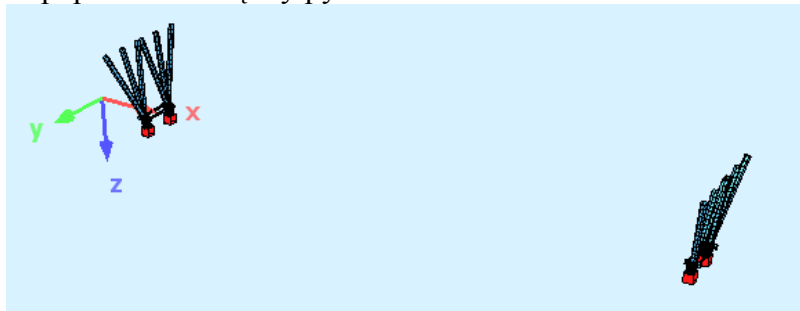
Konstrukcję podzielono tak aby styki wykonywane między poszczególnymi sekcjami były poza węzłami które stanowią stosunkowo skomplikowaną konstrukcję. Dlatego węzły wykonywane będą w wytwórni konstrukcji stalowych co umożliwi zapewnienie większej dokładności. Dodatkowo zaproponowany podział na segmenty umożliwi łatwy transport elementów wysyłkowych.

- Montaż pylonów P1 (pylony główne):



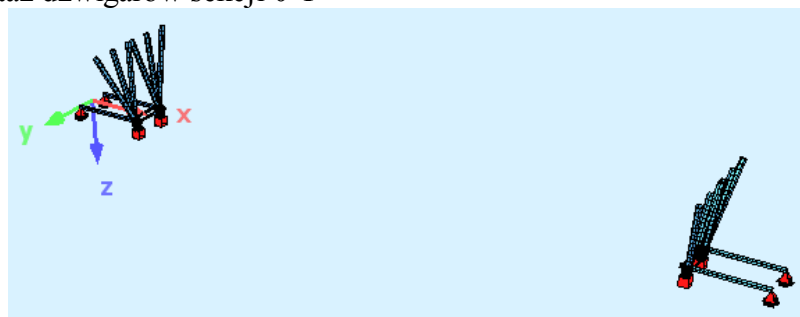
Rys.58. Montaż pylonów P1 – przypadek LC10

- Montaż poprzecznic między pylonami P1



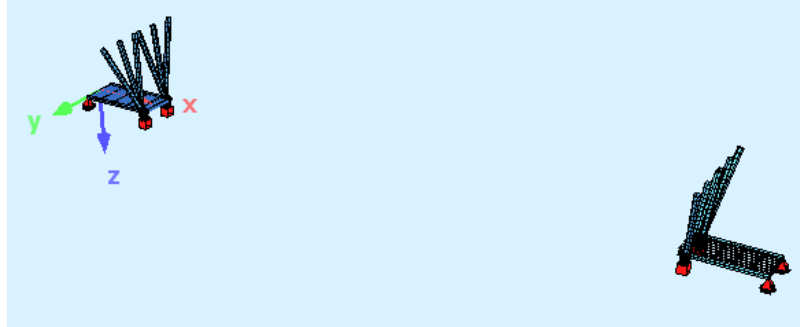
Rys.59. Montaż poprzecznic między pylonami P1 – przypadek LC14

- Montaż dźwigarów sekcji 0-1



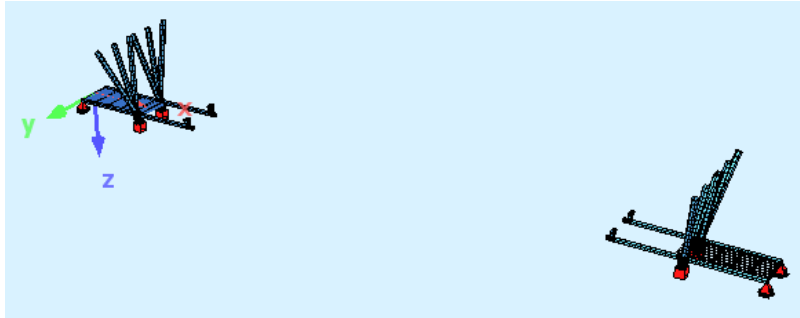
Rys.60. Montaż dźwigarów sekcji 0-1 – przypadek LC20

- Montaż pomostu sekcji 0-1



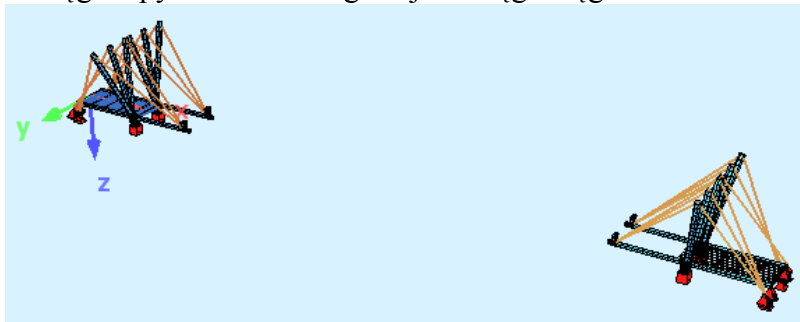
Rys.61. Montaż pomostu sekcji 0-1 – przypadek LC24

- Montaż dźwigarów sekcji 1-2



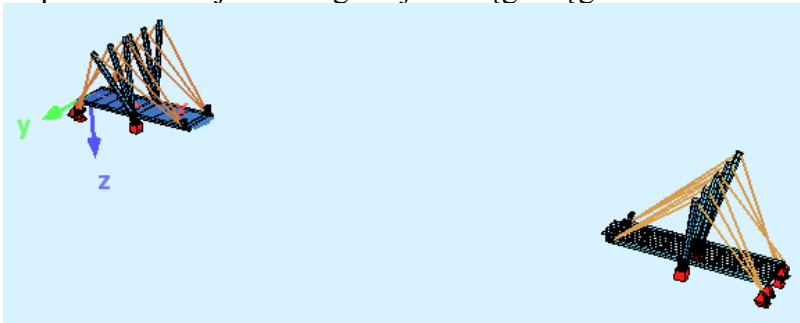
Rys.62. Montaż dźwigarów sekcji 1-2 – przypadek LC30

- Montaż cięgien pylonów P1 i regulacja naciągu cięgien



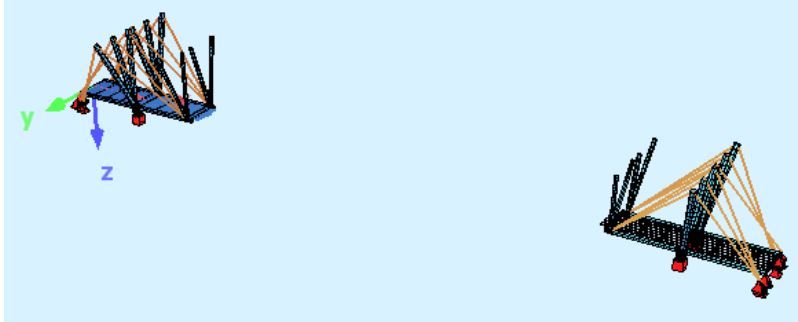
Rys.63. Montaż cięgien pylonów P1 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC32 i LC33

- Montaż pomostu sekcji 1-2 i regulacja naciągu cięgien



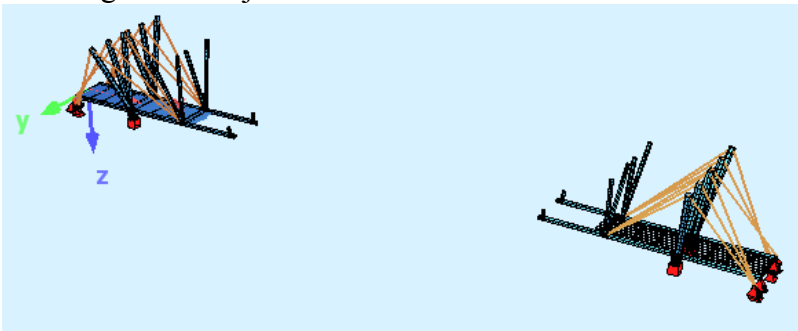
Rys.64. Montaż pomostu sekcji 1-2 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC34 i LC35

