



ZAŁĄCZNIK NR 4.2

Wniosek nr 17 o zaakceptowanie dokumentacji projektowej

Zamawiający:	Powiat Tczewski
Nadzór inwestorski:	Biuro Obsługi Inwestycji „Inwest-Wybrzeże” Sp. z o.o. w Gdyni
Nadzór autorski:	„EUROPROJEKT GDAŃSK” S.A. w Gdańsku
Umowa o roboty budowlane:	Nr WI 032.344.2018
Wykonawca:	Przedsiębiorstwo Wielobranżowe „BANIMEX” Sp. z o.o. w Będzinie

Nr dokumentacji:	19/2019
Miejsce i data wystawienia:	16.12.2019
Tytuł opracowania:	Projekt technologiczny Zabezpieczenie Konstrukcji Mostu Lisewskiego w Okresie Zimowym 2019/2020

Wykonawca zgodnie z umową wnioskuje do Zamawiającego o zatwierdzenie wyżej wymienionego dokumentu (opracowania) i włączenie do dokumentacji zadania.

Imię i nazwisko:	Data:	Podpis:
Przedstawiciel Wykonawcy: <i>Marcin Znajmisko</i>	<i>16.12.2019</i>	<i>[Signature]</i>

Opinia Nadzoru inwestorskiego:

- Zgodność propozycji Wykonawcy z umową i projektem budowlanym: *Projekt technologiczny stanowi dobry zakres analizy nr 3 do umowy (projekt)*
- Poprawność przyjętego rozwiązania: *Nie ma uwag, projekt opracowany przez uprawnioną osobę.*
- Uwagi do proponowanego rozwiązania: *Nie ma uwag*

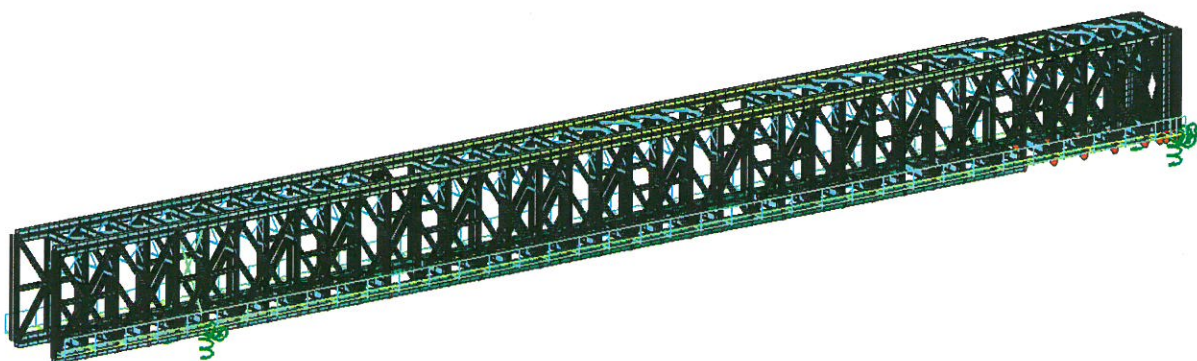
Przyjęcie przez Zamawiającego:

- Zamawiający **przyjmuje/nie przyjmuje** przedstawioną przez Wykonawcę dokumentację projektową do dalszego etapu realizacji umowy nr
- Uwagi do proponowanego rozwiązania:
.....
.....

Nadzór inwestorski Zatwierdzenie:	Imię i nazwisko:	Data:	Podpis:
		<i>16.12.2019</i>	<i>INSPEKTOR Nadzoru Inwestorskiego mgr inż. ADAM KALINOWSKI upr. konstr.-inż. 2050/Gd/33 upr. konstr.-bud. 5526/Gd/93 upr. drogowe 5653/Gd/93</i>
Przedstawiciele Zamawiającego:	Imię i nazwisko:	Data:	Podpis:

PROJEKT TECHNOLOGICZNY

Zabezpieczenie Konstrukcji Mostu Lisewskiego w Okresie Zimowym 2019/2020



ZAMAWIAJĄCY: **BANIMEX Sp. z o.o.**
ul. Energetyczna 10, 42-504 Będzin

WYKONAWCA: **LENTAS Sp. z o.o.**
ul. Hallera 118/4, 80-420 Gdańsk

ZESPÓŁ AUTORSKI:

mgr inż. **Andrzej Kozakiewicz**
upr. bud. nr 177/Gd/2002 w spec.: konstr. bud. bez ograniczeń

mgr inż. **Damian Cybula**

Two handwritten signatures in blue ink. The top signature is for Andrzej Kozakiewicz and the bottom one is for Damian Cybula. The signatures are stylized and cursive.

Spis treści

1. UWAGI OGÓLNE	3
1.1 Przedmiot opracowania	3
1.2 Cel i zakres opracowania	3
1.3 Podstawa opracowania	3
2. WYKORZYSTANE MATERIAŁY I OPRACOWANIA	3
3. STAN ISTNIEJĄCY	4
3.1 Lokalizacja obiektu:	4
3.2 Opis stanu istniejącego:	5
4. ROZWIĄZANIA PROJEKTOWE ZABEZPIECZENIA KONSTRUKCJI	8
4.1 Opis projektowanych rozwiązań konstrukcyjnych	8
4.1.1 Konstrukcja podpory PT5'	8
4.1.2 Obudowa podpory PT5'	8
4.1.3 Wzmocnienie ramy podporowej	9
4.1.4 Izbica	9
4.1.5 Odtworzenie elementów poprzecznic, oraz stężeń poprzecznych	9
4.2 Rozwiązania materiałowe:	9
5. OPIS MODELU OBLICZENIOWEGO	10
5.1 Konstrukcja przęsła	10
5.1.1 Ogólne założenia modelowe	10
5.1.2 Charakterystyka materiałowa	13
5.1.3 Charakterystyka przekrojów	14
5.1.4 Obciążenia	15
5.2 Podpora PT5'	16
5.2.1 Ogólne założenia modelowe	16
5.2.2 Charakterystyka materiałowa	17
5.2.3 Charakterystyka przekrojów	17
5.2.4 Obciążenia	17
5.3 Obudowa podpory PT5'	21
5.4 Izbica	21
5.4.1 Ogólne założenia modelowe	21
5.4.2 Charakterystyka materiałowa	22
5.4.3 Charakterystyka przekrojów	23
5.4.4 Obciążenia	23
6. ANALIZA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWA	25
6.1 Konstrukcja przęsła	25
6.1.1 Siły wewnętrzne	25
6.1.2 Naprężenia	29
6.1.3 Ugięcia konstrukcji w kolejnych fazach demontażu	32
6.1.4 Reakcje przekazywane na podpory tymczasowe	34
6.1.5 Uwagi i wnioski	37

6.2 Podpora tymczasowa PT5'	38
6.2.1 Siły wewnętrzne i naprężenia w konstrukcji	38
6.3 Izbica	44
6.3.1 Naprężenia	44
6.3.2 Reakcje	47
7. ZAPEWNIENIE BEZPIECZEŃSTWA, HIGIENY I OCHRONY ZDROWIA	47
8. UWAGI I ZALECENIA KOŃCOWE	48
9. ZAŁĄCZNIKI	48

1. UWAGI OGÓLNE

1.1 Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt technologiczny wraz z przeprowadzoną analizą statyczno-wytrzymałościową zabezpieczenia pozostałości konstrukcji ESTB przęśła nr 3 Mostu Lisewskiego nad rzeką Wisłą w Tczewie przeznaczonej do rozbiórki wraz z odcinkiem przeznaczonym do późniejszej ekspozycji w miejscu wyznaczonym przez Zamawiającego (Starostwo Powiatowe w Tczewie) na okres zimowy 2019/2020.

1.2 Cel i zakres opracowania

Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie zakresu robót wraz rozwiązaniami konstrukcyjnymi mającymi stanowić zabezpieczenie dla pozostałości konstrukcji przęseł ESTB Mostu Lisewskiego nad rzeką Wisłą w Tczewie. Istniejący stan konstrukcji wraz z obecnym sposobem podparcia zagraża istniejącemu w jego sąsiedztwie czynnemu mostowi kolejowemu jak również grozi katastrofą budowlaną w wyniku oddziaływań jakie mogą wystąpić w jego obszarze w okresie zimowym. Zakres opracowania obejmuje zespół rozwiązań technologicznych i konstrukcyjnych mających na celu zapewnienie stateczności konstrukcji mostu w obecnym stanie oraz zabezpieczenie mostu przed mogącą wystąpić w okresie zimowym napierającą krą minimalizując jednocześnie powstanie zatoru w nurcie Wisły w jego obszarze. W skład projektu wchodzi:

- Rozwiązanie technologiczne usunięcia podpór tymczasowych stanowiących wykonane zgodnie z wcześniej opracowanym projektem technologicznym etapowania rozbiórki Mostu Kratownicowego nad rzeką Wisłą w Tczewie opracowanego przez firmę LENTAS SP. z o.o w lutym 2019.
- Rozwiązanie technologiczne wybudowania podpory tymczasowej PT5' stanowiącej oparcie pozostałej konstrukcji przęśła nr 2 kratownicy ESTB
- Zabezpieczenie wyżej wymienionej podpory w postaci obudowy z ścianek szczelnych wraz z wypełnieniem materiałem z gruzu budowlanego lub narzutu kamiennego.
- Rozwiązanie technologiczne konstrukcji izbicy stalowej
- Wzmocnienie kratownicy w miejscu podparcia na nowej podporze PT5'

Prezentowane w niniejszym opracowaniu kompleksowe rozwiązanie stanowi zabezpieczenie tymczasowe na okres bieżącego okresu zimowego, mające na celu ochronę pozostałości konstrukcji. Niedopuszczalne jest pozostawienie konstrukcji w zaprojektowanym zgodnie z niniejszym opracowaniem na okres dłuższy niż 1 rok.

1.3 Podstawa opracowania

Umowa formalno-prawna pomiędzy BANIMEX Sp. z o.o. a LENTAS Sp. z o.o.

2. WYKORZYSTANE MATERIAŁY I OPACOWANIA

W opracowaniu posłużono się następującymi materiałami:

- [1] Projekt budowlano-wykonawczy elementów ograniczenia ruchu oraz remont pomostu przęseł nr 2-3 w celu dostosowania obiektu do ograniczonej eksploatacji mostu „Lisewskiego” przez rzekę Wisłę w Tczewie. Wykonany przez ARKOBI – Architektura Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie Maciej Malinowski.
- [2] Orzeczenie techniczne – „Drogowy most Lisewski przez rzekę Wisłę w Tczewie” wykonane przez ARKOBI – Architektura Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie Maciej Malinowski.
- [3] Koncepcja techniczna – „Rozbiórka Mostu Kratownicowego nad Wisłą w Tczewie” opracowana przez firmę LENTAS Sp. z o.o.

[4] Inwentaryzacja w terenie wykonana przez firmę LENTAS Sp. z o.o.

[5] Projekt wykonawczy – „Projekt Rozbiórek Wraz z Projektem Konceptyjnym Przesła ESTB” wykonany przez Europrojekt Gdańsk S.A.

[6] Mapy satelitarne z <http://www.google.pl/maps>

[7] Projekt Technologiczny: „Rozbiórka Mostu Kratownicowego nad rzeką Wisłą w Tczewie ” opracowany przez LENTAS Sp. z o.o.

[8] Koncepcja Techniczna: „Zabezpieczenie konstrukcji Mostu Lisewskiego nad rzeką Wisłą w Tczewie na okres zimowy” opracowana przez firmę LENTAS SP. z o.o. w październiku 2019

[9] Decyzja o numerze GD.RPU.530.15.0678z-10.2019.BC wydana przez Państwowe Gospodarstwo Wodne Wody Polskiej z dnia 30 października 2019r.

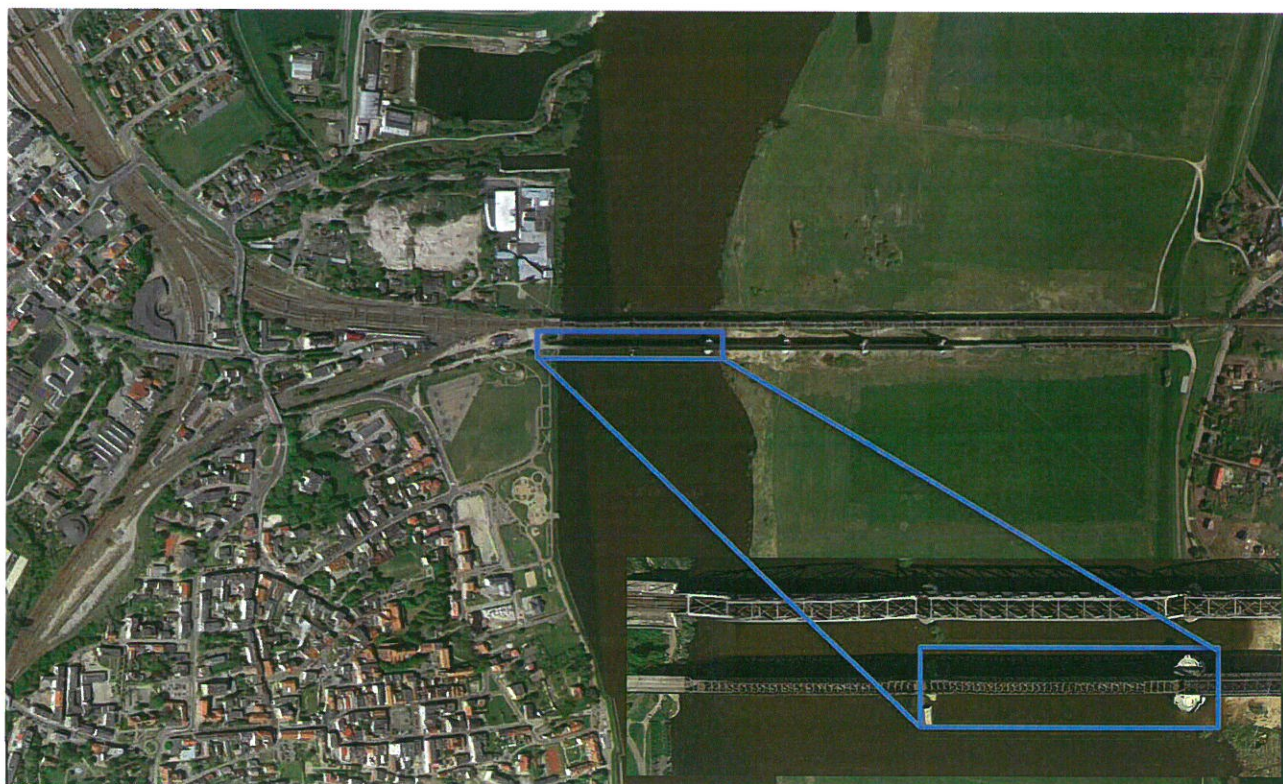
[10] Normy:

- PN - 82/S - 10052 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie”.
- PN - 89/S-10050 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i Badania”.
- PN - 85/S - 10030 – „Obiekty mostowe. Obciążenia”.

3. STAN ISTNIEJĄCY

3.1 Lokalizacja obiektu:

Zabezpieczana konstrukcja znajduje się nad rzeką Wisłą w ciągu ulicy Jana z Kolna w Tczewie.



Rys. 1 – Lokalizacja mostu

3.2 Opis stanu istniejącego:

W obecnym stanie konstrukcja znajduje się w fazie rozbiórki określonym jako etap 7 zgodnie z [7], oznacza to że przęsło nr 1 kratownicy ESTB zostało w całości rozebrane. Rozbiórce uległ również filar żelbetowy na podporze w osi 2. Przęsło nr 2 oparte jest na podporach tymczasowych nr 2.1, 2.2, 2.3 oraz 2.4. Stan konstrukcji przed rozpoczęciem rozbiórki określony został jako zły, nie kwalifikujący obiektu do dalszego użytkowania oraz zagrażający istnieniu samego obiektu jak również środowisku. W momencie rozpoczęcia rozbiórki skorodowana konstrukcja zaczęła pracować w stanach przejściowych charakteryzujących się schematami statycznymi, na które nie została pierwotnie zaprojektowana, powodujących w niektórych elementach lokalne przeciążenie lub odwrotne wyężenie do pierwotnego zamysłu projektowego.

Pomimo analiz przeprowadzonych w ramach opracowania [7] oraz rozwiązań w nim zaproponowanych zapewniających bezpieczeństwo konstrukcji w planowanym okresie rozbiórki, nie przewidziano w nim okoliczności obecnie występujących, na które konstrukcja zostanie narażona w okresie zimowym. Projekt technologiczny rozbiórki zakładał ukończenie prac przed końcem bieżącego roku a co za tym idzie wszystkie stany konstrukcji jak i oddziaływania zostały przyjęte jako krótkotrwałe stany przejściowe, co pozwoliło dodatkowo obniżyć niektóre współczynniki obciążeniowe w elementach. Jak zaprezentowano w opracowaniu [7] wszystkie elementy podpór tymczasowych zaprojektowano w sposób ekonomiczny wykorzystując rezerwy nośności elementów ograniczone użytymi przekrojami oraz materiałem, z którego wykonana jest konstrukcja.



Fot. 1 – Stan istniejący mostu – koniec przęsła 2 oparcie na podporze PT5

Proces rozbiórki został wstrzymany decyzją Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków. Biorąc pod uwagę, obecną porę roku oraz przewidywane możliwe okoliczności atmosferyczne jak i uwarunkowania środowiskowe rzeki związane z możliwością wystąpienia grubych warstw lodu oraz napierającej kry, stwierdza się że opracowanie [7] nie zawiera środków zaradczych ani rozwiązań przewidujących tego typu oddziaływania jak również na utrzymanie konstrukcji w obecnym stanie przez dłuższy okres czasu.



Fot. 2 – Stan istniejący mostu – przęsło nr 2 oparte na podporach PT6 i PT9

Pod przęsłem znajduje się część nurtowa rzeki Wisły.

Charakterystyczne parametry wiaduktu:

- Rozpiętość teoretyczna przęsła nr 2: 129,04m
- Szerokość obiektu: 8,67m
- Szerokość w osiach dźwigarów: 5,334m
- Wysokość ustrojowa przęsła: 10.544m
- Rozstaw poprzecznic: 3.00m

Charakterystyka materiałowa wiaduktu:

Na podstawie opracowania [7] przyjęto, że wiadukt wykonany został ze stali o następującej charakterystyce materiałowej:

- $R_e = 274 \div 289$ MPa,
- $R_m = 409 \div 446$ MPa
- $A_5 = 24,3 \div 32,6$ %
- $Z = 45,0 \div 57,3$ %
- udarność KU2 w-40oC Sr. 46 J/cm²

Na podstawie wyników badań wytrzymałościowych i chemicznych stwierdzono, że pobrane próbki wykonane są z nieuspokojonych stali węglowych zwykłej jakości o podstawowych właściwościach wytrzymałościowych, tj. o właściwościach zbliżonych do polskich odpowiedników St3 lub St0 wg PN-61/H-84020. Do obliczeń nośności przęseł wykonanych w 1998r przyjęto granicę plastyczności $R_e=240$ MPa. Ówczesny stopień skorodowania określono na poziomie 30% (określony w odniesieniu do pasów dolnych). Zważywszy na upływ czasu (ok. 20 lat) oraz postęp korozji, który nastąpił w tym czasie w niniejszych obliczeniach przyjęto zredukowaną granicę plastyczności do poziomu $R_e=160$ MPa.



Fot. 3 – Stan istniejący mostu – widok od strony mostu kolejowego – widoczne podpory PT5 i PT6

Główny moduł kratownicy podyktowany rozstawem poprzecznic wynosi 3048mm. Wysokość całkowita kratownicy zależna jest od profili, z których wykonano pas górny i dolny kratownicy (fot.2). Zasadniczo przekroje kratownicy zostały zróżnicowane zgodnie z poniższym podziałem:

- (1) Strefa w sąsiedztwie podpór skrajnych – 1 i 3 $h_{tot} = 9160$ mm (8833 mm w osiach obojętnych pasów, typ A-30)
- (2) Strefa zasadnicza przęseł $h_{tot} = 10544$ mm (9156 mm w osiach obojętnych pasów, typ B-30)
- (3) Strefa podporowa w sąsiedztwie podpory nr 2 $h_{tot} = 10544$ mm (9156 mm w osiach obojętnych pasów, typ D-30)

W analizie posłużono się profilami zidentyfikowanymi na podstawie dokumentacji [1] i [4]. Na podstawie inwentaryzacji przeprowadzonej w terenie stwierdzono dość znaczny stopień skorodowania poszczególnych elementów.

Rozstaw osiowy płaszczyzn dźwigarów kratowych wynosi 5334mm (typ A-30 i B-30) oraz 5810mm (typ D-30). Główne elementy konstrukcji przęsła, zbudowano z przekrojów złożonych, składających się z kombinacji zestawionych kątowniki 127x127x15.9 mm powiązanych przewiązkami. Drugorzędne stężenia wykonano z kątowników 76x76x9.5 mm. Połączenia poszczególnych elementów wykonano jako nitowane lub śrubowe.

4. ROZWIĄZANIA PROJEKTOWE ZABEZPIECZENIA KONSTRUKCJI

4.1 Opis projektowanych rozwiązań konstrukcyjnych

Na potrzeby projektu wykonana została analiza konstrukcji w zakresie od początku jej rozbiórki aż do osiągnięcia projektowanego stanu, w którym pozostałość kratownicy opierać się będzie na podporze PT5' od strony Tczewa oraz na filarze 3 od strony Lisewa. Na tym etapie przesuw podłużny na łożyskach od strony Lisewa został zablokowany, a podparcie umożliwiające ruch przęsła w kierunku podłużnym przewiduje się na projektowanej podporze PT5' za pośrednictwem łożysk ślizgowych.

W kolejnych punktach opisano poszczególne elementy rozwiązania zabezpieczenia:

4.1.1 Konstrukcja podpory PT5'

W ramach projektu wykonana zostanie pojedyncza podpora zabezpieczająca konstrukcję na czas zimowy w sąsiedztwie istniejącej podpory PT5. Nową podporę o nazywaną dalej PT5' zaprojektowano jako masywniejszą, o większej niż obecnie zaprojektowane nośności oraz sztywności. Nowa podpora wykonana zostanie z klatek PRK800 znajdujących się w rozstawie 10.135m zwieńczonych oczepem stalowym wykonanym w formie rusztu stalowego zgodnie z dokumentacją rysunkową. Na oczepach wykonane zostaną kołki centrujące, podpierające pakiety belek HEB800, na których za pośrednictwem łożysk oparta zostanie pozostałość przęsła kratownicy ESTB. Na belkach wykonane zostaną dodatkowo konstrukcje oporowe zapewniające podparcie poprzeczne konstrukcji. Przerwę między stalowymi elementami oporowymi a pasem dolnym przęsła należy wypełnić kantówką z drewna liściastego zapewniając jej bezpośrednie przyleganie. Konstrukcja podpór oparta zostanie na ruszcie palowym z rur stalowych CHS 508x12mm wbijanych w dno rzeki urządzeniami znajdującymi się na barce. Minimalne zagłębienie pali stalowych w dnie rzeki wynosi 10m. Ruszt palowy zwieńczony zostanie oczepem w postaci rygli spinających z pakietów belek stalowych HEB300. Ilość pali wraz z głębokością ich pograżenia, a także szczegółowe rozmieszczenie elementów konstrukcji i ich połączenia (długości, grubości oraz rozmieszczenie spoin) zostały określone w części rysunkowej niniejszego opracowania. Obie wieże podpory PT5' przed oparciem na nich konstrukcji należy stężyć ze sobą cięgnami prętowymi z asortymentu uzgodnionego wcześniej z projektantem, oraz wprowadzić w nich napięcie wstępne o wartości uzgodnionej po doborze właściwych elementów.

Wykonanie podpory pozwoli na demontaż wykonanych obecnie podpór PT5, PT6, PT7 i PT9. Konstrukcja zacznie pracować w schemacie belki wolnopodpartej z przewieszeniem o wysięgu ok. 15m. Dopuszcza się wcześniejszą rozbiórkę podpór PT7 i PT9 przed wykonaniem podpory PT5'. Demontażu podpór PT5 i PT6 należy dokonać opuszczając wcześniej w kontrolowany sposób konstrukcję na podporę T5' bądź lewarując poziom łożysk na podporze T5' do momentu odprężenia podpór obecnie istniejących.

4.1.2 Obudowa podpory PT5'

Wykonaną podporę PT5' należy zabezpieczyć za pomocą obudowy wykonanej ze ścianek szczelnych z profili GU18N ze stali min. S240. Szczegółowe rozwiązanie geometryczne wraz z kolejnością wykonywania ścianek z podziałem na sekcje, oraz etapowanie zasypywania wnętrza komory obudowy zamieszczono w części rysunkowej dokumentacji. Obudowę ze ścianek szczelnych należy wypełnić gruzem budowlanym lub narzutem kamiennym, zapewniając większą sztywność oraz masę zabezpieczającej konstrukcji.

Wypełnienie pozwoli również zwiększyć nośność rurowych pali stalowych pograżanych w obudowie. Obudowa ze ścianek zostanie wzmocniona systemem rozparć oraz ściąągów umieszczonych na rzędnej 4 m.n.p.m. Szczyt ścianek szczelnych zaprojektowano na rzędnej 8.00 m.n.p.m co jest zgodne z uzgodnieniami [9]. Całość należy umocnić od zewnątrz narzutem kamiennym.

4.1.3 Wzmocnienie ramy podporowej

Po kompletnym wykonaniu podpory PT5' oraz oparciu na niej konstrukcji ESTB należy wykonać wzmocnienie ramy, znajdującej się bezpośrednio w osiach łożysk podpory PT5'. Wzmocniona rama stanowić będzie ramę portalową obiektu, na której opierać się będzie przęsło. Wykonanie wzmocnienia należy wykonać w formie wykratowania poprzecznego z rur CHS 273x12.5mm. Szczegółowe rozwiązanie wzmocnienia znajduje się w części rysunkowej opracowania.

4.1.4 Izbica

Izbica ma zadanie chronić podporę PT5' przed napływającym lodem. Szczegółowe rozwiązanie konstrukcyjne izbicy zostało przedstawione w części rysunkowej. Składa się ona z szkieletu stalowego wykonanego z kształowników HEB ze stali S235, opartego na oczepie stalowym z pakietów belek HEB300 wieńczących układ pali. Szkielet zostanie pokryty obiciem w postaci ścianek szczelnych z profili GU18N spawanych do płatek. Szczyt izbicy określono na rzędnej 11.57 m.n.p.m, ze spodem znajdującym się na poziomie 3.5 m.n.p.m. Długość całkowita izbicy wynosi 14.65m, a jej szerokość 7.6m

4.1.5 Odtworzenie elementów poprzecznic, oraz stężeń poprzecznych

W ostatnim z etapów należy odtworzyć elementy poprzecznic, oraz stężeń poprzecznych (wiatrowych) w miejscach gdzie zostały one usunięte celem wykonania podpór tymczasowych PT5, PT6, PT7 oraz PT9. Jako alternatywne rozwiązanie dopuszcza się pozostawienie wcześniej wykonanych wzmocnień w postaci układu stężeń wykonanego z rur CHS 273x12.5mm.

4.2 Rozwiązania materiałowe:

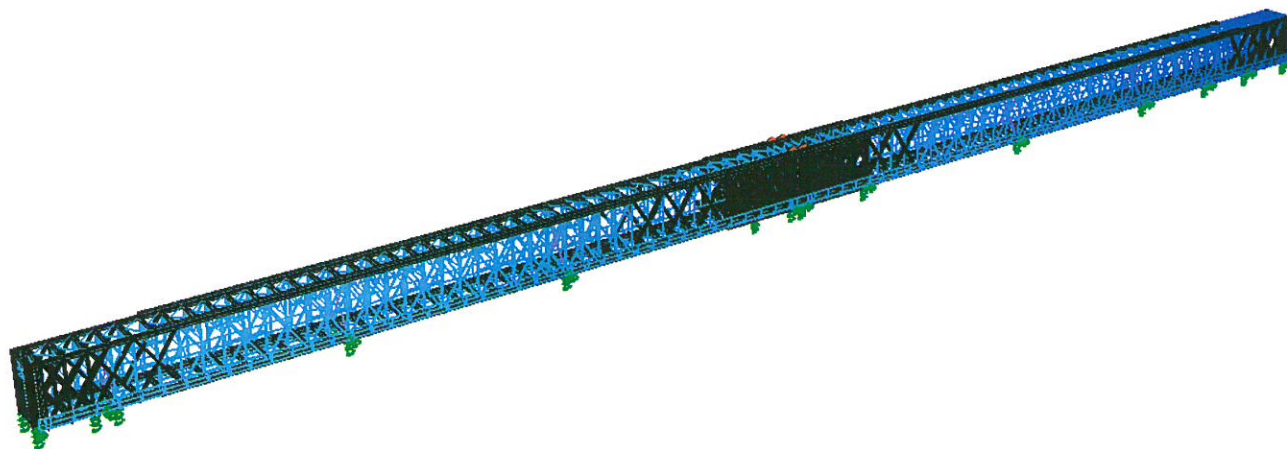
Wszystkie elementy za wyjątkiem stężeń ciągnowych obu wież podpory PT5' oraz pakietu belek HEB800, przewidziano ze stali min S235, zgodnie z informacjami zamieszczonymi na rysunkach. Belki HEB800 należy dostarczyć wykonane ze stali S355. Właściwe oznaczenie materiałów poszczególnych elementów zostało przedstawione w zestawieniach w części rysunkowej.

5. Opis modelu Obliczeniowego

5.1 Konstrukcja przęsła

5.1.1 Ogólne założenia modelowe

W ramach analizy statyczno-wytrzymałościowej wykonano modele obliczeniowe w programie SOFiSTiK, odzwierciedlające proces technologiczny wykonany do tej pory, jak również uwzględniające kolejne projektowane etapy wykonania. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano wyniki sił wewnętrznych, napreżeń w poszczególnych elementach konstrukcji oraz reakcje podporowe w miejscu podpory PT5', których użyto później w analizie konstrukcji samej podpory. Na podstawie uzyskanych rezultatów oceniono stopień wyężenia mostu w poszczególnych etapach oraz dobrano wymiary i przekroje elementów tymczasowych kierując się względami bezpieczeństwa oraz ekonomii proponowanych rozwiązań. Przyjęte w analizie założenia dotyczące przekrojów, materiałów oraz obciążeń, a także podstawowe wyniki analiz numerycznych i wnioski zostały przedstawione w dalszej części opracowania.



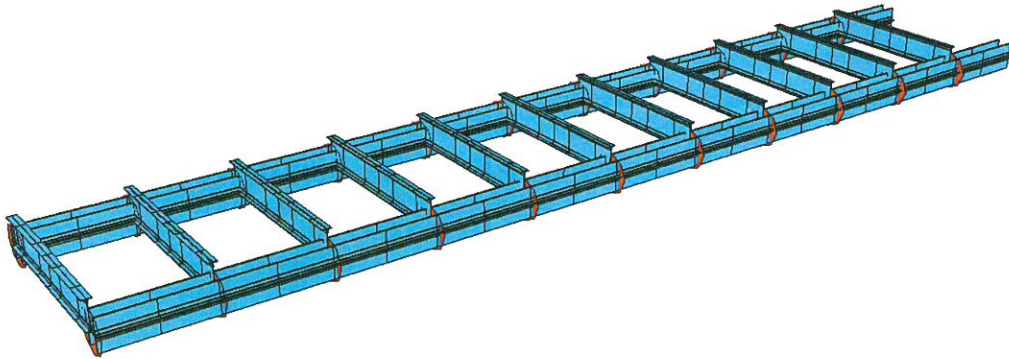
Rys. 2 – Wizualizacja modelu globalnego MES

Do budowy modelu użyto elementów prętowych typu BEAM i TRUSS oraz elementów powłokowych typu QUAD. Poszczególnym elementom zadano odpowiednie charakterystyki materiałowe i geometryczne przypisane danym przekrojom. Geometria modelowanej konstrukcji jest spójna z dokumentacją [1] i weryfikacją poczynioną podczas inwentaryzacji [4]. Stworzony model obliczeniowy zakłada sztywne połączenie elementów w węzłach. Wszystkie elementy, za wyjątkiem elementów stężeń pionowych oraz poziomych (w płaszczyźnie pasów górnych i dolnych) kratownicy wymodelowano elementami belkowymi, zdolnymi do przeniesienia momentów i sił tnących. Elementy stężeń zamodelowano jako połączone przegubowo z słupkami, poprzecznkami i pasami kratownicy za pomocą pojedynczych elementów prętowych. Elementów powłokowych użyto do zamodelowania połączenia – blach łączących poszczególne gałęzie rozbudowanych słupków podporowych ram portalowych. Pasy górne, zostały opisane na siatce węzłów zdefiniowanych w jednej płaszczyźnie poziomej. Odpowiednie położenie przekroju pasa, względem elementów w poszczególnych strefach uzyskano poprzez definicję offsetu w danym przekroju.

Całość konstrukcji podzielono na grupy. Podział ten umożliwia aktywację i dezaktywację poszczególnych elementów w danym etapie demontażu (CS).

