

ANALIZA PRZYCZYN POWSTANIA USZKODZEŃ ORAZ OCENA SPOSOBU NAPRAWY MOSTU STALOWEGO O KONSTRUKCJI SKRZYNKOWEJ

MACIEJ KULPA, *e-mail: kulpa@prz.edu.pl*

DARIUSZ SOBALA

TOMASZ SIWOWSKI

Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury,
Zakład Dróg i Mostów

Streszczenie: Przedmiotem artykułu jest awaria mostu autostradowego o konstrukcji skrzynkowej, zespolonej. Po wykonaniu prawie całej konstrukcji mostu (brak wyposażenia pomostu) nastąpiła kilkumiesięczna przerwa w jego budowie. Podczas tej przerwy w dwóch przekrojach podporowych zespolonego dźwigara skrzynkowego powstały nietypowe uszkodzenia, polegające na znacznej deformacji (wyboczeniu) i miejscowym rozerwaniu blach środnika. W artykule omówiono analizę przyczyn powstania uszkodzeń oraz ocenę wpływu tych uszkodzeń na stan wyężenia dźwigarów skrzynkowych. Po wznowieniu budowy mostu uszkodzenia zostały naprawione, a stan obiektu po naprawie był także przedmiotem szczegółowej analizy w aspekcie zmiany stanu wyężania naprawionych elementów dźwigara. Wszystkie analizy przeprowadzono z wykorzystaniem zaawansowanych modeli numerycznych MES, umożliwiających uwzględnienie sekwencji poszczególnych obciążeń i oddziaływań (także tych nietypowych) oraz zabiegów naprawczych. Wnioski wyciągnięte na podstawie tych analiz dotyczą zarówno właściwego kształtowania konstrukcji stalowej mostu, jak również metodyki oceny wpływu tego typu uszkodzeń na wyężenie konstrukcji oraz skuteczności zastosowanego sposobu naprawy.

Słowa kluczowe: awaria mostu, dźwigar skrzynkowy, most zespolony, naprawa, analiza MES

1. Opis obiektu

Omawiany w artykule most autostradowy o długości całkowitej 212,04 m składa się z dwóch niezależnych, równoległych przęseł o rozpiętościach teoretycznych 65,0 m + 80,0 m + 65,0 m pod każdą z jezdni. Obydwie konstrukcje są praktycznie jednakowe, za wyjątkiem szerokości pomostu, która jest większa o 1,40 m w obiekcie w ciągu lewej, północnej jezdni. Mosty mają stalową konstrukcję skrzynkową.

Wysokość dźwigara skrzynkowego jest zmienna i wynosi od 2,20 m w przekrojach przęsłowych do 3,50 m w osiach podpór pośrednich. Stalowe dźwigary skrzynkowe są zespolone z żelbetową płytą pomostu o zmiennej grubości od 0,25 m do 0,56 m. Płyta pomostu jest sprężona poprzecznie cięgnami w rozstawie 1,0 m. Pas dolny i środnik stalowego dźwigara skrzynkowego są uźebrowane żebrami zamkniętymi (korytkowymi) oraz usztywnione co 4,0 m poprzecznkami. W strefach podporowych stalowego dźwigara skrzynkowego wykonano płytę żelbetową zespoloną z pasem dolnym. Przekrój poprzeczny obiektu przedstawiono na rys. 1. Podpory mostu zaprojektowano jako równoległe do nurtu rzeki. Kąt skrzyżowania mostu z przeszkodą jest równy 80°.

Most został zaprojektowany na klasę obciążenia A wg [1]. Pomost mostu został zaprojektowany także na obciążenie pojazdem specjalnym według umowy standaryzacyjnej NATO (STANAG 2021) klasy 150.



Rys. 3. Widok z boku na obiekt (po lewej) i zbliżenie na uszkodzenie środnika nad filarem (po prawej)

