

WZMOCNIENIE PRZESTRZENNYCH DŹWIGARÓW KRATOWYCH Z ZASTOSOWANIEM DODATKOWEGO PODPARCIA I SPRĘŻENIA

DARIUSZ KOWALSKI, e-mail: kowdar@pg.gda.pl
Politechnika Gdańska

Streszczenie: Podczas obowiązkowego przeglądu technicznego obiektu budowlanego stwierdzone zostały deformacje stalowych prętów skratowania przestrzennych dźwigarów dachowych. Opinie techniczne dotyczące stanu technicznego potwierdziły wstępnie wykryte nieprawidłowości i nakazywały podjęcie kroków zaradczych w postaci opracowania koncepcji naprawy, a w jej ślad projektu budowlanego i wykonawczego. Do czasu naprawy obiekt został dopuszczony do eksploatacji, tylko pod warunkiem usuwania śniegu z dachu. Projekt i sposób przeprowadzenia naprawy musiał uwzględniać uwarunkowania czasowe i finansowe właściciela obiektu. W analizowanym przypadku zaproponowano naprawę polegającą na wykonaniu dodatkowych elementów wspomagających istniejące dźwigary nośne w przenoszeniu obciążeń. Dodatkowo zastosowano efekt sprężenia nowej konstrukcji w celu natychmiastowego przejścia części obciążeń przez nowy układ nośny.

Słowa kluczowe: konstrukcja stalowa, dźwigar kratowy, dźwigar przestrzenny, wzmacnianie konstrukcji, sprężenie konstrukcji

1. Opis konstrukcji obiektu

Opisywane w niniejszym referacie dachowe dźwigary kratowe stanowią układ nośny dachu usytuowany nad pomieszczeniem sali gimnastycznej wchodzącej w skład spójnego kompleksu budynków szkoły podstawowej. Pomieszczenie sali gimnastycznej ma kształt prostokąta o wymiarach w planie 18×11 m. Sala jest obiektem parterowym o zmiennej wysokości pomieszczenia: 6,32–6,77 metra. Konstrukcja nośna obiektu wykonana została w technologii tradycyjnej: ściany murowane z cegły pełnej, słupy żelbetowe w postaci trzonów usztywniające ściany oraz żelbetowo-ceglane filary międzyokienne. Górna część ściany została zwieńczona wieńcem żelbetowym. Pomieszczenie sali gimnastycznej przykryte jest jednospadowym dachem ciężkim ułożonym na stalowych przestrzennych dźwigarach kratowych. Dźwigary zostały oparte na ścianach w miejscu występowania trzonów żelbetowych i wspomnianych filarków (rys. 1).

Na rozbudowanym pasie górnym analizowanych dźwigarów spoczywa ciężka konstrukcja pokrycia dachu złożona z następujących warstw:

- żelbetowych płyty korytkowych, o wymiarach 60×300 cm i wysokości żeber 10 cm,
- warstwy paroizolacyjnej wykonanej z jednej warstwy papy,
- pierwotnego ocieplenia wykonanego z płyt wiórowo–cementowych (suprema), o grubości 10 cm,
- gładzi dociskowej wykonanej z zaprawy cementowej o grubości około 4 cm,
- starego pokrycia hydroizolacyjnego dachu, złożonego z kilku warstw papy i mas bitumicznych, o grubości około 1–1,5 cm,
- nowej izolacji termicznej wykonanej z płyt styropianowych o grubości 15 cm,
- nowego pokrycia hydroizolacyjnego dachu wykonanego z dwóch warstw papy termozgrzewalnej.

Rodzaj i parametry warstw dachowych określono na podstawie wykonanej odkrywki w poszyciu (rys. 2). Ostatnie dwie warstwy pokrycia dachu zostały ułożone w trakcie przeprowadzonej, w roku 1999, kompleksowej termomodernizacji wszystkich obiektów szkolnych.

Cały kompleks obiektów powstał na podstawie projektu opracowanego w roku 1966, a jego realizacja została zakończona w pod koniec lat 60-tych. Obiekt od początku był eksploatowany zgodnie ze swoim pierwotnym przeznaczeniem.