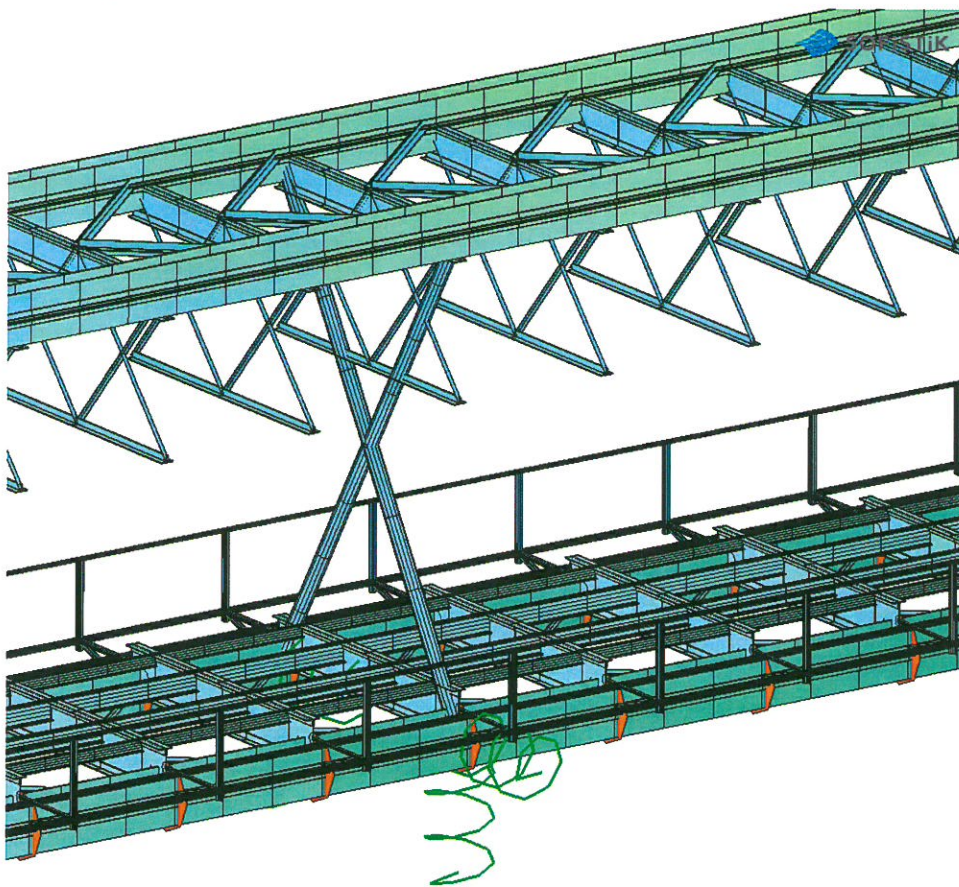
Z uwagi na zaawansowaną korozję niektórych elementów poczyniono następujące założenia:

- Ograniczenie wytrzymałości materiału (dopuszczalne naprężenia w konstrukcji)
- Połączenie przegubowe poprzecznic z pasami dolnymi kratownic
- Usunięto podłużnice w ostatnim polu skratowania w obrębie podpory nr 3



Rys. 3 – Wizualizacja modelu MES – poprzecznice połączone przegubowo z pasami dolnymi kratownicy

Rysunek 4 przedstawia dodatkowe stężenie kratowe typu X na jednej z podpór tymczasowych, zamodelowane w programie przy pomocy elementów belkowych.



Rys. 4 – Wizualizacja modelu MES – stężenia X w miejscu podpory PT5'

Poszczególne etapy konstrukcji, usytuowanie podpór tymczasowych oraz podział na sekcje przedstawiono szczegółowo w opracowaniu [7]. Ogólną ideą rozbiórki jest oparcie konstrukcji przęseł na podporach tymczasowych, z których kolejne sekcje były odcinane i usuwane odcinkami o długości ok. 3m. Jednocześnie podpory wspierające usuwane sekcje będą demontowane i przenoszone w kolejne miejsce. W modelu numerycznym podpory odzwierciedlono za pomocą grup sprężyn aktywowanych i dezaktywowanych w kolejnych etapach. Konstrukcja podpory PT5' została odwzorowana w oddzielnym modelu, w którym obciążenie stanowiły reakcje pozyskane w analizie globalnej.

Poniżej przedstawiono przeanalizowane etapy, które uznano za niewralgiczne w ramach całego przedsięwzięcia:

- Etap 12: Demontaż segmentu 2.1



Rys. 2 – Wizualizacja modelu MES – Demontaż segmentu 2.1.

- Budowa fundamentów żelbetowych pod podporę tymczasową T1 (klatki PRK)
- Rozbiórka płyty żelbetowej pomostu wraz z krawężnikami i nawierzchnią
- Etap 13: Montaż podpory tymczasowej PT5'



Rys. 3 – Wizualizacja modelu MES – Montaż podpory tymczasowej PT5'

- Montaż podpory tymczasowej T1 (klatki PRK) w sąsiedztwie istniejącego filara od strony Tczewa
- Montaż konstrukcji wsporczych na podporze tymczasowej
- Etap 14: Demontaż podpory tymczasowej PT5



Rys. 4 – Wizualizacja modelu MES – Demontaż podpory tymczasowej PT5

- Lewarowanie konstrukcji na podporze tymczasowej T1 – uniesienie konstrukcji z łożysk na filarze od strony Tczewa
- Rozbiórka filara masywnego od strony Tczewa (podpora nr 1)
- Demontaż sekcji 1.1
- Montaż podpór tymczasowych T2 i T6
- Etap 15: Demontaż podpory tymczasowej PT6



Rys. 5 – Wizualizacja modelu MES – Demontaż podpory tymczasowej PT6

- Demontaż podpory tymczasowej T1 z klatek PRK
- Montaż podpory tymczasowej T3

5.1.2 Charakterystyka materiałowa

Materiał zastosowany w konstrukcji to stal, której parametry zgodnie z [1] są zbliżone do stali St3. Odpowiada to dzisiejszemu gatunkowi stali S235. W analizie zdefiniowano stal S235, przyjmując że moduł sztywności wynosi $E = 210 \text{ GPa}$.

Jednym z ważniejszych założeń i ograniczeń dotyczących przeprowadzonych analiz jest odpowiednia redukcja wytrzymałości stali ze względu na znaczny stopień skorodowania poszczególnych elementów. W przeprowadzonej analizie wprowadzono jeden globalny współczynnik bezpieczeństwa dla wszystkich elementów, przyjmując za wartość dopuszczalną naprężeń $f_y = 160 \text{ MPa}$.

5.1.3 Charakterystyka przekrojów

W przeprowadzonej analizie, zastosowano przekroje o następujących parametrach:

Element	NR	Text	A	It	ly	lz	lyz	gam/m
-	-	-	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kN/m]
Słupek podporowy	1	SP1	1577.6	6554.6	988325.4	987794.8	0.0	14.23
Słupek podporowy	2	SP1'	113.7	247.6	95501.6	1804.7	0.0	1.03
Słupek podporowy	3	SP1''	511.5	2163.0	320938.5	19122.8	0.0	4.61
Słupek S22	4	S22	151.1	126.8	50984.3	4959.4	0.0	1.36
Słupek S231	5	S231	226.7	190.1	189667.3	7439.0	-6414.3	2.04
Słupek S232	6	S232	264.5	221.8	269771.2	8581.8	722.5	2.39
Słupek podporowy	7	SP2	2366.4	9830.9	3801854.8	1481692.3	0.0	21.35
Słupek podporowy	8	SP2'	170.5	371.4	322348.7	2707.0	-477.4	1.54
Słupek podporowy	9	SP2''	767.2	3245.1	1233359.8	28684.2	0.0	6.92
Krzyżulec K33	11	K33	226.7	190.1	117607.9	7439.0	8778.4	2.04
Krzyżulec K22	12	K22	151.1	126.8	50984.3	4959.4	0.0	1.36
Krzyżulec K23	13	K23	188.9	158.5	77745.8	6063.2	3445.5	1.7
Krzyżulec K43	14	K43	264.5	221.8	146240.8	8581.8	5063.2	2.39
Krzyżulec K222	15	K222	226.7	190.1	268143.5	7439.0	1182.0	2.04
Krzyżulec K232	16	K232	264.5	221.8	269771.2	8581.8	722.5	2.39
Krzyżulec K332	17	K332	302.3	253.5	360837.8	9918.7	8778.4	2.73
Krzyżulec K333	18	K333	340.1	285.2	484339.7	11083.0	17068.0	3.07
Wykratowanie H1	21	H1	118.1	78.5	16136.3	43664.0	0.0	1.06
Pas górny S1	31	PG1	394.3	546.5	79167.2	231680.8	0.0	3.56
Pas górny S2	32	PG2	889.7	2379.0	362888.0	514377.0	0.0	8.03
Pas górny S3	33	PG3	1345.9	3580.8	544333.8	2025350.4	-0.1	12.14
Pas dolny S1	41	PD1	394.3	547.0	79167.2	231680.8	0.0	3.56
Pas dolny S2	42	PD2	889.7	2379.0	362888.0	514377.0	0.0	8.03
Pas dolny S3	43	PD3	1345.9	3580.8	544333.8	2025350.4	-0.1	12.14
Rygiel górny	51	RG	215.1	583.5	144777.3	4964.7	0.0	1.94
St. pionowe	52	STP1	13.5	4.1	70.4	70.4	-41.4	0.12
Wiatrownica pozioma	54	STG	75.6	63.3	2235.4	2235.4	456.9	0.68
Poprzecznice	61	RG	236.1	590.4	280462.6	4966.4	0.0	2.13
Podłużnice wew.	62	POD1	97.0	107.8	19567.3	817.0	0.0	0.87
Podłużnice zew.	63	POD2	39.5	17.7	3053.7	162.1	0.0	0.36
Wiatrownica pozioma	64	STD	26.9	8.2	298.7	298.7	75.1	0.24
Wzmocnienie	69	D 273 / 12.5 mm	102.3	17394.9	8697.5	8697.5	0.0	0.92

Oznaczenia odpowiednich profili, dokładne wymiary oraz ich umiejscowienie w konstrukcji przedstawiono na rysunkach wykonanych na podstawie inwentaryzacji zamieszczonych w załączniku nr 2.

Pasy górne i dolne mają zmienną wysokość po długości elementów. Wynika to ze zmiennej wysokości blach pionowych. W analizie zadano przekroje bez uwzględnienia zmian wysokości nadając pasom wysokość blach pionowych w najniższym punkcie.

Ze względu na budowę modelu i rozbudowany przekrój słupków podporowych podzielono je na oddzielne gałęzie (elementy belkowe), którym przypisano odpowiedni przekrój. Po długości, poszczególne gałęzie połączono elementem powłokowym o grubości blach łączących.

5.1.4 Obciążenia

W analizie przyjęto następujące obciążenia:

- Ciężar własny:

Ciężar własny został zadany w programie na podstawie charakterystyki przekrojów (pole przekrojów brutto) elementów, oraz ciężaru właściwego materiału zdefiniowanego w programie. W celu odwzorowania masy elementów blach łączących, łączników oraz innych fragmentów konstrukcji nie ujętych w masie elementów zwiększono ciężar właściwy zdefiniowanego materiału o 15%.

W rezultacie ciężar właściwy stali przyjęto równy 90.2 kN/m^3

- Obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem wyznaczono zgodnie z [7]. Parcie wiatru rozpatrzono uwzględniając po dwa dodatkowe etapy konstrukcji, w których aktywowane jest krótkotrwałe obciążenie parciem wiatru w dwóch przeciwnych kierunkach (pravo/lewo). Wartość obciążenia wyznaczono przyjmując parcie jak dla mostów w czasie budowy, równe 1.25 kN/m^2 . Obciążenie na poszczególne elementy konstrukcji wyznaczono biorąc pod uwagę pole powierzchni elementów stanowiące opór dla działającego parcia wiatru.

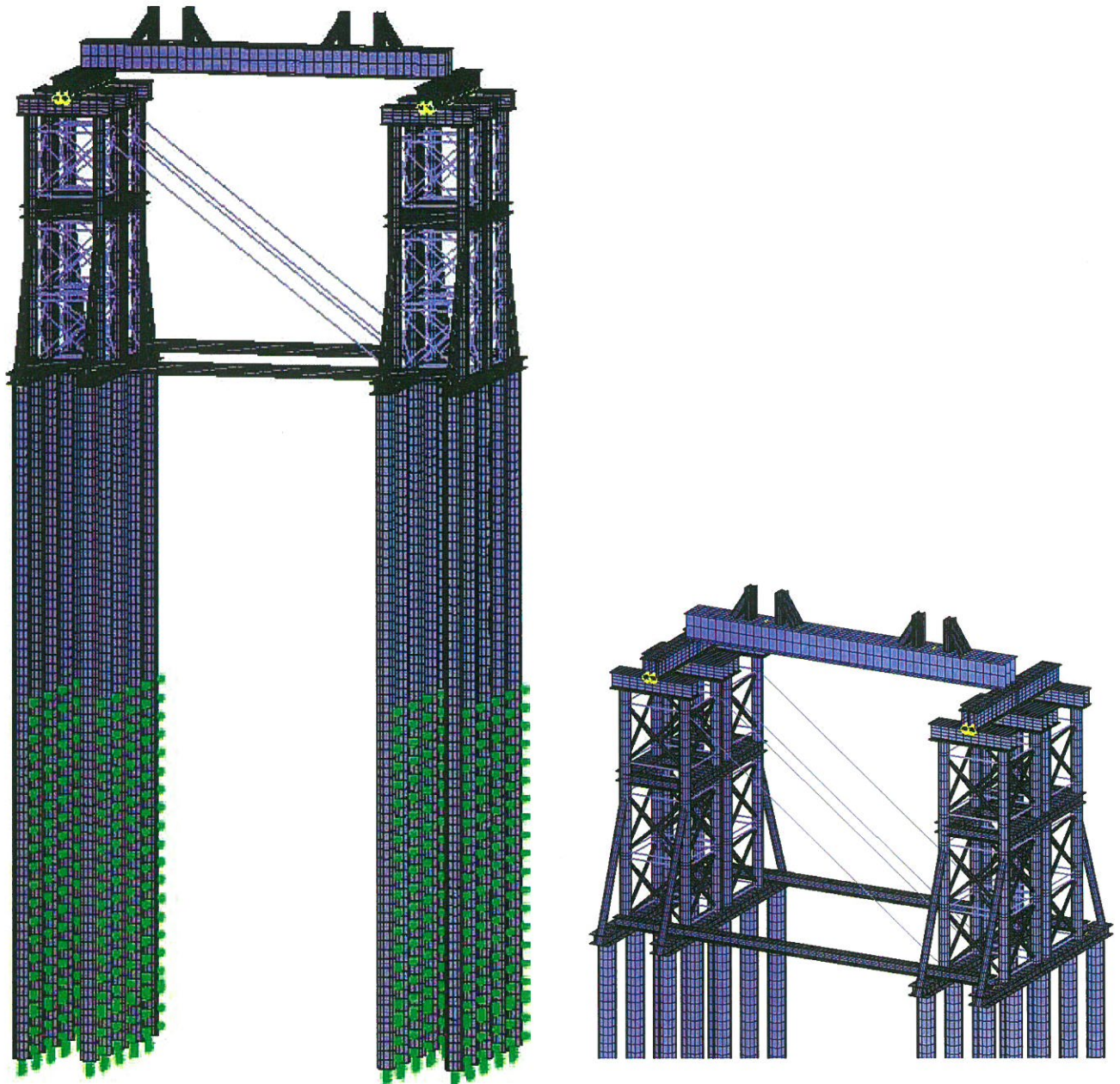
- Etapy demontażu

Etapy demontażu zostały opisane w rozdziale 5.1.1. W analizie numerycznej posłużono się modulem „Construction Stage Manager”, w którym poprzez aktywację i dezaktywację poszczególnych grup elementów uzyskano rezultaty sił wewnętrznych, naprężeń, przemieszczeń oraz reakcji w poszczególnych etapach rozbiórki.

5.2 Podpora PT5'

5.2.1 Ogólne założenia modelowe

W ramach analizy statyczno-wytrzymałościowej wykonano modele obliczeniowe podpory tymczasowej w programie SOFiSTiK. Wyznaczono wartości sił wewnętrznych w poszczególnych elementach konstrukcji. Na podstawie uzyskanych rezultatów oceniono stopień wyężenia elementów konstrukcyjnych oraz dobrano wymiary i przekroje elementów podpory kierując się względami bezpieczeństwa oraz ekonomii proponowanych rozwiązań. Przyjęte w analizie założenia dotyczące przekrojów, materiałów oraz obciążeń, a także podstawowe wyniki analiz numerycznych i wnioski zostały przedstawione w dalszej części opracowania.



Rys. 6 – Wizualizacja modelu MES podpory PT5'

Do budowy modelu użyto elementów prętowych typu BEAM i TRUSS. Poszczególnym elementom zadano odpowiednie charakterystyki materiałowe i geometryczne przypisane danym przekrojom. Stworzony model obliczeniowy zakłada sztywne połączenie elementów w węzłach pomiędzy klatkami PRK.

Wszystkie elementy, za wyjątkiem elementów stężeń wymodelowano elementami belkowymi, zdolnymi do przeniesienia momentów i sił tnących. Stężenia pionowe i poziome w klatkach PRK oraz ukośne pomiędzy klatkami zamodelowano jako połączone przegubowo ze słupkami za pomocą pojedynczych elementów prętowych.

Odpowiednie położenie elementów względem siebie, uzyskano modelując je w ich w faktycznym położeniu. Połączenie w modelu zapewniono poprzez zastosowane sprzężenia kinematyczne.

Zagłębienie pali w gruncie zamodelowano za pomocą sprężyn ze zróżnicowaną sztywnością po długości pala. Poziom sprężyn podstawy pali przyjęto na głębokości 10m poniżej dna rzeki.

5.2.2 Charakterystyka materiałowa

Do analizy przyjęto stal konstrukcyjną S355 o module sztywności $E = 210 \text{ GPa}$ i granicy plastyczności o wartości $f_y = 355 \text{ MPa}$ dla głównych belek nośnych z profili HEB 800 oraz stal konstrukcyjną S235 o module sztywności $E=210 \text{ GPa}$ i granicy plastyczności o wartości $f_y = 235 \text{ MPa}$ dla pozostałych elementów. Z uwagi na normy projektowe zastosowane w procesie projektowania – wymienione w punkcie 2, naprężenia w elementach ograniczono do wartości $R=190 \text{ MPa}$ dla elementów wykonanych ze stali S235 oraz $R=290 \text{ MPa}$ dla elementów wykonanych ze stali S355.

5.2.3 Charakterystyka przekrojów

W przeprowadzonej analizie, zastosowano przekroje o następujących parametrach:

Element	NR	Text	A	It	ly	lz	lyz	gam/m
-	-	-	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kN/m]
Belki głowicy	1	I 550	212.0	530.8	98910.5	3482.9	0.0	1.7
Belki głowicy	3	2 * HE 500 B	477.3	101147.2	214344.5	132636.0	0.0	3.8
Główne belki nośne	5	3 x HEB800	1002.5	691970.5	1078622.0	646066.1	0.0	7.9
Pale	10	Rura 508 x 12	187.0	114946.1	57536.1	57536.1	0.0	1.5
Słupki nośne klatek PRK	11	Rura 323.9 x 10	98.6	24294.0	12158.4	12158.4	0.0	0.8
Stężenie belek podwalinowych	21	HE 300 B	149.1	187.1	25163.8	8563.4	0.0	1.2
Belki podwalinowe	22	2 * HE 300 B	298.2	38380.8	50327.6	84210.0	0.0	2.3
Zastrzały rurowe	51	Rura 219.1 x 10	65.7	7192.2	3598.4	3598.4	0.0	0.5
Stężenia wiatrowe podpory	52	Pręt Ø32 mm	8.0	10.3	5.1	5.1	0.0	0.1
Elementy oporowe	53	2 * HE 200 B	156.2	9054.0	11391.6	19622.8	0.0	1.2

5.2.4 Obciążenia

Do analizy przyjęto reakcje wyznaczone z modelu globalnego uwzględniającego kolejne etapy rozbiórki mostu.

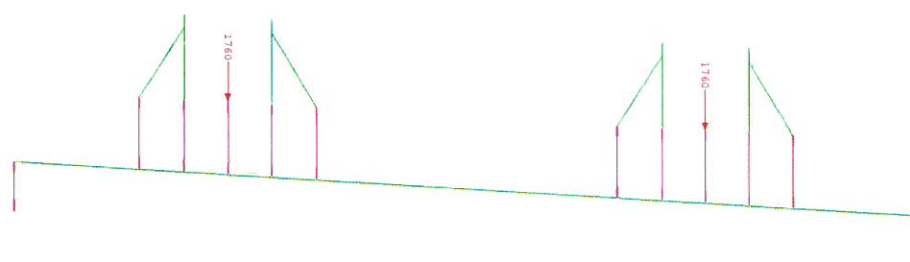
Uwzględnione obciążenia obejmują:

- Ciężar własny konstrukcji podpory
- Reakcje pionową PZ wywołaną ciężarem własnym konstrukcji mostu
- Reakcje pionową PZw wywołaną wiatrem, przyłożoną na każde łożysko
- Reakcje poziomą PX podłużną, wywołaną oporem łożysk, przyjętą jako 5% siły PZ
- Reakcje poziomą PY poprzeczną, wywołaną parciem wiatru na kratownicę

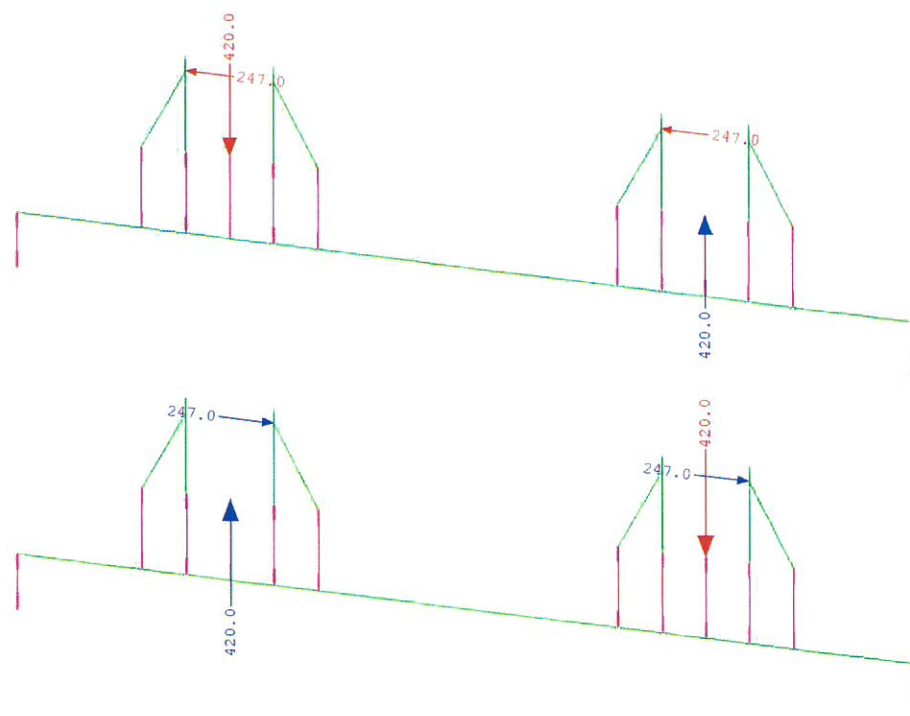
Ciężar własny podpór został uwzględniony w programie automatycznie na podstawie charakterystyk przyjętych przekrojów i ciężaru właściwego stali 78,5 [kN/m³]. Reakcje przyłożono w punktach podparcia konstrukcji na głowicy podpór tymczasowych. Most będzie podparty w dwóch punktach, po jednym na każdą głowicę. Siły pionowe przyłożone są w środku głównych belek głowicy. Siły poziome od wiatru PY przyłożono do słupków pionowych głowicy. Przeanalizowano różne zestawy sił dla każdego z punktów podparcia głowicy, w zależności od rozpatrywanego etapu rozbiórki. Dla obciążeń PZw, PX oraz PY rozważono wszystkie możliwe kierunki oddziaływań.

W kombinacjach obliczeniowych zdefiniowano jeden współczynnik dla każdego z rozpatrywanych obciążeń. Wartość współczynnika wynosi $\gamma_f = 1,2$.

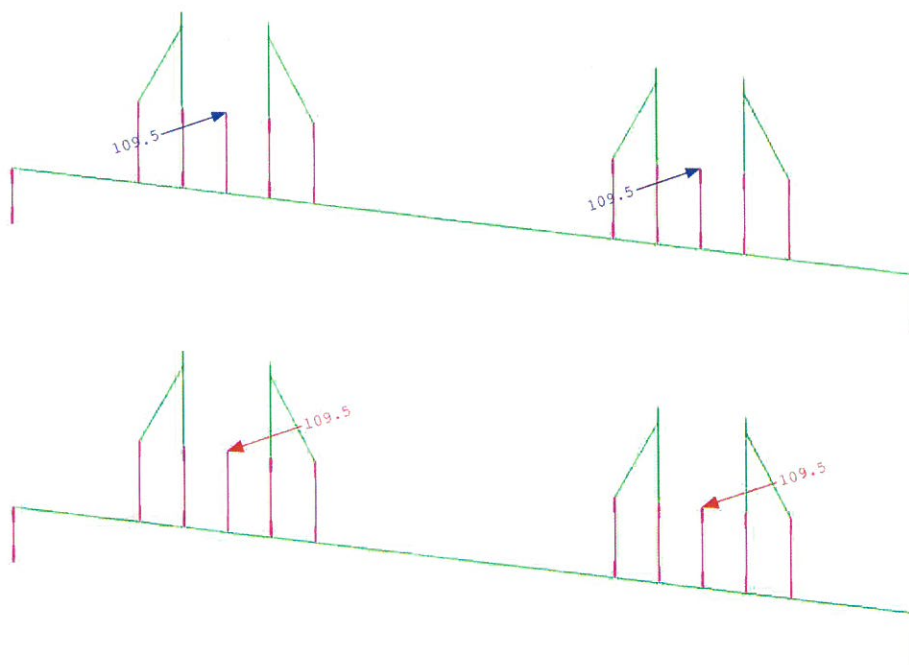
Każdy z etapów przeanalizowano pod względem wyężenia poszczególnych elementów. Wyniki maksymalnych reakcji podporowych, sił normalnych w elementach oraz naprężeń dla każdej z podpór przedstawiono w dalszej części opracowania.



Rys. 7 – Schemat obciążeń reakcją pionową PZ



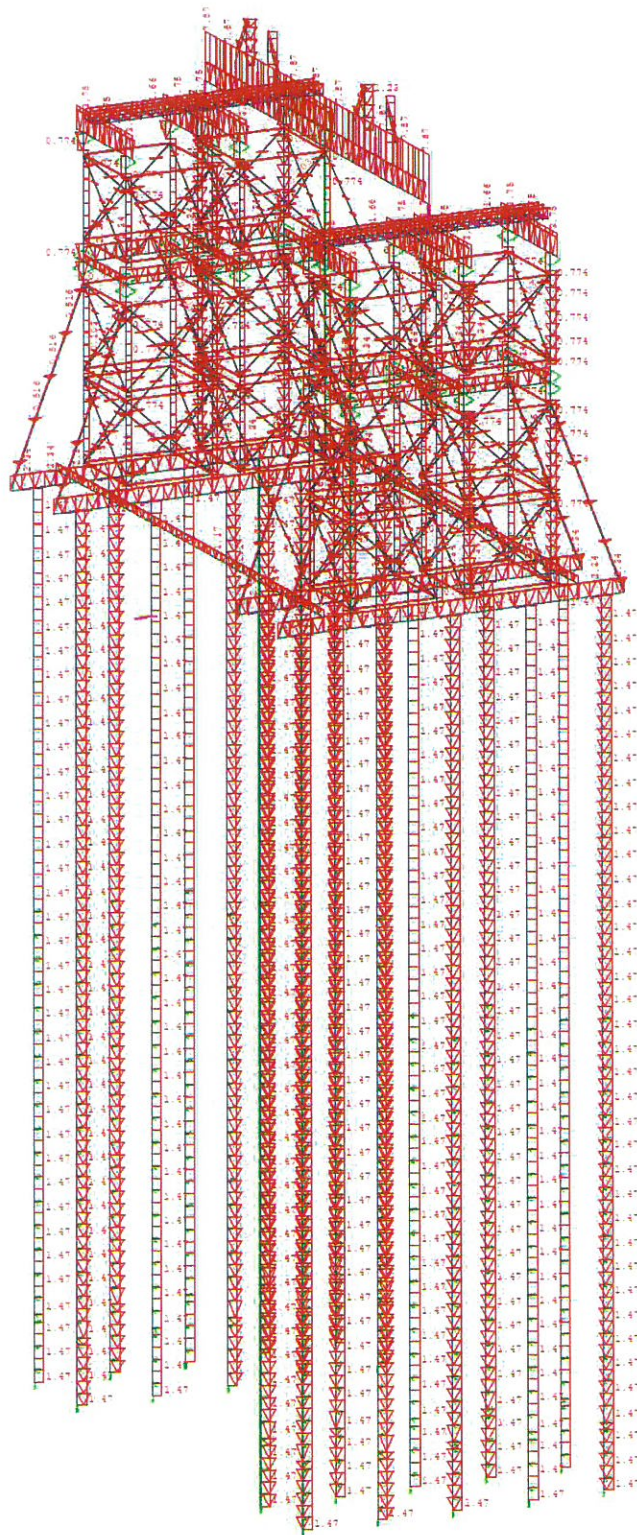
Rys. 8 – Schemat obciążeń wiatrem, reakcją pionową PZw, reakcją poziomą PY (przykładowy układ)



Rys. 9 – Schemat obciążeń reakcją poziomą podłużną PX w dwóch wariantach (przykładowy układ)

W poniższej tabeli zestawiono wartości reakcji odpowiednio dla każdego z etapów:

Etap	PZ	Pzw	PX	PY
Montaż PT5'	0	-0,+100	0	
Wiatr	0/100			46/60
Demontaż T5	1760	+,-120	88	
Wiatr	1880/1637			57/57
Demontaż T6	2190	+,-420	109.5	
Wiatr	2610/1770			247/247



Rys. 10 – Schemat obciążeń ciężarem własnym

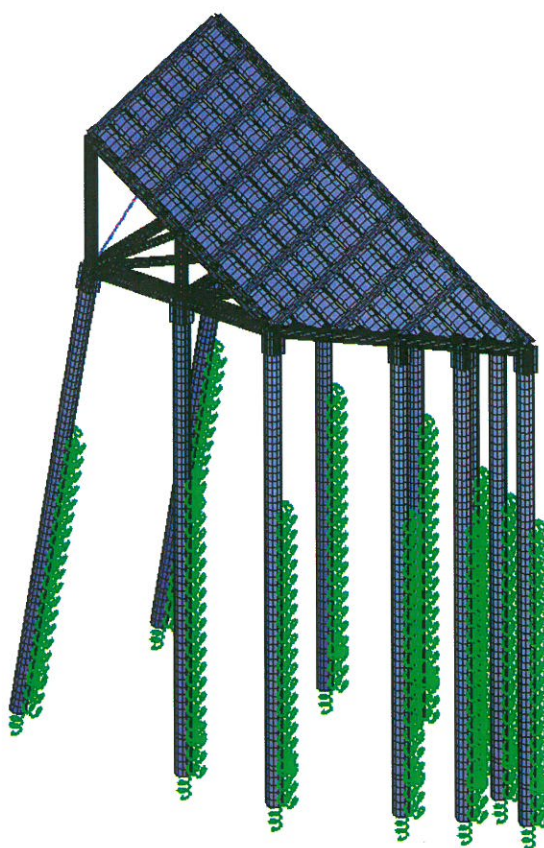
5.3 Obudowa podpory PT5'

Założenia projektowe oraz wyniki analiz dla obudowy wykopu przedstawiono w załączniku 3

5.4 Izbica

5.4.1 Ogólne założenia modelowe

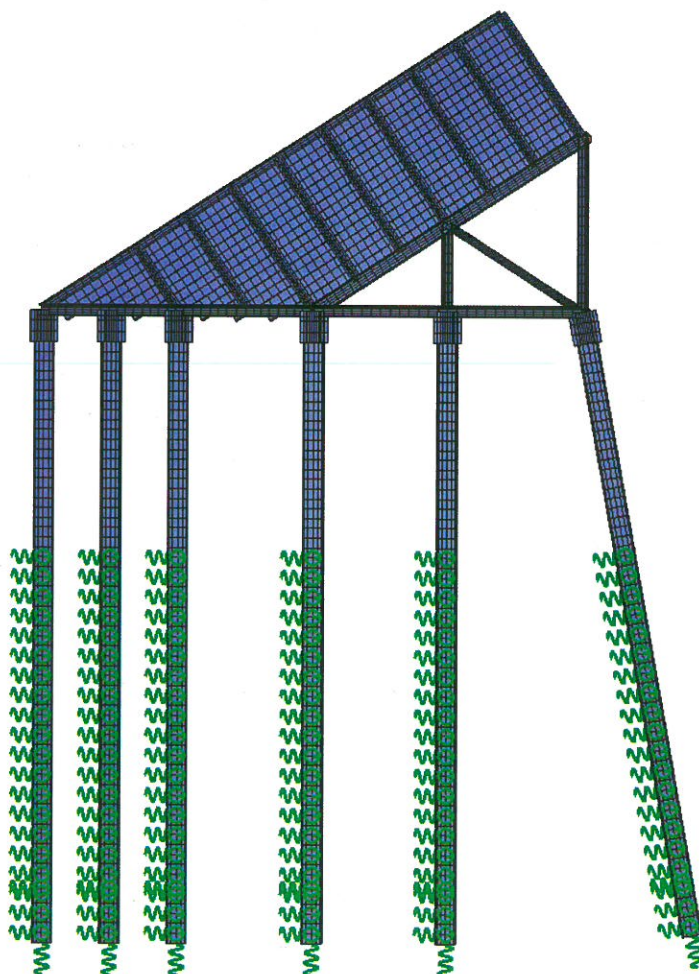
W ramach analizy statyczno-wytrzymałościowej izbicy wykonano odrębny model obliczeniowy. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano wyniki sił wewnętrznych, naprężeń w poszczególnych elementach konstrukcji oraz reakcje podporowe u podstawy pali, które następnie odniesiono do ich nośności określonej w załączniku 4. Na podstawie uzyskanych rezultatów oceniono stopień wyczerpania konstrukcji, dobrano wymiary i przekroje elementów kierując się względami bezpieczeństwa oraz ekonomii proponowanych rozwiązań. Przyjęte w analizie założenia dotyczące przekrojów, materiałów oraz obciążeń, a także podstawowe wyniki analiz numerycznych i wnioski zostały przedstawione w dalszej części opracowania.



