ANDRZEJ AJDUKIEWICZ, *andrzej.ajdukiewicz@polsl.pl*
JANUSZ BROL, *janusz.brol@polsl.pl*
MAREK WĘGLORZ, *marek.weglorz@polsl.pl*
Politechnika Śląska, Katedra Inżynierii Budowlanej

KASKADA BŁĘDÓW WIODĄCA DO AWARII – SCHODY KASKADOWE STADIONU NARODOWEGO

A CASCADE OF ERRORS LEADING TO DAMAGE – THE CASCADE STAIRCASES OF NATIONAL STADIUM

Streszczenie Schody kaskadowe (nieruchome) na Stadionie Narodowym to 15 konstrukcji o podobnym układzie geometrycznym, stanowiących główną drogę ewakuacyjną z trybun. Realizacja konstrukcji schodów przebiegała z dużymi trudnościami, co stanowiło istotny powód opóźnienia zakończenia całej inwestycji. Pierwotne rozwiązanie projektowe, przewidujące monolityczne biegi z jedną centralną belką ciągłą, podpartą na trzech słupach, zawierało istotne usterki koncepcyjne i błędy projektowe. W dodatku, było to rozwiązanie trudne technologicznie i bardzo czasochłonne. Opracowano zamienny projekt konstrukcji w wersji prefabrykowanej. Projekt ten powtarzał usterki projektu pierwotnego i wprowadzał dalsze błędy w koncepcji, obliczeniach i szczegółach. Ten projekt został zrealizowany. Stwierdzone stany awaryjne doprowadziły do konieczności radykalnego wzmocnienia. Referat przedstawia, na podstawie obserwacji, analiz i obliczeń sprawdzających, wykonanych na zlecenie ubezpieczycieli, historię i główne przyczyny zaistniałej sytuacji.

Abstract Cascade staircases of the National Stadium consist of 15 structures with similar geometric arrangement, creating main evacuation way from grandstands. Construction works at these staircases found serious difficulties what was the significant reason of delay of all the project. Initial design solution, providing monolithic stairs with one central continuous girder supported on three columns, had serious conceptive faults and design errors. In addition, it was a solution technically difficult and very time-consuming. The substitutional design was prepared in prefabricated version. This solution repeated some faults of initial design and introduced new errors in the concept, calculations and details. It was executed. Damages found at and after assembly were the reason of necessary radical strengthening. The paper presents, on the basis of observations, analyses and checking calculations – prepared for the insurance consortium – the history and main reasons of the situation cropped up.

1. Wprowadzenie

Szeroko nagłośniona medialnie sprawa schodów kaskadowych Stadionu Narodowego, przedstawiana jako główny powód około półrocznego opóźnienia tej wielkiej inwestycji, była przedmiotem kompleksowej oceny przyczyn zaistniałego problemu. Ocena dokonana została na potrzeby Konsorcjum Ubezpieczycieli, z wykorzystaniem dostarczonej przez zleceniodawcę dokumentacji.

Usytuowane na zewnątrz obudowy stadionu podstawowe schody ewakuacyjne (nieruchome) to 15 klatek o kaskadowej konstrukcji i o podobnym, jednak nieco zróżnicowanym układzie geometrycznym, dostosowanym do owalnego obrysu stadionu. Uzupełnienie tych klatek schodów nieruchomych stanowią trzy biegi schodów ruchomych.

Pierwotne rozwiązanie projektowe, przewidujące monolityczne biegi z jedną centralną belką ciągłą, podpartą na trzech słupach, zawierało istotne usterki koncepcyjne i błędy projektowe, wskazane dalej w referacie. Było to również rozwiązanie trudne technologicznie i bardzo czasochłonne. Ta ostatnia cecha była powodem odstąpienia – na wniosek wykonawcy – od realizacji konstrukcji monolitycznej.

Opracowano zamienny projekt konstrukcji w wersji prefabrykowanej. Projekt ten powtarzał część błędów projektu pierwotnego i wprowadzał dalsze błędy w koncepcji, obliczeniach i konstrukcji. Znacząco zmieniono ustrój konstrukcyjny, co prowadziło do dalszego obniżenia sztywności. Ten projekt został zrealizowany.

Po stwierdzeniu wad wykonanej konstrukcji podjęto najpierw decyzję o rozbiórce schodów, a następnie – z uwagi na drastyczne opóźnienie realizacji obiektu – zaprojektowano i wykonano kosztowne wzmocnienie stalowe. W wyniku naprawy usunięto część usterek, ale pod względem odporności na wpływy dynamiczne schody pozostawiają nadal wątpliwości nie tyle w zakresie nośności, co użytkowalności.

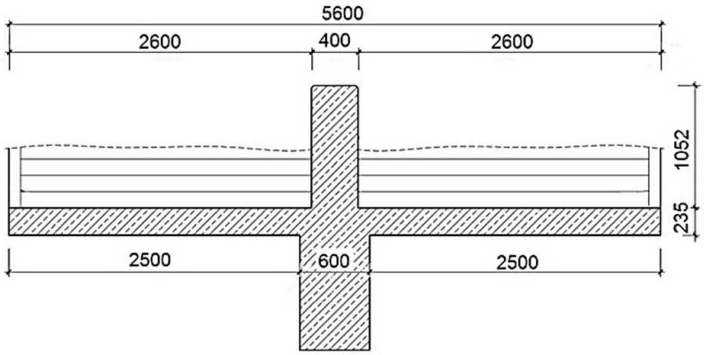
Referat przedstawia wyniki analiz oraz obliczeń sprawdzających, statycznych i dynamicznych, wraz z ogólnymi wnioskami.

2. Opis ogólny podstawowych wersji konstrukcji

2.1. Opis konstrukcji monolitycznej – niezrealizowanej

Schody kaskadowe (nieruchome) w wersji pierwotnej zostały zaprojektowane jako żelbetowe, monolityczne, dwuwspornikowe – zlokalizowane wokół owalnej niecki Stadionu Narodowego. Łączna liczba klatek schodów kaskadowych wynosi 15.

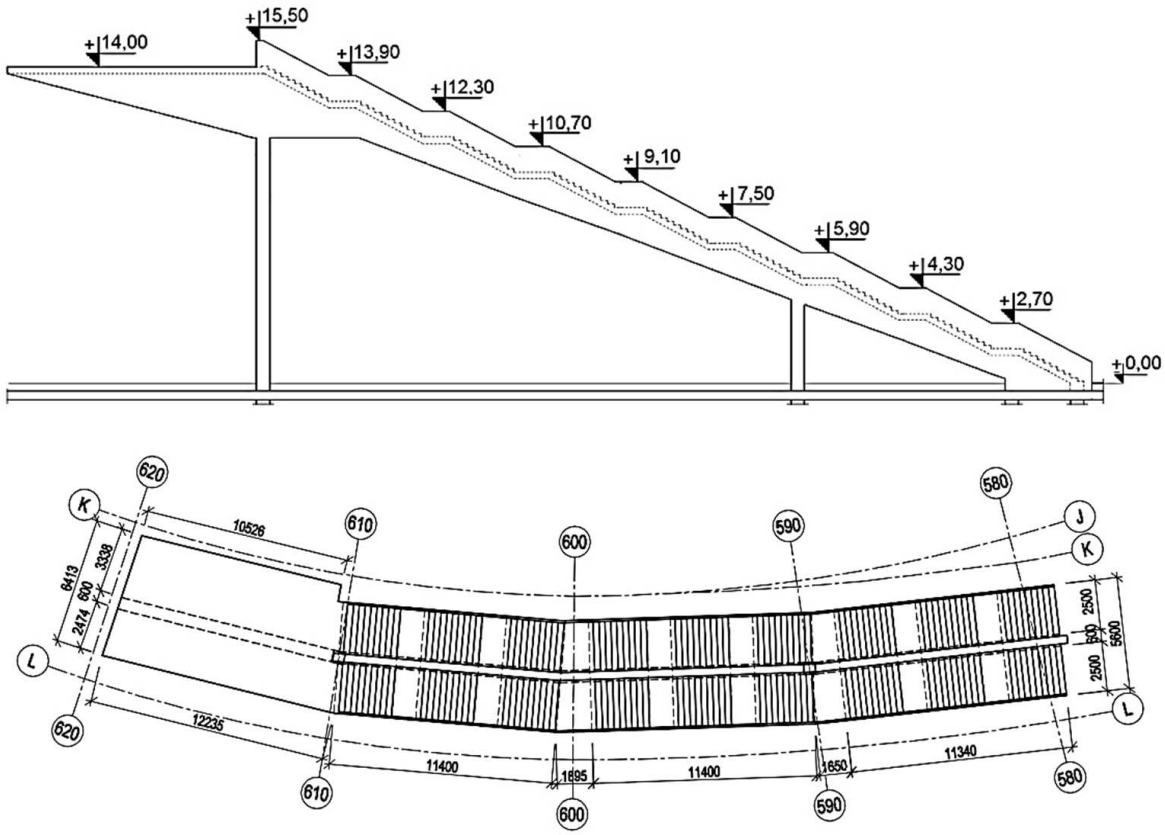
Główną konstrukcję nośną nieruchomych schodów kaskadowych w wersji monolitycznej stanowiła żelbetowa centralna dwuprzęsłowa belka ze wspornikiem, oparta dołem na konstrukcji stadionu (na poziomie -0,41 m) i na dwóch słupach żelbetowych monolitycznych o przekroju 0,6×0,6 m o różnej wysokości, dostosowanej do lokalizacji na obwodzie stadionu. Belka żelbetowa miała zmienną wysokość i wystawała (za wyjątkiem wspornika) powyżej biegów i spoczników na wysokość 1,16 m (wystająca część belki stanowiła balustradę środkową). Szerokość belek poniżej płyty biegów wynosiła 0,6 m, natomiast powyżej: 0,4 m. Wspornikowe płyty biegów i spoczników, o grubości 0,235 m tworzyły z belką przekrój krzyżowy. Przekrój schodów monolitycznych przedstawia rys. 1.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny przez belkę centralną i biegi schodowe (na podstawie dokumentacji [1])

Belki w rzucie zaprojektowano w linii łamanej. Kształt linii jest różny i zależny od lokalizacji schodów względem owalnego obrysu stadionu. Schody zaczynają się od poziomu +0,16 m, a najwyższy spocznik schodów kaskadowych znajduje się na poziomie +14,18 m i jest połączony z konstrukcją stadionu. Łączna szerokość biegów schodowych wynosi 5,2 m.