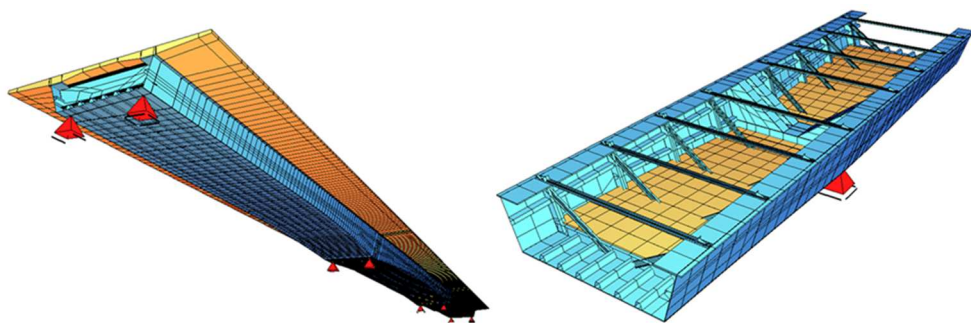
2. Analizy obliczeniowe

Celem ekspertyzy i przeprowadzonych w jej ramach analiz obliczeniowych było sprawdzenie bezpieczeństwa konstrukcji obiektu pod obciążeniem projektowanym w stanie uszkodzonym i po naprawie oraz hipotezy, że przyczyną uszkodzeń środników stalowych przekroju skrzynkowego w strefie podporowej jest oddziaływanie wody uwiecznionej w przekrojach zamkniętych poprzecznic podporowej i zamarzającej w okresie niskich temperatur.

Na potrzeby obliczeń opracowano przestrzenny model konstrukcji mostu uwzględniający przekroje elementów konstrukcyjnych stalowych i żelbetowych wraz ze zbrojeniem oraz sprężeniem poprzecznym, który obciążono obciążeniami stałymi (ciężary własne elementów konstrukcyjnych i wyposażenia, sprężenie, wpływy reologiczne, itp.) i zmiennymi (klimatycznymi oraz użytkowymi klasy A wg [1]). W modelu odtworzono rzeczywiste fazy budowy przęsła obiektu: montaż konstrukcji na podporach tymczasowych, usunięcie podpor tymczasowych po scaleniu konstrukcji, zabetonowanie płyt dolnych, zabetonowanie płyty górnej i sprężenie poprzeczne płyty pomostu. W sprawdzeniu obiektu w fazie docelowej uwzględniono wykonanie wyposażenia oraz obciążenia użytkowe i oddziaływania środowiskowe. W poszczególnych fazach budowy uwzględniono oddziaływanie skurczu i pęcznienia betonu płyt górnej i dolnej.

W ramach przeprowadzonej analizy sprawdzono warunki stanu granicznego nośności w podstawowym i dodatkowym układzie obciążenia dla dźwigara stalowego i betonu płyt i zbrojenia.

Analizie poddano konstrukcję obiektu w ciągu lewej nitki autostrady o większej szerokości pomostu. Wykonano model obliczeniowy MES klasy $e^1+e^2p^3$ w środowisku SOFiSTiK 2010 (rys. 4). Czterowęzłowymi elementami powierzchniowymi zamodelowano żelbetową płytę dolną i górną, konstrukcję stalową dźwigara skrzynkowego oraz wewnętrzne stężenia podporowe. Do dyskretyzacji stężeń przęsłowych oraz żeber podłużnych usztywniających środnik i blachę dolną dźwigara stalowego zastosowano elementy belkowe. Wszystkie elementy powierzchniowe mają przypisaną grubość odpowiadającą rzeczywistym grubościom blach i stałe inżynierskie odpowiednie dla danego materiału (tabl. 1). Dla lepszego odwzorowania stref podporowych, środniki poprzecznic (przepon podporowych) modelowano elementami powierzchniowymi oraz odwzorowano żebro podporowe. Elementy płyty pomostu mają odwzorowaną zmienną grubość w kierunku poprzecznym, a elementy modelujące dźwigar skrzynkowy odpowiednie zmiany grubości w miejscach zmiany przekroju blach na długości obiektu.



Rys. 4. Widok modelu obliczeniowego konstrukcji przęsła: po lewej rzut aksonometryczny, po prawej szczegół strefy podporowej z pominięciem płyty górnej pomostu

Tablica 1. Podstawowe materiały konstrukcyjne i ich parametry wytrzymałościowe

Materiał	Klasa	Moduł odkształcenia E_b lub E_s [GPa]	Wytrzymałość obliczeniowa R_b lub R_s [MPa]	Norma
Stal konstrukcyjna	S355J2+N	205	270	PN-82/S-10052
Beton	B45 (C35/45)	37,8	26	PN-91/S-10042
Zbrojenie	AIII N	200	385	PN-91/S-10042
Stal sprężająca	Y 1860	195	1240	PN-91/S-10042

Węzłom podporowym odebrano stopnie swobody na odpowiednich kierunkach przemieszczeń translacyjnych w celu wygenerowania projektowanego schematu łożyskowania obiektu. Konstrukcja miała możliwość swobodnych odkształceń (wydłużeń i skróceń) w kierunku osi obiektu. Model numeryczny odwzorowywał w pełni fazową pracę konstrukcji zgodnie z wykonanymi etapami montażu.