Rys. 11 – Wizualizacja modelu globalnego MES

Do budowy modelu użyto elementów prętowych typu BEAM. Poszczególnym elementom zadano odpowiednie charakterystyki materiałowe i geometryczne przypisane danym przekrojom. Stworzony model obliczeniowy zakłada sztywne połączenie elementów w węzłach za wyjątkiem elementów stężeń poziomych. Wszystkie elementy wymodelowano elementami belkowymi, zdolnymi do przeniesienia momentów i sił tnących. Celem odzwierciedlenia współpracy pali z podłożem gruntowym na ich pobocznicach zadano elementy podatne – sprężyny o sztywnościach wyznaczonych na podstawie dokumentacji geologicznej oraz ich rozstawu. Przekrój pali w połączeniu z oczepem w postaci pakietu belek HBE300 został wzmocniony poprzez zastosowanie pakietu żeber, w sposób podobny jak zostało to rozwiązane w przypadku pali podpory PT5' oraz wcześniej projektowanych podpór zgodnie z [7]. Szczegóły wzmocnienia zostały opisane w części rysunkowej opracowania. Całość konstrukcji wykonano z kształtowników HEB różnej wielkości,

szczegóły połączeń kolejnych elementów zostały przeliczone w programie Idea Statica. Połać izbicy zamodelowano elementami o przekroju grodziec stalowych GU18N.



Rys. 12 – Wizualizacja modelu MES – poprzecznice połączone przegubowo z pasami dolnymi kratownicy

5.4.2 Charakterystyka materiałowa

Materiał zastosowany w konstrukcji to stal S235, został uzgodniony na etapie projektowania z wykonawcą. Z uwagi na normy projektowe zastosowane w procesie projektowania – wymienione w punkcie 2, naprężenia w elementach ograniczono do wartości $R=190$ MPa. Moduł sztywności przyjęto $E = 210$ GPa.

5.4.3 Charakterystyka przekrojów

W przeprowadzonej analizie, zastosowano przekroje o następujących parametrach:

Element	NR	Text	A	It	Iy	Iz	Iyz	gam/m
-			[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kN/m]
Pale	1	CHS 508 x 12	187.0	114946.1	57536.1	57536.1	0.0	1.47
Oczep pali	21	2 * HE 300 B	298.2	38381.4	50327.6	84211.8	0.0	2.34
Poprzeczki	22	HE 260 B	118.4	125.5	14918.3	5134.9	0.0	0.93
Wiatrownica	23	HE 200 B	78.1	59.6	5695.8	2003.5	0.0	0.61
Słupki	31	HE 260 B	118.4	125.5	14918.3	5134.9	0.0	0.93
Krzyżulce	32	HE 200 B	78.1	59.6	5695.8	2003.5	0.0	0.61
Kalenica	41	HE 360 B	180.6	298.1	43191.1	10141.7	0.0	1.42
Rygle	42	HE 200 B	78.1	59.6	5695.8	2003.5	0.0	0.61
Stężenia pionowe	51	L 90 x 9	15.5	4.5	115.8	115.8	-68.0	0.12
Płatwie	61	HE 240 B	106.0	103.6	11258.6	3922.9	0.0	0.83
Poszycie	72	PU 18 x 1 x 72.6	92.5	27.7	6557.0	35946.6	0.0	0.73

Oznaczenia odpowiednich profili, dokładne wymiary oraz ich umiejscowienie w konstrukcji przedstawiono na rysunkach w załączniku nr 5.

5.4.4 Obciążenia

W analizie przyjęto następujące obciążenia:

- Ciężar własny:

Ciężar własny został zadany w programie na podstawie charakterystyki przekrojów (pole przekrojów brutto) elementów, oraz ciężaru właściwego materiału zdefiniowanego w programie.

- Obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem wyznaczono zgodnie z [10]. Parcie wiatru rozpatrzono uwzględniając po dwa dodatkowe przypadki obciążenia powierzchniowego oddziałujące na zdefiniowane powierzchnie obciążenia LAR prostopadle do połaci izbicy. Zdefiniowane powierzchnie przekazują obciążenie bezpośrednio na elementy połaci – grodzice oraz płatwie. Obciążenie parciem wiatru w dwóch przeciwnych kierunkach (prawo/lewo) zadano o wartości 1.25 kN/m² jak dla mostów w czasie budowy biorąc pod uwagę tymczasowy charakter konstrukcji.

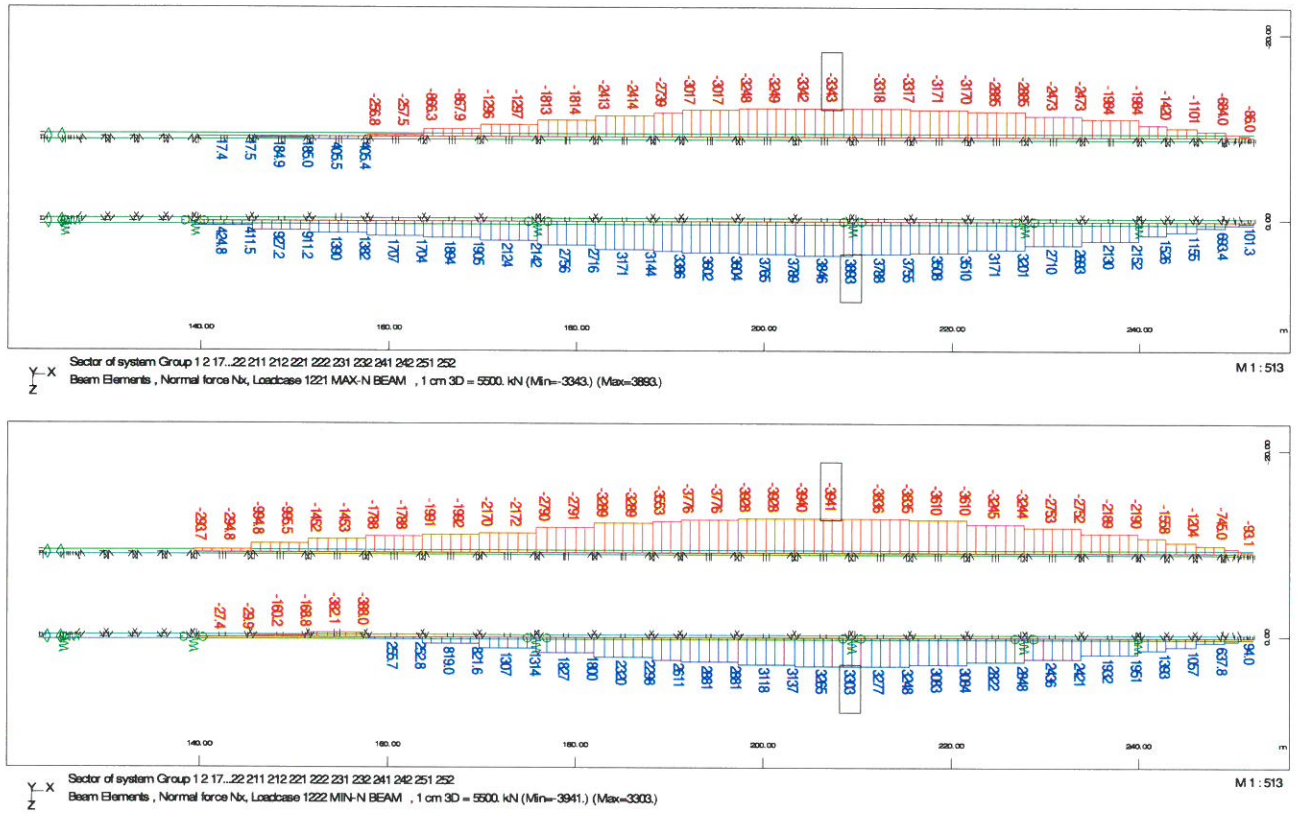
- Parcie lodu

Wartość parcia lodu zadano jako obciążenie równomiernie rozłożone zgodnie z [10]. Wartość obciążenia uzależniono od poziomu wód uwzględniając odpowiednią wytrzymałość lodu na ściskanie dla wody wysokiej i wody niskiej oraz szerokość konstrukcji na którą oddziałuje lód. W obliczeniach uwzględniono również redukcję wartości obciążenia o 50% biorąc pod uwagę jej tymczasowy charakter. Poniżej przedstawiono wartości obciążenia krą zdefiniowane w modelu. Wartości zestawione w tabeli stanowią wartości wypadkowe, które rozłożono równomiernie na długości ich oddziaływania.

$m =$	0.7	[-]	- wsp. kształtu dla kąta 90 °
$R_1 =$	750	[kN/m ²]	- wytrzymałość lodu na ściskanie, przy poziomie ruszania lodów (woda niska)
$R_2 =$	450	[kN/m ²]	- wytrzymałość lodu na ściskanie, przy poziomie najwyższego stanu wody (woda wysoka)
redukcja:	50	[%]	- redukcja ze względu na tymczasowość konstrukcji
$R_{1,red} =$	375	[kN/m ²]	- zredukowana wytrzymałość lodu na ściskanie (woda niska)
$R_{2,red} =$	225	[kN/m ²]	- zredukowana wytrzymałość lodu na ściskanie (woda wysoka)
$b_1 =$	7	[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda niska)
$b_2 =$	6.43	[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda wysoka)
$b_3 =$	5.35	[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda wysoka)
$b_4 =$	4.26	[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda wysoka)
$b_3 =$	3.18	[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda wysoka)
$b_4 =$		[m]	- szerokość elementu na który prze lód (woda wysoka)
$h =$	0.9	[m]	- największa zaobserwowana grubość lodu
$\psi =$	33	[°]	- największa zaobserwowana grubość lodu

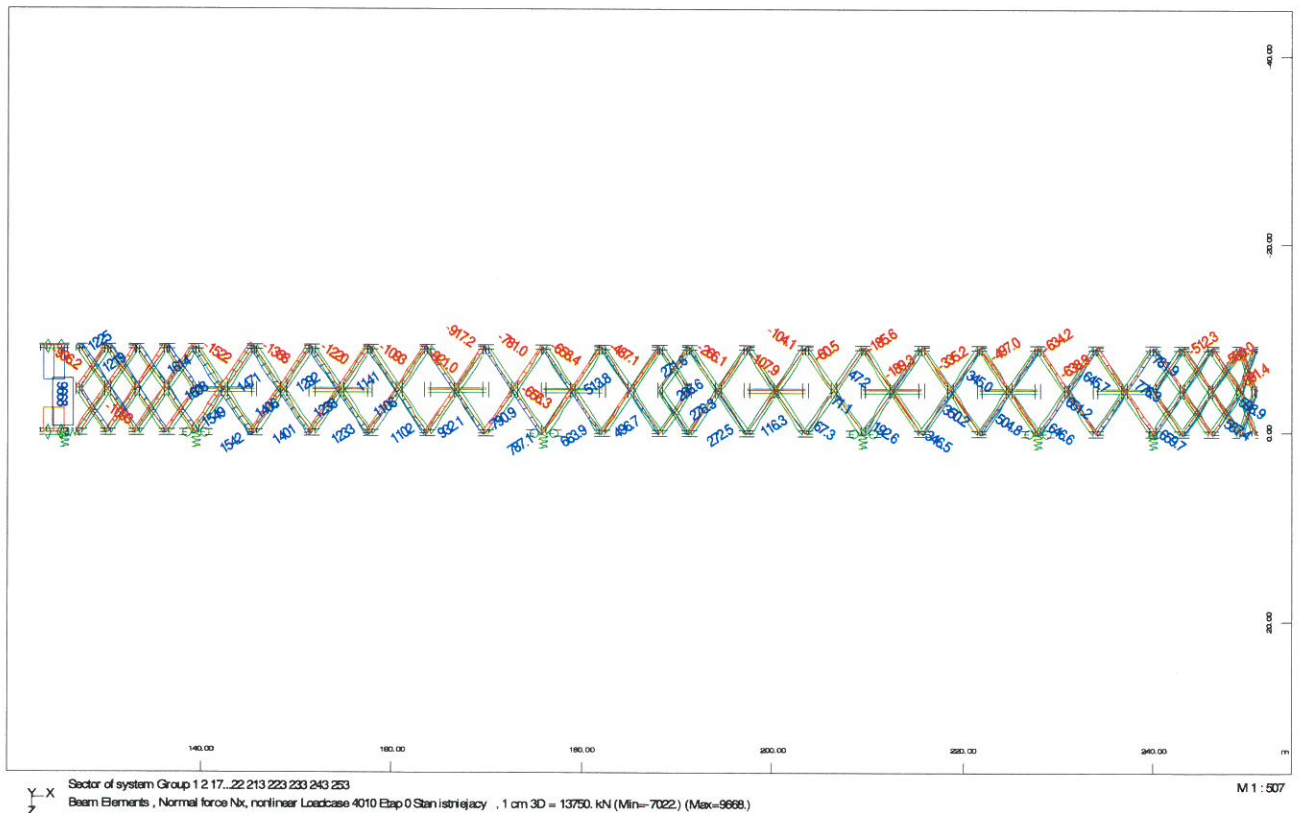
Wypadkowe obciążenia lodem:

$b_i =$	7	6.43	5.35	4.26	3.18	[m]	- szerokość rzutu konstrukcji
$H1 =$	1653.8	1519.1	1263.9	603.9	450.8	[kN]	- podstawowe obciążenie poziome dla ściany pionowej
$H2 =$	1157.6	1063.4	884.8	422.7	315.5	[kN]	- poziome obciążenie dla nachylenia noża izbicy $\psi=45^\circ$
$H3 =$	751.8	690.6	574.6	274.5	204.9	[kN]	- poziome obciążenie dla nachylenia noża izbicy $\psi \leq 45^\circ$
$V2 =$	1157.6	1063.4	884.8	422.7	315.5	[kN]	- pionowe obciążenie dla nachylenia noża izbicy $\psi \leq 45^\circ$

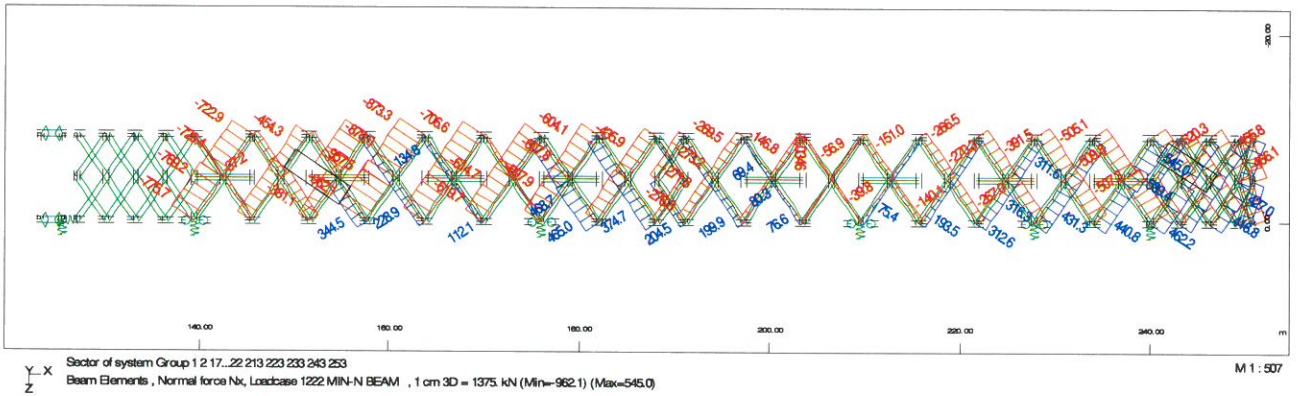
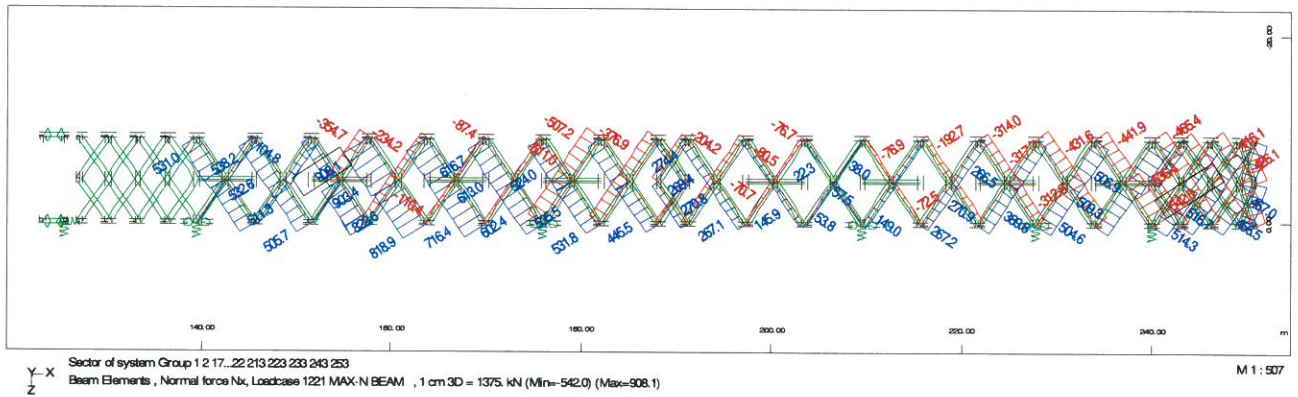


Rys. 14 – Wykres sił normalnych w pasach kratownicy – Obwiednia (analizowanych stanów)

- Siły wewnętrzne w krzyżulcach kratownicy

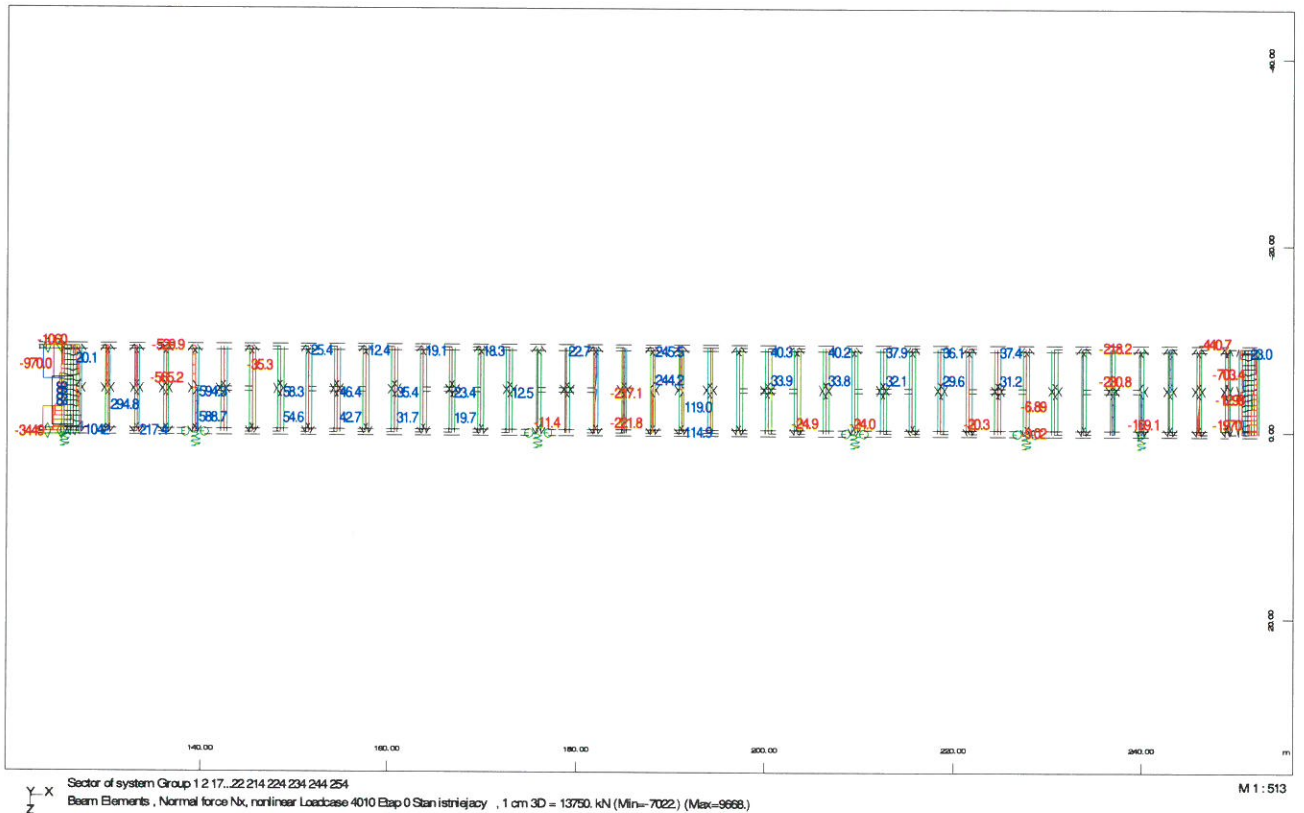


Rys. 15 – Wykres sił normalnych w krzyżulcach kratownicy – Stan istniejący Etap 0 (przed rozpoczęciem rozbiórki)

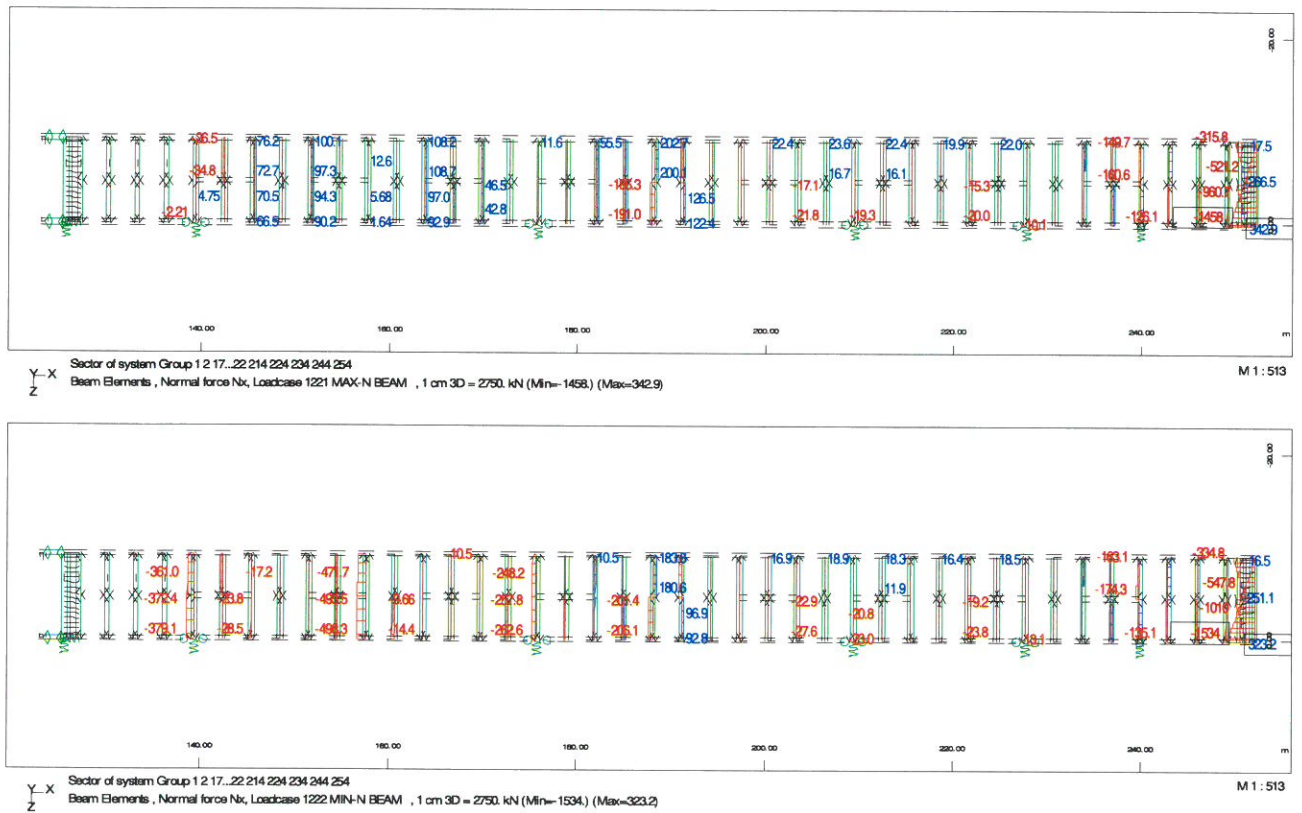


Rys. 16 – Wykres sił normalnych w krzyżulcach kratownicy – Obwiednia (analizowanych stanów)

- Siły wewnętrzne w słupkach kratownicy



Rys. 17 – Wykres sił normalnych w słupkach kratownicy – Stan istniejący Etap 0 (przed rozpoczęciem rozbiórki)

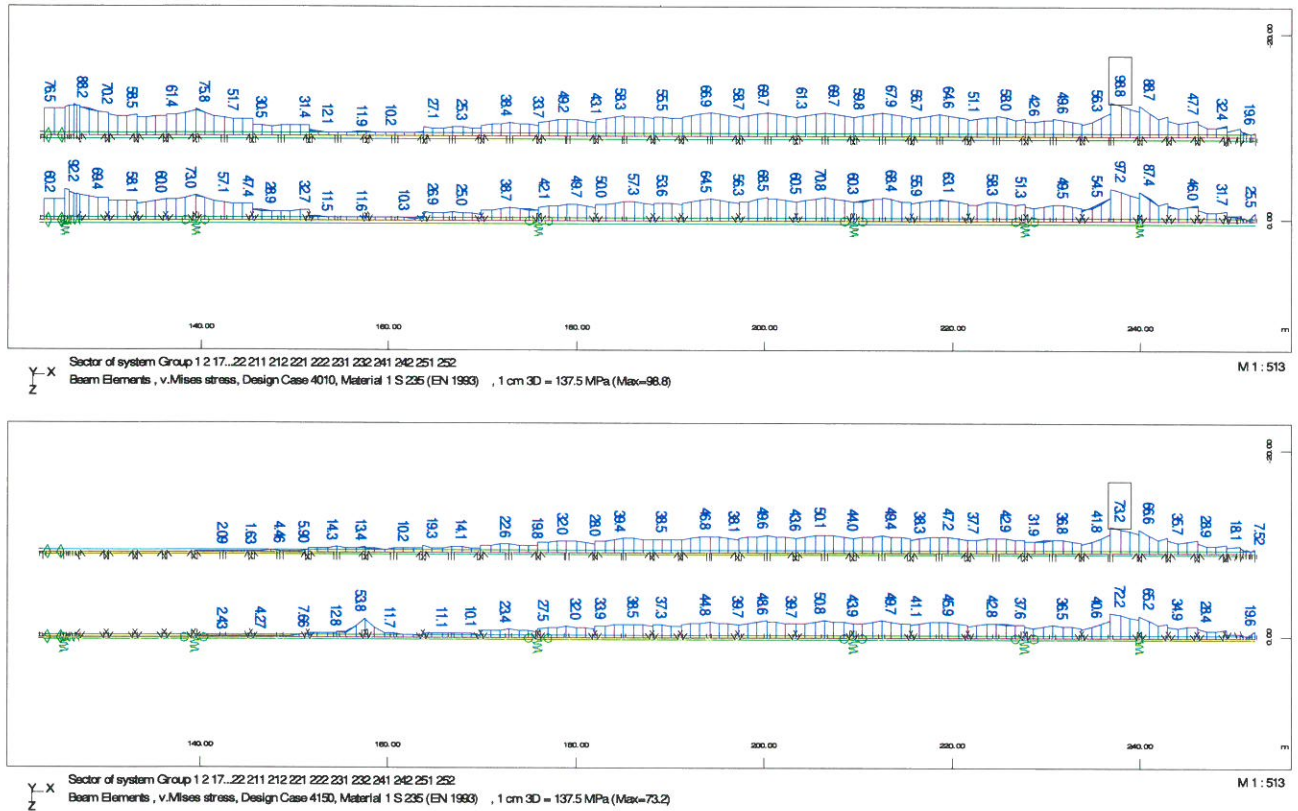


Rys. 18 – Wykres sił normalnych w słupkach kratownicy – Obwiednia (analizowanych stanów)

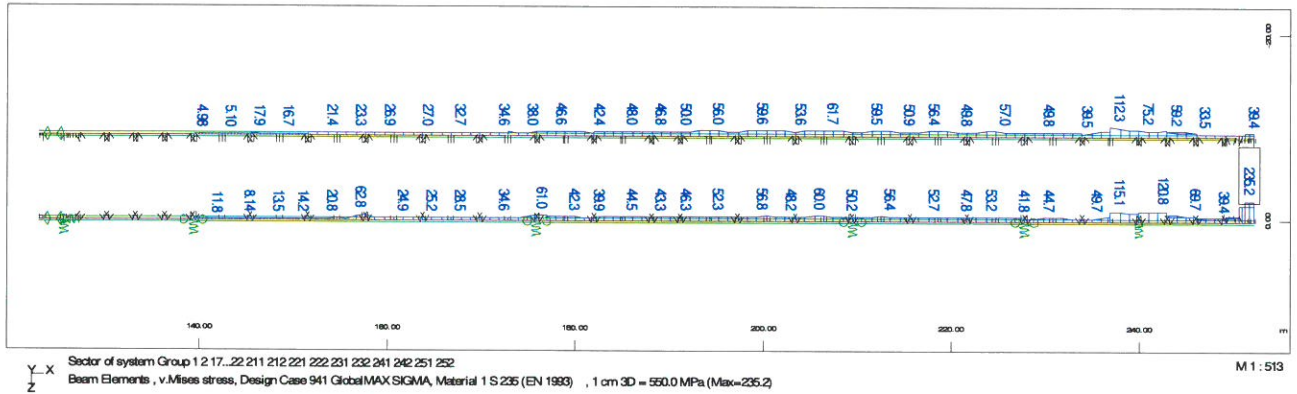
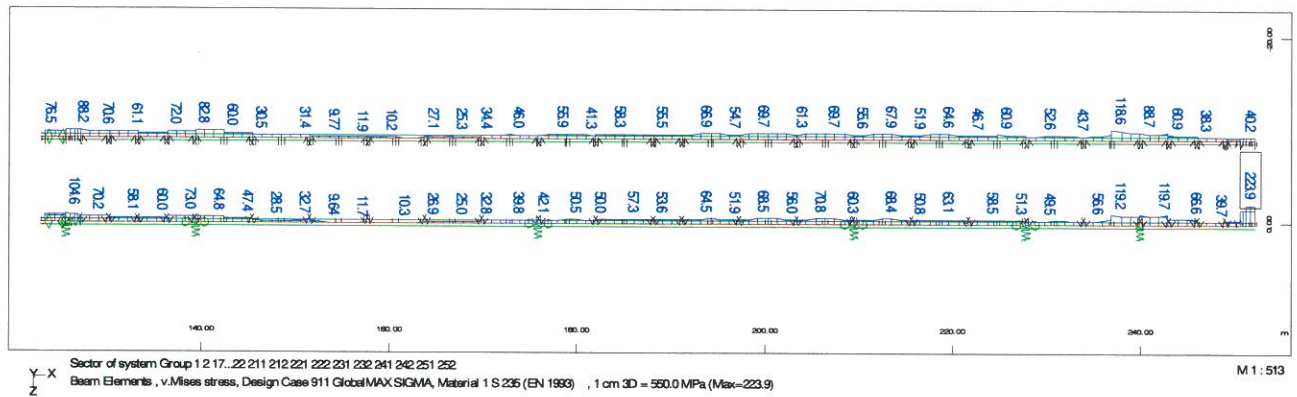
6.1.2 Naprężenia

W niniejszym rozdziale przedstawiono wykresy naprężeń HMM, będące miarą oceny bezpieczeństwa konstrukcji w złożonym stanie naprężeń.