Widok schodów w rzucie oraz w rozwinięciu pokazano schematycznie na rys. 2.



Rys. 2. Przekrój – rozwinięcie w osi belek oraz widok z góry przykładowych schodów kaskadowych w konstrukcji monolitycznej – niezrealizowanych (na podstawie dokumentacji [1])

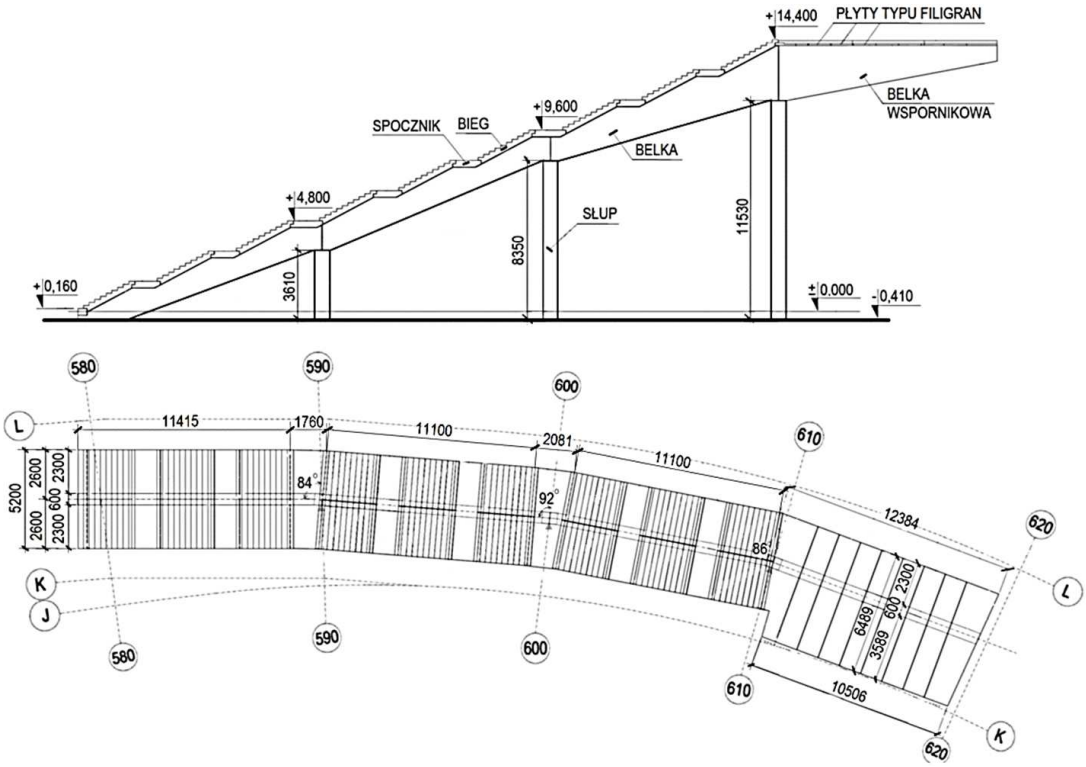
1.2. Opis konstrukcji prefabrykowanej – zrealizowanej

Schody zaprojektowane pierwotnie jako monolityczne, przeprojektowano w celu skrócenia czasu budowy i zmieniono technologię ich wykonania z monolitycznej na prefabrykowaną. Projekt zamienny powstał na wniosek Generalnego Wykonawcy, po uzyskaniu zgody Projektanta oraz akceptacji Inwestora. Starano się zachować przy tym ogólną koncepcję konstrukcji schodów monolitycznych.

Schody zaczynają się od poziomu +0,16 m, a najwyższy spocznik schodów kaskadowych znajduje się na poziomie +14,18 m i jest połączony z konstrukcją stadionu. Łączna szerokość biegów schodowych wynosi 5,2 m. Przykładowy rysunek schodów przedstawiono na rys. 3.

Główną konstrukcję nośną nieruchomych schodów kaskadowych stanowią cztery prefabrykowane belki żelbetowe o szerokości 0,6 m i zmiennej wysokości, wsparte na trzech prefabrykowanych słupach żelbetowych o przekroju 0,6×0,8 m i różnej wysokości dostosowanej do lokalizacji na obwodzie stadionu. Dolną belkę oparto bezpośrednio na podłożu (w poziomie –0,41 m). Belkę górną wykonano jako wspornikową. Na wsporniku oraz na belce stropowej stadionu oparto płyty typu Filigran zbrojone prętami ϕ12 mm i wzmocnione stalowymi dwuteownikami HEB160 w zmiennym rozstawie – od 0,6÷1,0 m (średnio 0,75 m). Na płytach Filigran wybetonowana została płyta żelbetowa o grubości 0,16 m.

Prefabrykowane belki ułożone są w rzucie w linii łamanej (rys. 3). Kształt linii jest różny i zależny od lokalizacji schodów względem obrysu stadionu. Belki usytuowane są w osi biegu, w związku z czym spoczniki stanowią dwustronne wsporniki zamocowane w belkach.



Rys. 3. Przekrój – rozwinięcie w osi belek i widok z góry przykładowych schodów kaskadowych w konstrukcji prefabrykowanej – zrealizowanej (na podstawie dokumentacji [3])

Na spocznikach oparto prefabrykowane biegi schodowe o szerokości 2,59 m, nie połączone bezpośrednio z belkami. Biegi schodowe połączono ze spocznikami 3 prętami ϕ16 mm (rozmieszczonymi wzdłuż krawędzi górnej biegu) i 3 prętami ϕ12 mm (rozmieszczonymi wzdłuż krawędzi dolnej biegu). Na spocznikach pręty biegów schodowych osadzono w gniazdach o średnicy ϕ60 mm formowanych rurami karbowanymi typu Robusta (rys. 8b).

W celu zapewnienia połączenia słupów z belkami – w słupie niskim i pośrednim wykonano wystające ze słupów pręty ϕ32 mm z nagwintowanymi końcami, trafiające w otwory w belkach, natomiast w słupie najwyższym pozostawiono gniazda o średnicy ϕ100 mm i głębokości 1650 mm formowane rurami Robusta. Analogiczne rozwiązanie zastosowano w belkach w miejscu oparcia spoczników (rury Robusta o wymiarach ϕ80×900 mm).

W trakcie montażu, w gniazdach, po usunięciu z nich wody, osadzano pręty, po czym wypełniano je bezskurczową zaprawą cementową w celu zapewnienia zakotwienia prętów.

2. Historia projektu i realizacji

Projekt budowlany przedmiotowych schodów został opracowany w 2009 roku i zatwierdzony do realizacji decyzją pozwolenia na budowę. Przewidywał on wykonanie wszystkich klatek schodów kaskadowych w technologii monolitycznej z betonu architektonicznego. Wykonawca uzyskał do realizacji projekt we wrześniu 2009 r. i obawiając się braku możliwości uzyskania betonu architektonicznego odpowiedniej jakości w warunkach jesienno-zimowych zaproponował Inwestorowi zmianę technologii wykonania schodów kaskadowych nieruchomych. Zaproponowano konstrukcję monolityczną zastąpić prefabrykowaną. Zmiana technologii wykonania wiązała się z koniecznością zmiany odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych (polegających np. na wprowadzeniu dodatkowego słupa) oraz opracowaniem nowego projektu konstrukcji scho-

dów, co oceniono jako odstępstwo nieistotne w stosunku do pierwotnie przyjętych rozwiązań projektowych zatwierdzonych w pozwoleniu na budowę. Po uzyskaniu przez Wykonawcę zgody Projektanta i akceptacji Inwestora, opracowano projekt zamienny w technologii prefabrykowanej.

Zgodnie z wpisami do Dziennika Montażu prefabrykowanych schodów kaskadowych montaż schodów rozpoczęto w połowie kwietnia 2010 r. i kontynuowano do połowy września 2010 r., po kiedy to prace zostały przerwane. Powodem przerwania montażu było stwierdzenie nadmiernych przemieszczeń przy obciążeniach dynamicznych (badania IBDiM [7]).

Prace wznowiono w pierwszej połowie stycznia 2011 roku. W lutym 2011 r. stwierdzono pierwsze zarysowania na głowicy jednego słupa oraz rysy i odspojenia betonu w jednej z belek. Zdaniem dostawcy prefabrykatów uszkodzenia nastąpiły w wyniku zamarznięcia wody we wbudowanych rurach karbowanych typu Robusta, służących do połączenia elementów. Zalecono wygrodzenie stref wokół uszkodzonych elementów i wydanie zakazu poruszania się po schodach kaskadowych, w których wystąpiły uszkodzenia. Stwierdzono dalsze uszkodzenia słupów i belek na 9 klatkach i przystąpiono do pobierania próbek betonu i wykonania badań, podejmując także badania pod obciążeniami próbnymi, które dały wynik negatywny. Dnia 23.05.2011 Główny Inspektor Nadzoru, wpisał do Dziennika Budowy: „… polecam, w powołaniu na art. 26, p. 2 Prawa Budowlanego, rozebranie wszystkich 15 konstrukcji schodów oraz ponowne ich wykonanie wg pierwotnego projektu, tj. w konstrukcji monolitycznej….”. Polecenia tego po dalszych uzgodnieniach nie wykonano.

Na zlecenie Głównego Wykonawcy Ośrodek Rzeczoznawstwa i Techniki Budowlanej OW PZiTB opracował „Opinię o stanie zagrożenia katastrofą budowlaną schodów zewnętrznych Stadionu Narodowego przy obecnym stanie obciążeń” – którą przedstawiono na zebraniu koordynacyjnym w dniu 01.06.2011 r. Opinia ta wykluczyła zagrożenie schodów katastrofą budowlaną i zakwalifikowała je do naprawy według wariantowo przedstawionych rozwiązań.

Na tej podstawie w czerwcu 2011 r. zawarto ugodę dotyczącą naprawy schodów kaskadowych i spośród wariantów naprawy:

– wzmocnienie konstrukcji poprzez zastosowanie taśm węglowych i żywic oraz pomocniczych elementów stalowych,
– naprawa polegająca na częściowym demontażu konstrukcji, reprofilacji uszkodzonych elementów i ich ponownym montażu,
– wykonanie dodatkowej, niezależnej konstrukcji stalowej, która spełnia funkcje
– konstrukcyjne i wymagania architektoniczne (estetyczne obudowanie elementów żelbetowych),
– wybrano do realizacji wariant ostatni (c).

