

V. OPIS TECHNICZNY

1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlano-wykonawczy budowy kładki dla pieszych przez rzekę Pełta w ciągu drogi gminnej w miejscowości Karniewo na działkach nr 263, 254 wykonany dla Gminy Karniewo. Administratorem drogi jest Gmina Karniewo z siedzibą przy ul. Pułtuskiej 3, 06-425 Karniewo.

2. Inwestor

Gmina Karniewo z siedzibą przy ul. Pułtuskiej 3, 06-425 Karniewo.

3. Jednostka projektowa

Jednostką projektową jest Biuro Projektowo-Konsultingowe „Mosty” Sławomir Leszczyński z siedzibą na ul. Warszawskiej 250/95 m. 4, 05-300 Mińsk Mazowiecki.

4. Lokalizacja inwestycji

Inwestycja zlokalizowana jest na terenie gminy Karniewo w ciągu drogi gminnej, ul. Mazowieckiej przez rzekę Pełta w m. Karniewo. Szczegółową lokalizację przebudowywanego mostu przedstawiono na rys. 1 - Plan orientacyjny.

5. Stan prawny terenu inwestycji, wykaz zainteresowanych stron

Budowa kładki dla pieszych nie będzie wymagać zmian w dotychczasowym stanie prawnym posiadania gruntów.

Projektowany obiekt inżynierski będzie się znajdował w pasie drogowym, drogi gminnej w miejscowości Karniewo, na działce nr 263 obręb Karniewo (pas drogi gminnej), stanowiącej własność Gminy Karniewo z siedzibą w Karniewie przy ul. Pułtuskiej 3.

Prace związane z zabezpieczeniem skarp rzeki przed rozmyciem w obrębie obiektu zlokalizowane będą na działce nr 254 obręb Karniewo (pas rzeki Pełta), stanowiącej własność Skarbu Państwa, której administratorem i zarządcą trwałym jest Wojewódzki Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych w Warszawie, Oddział w Ostrołęce, Inspektorat w Makowie Mazowieckim, ul. Mazowiecka 3, 06-200 Maków Mazowiecki, na co Inwestor uzyskał zgodę.

Projektowana kładka jest to obiekt przeznaczony tylko dla ruchu pieszego, a jego budowa nie spowoduje zmiany dotychczasowej klasy technicznej drogi tzn. „Z”. Zatem zgodnie z rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 roku w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód i do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego § 19 ust. 2 wody opadowe lub roztopowe pochodzące z drogi tej klasy oraz z obiektu drogowego przeznaczonego tylko dla ruchu pieszego mogą być wprowadzane do wód lub do ziemi bez oczyszczania. Zatem dla kładki nie projektuje się żadnych kolektorów zbiorczych oraz separatorów oczyszczających.

6. Podstawa opracowania

6.1. Podstawy formalno-prawne

- Umowa Nr W-7340-1/2009 z dnia 29 kwietnia 2009 roku zawarta pomiędzy Gmina Karniewo z/s przy ul. Pułtuskiej 3, 06-425 Karniewo. a Biurem Projektowo-Konsultingowym „Mosty” Sławomir Leszczyński z siedzibą na ul. Warszawskiej 250/95 m. 4, 05-300 Mińsk Mazowiecki;
- Mapa sytuacyjno-wysokościowa d/c projektowych w skali 1:500
- Kopia mapy ewidencji gruntów i budynków w skali 1:1000
- Miejscowy Plan Zagospodarowania Przestrzennego Gminy Karniewo zatwierdzony uchwałą nr XI/53/03 z dnia 23.12.2003 przez Radę Gminy Karniewo
- Decyzja o środowiskowych uwarunkowaniach zgody na realizację inwestycji nr 7616-7/09 z dnia 15.06.2009r.
- Decyzja - Pozwolenie Wodnoprawne nr z dnia 3.08.2009r wydane przez Starostwo Maków Mazowiecki
- Dokumentacja Geotechniczna Badań Podłoża Gruntowego opracowana przez Biuro Usług Geologicznych i Geotechnicznych w maju 2009r.
- Pismo z WZMiUW w Warszawie, Oddział w Ostrołęce, Inspektorat w Makowie Mazowieckim w sprawie warunków technicznych realizacji inwestycji nr 26/IO/MM/4105/06/2009 z dnia 17.06.2009r.
- Ustawa z dnia 10 kwietnia 2003 r. o szczególnych zasadach przygotowania i realizacji inwestycji w zakresie dróg publicznych (Dz. U. Nr 80 poz. 721 z późniejszymi zmianami);
- Ustawa z dnia 21 sierpnia 1997r. o gospodarce nieruchomościami (Dz. U. Nr 115 poz. 741 z późniejszymi zmianami).
- Prawo Budowlane z dnia 7 lipca 1994 r., (tekst jednolity z 2006 r. - Dz. U. Nr 156 poz. 1118, z późniejszymi zmianami);
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r., w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430);
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 z dnia 3 sierpnia 2000 r.);
- Uzgodnienia i ustalenia koncepcji budowy kładki z Zamawiającym – Gmina Karniewo;
- Inwentaryzacja istniejącego mostu wykonana przez Biuro Projektowo-Konsultingowe „Mosty” Sławomir Leszczyński w dniu 18.11.2008 r.;
- Normy projektowe
 - PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
 - PN-77/S-10050 Stalowe Konstrukcje Mostowe. Wymagania i Badania.
 - PN-82/S-10052 Obiekty Mostowe. Konstrukcje Stalowe. Projektowanie.
 - PN-86/B-02480 Grunty Budowlane, Określenia Symbole...
 - PN-88/B-06250 Beton zwykły.
 - PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli...

6.2. Poprzednie stadia projektu

Wcześniejsze stadia projektu nie występują.

7. Warunki geotechniczne i hydrauliczne

Dokumentacja geotechniczna badań podłoża gruntowego do projektu budowy kładki dla pieszych przez rzekę Pełtę w ciągu drogi gminnej w m. Karniewo została przedstawiona w załączniku niniejszego opracowania i została sporządzona przez Biuro Usług Geologicznych i Geotechnicznych – Dariusz Kisielski. Dla projektowanego obiektu nie przeprowadzono szczegółowych obliczeń hydrologicznych, i przyjęto światło poziome z pewnym zapasem $B_k=12,50\text{m}$ w analogi do istniejącego mostu. Również projektowany przekrój poprzeczny koryta rzeki nie uległ zmniejszeniu. W przypadku projektowanej kładki dla pieszych z uwagi na obiekt jednoprzęsłowy, warunki hydrauliczne przepływu wód miarodajnych o wysokich stanach są wiele korzystniejsze niż w przypadku istniejącego mostu dwuprzęsłowego z podporą pośrednią usytuowaną w środku koryta rzeki, która wprowadza dodatkowe ograniczenia i zawirowania przepływającej rzeki.

8. Stan istniejący

Obecnie w ciągu drogi gminnej nad rzeką Pełta znajduje się stały most drogowy. Obiekt jest położony w planie w obrębie krzywej przejściowej drogi. Oś podłużna mostu krzyży się z osią rzeki pod kątem 83° .

8.1. Konstrukcja nośna mostu

Istniejący obiekt jest to dwuprzęsłowy most żelbetowy, monolityczny o schemacie statycznym w formie dwóch belek swobodnie podpartych, oddzielonych na podporze środkowej dylatacją. Ustrój nośny przęseł stanowią żelbetowe dźwigary, na których wylana jest płyta żelbetowa z wyprofilowanymi wspornikami. W przekroju poprzecznym znajduje się 5 w/w dźwigarów, przy czym 4 dźwigary mają wymiary $23 \times 42\text{ cm}$, natomiast dźwigar środkowy jest szerszy a jego przekrój ma wymiary $66 \times 42\text{ cm}$. Szerokość w świetle między dźwigarami to około 80 cm , z kolei wysięg wsporników to 70 cm . Dźwigary są połączone żelbetowymi poprzecznkami, na każde przęsło przypadają po 4 poprzecznicę, po dwie podporowe i po dwie przęsłowe.