Rys. 1. Wnętrze obiektu z widocznym układem nośnym obiektu i dachu



Rys. 2. Warstwy pokrycia dachowego odsłonięte podczas odkrywki

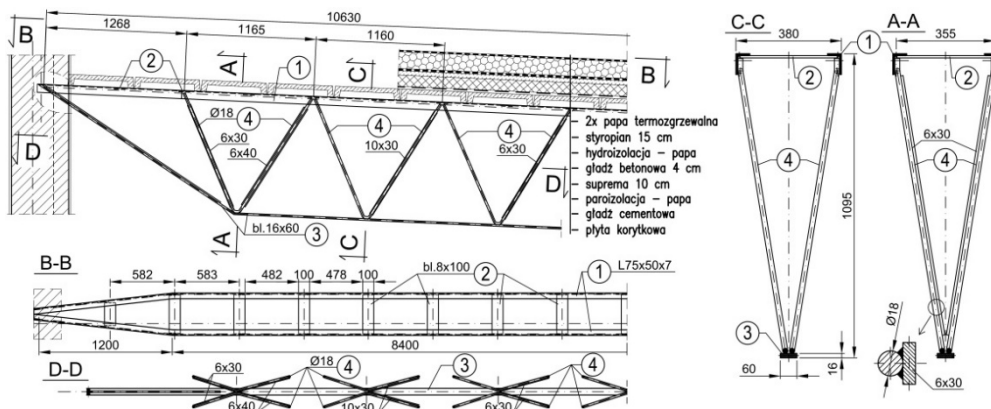
2. Konstrukcja dźwigarów nośnych

Analizowane dźwigary zostały wykonane w postaci przestrzennych, samostatecznych kratownic stalowych o pasach równoległych. Wymiary gabarytowe przekroju poprzecznego to 380×1095 mm, zaś rozpiętość około 10630 mm. W przekroju poprzecznym kratownice nośne zostały zbudowane na planie odwróconego trójkąta (rys. 3).

W rozbudowanym dwugałęziowym pasie górnym analizowanej kratownicy na pręty krawężnikowe zastosowano kątowniki nierównoramienne o wymiarach 75×50×7 mm, które zostały rozmieszczone w rozstawie osiowym 355 mm. Pomiedzy sobą kątowniki zostały połączone płaskimi blachami o wymiarach 8×100 mm, stanowiącymi przewiązki pręta ściskanego, które zamontowano pod poziomymi półkami kątowników. Przewiązki rozmieszono po długości dźwigara co około 0,60 metra. Górny pas kratownicy ma stałą szerokość w swej środkowej części o długości równej 8,40 m. W strefach przypodporowych, następuje liniowa zmiana szerokości obrysu zewnętrznego z 380 do około 120 mm. Zmiana ta została zrealizowana na długości około 1,20 m. Kątowniki tworzące dwugałęziowy pas górny stanowią bezpośrednie oparcie dla żelbetowych płyt korytkowych tworzących przegrodę poziomą i konstrukcję nośną połaci dachu.

Pojedynczy pas dolny kratownicy wykonany został z płaskownika o wymiarach 16×60 mm. Pas dolny wykonany jest jako ciągły pręt, który z elementu poziomego przechodzi w skrajny, ukośny pręt krzyżulca podporowego doprowadzonego bezpośrednio do podpory. Krzyżulec podporowy powstały z odgięcia kształtownika pasa dolnego został wzmocniony przez zastosowanie dodatkowej nakładki z pręta kwadratowego, wykonanego z kształtowników stalowych o różnych wymiarach przekroju poprzecznego: 12×15, 15×15 czy też 22×22 mm. Żaden z elementów wzmocniających wykonanych na skrajnym krzyżulcu nie dochodzi jednak do węzła dolnego kratownicy, stąd też jego udział w przenoszeniu sił jest nieistotny.

Zasadniczym kształtownikiem przestrzennego skratowania bocznych ścian kratownicy są pełnościennie pręty okrągłe o średnicach odpowiednio: 16, 18, 20 i 22 mm. W określonych lokalizacjach zostały one dodatkowo wzmocnione przez zastosowanie na środkowej części prętów płaskowników usztywniających o różnych wymiarach przekroju poprzecznego: 6×30, 6×40 i 10×30 mm. Połączenie z okrągłymi prętami skratowania zrealizowane zostało za pomocą odcinkowych spoin pachwinowych. Zastosowane płaskowniki nie są połączone w żaden sposób w węzłach z prętami tworzącymi pasy kratownicy. Płaskowniki usztywniające podstawowe pręty skratowania kończą się przed węzłami i połączone są tylko z prętami usztywnianymi. Połączenie prętów skratowania ścian bocznych do półek kątowników stanowiących pasy górne wykonano za pomocą spoin pachwinowych o różnej długości.



Rys. 3. Konstrukcja istniejącego dźwigara przestrzennego i pokrycia dachowego

Przed połączeniem prętów skratowania ścian bocznych kratownicy do kształtownika pasa górnego pręty są odginane od swojej osi teoretycznej, aby mogło nastąpić połączenie z pionową ścianką kątownika. Odgięcie to realizowane jest poza zasięgiem ramion kątowników.