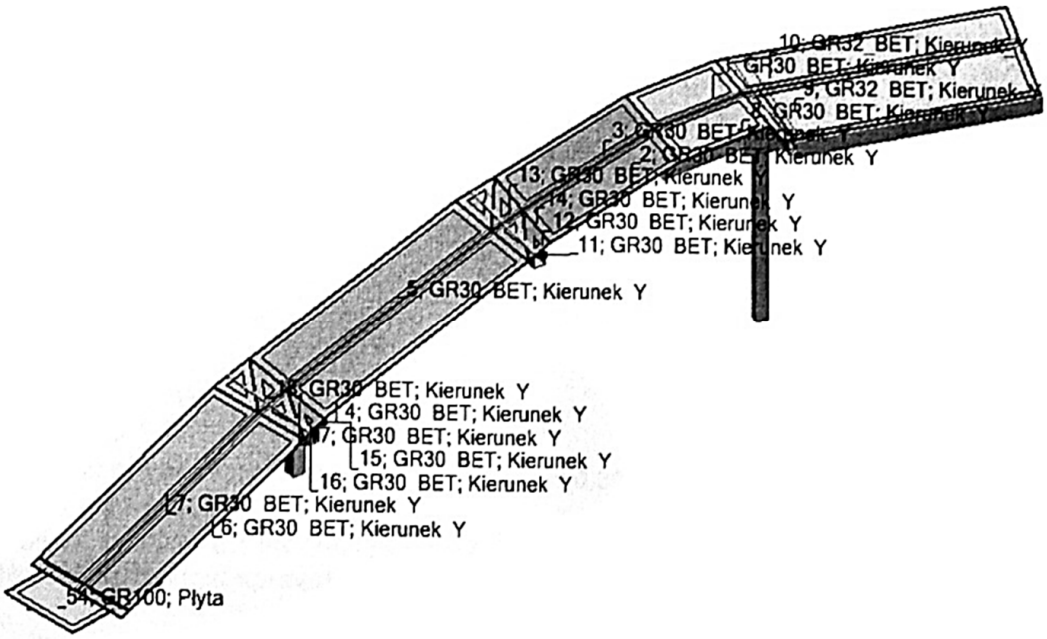
Jednocześnie, z uwagi na montaż fasady stadionu, Główny Inspektor Nadzoru dopuścił możliwość prowadzenia prac w obrębie uszkodzonych elementów schodów, m.in. pod warunkiem doraźnego wzmocnienia głowic słupów. Opracowano projekt wzmocnienia sześciu uszkodzonych głowic słupów. Dotyczyło to słupów najwyższych, z osadzonymi w głowicy słupa rurami Robusta. Zgodnie z projektem wzmocnienie polegało wykonano postaci opaski z laminatów FRP, powstałych z mat z włókien węglowych i żywicy epoksydowej.

W lipcu 2011 r. przystąpiono do realizacji projektu ostatecznego wzmocnienia, polegającego na obudowaniu istniejących prefabrykatów blachami stalowymi, połączonymi z betonem za pomocą zapraw mineralno-polimerowych.

3. Opis i błędy projektu pierwotnego

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe schodów w wersji monolitycznej (niezrealizowanej) zamieszczono łącznie na 6 stronach z 646 stronicowej dokumentacji obliczeń statyczno-

wytrzymałościowych konstrukcji żelbetowej stadionu. Na podstawie zamieszczonych rysunków na stronach obliczeń można domniemywać, że modele obliczeniowe przygotowano w programie obliczeniowym Robot Millennium, za pomocą modelu przestrzennego, prętowo – powłokowego. Główne belki nośne i słupy, tworzące pojedynczą ramę ze wspornikiem, zamodelowano wykorzystując elementy prętowe, sztywno z sobą połączone, jak również sztywno połączone z konstrukcją wsporczą. Płyty spoczników i biegów schodowych zamodelowano jako płaskie powłoki wspornikowo dwustronnie połączone sztywno z pojedynczą belką główną, zlokalizowaną w osi podłużnej schodów, tworząc w ten sposób przekrój krzyżowy. Widok przyjętego do obliczeń modelu przedstawionego w dokumentacji obliczeń pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Schemat schodów monolitycznych przedstawiony w dokumentacji do pozwolenia na budowę (na podstawie dokumentacji [2])

Dolny bieg zaprojektowano najprawdopodobniej jako sztywno połączony z konstrukcją stadionu poniżej poziomu posadowienia schodów, natomiast połączenie górnego wspornikowego spocznika z konstrukcją stadionu przewidziano w projekcie schodów monolitycznych z wykorzystaniem koszyków izolacyjnych typu ISOPRO typ PI-IPT 14/10. Tak rozwiązane połączenie, w podejściu obliczeniowym, można interpretować jako liniowo przegubowe, nieprzesuwne.

W uzyskanej dokumentacji dotyczącej wersji monolitycznej nie znaleziono informacji o przyjętych obciążeniach i możliwych oddziaływaniach na konstrukcję schodów. Niemal jedynymi założeniami wymienionymi w obliczeniach statycznych są: klasa betonu, klasa stali, współczynnik pełzania betonu oraz szerokość graniczna rozwarcia rys. W obliczeniach dotyczących schodów kaskadowych podano: beton klasy B37; stal klasy A-IIIN, f_{yk} = 490 MPa; współczynnik pełzania betonu ϕ_p = 1,68. W podpunktach dotyczących obliczania płyt spoczników i biegów uzupełniono założenia o dopuszczalną szerokość rozwarcia rys wynoszącą a_{dop} = 0,3 mm. Dla belek i słupów zaostrzono ten warunek podając a_{dop} = 0,2 mm.

W obliczeniach dla słupów założono klasę betonu B45, co nie ma odzwierciedlenia na rysunkach wykonawczych, ponieważ na dokumentacji rysunkowej dla wszystkich elementów, w tym słupów, podano klasę B37.

Założenia klasy ekspozycji podano jedynie w dokumentacji rysunkowej szalunkowej i oznaczono jako XC4. Nie jest to w pełni wystarczające założenie, gdyż dla schodów wykonanych na zewnątrz należało przyjąć klasę XF3, z uwagi na możliwość znaczącego oddziaływania cyklicznego zamrażania/rozmrażania betonu w stanie mokrym.

Przyjęcie klasy ekspozycji XC4 jest założeniem poprawnym odnośnie do wymagań klasy betonu, rysoodporności oraz wielkości wymaganych otulin (przedstawionych na rysunkach zbrojeniowych). W przypadku ekspozycji klas XF należy zwrócić szczególną uwagę na właściwości mieszanki betonowej (maksymalny stosunek *w*/*c*, minimalna zawartość cementu) i strukturę betonu [12].

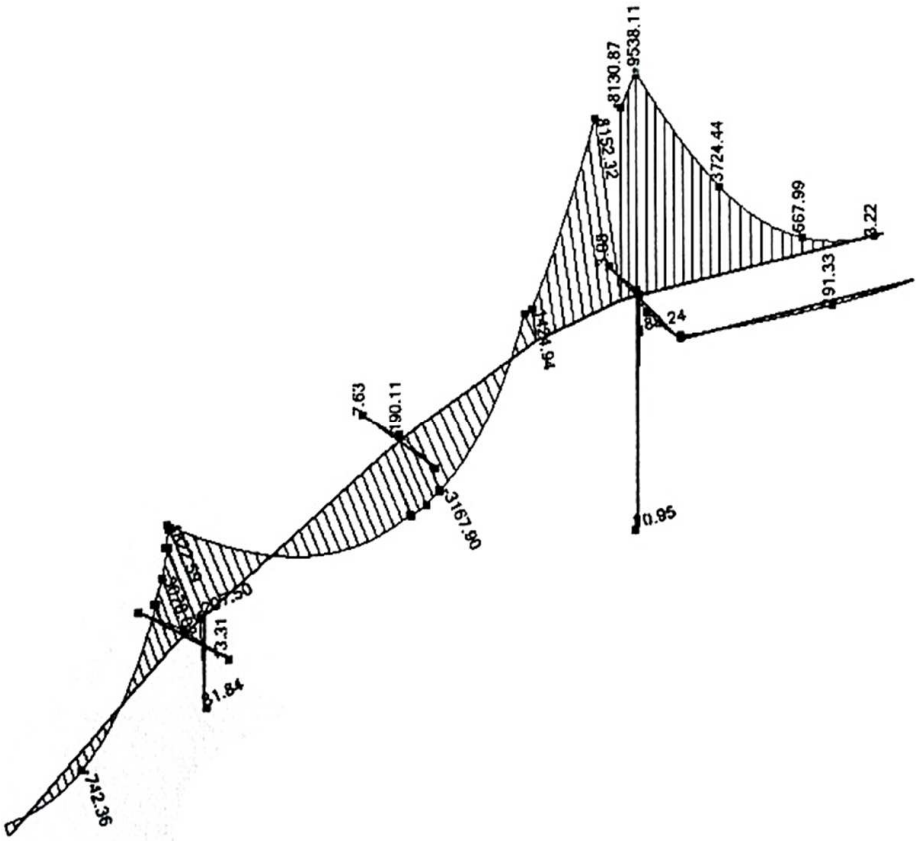
Niepokój budzi zamieszczony w opracowaniu wykres momentów zginających (rys. 5), zamiast obwiedni momentów zginających, co może świadczyć o pominięciu analizy kombinacji obciążeń w obliczeniach statycznych schodów.