Model obliczeniowy zastosowano do analizy liniowej, wyznaczono maksymalne wartości sił wewnętrznych, a następnie sprawdzono podstawowe stany graniczne nośności, tj. sprawdzono naprężenia od obciążeń obliczeniowych w stanie docelowym pracy konstrukcji, a także sprawdzono podstawowe stany graniczne użytkowości (ugięcia i częstotliwości drgań własnych).

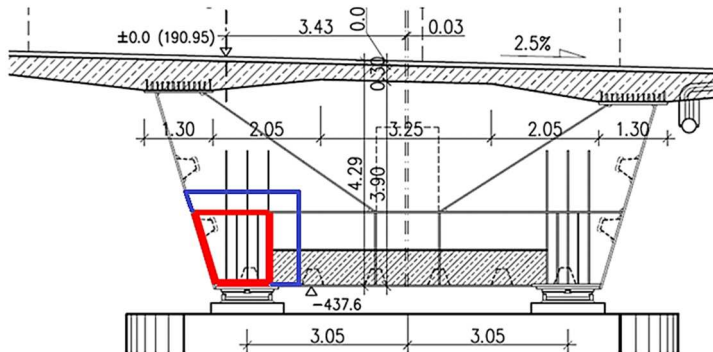
Sprawdzenie stanu granicznego nośności dźwigarów wykonano na podstawie porównania otrzymanych naprężeń z wytrzymałością obliczeniową stali S355. Wartości naprężeń podano wprost z programu obliczeniowego, ponieważ dzięki zastosowaniu elementów powierzchniowych, wykazujących podatność przy ścinaniu w płaszczyźnie, nie było potrzeby wyznaczania szerokości efektywnej (współpracującej ze środnikiem) i zachowania zasady płaskich przekrojów. Stateczność lokalna ściskanych paneli blach została zapewniona przez ich zespolenie ze sztywną tarczą płyty żelbetowej górnej (w przęsle) i dolnej (nad podporami pośrednimi). Do porównania z wytrzymałością materiału wykorzystano naprężenia zastępcze wyznaczone w oparciu o teorię Hubera-Misesa-Hencky'ego. W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że konstrukcja została prawidłowo zaprojektowana w stanach granicznych nośności pod obciążeniami i oddziaływaniami w czasie budowy i eksploatacji.

3. Analiza mechanizmu uszkodzenia środników dźwigara

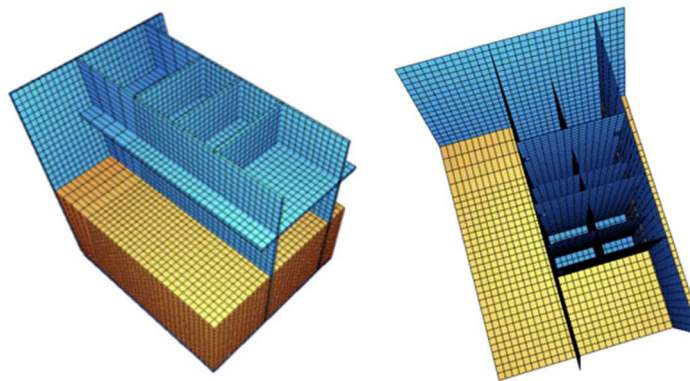
Celem kolejnego etapu analizy numerycznej było sprawdzenie możliwości wystąpienia uszkodzeń środników stalowych przekroju skrzynkowego w strefie podporowej w wyniku

zamarznięcia wody uwieżonej wewnątrz poprzecznicy podporowej o konstrukcji skrzynkowej w okresie działania niskich temperatur.

Na podstawie wizji lokalnej oraz dokumentacji projektowej obiektu opracowano przestrzenny model numeryczny uszkodzonego fragmentu konstrukcji w strefie nadłożyskowej. Z uwagi na lokalny charakter uszkodzenia model fragmentu konstrukcji stalowej obejmował odcinek długości 1,50 m, szerokości 1,60 m i wysokości 1,50 m. Model objął w całości jedną komorę stanowiącą część poprzecznicy podporowej (rys. 5).