Połączenie z pasem dolnym również nie ma stałego wymiaru, jest ono zależne od sposobu wykonania ciągłego zagięcia pełnościennych prętów skratowania. Dźwigary kratownicowe o opisanej budowie zostały ułożone w jednokierunkowym spadku o wartości około 5%, tworząc tym samym pochylenia całej połączy dachowej.

Dźwigary dachowe w połowie swej rozpiętości zostały połączone pomiędzy sobą przestrzennym tężnikiem poprzecznym, który wykonano na budowie. Tężnik ten składa się z pojedynczego pasa dolnego wykonanego z kształtownika o przekroju teowym i ukośnie usytuowanych prętów okrągłych o średnicy 12 mm, które zamontowano w dwóch skośnych płaszczyznach. Kształt przekroju poprzecznego obrysu tężnika podłużnego odpowiada geometrii skratowania ścian bocznych dźwigara. W analizowanym rozwiązaniu pasem górnym tężnika jest żelbetowa płyta korytkowa.

3. Problem deformacji prętów skratowania ścian bocznych

Podczas jednego z okresowych, obowiązkowych przeglądów technicznych stwierdzono deformacje prętów skratowania ścian bocznych. Zostały one zakwalifikowane jako niepokojące, bo dotyczyły wszystkich zastosowanych w obiekcie dźwigarów kratowych jak i zdecydowanej większości znajdujących się w nich prętów skratowania [1]. Podobne przypadki zachowania się konstrukcji kratowej, sygnalizującej w ten sposób stan awaryjny miały już miejsce w historii obiektów inżynierskich [2].

W następstwie tej informacji przeprowadzono szczegółowe oględziny i pomiary. Stwierdzono, że deformacje prętów przekraczają normy odbiorowe przewidziane dla konstrukcji stalowych [3, 4]. Przykłady stanu deformacji prętów skratowania ścian bocznych przedstawiono na rysunkach 4 i 5 z podziałem na pręty bez i ze wzmocnieniem.

Stwierdzone podczas oględzin deformacje prętów skratowania mają zarówno postać globalną – deformacja łukowa na całej długości pręta pomiędzy ograniczającymi je węzłami kratownicowymi oraz deformacje lokalne, związane z ich przełamaniem prętów na odcinku pomiędzy węzłami. Deformacje prętów były znaczne – mieściły się w zakresie 2,5–4 cm przy pomiarze na łacie o długości 80 cm.



Rys. 4. Przykładowe deformacje okrągłych prętów skratowania



Rys. 5. Przykładowe deformacje prętów skratowania usztywnianych płaskownikami

Przyczyny takiego stanu mogą być pochodną wielu zdarzeń jakie mogły się wydarzyć podczas wytwarzania ich w zakładzie prefabrykacji, podczas montażu, budowy i obecnej eksploatacji. Pod uwagę należało wziąć następujące aspekty:

- początkową jakość wykonania elementów konstrukcyjnych podczas prefabrykacji związanej z gięciem prętów skratowania w dwóch płaszczyznach,
- dopasowania prefabrykacyjnych prętów pod względem ich długości do wymiarów gabarytowych tworzonej konstrukcji przez ich wygięcie na całej długości lub lokalne ich doginanie,
- odkształcenia pospawalnicze spowodowane usztywnieniem zasadniczych prętów skratowania przez zastosowanie dodatkowych, niesymetrycznie montowanych płaskowników łączonych spoinami odcinkowymi,
- efekty nieumiejętnego i nieostrożnego transportu jak i montażu konstrukcji, które mogły spowodować dodatkowe wygięcia (załamania) prętów a powstałe na skutek na przykład różnego rodzaju uderzeń, przygniecenia, nieprawidłowego składowania, które stają się inicjatorami wybożenia prętów z dodatkowymi załamaniami na ich długości,
- rozkład sił wewnętrznych i ich ewentualna zmienność w poszczególnych prętach skratowania spowodowanych ciężarem własnym i obciążeniami użytkowymi, w tym środowiskowym obciążeniem śniegiem, które wpływają na powstanie w prętach ściskanych widocznego efektu wygięcia prętów – ich wybożenia co związane jest z uchylaniem się zbyt wiotkich prętów ściskanych od udziału w przenoszeniu obciążeń ściskających. Stan taki jest potęgowany wraz ze wzrostem obciążenia zewnętrznego.

W większości przypadków trudno określić jakie były pierwotne przyczyny wybożenia prętów. Jednak dalsza eksploatacja takiej konstrukcji mogła mieć negatywne skutki zarówno dla samego obiektu jak i dla bezpieczeństwa osób z niego korzystających.