Wobec braku informacji o przyjętych założeniach dotyczących obciążeń oraz oddziaływań termicznych i skurczowych działających na konstrukcję schodów, wykonano obliczenia sprawdzające w dwóch wersjach:

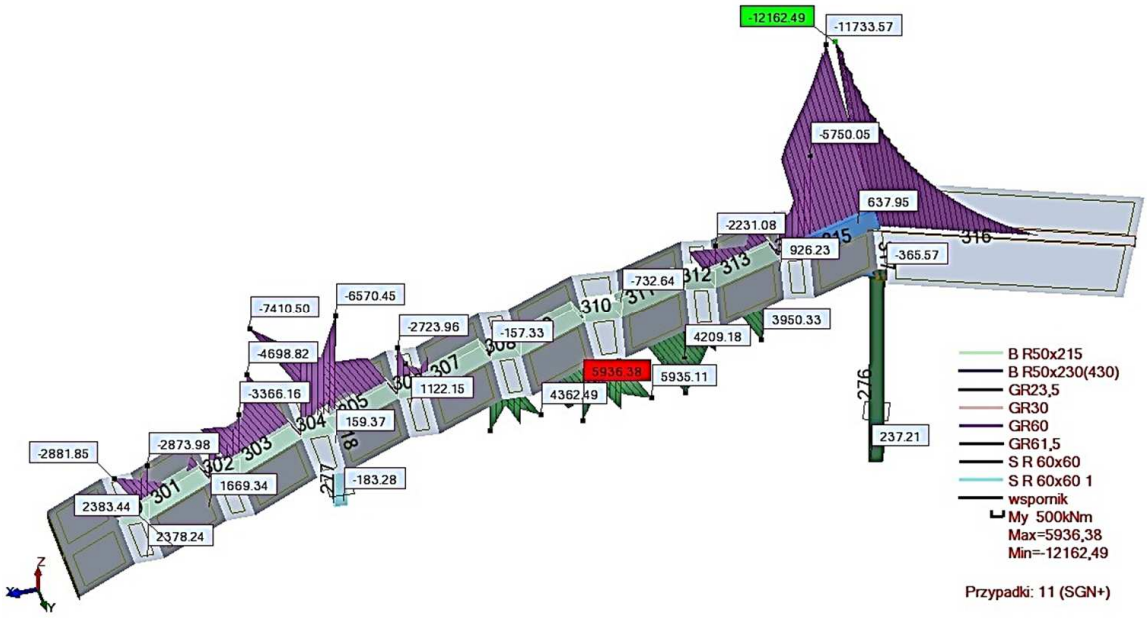
a) z uwzględnieniem wszystkich możliwych oddziaływań;

b) bez uwzględnienia oddziaływań termicznych i skurczowych.

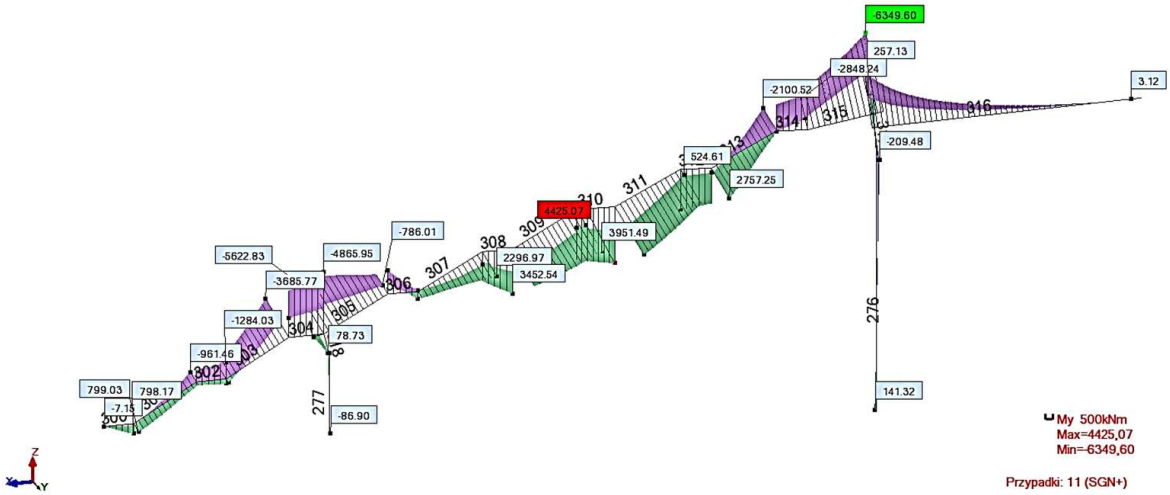
Przeprowadzone analizy statyczne konstrukcji schodów monolitycznych z uwzględnieniem oddziaływań termicznych i skurczowych oraz bez ich uwzględniania wykazały, że projekt został wykonany najprawdopodobniej bez uwzględnienia oddziaływań termicznych i skurczowych. Na rysunkach 6 i 7 przedstawiono porównanie otrzymanych obwiedni momentów zginających dla obliczeń z uwzględnieniem oddziaływań termicznych i skurczowych (rys. 6) oraz bez ich uwzględniania (rys. 7).



Rys. 5. Wykres momentów zginających w belkach przedstawiony w pierwotnych obliczeniach (na podstawie dokumentacji [2])



Rys. 6. Wykres obwiedni momentów zginających w płaszczyźnie pionowej (My) [kNm], z uwzględnieniem oddziaływań termicznych i skurczowych



Rys. 7. Wykres obwiedni momentów zginających w płaszczyźnie pionowej (My) [kNm], bez uwzględnienia oddziaływań termicznych i skurczowych

Następnie na podstawie wielkości sił wewnętrznych otrzymanych z obliczeń, z uwzględnieniem oddziaływań termicznych i skurczowych, wyznaczono potrzebne zbrojenie główne i stwierdzono:

– w przypadku ekstremalnego momentu zginającego i towarzyszącej siły osiowej (rozciąganie), występujących nad słupem wysokim (rys. 6), według obliczeń wymagana powierzchnia zbrojenia w górnej części belki wynosi 193,67 cm^2, co odpowiada 32 prętom ϕ28, a zgodnie z rysunkami wykonawczymi w tym przekroju zaprojektowano 16 prętów ϕ28,
– podobna sytuacja występuje w kolejnym przekroju krytycznym – przęsłowym; wymagane obliczeniowo pole zbrojenia wynosi 156,29 cm^2, co odpowiada 26 prętom ϕ28, a zgodnie z rysunkami wykonawczymi w tym przekroju zaprojektowano także tylko 16 prętów ϕ28.

Zaprojektowane zbrojenie przedstawione na rysunkach wykonawczych w projekcie schodów monolitycznych jest zatem zdecydowanie niewystarczające, jeżeli w obliczeniach uwzględnia się oprócz obciążeń stałych i użytkowych, także wpływy termiczne i skurczowe. W przypadku zaistnienia oddziaływań termicznych i skurczowych nastąpiłyby lokalne uszkodzenia konstrukcji.

W przypadku, gdyby konstrukcja mogła się swobodnie odkształcać, czyli bez potrzeby uwzględniania wpływów termicznych, stwierdzono na podstawie obliczeń praktycznie wystarczającą ilość zbrojenia przewidzianą w rysunkach zarówno w belkach, jak i w słupach.

Analogiczna sytuacja występuje w ilości zbrojenia w płytach biegów i spoczników. W przypadku uwzględnienia oddziaływań termicznych i skurczowych – zbrojenie jest niewystarczające, natomiast bez uwzględnienia oddziaływań termicznych i skurczowych – stwierdzono praktycznie wystarczające ilości zbrojenia konstrukcji, za wyjątkiem zbrojenia górnego podłużnego (równoległego do belek) spoczników pośrednich. Uwidoczniło się tu również zbyt duże uproszczenie obliczeniowe zastosowane w pierwotnym modelu numerycznym, polegające na modelowaniu płyt spoczników i biegów jako uśrednionych powierzchni płaskich (rys. 4), zamiast uwzględnienia rzeczywistego kształtu płyty łamanej w miejscu połączenia płyty spocznika z płytą biegu (rys. 6).

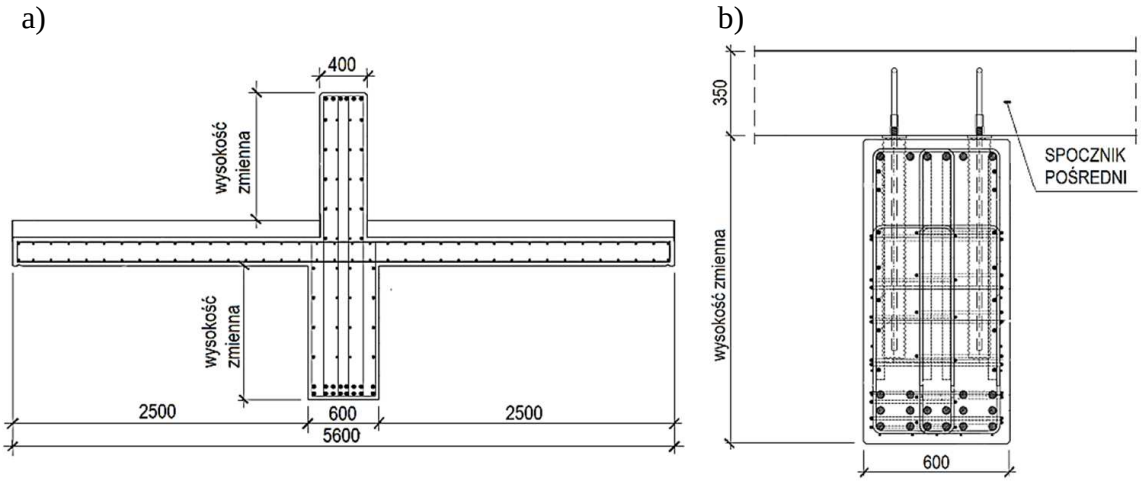
Wykonano również sprawdzające obliczenia dynamiczne i stwierdzono, że pierwsza postać drgań własnych jest postacią giętną, przy częstotliwości drgań własnych f = 3,90 Hz, natomiast druga jest postacią skrętną, dla częstotliwości drgań własnych wynoszących f = 4,77 Hz. Przyjmując za [13, 14] częstotliwości chodu ludzkiego po schodach w zakresie: od około 3÷4 Hz, z zastrzeżeniem możliwości wzrostu częstotliwości wzbudzenia do 4,5 Hz, należy stwierdzić, na podstawie analizy modalnej, że konstrukcja schodów w wersji monolitycznej stanowiła układ niskostrojony, a zakres częstości wymuszającej obejmuje pierwszą postać drgań własnych (swobodnych) konstrukcji schodów, co oznacza, że może dojść do zjawiska rezonansu. W związku z tym, drgania ustalone wzbudzone poruszającym się tłumem po analizowanych schodach, mogły powodować znaczący wzrost sił wewnętrznych, w konsekwencji doprowadzając do lokalnych uszkodzeń. Analizując wyniki przyrostu sił wewnętrznych w charakterystycznych przekrojach należy stwierdzić, że nośność konstrukcji schodów przy częstości wymuszenia w zakresie rezonansowym, to znaczy w zakresie 0,8÷1,2 częstości drgań swobodnych w pierwszej postaci, co odpowiada częstościom 3,12÷4,6 Hz, była w pierwotnej wersji (monolitycznej) zdecydowanie niewystarczająca.