- Montaż pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien



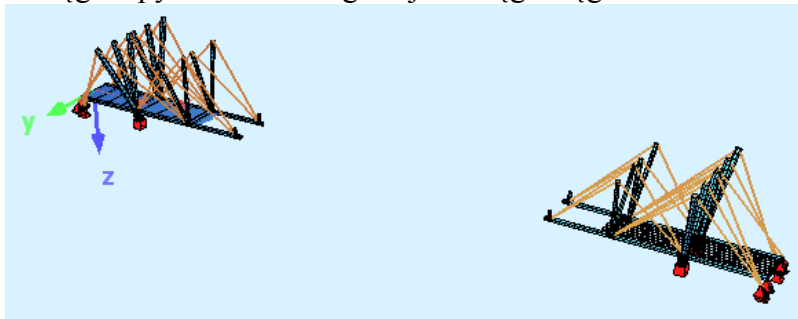
Rys.65. Montaż pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC40 i LC41

- Montaż dźwigarów sekcji 2-3



Rys.66. Montaż dźwigarów sekcji 2-3 i regulacja naciągu cięgien – przypadek LC50 i LC51

- Montaż cięgien pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien



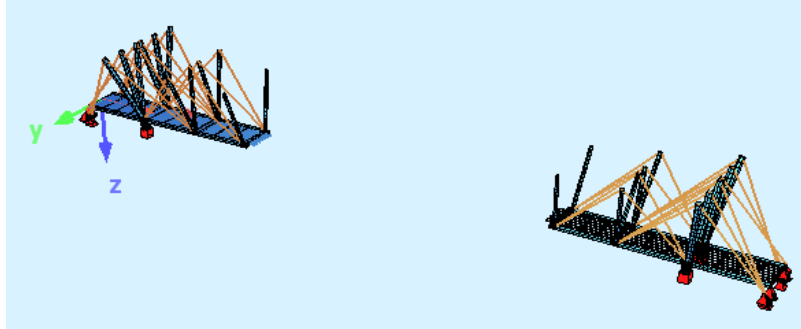
Rys.67. Montaż cięgien pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC52 i LC53

- Montaż pomostu sekcji 2-3 i regulacja naciągu cięgien



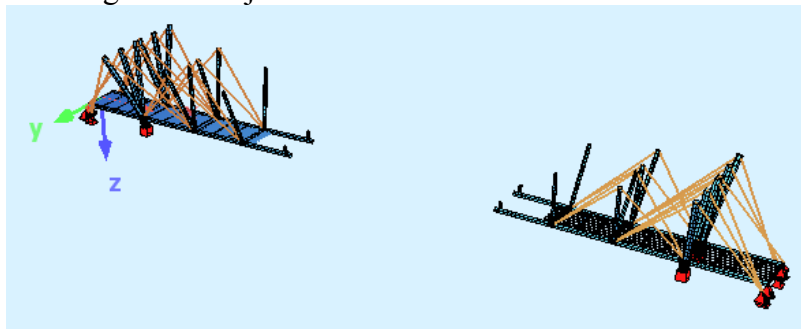
Rys.68. Montaż pomostu sekcji 2-3 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC54 i LC55

- Montaż pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien



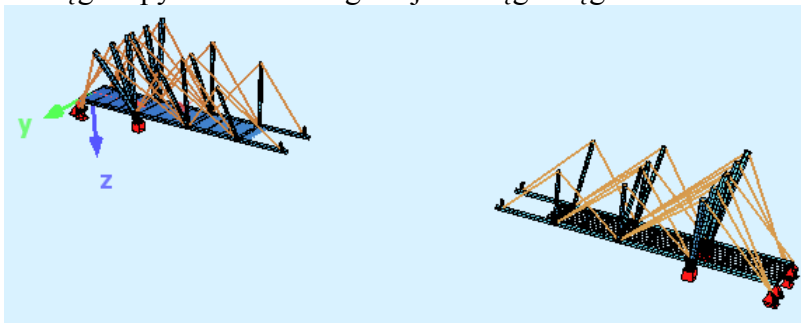
Rys.69. Montaż pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC60 i LC61

- Montaż dźwigarów sekcji 3-4



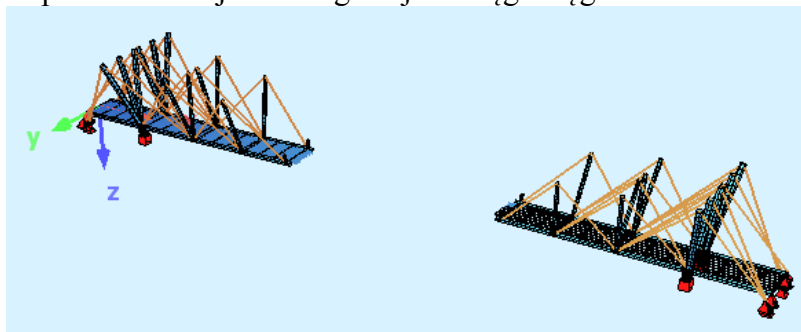
Rys.70. Montaż dźwigarów sekcji 3-4 i regulacja naciągu cięgien –
przypadek LC70 i LC71

- Montaż cięgien pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien



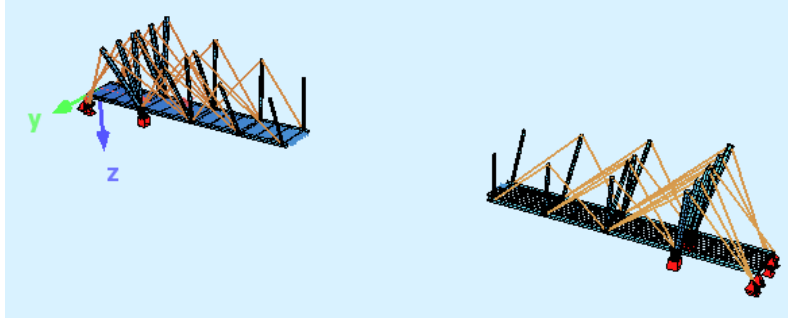
Rys.71. Montaż cięgien pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC72 i LC73

- Montaż pomostu sekcji 3-4 i regulacja naciągu cięgien



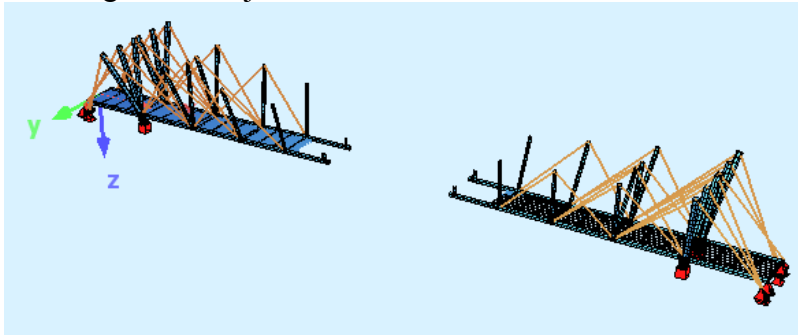
Rys.72. Montaż pomostu sekcji 3-4 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC74 i LC75

- Montaż pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien



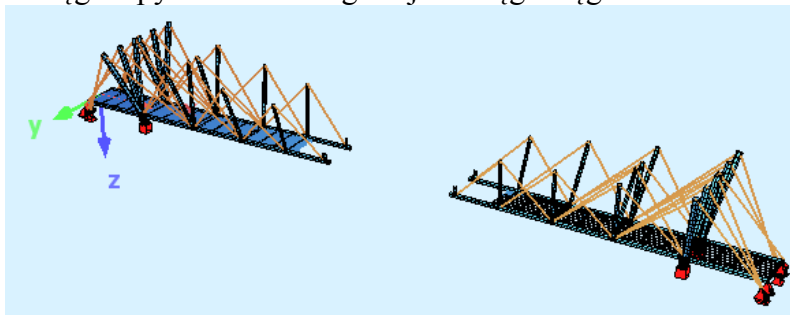
Rys.73. Montaż pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC80 i LC81

- Montaż dźwigarów sekcji 4-5



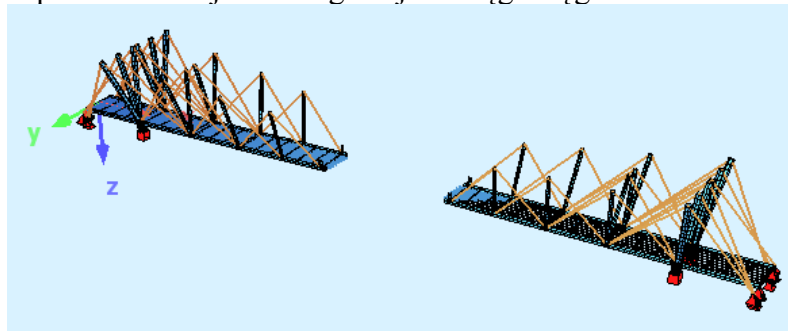
Rys.74. Montaż dźwigarów sekcji 4-5 i regulacja naciągu cięgien –
przypadek LC90 i LC91