Sam użytkownik nie był w stanie podać jakichkolwiek informacji na temat zmienności stanu tego elementu na przestrzeni długoletniej eksploatacji obiektu.

4. Ocena stanu technicznego wykonania konstrukcji dźwigarów

Wszystkie dźwigary zostały wykonane według tej samej zasady geometrycznej dotyczącej ich ukształtowania, lecz z zastosowaniem różnych elementów wzmacniających na zasadniczych prętach skratowania ścian bocznych. Cała ogólnie dostępna w trakcie oględzin

konstrukcja stalowa łączona jest w węzłach konstrukcyjnych oraz poza nimi za pomocą połączeń spawanych pachwinowych i czołowych. W zakresie połączeń czołowych stwierdzono, iż zostały one zlokalizowane raczej w przypadkowych miejscach konstrukcji. Szczególnie niebezpieczne jest to, że znajdują się one w miejscach gdzie występują największe siły przekrojowe w dźwigarach kratownicowych:

- w pasie dolnym – w połowie rozpiętości kratownicy,
- w skrajnych krzyżulcach podporowych.

Jakość tych połączeń w większości przypadków została oceniona jest niska, co widoczne było nawet przez istniejące powłoki malarskie – powszechnie występuje brak pełnego wypełnienia przekroju układanej spoiny, zaniżenia, wgłębienia, niewypełnienia rowka spawalniczego, pory (rys. 6). W ocenie stanu wytrzymałości należy pod uwagę wziąć dotychczasowy, ponad 45-cio letni okres eksploatacji, który nie wykazał w tym zakresie żadnych negatywnych zjawisk. Również podczas oceny stanu technicznego, oprócz istniejących od początku wytworzenia konstrukcji nieprawidłowości w zakresie wykonania połączeń spawanych, nie stwierdzono w trakcie oceny wizualnej przypadków zarysowania czy też pęknięcia powłok malarskich w obrębie połączeń spawanych.



Rys. 6. Przykładowe spawane połączenia czołowe występujące na pasach dolnych

Spawane połączenia czołowe występujące w obrębie tężnika pionowego są znacznie gorszej jakości niż te, które wykonano w zakresie dźwigarów. Wynika to z faktu wykonywania ich bezpośrednio na placu budowy podczas realizacji obiektu.

Na dźwigarze stwierdzono, iż połączenie spawane pachwinowe wykonane pomiędzy prętami okrągłymi a kątownikami pasów górnych są obarczone wieloma następującymi niezgodnościami znacznie obniżającymi ich jakość (rys. 7):

- znaczne podtopienia materiału rodzimego, szczególnie w zakresie prętów okrągłych,
- niepełne odcinki spoin na długości przylegania prętów okrągłych do ramion kątownika,
- wykonanie spoiny o różnej grubości.



Rys. 7. Przykładowe połączenia pachwinowe w obrębie prętów skratowania ścian bocznych

Połączenia spawane w pasie dolnym są bardzo skąpe, trudno nawet oszacować ich rzeczywistą grubość, jak i długość. Na korzyść konstrukcji przemawia tu jednak fakt, że pręty skratowania w tych miejscach są metalicznie ciągłe – i do przekazania sił dochodzi bezpośrednio przez docisk pręta skratowania i ich ciągłość w tym miejscu.

Połączenia pachwinowe wykonane na prętach okrągłych wzmocnianych dodatkowymi płaskownikami są niskiej jakości. Są to połączenia nieregularne, odcinkowe. Połączenia spawane nie rozpoczynają się od początku pręta wzmocnianego – czyli od węzła kratowniczowego (rys. 8). W tym obszarze połączeń występują liczne podtopienia materiału rodzimego prętów okrągłych co prowadzi do obniżenia przekroju poprzecznego zasadniczych prętów kratownicowych [5–7].



Rys. 8. Połączenie prętów w miejscu załamania pasa dolnego w skrajny krzyżulec podporowy

Innym aspektem stwierdzonym podczas oględzin był brak zachowania warunków geometrycznych ustawienia prętów kratowych w węzłach w zakresie geometrii wykonania połączeń oraz zastosowanych usztywnień na prętach skratowania (rys. 9).