8.2. Podpory mostu.

Podpory skrajne przęseł stanowią pełnościennie, masywne przyczółki betonowe. Skrzydła obu przyczółków odchylają się od osi podłużnej mostu, zapewniając więcej miejsca w obrębie dojazdów do mostu. Podpora środkowa jest to filar w formie ściany z wyprofilowaną izbicą od strony górnej wody długości około $6,5\text{ m}$.

8.3. Wyposażenie mostu.

Ruch na obiekcie jest zabezpieczony przez stalowe balustrady o wysokości 100 cm . Na płycie pomostu wylana jest kilkuwarstwowa nawierzchnia z asfaltobetonu ułożona na podbudowie kruszywowej. Sama płyta pomostu jest zaizolowana papą termozgrzewalną.

8.4. Otoczenie obiektu.

Teren wokół obiektu jest porastany przez trawy i chwasty. Stożki nasypów są nieumocnione, miejscami rozmyte. Koryto rzeki w obrębie obiektu jest drożne, niezarośnięte, woda ma możliwość swobodnego przepływu. Zasadnicze koryto rzeki usytuowane jest niesymetrycznie względem obiektu i znajduje się przęsłe mostowym od strony m. Ciechanów. To ono prowadzi większość wody przy jej niskich i średnich stanach,

natomiast pod drugim przęsłem od strony Makowa Maz. poziom koryta jest znacznie wyższy i stanowi on tzw. taras zalewowy, który jest wykorzystywany przy wysokich stanach wody w rzece.

Podstawowe parametry geometryczne istniejącego mostu.

- rozpiętość teoretyczna mostu: 2x6,5 m,
- światło poziome: 6,10 + 5,90 m,
- światło pionowe: ok. 2,2 m
- długość całkowita obiektu: 20,80 m,
- długość konstrukcji nośnej: 13,55 m,
- szerokość całkowita pomostu: 6,10 m,
- szerokość użytkowa pomostu: 5,57 m,
- szerokość jezdni: 4,0 m.

9. Kolidzje

W obrębie projektowanego obiektu nie występują żadne urządzenia obce oraz nadziemne i podziemne sieci kablowe. Nie przewiduje się także przeprowadzania jakichkolwiek urządzeń obcych przez konstrukcję kładki.

10. Opis rozwiązań projektowych

10.1. Dane ogólne

Obok równoległe do istniejącego mostu drogowego, znajdującego się w ciągu drogi gminnej, projektuje się oddzielną przeprawę dla ruchu pieszego w postaci kładki dla pieszych. Kładka zostanie wybudowana w odległości ok. 1,70m od gzymsu istniejącego mostu. Oś podłużna kładki będzie krzyżowała się z osią rzeki pod kątem prostym. Projektowana kładka będzie miała schemat statyczny ramy jednoprzęsłowej zamkniętej.

Podstawowe parametry techniczne przebudowanego obiektu:

- rozpiętość teoretyczna kładki: 13,10 m,
- światło poziome: 12,50 m,
- światło pionowe: 2,60 m
- długość całkowita obiektu: 18,90 m,
- szerokość całkowita pomostu: 2,40 m,
- szerokość użytkowa pomostu: 2,0 m
- nośność użytkowa kładki: 4,0 kN/m²
- kąt skrzyżowania obiektu z przeszkodą 90°

10.2. Ustrój niosący

Rygiel ramy zaprojektowano w formie konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej. Konstrukcję stalową stanowią dwa dźwigary z walcowanych dwuteowników o wysokości 450 mm połączonych ze sobą poprzecznkami z walcowanych ceowników C240. Ceowniki zaprojektowano jako przykręcane do dźwigarów głównych za pomocą śrub zgrubnych M16, w rozstawie co 2,50 m. Dźwigary stalowe zostaną zatopione w żelbetowych podporach skrajnych. Konstrukcję stalową kładki należy wykonać ze stali typu S235JRG3 a następnie zabezpieczyć antykorozyjnie zestawem farb epoksydowo-poliuretanowych gr. 250µm

dopuszczonych przez IBDiM. Nad dźwigarami zostanie wylana płyta żelbetowa o średniej grubości 15,25 cm, zespolona z dwuteownikami za pomocą kątowników równoramiennych 60x60x8 oraz prętów zbrojeniowych $\varnothing 12$ przyspawanych do górnych półek dźwigarów stalowych. Płyta żelbetowa w przekroju poprzecznym zostanie tak wyprofilowana, aby utworzyć dwustronny spadek daszkowy o wartości 2%, zapewniający sprawne odprowadzanie wód opadowych z powierzchni płyty kładki. Do wykonania płyty pomostu przewidziano stal zbrojeniową klasy A-IIIIN (BSt500S) oraz beton klasy B40.

10.3. Podpory mostu

Podpory skrajne zaprojektowano w postaci żelbetowych przyczółków pełnościennych, masywnych, nieobsypanych od strony ich korpusów. Grubość korpusu przyczółków to 60 cm, grubości skrzydeł 25 cm. Jako materiały na wykonanie przyczółków kładki zaprojektowano stal zbrojeniową klasy A-IIIIN (BSt500S) oraz beton klasy B40. Zasypkę przyczółków należy wykonać z pospółki naturalnej.

Podpory przewidziano jako posadowione pośrednio na studniach żelbetowych o długości 2,0 m i średnicy zewnętrznej $\varnothing 120$ cm wykonane z betonu klasy B30. Po wykonaniu wykopów do poziomu posadowienia studni należy potwierdzić przyjęte parametry warstw geotechnicznych do projektu budowlanego. Zaprojektowano po dwie studnie na każdą z podpór. Studnie zostaną od góry zwieńczone ławą żelbetową o przekroju 1,0x0,5 m wykonaną z betonu klasy B30. Wieniec żelbetowy zostanie wykonany na warstwie betonu wyrównującego gr. 20 cm i klasy B10. Przed przystąpieniem do wypełniania betonem studni, należy w nich umieścić zbrojenie, które zespoli beton wypełniający studnie z ich oczepem oraz korpusem przyczółka.

10.4. Wyposażenie mostu oraz elementy jego otoczenia

10.4.1. Balustrada

Ruch pieszych na obiekcie zostanie zabezpieczony balustradami szczeblinkowymi wykonanymi z płaskowników stalowych ze stali klasy S235JRG3. Wysokość balustrady będzie wynosiła 110cm. Balustrady szczeblinkowe należy wykonać z rozstawem słupków co 1,0m (wg rysunków konstrukcyjnych). Słupki balustrady należy przyspawać do marek zabetonowanych w płycie pomostu. Marki należy przykryć nawierzchnio-izolacją.

Balustradę należy zabezpieczyć antykorozyjnie przez cynkowanie ogniowe gr 85 μ m.

10.4.2. Izolacje

Wszystkie odsłonięte powierzchnie betonowe, stale stykające się z gruntem należy zabezpieczyć izolacją rozprządzaną na zimno wykonaną z materiału epoksydowo-bitumicznego. Powierzchnie, które należy w ten sposób zabezpieczyć to:

- powierzchnie betonowego fundamentu umocnienia stożków,
- wewnętrzne powierzchnie korpusów i skrzydełek przyczółków od strony zasyпки,
- zewnętrzne powierzchnie skrzydełek przyczółków, obsypane stożkami skarpowymi.
- zewnętrzne powierzchnie kręgów betonowych przeznaczonych na studnie, przed ich zagłębieniem w gruncie.

10.5.4. Nawierzchnie

Na płycie pomostu zostanie wykonana nawierzchnio-izolacja z żywic epoksydowo-poliuretanowych o grubości min. 5mm. Nawierzchnio-izolację należy także ułożyć na zabetonowanych w płycie pomostu markach balustrady.