4. Opis i błędy projektu zamiennego

Konsekwencją zmiany technologii wykonania schodów (z monolitycznej na prefabrykowaną) były zmiany rozwiązań projektowych, które zostały wprowadzone przez Projektanta. Uznano je jako odstępstwa nieistotne od pierwotnych rozwiązań projektowych zatwierdzonych decyzją pozwolenia na budowę zgodnie z art. 36a ust. 5 i 6 Prawa budowlanego.

Należy zaznaczyć, że zmiany konstrukcji w stosunku do projektu pierwotnego były zasadnicze z punktu widzenia statyki (oraz dynamiki) konstrukcji i obejmowały m.in.:

a) zmianę przekroju głównych belek nośnych schodów (z krzyżowego na prostokątny, rys. 8),
b) przyjęcie rozwiązania z pominięciem współpracy biegów schodowych z belkami,
c) zmianę schematu statycznego ustroju nośnego przez wprowadzenie dodatkowego słupa podpierającego belki i swobodne oparcie dwóch dolnych segmentów belkowych na słupach (zmiana w stosunku do schematu belki ciągłej w wersji pierwotnej),
d) wprowadzenie kluczowych i zarazem kłopotliwych – z punktu widzenia wykonawstwa – połączeń między elementami prefabrykowanymi.



Rys. 8. Przekroje poprzeczne belek: a) w wersji pierwotnej – monolitycznej, b) w wersji zrealizowanej – prefabrykowanej (na podstawie dokumentacji [1], [3])

Projekt konstrukcji schodów kaskadowych w wersji prefabrykowanej należy oceniać w dwóch aspektach: 1) poprawności obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i 2) poprawności rozwiązań przyjętych ostatecznie w dokumentacji wykonawczej, rysunkowej.

W obliczeniach statycznych stwierdzono następujące błędy w założeniach obliczeniowych, mające różne znaczenie:

– założenie podparcia przegubowo-nieprzesuwnego ustroju nośnego bezpośrednio na fundamencie; jest to niezgodne z rozwiązaniem tego połączenia na rysunkach wykonawczych, gdzie zaprojektowano połączenie dolnej belki nośnej z fundamentem z zapewnieniem przesuwu poziomego,
– błąd w definicji elementów prętowych dwóch belek nośnych, tj. pierwszej i drugiej, polegający na przyjęciu do obliczeń zaniżonego przekroju o wymiarach 60×90 cm zamiast 60×120 cm,
– w pierwszym wariancie obliczeń uwzględnienie dodatkowego obciążenia o wartości 16,88 kN/m wewnętrznym murkiem rozdzielającym z betonu (niezrealizowanym),
– przyjęcie obciążenia wszystkich spoczników ciężarem najkrótszego, dolnego biegu, z niedoszacowaniem tym samym obciążenia przy pozostałych, dłuższych biegach,
– pominięcie obciążenia poziomego poręczy, o normowej wartości charakterystycznej 1,5 kN/m,
– przyjęcie obciążenia wiatrem w płaszczyźnie układu jako liniowo rozłożonego na krawędzi spoczników, zamiast parcia prostopadłego do biegów i spoczników.

W projekcie zamiennym zupełnie pominięto w obliczeniach dwa istotne wpływy: obciążenia termiczne (nagrzaniem i ochłodzeniem) oraz drgania konstrukcji schodów.

Z kolei w dostępnej dokumentacji technicznej projektu wykonawczego nie stwierdzono większych usterek. Wątpliwość budzi jedynie sposób wykonstruowania zbrojenia poprzecznego w belkach. Z uwagi na sposób betonowania w zakładzie prefabrykacji w pozycji odwróconej zbrojenie to zostało zaprojektowane na pełen zakład dołem, co w przypadku belek dolnych – pierwszej i drugiej – powoduje zakład w strefie rozciąganej. W konsekwencji, w tych belkach istnieje zagrożenie prostowaniem haków i odpadaniem otuliny w skręcanych belkach.

Należy również zaznaczyć, że na rysunkach wykonawczych przyjęto dla otulenia klasę ekspozycji XC3, podczas gdy w projekcie pierwotnym (w technologii monolitycznej) przyjęto klasę XC4. Według normy [12] klasę ekspozycji XC3 odnosić należy do środowiska o umiarkowanej wilgotności (w tym powierzchni betonowych na zewnątrz, osłoniętych przed

deszczem); z kolei XC4 do środowiska „cyklicznie mokrego i suchego” (do powierzchni betonowych narażonych na kontakt z wodą).

Tymczasem dla schodów na zewnątrz, z uwagi na możliwość cyklicznego zamrażania/rozmrażania betonu w stanie mokrym, właściwą klasą ekspozycji jest klasa XF3. To pominięcie powtórzono za wersją monolityczną projektu.

Niezależnie jednak od tej formalnej niezgodności założeń, warunki minimalnego otulenia przyjęte na rysunkach wykonawczych elementów prefabrykowanych zostały spełnione w każdym przypadku (tj. dla klas ekspozycji XC3, XC4 i XF3).

W celu weryfikacji obliczeń do projektu zamiennego schodów przeprowadzono własne analizy statyczne i dynamiczne konstrukcji schodów prefabrykowanych, w tym z uwzględnieniem oddziaływań temperaturowych i sił dynamicznych.

Obliczenia sprawdzające wykonano dla tej klatki schodowej, dla której wcześniej wykonano obciążenie próbne [7].

W modelu przyjęto następujące założenia obliczeniowe: beton B60; główne belki nośne zamodelowano jako elementy prętowe o przekrojach prostokątnych stałych lub zmiennych, uśrednionych na długości; belki nośne zamodelowano w osi układu konstrukcji, z korektą momentów bezwładności względem osi głównych przekroju, spoczniki oraz biegi schodowe zamodelowano jako elementy powłokowe; płyty prefabrykowane biegów rozdzielono w osi belki, traktując je jako pracujące niezależnie; biegi schodowe oddylatowano od belek.

Przyjęto sztywne zamocowanie spoczników w belkach i przegubowe połączenia biegów schodowych wzdłuż krawędzi spoczników. Spocznik łączący wspornik belki z płytą stadionu przyjęto jako panel z przewieszeniem, oparty liniowo, przegubowo nieprzesuwnie na konstrukcji stadionu oraz przegubowo na wsporniku belki. Połączenia słupów z belkami przyjęto jako przegubowe w płaszczyźnie układu konstrukcji schodów. Słupy sztywno zamocowano w fundamencie, a belkę dolną schodów oparto bezpośrednio na fundamencie, przegubowo-przesuwnie w płaszczyźnie układu.

Wykonano następujące obliczenia: w ramach statyki liniowej – kombinacje pełne wszystkich obciążeń, w ramach analizy dynamicznej – wyznaczono parametry drgań własnych konstrukcji oraz odpowiedź konstrukcji na drgania wymuszające.

Zestawienie obciążeń wykonano na podstawie polskich norm (poprzedzających Eurokody), co było zgodne z założeniami przyjętymi w projekcie zamiennym konstrukcji.

Obciążenie ciężarem własnym przyjęto w programie obliczeniowym na podstawie wymiarów geometrycznych przekrojów i gęstości materiału, z uwzględnieniem rozbieżności pomiędzy rzeczywistą geometrią elementów konstrukcyjnych, a modelem obliczeniowym.

Na spoczniku górnym uwzględniono warstwę wyrównawczą 40 mm. Obciążenie ciężarem barierek przyłożono do krawędzi spoczników i biegów schodowych jako liniowo rozłożone. W obliczeniach sprawdzających ostatecznie pominięto obciążenie ciężarem wewnętrznego murka betonowego, które pierwotnie zadano w obliczeniach [4], po czym wycofano w [5]. Obciążenie zmienne tłumem o wartości q_k = 5,0 kN/m^2 przyłożono do spoczników i biegów schodowych jako równomiernie rozłożone, rzutowane na płaszczyzną poziomą. Obciążenie poziome poręczy o wartości q_k = 1,5 kN/m przyłożono do krawędzi spoczników i biegów schodowych jako układ obciążeń liniowo rozłożonych i momentów skręcających.

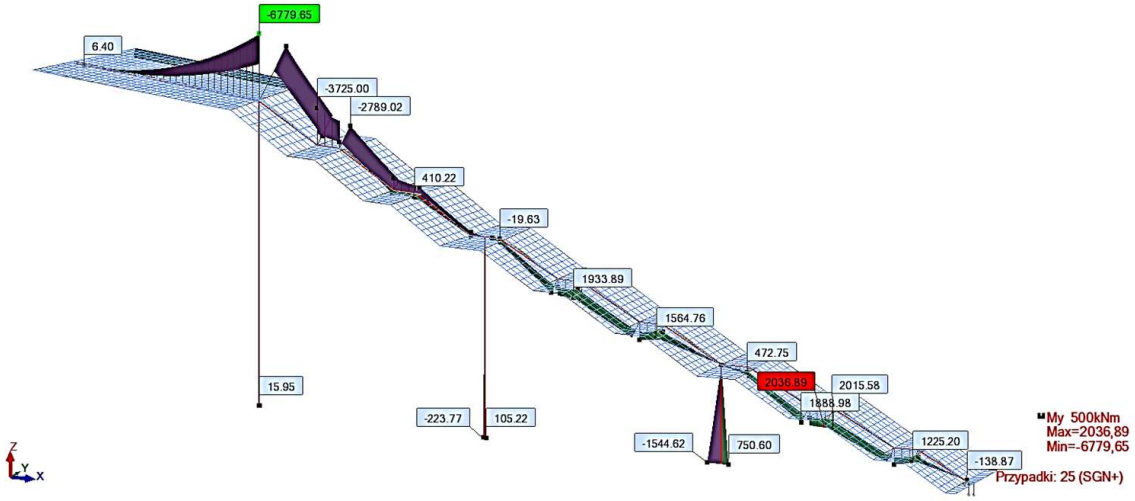
Obciążenie wiatrem zdefiniowano w dwóch schematach, jako: 1) obciążenie prostopadłe do układu belek: obciążenie przyłożono jako liniowe, rozłożone na jednostkę długości belek i słupów, zebrane z odpowiednich powierzchni przypadających na poszczególne elementy; w zestawieniu pominięto niewielki moment skręcający, wynikający z mimośrodowego oddziaływania wiatru oraz 2) obciążenie równoległe do układu (belek nośnych) oddziałujące od strony wejścia na schody; przyłożono je jako obciążenie powierzchniowe prostopadłe (parcie) do powierzchni biegów i spoczników.