Rys. 5. Lokalizacja pustki w przekroju podłużnym poprzecznicy: obrys pustki (kolor czerwony) i zakres modelu lokalnego (kolor niebieski)

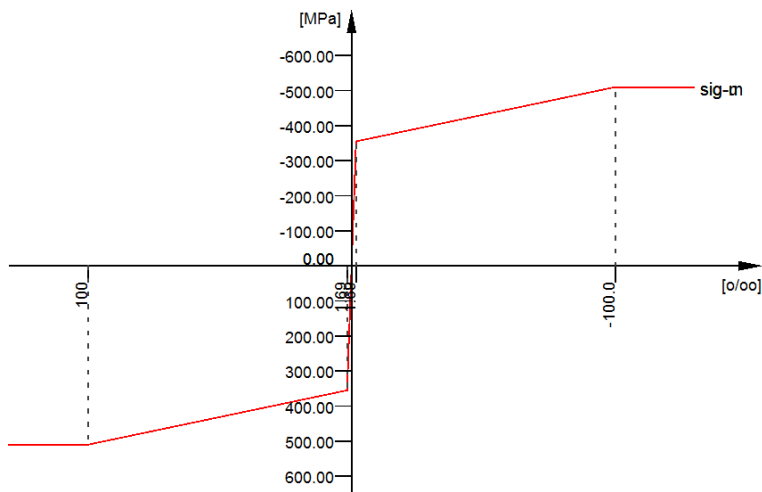


Rys. 6. Model numeryczny uszkodzonego fragmentu poprzecznicy podporowej

W modelu odwzorowywano zarówno blachy konstrukcji stalowej jak i występujące w tej strefie wypełnienie betonem o grubości 0,65 m. Do dyskretyzacji konstrukcji stalowej użyto czterowęzłowych elementów powierzchniowych o wymiarach 0,05×0,05 m. W sumie analizowany fragment dźwigara stalowego wraz z częścią poprzecznicy i blach żebrowych został odwzorowany 6611 elementami skończonymi (rys. 6). Wypełnienie betonem dyskretyzowano ośmiowęzłowymi elementami bryłowymi o wymiarach 0,05×0,05×0,05 m. W sumie do analizy numerycznej użyto 8450 elementów bryłowych, którym przypisano charakterystyki betonu C35/45. W modelu uwzględniono brak współpracy pomiędzy niektórymi krawędziami styku żebier wewnętrznych, które zgodnie z dokumentacją projektową zostały do siebie jedynie ściśle dopasowane.

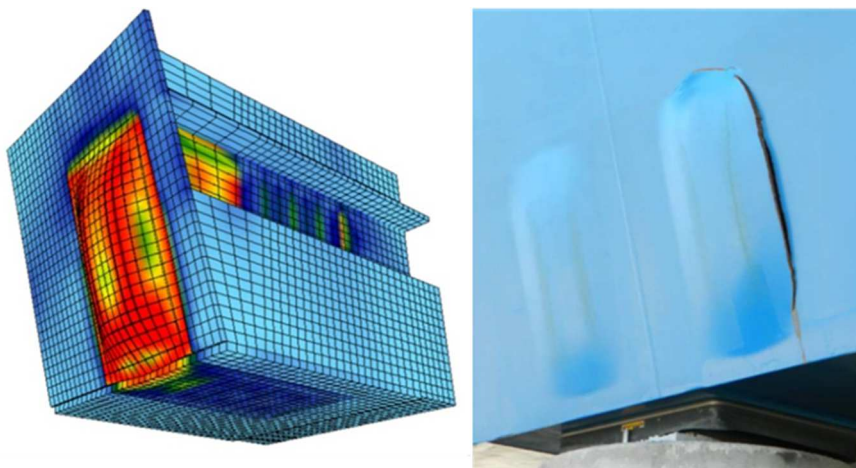
Dla betonu przyjęto model liniowego materiału izotropowego. Do opisu nieliniowej pracy stali konstrukcyjnej użyto zależności naprężenie-odkształcenie opisanego krzywą wg Eurokodu 3 [2]

(rys. 7). W modelu materiału przyjęto założenie, że stal konstrukcyjna ulega wzmocnieniu plastycznemu do wartości odkształceń 10%, a po ich przekroczeniu płynie w sposób nieograniczony.



Rys. 7. Przyjęta zależność odkształcenie-napężenie dla stali konstrukcyjnej [2]

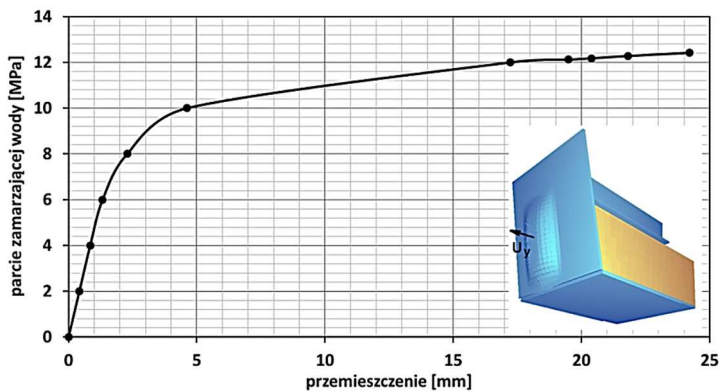
Tak przygotowany model konstrukcji został obciążony parciem przyłożonym do blach ograniczających niewypełnioną betonem komorę w poprzecznicy podporowej o stopniowo zwiększanej wartości. Za pomocą modelu wykonano analizę liniową geometrycznie oraz nieliniową materiałowo w celu wyznaczenia maksymalnego poziomu parcia, przy którym nastąpiło uplastycznienie stali oraz przy którym iteracja nie była zbieżna (rys. 8).