10.5.5. Umocnienia stożków skarpowych

Wszystkie cztery stożki skarpowe zostaną poddane reprofilacji a następnie umocnione powierzchniowo prefabrykowanymi drobnowymiarowymi elementami betonowymi na podsypce cementowo-piaskowej 1:4 gr. 10cm. Szczegółowy zakres umocnień przedstawiony został na rysunkach ogólnych w części rysunkowej opracowania.

U podnóża umacnianych stożków zostanie wykonany betonowy fundament oporowy umocnienia tych stożków. Fundament ten zostanie wykonany na warstwie betonu wyrównującego klasy B10 i gr. 10cm. Opisywany fundament zostanie wykonany z betonu klasy B30, jego grubość będzie wynosiła 30cm natomiast wysokość 70cm.

W obrębie dojść do kładki istniejący nasyp drogowy zostanie poszerzony a następnie poddany humusowaniu wraz z obsianiem trawą.

10.5.6. Ścieki skarpowe

Na skarpach zlokalizowanych od strony mostu istniejącego zostaną wykonane prefabrykowane ścieki skarpowe, które odprowadzą na brzeg rzeki wodę zebraną z powierzchni kładki oraz jego dojazdów. Ścieki skarpowe należy wykonać wg KPED karta nr 01.25.

Woda ze ścieków zostanie wyprowadzona bezpośrednio na umocnienie brzegu rzeki w postaci materacy gabionowych.

10.5.8. Umocnienie koryta rzeki

Bezpośrednio pod kładką oraz w jej obrębie koryto rzeki zostanie uregulowane i umocnione materacami gabionowymi gr. 23cm na warstwie geowłókniny. Opisywane umocnienie należy wykonać na długości 7,0m oraz na całej szerokości koryta rzeki oraz jej brzegów w świetle mostu.

10.6. Zabezpieczenie antykorozyjne stali

10.6.1. Analiza środowiska korozyjnego

Przebudowywany most znajduje się na terenie doliny rzeki Pełta. Koryto rzeki przebiega na obszarach wiejskich, gdzie atmosfera posiada niską zawartość zanieczyszczeń i przeważa klimat suchy. Agresywność korozyjną atmosfery wg PN-EN ISO 12944-2 można określić jako słabą C2, jednak ze względu na położenie mostu – dość wilgotny mikroklimat rzeki Pełta, sklasyfikowano ją jako średnia C3. Obiekt położony jest w dolinie rzeki Pełta, gdzie występuje lokalnie bujna roślinność, w pobliżu brak jest większych aglomeracji. Stężenie SO₂ w rejonie przebudowywanego obiektu jest małe.

10.6.2. Wykaz czynników, które wpływają na wybór systemu malarskiego

Na wybór systemu malarskiego wpływ miały:

- analiza środowiska korozyjnego,
- analiza typu konstrukcji,
- analiza środowiska naturalnego.

10.6.3. Wskazanie w konstrukcji zabezpieczeń „pułapek korozyjnych”, które muszą być specjalnie zabezpieczone

Na etapie projektu wykonawczego projektant zgodnie z wytycznymi Zamawiającego (Inwestora) oraz obowiązującymi przepisami starał się uniknąć „pułapek korozyjnych”.

Zastosowanie dźwigarów z profili walcowanych ma na celu:

- zapewnienie pełnej dostępności powierzchni w celu wykonania powłok antykorozyjnych oraz łatwej możliwości późniejszych bieżących oględzin konstrukcji,
- zapobieganie tworzenia się miejsc zastoju wody i osadów poprzez użyte przekroje z brakiem przestrzeni wewnętrznych

10.6.4. Wybór właściwego do planowanej trwałości i środowiska korozyjnego systemu powłokowego

Elementy konstrukcyjne

Przewidziano zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowych w postaci powłok malarskich tworzących jeden system i posiadający Aprobata Techniczną IBDiM. Zabezpieczeniu antykorozyjnemu podlegają:

- część stalowa ustroju nośnego bez powierzchni zabetonowywanych, czyli dźwigary oraz poprzecznice,

Powierzchnie stalowe muszą być suche, czyste, odpylone, pozbawione zanieczyszczeń, oleju, tłuszczu itp. Podłoże powinno być oczyszczone metodą strumieniowo-ścierną do stopnia czystości Sa3. Oczyszczone powierzchnie stalowe należy pokryć zestawem farb epoksydowo-poliuretanowych o grubości 250 µm.

Ilość warstw powłok malarskich i ich grubość powinny być zgodne z Aprobata Techniczną IBDiM oraz „Kartą technologiczną” systemu malarskiego.

W skład systemu malarskiego powinny wchodzić:

- warstwa gruntująca,
- warstwa podkładowa,
- warstwa wierzchnia.

Wierzchnia warstwa winna być w kolorze zgodnym z kolorystyką obiektu. Kolor obiektu określa Zamawiający.

Projekt technologiczny zabezpieczenia antykorozyjnego konstrukcji stalowej pomostu opracowuje Wykonawca. Przyjęto do zastosowania system powłokowy do zabezpieczania konstrukcji stalowej w wytwórni, system malarski (W1), na który składa się :

1. przygotowanie powierzchni do stopnia Sa3 wg PN-ISO 8501-1
2. pomalowanie systemem malarskim farbami na bazie żywic EP i PUR:
 - grunt epoksydowy (EP)
 - międzywarstwa - epoksydowa z wypełniaczem płatkowym HB

- nawierzchniowa - polieuretanowa alifatyczna, akrylowa o docelowej kolorystyce grub. 75mm.

Grubość całkowita powłok malarskich 250µm . Minimalna trwałość zabezpieczenia - 25 lat .

Styki montażowe i miejsca połączeń elementów konstrukcji należy na budowie oczyścić, nałożyć powłoki malarskie, tak jak wykonane w wytwórni. Wszystkie roboty związane z wykonywaniem zabezpieczeń antykorozyjnych konstrukcji stalowych należy wykonywać według „Zaleceń dotyczących wykonywania i odbioru antykorozyjnych zabezpieczeń konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych” GDDP 1999 r. i nowelizacja z 2006 r. oraz przedmiotowych norm. Przyjętą kolorystykę powłok malarskich należy uzgodnić z Inwestorem.

System ochronny o takich parametrach powinien zapewnić możliwie długi okres trwałości zabezpieczenia antykorozyjnego.

Wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego konstrukcji stalowej powinno być zgodne z „Kartami technologicznymi” i Aprobatami Technicznymi IBDiM stosowanych materiałów, z wymaganiami Specyfikacji Technicznych dotyczącej wykonywania zabezpieczeń antykorozyjnych konstrukcji stalowych, Dokumentacją Techniczną Zabezpieczenia Antykorozyjnego.

Elementy wyposażenia

Elementy poręczy, balustrad powinny być zabezpieczone antykorozyjnie poprzez cynkowanie ogniowe o grubości 85µm. Łączniki stalowe śruby winny być również ocynkowane na grubość min. 50 µm lub wykonane ze stali odpornej na korozję. Elementy kotwiące balustrad wykonać z materiałów odpornych na korozję lub odpowiednio zabezpieczonych np. poprzez cynkowanie ogniowe o grubości min. 75 µm. Należy cynkować wyłącznie część elementu kotwiącego, która nie jest zabetonowywana.

10.6.5. Dostosowanie systemu powłokowego do planowanego przygotowania powierzchni

Wykonanie powłok malarskich zakłada przygotowania powierzchni do stopnia czystości Sa3 wg PN-ISO 8501-1. Warunki uzyskania takiej czystości powinny być zawarte w Planie zapewnienia jakości i ciężą na Wykonawcy. Dalsze warstwy zabezpieczenia antykorozyjnego powinny być nanoszone na podłoże uprzednio przygotowane wg warunków zawartych w specyfikacjach danego producenta.