Rys. 9. Przykładowe wady geometryczne wykonania konstrukcji

5. Ograniczenia

Właściciel budynku przed inżynierami podejmującymi się naprawy problematycznych dźwigarów postawił ograniczenia co do sposobu i warunków przeprowadzenia prac naprawczo-remontowych. Wśród nich znalazły się między innymi takie:

- nienaruszenie istniejącej konstrukcji dachu oraz ścian obiektu,
- zadbanie o stan nowowyzkonanej w obiekcie podłogi sportowej,
- obawy o wygląd architektoniczny obiektu gdyby zaistniała konieczność demontażu istniejącej konstrukcji nośnej dachu wraz z jego dotychczasowym poszyciem lub realizacji przekucie w ścianach zewnętrznych poddanych termorenowacji,
- ograniczenie ingerencji w istniejący obiekt do niezbędnego minimum, oraz powszechnie znane aspekty typu:
- ograniczenie czasu realizacji wszystkich koniecznych prac remontowych do okresu przestoju wakacyjnego,
- całkowity koszt działań naprawczych.

Z inżynierskiego punktu widzenia wyeliminowano od razu możliwość korekty kształtu poszczególnych prętów lub ich indywidualnego zabezpieczenia przed dalszym pogłębianiem się deformacji z powodu dużej liczby elementów zdeformowanych jakie występowały w obiekcie. Takie działanie wymagałoby całkowitego odciążenia istniejącej konstrukcji stalowej, co wiązałoby się z zastosowaniem dodatkowej konstrukcji podporowej na czas prowadzenia prac naprawczych oraz skomplikowaniem i znacznymi nakładami robót ślusarskich.

Kolejnym aspektem wymaganego remontu była konieczność osiągnięcia nośności konstrukcji na poziomie aktualnie obowiązujących warunków obciążenia środowiskowego, aby umożliwić użytkownikowi dalszą bezproblemową eksploatację obiektu bez żadnych ograniczeń w spełnieniu aktualnie obowiązujących norm obciążeń [8]. Pierwotnie obiekt został zaprojektowany na obciążenie śniegiem rzędu $0,5 \text{ kN/m}^2$ [9], zaś obowiązujące obecnie przepisy normowe w analizowanej strefie podniosły tą wartość do $1,2 \text{ kN/m}^2$ [10].

6. Analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji nośnej

W ramach przeprowadzonych analiz numerycznych dotyczących istniejącej konstrukcji starano się znaleźć odpowiedź na pytanie co jest ewentualną przyczyną takiego zachowania się głównej konstrukcji nośnej dachu obiektu.

Z zachowanego projektu technicznego obiektu, wykonanego w roku 1966, wynika że projektant w analizowanym obiekcie zastosował typowy lekki wiązarkę stalowy, wg rozwiązań katalogowych. Wiązarkę dobrany był na podstawie zestawienia obciążeń stałych i zmiennych wykonanych na 1 m^2 powierzchni, co wg niego wynosiło wówczas odpowiednio:

- 194 kG/m^2 ($1,903 \text{ kN/m}^2$) – dla obciążeń stałych,
- 50 kG/m^2 ($0,49 \text{ kN/m}^2$) dla obciążenia środowiskowego śniegiem wg normy [9].

Daje to łączną wartość obciążenia 244 kG/m^2 ($2,40 \text{ kN/m}^2$) i stanowiło podstawę doboru wiązarki o dopuszczalnym obciążeniu linowym około 750 kG/mb ($7,35 \text{ kN/mb}$). Już na tym etapie analizy dokumentów stwierdzone zostały rozbieżności między posiadanymi obliczeniami a rysunkami wykonawczymi obiektu w zakresie wielkości decydującej o rzeczywistych obciążeniach. Na podstawie stwierdzonego, w drodze odkrywki, rzeczywistego sposobu wykonania przekrycia dachu, który uwzględniał zmiany jakie zaszły na przestrzeni 45 lat eksploatacji na chwilę opracowywania opinii i projektu wartość obciążeń charakterystycznych wynosiła już $3,09 \text{ kN/m}^2$, tj. 28,75% więcej niż zakładano pierwotnie.

Taki wzrost wartości obciążeń stałych wyczerpuje w znacznej mierze współczynniki bezpieczeństwa i znikome zapasy nośności jakie występowały w konstrukcji.

Kolejnym elementem który należało wziąć pod uwagę przy analizach to normowy wzrost wartości obciążeń, który nastąpił w drodze zmiany aktów normowych. Również trzeba było brać pod uwagę warunek wynikający ze znacznego podwyższenia izolacyjności pokrycia dachowego, który przekłada się, na dłuższe czasowo zaleganie śniegu na obiekcie. W zakresie obciążenia charakterystycznego od śniegu [10] wzrost jest dość istotny i wynosi aż 96% ($1,2 \cdot 0,8 = 0,96 \text{ kN/m}^2$).

Tak więc w analizowanym przypadku mamy do czynienia ze wzrostem obciążeń charakterystycznych oddziaływujących na dźwigarkę z $7,2 \text{ kN/mb}$ na etapie projektu do $12,15 \text{ kN/mb}$ w stanie aktualnym – tj. wzrost o 68,75%. Jest to istotna zmiana wartości, która pociąga za sobą zmianę wyężenia elementów składowych analizowanego wiązarki.