Oddziaływania wiatru równoległego do układu belek nośnych, od strony wejścia na schody jako ssania, nie rozważano z uwagi na wpływ korzystny. Nie rozważono również kierunku wiatru równoległego do układu belek nośnych oddziałującego od strony podniebienia schodów z uwagi na korzystny wpływ.

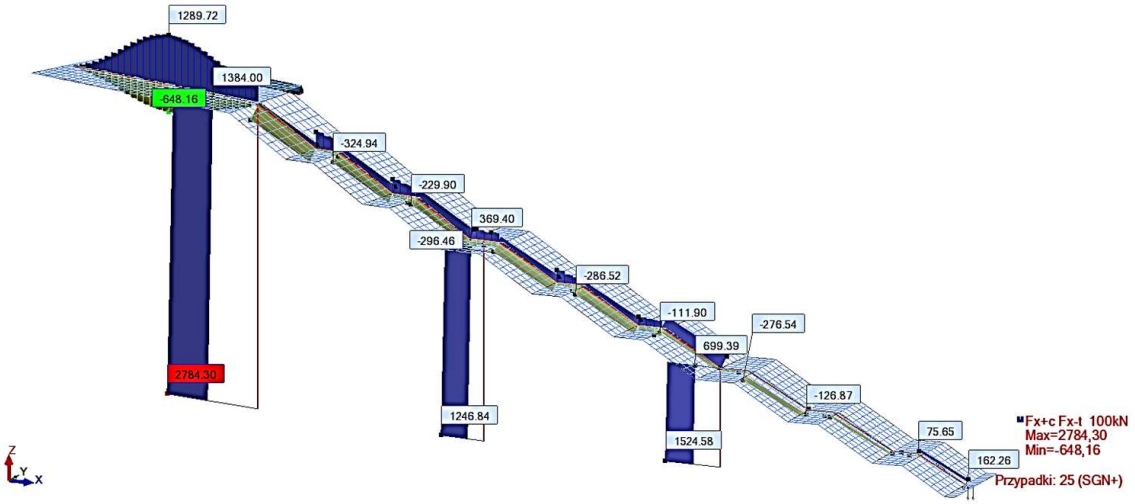
Oddziaływanie temperatury w porze letniej o wartości +32°C i w porze zimowej o wartości -20°C przyjęto jako różnicę Δt °C, między średnią temperaturą konstrukcji υ w porze letniej i zimowej, a jej temperaturą scalenia t_0.

Obliczenia sprawdzające wykonano dla dwóch równie prawdopodobnych sytuacji obliczeniowych. W pierwszej sytuacji obliczeniowej analizę statyczną prowadzono z uwzględnieniem wszystkich możliwych przypadków obciążeń, w tym biorąc pod uwagę oddziaływania temperaturowe. W drugiej sytuacji obliczeniowej wykonano analizę statyczną dla wszystkich przypadków obciążeń, jednak z pominięciem oddziaływań termicznych.

Uwzględnienie obciążenia temperaturą (nagrzania albo ochłodzenia) konstrukcji schodów spowodowało istotny wzrost sił w konstrukcji, a w szczególności: w najniższym słupie (momentów zginających My w płaszczyźnie układu i sił poprzecznych F_y – rys. 9) oraz we wsporniku belki (rozciągających sił osiowych F_x) – rys. 10.



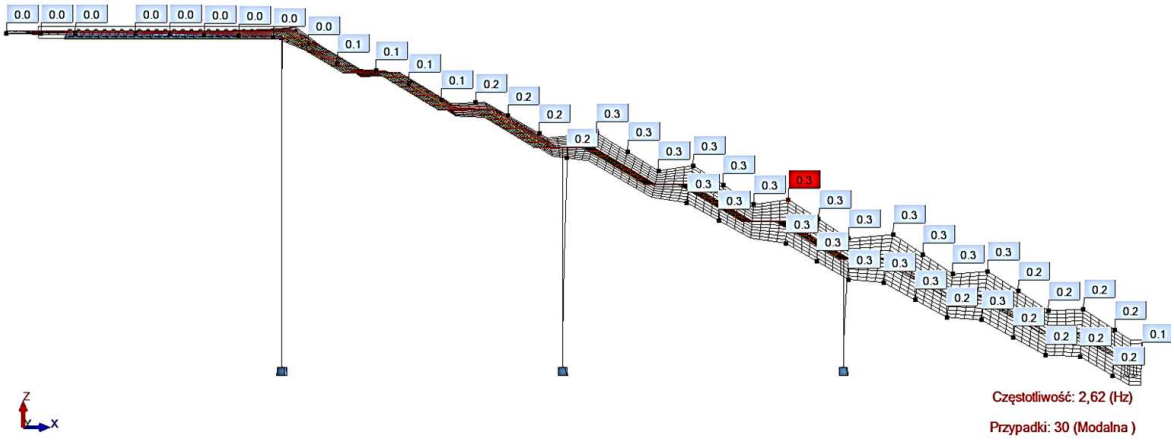
Rys. 9. Obwiednia momentów zginających My [kNm] z uwzględnieniem obciążenia termicznego



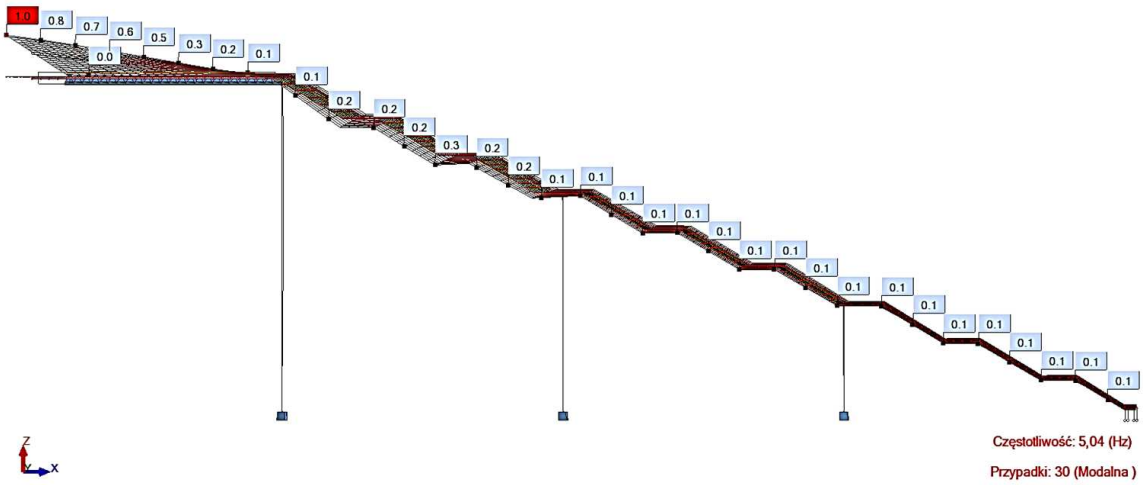
Rys. 10. Obwiednia sił osiowych Fx [kN] z uwzględnieniem obciążenia termicznego

Model numeryczny wykonany na potrzeby analizy statycznej wykorzystano do numerycznej analizy dynamicznej w zakresie częstotliwości i drgań swobodnych (analizy modalnej).

Na podstawie analizy modalnej do dalszych analiz wybrano dwie pierwsze postacie drgań własnych modelu konstrukcji schodów prefabrykowanych, tj.: skrętną, dla częstotliwości drgań własnych f_1 = 2,62 Hz (rys. 11) oraz giętno-skrętną dla f_2 = 5,04 Hz (rys. 12).



Rys. 11. Pierwsza forma drgań swobodnych (własnych)



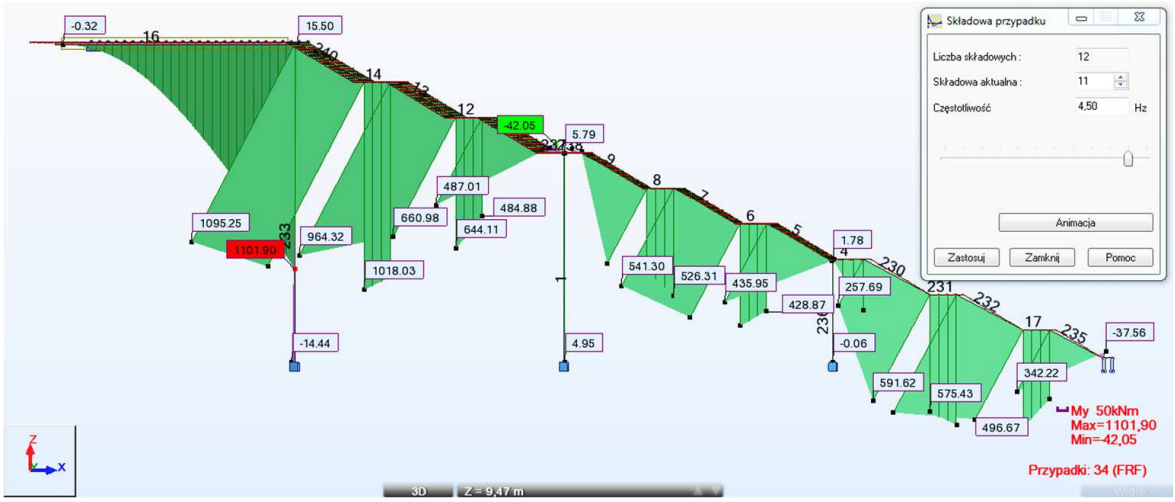
Rys. 12. Druga forma drgań swobodnych (własnych)

W celu oceny podatności konstrukcji na drgania wykonano analizę harmoniczną w dziedzinie częstotliwości. Celem tej analizy było uzyskanie wartości tzw. funkcji odpowiedzi częstotliwości FRF (ang. *Frequency Response Function*) dla węzłów modelu. Przebieg funkcji odpowiedzi częstotliwości pozwolił na oszacowanie wpływu drgań na konstrukcję schodów w założonej dziedzinie częstotliwości.

W celu analizy wpływu wzbudzenia w trakcie schodzenia tłumu po schodach, do wszystkich biegów schodowych oraz spoczników przyłożono równomiernie rozłożone obciążenie tłumem o wartości 5,0 kN/m^2.

Przyjęto zakres częstotliwości wzbudzenia schodów od 0,01 do 4,5 Hz, obejmujący zakres częstotliwości chodu ludzkiego po schodach, zgodnie z [13, 14].