10.6.6. Wymagania ekologiczne uwzględniające ochronę środowiska, ochronę użytkowników dróg na obiekcie i w jego otoczeniu oraz wymagania BHP

W wytwórni występują następujące zagrożenia dla środowiska:

- w czasie procesu przygotowania powierzchni - w postaci dużej emisji pyłów podczas obróbki strumieniowo-ścierniej,
- podczas malowania - w postaci emisji części lotnych rozpuszczalników farb.

Przeciwdziałaniem dla emisji pyłów jest stosowanie ścierniwa do czyszczenia strumieniowo-ściernego w obiegu zamkniętym. Stąd zalecenie wstępnego czyszczenia materiałów hutniczych w celu eliminacji intensywnego czyszczenia w dalszych fazach wytwarzania konstrukcji oraz tam gdzie jest to możliwe, stosowanie urządzeń czyszczących, działających w obiegu zamkniętym. Pozwala to również na zmniejszenie ilości odpadów dzięki zastosowaniu ścierniwa wielokrotnego użycia.

Emisja części lotnych rozpuszczalników może być znacznie ograniczona w wyniku stosowania farb o dużej zawartości, części stałych ("high solid"), lub farb wodnych. Należy dążyć do ograniczenia zawartości rozpuszczalników do 40% objętości.

W czasie eksploatacji obiektu inżynierskiego - po latach od wykonania wystąpi konieczność częściowego lub całkowitego usunięcia starych powłok. Przy najstaranniejszym zabezpieczeniu osłonami nie można wykluczyć, że część pyłów podczas czyszczenia zostanie wyemitowana do atmosfery, co w konsekwencji spowoduje nadmierne skażenie metalami stanowiącymi pigment w farbach. Szczególnie groźne dla środowiska są metale ciężkie. Z tego względu w obiektach inżynierskich należy wykluczyć; stosowanie farb zawierających pigmenty, w których są związki ołowiu i chromu.

Warunki BHP oraz ogólne dopuszczalne skażenie środowiska powinny być zgodne z obowiązującym stanem prawnym podczas wykonywania i renowacji zabezpieczeń antykorozyjnych zarówno w wytwórni jak i na budowie

10.6.7. Ograniczenia czasowe wynikające ze względów klimatycznych i właściwości materiałów

Podczas wykonywania powłok zabezpieczających powinny być spełnione następujące warunki:

- temperatura podłoża powinna być minimum 3°C wyższa od temperatury punktu rosy,
- temperatura podłoża i otoczenia oraz wilgotność względna powinny być zgodne z wymaganiami zawartymi w karcie produktu danego producenta,
- po 15 września wszelkie prace powinny być wykonywane pod osłonami z możliwością regulacji temperatury i wilgotności.

10.6.8. Wymagania dotyczące sposobów aplikacji

Wymagania odnośnie aplikacji powinny być zawarte w Planie zapewnienia jakości. Aplikacja musi być zgodna z warunkami zawartymi w kartach katalogowych producenta systemu powłok antykorozyjnych.

10.6.9. Instrukcja przyszłej konserwacji i renowacji systemu powłokowego

Konserwacja i renowacja systemu powłokowego powinna odbywać się zgodnie z wytycznymi zawartymi w Zaleceniach do wykonywania i odbioru antykorozyjnych zabezpieczeń konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych oraz w kartach technologicznych Producenta. Zakres niezbędnych prac renowacyjnych powinien być określany na podstawie przyszłych przeglądów obiektów.

10.7. Zabezpieczenie antykorozyjne betonu

Przewidziano zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonowych w postaci powłok malarskich tworzących jeden system i posiadający Aprobatę Techniczną IBDiM. Zaprojektowano użycie powłok malarskich sztywnych, z minimalną zdolnością pokrywania zarysowań.

11. Wyciąg z obliczeń statycznych – wytrzymałościowych.

11.1. Cel i zakres obliczeń

Poniżej przedstawiono podstawowe wyniki z obliczeń statycznych projektowanej kładki dla pieszych na rzece Pełta w ciągu drogi gminnej w m. Karniewo. Kładka ma być dostosowana do przeniesienia ruchu pieszego o klasie obciążenia 4,0 kN/m² zgodnie z normą PN-85/S-10030. W obliczeniach sprawdzono naprężenia występujące w stali zbrojeniowej oraz w betonie oraz ugięcia przy obciążeniu przewidzianym w/w normą.

11.2. PODSTAWA OPRACOWANIA

Do wykonania obliczeń wykorzystano następujące normy, przepisy, archiwalne dokumentacje oraz programy:

- PN-91/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia”
- PN-91/S-10042 „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”
- PN-81-B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.”
- AutoCAD
- Robot Millenium v.20.0

11.3. OPIS OBIEKTU

11.3.1. INFORMACJE OGÓLNE

Projektuje się oddzielną przeprawę dla ruchu pieszego w postaci kładki dla pieszych. Kładka zostanie wybudowana w odległości ok. 1,70m od gzymsu istniejącego mostu. Oś podłużna kładki będzie krzyżowała się z osią rzeki pod kątem prostym. Projektowana kładka będzie miała schemat statyczny ramy jednoprzęsłowej zamkniętej.

Podstawowe parametry techniczne przebudowanego obiektu:

- rozpiętość teoretyczna kładki:	13,10 m,
- światło poziome:	12,50 m,
- światło pionowe:	2,60 m
- długość całkowita obiektu:	18,90 m,
- szerokość całkowita pomostu:	2,40 m,
- szerokość użytkowa pomostu:	2,0 m
- nośność użytkowa kładki:	4,0 kN/m ²
- kąt skrzyżowania obiektu z przeszkodą	90°

11.3.2. Ustrój niosący

Rygiel ramy zaprojektowano w formie konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej. Konstrukcję stalową stanowią dwa dźwigary z walcowanych dwuteowników o wysokości 450 mm połączonych ze sobą poprzecznkami z walcowanych ceowników C240. Ceowniki zaprojektowano jako przykręcane do dźwigarów głównych za pomocą śrub zgrubnych M16, w rozstawie co 2,50 m. Dźwigary stalowe zostaną zatopione w żelbetowych podporach skrajnych. Konstrukcję stalową kładki należy wykonać ze stali typu S235JRG3 a następnie zabezpieczyć antykorozyjnie zestawem farb epoksydowo-poliuretanowych gr. 250µm dopuszczonych przez IBDiM. Nad dźwigarami zostanie wylana płyta żelbetowa o średniej grubości 15,25 cm, zespolona z dwuteownikami za pomocą kątowników nierównoramiennych 60x60x8 oraz prętów zbrojeniowych Ø12 przyspawanych do górnych półek dźwigarów stalowych. Płyta żelbetowa w przekroju poprzecznym zostanie tak wyprofilowana, aby utworzyć dwustronny spadek daszkowy o wartości 2%, zapewniający sprawne odprowadzanie wód opadowych z powierzchni płyty kładki. Do wykonania płyty pomostu przewidziano stal zbrojeniową klasy A-IIIN (BSt500S) oraz beton klasy B40.

Budowa kładki dla pieszych na rzece Pełta w ciągu drogi gminnej przy ul. Mazowieckiej w m. Karniewo

11.3.3. Podpory kładki

Podpory skrajne zaprojektowano w postaci żelbetowych przyczółków pełnościennych, masywnych, nieobsypanych od strony ich korpusów. Grubość korpusu przyczółków to 60 cm, grubości skrzydeł 25 cm. Jako materiały na wykonanie przyczółków kładki zaprojektowano stal zbrojeniową klasy A-IIIIN (BSt500S) oraz beton klasy B40. Zasypkę przyczółków należy wykonać z pospółki naturalnej.

Podpory przewidziano jako posadowione pośrednio na studniach żelbetowych o długości 2,0 m i średnicy zewnętrznej $\varnothing 120$ cm wykonane z betonu klasy B30. Zaprojektowano po dwie studnie na każdą z podpór. Studnie zostaną od góry zwieńczone ławą żelbetową o przekroju 1,0x0,5 m wykonaną z betonu klasy B30. Wieniec żelbetowy zostanie wykonany na warstwie betonu wyrównującego gr. 20 cm i klasy B10. Przed przystąpieniem do wypełniania betonem studni, należy w nich umieścić zbrojenie, które zespoli beton wypełniający studnie z ich oczepem oraz korpusem przyczółka.