- Montaż cięgien pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien



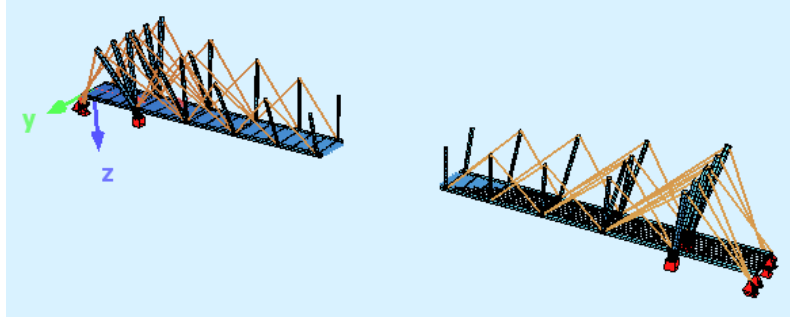
Rys.75. Montaż cięgien pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC92 i LC93

- Montaż pomostu sekcji 4-5 i regulacja naciągu cięgien



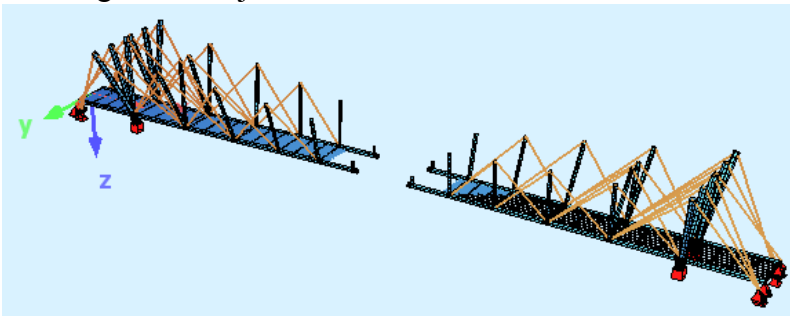
Rys.76. Montaż pomostu sekcji 4-5 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC94 i LC95

- Montaż pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien



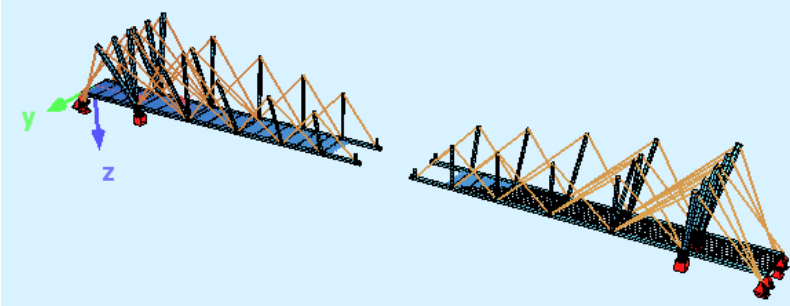
Rys.77. Montaż pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC100 i LC101

- Montaż dźwigarów sekcji 5-6



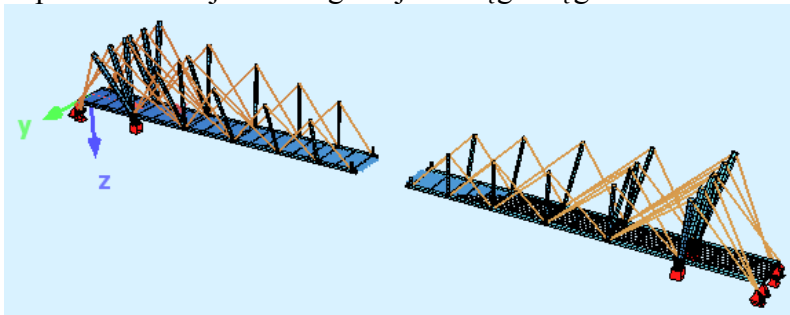
Rys.78. Montaż dźwigarów sekcji 5-6 i regulacja naciągu cięgien –
przypadek LC110 i LC101

- Montaż cięgien pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien



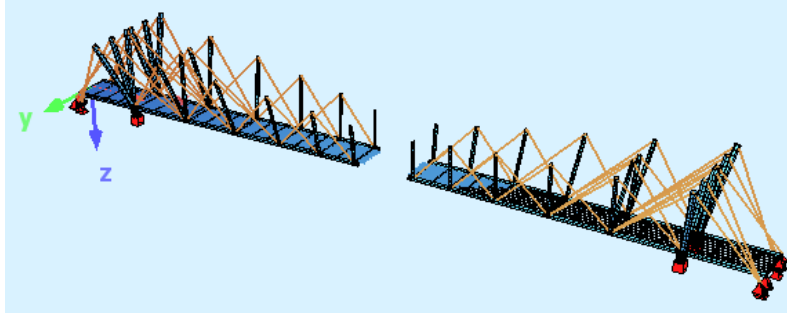
Rys.79. Montaż cięgien pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC112 i LC113

- Montaż pomostu sekcji 5-6 i regulacja naciągu cięgien



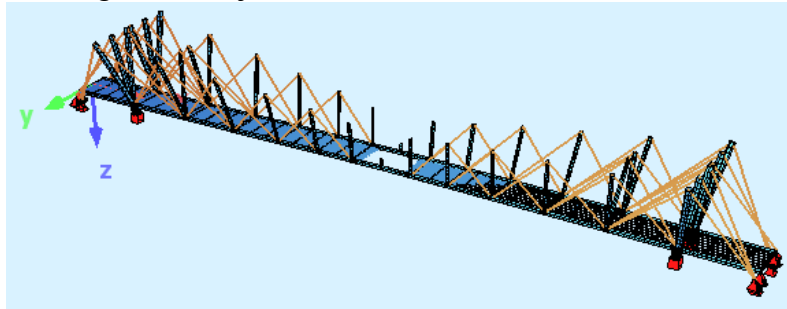
Rys.80. Montaż pomostu sekcji 5-6 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC114 i LC115

- Montaż pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien



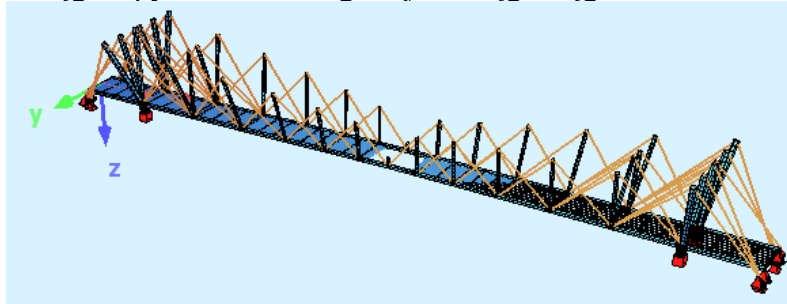
Rys.81. Montaż pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC120 i LC121

- Montaż dźwigarów sekcji 6-7



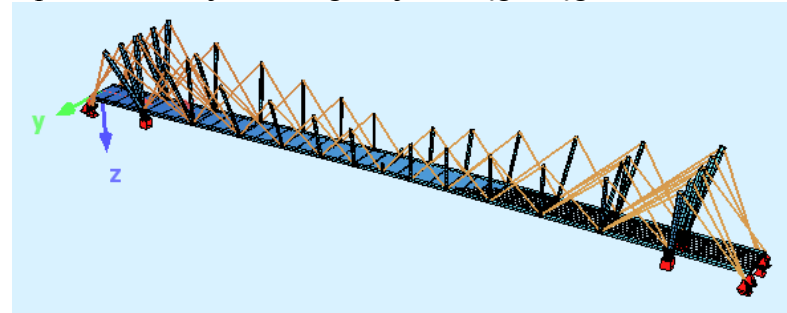
Rys.82. Montaż dźwigarów sekcji 6-7 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC130 i LC131