- Naprężenia w pasach kratownicy

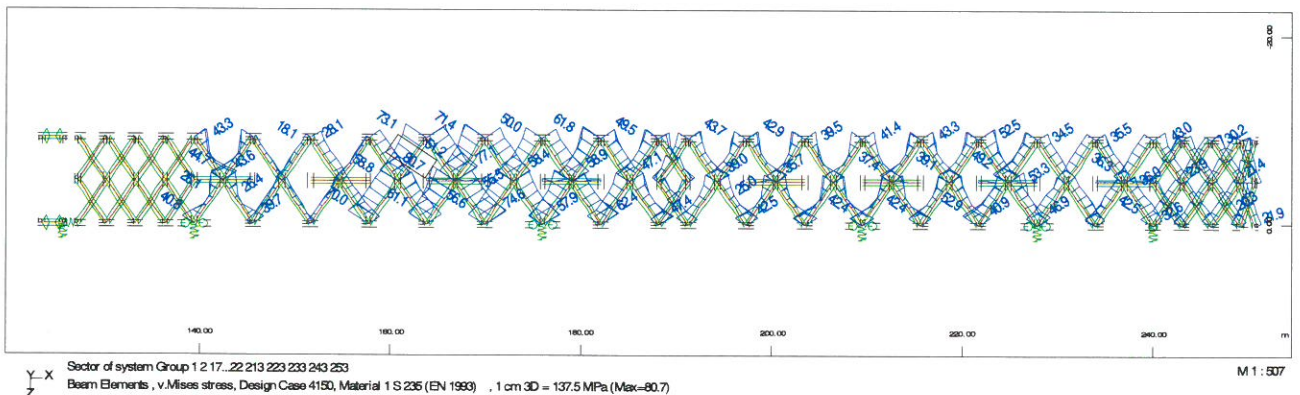
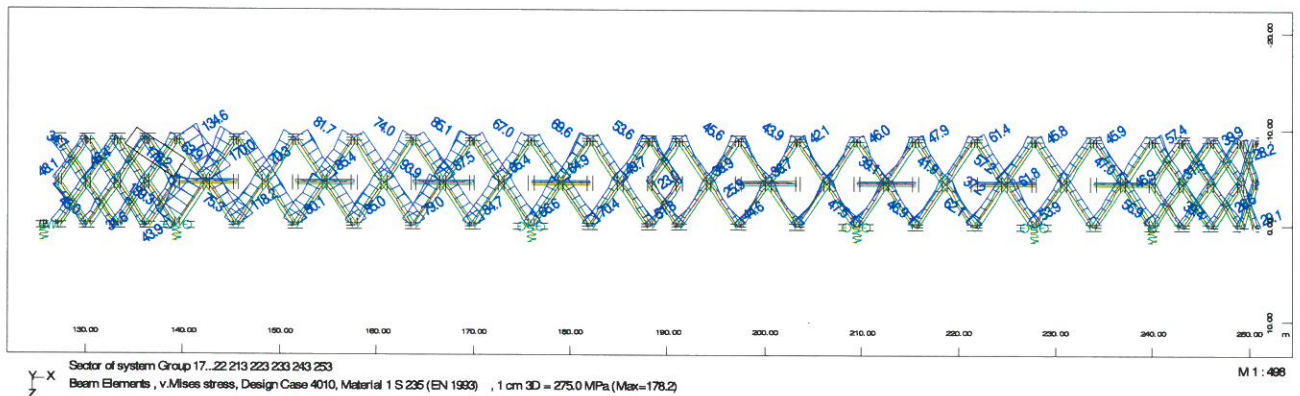


Rys. 19 – Naprężenia HMM w pasach kratownicy (górn – Etap 0 – Stan przed rozbiórką; dół – Obwódka od stanów rozbiórki)

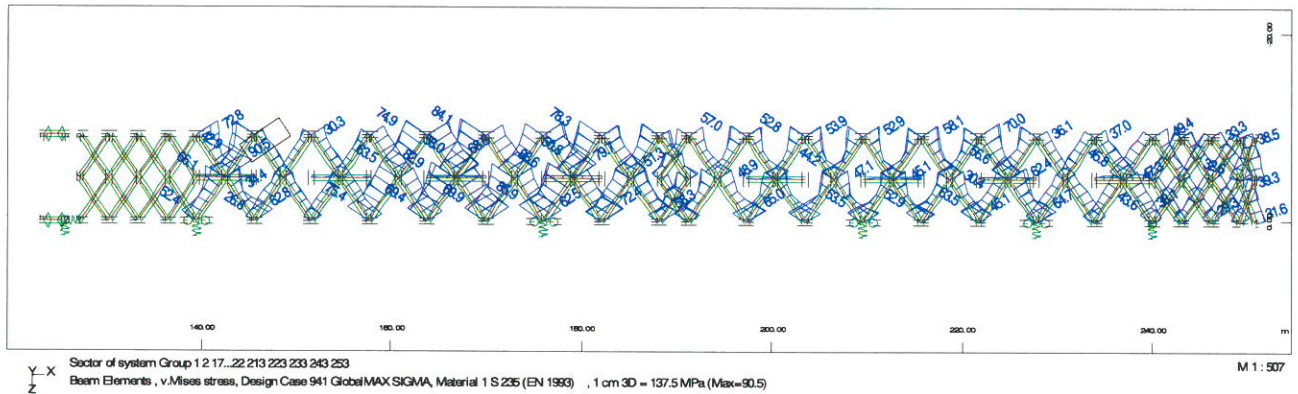
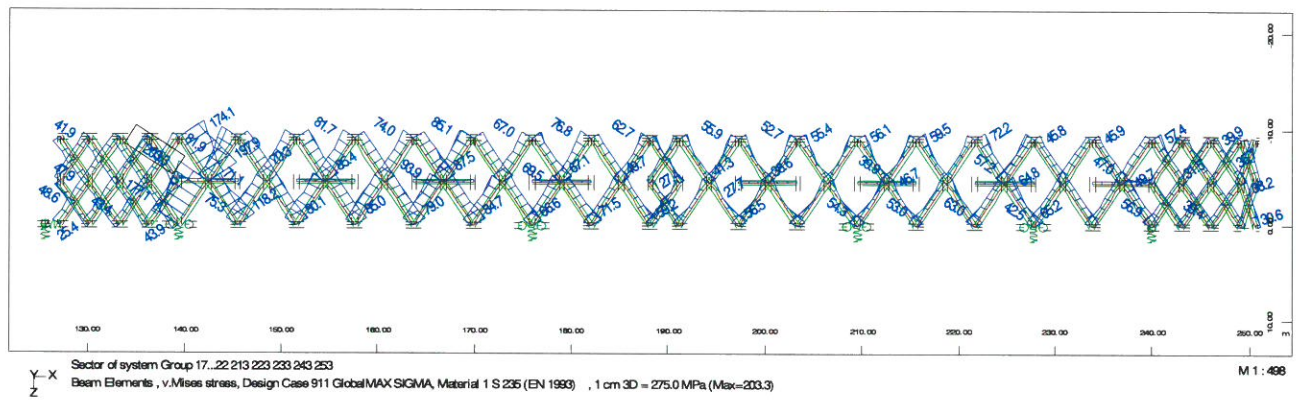


Rys. 20 – Naprężenia HMM w pasach kratownicy – Obwiednia z uwzględnieniem wiatru i temperatury (górn -Etap 0 – Stan przed rozbiórką; dół – Obwiednia od stanów rozbiórki)

- Naprężenia w krzyżulcach kratownicy

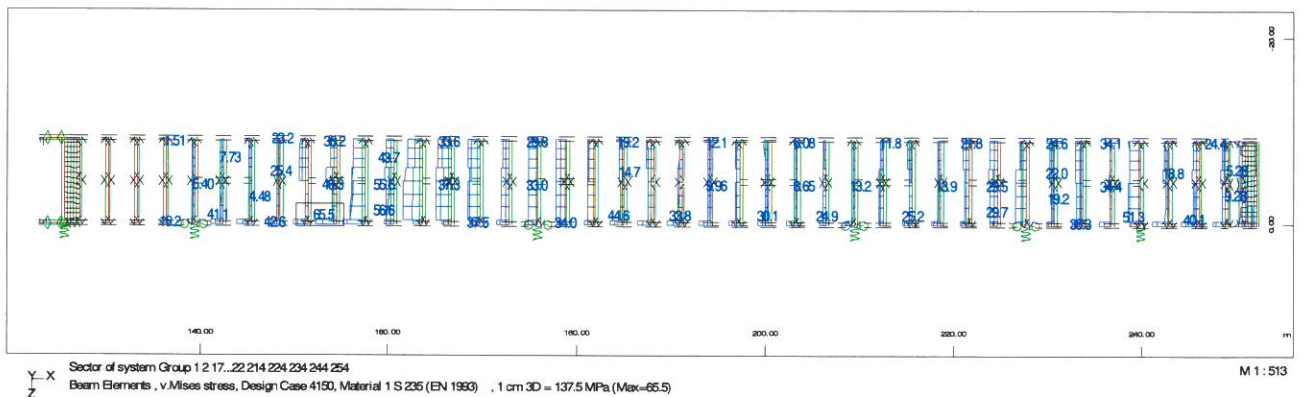
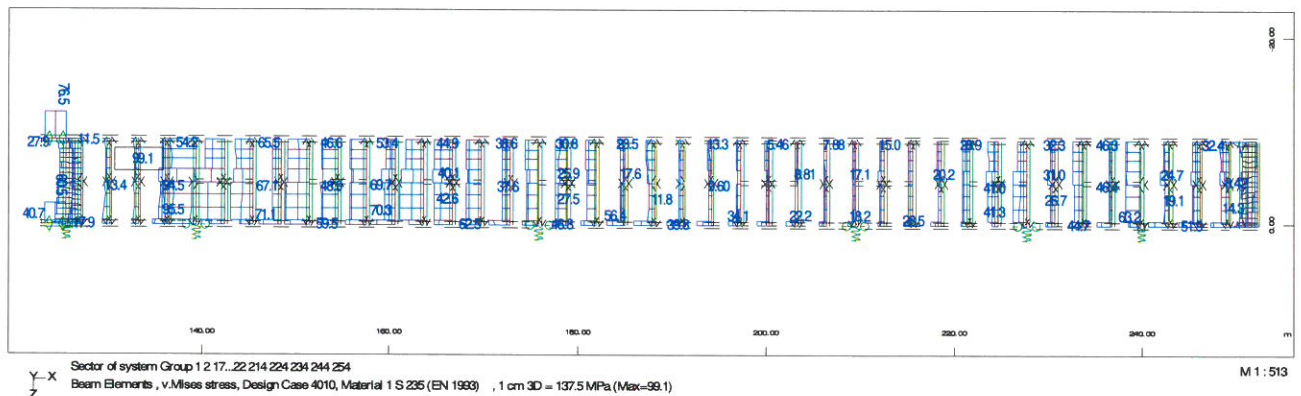


Rys. 21 – Naprężenia HMM w krzyżulcach kratownicy (górn -Etap 0 – Stan przed rozbiórką; dół – Obwiednia od stanów rozbiórki)

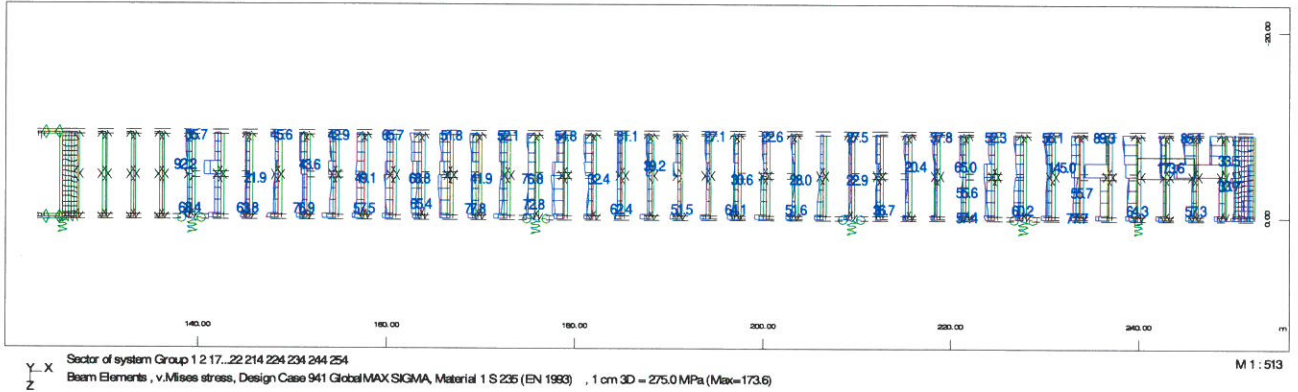
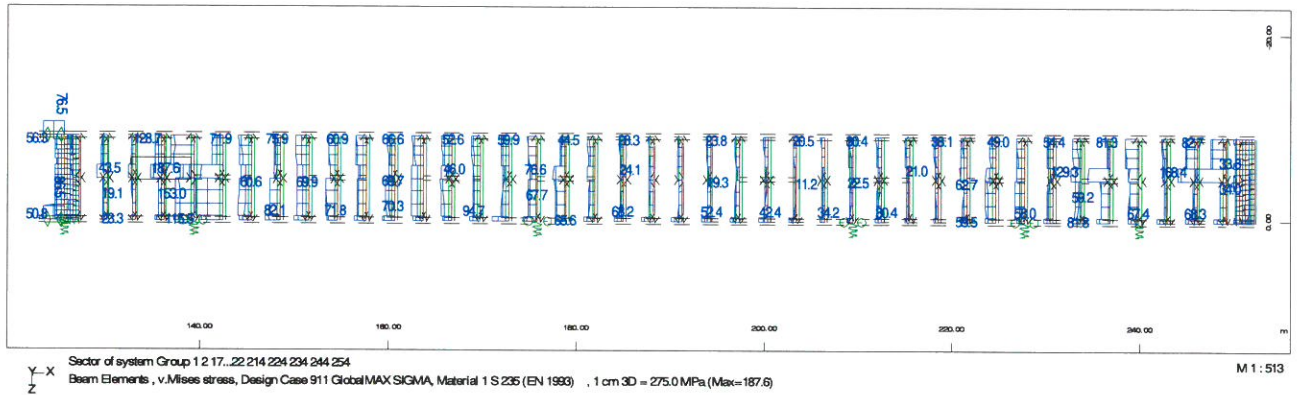


Rys. 22 – Naprężenia HMH w krzyżłach kratownicy – Obwiednia z uwzględnieniem wiatru i temperatury (górn – Etap 0 – Stan przed rozbiórką; dół – Obwiednia od stanów rozbiórki)

- Naprężenia w słupkach kratownicy



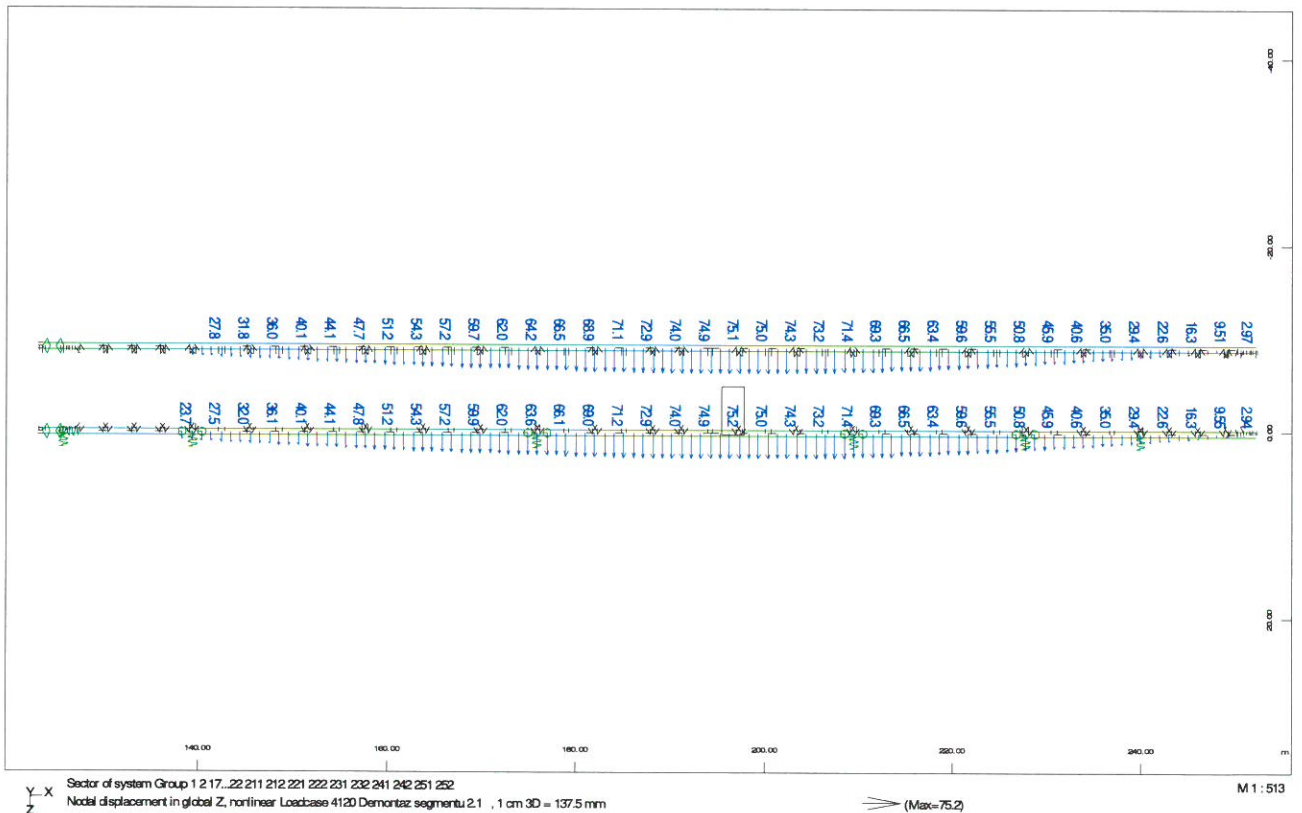
Rys. 23 – Naprężenia HMH w słupkach kratownicy (górn – Etap 0 – Stan przed rozbiórką; dół – Obwiednia od stanów rozbiórki)



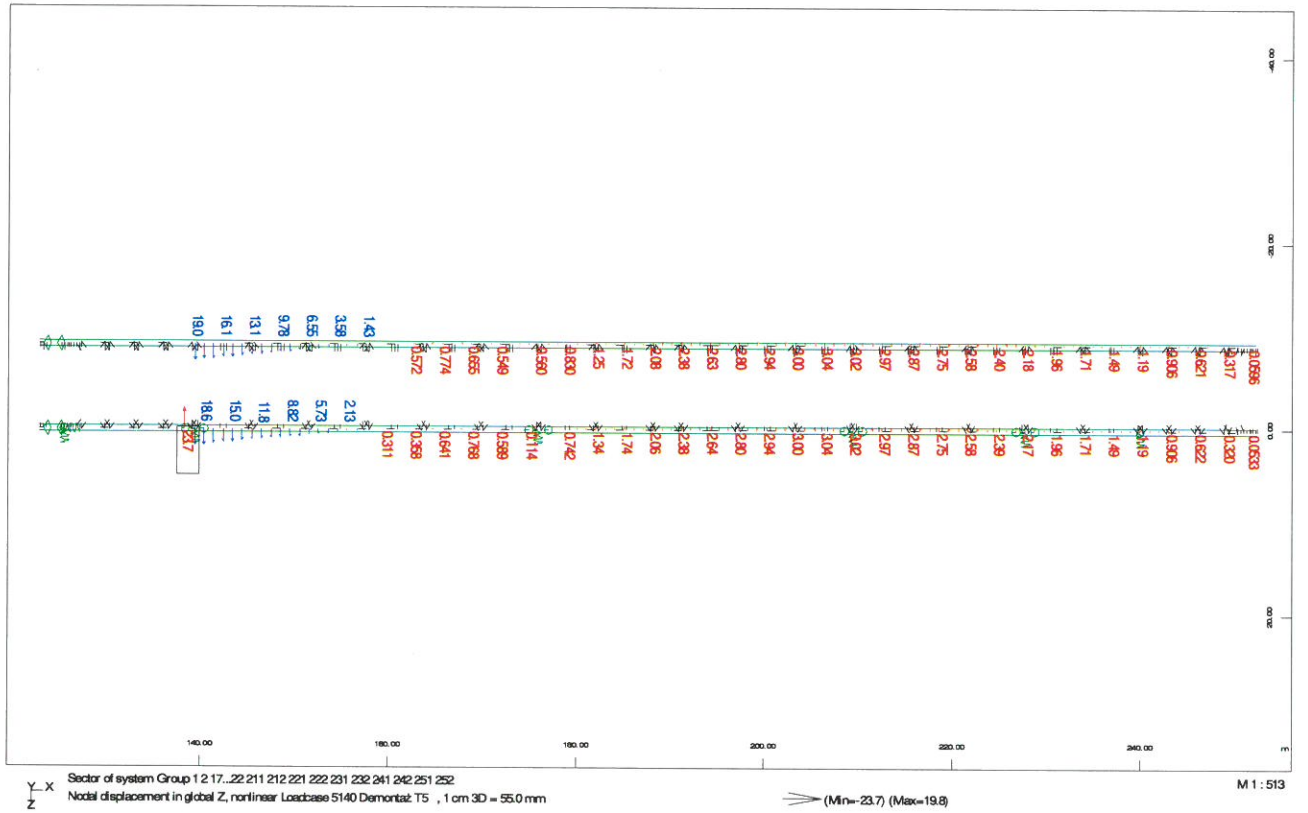
Rys. 24 – Naprężenia HMH w słupkach kratownicy Obwodnia z uwzględnieniem wiatru i temperatury (górn -Etap 0 – Stan przed rozbiórka; dół – Obwodnia od stanów rozbiórki)

6.1.3 Ugięcia konstrukcji w kolejnych fazach demontażu

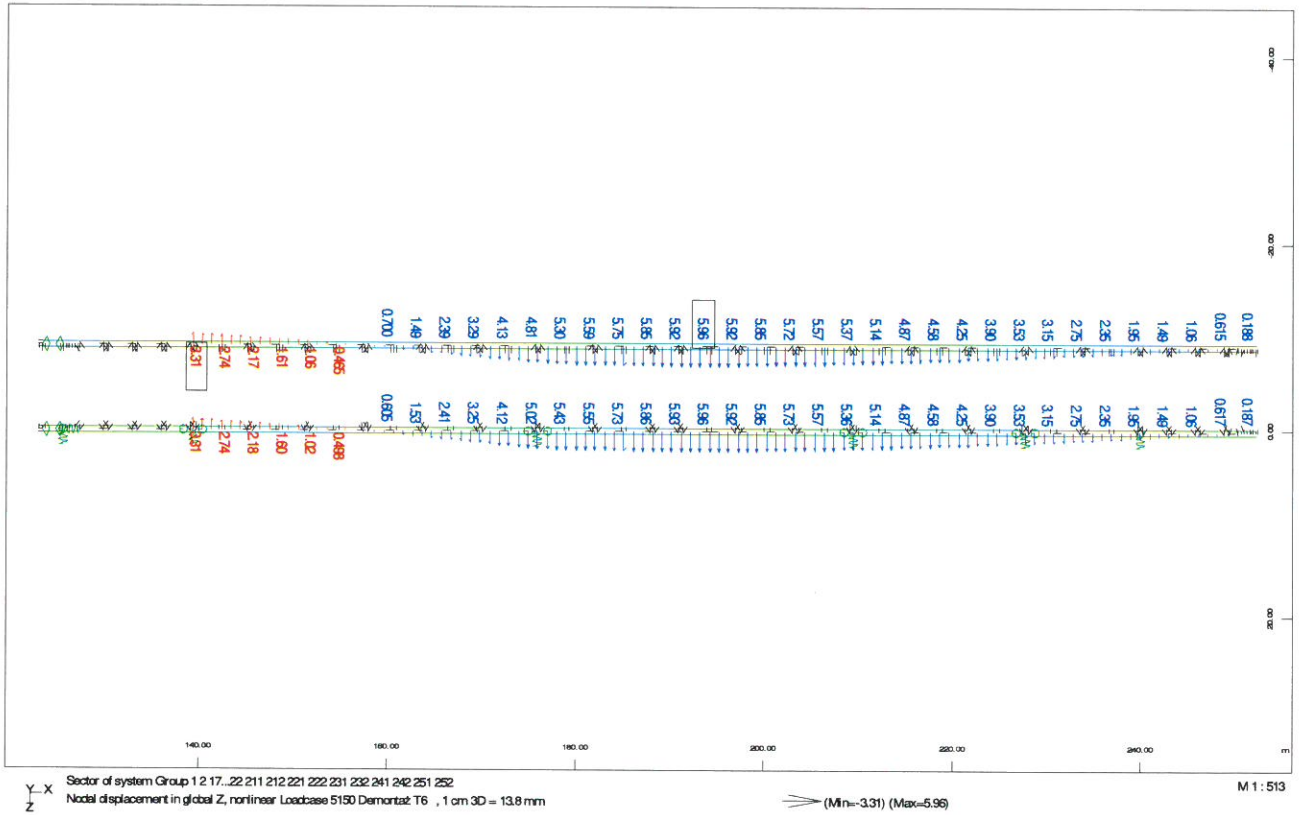
Na poniższych wykresach przedstawiono globalne przemieszczenia pionowe w poszczególnych etapach rozbiórki:



Rys. 25 – Ugięcia przęsł – Stan istniejący



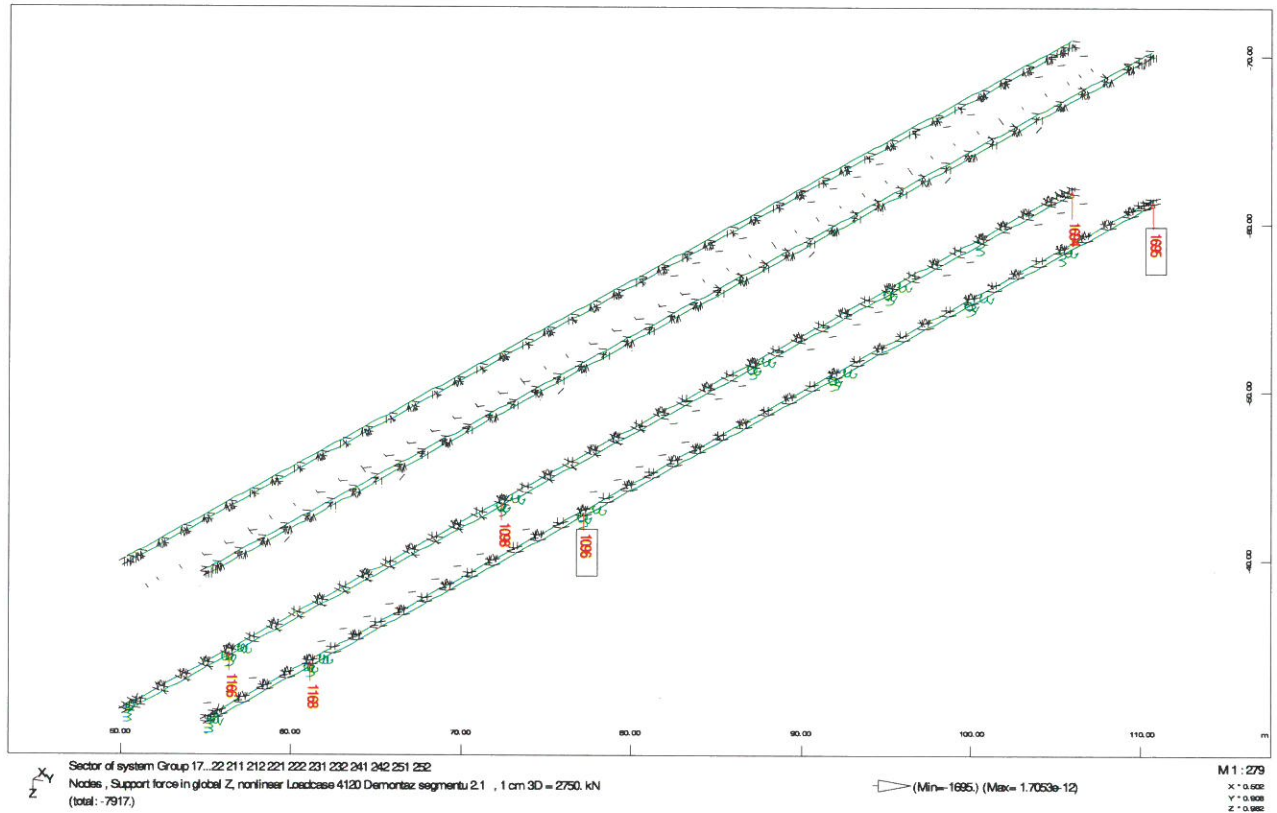
Rys. 26 – Przyrost ugięć po demontażu podpory PT5



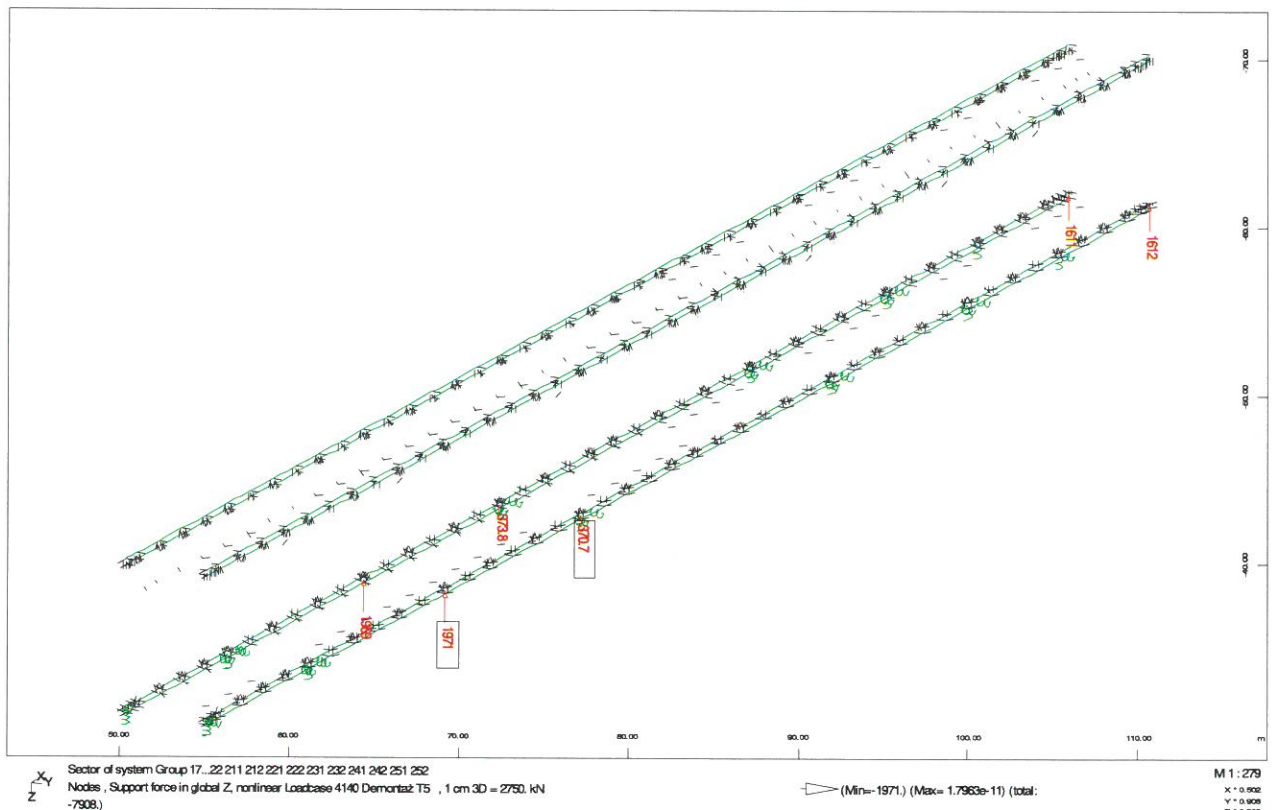
Rys. 27 – Przyrost ugięć po demontażu podpory PT6

6.1.4 Reakcje przekazywane na podpory tymczasowe

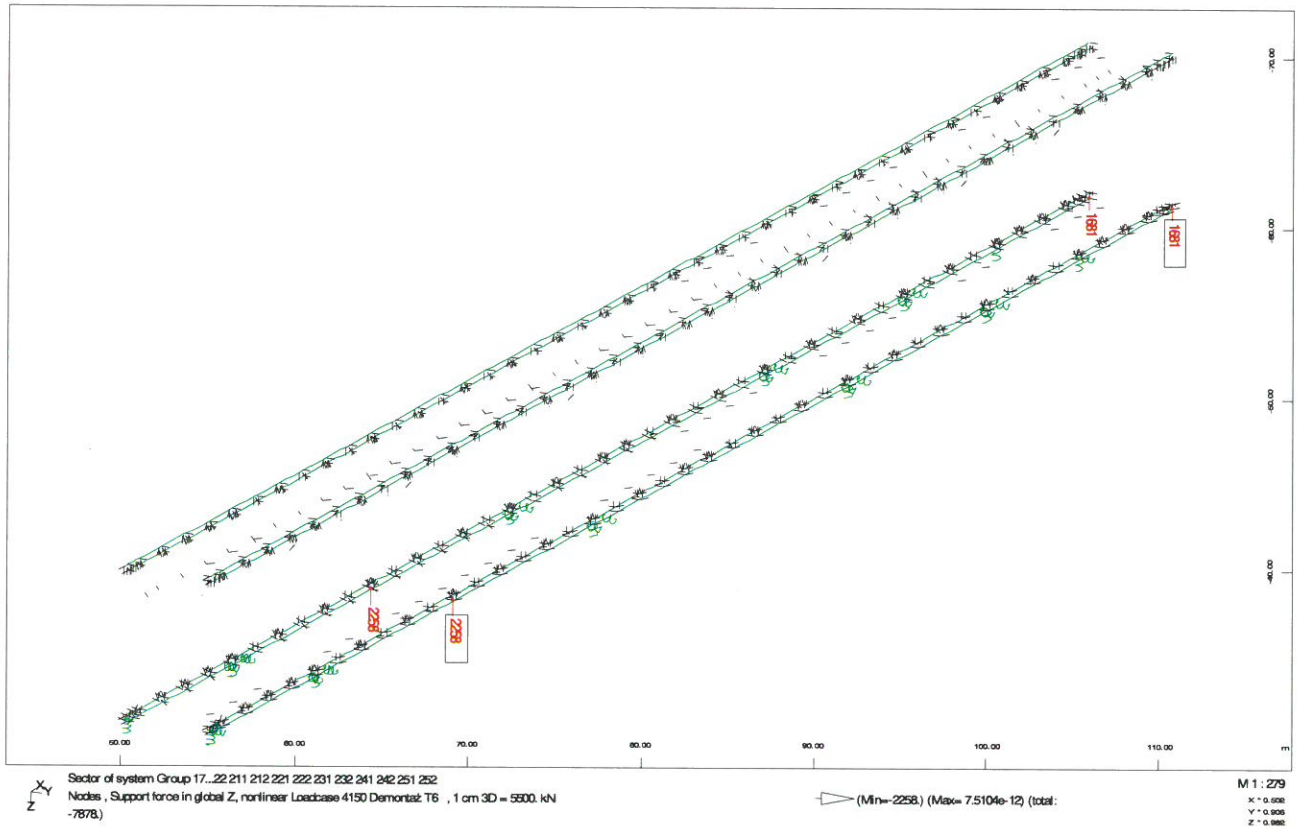
Poniższe wykresy przedstawiają reakcje na podporach stałych w stanie istniejących oraz reakcje na podporach tymczasowych w poszczególnych etapach rozbiórki.