11.4. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE

Wszystkie wartości ciężarów własnych oraz współczynników odciążających i dociążających przyjęto zgodnie z PN-85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia”. W obliczeniach uwzględniono:

- ciężar własny konstrukcji nośnej
- ciężar wyposażenia (nawierzchni0-izolacja, balustrady)
- obciążenie tłumem pieszych
- obciążenia zmianami temperatury
- obciążenia skurczem
- uwzględniono pełzanie betonu

Wielkości poszczególnych sił wewnętrznych otrzymano w wyniku obliczeń przeprowadzonych w programie Robot Millenium v.20.0.li Naprężenia w stali i betonie obliczono także w w/w programie.

Do obliczeń przyjęto następujące materiały:

- beton płyty pomostu oraz przyczółków – klasa B40
- stal konstrukcyjna – S235JRG3

Poniżej zestawiono normowe ciężary własne elementów konstrukcyjnych i wyposażenia mostu oraz wykorzystane do obliczeń obciążenia jednostkowe dla obciążeń ruchomych wraz ze współczynnikami bezpieczeństwa użyte do obliczeń wraz z ich wartościami.

Tab. 1. Zestawienie ciężarów i obciążeń jednostkowych:

L.p.	Typ obciążenia	Wartość	Jednostka	Wsp. doc.	Wsp. odc.
1	Obciążenia stałe				
1.1	Ciężar własny elementów żelbetowych	26,0	kN/m ³	1,2	0,9
1.2	Ciężar własny elementów stalowych	78,5	kN/m ³	1,2	0,9

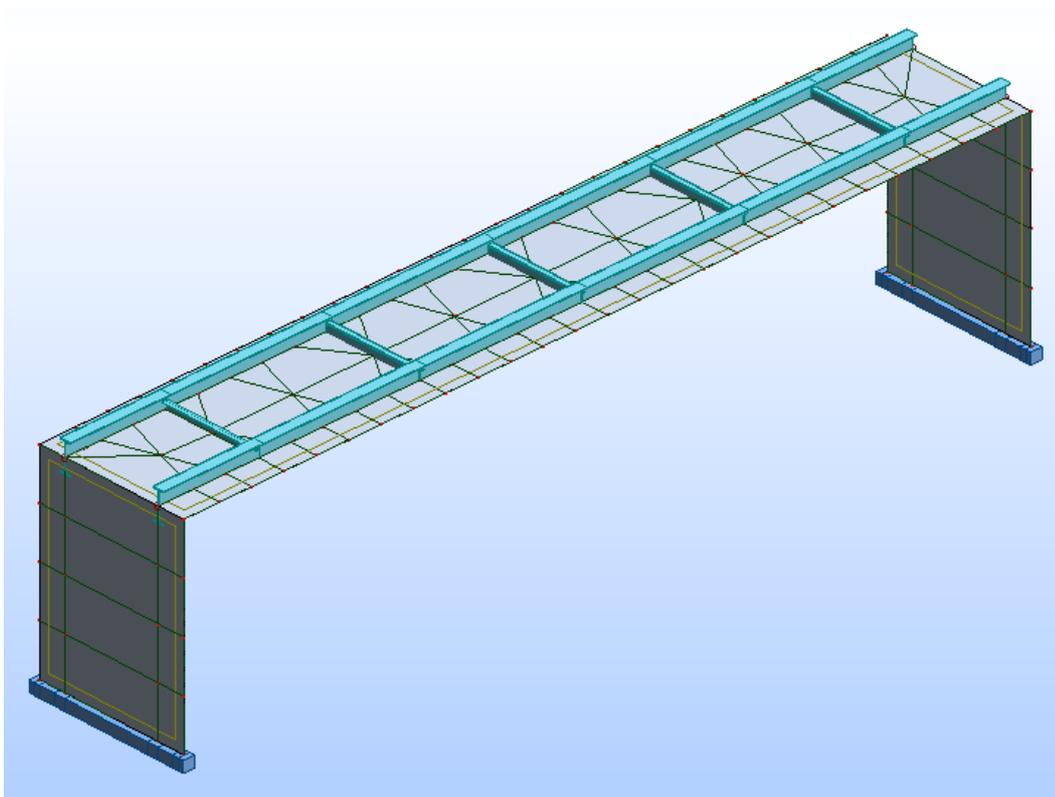
1.3	Ciężar balustrady szczeblinkowej		0,50	kN/m	1,5	0,9
1.4	Ciężar gzymsu prefabrykowanego		0,40	kN/m	1,5	0,9
1.5	Równomierne ogrzanie		+40	K	1,3	0,9
1.6	Równomierne ochłodzenie		-25	K	1,3	0,9
1.7	Parcie gruntu	minimalne	1,07	kN/m ²	1,25	0
		maksymalne	14,42	kN/m ²	1,25	0
2	Obciążenia zmienne					
2.1	Tłum pieszych		4,0	kN/m ²	1,3	0,0
2.2	Różnica temperatur		12	K	1,3	0,0

11.5. MODEL OBLICZENIOWY

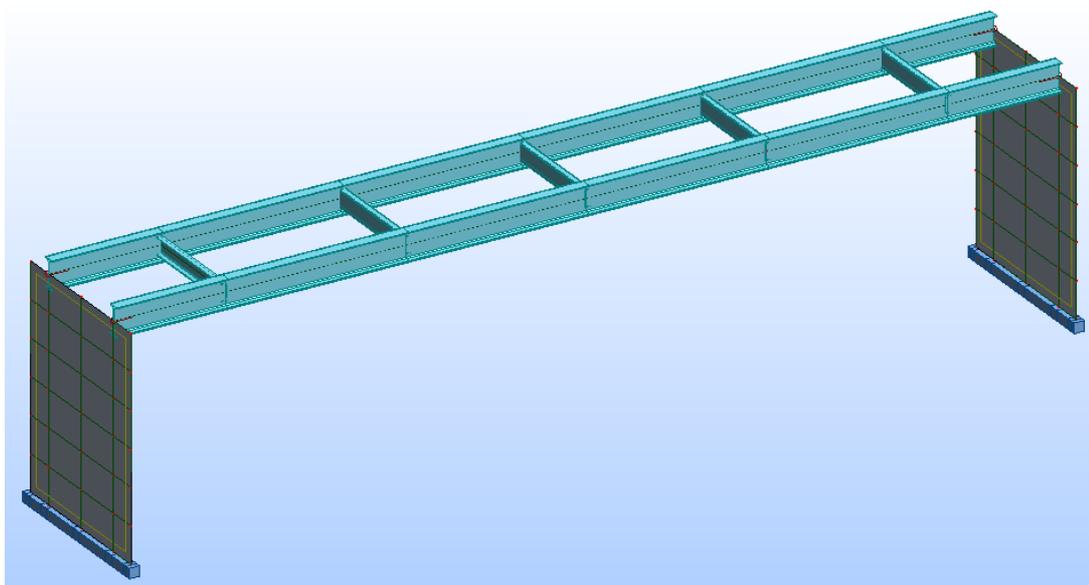
Obiekt zamodelowano w postaci modeli powłokowych zespolonych z elementami belkowymi. Panelami zamodelowano korpusy przyczółków oraz zespoloną płytę pomostu, z kolei belkami zamodelowano dźwigary stalowe oraz poprzecznice.

Dodatkowo, w celu sprawdzenia naprężeń w konstrukcji stalowej obciążonej mokrym betonem płyty pomostu, wykonano model obliczeniowy, w którym występują jedynie belki modelujące dźwigary i poprzecznice oraz podpory w formie pionowych paneli. Belki obciążono ciężarem mokrego betonu przypadającym na dany dźwigar stalowy – faza I pracy konstrukcji zespolonej.