- Montaż cięgien pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien



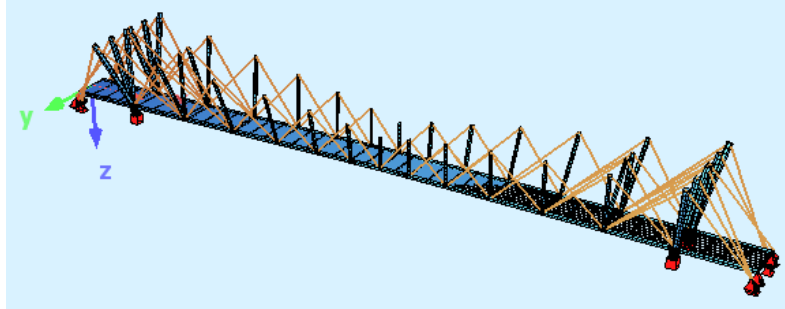
Rys.83. Montaż cięgien pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC132 i LC133

- Montaż pomostu sekcji 6-7 i regulacja naciągu cięgien



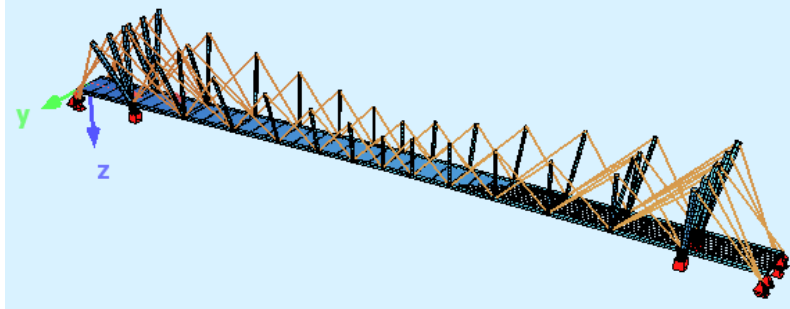
Rys.84. Montaż pomostu sekcji 6-7 i regulacja naciągu cięgien – przypadki LC134 i LC135

- Montaż pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien



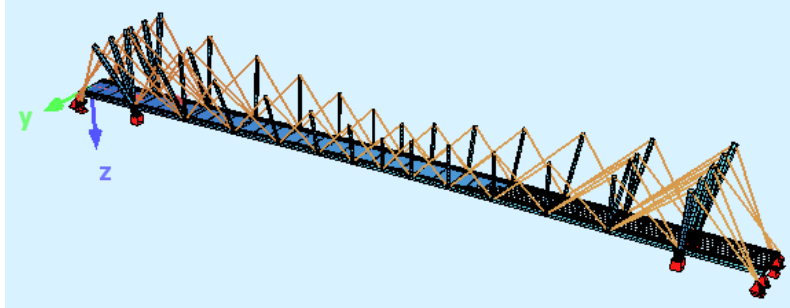
Rys.85. Montaż pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC140 i LC141

- Montaż cięgien pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien



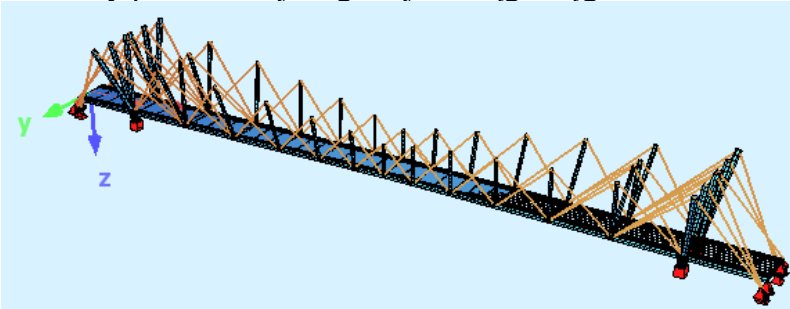
Rys.86. Montaż cięgien pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC152 i LC153

- Montaż podłużnic skrajnych i regulacja naciągu cięgien



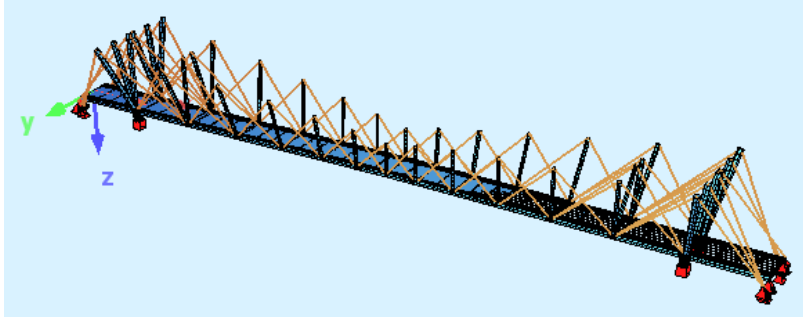
Rys.87. Montaż podłużnic skrajnych i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC170 i LC171

- Montaż blachy pomostowej i regulacja naciągu cięgien



Rys.88. Montaż blachy pomostowej i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC200 i LC201

- Montaż wyposażenia



Rys.89. Montaż blachy pomostowej i regulacja naciągu cięgien –
przypadki LC210 i LC211

IV. OPIS TECHNICZNY

1. Część ogólna

1.1. Nazwa obiektu, zakres opracowania

Kładka akademicka dla pieszych przez Odrę we Wrocławiu
Zakres opracowania obejmuje wykonanie elementów projektu budowlanego i wykonawczego.

1.2. Zamawiający

Zamawiającym wykonania opracowania opisanego w p. 1.1 jest Politechnika Wrocławska, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław.

1.3. Podstawa opracowania

Niniejszy projekt opracowano na podstawie tematu pracy dyplomowej magisterskiej o numerze 3/IMO/11 wydanego przez Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego.

2. Stan projektowany

2.1. Architektura obiektu

Konstrukcję kładki cechuje ogólna otwartość i dostępność. Obiekt przystosowano nie tylko dla ruchu pieszego, ale również dla osób niepełnosprawnych i rowerzystów. Elementy wejścia od strony lewego brzegu rozchyłono aby „zaprosić” użytkowników na obiekt.

Kładka, poza oczywistym zaspokojeniem potrzeb komunikacyjnych, ma także pełnić funkcję atrakcji architektonicznej i być swoistą wizytówką nowoczesnego miasta jakim jest Wrocław.

Kładka swoją formą zachęcając ludzi do korzystania z niej i poprzez wielość funkcji stanie się miejscem użyteczności publicznej – sama w sobie będzie celem podróży i miejscem spotkań.

Jako rozwiązanie konstrukcyjne zaproponowano obiekt w jak najmniejszym stopniu ingerujący w okoliczną zabudowę i nie dominujący nad okoliczną architekturą tylko tworzący z nią harmonijną całość. Zaprojektowano ustrój symetryczny złożony z dużej liczby stosunkowo krótkich pylonów, które stanowią wzajemną stabilizację dla siebie za pomocą ciągów. Dwa główne pylony przewidziano posadzić w terenach zalewowych.

Całość konstrukcji, pomimo znacznej długości belki pomostu oraz zastosowaniu pylonów, cechuje lekkość. Powściągliwe ukształtowanie podpór, niezabudowana przestrzeń pod obiektem, lekka rurowa konstrukcja masztów, wiotki poziomy pomost, liny ciągów potęgują to wrażenie.

Obiekt na swojej długości ma zmienne odchylenie pylonów od pionu co nadaje mu dynamizm. Główne pylony stanowią swojego rodzaju bramę na obiekt za którą wyłaniają się pozostałe pylony wraz z ciągami, budując to dużą ekspresję i wrażenie ruchu. W zamyśle autora nie wprowadza to dysonansu, lecz korzystne urozmaicenie przestrzeni. Poprzez nietypowy, a zarazem ciekawy układ ciągów kładka zyskuje na przestronności, a przez to może być postrzegana w różny sposób. Wieloznaczność

odbioru konstrukcji wzbogaca doznania użytkowników, a zależna jest od punktu obserwacji (odległość, kąt patrzenia).

Dynamizm obiektu starano się zrównoważyć kanonami porządku. Struktura pomostu jest jednorodna o dyskretnej linii. Jej horyzontalny, delikatnie opadający przebieg wprowadza wrażenie spokoju. Wszystkie boczne powierzchnie betonowe i stalowe są gładkie. Ukształtowanie poprzeczne pomostu, pylonów i dojsć na całej długości przeprawy jest symetryczne względem głównej osi obiektu. Wysokości pylonów i rozstawy zakotwień cięgien jak i wartości odchylenia pylonów od pionu zmieniają się w sposób rytmiczny. Dzięki temu starano się uzyskać wrażenie porządku, spokoju i ładu.