Rys. 8. Model numeryczny uszkodzonego fragmentu konstrukcji: po lewej typowa deformacja i schemat rozkładu wyężenia w środkniku pod obciążeniem parciem lodu, po prawej rzeczywisty obraz deformacji i uszkodzenia środknika

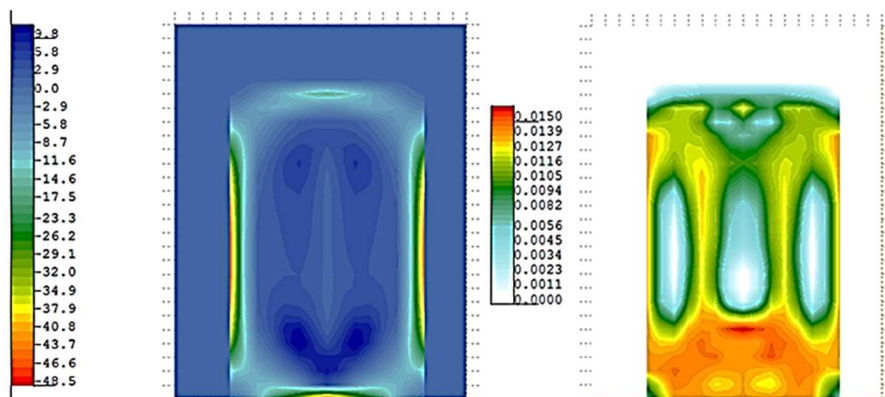
Na podstawie analizy wykresu przemieszczeń punktu środkowego obciążonego panelu środknika dźwigara (rys. 9) można odczytać wartość parcia ok. 6 MPa na panel środknika powodującą uplastycznienie w przekroju oraz wartość parcia ok. 12,5 MPa przy której wykres

zbliża się do asymptoty, co oznacza rozerwanie blachy środnika. Maksymalne obliczone wydłużenia blachy środnika pod obciążeniem parciem o wartości 12,5 MPa wynoszą 48,5‰ (rys. 10), co stanowi wartość wielokrotnie wyższą od odkształceń towarzyszących osiągnięciu przez stal granicy plastyczności 1,6‰ (przy $E = 210$ GPa oraz $f_y = 355$ MPa). Na rys. 10 kółkami zaznaczono strefy uplastycznienia w środniku dźwigara na przedłużeniu poprzecznicy podporowej pod obciążeniem parciem o wartości 12,5 MPa.



Rys. 9. Przemieszczenia punktu środkowego (przedstawionego na schemacie) w zależności od przyjętej wartości parcia zamarzającej wody

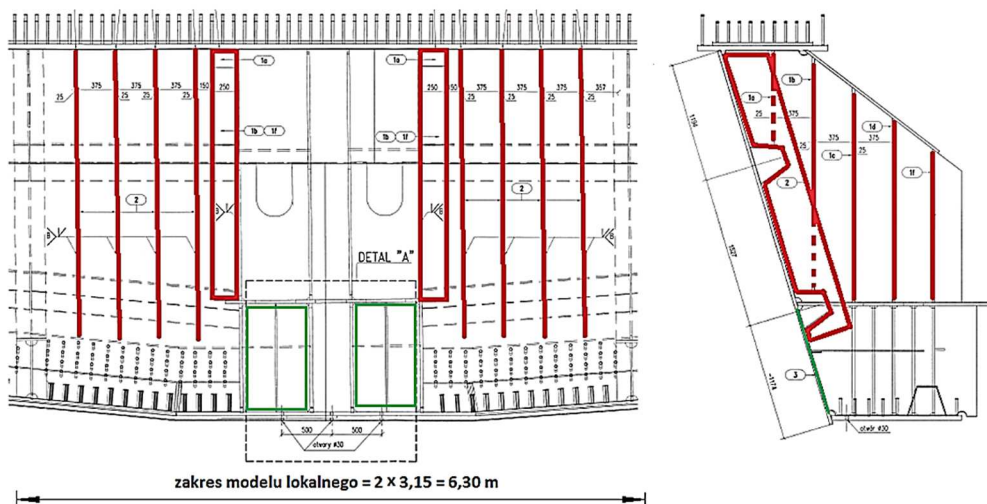
Na podstawie wyników z analizy numerycznej (rys. 8, 9 i 10), wizji lokalnej i wyników pomiarów rzeczywistych deformacji blach środnika stwierdzono, że zaobserwowane na obiekcie uszkodzenia były następstwem zamarzania wody wypełniającej pustą przestrzeń poprzecznicy podporowej. Z przeprowadzonej analizy wynika, że parcie na powierzchni wewnętrzne komory związane ze zwiększeniem objętości zamarzającej wody na poziomie 12,5 MPa mogło spowodować znaczne deformacje środnika o wartościach odpowiadających uzyskanym z pomiarów na obiekcie, a w konsekwencji również rozerwanie środnika. Przy połowie wartości parcia jak wyżej, blachy środnika dźwigara mogły ulec pełnemu uplastycznieniu. Przyjęte w obliczeniach poziomy parcia są możliwe do osiągnięcia w wyniku zamarzania wody w komorze zamkniętej.