Poniżej pokazano model obliczeniowy ruszty wykorzystany do obliczeń jego wymiary odpowiadają rzeczywistym wymiarom projektowanej konstrukcji. Widoczne są osie elementów konstrukcyjnych oraz towarzyszące im elementy poprzeczne.



Rys. 1. Model obliczeniowy projektowanej kładki, kolorem niebieskim zaznaczono podpory (utwierdzenie liniowe), kolorem turkusowym zaznaczono dźwigary główne oraz poprzecznice, kolorem szarym zaznaczono panele korpusów przyczółków oraz płyty pomostu. Dodatkowo pokazano podział paneli na elementy skończone.

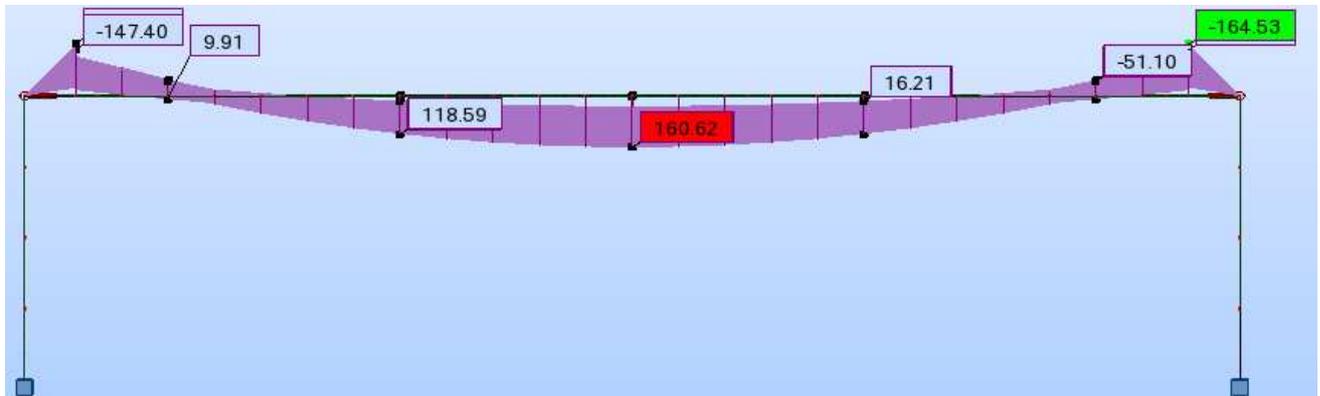


Rys. 2. Model obliczeniowy projektowanej kładki do obliczenia naprężeń w fazie obciążenia mokrym betonem, kolorem niebieskim zaznaczono podpory (utwierdzenie liniowe), kolorem turkusowym zaznaczono dźwigary główne oraz poprzecznice, kolorem szarym zaznaczono panele korpusów przyczółków. Dodatkowo pokazano podział paneli na elementy skończone.

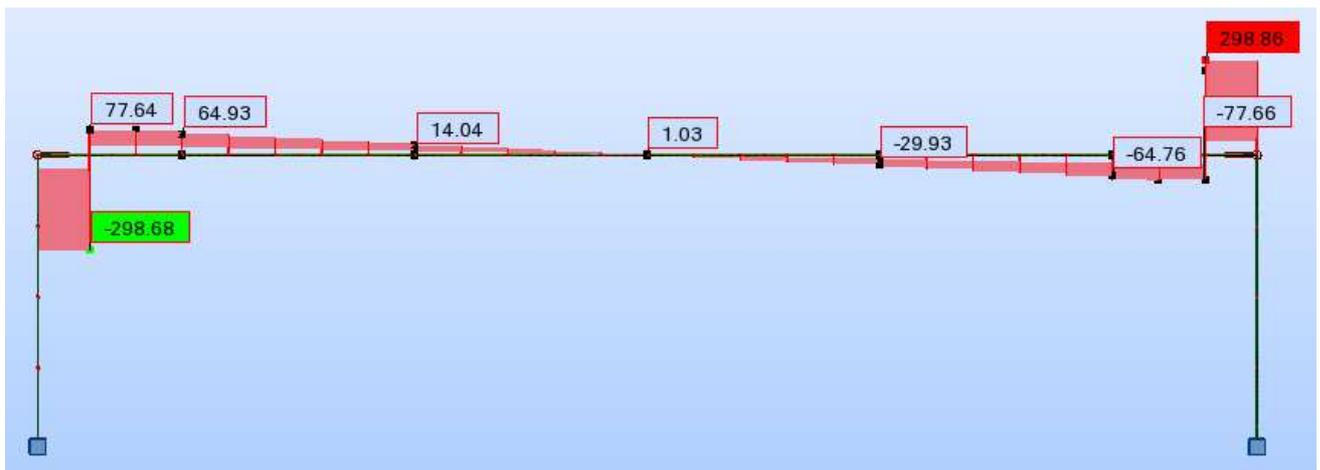
11.6. WYNIKI ANALIZY STATYCZNEJ

11.6.1. SIŁY WEWNĘTRZNE W DŹWIGARACH GŁÓNYCH

Poniżej przedstawiono siły wewnętrzne występujące w konstrukcji:



Rys. 3. Obwiednia momentów zginających w dźwigarach dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [kNm]



Rys. 4. Obwiednia sił poprzecznych w dźwigarach dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [kN]



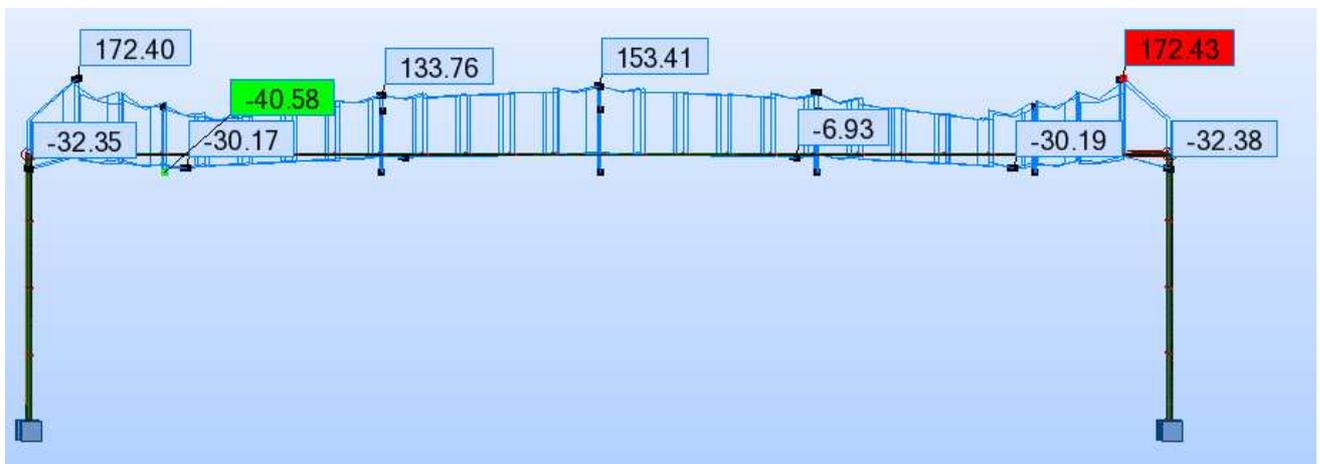
Rys. 5. Obwiednia momentów w dźwigarach dla obciążenia mokrym betonem – faza I [kNm]