Autorowi zależało aby obiekt pomimo niespotykanej formy konstrukcyjnej odbierany był jako zrozumiały, czytelny układ konstrukcyjny o racjonalnym i logicznym ukształtowaniu. Służyć ma temu również świadomy dobór materiałów konstrukcyjnych o zdecydowanym podziale. Z betonu wykształcono elementy dolne (podpory i przyczółki), natomiast sam ustrój nośny kładki zaprojektowano ze stali.

Koncentrując się na zaakcentowaniu całego układu konstrukcyjnego, detale opracowano w sposób powściągliwy. Ograniczono do minimum części wystające poza pylony zrobiono to w sposób prosty i funkcjonalny. Zakotwienia cięgien w pomoście także ukształtowano oszczędnie i zwięźle. Ich gabaryty są bezpośrednią konsekwencją topologii want i przebiegu sił wewnętrznych w konstrukcji. Zrezygnowano z typowego rozwiązania oświetlenia kładki w postaci kikutów latarni. Z uwagi na formę architektoniczną przewidziano nocną iluminacją obiektu poprzez podświetlenie obiektu ze świetlików zainstalowanych w skrajnych poprzecznicach skrzynkowych.

2.2. Charakterystyka ogólna obiektu

Cała przeprawa jest prosta w planie, o długości wynikającej z odległości pomiędzy wałami lewego brzegu, oraz wałem prawego brzegu który stanowi mur oporowy przy ulicy Wybrzeże Wyspiańskiego.

Całkowita długość przeprawy to 161,4 m. Przęsło główne o rozpiętości 129,0 m oraz dwa przęsła boczne o rozpiętości 15,85 m. Pylony główne usytuowane są przy przyczółkach. Cięgna odciągowe pylonów głównych zakotwione są w przyczółkach.

2.3. Charakter przeszkody

Przekraczaną przeszkodę stanowi żeglowna rzeka Odra. Przyjęto zachowanie światła pod obiektem co najmniej takiego jak usytuowanego nieopodal mostu Grunwaldzkiego.

2.4. Parametry techniczne obiektu

Obiekt zaprojektowano z uwzględnieniem następujących parametrów technicznych:

- | | |
|------------------------------------|--|
| a) klasa obciążeń ruchomych | obciążenie tłumem wg PN-85/S-10030 |
| b) liczba przęseł | $n = 6$ |
| c) rozpiętości teoretyczne przęseł | $L_{tp} = 15,85 \text{ m} + 129,0 \text{ m} + 15,85 \text{ m}$ |
| d) skos obiektu | $\alpha = 90^\circ$ |
| e) szerokość użytkowa | $S = 6,0 \text{ m}$ |
| f) balustrady | indywidualne, stalowe |

2.5. Parametry techniczne obiektu

Nie wykonano badań geotechnicznych na potrzeby niniejszego opracowania, jednak przewiduje się konieczność posadowienie pośredniego na palach fundamentowych i wykonanie podpór pod główne pylony oraz przyczółków w ściankach szczelnych.

2.6. Kategoria geotechniczna obiektu

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów, kładkę oraz rampę zaliczyć należy do drugiej kategorii geotechnicznej.

3. Opis rozwiązań konstrukcyjnych

3.1. Przyczółek na lewym brzegu

Klasyczny przyczółek ukształtowano w postaci korpusu z niszą łożyskową i długimi, obustronnymi ścianami bocznymi zamykającymi nasyp. Przyczółek posadowiono na palach zwieńczonych oczepem o wysokości 1,80 m.

Przyczółek pełni funkcję zakotwienia ciągien od pylonów głównych. W związku z czym jego znaczne gabaryty oraz pale wynikają także z konieczności przeniesienia sił wrywających.

Nadziemne, żelbetowe część podpory należy zabezpieczyć przez dwie warstwy zabezpieczenia powierzchniowego powłokami malarskimi wg projektu kolorystyki. Części podpory obsypane gruntem należy pokryć izolacją przeciwwilgociową na bazie materiałów bitumicznych.

Korpus i ściany boczne zaprojektowano z betonu B45 (C35/45). Pale fundamentowe i czep zaprojektowano z betonu B30 (C25/30).

3.2. Przyczółek na prawym brzegu

Przyczółek stanowi element muru oporowego. Składa się jedynie z korpusu i niszy łożyskowej. Przyczółek posadowiony jest i wykonany z materiałów jak przyczółek na lewym brzegu.

Przyczółek pełni funkcję zakotwienia ciągien od pylonów głównych. W związku z czym jego znaczne gabaryty oraz pale wynikają także z konieczności przeniesienia sił wrywających.

Nadziemne, żelbetowe część podpory należy zabezpieczyć przez dwie warstwy zabezpieczenia powierzchniowego powłokami malarskimi wg projektu kolorystyki. Części podpory obsypane gruntem należy pokryć izolacją przeciwwilgociową na bazie materiałów bitumicznych.

Korpus zaprojektowano z betonu B45 (C35/45). Pale fundamentowe i oczep zaprojektowano z betonu B30 (C25/30).

3.3. Podpory pylonów

Fundamenty podpór pylonów głównych zaprojektowano jako pośrednie posadowione na palach wielkośrednicowych.

Korpusy podpór, na których wsparte są pylony ukształtowano w formie zwężających się ku górze cokołów, których górna część znajduje się powyżej poziomu terenu.

Cokoły zaprojektowano z betonu B45 (C35/45), a fundamenty podpory z betonu B30 (C25/30). Część podpory obsypaną gruntem pokryto izolacją przeciwwilgociową na bazie materiałów bitumicznych. Nadziemną część podpory należy zabezpieczyć poprzez dwie warstwy zabezpieczenia powierzchniowego powłokami malarskimi wg projektu kolorystyki.

Fundament należy wykonać w wykopie zabezpieczonym np. ściankami szczelnymi pozostawionymi w gruncie i obciążonymi do poziomu określonego w dokumentacji rysunkowej

3.3. Konstrukcja pylonów

Pylony zaprojektowano jako stalowe, przy czym pylony główne należy wykonać ze stali S690QL a pozostałe pylony ze stali S460J2. Poza pylonami głównymi pozostałe są zamocowane jedynie w pomoście. Wszystkie pylony zaprojektowano jako rurowe o różnych wysokościach ponad pomost i przekrojach:

- | | | |
|-------------|-----------------|---------------------|
| • Pylony P1 | wysokość 16,0 m | przekrój RO914/25 |
| • Pylony P2 | wysokość 14,5 m | przekrój RO762/25 |
| • Pylony P3 | wysokość 13,0 m | przekrój RO711/25 |
| • Pylony P4 | wysokość 11,5 m | przekrój RO610/20 |
| • Pylony P5 | wysokość 10,0 m | przekrój RO508/20 |
| • Pylony P6 | wysokość 8,5 m | przekrój RO457/20 |
| • Pylony P7 | wysokość 7,0 m | przekrój RO406,4/20 |

Pylony P1 składają się z 3 masztów rurowych, pylony P2 składają się z 2 masztów rurowych. Pozostałe pylony to pojedyncze maszty rurowe.

Wszystkie przekroje konstrukcji pylonu muszą być wykonane jako zamknięte i szczelne (wymagana próba szczelności). Zewnętrzne powierzchnie elementów muszą być metalizowane (grubość powłoki minimum 150 µm) i pomalowane zgodnie z projektem kolorystyki. Grubości powłok malarskich – nie mniej niż 2 x 80 µm. Wszystkie powierzchnie pylonów przed malowaniem powinny odpowiadać pierwszemu stopniowi czystości wg PN-70/H-97050.

3.4. Konstrukcja cięgien

W obiekcie przewidziano zastosowanie cięgien w postaci lin PV 490 oraz PV 810 firmy Pfeifer. System zakotwienia zrealizowano na tradycyjny widelec według rozwiązań producenta cięgien. Każde cięgno wyposażone jest w specjalną śrubę umożliwiającą regulację naciągu cięgna.

3.5. Konstrukcja pomostu

Pomost zrealizowano w formie dwóch głównych dźwigarów rurowych RO813/25, poprzecznic HEB400 oraz podłużnic HEB120 do których zamocowano blachę pomostu o grubości 10 mm. Dźwigary rurowe na podporach skrajnych (przyczółkach) oparto za pomocą łożysk garmkowych wielokierunkowo przesuwnych, natomiast w pylonach głównych dźwigary rurowe zostały zamocowane.

Pomost zaprojektowano ze spadkiem w kierunku przyczółków o wartości 1%.