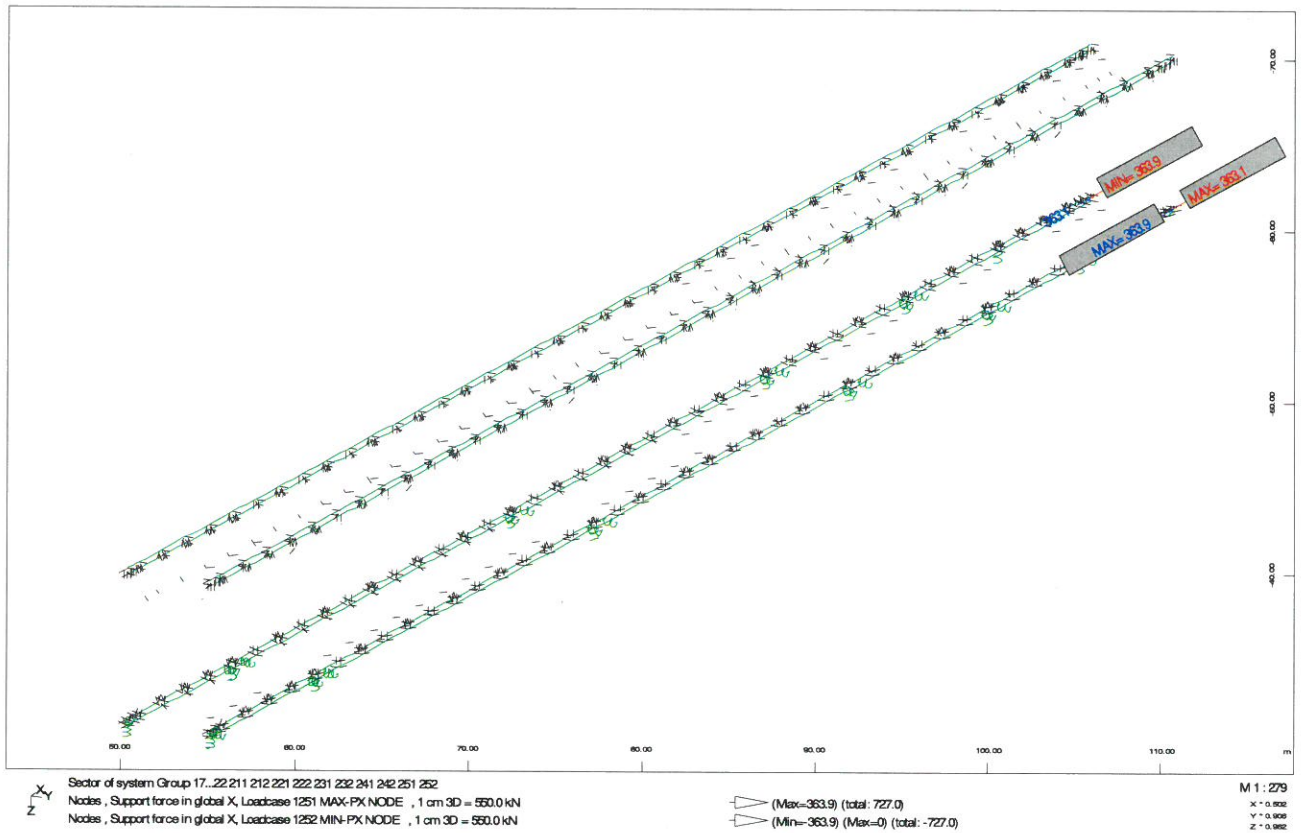
Rys. 28 – Reakcje pionowe – Stan istniejący



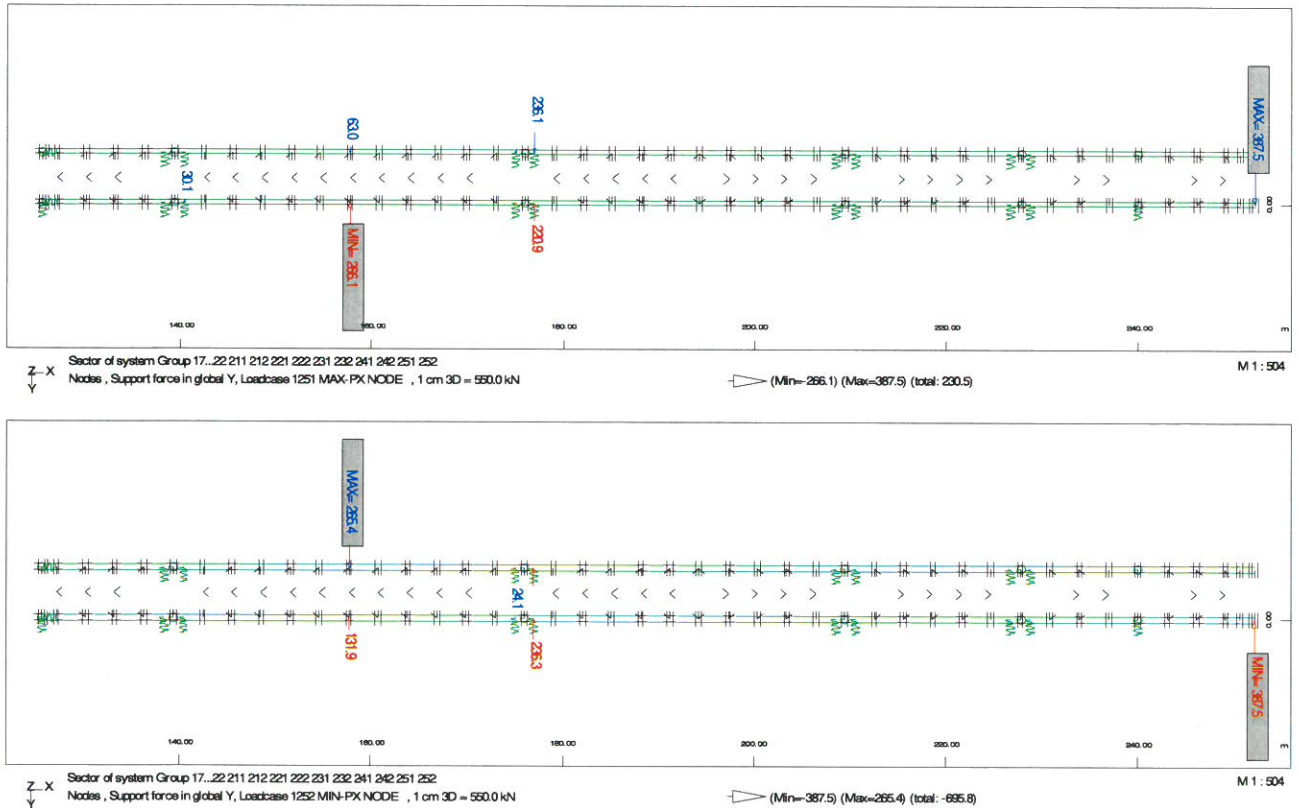
Rys. 29 – Reakcje pionowe – Demontaż podpory PT5



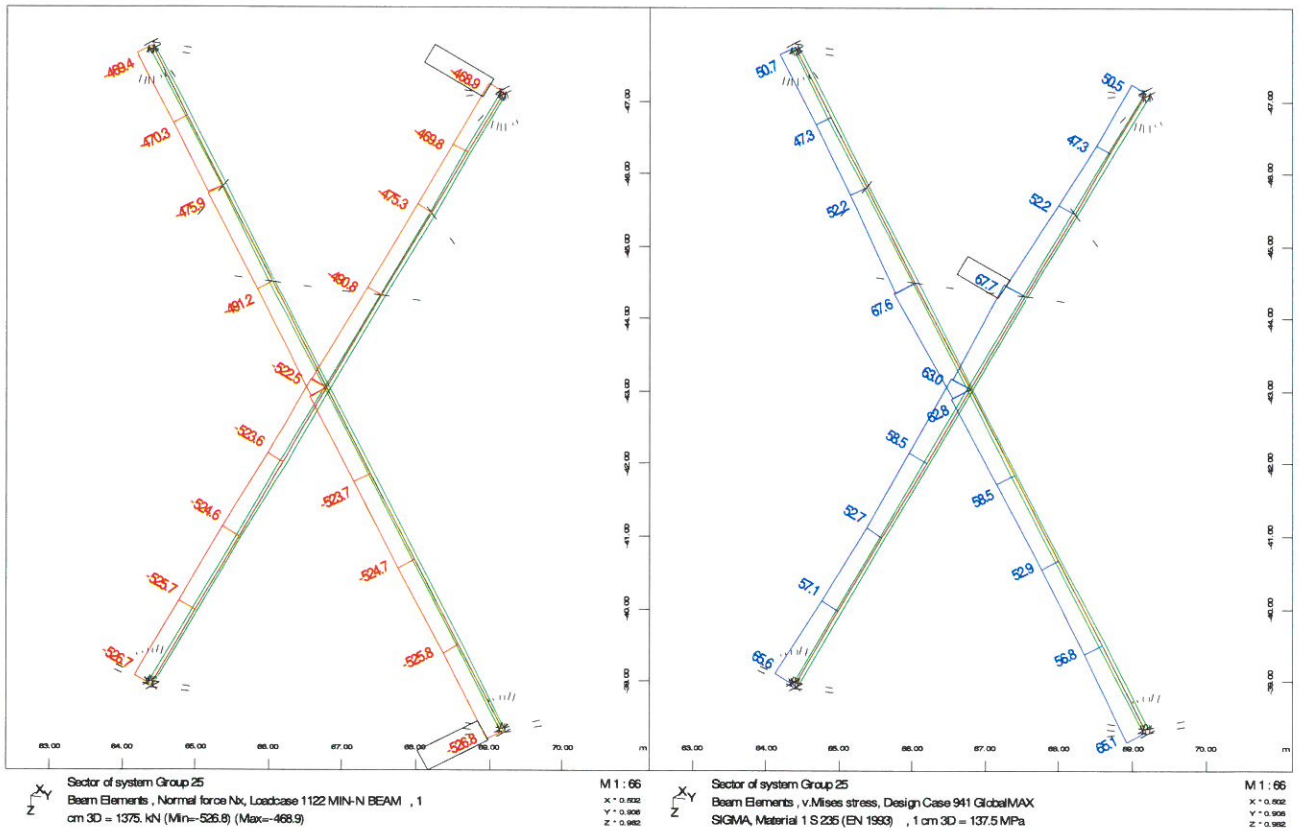
Rys. 30 – Reakcje pionowe – Demontaż podpory PT6



Rys. 31 – Reakcje poziome PX – Obwiednia



Rys. 32 – Reakcje poziome PY – Obwiednia



Rys. 33 – Minimalne siły (wykres z lewej) oraz maksymalne naprężenia HHM (wykres z prawej) w stężeniu typu X stanowiącym wzmocnienie ramy portalowej nad podpora PT5'

6.1.5 Uwagi i wnioski

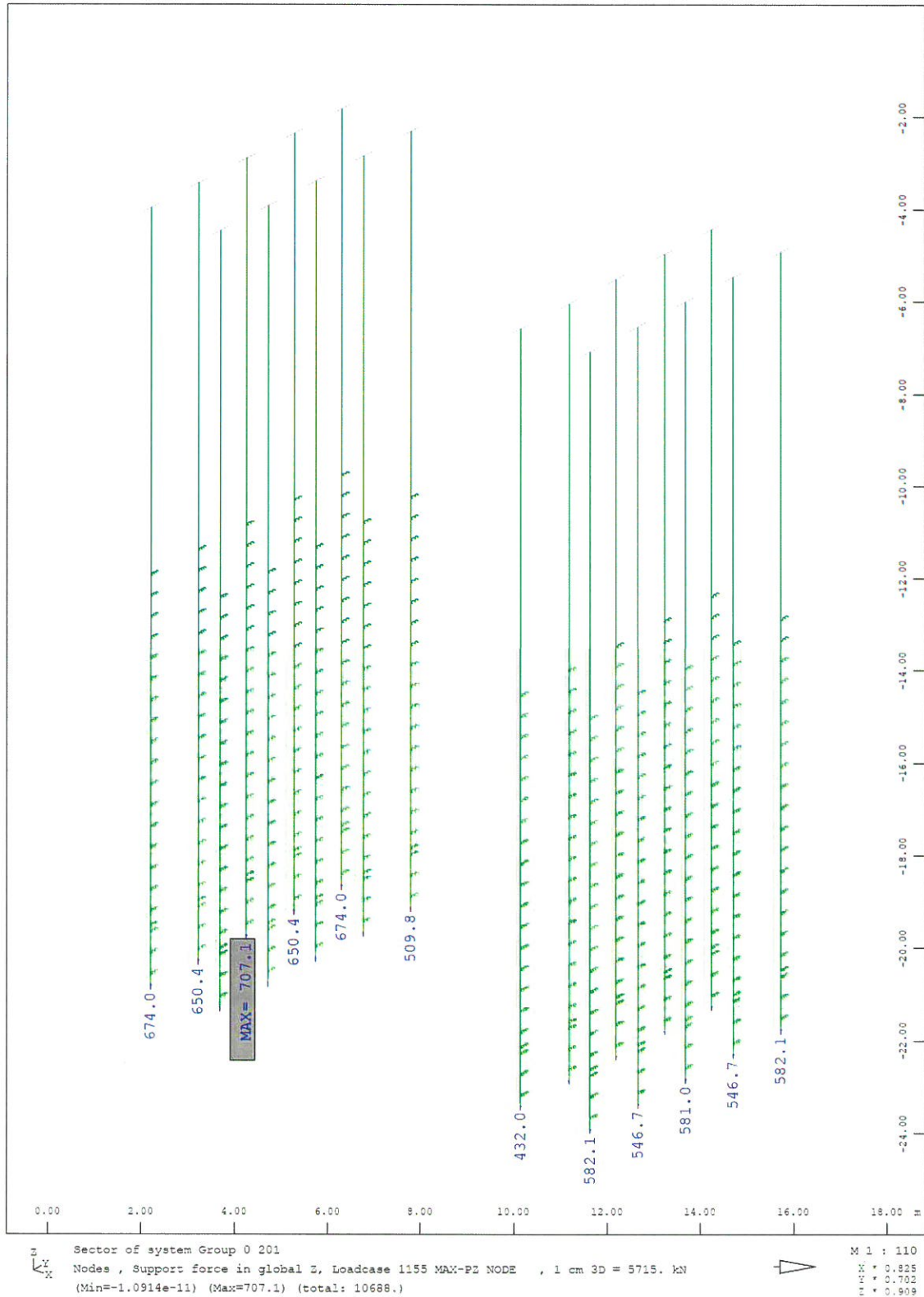
- 1) Przedstawione wyniki naprężeń oraz sił wewnętrznych dowodzą, że konstrukcja zachowuje się bezpiecznie w zakresie naprężeń dopuszczalnych na poziomie 160 MPa, wywołanych oddziaływaniami charakterystycznymi w analizowanym modelu. Nieznaczne przekroczenia naprężeń w stosunku do stanu istniejącego lub te przekroczone już w stanie istniejącym uznano za dopuszczalne.
- 2) Naprężenia, o których mowa w pkt. 1 wynoszą odpowiednio:

Element	Naprężenie w stanie przed rozpoczęciem rozbiórki [MPa]	Naprężenie w analizowanych stanach rozbiórki [MPa]	Uwagi
Pas górny	98.8	73.2	Przedstawione naprężenia stanowią wartości wynikające jedynie z ciężaru własnego konstrukcji.
Pas dolny	97.2	72.2	
Krzyżulce	178,2	80.7	
Słupki	99.1	65.5	

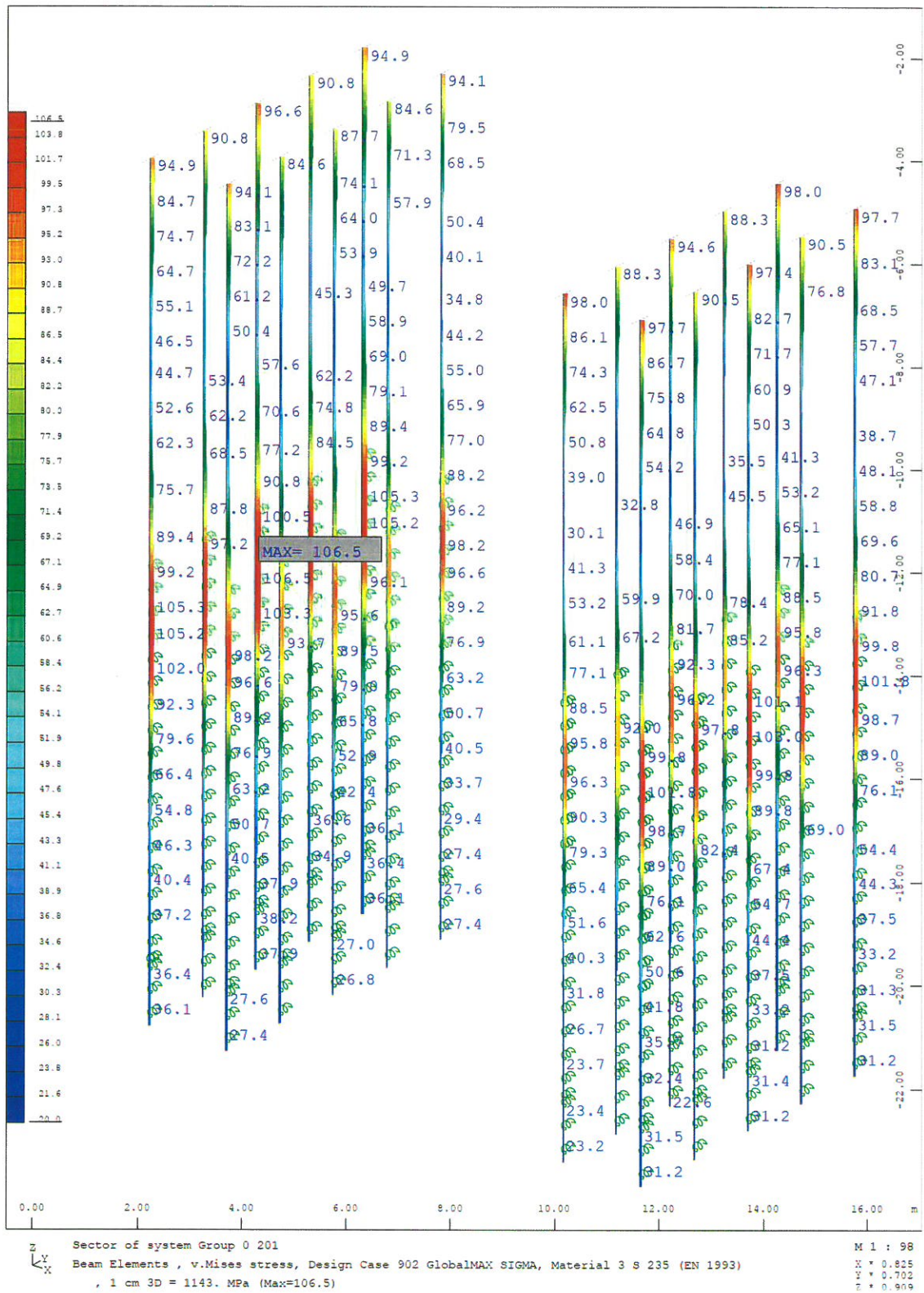
6.2 Podpora tymczasowa PT5'

6.2.1 Siły wewnętrzne i naprężenia w konstrukcji

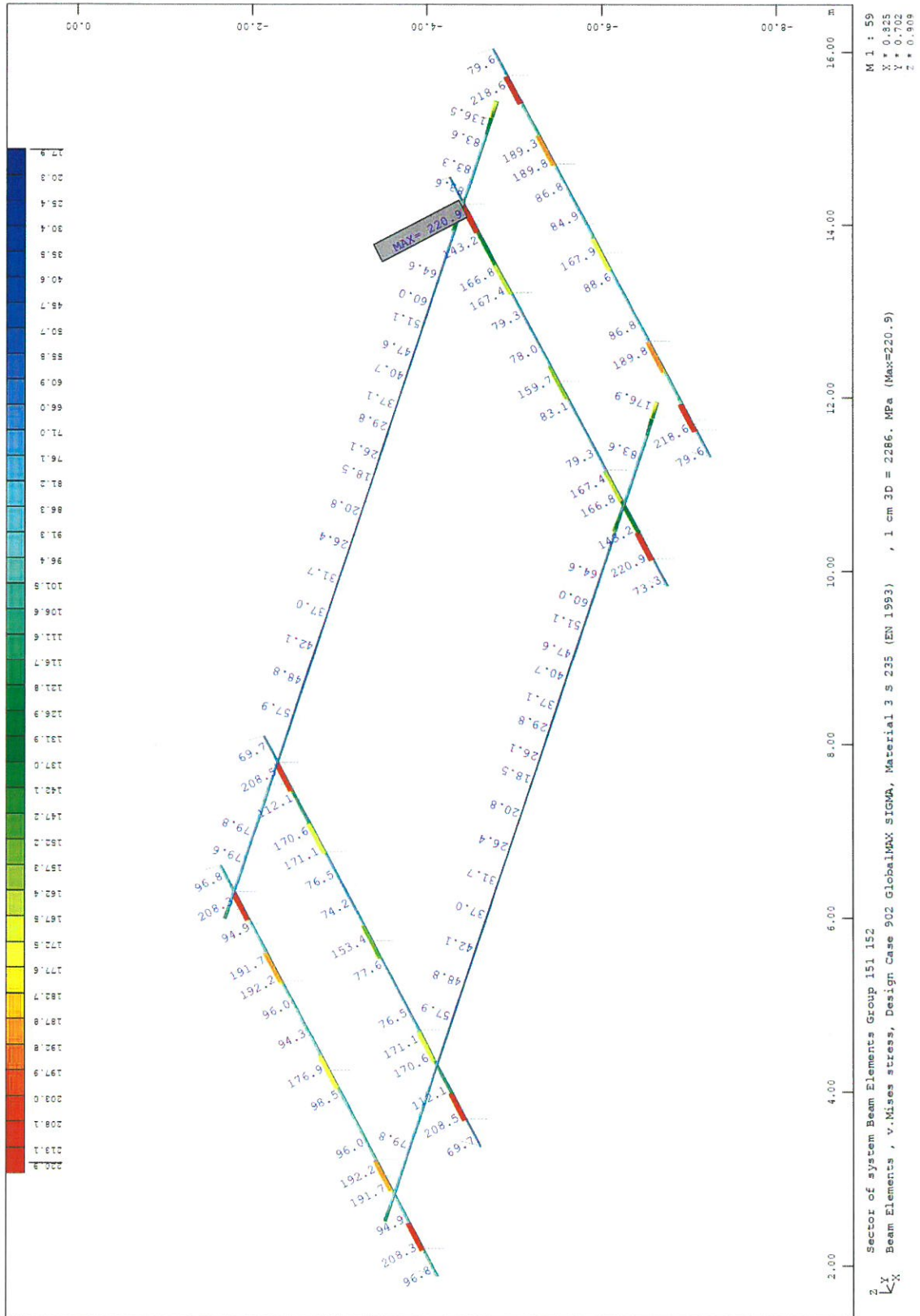
Kolejne wykresy przedstawiają maksymalne reakcje podporowe, siły normalne oraz naprężenia od obliczeniowych kombinacji obciążeń.



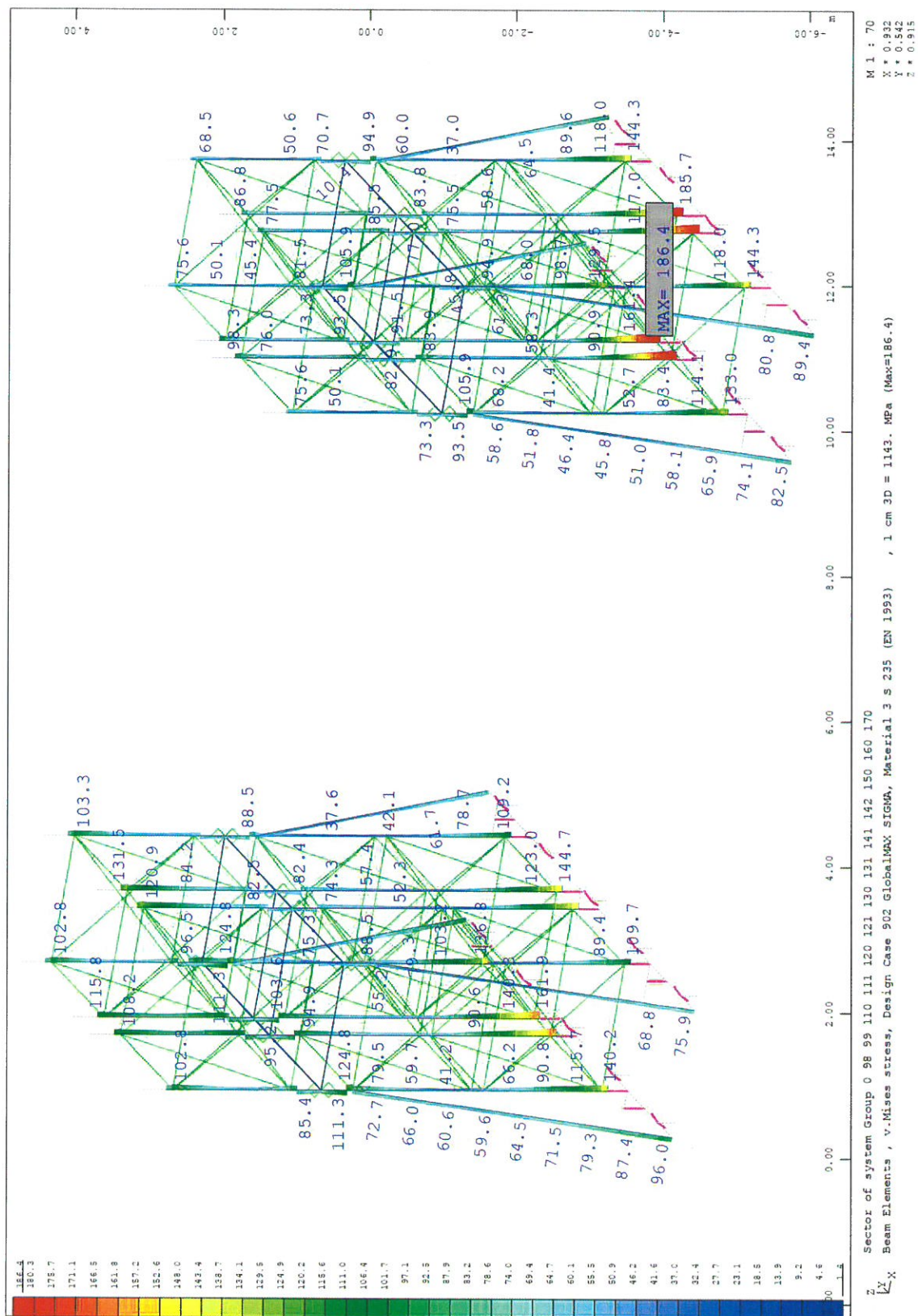
Rys. 34 – Wykres reakcji podporowych max PZ



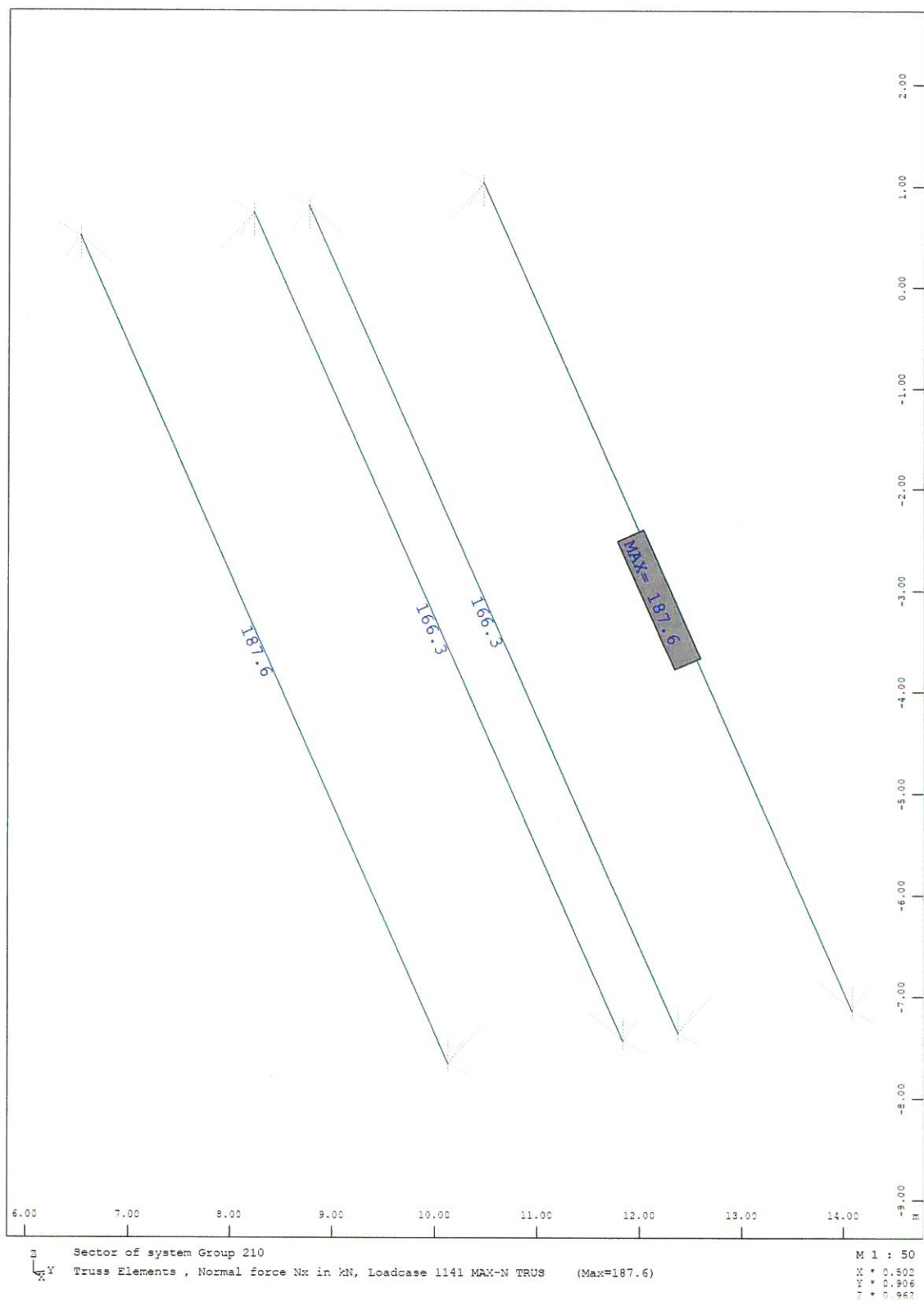
Rys. 35 – Wykres naprężeń v. Mises w palach, obwiednia z kombinacji



Rys. 36 – Wykres naprężeń v. Mises w belkach oczeput, obwiednia z kombinacji



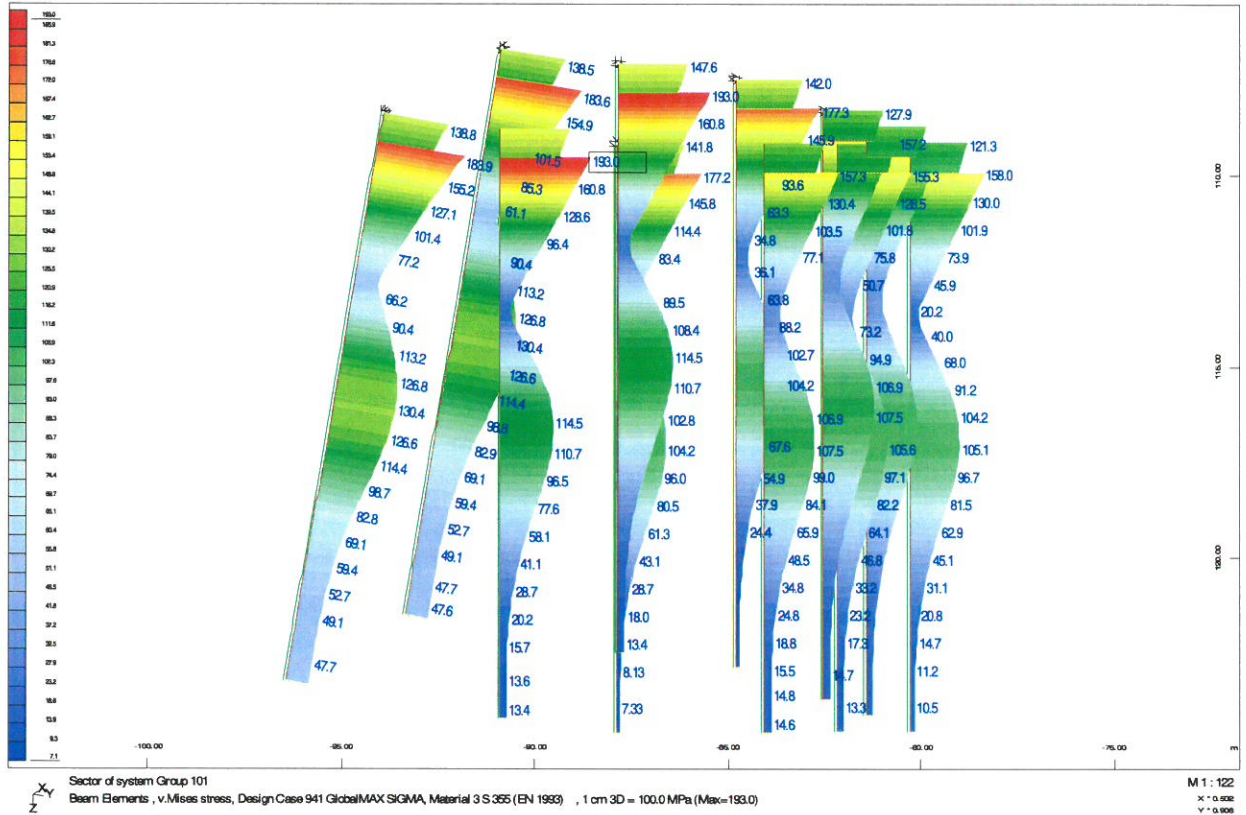
Rys. 37 – Wykres naprężeń v. Mises w słupach klatek oraz zastrzałach rurowych, obwiednia z kombinacji