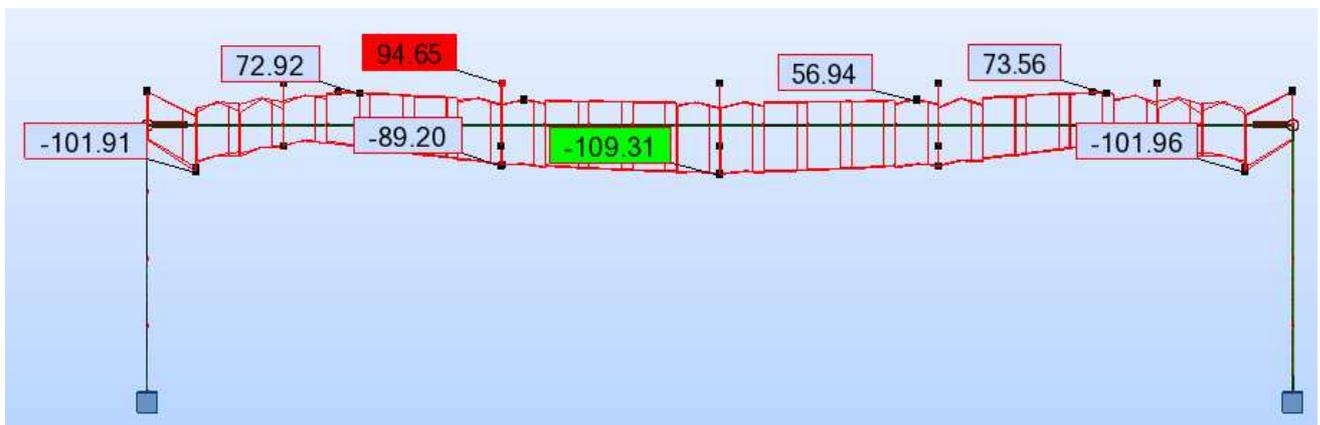
Rys. 6. Obwiednia sił poprzecznych w dźwigarach dla obciążenia mokrym betonem – faza I [kN]

11.6.2. NAPRĘŻENIA W DŹWIGARACH GŁÓWNYCH

Poniżej przedstawiono naprężenia zastępcze występujące w konstrukcji:



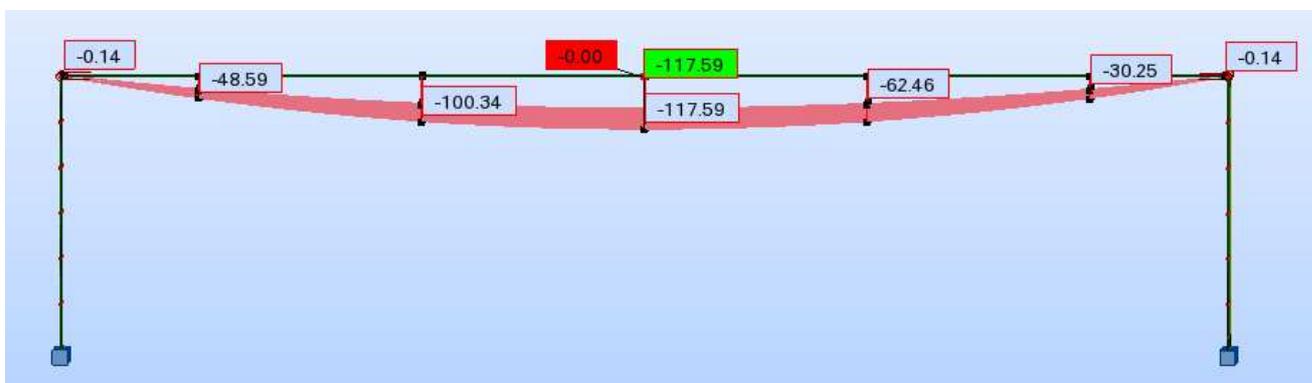
Rys. 7. Obwiednia naprężeń zastępczych maksymalnych występujących w konstrukcji dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [MPa]



Rys. 8. Obwiednia naprężeń zastępczych minimalnych występujących w konstrukcji dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [MPa]



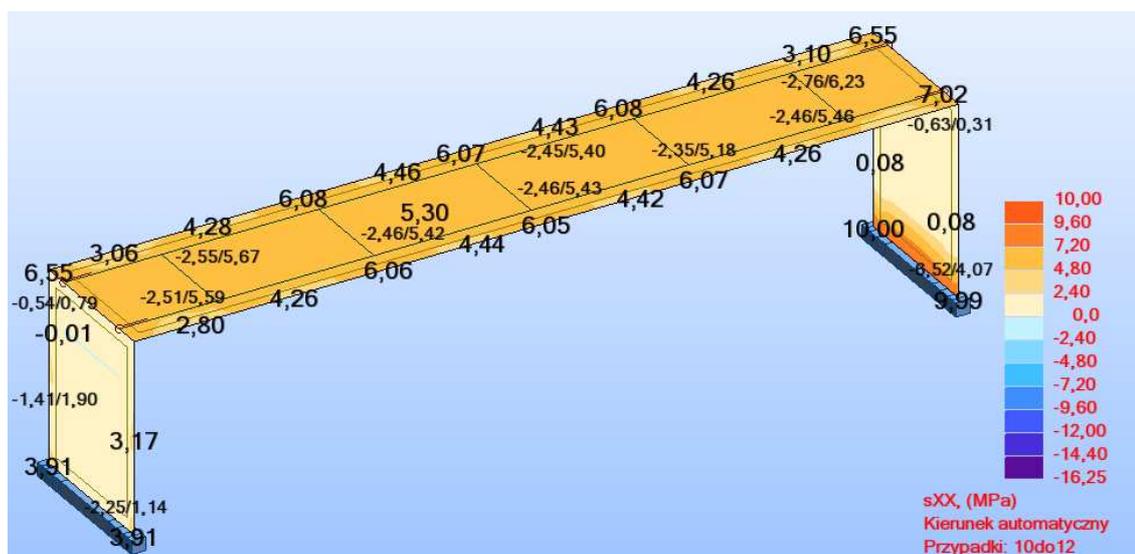
Rys. 9. Obwiednia naprężeń zastępczych maksymalnych występujących w konstrukcji dla obciążenia mokrym betonem [MPa]



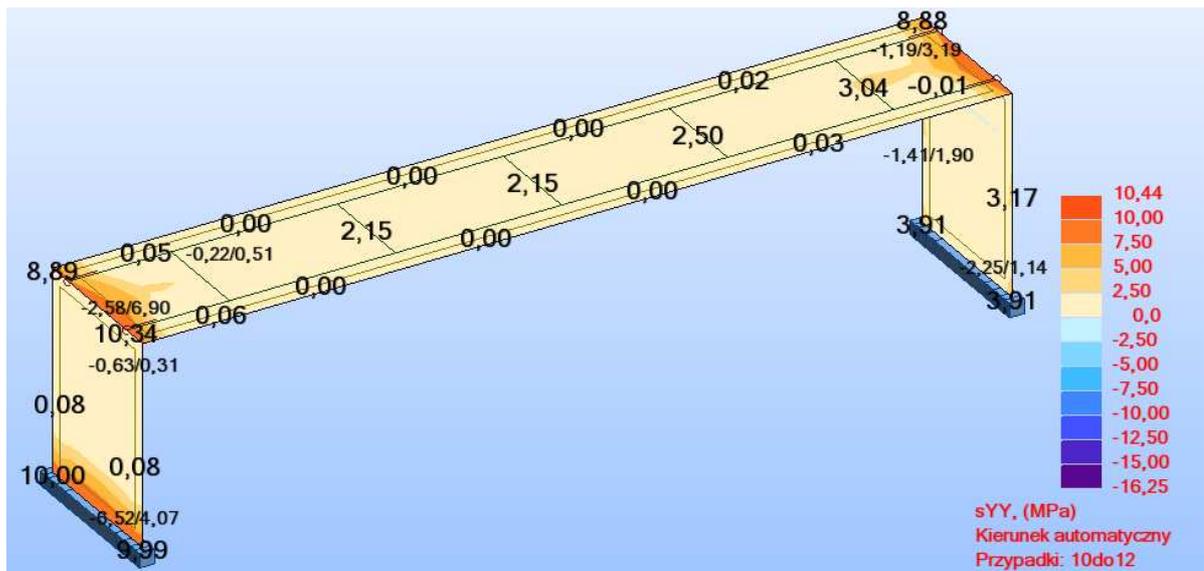
Rys. 10. Obwiednia naprężeń zastępczych minimalnych występujących w konstrukcji dla obciążenia mokrym betonem [MPa]