4. Wyposażenie obiektu

4.1. Nawierzchnia

Cała powierzchnia użytkowa kładki przykryta jest nawierzchnią z żywic epoksydowych o grubości ok. 10 do 25 mm w celu uformowania spadków poprzecznych w kierunku wpustów odwodnienia.

4.2. Elementy odwodnienia

Woda opadowa z pomostu zostanie zebrana grawitacyjnie do wpustów i ścieków i odprowadzona za pomocą przykanalików do dwóch kolektorów $\phi 200$ przebiegających pod płytą pomostową.

4.3. Elementy odwodnienia

Nad przyczółkiem zaprojektowano dylatacje szczelne typu blokowego.

4.4. Łożyska

Konstrukcję ustroju nośnego oparto na przyczółkach za pośrednictwem garnkowych łożysk wielokierunkowo przesuwnych.

4.5 Balustrady

Na zewnętrznych krawędziach pomostu zaprojektowano indywidualne balustrady szczelinowe. Słupki i pochwyty zaprojektowano profili RO70/4. Słupki należy mocować do podłużnic skrzynkowych.

4.6 Oświetlenie

Na obiekcie przewidziano elementy oświetlenia umieszczone w skrajnych podłużnicach skrzynkowych.

Obiekt przystosowano do montażu iluminacji świątecznej nie objętej niniejszym opracowaniem. Elementy iluminacji można mocować do pylonów, pomostu, ciągien i balustrad. Sposób mocowania powinien być tak dobrany, aby nie nastąpiło uszkodzenie elementów ciągien, zabezpieczenia antykorozyjnego elementów stalowych i elementów konstrukcyjnych obiektu.

4.7 Kanaly kablowe

Projekt kanałów kablowych wg osobnego opracowania, przewidziano dla nich miejsce w skrajnych poprzecznicach skrzynkowych.

4.8 Znaki pomiarowe

Obiekt należy wyposażyć w znaki wysokościowe (repery) przy każdym z pylonów w celu możliwości łatwej regulacji niwelety kładki oraz stanowiska pomiarowe zgodnie z obowiązującymi przepisami (Dz. U. 2000r. Nr 63, poz. 735).

V. PODSUMOWANIE

Niniejsza praca stanowiła dla autora wyzwanie ze względu na tworzenie projektu obiektu o unikalnej formie architektonicznej i praktycznie rzecz biorąc prototypowej konstrukcji. W pracy nie można było skorzystać z istniejących rozwiązań oraz zaleceń literaturowych, gdyż takowe nie istnieją. Podczas realizacji pracy nie można było także skorzystać z intuicji inżynierskiej, gdyż bez analizy za pomocą programów MES ciężko jest stwierdzić jak będzie zachowywać się taka kładka od poszczególnych rodzajów obciążeń.

Podczas realizacji pracy poza innymi koncepcjami rozważano także różne warianty konstrukcji kładki tensegrity nie zamieszczone w niniejszej pracy, ponieważ ostatecznie wypracowane rozwiązanie przedstawione jako koncepcja nr 5 stanowi efekt kolejnych przybliżeń poczynionych we wcześniejszych wariantach.

Praca wymagała także wykorzystania oprogramowania do analizy statycznej stanowiącego obecnie najwyższą klasę tego typu programów czyli Sofistika, niestety nie jest on wykorzystywany podczas żadnych zajęć dydaktycznych w toku całych studiów i autor na potrzeby wykonania projektu musiał nauczyć się jego obsługi we własnym zakresie.

Praca nie stanowi kompletnego projektu budowlanego-wykonawczego w rozumieniu przepisów Prawa Budowlanego i pewne kwestie należałoby jeszcze opracować lub poddać dokładniejszej analizie. Niemniej jednak główny ustrój nośny został zwymiarowany i dopracowany dostatecznie szczegółowo.

Autor ma nadzieję, że niniejsza praca będzie stanowiła dobry wstęp do stworzenia kompletnego projektu budowlanego-wykonawczego, a następnie wybudowania kładki o konstrukcji tensegrity w analizowanej lokalizacji czyli stanowiącej element kampusu Politechniki Wrocławskiej. Obiekt taki, poza nowoczesną i atrakcyjną formą architektoniczną, w pełni rozwiązywałby problemy komunikacyjne. Zapewniłby dużą przepustowość i umożliwił studentom oraz pracownikom Politechniki Wrocławskiej swobodne przemieszczanie się między budynkami kampusu zlokalizowanymi po obu stronach rzeki, czego zdaniem autora nie zapewni proponowana przeprawa w postaci kolejki linowej.

Realizacja kładki proponowanej przez autora niniejszej pracy stanowiłaby możliwość dalszego rozwoju i zebrania nowych doświadczeń – unikalnych w skali świata - naszemu środowisku akademickiemu, które już obecnie stanowi ośrodek akademicki o światowej renomie w dziedzinie budowy mostów. Duża wiedza i doświadczenie pracowników Zakładu Mostów Politechnik Wrocławskiej byłaby też na pewno przydatna w przypadku pojawienia się pewnych problemów w trakcie realizacji takiego projektu.

LITERATURA

- [1] Ainsworth I., Franklin K., Burnton P., Kuripla Bridge – a case study, Fourth International Conference, Footbridge 2011, Wrocław.
- [2] Brownlie K., Curran P., Thompshon S., Forthside Bridge, Stirling, Scotland, Third international conference “Footbridge 2008”.
- [3] Brüninghoff H.: The Essing Timber Bridge, Germany. Structural Engineering International. Vol. 3. May 1993. pp. 70-72.
- [4] Markocki B., Oleszek R.: Koncepcja kładki dla pieszych o konstrukcji tensegrity w Magdalence koło Warszawy. Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2011, str.:553-557.
- [5] Markocki B., Oleszek R., Konstrukcje tensegrity w zastosowaniu mostowym na przykładzie koncepcji kładki KL-3 nad trasą S-7 Salomea-Wolica, VII Krajowa Konferencja Estetyka Mostów, Warszawa 2011
- [6] Schlaich M.: Planning Conditions for Footbridges. Footbridge 2002. Paris 20-22 November 2002.
- [7] Biliszczyk J., Barcik W., Machelski Cz., Onysyk J., Sadowski K., Pustelnik M.: Projektowanie stalowych kładek dla pieszych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2004.
- [8] Flaga A.: Mosty dla pieszych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2011.
- [9] Biliszczyk J.: Mosty podwieszane. Projektowanie i realizacja. Arkady, Warszawa 2005.
- [10] Kładki dla pieszych. Architektura, projektowanie, realizacja, badania. Wrocławskie dni mostowe. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2007.
- [11] Madaj A., Wołowicki W.: Podstawy projektowania budowli mostowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2007.
- [12] Madaj A., Wołowicki W.: Projektowanie mostów betonowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.
- [13] Biliszczyk J., Bień J.: Wiszące mosty wstęgowe. Wstęp do projektowania. Politechnika Wroclawska, Zakład Mostów, Wrocław 1992.
- [14] Duguid B.: Benchmarking cost and value of landmark footbridges. Footbridge, Wrocław 2011.
- [15] <http://www.remmost.pl/realizacje/Budowa%20k%C5%82adki%20rowerowo%20-%20pieszej%20podwieszanej%20przez%20rzeke%20Dunajec.html>
- [16] <http://www.mmsilesia.pl/photo/550033/Czerwona+k%C5%82adka+nad+autostrad%C4%85+A4>
- [17] <http://www.garnek.pl/zuzula/11481814/kladka-przez-wisle-krakow>
- [18] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Toronto_-_ON_-_Humber_Bay_und_Humber_Bay_Arch_Bridge.jpg
- [19] <http://www.nebusiness.co.uk/supplements/business-supplements/engineeringandmanufacturing/2009/11/20/a-new-icon-on-north-skyline-51140-25250527/>
- [20] http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a5/Te_Rewa_Rewa.jpg/591px-Te_Rewa_Rewa.jpg
- [21] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=192637&page=146>
- [22] <http://www.streetviewandmaps.com/en/map/no/961625-Vebj%C3%B8rn-Sand-Da-Vinci-Project/>
- [23] http://www.bphod.com/2010_03_01_archive.html