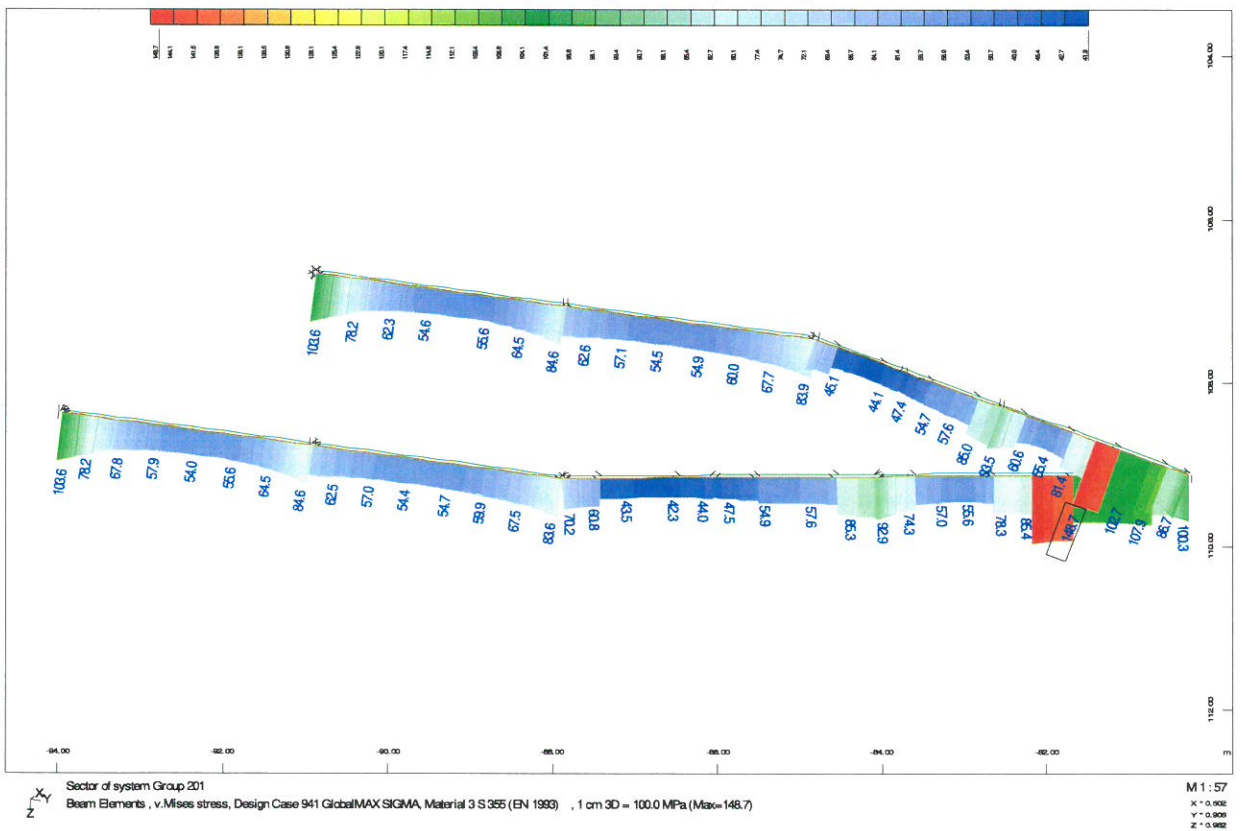
Rys. 39 – Wykres sił osiowych w stężeniach prętowych, obwiednia z kombinacji (wyłączono widoczność prętów ściskanych z uwagi na charakter pracy elementu)

6.3 Izbica

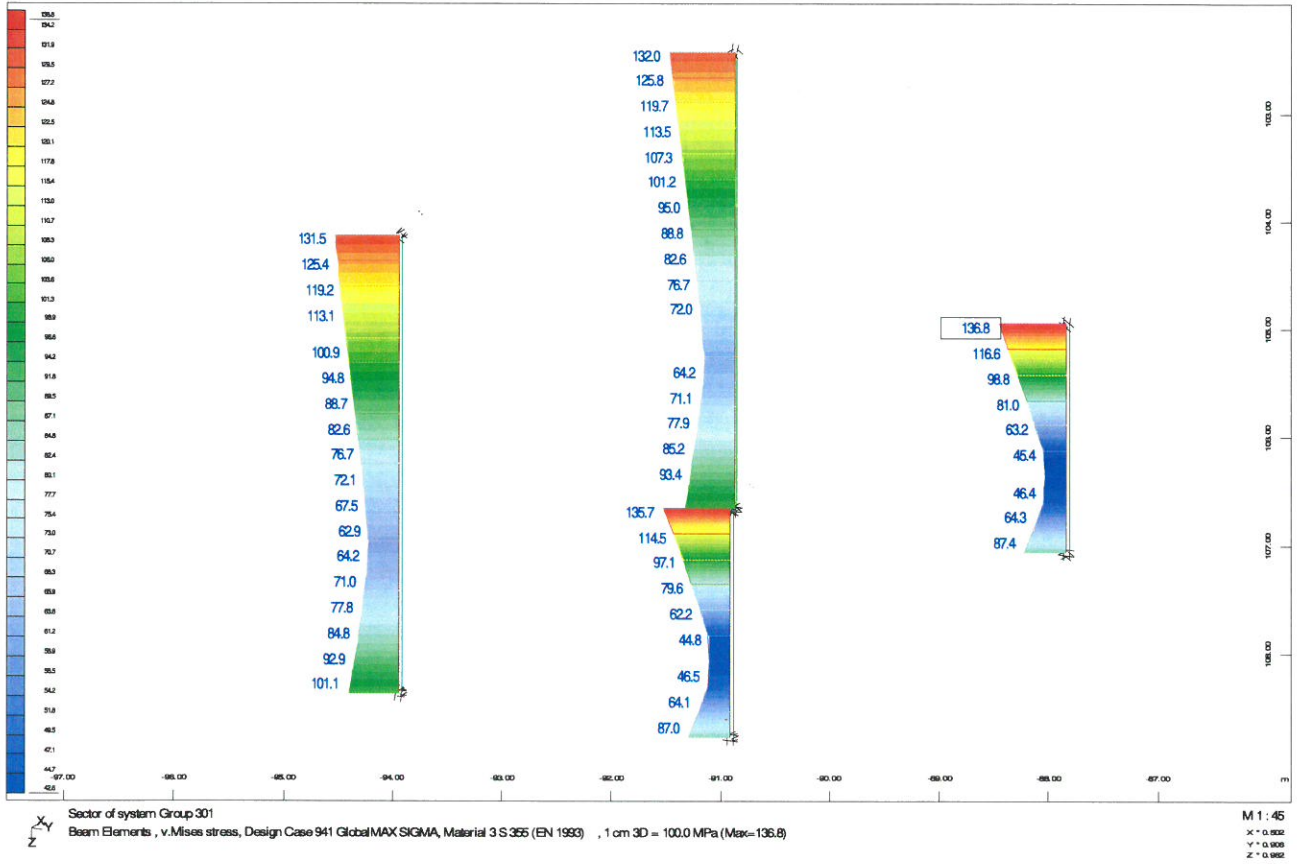
6.3.1 Naprężenia



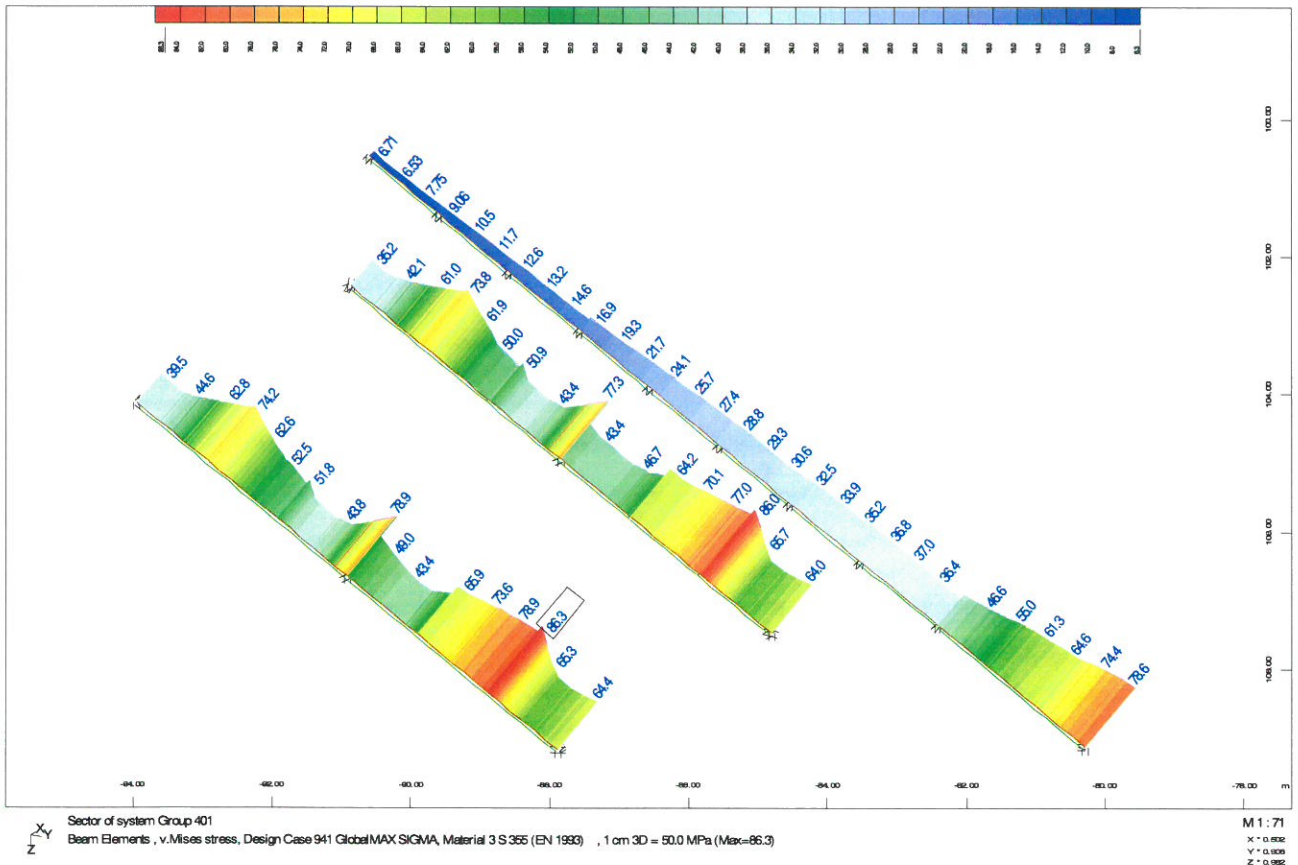
Rys. 40 – Wykres naprężeń HMM w palach izbicy



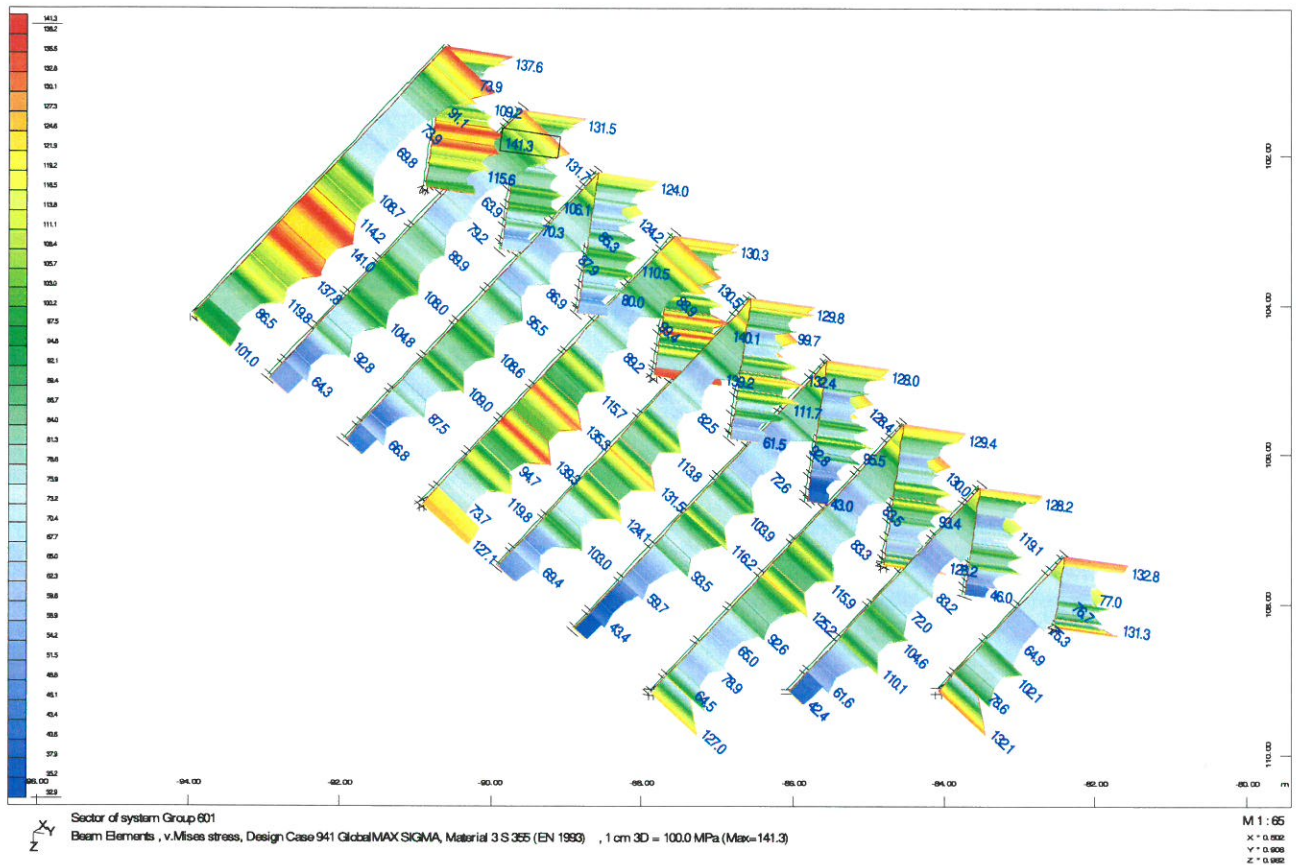
Rys. 41 – Wykres naprężeń HMM w ociepie pali izbicy



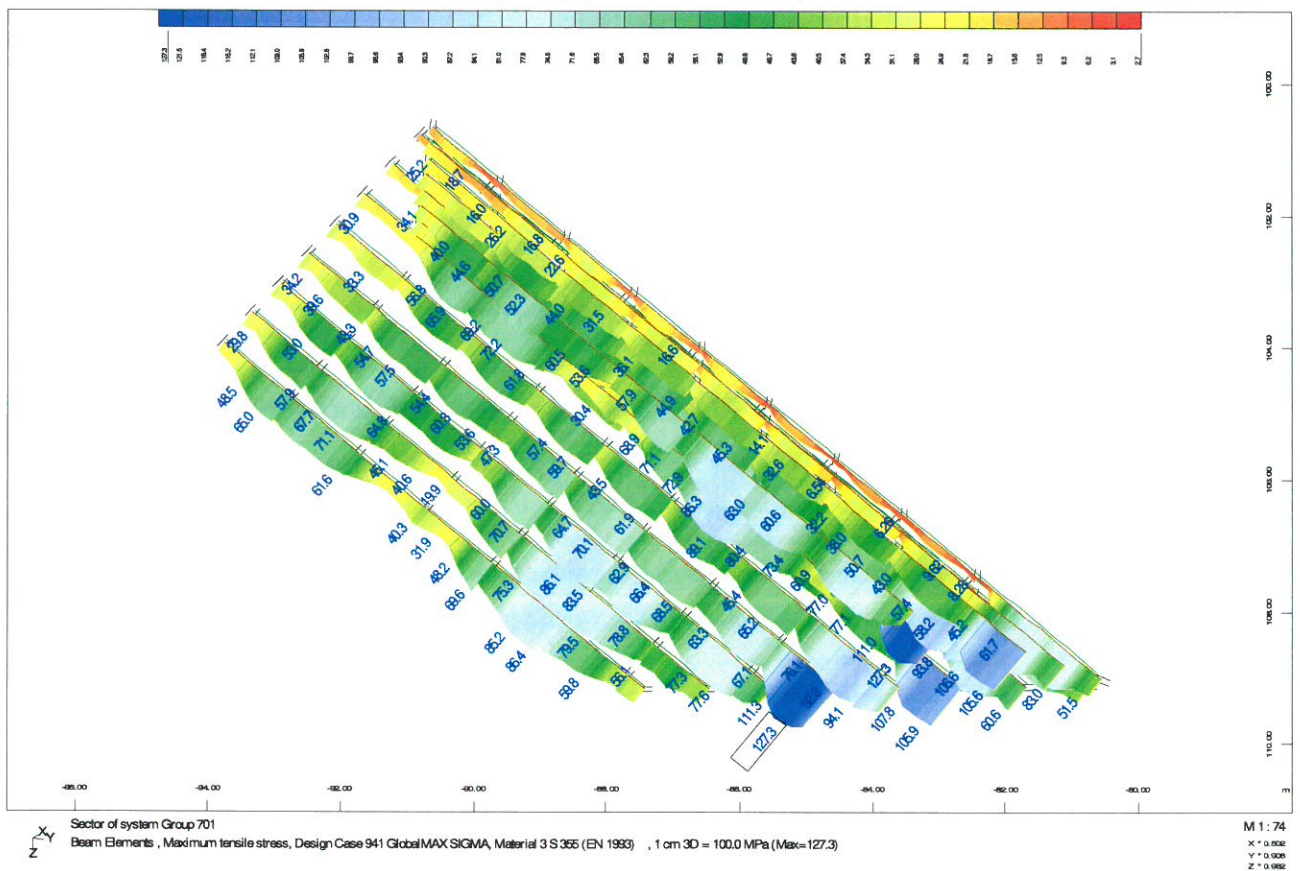
Rys. 42 – Wykres naprężeń HMH w słupkach konstrukcji izbicy



Rys. 43 – Wykres naprężeń HMH w kalenicach izbicy

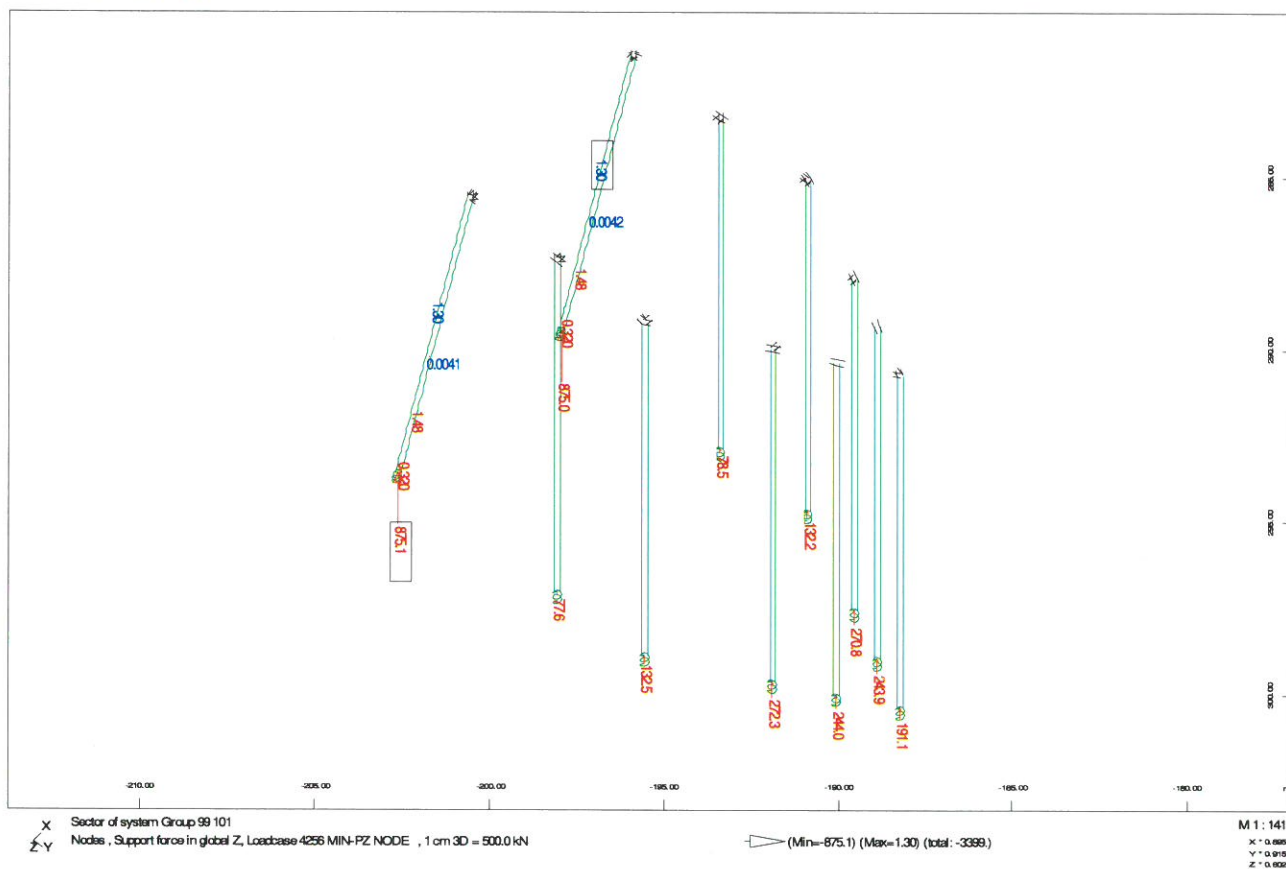


Rys. 44 – Wykres naprężeń HMM w płatkach izbycy



Rys. 45 – Wykres naprężeń normalnych poszyciu izbycy

6.3.2 Reakcje



Rys. 46 – Wykres maksymalnych reakcji pionowych pod podstawą pali izbicy

7. Zapewnienie bezpieczeństwa, higieny i ochrony zdrowia

Kierownik budowy jest zobowiązany sporządzić przed rozpoczęciem prac, plan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, uwzględniając specyfikę planowanej inwestycji i warunki prowadzenia robót budowlanych.

Przygotowany plan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia należy opracować zgodnie z Dz. U. Nr 151, poz. 1256 z dnia 17 września 2002 r. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie szczegółowego zakresu i formy planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz szczegółowego rodzaju robót budowlanych, stwarzających zagrożenie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia ludzi. Wymagane jest również, aby ten plan został pozytywnie zaopiniowany przez rzeczoznawcę w zakresie BHP.

W czasie rozbiórki obiektu będą występować następujące roboty stwarzające zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi:

- Prace prowadzone w bezpośrednim sąsiedztwie czynnych torów, po których odbywa się ruch.
- Roboty wykonywane w bezpośrednim sąsiedztwie czynnych kabli i sieci trakcyjnej.
- Prace prowadzone na wysokości.
- Prace z użyciem ciężkiego sprzętu budowlanego.

Dla w/w robót kierownik budowy jest zobowiązany zapewnić bezpieczeństwo i ochronę zdrowia (przed rozpoczęciem budowy), uwzględniającego specyfikację obiektu budowlanego, warunki prowadzenia robót budowlanych i przepisów BHP.

8. Uwagi i zalecenia końcowe.

Wszystkie problemy i wątpliwości dotyczące technologii należy konsultować z Projektantem.

W przypadku odkrycia podczas prac budowlanych istotnych elementów konstrukcyjnych nieuwzględnionych w projekcie należy wstrzymać się od dalszych prac i skontaktować z Projektantem

Wszystkie wymiary należy sprawdzać i zweryfikować na budowie

- Wiadukt drogowy nie znajduje się na terenie górniczym, na terenach zarządzanych przez Urząd Morski oraz na obszarach, którym został nadany status uzdrowiska lub status obszaru ochrony uzdrowiskowej.
- Roboty należy wykonywać zgodnie z właściwymi przepisami dotyczącymi, ochrony środowiska, prawa pracy, BHP, wymagań technicznych i zgodnie z warunkami umowy.
- Po zakończeniu prac wykonawca robót zobowiązany jest uporządkować i oczyścić teren w obrębie budowy.

9. ZAŁĄCZNIKI

- Załącznik 1: Uprawnienia i zaświadczenia.
- Załącznik 2: Rysunki inwentaryzacji obiektu
- Załącznik 3: Obliczenia obudowy wykopu
- Załącznik 4: Nośność pali
- Załącznik 5: Rysunki zabezpieczeń konstrukcji
 - Rys. A0-01-01 Rysunek ogólny zabezpieczenia konstrukcji
 - Rys. A1-10-01 Rysunek złożeniowy i elementów – Głowica podpory T5'
 - Rys. A1-10-02 Rysunek złożeniowy i elementów – Balansjera podpory T5'
 - Rys. A1-10-03 Rysunek złożeniowy i elementów – Oczep podpory T5'
 - Rys. A1-11-01 Mocowanie pala podpory T5'
 - Rys. A1-12-01 Szczegół wzmocnienia podparcia na podporze T5'
 - Rys. A1-13-01 Pionowe stężenie rurowe kratownicy w osi T5'
 - Rys. A2-12-01 Mocowanie pala izbicy przed podporą T5'
 - Rys. A3-01-01 Komora ze ścianek szczelnych – Widok z góry
 - Rys. A3-02-01 Komora ze ścianek szczelnych – Przekrój A-A
 - Rys. A3-02-02 Komora ze ścianek szczelnych – Przekrój B-B
 - Rys. A3-02-03 Komora ze ścianek szczelnych – Przekrój C-C
 - Rys. A3-03-01 Komora ze ścianek szczelnych – Szczegół kleszczy ściągów
 - Rys. A4-01-01 Tyczenie pali podpory T5' oraz izbicy przed podporą T5'

OPRACOWAŁ:

mgr inż. **Andrzej Kozakiewicz**
Upr. nr 177/Gd/2002
Nr ewid. POM/BO/2356/02

A. Kozakiewicz

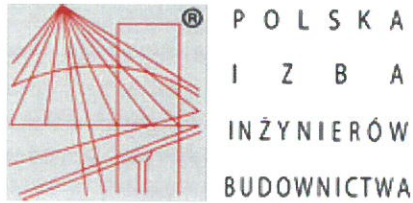
mgr inż. **Damian Cybula**

D. Cybula

Gdańsk, grudzień 2019 r.

Załącznik 1

Uprawnienia i zaświadczenia



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

POM-K7I-F1T-W9A *

Pan Andrzej Leszek Kozakiewicz o numerze ewidencyjnym POM/BO/2356/02

adres zamieszkania ul. Dubois 73, 80-419 Gdańsk

jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2019-01-01 do 2019-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-12-28 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

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

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



**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

OZ/TNN/4610/3839/03

Warszawa, 2003-12-10

DECYZJA

Na podstawie art. 88a ust. 1 pkt 3 lit. a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 106, poz. 1126 z późn. zm.) oraz art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.),

mgr inż. budownictwa Andrzej Kozakiewicz

uprawniony na mocy decyzji

**Wojewody Pomorskiego z dnia 31.07.2002 r. znak RR-AB-II-7131/02
nr 177/Gd/2002**

**do wykonywania samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
obejmującej projektowanie
bez ograniczeń**

**zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Osób Posiadających Uprawnienia Budowlane
pod pozycją 3354/03/U/C**

UZASADNIENIE

Decyzja Wojewody Pomorskiego z dnia 31.07.2002 r. znak RR-AB-II-7131/02, nr 177/Gd/2002 w przedmiocie nadania Panu Andrzejowi Kozakiewiczowi uprawnień budowlanych do wykonywania samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie w specjalności konstrukcyjno-budowlanej obejmującej projektowanie bez ograniczeń, stała się ostateczna. Z uwagi na powyższe orzeczono jak w sentencji.

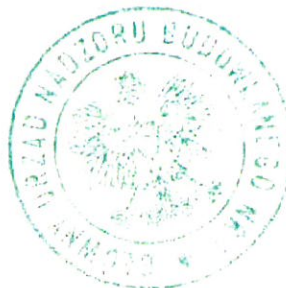
Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy Prawo budowlane ostateczna decyzja o wpisie stanowi podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie.

Niniejsza decyzja jest ostateczna.

Zgodnie z art. 127 § 3 Kpa oraz stosownie do uchwały Naczelnego Sądu Administracyjnego z dnia 9.12.1996 r., sygn. akt OPS 4/96, strona może w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji wystąpić z wnioskiem o ponowne rozpatrzenie sprawy.

Otrzymują:

- 1 Pan mgr inż. Andrzej Kozakiewicz
ul. Topolowa 60
84-300 Lębork
2. Wojewoda Pomorski
3. aaMPI



z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU
UPRAWNIEN I ODPOWIEDZIALNOŚCI ZAWODOWEJ

Grzegorz Szustakow-Wilamowski

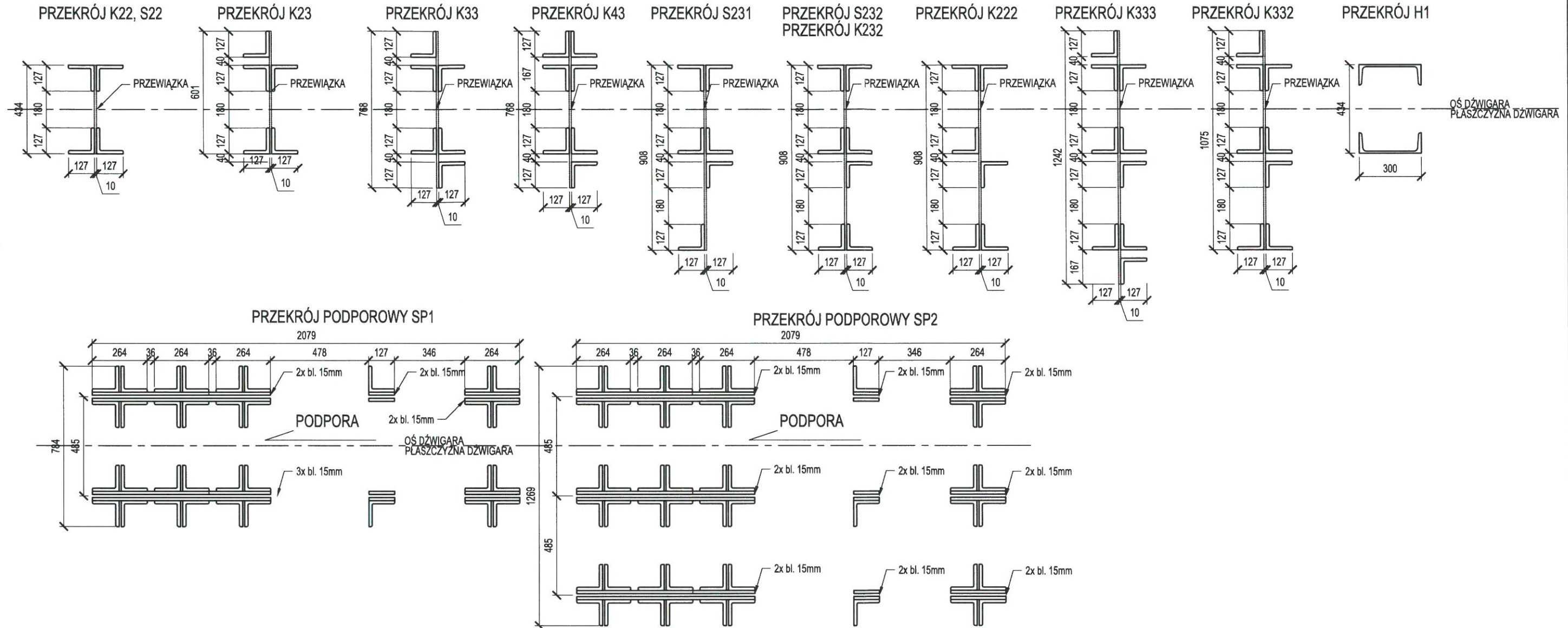
za zgodność z oryginałem

Załącznik 2

Rysunki inwentaryzacji obiektu

PRZEKROJE SŁUPKÓW I KRZYŻULCÓW

SKALA 1:20



UWAGA:

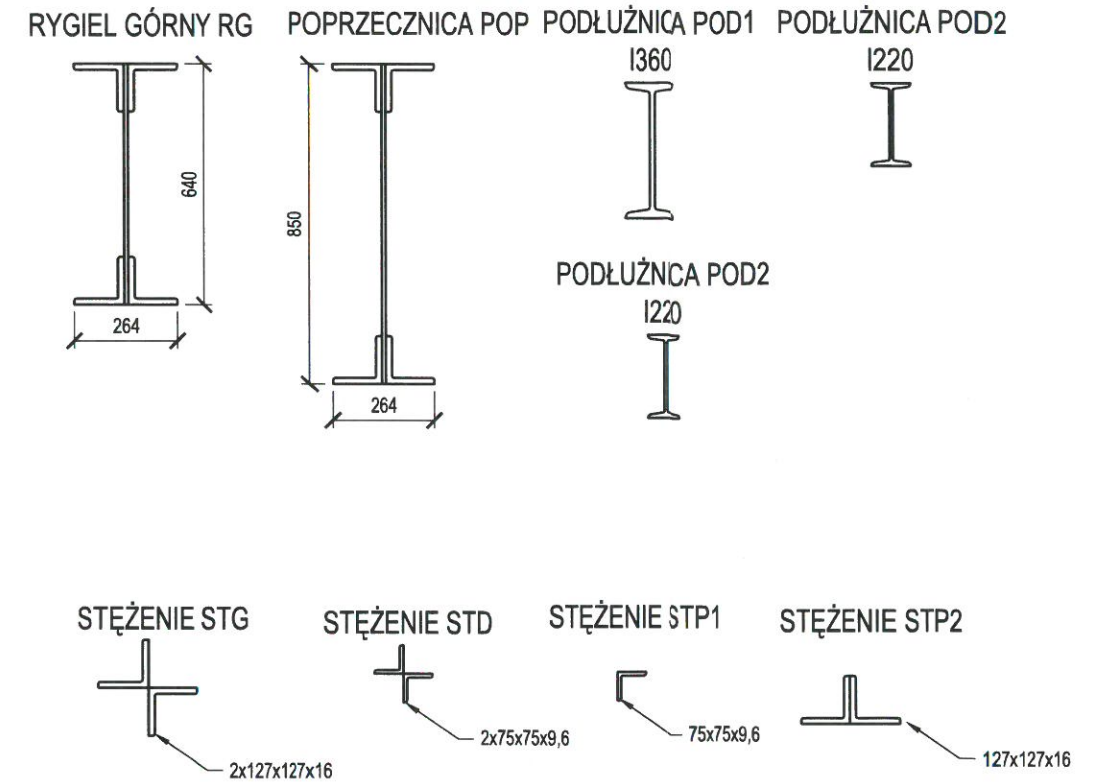
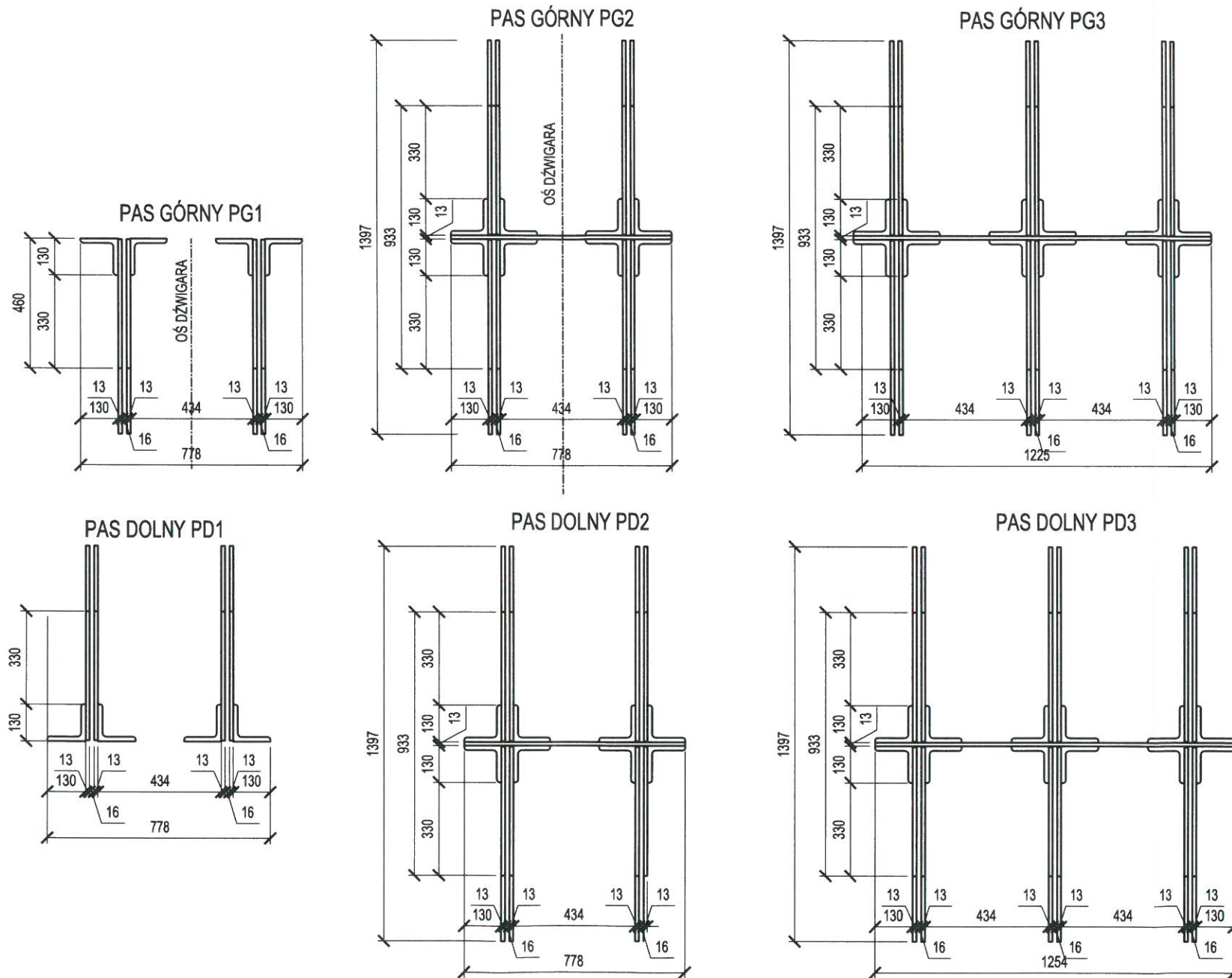
-PRZEWIĄZKI WYSTĘPUJĄ W 1/3 I 2/3 DŁUGOŚCI KRZYŻULCA/SŁUPKA

		Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
		Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.		
Nazwa rysunku	PRZEKROJE PRĘTÓW		
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski	POM/0129/POOM/05	<i>[Signature]</i>
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz	177/Gd/2002	<i>[Signature]</i>
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński	POM/0075/POOM/07	<i>[Signature]</i>
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup		<i>[Signature]</i>
Data	Stadium projektu	Skala	Nr rysunku
01.2019	Projekt technologiczny	1:20	A1-01 / 1

Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW\IPT13D.Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etapy.dwg >> A1-01-01a.PrzPrętów A3 |

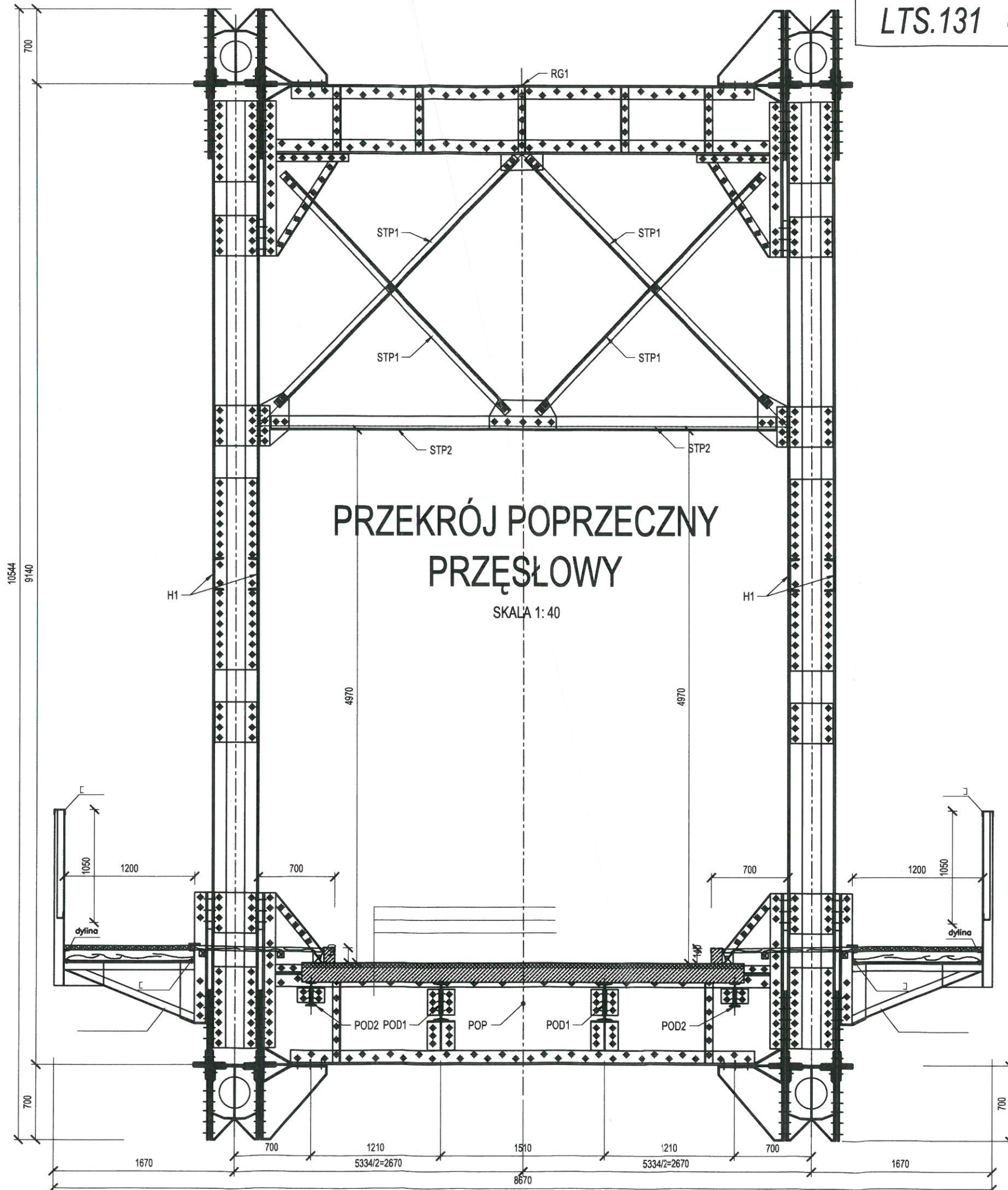
PRZEKROJE PRĘTÓW

SKALA 1:20





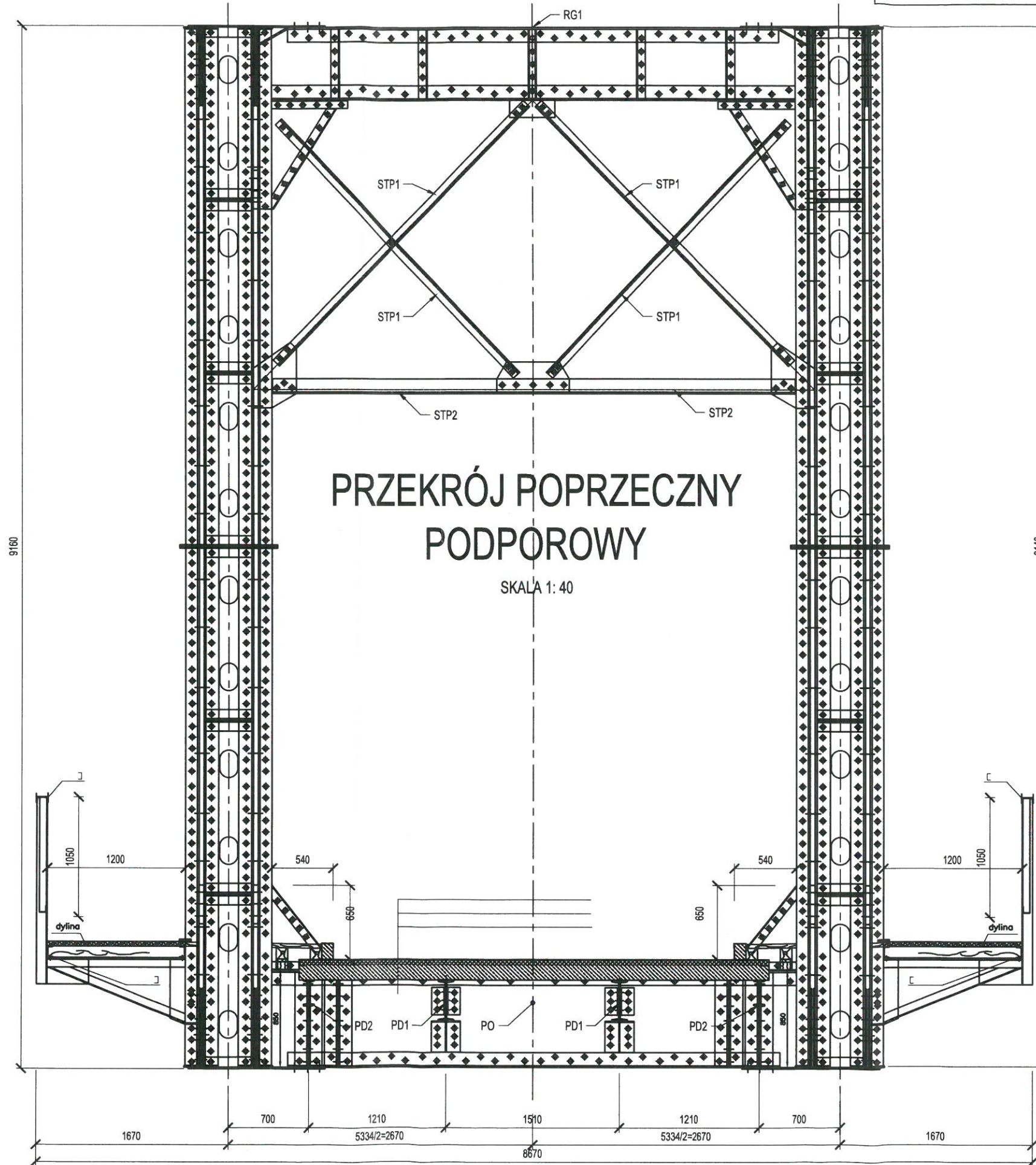
Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW.1PT\3D-Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etapy.dwg >> A1-01-02a PrzPrętów A3 |

 Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
 Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.
Nazwa rysunku	PRZEKROJE PRĘTÓW
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup
Data	Stadium projektu
01.2019	Projekt technologiczny
	Skala
	1:20
	Nr rysunku
	A1-01 / 2



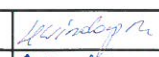
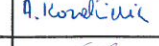




Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW.1\PT\3D.Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etapy.dwg >> A1-02-00a PrzPrze A3 |

		Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
		Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.		
Nazwa rysunku	PRZEKRÓJ POPRZECZNY PRZĘSŁOWY		
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski	POM/0129/POOM/05	<i>Windorpski</i>
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz	177/Gd/2002	<i>A. Kozakiewicz</i>
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński	POM/0075/POOM/07	<i>Struczyński</i>
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup		<i>Chodup</i>
Data	Stadium projektu	Skala	Nr rysunku
01.2019	Projekt technologiczny	1:40	A1-02 / -

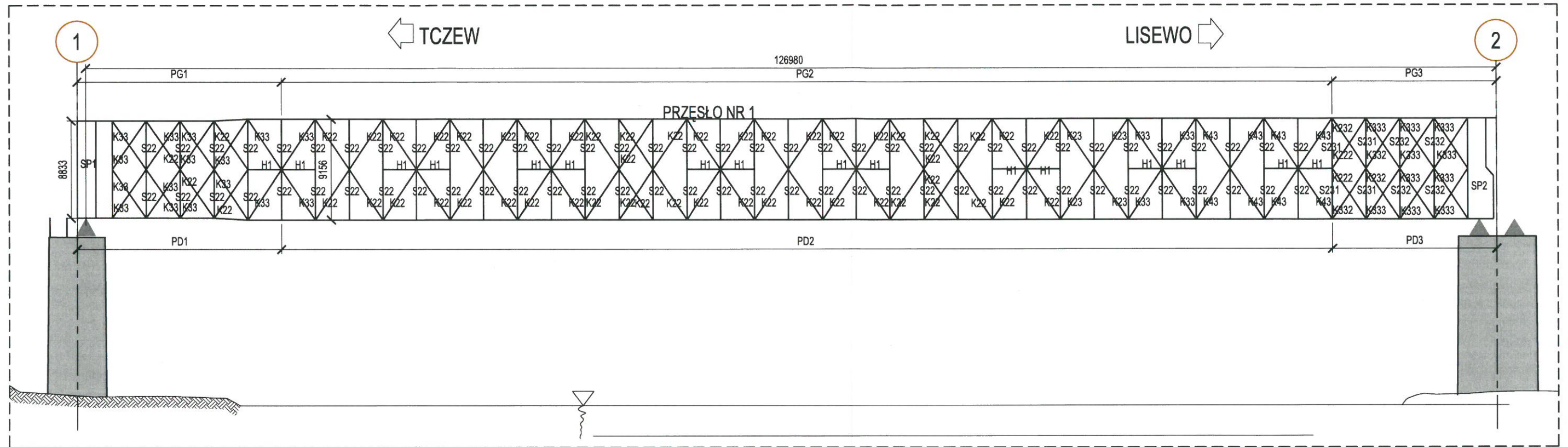


Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW\1PT13D.Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Elapy.dwg >> A1-03-00a PrzPodp.A3 |

		Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
		Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.		
Nazwa rysunku	PRZEKRÓJ POPRZECZNY PODPOROWY		
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski	POM/0129/POOM/05	
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz	177/Gd/2002	
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński	POM/0075/POOM/07	
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup		
Data	Stadium projektu	Skala	Nr rysunku
01.2019	Projekt technologiczny	1:40	A1-03 / -

WIDOK Z BOKU PRZESŁA SKRAJNEGO

SKALA 1: 375

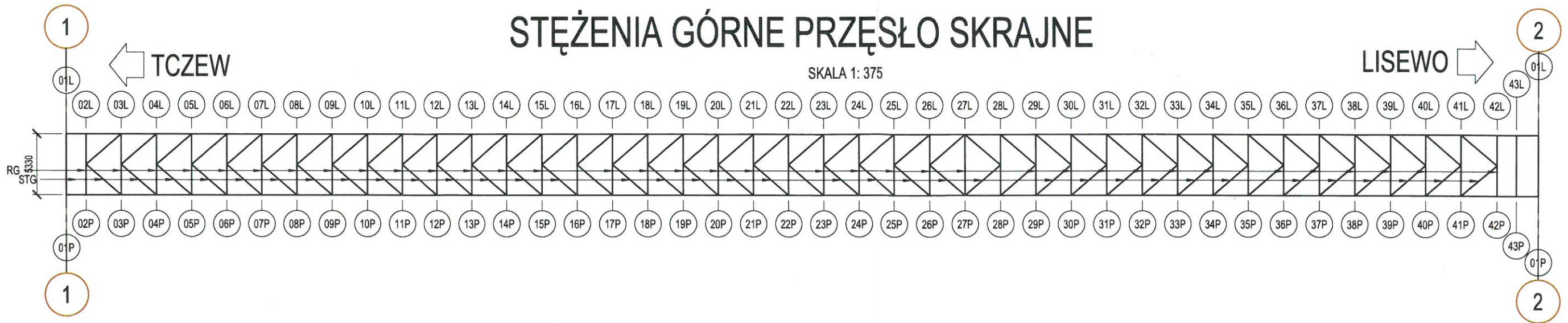


Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW\IPT\3D.Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etapy.dwg >> A1-04-01a Widok z Boku A3 |

 Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
 Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.
Nazwa rysunku	WIDOK Z BOKU
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski POM/0129/POOM/05 <i>Henryk Windorpski</i>
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz 177/Gd/2002 <i>A. Kozakiewicz</i>
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński POM/0075/POOM/07 <i>M. Struczyński</i>
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup <i>P. Chodup</i>
Data	Stadium projektu Skala Nr rysunku
01.2019	Projekt technologiczny 1:375 A1-04 / 1

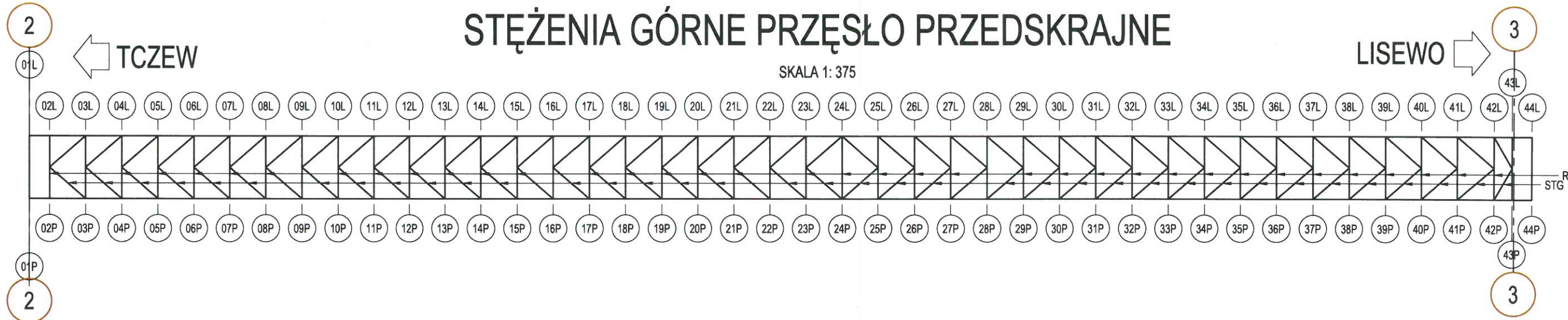
STĘŻENIA GÓRNE PRZĘŚŁO SKRAJNE

SKALA 1: 375



STĘŻENIA GÓRNE PRZĘŚŁO PRZEDSKRAJNE

SKALA 1: 375

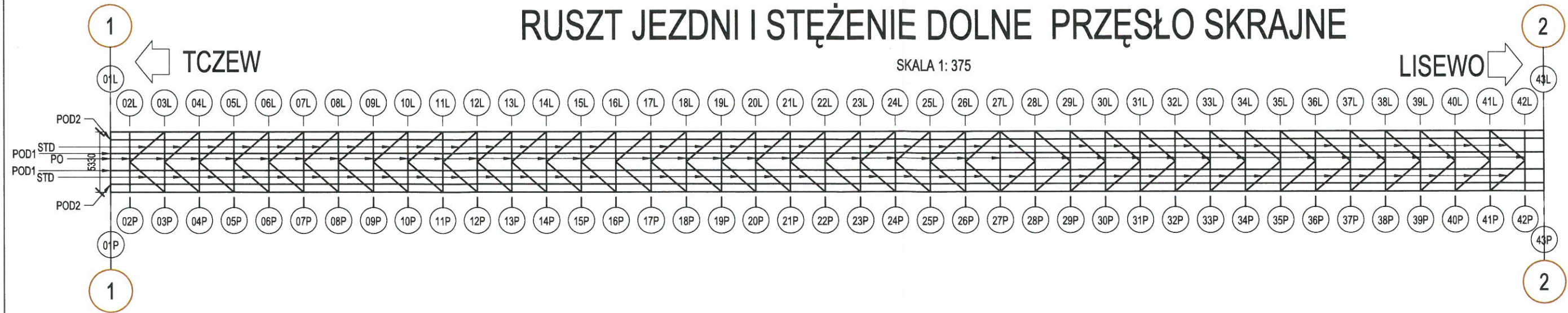


Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX\TCZEW\IPT\3D\Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etap.dwg >> A1-05-01a UkładStezzen A3 |

 Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
 Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, So. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.
Nazwa rysunku	UKŁAD STĘŻEŃ
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski POM/0129/POOM/05
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz 177/Gd/2002
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński POM/0075/POOM/07
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup
Data	Stadium projektu Skala Nr rysunku
01.2019	Projekt technologiczny 1:375 A1-05 / 1

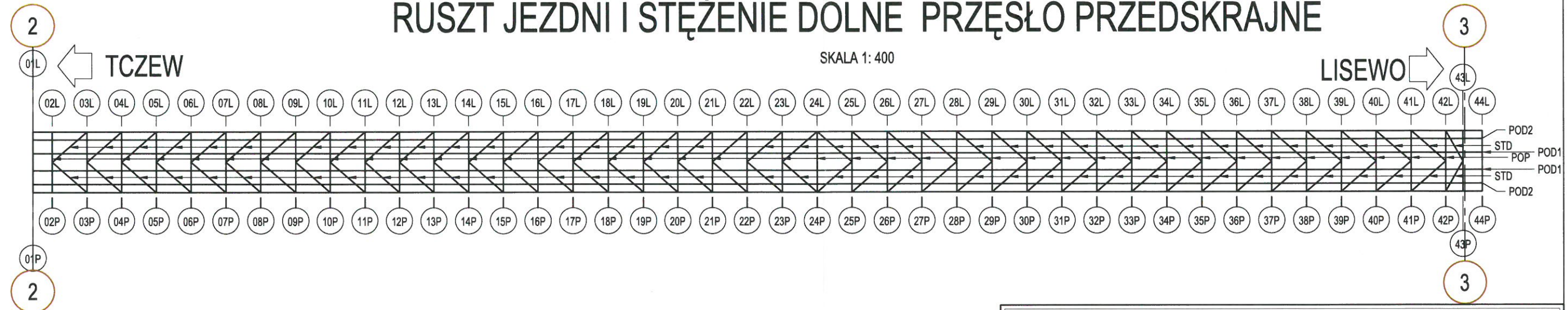
RUSZT JEZDNI I STĘŻENIE DOLNE PRZĘSŁO SKRAJNE

SKALA 1: 375



RUSZT JEZDNI I STĘŻENIE DOLNE PRZĘSŁO PRZEDSKRAJNE

SKALA 1: 400



Michał Müller | 05.02.2019 | A:\LTS.131.BANIMEX-TCZEW\1PT13D.Rysunki\LTS.131.Tczew_General_Drawing-25-PC_Etap.dwg >> A1-05-02a UkładStezzen A3 |

 Przedsiębiorstwo Wielobranżowe BANIMEX Sp. z o.o. ul. Energetyczna 10 42-504 BĘDZIN NIP 629 185 88 47 Regon 273388343 KRS 0000189026	
 Pracownia Inżynierska Creator Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, Sp. k. ul. Damroki 1/F6,F7 80-177 Gdańsk NIP 583 326 14 54 Regon 368095774 KRS 0000691578	
Nazwa inwestycji	"Przebudowa Mostu Tczewskiego – etap II", ograniczony do etapu IIA.
Nazwa rysunku	UKŁAD STĘŻEŃ
Główny projektant	mgr inż. Henryk Windorpski
Projektant	mgr inż. Andrzej Kozakiewicz
Sprawdzający	mgr inż. Michał Struczyński
Opracował	mgr inż. Piotr Chodup
Data	Stadium projektu
01.2019	Projekt technologiczny
	Skala
	1:375
	Nr rysunku
	A1-05 / 2

Załącznik 3

Obliczenia obudowy wykopu

I. RAPORT Z OBLICZEŃ KOMORY W REJONIE PODPORY PT5' – Część boczna (Sekcja 3)

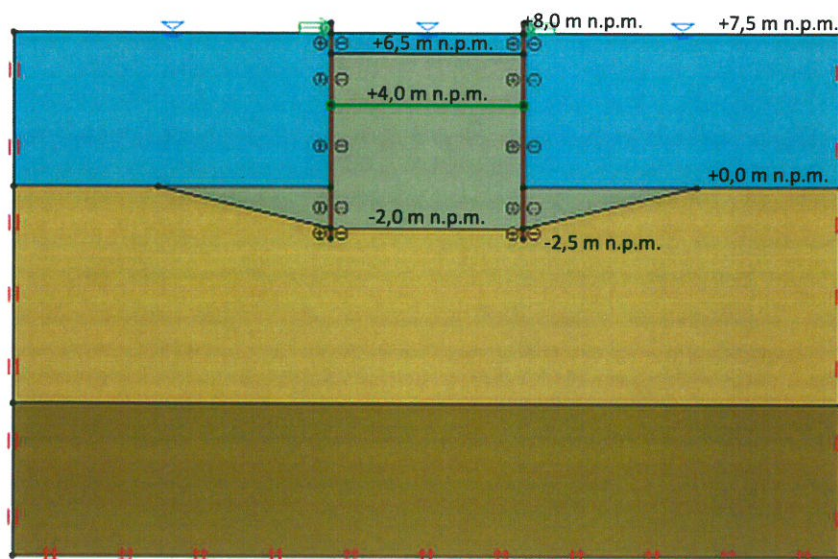
1. Założenia do obliczeń:

- warunki gruntowe jak w opracowaniu pt.: „Projekt Budowlany – Geotechniczne warunki posadowienia”
- rzędna dna w rejonie podpory 0,00 m n.p.m.
- planowane roboty podczyszczeniowe przed pograżeniem pali i ścianki szczelnej, maksymalne przegłębienie -2,00 m n.p.m
- ścianka szczelna GU18N: $W_{x,pl} = 2\,134\text{ cm}^3/\text{m}$ ($W_{x,el} = 1\,800\text{ cm}^3/\text{m}$);
gatunek stali S355 $R_{eH} = 355\text{ MPa} \Rightarrow M_{\max,dop,el} = 580\text{ kNm/m}$
S240 $R_{eH} = 240\text{ MPa} \Rightarrow M_{\max,dop,el} = 392\text{ kNm/m}$
- z uwagi na ograniczenia techniczne (patrz korespondencja z Wykonawcą) ścianki boczne zlokalizowane pod istniejącym przęsłem będą wykonane jako łączone 7 m + 3,5 m
- na etapie użytkowania założono obciążenie od parcia lodu spowodowanego zmianami temperatury = 200 kPa
- zasyp komory oraz ewentualny umocnienie dna (skarpa podwodna) zgodnie z informacjami od Wykonawcy zostanie wykonany z gruzu betonowego; w obliczeniach przyjęto następujące parametry wytrzymałościowe gruzu betonowego (dane literaturowe) $\rho_d = 1,52\text{ g/cm}^3$, $\phi_u = 35^\circ$, $M_o = 5,3\text{ MPa}$

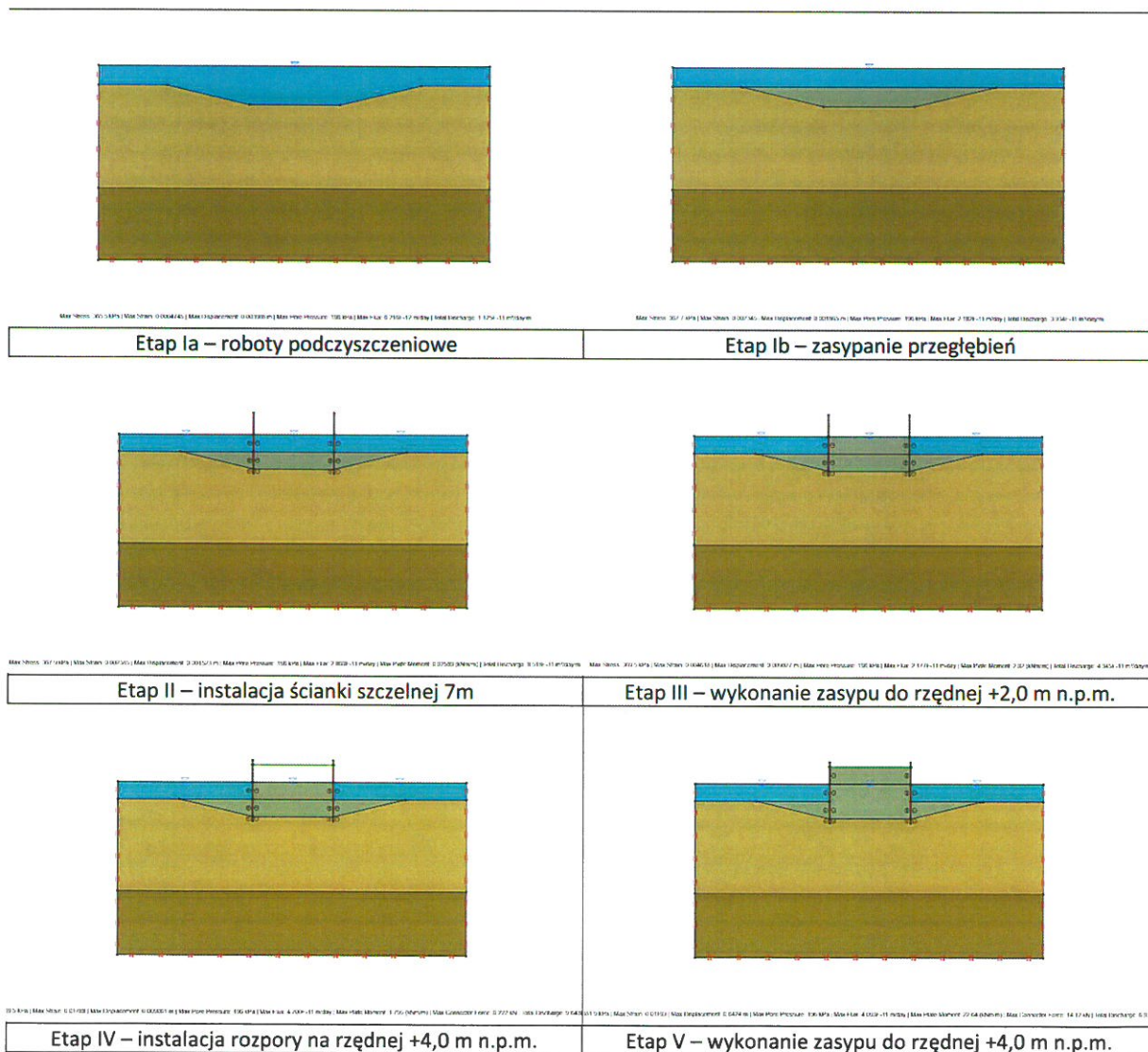
Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych przy użyciu programu OptumG2 wersja R2019_2019.11.19 z zastosowaniem kryterium materiałowego Coulomba-Mohra dla gruntów. Stateczność ogólną oszacowano korzystając z metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu, tj. stopnia tarcia wewnętrznego i spójności (dla gruntów niespoistych) uwzględniając współczynniki materiałowe zgodnie z Eurokod 7 podejście obliczeniowe 3 (A2+M2+R3). Wartość momentów i sił wewnętrznych wyznaczono przyjmując podejście obliczeniowe 2 (A1+M1+R2) zgodnie z Eurokod 7.

UWAGA 1: W wyniku przeprowadzonych obliczeń (uwzględniających etapowanie robót) określono minimalne zagłębienie ścianek szczelnych (bocznych) w podłożu gruntowym wynoszące 1,5 m.