Obliczone wartości dwóch pierwszych częstotliwości drgań własnych (f_1 = 2,62 Hz oraz f_2 = 5,04 Hz) są więc bliskie częstotliwościom chodu ludzkiego po schodach. Stąd, istnieje prawdopodobieństwo wystąpienia w konstrukcji schodów drgań o charakterze rezonansowym. W analizie harmonicznej wpływ drgań rezonansowych uwidocznił się przede wszystkim w zakresie wymuszenia bliskiego drugiej postaci drgań własnych (4,50 Hz ≅ f_2 = 5,04 Hz). W wyniku rezonansu nastąpiło odwrócenie znaku momentów zginających – w stosunku do wartości projektowanych - w belce wspornikowej oraz w trzeciej (górnej belce) – rys. 13.



Rys. 13. Wykres momentów zginających My [kNm] dla częstotliwości wymuszenia f = 4,50 Hz

W projekcie zamiennym schodów, w belce wspornikowej przyjęto dołem 4ϕ32 mm (stąd: A_{s1} = 32,17 cm^2) i 12ϕ32 mm górą (A_{s2} = 96,51 cm^2), ze stali RB500W (A-IIIN). Uwzględniając to zbrojenie, nośność na zginanie (dołem) przekroju nadsłupowego oszacowano na: M_{Rd} ≅ 3700 kNm, czyli znacząco więcej od momentu wyznaczonego w analizie harmonicznej (rys. 13). Co ważne, również połączenie belki wspornikowej z górną belką schodów, dzięki ciągłości dolnych prętów, pozwoliłoby przenieść momenty rozciągające dolną krawędź wspornika – rys. 15b.

Pomimo zauważonych błędów w pierwotnych obliczeniach statycznych (obliczeń dynamicznych nie wykonano) do projektu zamiennego schodów, w obliczeniach sprawdzających (z uwzględnieniem dynamiki schodów) nie stwierdzono przekroczenia stanów granicznych nośności w przekrojach krytycznych głównych elementów nośnych schodów i uzyskano ilości zbrojenia co najmniej równe zawartym na rysunkach wykonawczych.

Wynika to z przewymiarowania przekrojów na rysunkach wykonawczych elementów prefabrykowanych schodów i przyjęcia ilości zbrojenia większej od ustalonej na podstawie wyników obliczeń wytrzymałościowych. Również uzyskany w obliczeniach dynamicznych wzrost sił w schematach, które nie były brane pod uwagę w projektowaniu, i w zakresie częstotliwości wymuszenia 0÷4,5 Hz, nie prowadzi do przekroczenia warunków stanu granicznego nośności. Wykazano, że nośność przewymiarowanych przekrojów podporowych (dzięki zbrojeniu dołem) jest wystarczająca do przeniesienia tych dodatkowych sił.

5. Wady realizacji pierwszego etapu

Niezależnie od błędów projektowych w wersji monolitycznej (niezrealizowanej) i w wersji prefabrykowanej (zrealizowanej) wystąpiły w tej ostatniej znaczące wady wykonawcze. Wady te wystąpiły we wszystkich fazach realizacji konstrukcji prefabrykowanej, a mianowicie:

a) na etapie wykonania elementów w zakładzie prefabrykacji,
b) w trakcie transportu i składowania elementów na budowie,
c) w trakcie montażu konstrukcji schodów.

W trakcie wykonawstwa elementów (w zakładzie prefabrykacji) popełniono błędy polegające przede wszystkim na:

– niedokładności geometrycznej prefabrykatów, co ujawniło się w trakcie montażu schodów przez wystąpienie licznych imperfekcji w stykach pomiędzy poszczególnymi prefabrykatami wszystkich 15 biegów schodów kaskadowych nieruchomych,
– uchybieniach w usytuowaniu otworów i wkładek do połączeń prefabrykatów.

W „Protokołach konieczności montażu schodów kaskadowych", dołączonych do pism Kierownika Montażu schodów prefabrykowanych (przytoczonych w ekspertyzie [10]) zwrócono m.in. uwagę na fakt, że: „otwory w ryglu dolnym – w miejscu montowania pierwszych rygli na stropie – wykonano o średnicy 35 mm – niezgodnie z projektem (powinny być gniazda w postaci rury stalowej 80×40×2 mm)",

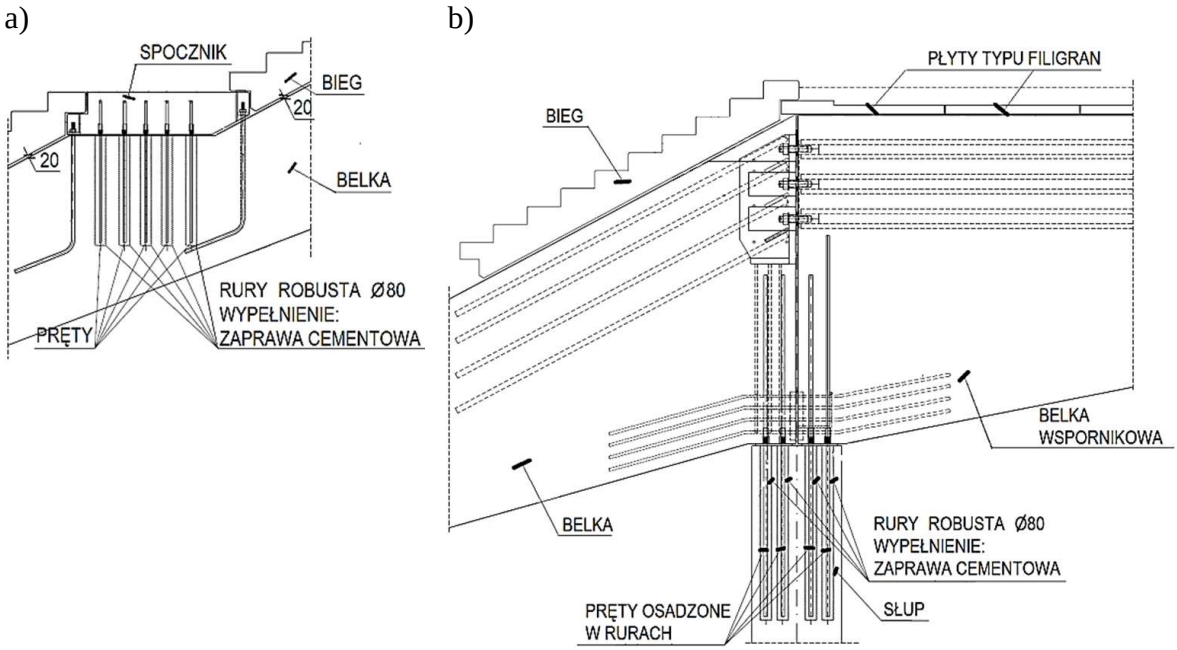
– niewłaściwej pielęgnacji elementów schodów, której skutkiem były liczne rysy skurczowe wszystkich elementów prefabrykowanych zabudowanych w konstrukcji schodów kaskadowych, w założeniu mających mieć wykończenie w standardzie betonu architektonicznego (czego nie udało się zachować),
– wadliwej strukturze betonu (stwierdzonej w toku badań próbek pobranych ze słupów i belek przez renomowane laboratoria), skutkującej porowatością i obniżoną mrozoodpornością betonu.

W trakcie transportu i składowania elementów wystąpiły uszkodzenia naroży prefabrykatów, mogące wynikać z niedbalstwa w trakcie prowadzenia rozładunku elementów i ich składowania.

W trakcie montażu konstrukcji schodów prefabrykowanych popełniono przede wszystkim następujące błędy:

– niewłaściwe wypełnienie otworów połączeniowych (rury typu Robusta) zaprawą, co spowodowało pozostawienie wody wolnej (niezwiązanej) w połączeniu i, w okresie zimowym, jej zamarznięcie prowadzące do rozsadzenia rur Robusta przez lód; powstały uszkodzenia belek i słupów (spękania betonu głowic najwyższych słupów oraz odspojenia otuliny bocznych ścian belek, rys. 14). Stwierdzono w [10] występowanie miejscowych braków wypełnienia rur Robusta i tym samym: „brak trwałego i niezawodnego zakotwienia trzpieni stalowych w rurach Robusta". Skutki uszkodzeń wynikające z działania mrozu, polegające m.in. na spękaniach głowic słupów były doraźnie usuwane przez powierzchniowe naprawy za pomocą laminatu,
– montaż i własne przeróbki niewłaściwie wykonanych prefabrykatów [10]: 1) ze względu na niezgodne z projektem umieszczenie haków zawiesi kulowych w słupach, słupy obracano a nie podnoszono, rozkuwano i czyszczono gniazda u podstawy słupów – były to skutki niedokładnego ich wykonanie w stosunku do projektu, 2) w celu umożliwienia zamontowania belek powiększano otwory w belkach w miejscach oparcia na słupach.

Rys. 14. Odspojenie betonu w połączeniu belki ze spocznikiem (zdjęcie autorów)



Rys. 15. Szczegóły połączeń: a) belki ze spocznikiem, b) belki z najwyższym słupem (na podstawie dokumentacji [3])