Rys. 10. Po lewej: rozkład odkształceń na wewnętrznej powierzchni środnika dźwigara skrzynkowego [%] w rejonie styku z poprzeczną podporową – poziom 1,6‰ odpowiada osiągnięciu granicy sprężystości; po prawej strefy uplastycznione w środniku dźwigara skrzynkowego (kolor biały oznacza zakres sprężysty)

4. Projekt naprawczy

Projekt naprawczy obejmował swoim zakresem naprawę uszkodzonych dwóch środników skrzynki stalowej w obiekcie położonym w ciągu nitki lewej oraz odwodnienie pustych przestrzeni skrzynkowych wszystkich poprzecznic podporowych obiektów położonych w ciągu obydwu nitek autostrady.



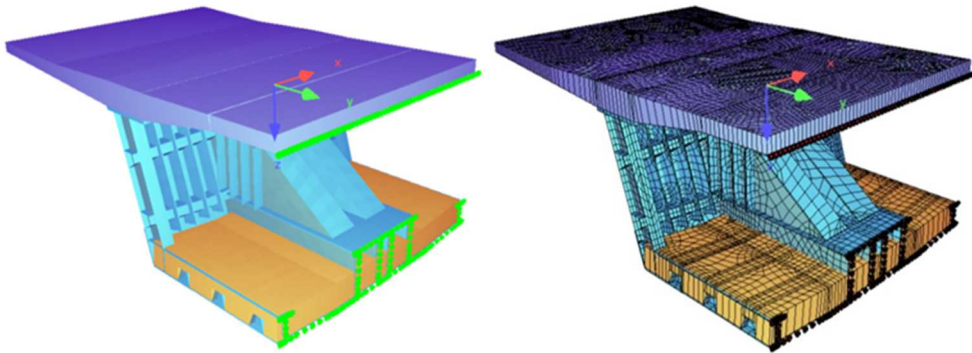
Rys. 11. Projekt naprawy – czerwonym obrysem zaznaczono dodatkowe żebra usztywniające, kolorem zielonym zakres blach do wycięcia; po lewej przekrój podłużny, po prawej przekrój poprzeczny przez dźwigar główny

Szczegółowy zakres prac naprawczych obejmował naprawę środników w strefie podparcia na filarach obiektu położonego w ciągu nitki lewej w kolejnych etapach (rys. 11):

- przyspawanie żebier pionowych na środniku dźwigara skrzynkowego,
- przyspawanie żebier pionowych na środniku poprzecznicy podporowej,
- wycięcie uszkodzonych/zdeformowanych, a następnie wspawanie nowych blach środnika oraz w obu obiektach;
- wycięcie dwóch otworów odwodniających o średnicy 30 mm w pasie dolnym skrzynki stalowej pod każdą z pustych przestrzeni poprzecznicy skrzynkowej nad filarem.