- [24] <http://www.mmsilesia.pl/242218/2008/11/29/katowice-jaka-powinna-byc-kolorystyka-miasta?category=news>
- [25] http://wallpapers.free-review.net/63__Zubizuri_Campo_Volantin_Bridge_Spain.htm
- [26] <http://en.wikipedia.org/wiki/File:HalfPennyBridge.jpg>
- [27] http://azstateparks.com/parks/PALA/gallery_02.html
- [28] <http://www.rsh-p.com/render.aspx?siteID=1&navIDs=1,4,1617&filter=32>
- [29] <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=89511>
- [30] <http://www.galinsky.com/buildings/trinitybridge/index.htm>
- [31] <http://www.incrediblydiary.com/worlds-most-outrageous-and-scariest-bridges/>
- [32] <http://www.smlw.pl/~arutkow/kladki/olszany.html>
- [33] <http://www.dhv.pl/Aktualnosci/Najnowsze-wiadomosci/2011/2011-12-05-K%C5%82adka-w-Lubniu>
- [34] <http://knm.prz.edu.pl/inne/kladki/start.htm>
- [35] http://www.birdair.com/projectGallery/georgia_dome.aspx
- [36] <http://www.dhv.pl/Aktualno%C5%9Bci/DHV-w-mediach/2011/mostownictwo?ui=/Aktualnosci/DHV-w-mediach>
- [37] <http://happyontist.blogspot.com/2010/05/scottish-bridges-6-forthside-footbridge.html>
- [38] http://en.wikipedia.org/wiki/Truss_bridge
- [39] <http://www.rowecord.com/projects/bridges/architectural/forthside/default.aspx>
- [40] <http://www.tcbolts.co.uk>
- [41] <http://www.flickr.com/photos/fodeeroy/27868287299/>
- [42] http://www.worldarchitecturenews.com/index.php?fuseaction=wanappln.showprojectbigimages&img=3&pro_id=12245
- [43] <http://www.premiers.qld.gov.au/publications/categories/news/sectorwide/2011-march/assets/kurilpa-bridge.jpg>
- [44] <http://sarahricher.blogspot.com/2011/04/biotensegrity.html>
- [45] <http://www.archdaily.com/186214/kurilpa-bridge-cox-rayner-architects-with-arup>
- [46] <http://railbotforum.org/mbs/index.php?topic=2031.40>
- [47] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=359396&page=23>
- [48] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=359396&page=20>
- [49] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=359396&page=27>
- [50] <http://www.perthnow.com.au/news/gallery-0-1225767842103?page=8>
- [51] <http://beenleighsteel.com.au/gallery.php?level=picture&id=156>
- [52] <http://en.wikipedia.org/wiki/File:Mill.bridge.from.tate.modern.arp.jpg>

SPIS RYSUNKÓW, FOTOGRAFII I TABEL ZAMIESZCZONYCH W TEKŚCIE

Rysunki:

Rys.1. Projekt kładki o konstrukcji tensegrity nad trasą S-7 [4]	11
Rys.2. Przykłady różnych możliwości ukształtowania kładki nad głębokim jarem (swoboda doboru wysokości konstrukcyjnej h_k) [7]	13
Rys.3. Projekt kładki w Glasgow [28]	25
Rys.4. Podstawowe układy olinowania: a) promienisty, b) harfowy,	27
Rys.5. Etapu budowy i montażu kabli w kładce wstęgowej [12]	30
Rys.6. Przykład podstawowych modułów tensegrity, ze zróżnicowanym układem geometrycznym ściskanych prętów i naprężanych lin [4]	35
Rys.7. Wizualizacja projektu kładki w Magdalence [36]	37
Rys.8. Wizualizacja kładki Forthside Bridge [2]	37
Rys.9. Fink truss [38]	40
Rys.10. Konstrukcja kładki Forthside Bridge [2]	41
Rys.11. Kładka Forthside w Szkocji, kolejność montażu elementów [2]	43
Rys.12. Widok ogólny na kładkę Forthside Bridge [1]	46
Rys.13. Etapy montażu poszczególnych masztów oraz mocowania cięgien [1]	50
Rys.14. Model konstrukcji kładki klasy e1, p3	60
Rys.15. Schemat statyczny blachy pomostowej	61
Rys.16. Obwiednia momentów zginających - model klasy e1, p3	61
Rys.17. Obwiednia ugięć płyty pomostowej - model klasy e1, p3	61
Rys.18. Schemat statyczny podłużnicy	62
Rys.19. Obwiednia momentów zginających podłużnicę - model klasy e1, p3	62
Rys.20. Obwiednia ugięć podłużnicy - model klasy e1, p3	63
Rys.21. Schemat statyczny poprzecznicy	63
Rys.22. Wykres momentów zginających poprzecznicę - model klasy e1, p3	64
Rys.23. Ugięcia poprzecznicy - model klasy e1, p3	64
Rys.24. Przekrój poprzeczny pylonu głównego poniżej pomostu	75
Rys.25. Schemat balustrady	78
Rys.26. Przemieszczenia od obciążenia tłumem	79

Rys.27. Przemieszczenia od obciążenia wiatrem w poprzek - konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)	79
Rys.28. Przemieszczenia wywołane zmianą temperatury	80
Rys.29. Przemieszczenia od obciążenia wiatrem w poprzek - konstrukcja nieobciążona	80
Rys.30. Przemieszczenia od obciążenia wiatrem wzdłuż obiektu - konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)	80
Rys.31. Pierwsza forma drgań własnych – częstotliwość 0,793 Hz	81
Rys.32. Druga forma drgań własnych – częstotliwość 0,846 Hz	81
Rys.33. Trzecia forma drgań własnych – częstotliwość 1,310 Hz	81
Rys.34. Czwarta forma drgań własnych – częstotliwość 1,377 Hz	82
Rys.35. Piąta forma drgań własnych – częstotliwość 1,462 Hz.....	82
Rys.36. Szósta forma drgań własnych – częstotliwość 1,463 Hz	82
Rys.37. Siódma forma drgań własnych – częstotliwość 1,614 Hz	82
Rys.38. Ósma forma drgań własnych – częstotliwość 1,741 Hz	83
Rys.39. Dziewiąta forma drgań własnych – częstotliwość 1,860 Hz	83
Rys.40. Odlewany element węzła dolnego pylonu P2	84
Rys.41. Spawana obudowa węzła dolnego pylonu P2	84
Rys.42. Węzeł dolny pylonu P2 model klasy e3, p3	85
Rys.43. Deformacje węzła dolnego pylonu P2	85
Rys.44. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesesa w węźle	86
Rys.45. Odlewany element węzła dolnego pylonu P3	86
Rys.46. Spawana obudowa węzła dolnego pylonu P3	86
Rys.47. Węzeł dolny pylonu P3 model klasy e3, p3	87
Rys.48. Deformacje węzła dolnego pylonu P3	87
Rys.49. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesesa w węźle	88
Rys.50. Odlewany element węzła górnego	88
Rys.51. Spawana obudowa węzła górnego pylonu P3	88
Rys.52. Węzeł górny pylonu P3 model klasy e3, p3.....	89
Rys.53. Deformacje węzła górnego pylonu P3	89
Rys.54. Naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Missesesa w węźle	90
Rys.55. Miejsce zerwania cięgna	91
Rys.46. Deformacja konstrukcji po zerwaniu cięgna	91
Rys.47. Pionowe przemieszczenia konstrukcji po zerwaniu cięgna	92