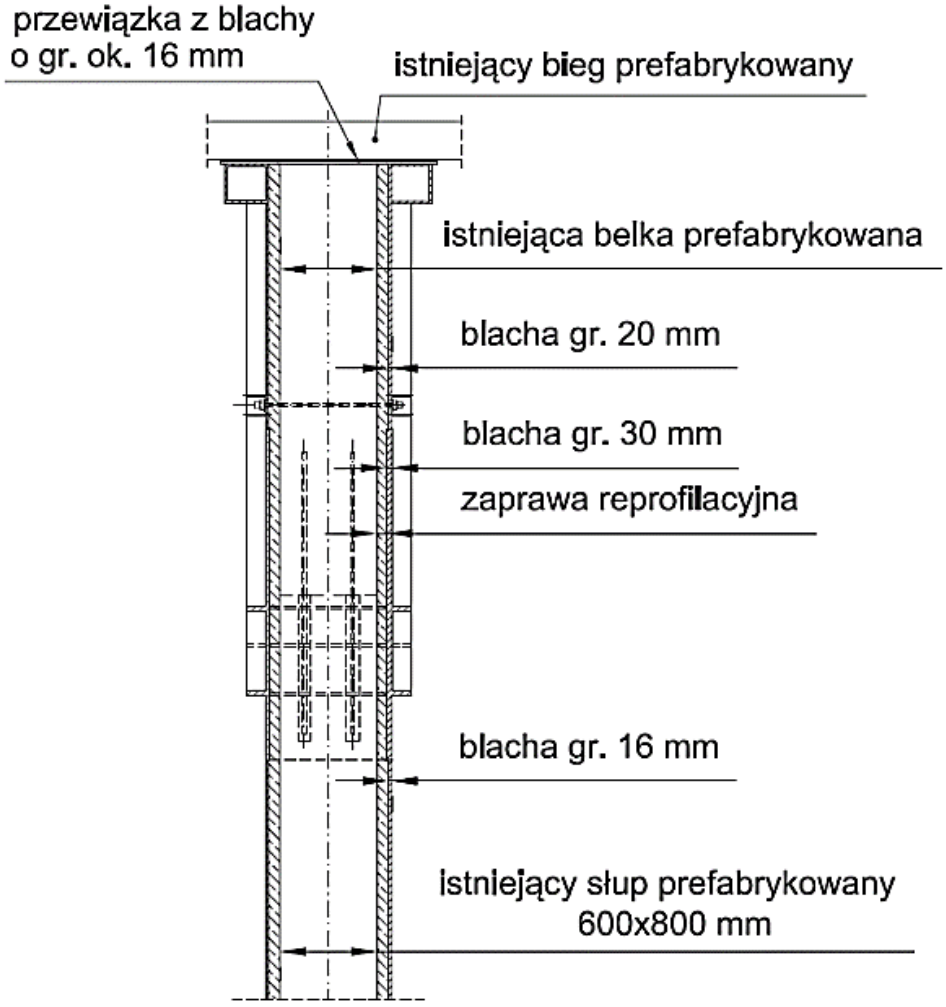
Należy zaznaczyć, że w Dzienniku Montażu [6] nie podano żadnych informacji o ewentualnych wadach prefabrykatów i błędach montażowych. Do lutego 2011 r. Wykonawca nie zgłaszał żadnych uszkodzeń montowanych elementów prefabrykowanych konstrukcji schodów. Podstawowym problemem, który uwidocznił się już w trakcie wykonawstwa (i został

szeroko opisany w wielu opracowaniach, w tym np. [10]), była słaba jakość wykonania połączeń belki nośnej ze spocznikiem oraz belki nośnej z najwyższym słupem (rys. 15).

6. Wzmocnienie

Wzmocnienie prefabrykowanych schodów kaskadowych wykonano w postaci dodatkowej konstrukcji stalowej. Z uwagi na stan awaryjny konstrukcji prefabrykowanej schodów przyjęto, że wzmacniająca konstrukcja stalowa ma docelowo przenieść wszystkie obciążenia pochodzące z biegów i spoczników oraz przejąć ciężar prefabrykowanych belek. Zadaniem konstrukcji stalowej było również wyłączenie z pracy uszkodzonych węzłów prefabrykowanych schodów (uciąglenie węzłów) i przekazanie sił przekrojowych poprzez stalową obudowę słupów na fundamenty stadionu. Oprócz spełnienia funkcji konstrukcyjnych (polegających między innymi na zwiększeniu sztywności skrętnej układu) postawiono wymaganie architektoniczne – estetycznego wyglądu powierzchni.

Prefabrykowane belki obudowano blachownicą w kształcie litery „U” z uformowanymi w postaci zamkniętych skrzynek górnymi i dolnymi pasami. Docelowo pasy górne zostały połączone ze sobą przewiązkami, umieszczonymi w przestrzeni pod prefabrykowanymi płytami biegowymi i spawanymi do pasów na montażu. Widoki oraz przykładowy przekrój wzmocnienia pokazano na rysunkach 16 i 17.



Rys. 16. Przykładowy przekrój wzmocnienia (na podstawie dokumentacji [9])

Ze względu na odchyłki montażowe i geometryczne istniejącej konstrukcji oraz konieczność zwiększenia tolerancji wykonawczych dla stalowej obudowy, płaszcz stalowy nie przylegał bezpośrednio do prefabrykatów. Założono wypełnienie tej przestrzeni ok. 8 cm (lokalnie innej – mniejszej lub większej) między powierzchniami prefabrykatów a stalą, zaprawą reprofilacyjną zapewniającą powiązanie prefabrykowanej konstrukcji z obudową stalową. W celu właściwego zespolenia prefabrykatów żelbetowych z obudową stalową na powierzchniach słupów i belek osadzono na żywicy łączniki w postaci nagwintowanych prętów stalowych. Łączniki naspawano również od wewnątrz płaszcza stalowego. Zaprawę reprofilacyjną zazbrojono siatką z prętów stalowych o średnicy ϕ3 mm w rozstawie co ok. 120 mm.

a) b)

c)

Rys. 17. Widoki wzmocnienia schodów w trakcie realizacji (zdjęcia autorów)

Stalowy płaszcz został zaprojektowany z blach trzech grubości: w przypadku belek pośrednich i słupów przyjęto grubość blach 16 mm, a w obrębie węzłów i przełamań płaszczyzn

obudowy zostały przyjęte wstawki wzmacniające z blach o grubości 20 i 30 mm. Dla przewiązek łączących górne pasy pod biegami prefabrykowanymi przyjęto grubość 16 mm, dopasowaną do rozmiaru wolnej przestrzeni pomiędzy biegami a belką.

Koncepcja montażu zakładała podział konstrukcji na elementy wysyłkowe i łączenie ich przez spawanie w poszczególnych fazach bezpośrednio na budowie. W pierwszej kolejności wykonywano obudowę słupów, do której montowano prowadnice umożliwiające podniesienie konstrukcji stalowej obudowy belek.

Po wzmocnieniu wykonano kontrolne badania, głównie pod kątem zachowania się konstrukcji schodów pod obciążeniem dynamicznym. Wyniki – według opinii IBDIM [11] były pozytywne. Stwierdzono zwiększenie sztywności konstrukcji pod obciążeniem statycznym i mniejszą wrażliwość na oddziaływania dynamiczne. Podkreślono zwłaszcza znaczne podwyższenie częstotliwości drgań własnych (do wartości f_1 = 9,4 Hz). Jednocześnie jednak zwrócono uwagę na podatność konstrukcji na oddziaływania termiczne. Stwierdzenie to jest tym bardziej zasadne, że po wykonaniu wzmocnienia obudową stalową, odtworzono w dużej mierze pierwotną koncepcję schematu statycznego schodów, zakładającą pełną współpracę wszystkich elementów. Po uciągleniu węzłów, konstrukcja stała się jeszcze bardziej wrażliwa na wpływy wahań temperatur.

7. Podsumowanie

Wielka i śledzona przez miliony realizacja, jaką był Stadion Narodowy w Warszawie, stała się przedmiotem krytyki ze względu na opóźnienia w stosunku do założeń terminowych, sięgające ponad pół roku. Jednym z najistotniejszych powodów tego opóźnienia było 15 zewnętrznych klatek schodów kaskadowych.

Przedstawiono główne przyczyny projektowe i wykonawcze przedłużenia realizacji tych schodów. Nie są znane powody wielu zaniedbań w projektowaniu, w tym pominięcia oddziaływań dynamicznych na konstrukcję. Przytoczone wnioski oparto na obszernych obliczeniach statycznych i dynamicznych, obserwacjach na obiekcie oraz na analizie fragmentów dokumentacji projektowej i wykonawczej oraz opinii i ekspertyz dotyczących schodów.

Należy na koniec podkreślić, że u podstaw całej tej sytuacji leżał „grzech pierworodny", jakim było przyjęcie jednobelkowej konstrukcji podpierającej biegi schodowe. Jest oczywiste, że autorzy pierwotnego projektu musieli sobie zdawać sprawę, ze nie są to zwykłe schody, np. w reprezentacyjnym wnętrzu, ale szerokie schody po których może zbiegać tłum podnieconych kibiców. Przyjęcie wspornikowych biegów schodowych na jednej centralnej belce w tej sytuacji jest przykładem „triumfu architektury nad zdrowym rozsądkiem". Nie pierwszy to był przykład, ale wyjątkowo znaczące były jego skutki.

Literatura

1. Rysunki projektu wykonawczego schodów kaskadowych w wersji pierwotnej, monolitycznej, Wrocław, grudzień 2008.
2. Fragmenty pierwotnych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji żelbetowej stadionu dotyczące schodów zewnętrznych w wersji monolitycznej, Mazowiecki Urząd Wojewódzki, Warszawa, 2008.
3. Rysunki projektu wykonawczego schodów kaskadowych w wersji prefabrykowanej, styczeń-luty 2010.
4. Fragmenty obliczeń statycznych w wersji zamiennej, prefabrykowanej, Wrocław, listopad 2009.

5. Fragmenty obliczeń wytrzymałościowych w wersji zamiennej, prefabrykowanej, Gdańsk, styczeń 2010.
6. Dziennik montażu schodów kaskadowych, prefabrykowanych, Warszawa, data wydania: kwiecień 2010.
7. „Sprawozdanie z wykonania badań: 1) pod obciążeniem od ciężaru własnego betonowej płyty spocznika, 2) pod obciążeniem próbnym płyty spocznika, ciągu schodowego w osi 410 Stadionu Narodowego w Warszawie" wykonane przez Instytut Budowy Dróg i Mostów w Warszawie, sierpień-wrzesień 2010.
8. Ekspertyza techniczna konstrukcji żelbetowych prefabrykowanych schodów zewnętrznych Stadionu Narodowego w Warszawie, Instytut Budowy Dróg i Mostów w Warszawie, sierpień 2010.
9. Rysunki montażowe wzmocnień schodów, lipiec-sierpień 2011.
10. Ekspertyza techniczna dotycząca kompleksowej oceny konstrukcji schodów kaskadowych Stadionu Narodowego, bez schodów ruchomych, w oparciu o analizę rozwiązań i stanu wytypowanych elementów w ciągach schodów przy stanie zaawansowania ich budowy na dzień 1 lipca 2011 r., Ośrodek Rzeczoznawstwa i Techniki Budowlanej Oddziału Warszawskiego PZITB, Warszawa, lipiec-listopad 2011.
11. „Sprawozdanie z wykonania badań podczas próbnego obciążenia konstrukcji schodów kaskadowych w osi 560 i w osi 600, Stadionu Narodowego w Warszawie, po ich obudowaniu konstrukcją stalową" wykonane przez Instytut Budowy Dróg i Mostów w Warszawie, wrzesień-październik 2011.
12. PN-EN 206-1: 2003/A2:2006; Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
13. P354: Design of Floors for Vibration: A New Approach (Revised Edition, February 2009)
14. ISO 10137: Bases for design of structures – Serviceability of buildings against vibration. International Organisation for Standarization, 2007.