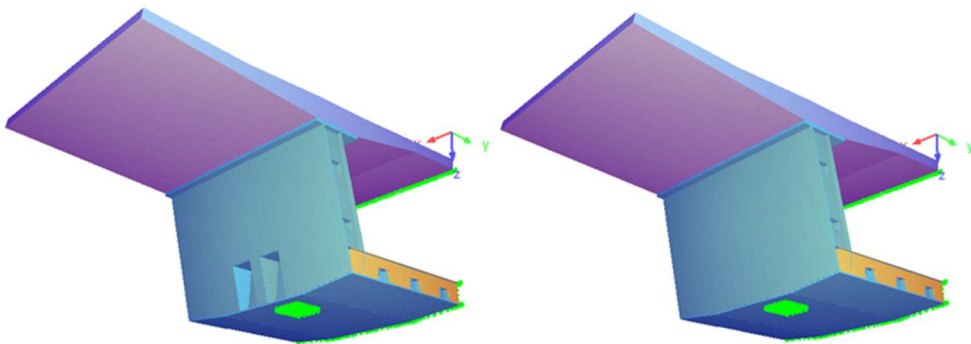
Dla potwierdzenia poprawności przyjętego sposobu naprawy przeprowadzono analizę obliczeniową z użyciem dwóch modeli: globalnego, służącego do analizy statycznej całego obiektu oraz lokalnego, odwzorowującego strefę podporową konstrukcji przeszła. W tym celu wykonano model lokalny obejmujący większy zakres niż w opisanym wcześniej modelu wykorzystanym do sprawdzenia hipotezy dotyczącej przyczyn uszkodzenia (rys. 6).

Tym razem odwzorowano połowę symetrycznego dźwigara o pełnej wysokości wraz z żelbetową płytą pomostu (rys. 12). Model lokalny obejmował połowę dźwigara skrzynkowego (jeden środnik) oraz odcinek konstrukcji $\pm 3,15$ m od osi podpory (rys. 11). Uwzględniono możliwość zarysowania poprzecznego płyty pomostu stosując materiał ortotropowy o obniżonej sztywności w kierunku podłużnym. Model lokalny został obciążony siłami wewnętrznymi pochodzącymi z analizy statycznej przeprowadzonej na modelu globalnym wykorzystanym do analizy całego obiektu (rys. 4).



Rys. 12. Model strefy podporowej po naprawie: po lewej geometria z zaznaczonymi grubościami elementów, po prawej z pokazanym podziałem na elementy skończone

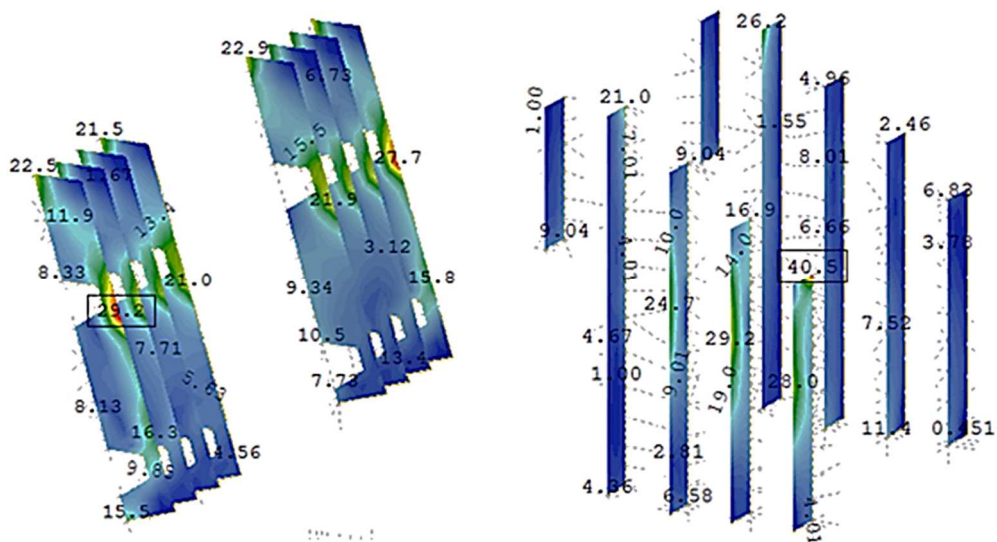
Nowy model został wykonany z użyciem czterowęzłowych elementów powierzchniowych. Wszystkim elementom powierzchniowym przypisano grubość odpowiadającą rzeczywistym grubościom blach lub wypełnienia betonem. Elementy płyty pomostu odwzorowały zmienną wysokość w kierunku poprzecznym, a elementy modelujące blachy stalowe, odpowiednie zmiany grubości w zależności od ich lokalizacji. Modelowanie ograniczono dla jednej części przekroju skrzynkowego. Węzłom leżącym w osi podłużnej obiektu odebrano możliwość przesuwu w kierunku poprzecznym wykorzystując symetrię przekroju. Podparcie konstrukcji na łożysku zamodelowano, gęsto rozmieszczonymi na powierzchni odpowiadającej powierzchni blachy nadłożyskowej, elementami sprężystymi o nieskończenie dużej sztywności. Cały model składał się z 15 388 elementów powierzchniowych opisanych na 13 077 węzłach. Wszystkie połączenia elementów modelowano jako sztywne, opisując je na tej samej siatce węzłów. Wyjątkiem jest połączenie dodatkowych żebier usztywniających środnik dźwigara głównego, gdzie w projekcie naprawczym założono brak połączenia żebra usztywniającego z pasem górnym dźwigara.