11.6.3. NAPRĘŻENIA W PŁYCCIE POMOSTU ORAZ KORPUSACH PRZYCZÓŁKÓW

Poniżej przedstawiono naprężenia zastępcze występujące w konstrukcji docelowej:



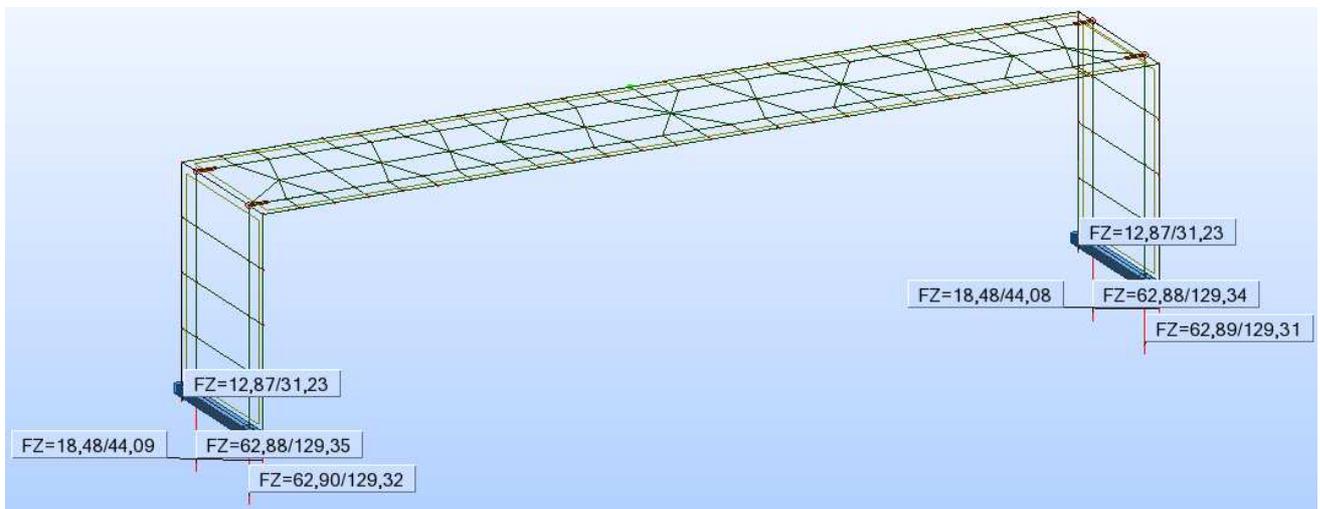
Rys. 11. Obwiednia naprężeń zastępczych w panelach modelu konstrukcji od momentów xx dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [MPa]



Rys. 12. Obwiednia naprężeń zastępczych w panelach modelu konstrukcji od momentów yy dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [MPa]

11.6.4. REAKCJE

Poniżej przedstawiono obwiednie reakcji:



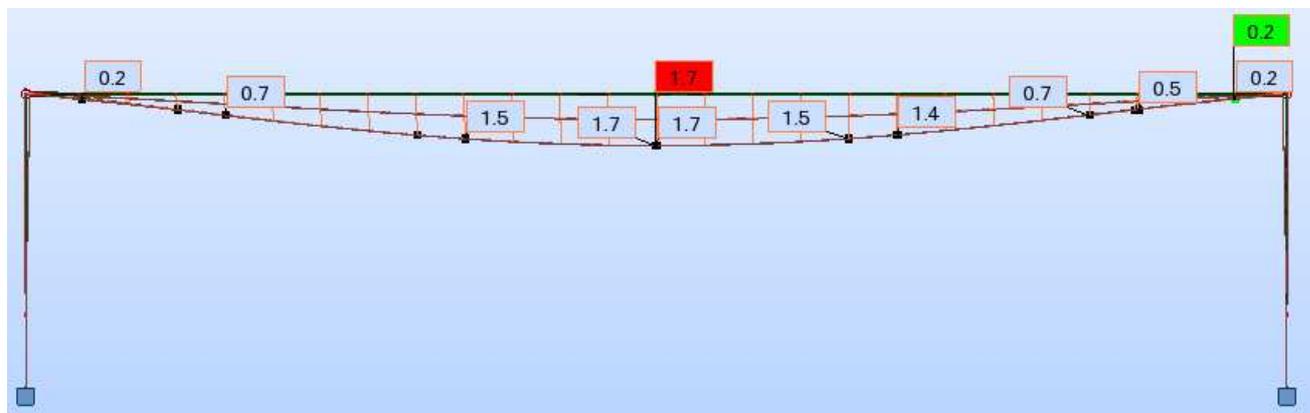
Rys. 13. Obwiednia reakcji dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [kN]

Do obliczeń posadowienia przyjęto sumę reakcji przypadających na jedną studnię:

$$R = 129,32\text{kN} + 44,09\text{kN} = 173,41\text{kN}$$

11.6.5. UGIĘCIA

Poniżej przedstawiono obwiednię ugięcia konstrukcji docelowej:



Rys. 13. Obwiednia ugięcia konstrukcji docelowej dla obciążeń wymienionych w tabeli 1 [cm]

11.7. SPRAWDZENIE POSADOWIENIA:

Nośność posadowienia (betonowych studni) sprawdzano jak dla żelbetowych, prefabrykowanych pali fundamentowych. Ponieważ studnie są w środku wypełnione betonem, a przy tym są bardzo krótkie (tylko 1,0 m) dlatego też do ich nośności przyjęto tylko nośność ich podstawy.

11.7.1. CHARAKTERYSTYKI GEOMETRYCZNE STUDNI:

średnica studni: $d_s := 120.0 \text{ cm}$

długość całkowita studni: $l_c := 1.0 \text{ m}$

długość studni zagłębiona w gruncie nośnym: $l_o := 1.90 \text{ m}$

11.7.2. PARAMETRY GEOTECHNICZNE WARSTWY NOŚNEJ:

Warstwa nośna - Gлина twardoplastyczna o IL=0,1:

współczynnik materiałowy gruntu: $\gamma_m := 0.9$

jednostkowy graniczny opór gruntu pod podstawą: $q := 1730 \text{ kPa}$

obliczeniowy jednostkowy graniczny opór gruntu pod podstawą: $q' := q \cdot \gamma_m$ $q' = 1557 \cdot \text{kPa}$

głębokość krytyczna: $h_c := 10.0 \text{ m}$

jednostkowy graniczny opór gruntu pod podstawą po uwzględnieniu interpolacji liniowej: $q_1 := q' \cdot \frac{l_o}{h_c}$ $q_1 = 295.83 \cdot \text{kPa}$

współczynnik technologiczny dla podstawy $S_p := 1.0$

11.7.3. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STUDNI:

wartość reakcji przypadająca na jedną studnię:

$$R_{\max} := 173.41 \text{ kN}$$

nośność pod podstawą:

$$N_p := S_p \cdot q_1 \cdot \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \quad N_p = 334.576 \cdot \text{kN}$$

sprawdzenie nośności:

współczynnik korekcyjny (podporę tworzą 2 studnie): $m := 0.8$

$$\frac{R_{\max}}{m \cdot N_p} = 0.648 < 1.0 \quad \text{nośność jest spełniona}$$

11.8. WNIOSKI Z OBLICZEŃ

W wyniku przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że dla obciążenia użytkowego 4,0 kN/m² naprężenia w stali i betonie dla ustroju nośnego nie przekraczają dopuszczalnych, spełnione są również naprężenia występujące w konstrukcji stalowej dźwigarów. Przyjęte posadowienie w formie 2 metrowych studni także spełnia warunki nośności. Ugięcia konstrukcji są dopuszczalne

Opracował: mgr inż. Sławomir Leszczyński

.....