Analizę konstrukcji prowadzono w kilku etapach celem określenia warunków nośności poszczególnych elementów składowych wiązarki oraz w poszukiwaniu możliwych rozwiązań zagadnienia w obrębie istniejącej konstrukcji i możliwych jej ewentualnych modyfikacjach. Analizę przeprowadzono w następujących krokach i zagadnieniach:

- ocena poprawności lokalizacji zastosowania usztywnień na ściskanych prętach skratowania
 - analiza wykazała poprawność zastosowania takiego rozwiązania, pręty do usztywnienia zostały wskazane poprawnie,
- ocenę nośności obiektu w stanie pierwotnym z uwzględnieniem istniejących elementów konstrukcji dźwigara - analiza wykazała spełnienie nośności na poziomie prętów pasów górnych i dolnych oraz nieznaczne przekroczeń na kilku prętach ściskanych,
- ocenę nośności konstrukcji pod wpływem aktualnych obciążeń stałych i zmiennych – co ujawniło znaczne przekroczenia w prętach skratowania oraz przekroczenie nośności w pasach górnych i dolnym,
- ocenę nośności konstrukcji z uwzględnieniem nadmiernych deformacji prętów skratowania ścian bocznych w postaci łukowych wygięć prętów i przesunięć w węzłach – w tym przypadku, który najbardziej odzwierciedlał stan konstrukcji obiektu, obliczenia wykonano przy wykorzystaniu algorytmów stosowanych w analizie II-go rzędu. Ten rodzaj analizy uwzględnia zachowanie się konstrukcji i jej elementów składowych z uwzględnieniem zadanych na poszczególnych prętach wartości początkowych imperfekcji geometrycznych. Analiza ujawniła iż pręty skratowania, z uwagi na znaczną wartość imperfekcji uchylają się od pracy w przenoszeniu obciążeń, powodując znaczny wzrost wyężenia prętów pasów górnych jak i dolnych. Wzrost ten spowodował przekroczenie nośności: o 45% w pasie górnym i 33% w pasie dolnym.

Tak znaczne przekroczenia i wykazane uchylanie się elementów składowych od udziału w przenoszeniu sił wewnętrznych spowodowały że zamiast skupiać się na próbie naprawy pojedynczych elementów zaczęto analizować możliwości wzmocnienia całego elementu nośnego.

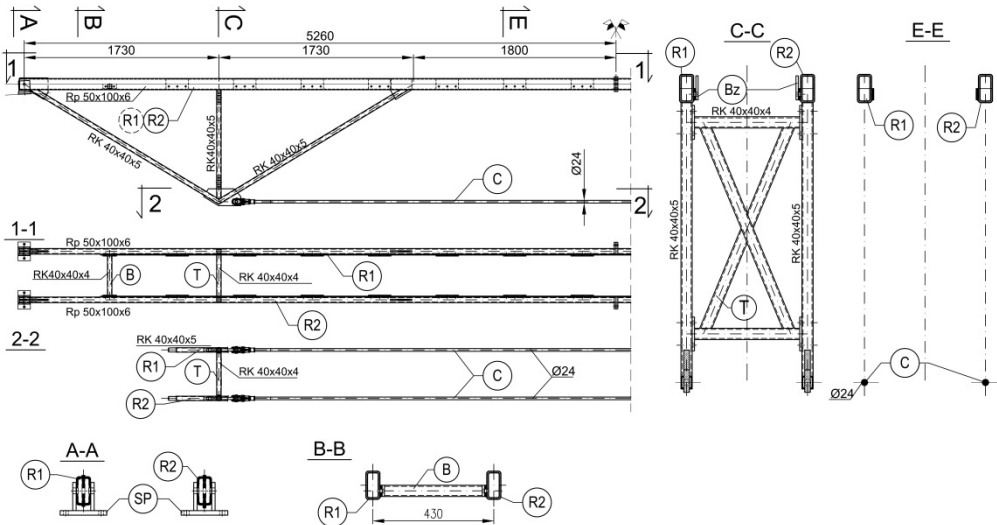
Rozwiązaniem, które spełniło oczekiwania było zaprojektowanie dodatkowej konstrukcji nośnej której zadaniem było podparcie istniejącej konstrukcji, a następnie wspólna praca przy przenoszeniu obciążeń. Wielkość i rozmieszczenie elementów nowej konstrukcji dobierano iteracyjnie poszukując optymalnego z uwagi na ograniczenia rozwiązania. W konstrukcji zaproponowano zastosowanie sprężenia wstępnego wykonanego w obrębie nowej konstrukcji, które zapewniłoby natychmiastową współpracę w przenoszeniu obciążeń i odciążenie istniejącego układu nośnego.