Rys.48. Montaż pylonów P1 – przypadek LC10.....	98
Rys.49. Montaż poprzecznic między pylonami P1– przypadek LC14.....	98
Rys.50. Montaż dźwigarów sekcji 0-1 – przypadek LC20.....	98
Rys.51. Montaż pomostu sekcji 0-1 – przypadek LC24.....	99
Rys.52. Montaż dźwigarów sekcji 1-2 – przypadek LC30.....	99
Rys.53. Montaż cięgien pylonów P1 i regulacja naciągu cięgien –.....	99
Rys.54. Montaż pomostu sekcji 1-2 i regulacja naciągu cięgien –.....	99
Rys.55. Montaż pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien –.....	100
Rys.56. Montaż dźwigarów sekcji 2-3 i regulacja naciągu cięgien –.....	100
Rys.57. Montaż cięgien pylonów P2 i regulacja naciągu cięgien –.....	100
Rys.58. Montaż pomostu sekcji 2-3 i regulacja naciągu cięgien –.....	100
Rys.59. Montaż pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien –.....	101
Rys.60. Montaż dźwigarów sekcji 3-4 i regulacja naciągu cięgien –.....	101
Rys.61. Montaż cięgien pylonów P3 i regulacja naciągu cięgien –.....	101
Rys.62. Montaż pomostu sekcji 3-4 i regulacja naciągu cięgien –.....	101
Rys.63. Montaż pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien –.....	102
Rys.64. Montaż dźwigarów sekcji 4-5 i regulacja naciągu cięgien –.....	102
Rys.65. Montaż cięgien pylonów P4 i regulacja naciągu cięgien –.....	102
Rys.66. Montaż pomostu sekcji 4-5 i regulacja naciągu cięgien –.....	102
Rys.67. Montaż pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien –.....	103
Rys.68. Montaż dźwigarów sekcji 5-6 i regulacja naciągu cięgien –.....	103
Rys.69. Montaż cięgien pylonów P5 i regulacja naciągu cięgien –.....	103
Rys.70. Montaż pomostu sekcji 5-6 i regulacja naciągu cięgien –.....	103
Rys.71. Montaż pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien –.....	104
Rys.72. Montaż dźwigarów sekcji 6-7 i regulacja naciągu cięgien –.....	104
Rys.73. Montaż cięgien pylonów P6 i regulacja naciągu cięgien –.....	104
Rys.74. Montaż pomostu sekcji 6-7 i regulacja naciągu cięgien.....	104
Rys.75. Montaż pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien –.....	105
Rys.76. Montaż cięgien pylonów P7 i regulacja naciągu cięgien –.....	105
Rys.77. Montaż podłużnic skrajnych i regulacja naciągu cięgien –.....	105
Rys.78. Montaż blachy pomostowej i regulacja naciągu cięgien –.....	105
Rys.79. Montaż blachy pomostowej i regulacja naciągu cięgien –.....	106

Fotografie:

Fot.1. Drewniana kładka wstęgowa w Essing w Niemczech [3]	11
Fot.2. Kładka o dźwigarach głównym z drewna klejonego w Sromowcach Niżnych [15]	15
Fot.3. Kładka nad autostradą A4 w Katowicach [16]	16
Fot.4. Kładka ojca Bernatka przez Wisłę w Krakowie [17]	16
Fot.5. Kładka Humber Bay Arch Brige w Toronto, Kanada [18]	18
Fot.6. Infinity Bridge w Stockton-on-Tees w północno-wschodniej Anglii [19]	18
Fot.7. Te Rewa Rewa Bridge nad rzeką Waiwhakaiho w New Plymouth, Nowa Zelandia [20]	19
Fot.8. Wiadukt drogowy i kładka dla pieszych nad trasą S69 w Zwardoniu [21]	20
Fot.9. Kładka w As, niedaleko Oslo, Norwegia [22]	21
Fot.10. Trójprzegubowa łukowa kładka dla pieszych z pomostem opartym	21
Fot.11. Kładka nad trasą DTS w Katowicach [24]	22
Fot.12. Kładka Campo Volantin Bridge w Bilbao, Hiszpania [25]	22
Fot.13. Kładka The Ha'penny Bridge nad rzeką Liffey w Dublinie, Irlandia [26]	23
Fot.14. Kładka nad jeziorem Patagonia w Arizonie, Stany Zjednoczone [27]	24
Fot.15. Kładka Krzywy Kij nad autostradą A4 [29]	26
Fot.16. Połączenie podwieszenia wachlarzowego po lewej z jodłowym po prawej,	27
Fot.17. Trift Suspension, Szwajcaria [31]	28
Fot.18. Kładka wisząca w Olszanach, Polska [32]	29
Fot.19. Montaż segmentów prefabrykowanych kładki wstęgowej w Lubniu [33]	31
Fot.20. Wizualizacja kładki wstęgowej w Lubniu [33]	31
Fot.21. Kładka na moście Puente de Milenio , Hiszpania [34]	32
Fot.22. Kładka z kartonu, Francja [34]	33
Fot.23. Kładka nad kanionem Kolorado, USA pierwotna koncepcja [34]	34
Fot.24. Kładka nad kanionem Kolorado, USA wersja zrealizowana [34]	34
Fot.25. Kładka nad Sekwaną w Paryżu [34]	34
Fot.26. Georgia Dome w Atlancie, Stany Zjednoczone [35]	36
Fot.27. Forthside Bridge, widok z boku [37]	38
Fot.28. Forthside Bridge, widok z pomostu [37]	38
Fot.29. Forthside Bridge [37]	39
Fot.30. Kładka Forthside Bridge nad liniami kolejowymi [2]	39

Fot.31. Forthside Bridge, Połączenie stalowych masztów z żelbetowymi podporami [37]	40
Fot.32. Belka pomostu w zakładzie prefabrykacji [2]	41
Fot.33. Belka pomostu w zakładzie prefabrykacji [39]	41
Fot.34. Tension Control Bolts [40]	42
Fot.35. Forthside bridge podczas budowy [41]	44
Fot.36. Forthside bridge podczas budowy [41]	44
Fot.37. Kurilpa bridge [42]	45
Fot.38. Kurilpa Bridge, widok z pomostu [43]	45
Fot.39. The Montreal Biosphere Buckminster Fuller [44]	46
Fot.40. Poziome belki oraz kable drugorzędne podwieszające zadaszenie [46]	47
Fot.41. Tłumiki (tuned mass dampers) umieszczone na środku głównego	48
Fot.42. Główne maszty zamocowane do jednego z filarów [47]	49
Fot.43. Część przęsła podczas montażu wspornikowego [48]	51
Fot.44. Północna i południowa część pomostu podczas	51
Fot.45. Połączenie cięgien z dźwigarem [50]	52
Fot.46. Połączenie cięgien z blachą węzłową [51]	52
Fot.47. Kładka Milenijna w Londynie, Anglia [52]	55

Tabele:

Tabela 1. Przykładowe ceny wybudowanych kładek dla pieszych [7]	12
Tabela 2. Zakres stosowania poszczególnych typów konstrukcji na ustroje nośne kładek dla pieszych [7]	14
Tabela 3. Obciążenia przypadające na blachę pomostową	61
Tabela 4. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od ciężaru własnego konstrukcji (Sofistik przypadek obciążenia LC 4201)	67
Tabela 5. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od ciężaru wyposażenia (Sofistik przypadek obciążenia LC 4211 – LC 4201)	68
Tabela 6. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach od obciążenia tłumem (Sofistik przypadek obciążenia LC 5220)	68
Tabela 7. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem w poprzek - konstrukcja obciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5230)	68
Tabela 8. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia zmianą temperatury (Sofistik przypadek obciążenia LC 5240)	69

Tabela 9. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem w poprzek konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5250)	69
Tabela 10. Maksymalne siły przekrojowe od obciążenia wiatrem wzdłuż konstrukcja nieobciążona (Sofistik przypadek obciążenia LC 5260)	69
Tabela 11. Scalone obliczeniowe siły przekrojowe (kombinacja 1, 2 i 3)	70
Tabela 12. Scalone obliczeniowe siły przekrojowe z momentami wypadkowymi (kombinacja 1, 2 i 3)	70
Tabela 13. Charakterystyki wytrzymałościowe pylonów stal.....	71
Tabela 14. Maksymalne siły charakterystyczne wciągach od poszczególnych obciążeń	77
Tabela 15. Maksymalne siły obliczeniowe wciągach od poszczególnych obciążeń	77
Tabela 16. Maksymalne siły przekrojowe w pylonach po zerwaniu ciągu	94

RYSUNKI**Spis rysunków**

Nr rys.	Tytuł rysunku	Skala
1	Koncepcja nr 1 Widok z boku i widok z góry	1:200
2	Koncepcja nr 1 Przekrój A-A	1:50
3	Koncepcja nr 1 Przekrój B-B	1:50
4	Koncepcja nr 2 Widok z boku i widok z góry	1:200
5	Koncepcja nr 2 Przekrój A-A	1:50
6	Koncepcja nr 3 Widok z boku i widok z góry	1:200
7	Koncepcja nr 3 Przekrój A-A	1:50
8	Koncepcja nr 4 Widok z boku i widok z góry	1:200
9	Koncepcja nr 4 Przekrój A-A	1:50
10	Koncepcja nr 5 Widok z boku z góry oraz przekroje podłużny i poprzeczny	1:200
11	Koncepcja nr 5 Przekrój A-A	1:50
12	Rysunek zestawczo-montażowy	1:200
13	Element wysyłkowy Dźwigar D-3	1:20 1:200
14	Element wysyłkowy Pylon P-3	1:20 1:200
15	Wizualizacje	-
16	Wizualizacje	-
17	Wizualizacje	-
18	Wizualizacje	-
19	Wizualizacje	-
20	Wizualizacje	-
21	Wizualizacje	-