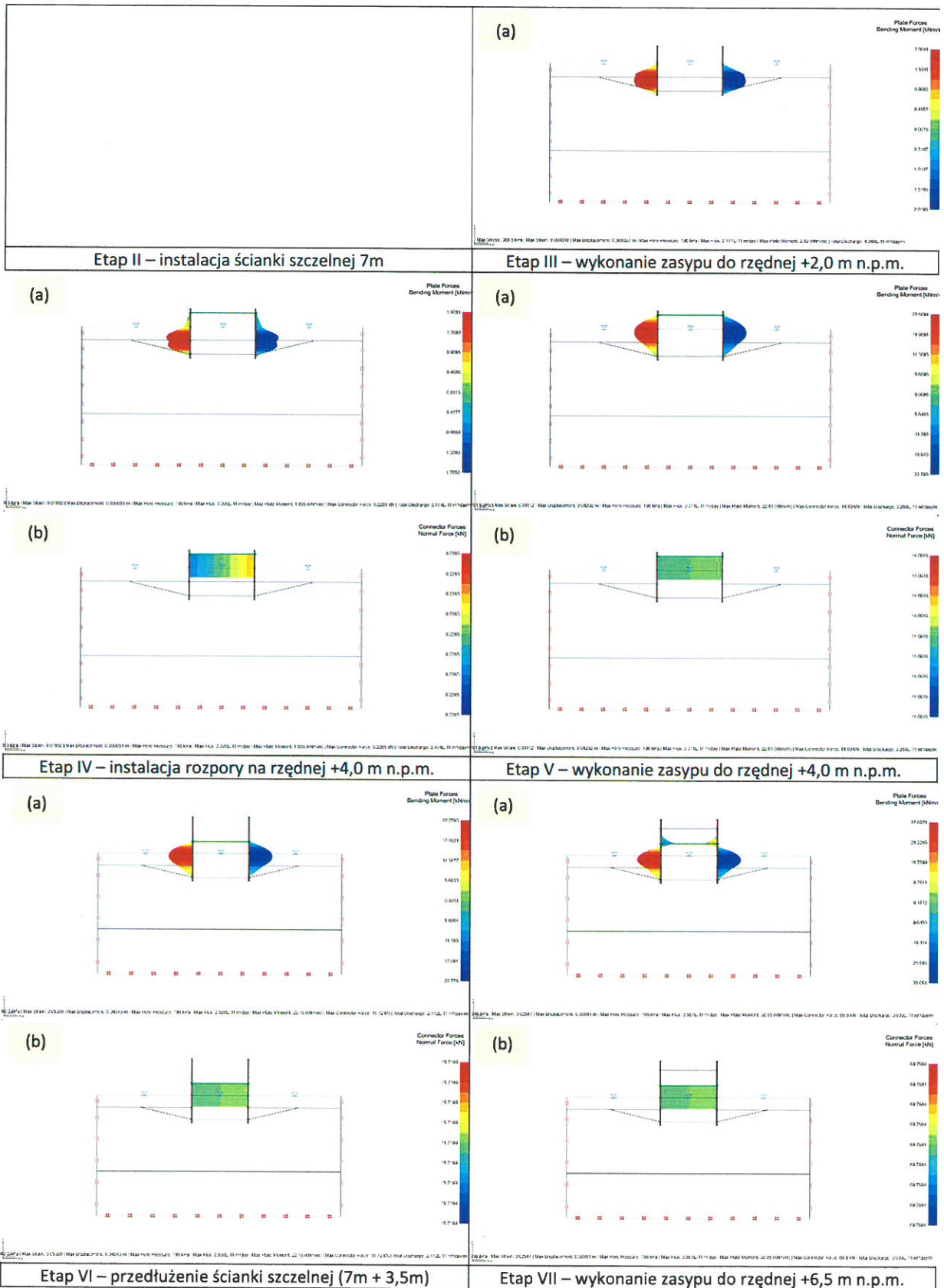
2. Wyniki obliczeń

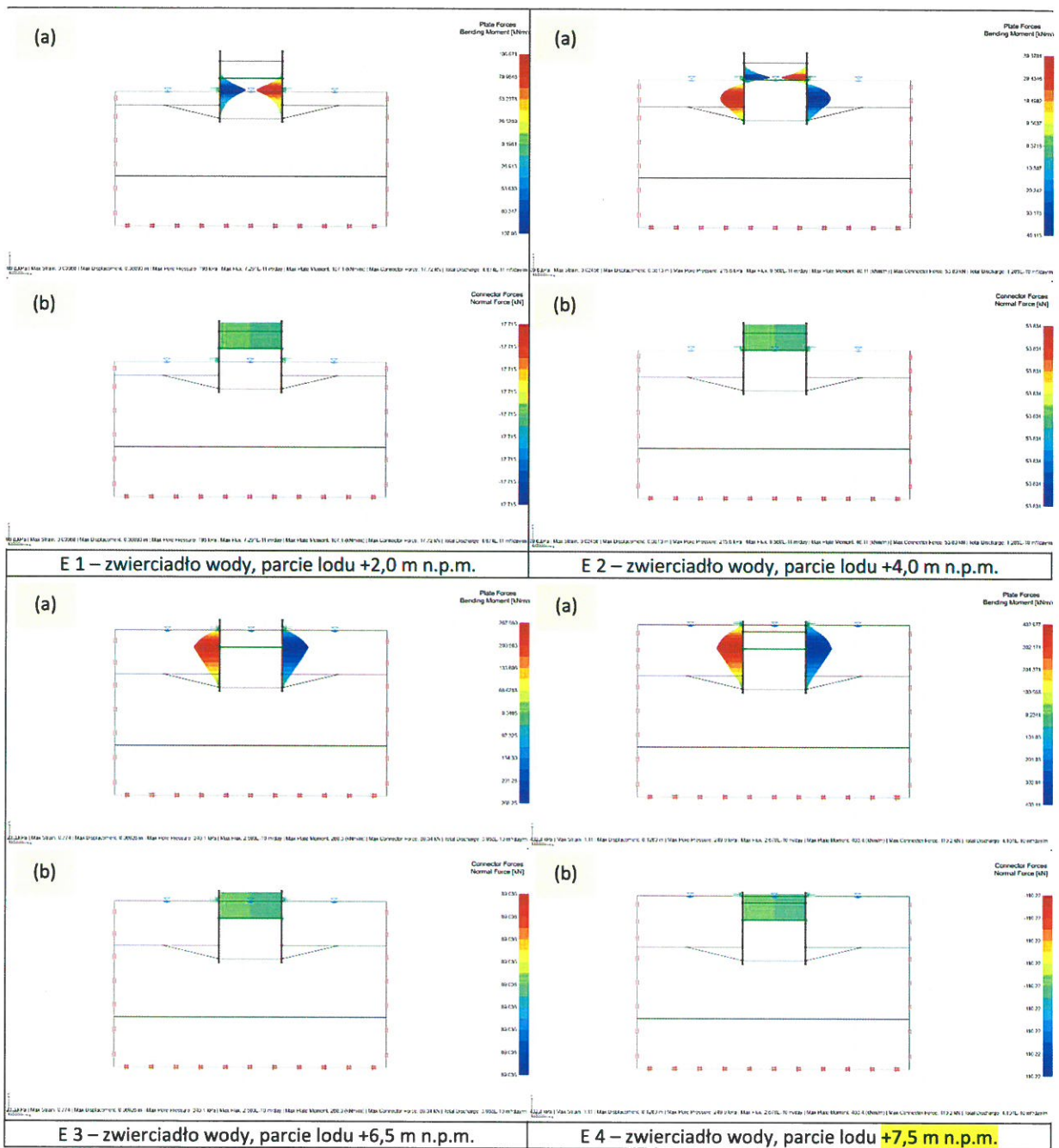


Etapowanie obliczeń



Wykresy wartości obliczeniowych (a) momentów zginających i (b) sił normalnych w rozporze





W wyniku obliczeń uzyskano maksymalne wartości obliczeniowe

Moment zginający: 403 kNm/m (dla przypadku fazy eksploatacyjnej E 4)

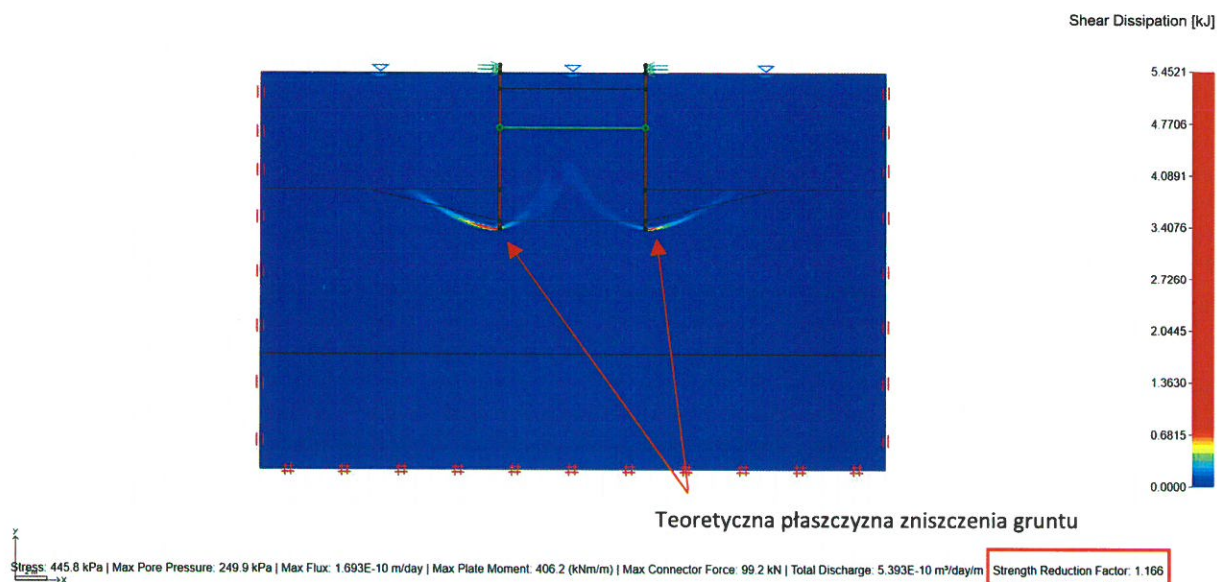
Siła normalna w rozporze:

Ściskanie: 110,2 kN/m (dla fazy eksploatacyjnej E 4)

Rozciąganie: 69,8 kN/m (dla Etap VII)

Stateczność ogólna

Minimalną wartość współczynnika stateczności ogólnej $F = 1,16$ uzyskano dla fazy eksploatacyjnej E 4, w pozostałych przypadkach wartość współczynnika stateczności F była większa od 1,2. Zgodnie z wymaganiami Eurokod 7 warunek stateczności jest spełniony w przypadku gdy $F \geq 1,0$

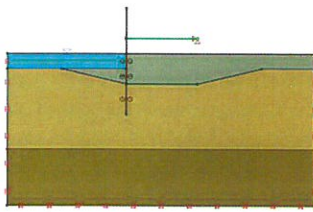


II. RAPORT Z OBLICZEŃ KOMORY W REJONIE PODPORY PT5' – Część boczna (Sekcja 1,2,4,5)

1. Założenia do obliczeń:

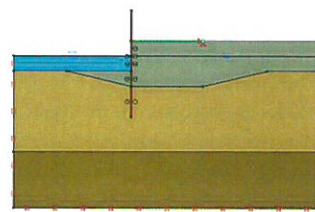
- warunki gruntowe jak w opracowaniu pt.: „Projekt Budowlany – Geotechniczne warunki posadowienia”
- rzędna dna w rejonie podpory 0,00 m n.p.m.
- planowane roboty podczyszczeniowe przed pograżeniem pali i ścianki szczelnej, maksymalne przegłębienie -2,00 m n.p.m
- ścianka szczelna GU18N: $W_{x,pl} = 2\,134 \text{ cm}^3/\text{m}$ ($W_{x,el} = 1\,800 \text{ cm}^3/\text{m}$);
- gatunek stali S355 ReH = 355 MPa => $M_{max,dop,el} = 580 \text{ kNm/m}$
S240 ReH = 240 MPa => $M_{max,dop,el} = 392 \text{ kNm/m}$
- na etapie użytkowania założono obciążenie od parcia lodu spowodowanego zmianami temperatury = 200 kPa
- zasyp komory oraz ewentualny umocnienie dna (skarpa podwodna) zgodnie z informacjami od Wykonawcy zostanie wykonany z gruzu betonowego; w obliczeniach przyjęto następujące parametry wytrzymałościowe gruzu betonowego (dane literaturowe) $rd = 1,52 \text{ g/cm}^3$, $fu = 35^\circ$, $Mo = 5,3 \text{ MPa}$

Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych przy użyciu programu OptumG2 wersja R2019_2019.11.19 z zastosowaniem kryterium materiałowego Coulomba-Mohra dla gruntów. Stateczność ogólną oszacowano korzystając z metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu, tj. stopnia tarcia wewnętrznego i spójności (dla gruntów niespoistych) uwzględniając współczynniki materiałowe zgodnie z Eurokod 7 podejście obliczeniowe 3 (A2+M2+R3).



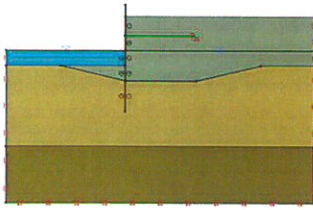
Wzrosty wodostanów i wód 4.11

Etap IV – instalacja rozpory na rzędnej +4,0 m n.p.m.



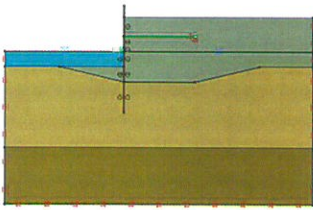
Wzrosty wodostanów i wód 3.02

Etap V – wykonanie zasypu do rzędnej +4,0 m n.p.m.



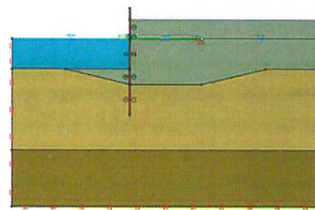
Wzrosty wodostanów i wód 2.27

Etap VI – wykonanie zasypu do rzędnej +6,5 m n.p.m.



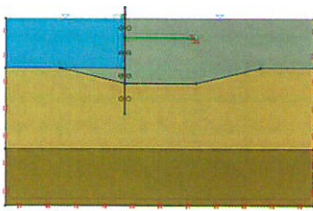
Wzrosty wodostanów i wód 2.30

Eksploatacja – zwierciadło wody, parcie lodu +2,0 m n.p.m.



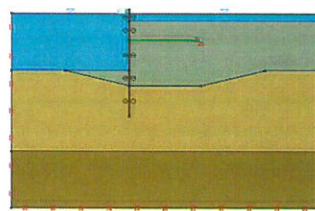
Wzrosty wodostanów i wód 2.05

Eksploatacja – zwierciadło wody, parcie lodu +4,0 m n.p.m.



Wzrosty wodostanów i wód 2.18

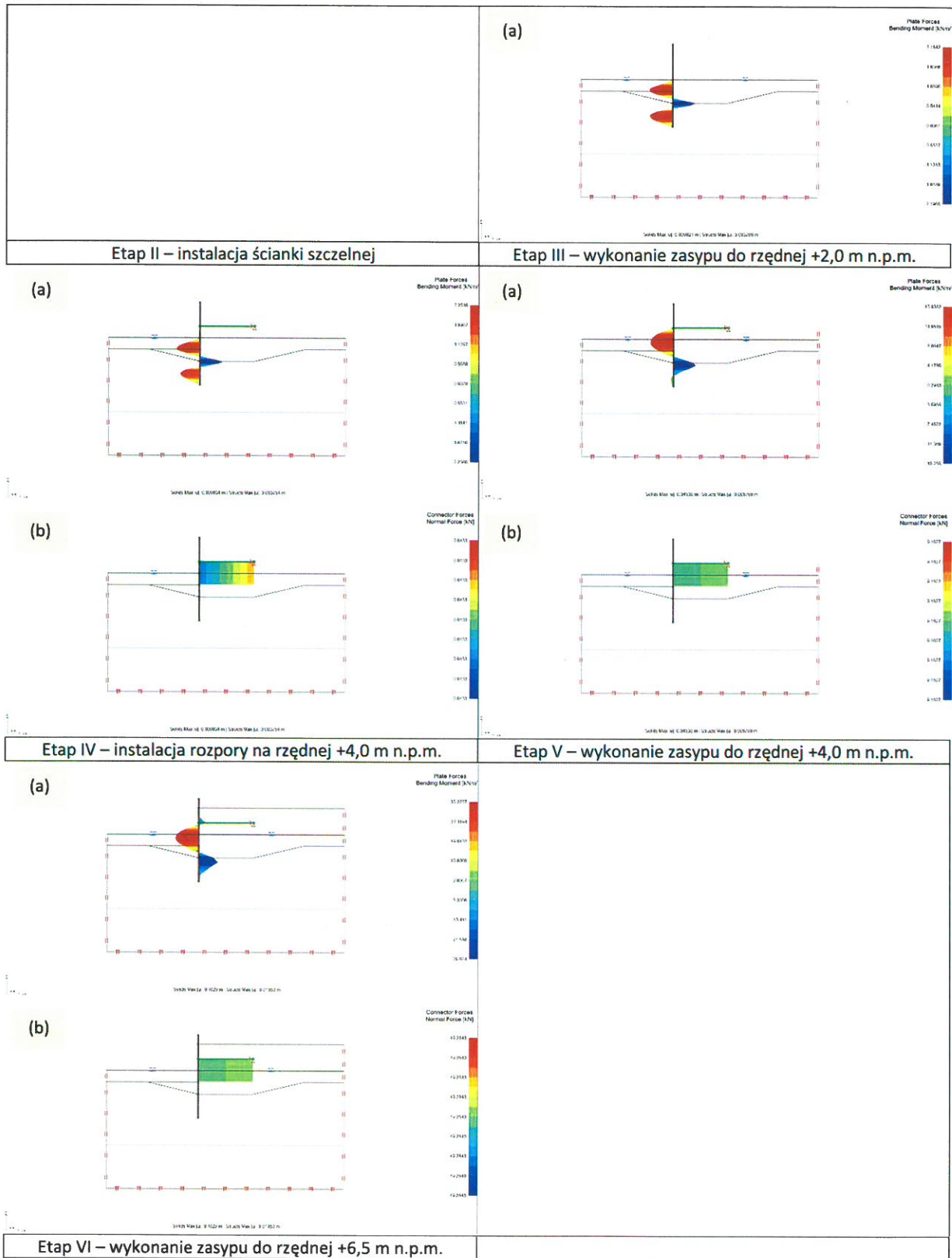
Eksploatacja – zwierciadło wody, parcie lodu +6,5 m n.p.m.

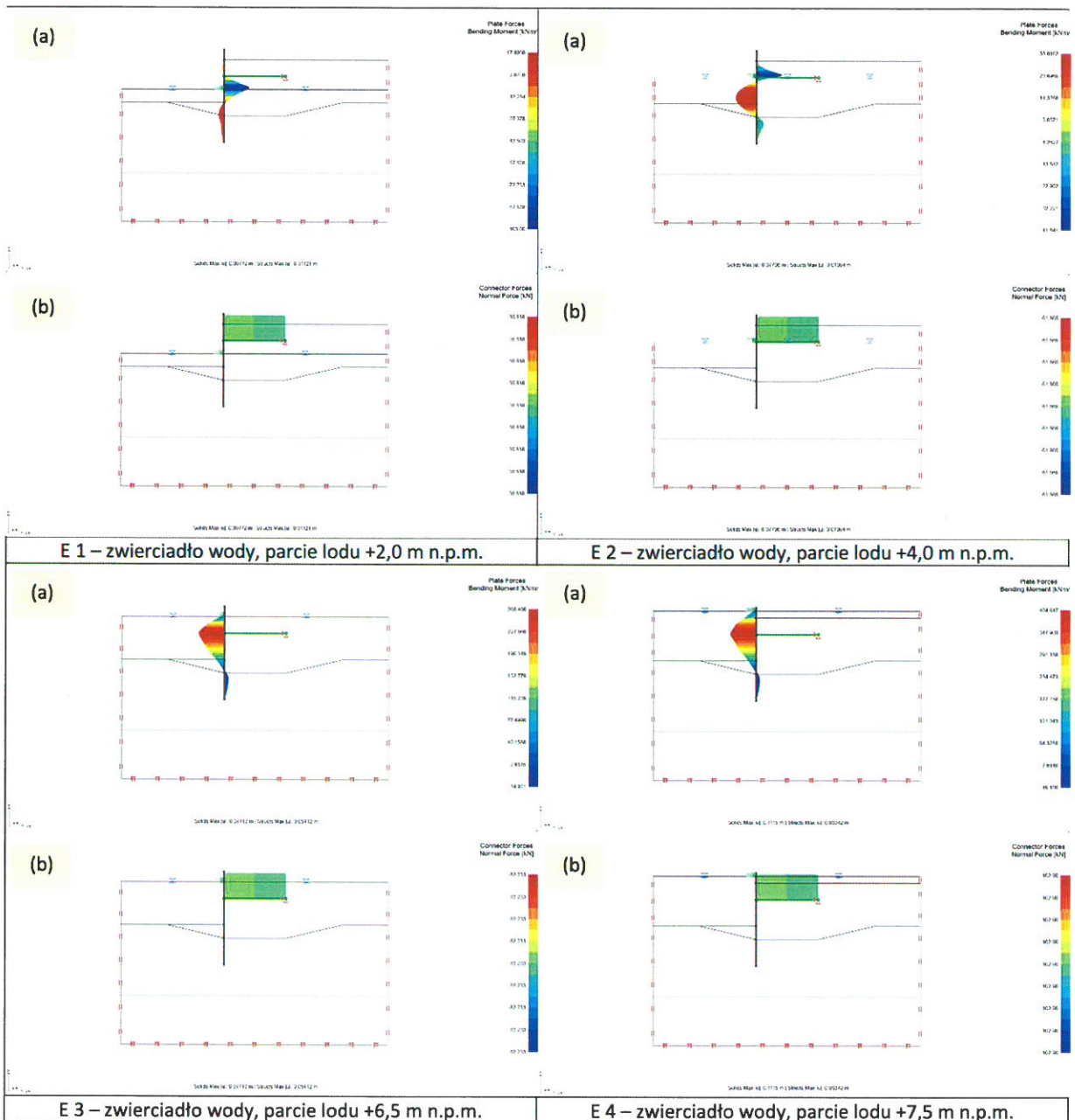


Wzrosty wodostanów i wód 2.15

Eksploatacja – zwierciadło wody, parcie lodu +7,5 m n.p.m.

Wykresy wartości obliczeniowych (a) momentów zginających i (b) sił normalnych w rozporze





W wyniku obliczeń uzyskano maksymalne wartości obliczeniowe

Moment zginający: 404,6 kNm/m (dla przypadku fazy eksploatacyjnej E 4)

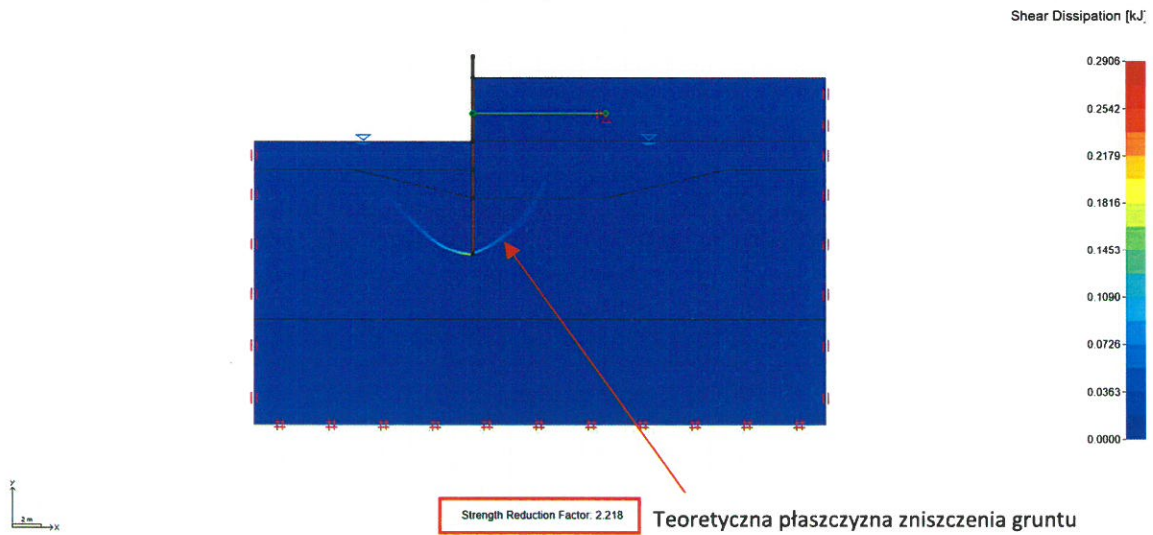
Siła normalna w rozporze:

Ściskanie: 102,9 kN/m (dla fazy eksploatacyjnej E 4)

Rozciąganie: 49,3 kN/m (dla Etap VI)

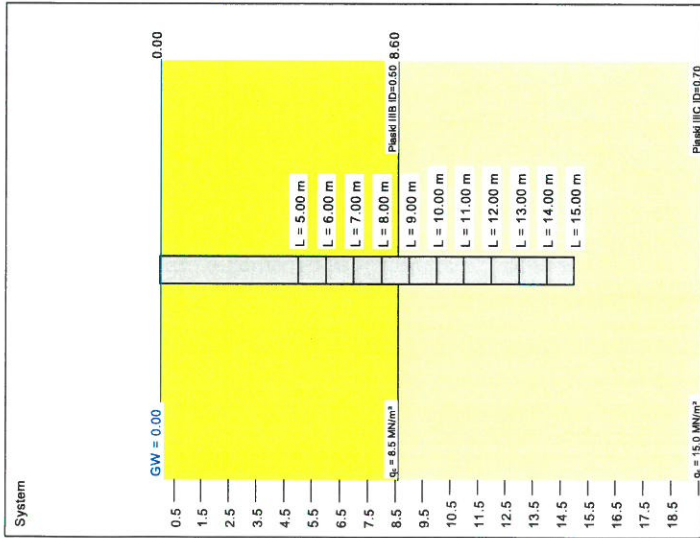
Stateczność ogólna

Minimalną wartość współczynnika stateczności ogólnej $F = 2,218$ uzyskano dla Etapu VI. Zgodnie z wymaganiami Eurokod 7 warunek stateczności jest spełniony w przypadku gdy $F \geq 1,0$

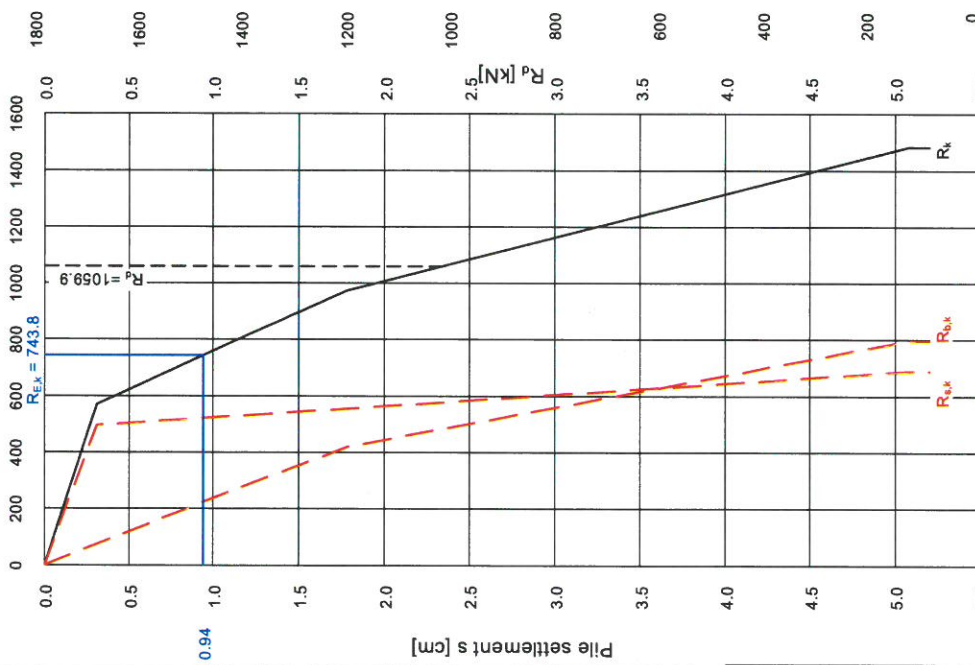


Załącznik 4

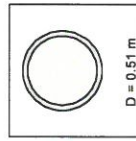
Nośność pali



Pile resistance R_k [kN]



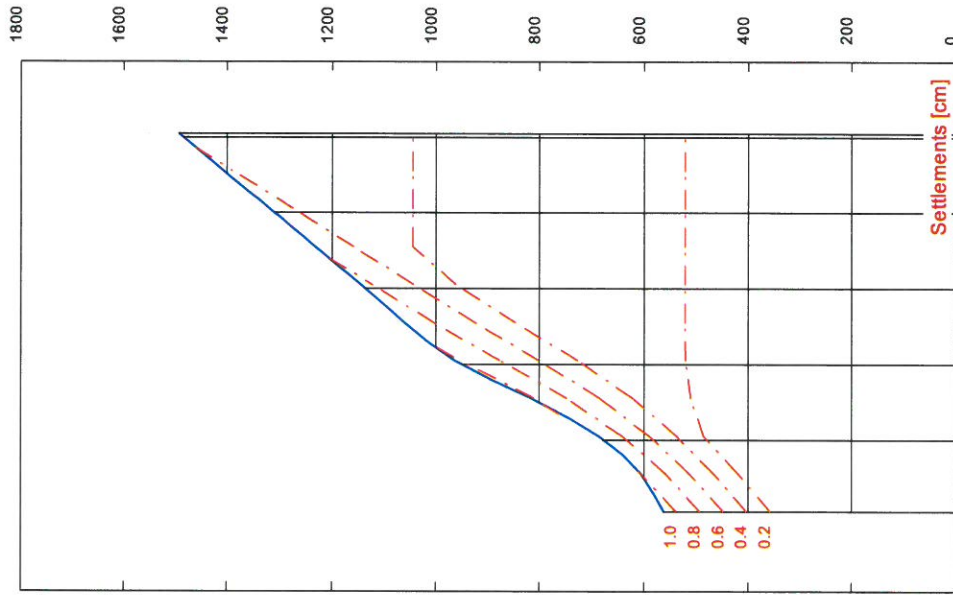
Resistance-settlement line
For pile length = 10.00 m



Soil	q_c [MN/m²]	$c_{u,k}$ [kN/m²]	$q_{b,0.95}$ [MN/m²]	$q_{b,1.0}$ [MN/m²]	$q_{s,1.0}$ [MN/m²]	$q_{s,1.0}$ [MN/m²]	Designation
1	8.5	0.0	2.440	4.653	0.0347	0.0473	Plaski IIB ID=0.50
2	15.0	0.0	4.000	7.600	0.0650	0.0950	Plaski IIC ID=0.70

GGU-AXPILE / Version 6.21 / 05.02.2017

Basis for calculation
 $\gamma_{(G,0)} = 0.500$
 $\gamma_{(G,0)} = 1.425$
 $\gamma_{(G,0)} = 0.500 \cdot \gamma_0 + (1 - 0.500) \cdot \gamma_g$
 $\gamma_{(G,0)} = 1.425$
 For $c_{u,k} < 60$ kN/m² Activated
 $\gamma_{(G,0)} = 0.500$
 $\gamma_{(G,0)} = 1.425$
 Podpora tynczasowa - Most w Tczewie
 Standard: EC 7
 Pile diameter = 0.508 m
 Groundwater = 0.00 mNHN
 Pre-cast driven pile
 $\gamma_p = 1.40$
 Open steel tube and hollow box
 Ratio (min., max.) = 0.00
 Skin friction interpolation:
 $\gamma_s = 1.50$
 For $q_c < 7.5$ MN/m² Activated
 Variable load component = 0.500



Empirical data for: Pre-cast driven pile

s/D_s	Pile end resistance $q_{p,k}$ [MN/m²]			Skin friction $q_{s,k}$ [MN/m²]		
	$q_c = 7.5$ MN/m²	$q_c = 15$ MN/m²	$q_c = 25$ MN/m²	$q_c = 7.5$ MN/m²	$q_c = 15$ MN/m²	$q_c = 25$ MN/m²
0.035	2,200 - 5,000	4,000 - 6,500	4,500 - 7,500	0.030 - 0.040	0.065 - 0.090	0.085 - 0.120
0.10	4,200 - 6,000	7,600 - 10,200	8,750 - 11,500	0.040 - 0.060	0.095 - 0.125	0.125 - 0.160
0.035	$c_{u,k} = 100$ kN/m²	$c_{u,k} = 150$ kN/m²	$c_{u,k} = 250$ kN/m²	$c_{u,k} = 60$ kN/m²	$c_{u,k} = 150$ kN/m²	$c_{u,k} = 250$ kN/m²
0.10	0.350 - 0.450	0.550 - 0.700	0.800 - 0.950	0.020 - 0.030	0.035 - 0.050	0.045 - 0.065
	0.600 - 0.750	0.850 - 1.100	1.150 - 1.500	0.020 - 0.035	0.040 - 0.060	0.055 - 0.080

D [m]	Length [m]	R_k [kN]	R_d [kN]	$R_{E,k}$ [kN]	s [cm]
0.508	5.00	788.7	563.4	395.3	1.10
0.508	6.00	849.1	606.5	425.6	1.00
0.508	7.00	951.8	687.0	482.1	0.97
0.508	8.00	1143.6	816.9	573.2	1.02
0.508	9.00	1349.7	964.0	676.5	1.03
0.508	10.00	1483.9	1059.9	743.8	0.94
0.508	11.00	1605.0	1146.4	804.5	0.86
0.508	12.00	1726.1	1232.9	865.2	0.78
0.508	13.00	1847.2	1319.4	925.9	0.70
0.508	14.00	1968.3	1405.9	986.6	0.64
0.508	15.00	2089.4	1492.4	1047.3	0.58

$R_k = R_k / (\gamma_p \cdot \gamma_{(G,0)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.425) = R_k / 1.99$ ($\gamma_{(G,0)} = 1.425$)
 $R_d =$ Characteristic pile resistance value
 $R_{E,k} =$ Design pile resistance value
 $R_{E,k} =$ Pile resistance for char. action E_k ($R_{E,k} = E_k$)
 $s =$ Settlement for char. action E_k

Załącznik 4

Rysunki