Rys. 13. Model lokalny w dwóch etapach: po lewej dla redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji w momencie wycięcia fragmentów środników (etap 1), po prawej z odtworzoną ciągłością środnika w stanie docelowym (etap 2)

- Analizę obliczeniową podzielono na dwa etapy (rys. 13) naprawy, w których:
- konstrukcja przęsła zostaje wzmocniona dodatkowym uźebrowaniem środników dźwigara oraz poprzecznic z pominięciem wyciętych części środników dźwigara (etap 1);

przyczyn powstania uszkodzeń oraz wpływu przyjętego sposobu naprawy na bezpieczeństwo w czasie prowadzenia prac naprawczych i dalszym okresie użytkowania.



Rys. 15. Naprężenia zastępcze w dodatkowym uźbrowaniu (maksymalne naprężenie w strefie podporowej ok 180 MPa)

5. Podsumowanie

Analizę przyczyn powstania uszkodzenia poprzedziła szczegółowa analiza rozwiązań konstrukcyjnych oraz sformułowanie hipotezy, że bezpośrednią przyczyną uszkodzeń może być zamarzanie wody zgromadzonej w komorach, z założenia pustych i szczelnych, poprzecznic zlokalizowanej w najniższym punkcie przekroju skrzynkowego. Takie uszkodzenia konstrukcji stalowych z elementami o przekrojach skrzynkowych zdarzają się dość często wskutek złego wykonania i/lub odwodnienia konstrukcji [3].

W wyniku przeprowadzonych analiz potwierdzono, że przyjęta na wstępie hipoteza jest słuszna i stwierdzono, że bezpośrednią przyczyną deformacji i rozerwania blachy środnika stalowego przekroju skrzynkowego w strefie podporowej było zamarznięcie wody wypełniającej przekroje zamknięte poprzecznic w okresie obniżonych temperatur. Do powstania tych uszkodzeń przyczyniły się również:

- błędy w kształtowaniu konstrukcji stalowej dźwigara skrzynkowego polegające na braku odwodnienia strefy podporowej dźwigara skrzynkowego o zmiennej wysokości oraz wnętrza skrzynkowych poprzecznik podporowych nad filarami zlokalizowanych w najniższym punkcie przekroju na długości obiektu;
- zaniedbania w trakcie budowy obiektu, umożliwiające napływ i długotrwałe zaleganie dużych ilości wody w strefie podporowej przekroju skrzynkowego;
- przerwanie budowy obiektu związane ze zmianą wykonawcy.

Skutkiem zaniedbań i popełnionych błędów była konieczność zaprojektowania i wdrożenia złożonego programu naprawczego, który wpłynął na zwiększenie kosztów realizacji i przedłużenie okresu budowy mostu.

Literatura

1. PN-85/100-30. Obiekty mostowe. Obciążenia. PKN, 1985.
2. PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, 2006.
3. Sobala D., Siwowski T., Żółtowski K.: Ocena nośności uszkodzonego kratownicowego dźwigara mostu kolejowego. XXII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie budowlane”, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Komitet Nauki PZITB, ITB, Politechnika Szczecińska, 2005.

FAILURE ANALYSIS AND REPAIR METHOD ASSESSMENT FOR A STEEL BOX GIRDER BRIDGE

Abstract: The paper focuses on the failure of the highway composite box girder bridge. After almost all the structure had been completed (only the deck equipment left) there was a several-month-long break in the construction process. Meanwhile, untypical failure appeared in the composite box girder at two support cross-sections - significant buckling and local cracks of the web. The paper discusses the failure analysis and assesses the influence of the failure on the carrying capacity of the cracked girder. When the construction was restarted, all the failures were repaired, and the condition of the structure underwent a detailed analysis concerning the changed tensile strength of the repaired girder elements. All the analyses were carried out with the use of advanced FEM numerical techniques, which enabled taking into consideration the sequences of separate loads and actions (including the untypical ones) and construction sequence. The conclusions regarding the proper shaping of the box steel structure and the effectiveness of the applied repair method were drawn.

Keywords: bridge failure, steel box girder, composite bridge, repair, FEM analysis