7. Propozycja wzmocnienia

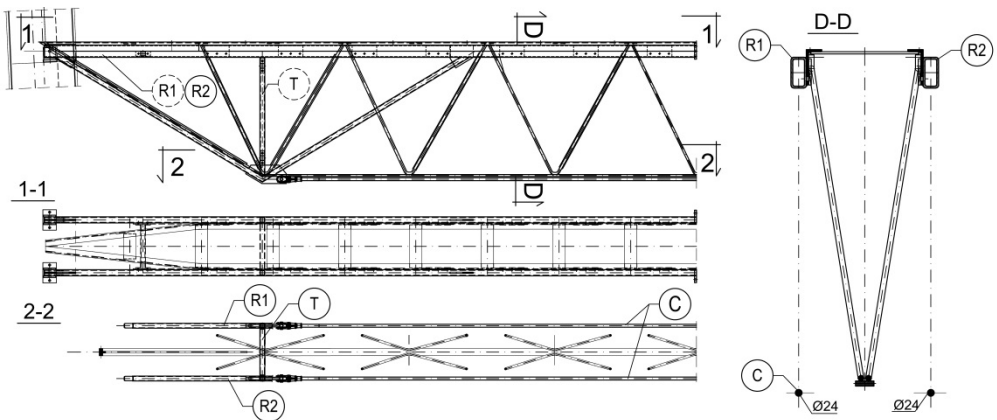
W ramach rozwiązania istniejącego problemu z uwzględnieniem wymienionych powyżej ograniczeń zarówno ogólnych jak i technologicznych zaproponowano wykonanie dla każdego dźwigara przestrzennego dodatkowych elementów podpierających, których zadaniem będzie jednocześnie odciążenie istniejącego układu nośnego, a w szczególności elementów zdeformowanego skratowania ścian bocznych. W tym celu zaproponowano, wykorzystując jako atut istniejącą geometrię dźwigarów, obustronne dołożenie do każdego przestrzennego dźwigara dwóch układów kratownicowych.

Zadaniem nowych elementów nośnych było podpieranie, w sposób w miarę ciągły, pasów górnych istniejących kratownic wykonanych z opisanych wcześniej kątowników (rys. 10, 11). Zastosowanie takiego rozwiązania konstrukcyjnego umożliwiło, pozostawienie w sposób niezmienny warunków oparcia żelbetowych płyt korytkowych tworzących zasadnicze przekrycie pomieszczenia sali gimnastycznej. Nowe, kratowe elementy zostały oparte na konstrukcji murew ścian i ukrytych wieńcach. W tym rozwiązaniu zdecydowanie pomogło ukształtowanie strefy podporowej istniejących dźwigarów, które schodzi się do jednego teoretycznego punktu podparcia – umożliwiało to wykonanie, z każdej strony dźwigara, dodatkowych podpór dla nowych układów nośnych. Wszystkie oparcia nowych elementów pomocniczych zrealizowano w połowie grubości ściany, co wyeliminowało efekt powstania dodatkowego momentu zginającego

przekazywanego na istniejącą konstrukcję żelbetowo-murową obiektu. Natychmiastową współpracę obu nowych elementów konstrukcyjnych w wspólnym przenoszeniu obciążeń zarówno stałych jak i zmiennych, zamierzano uzyskać przez zastosowanie skrócenia prętów pasów dolnych (C na rys. 10, 11), wykonanych w postaci cięgien. Na pasy dolne dające możliwość regulacji długości zaproponowano systemowe cięgna wykonane ze stali S460, które łączyły się z nową konstrukcją za pomocą systemowych głowic złącznych wyposażonych w podłużne połączenia gwintowane. To możliwość regulacji długości prętów na połączeniu gwintowanym w głowicach miała dać możliwość zmiany odległości pomiędzy punktami węzłowymi. Przy zaprojektowanej budowie nowej konstrukcji kratownicy miało skutkować to jej sprężeniem.



Rys. 10. Zaprojektowany dodatkowy układ wzmacniający



Rys. 11. Projektowany stan konstrukcji nośnej dachu po wzmocnieniu

8. Realizacja

Zgodnie z założeniami realizacja wzmocnienia została dokonana w miesiącach planowej przerwy w zajęciach szkolnych. Elementy z uwagi na swe gabaryty oraz masę nadawały się do

ręcznego wniesienia do obiektu przez istniejące otwory drzwiowe przez 2 osoby. Podniesienie elementów na poziom istniejącego dachu oraz ich instalacja we wcześniej wykonanych gniazdach również została dokonana ręcznie. Operacja została wykonana z pomostów rusztowań ustawionych po obu stronach wzmacnianego dźwigara. Po scaleniu elementów składowych jeden złożony dwuścienny dźwigar przestrzenny oraz rektyfikacji ustawienia na nowych elementach podporowych cały układ nośny każdego dźwigara został poddany sprężeniu.

Sprężenie odbywało się poprzez skrócenie długości cięgien o 6 mm poprzez jego wkręcenie w systemową głowicę. Ocenę stanu sprężenia kontrolowano geodezyjnie poprzez pomiar rozstawu sworzni mocujących głowice cięgien do konstrukcji stalowej kratownicy. Kontroli geodezyjnej podlegało również ugięcie pasa dolnego istniejącego dźwigara stalowego, które realizowane było w połowie jego rozpiętości.

Na podstawie pomiarów realizacyjnych można stwierdzić, że na pięciu poddanych wzmacnianiu dźwigarach uzyskano podniesienie montażowe istniejących dźwigarów w zakresie 5–7 mm.

9. Podsumowanie

Przyjęty do realizacji sposób wzmocnienia i odciążenia istniejących dźwigarów całkowicie wpisuje się w oczekiwania i wymagania właściciela obiektu (rys. 12).



Rys. 12. Porównanie stref przyporowych konstrukcji nośnej dachu przed i po modernizacji

W żadnym przypadku podczas realizacji prac montażowych i sprężenia nie były potrzebne dodatkowe konstrukcje pomocnicze służące do odciążenia istniejącej konstrukcji przestrzennej dźwigarów dachowych.

Zastosowany dodatkowy układ konstrukcyjny po zastosowaniu sprężenia pozwolił na zdecydowane obniżenie wartości sił w wybooczonych prętach skratowania ścian bocznych przez co zbyteczne było podejmowanie indywidualnych działań naprawczych w obrębie każdego pręta skratowania.

Kompleksowego działania naprawcze w zakresie dźwigarów pozwoliło nie tylko rozwiązać istniejący problem nadmiernej deformacji prętów skratowania dźwigarów, ale również podnieść znacząco nośność całej konstrukcji przekrycia dachowego.

Przeprowadzona operacja wzmocnienia nie wymagała żadnych prac naprawczych w zakresie warstw termoizolacyjnych i wodochronnych dachu jak również ścian oraz została zrealizowana w początkowo założonym okresie czasu.

Opisane rozwiązanie zostało zgłoszone do ochrony patentowej.

Literatura

1. Kowalski D.: Czy przeglądy okresowe obiektów budowlanych są potrzebne, *Materiały Budowlane*, nr 5/2016.
2. Urbańska-Galewska E., Żółtowski K., Ziółko J., Kowalski D.: Analiza stanu technicznego hali Olivia po 40 latach użytkowania, *Awarie Budowlane. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin-Międzyzdroje 2009*.
3. PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.
4. PN-EN 1090-1+A1:2012 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych, część 1: Zasady oceny zgodności elementów konstrukcyjnych.
5. Kowalski D.: Problemy realizacji inwestycji z zakresu konstrukcji stalowych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5/2013.
6. Kowalski D.: Eksploatacja obiektu budowlanego weryfikacją prac projektowych i wykonawczych. *Awarie Budowlane. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna Szczecin-Międzyzdroje, 2007*.
7. Kowalski D.: Wpływ redukcji kosztów wykonania stalowych konstrukcji budowlanych na ich właściwości eksploatacyjne i utrzymanie. *Zarządzanie Realizacją Inwestycji Budowlanych. Wyzwania i Perspektywy. Konferencja naukowa, Gdańsk-Sopot, 11–13 października 2007. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej Budownictwo Łąd.*, 2007
8. Kowalski D., Nowicki M.: Ocena wskaźnika wykorzystania nośności wybranych elementów stalowej konstrukcji wiaty według PN-90/B-03200 i PN-EN 1993-1-1. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11/2007.
9. PN-B-02010:1964 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
10. PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.

STRENGTHENING OF SPATIAL TRUSS GIRDERS WITH IMPLEMENTATION OF ADDITIONAL SUPPORT AND COMPRESSION

Abstract: Deformations of the truss members of the spatial steel roof girders were detected during the obligatory technical inspection of the building. Technical reports concerning structure condition confirmed initially detected defects and irregularities and obliged to develop repair procedure along with contract and final plans. Until the repair, the building was open under the condition that the snow will be removing from the roof. The repair procedure was determined by time and financial capabilities of the owner of the facility. In analyzed case, the additional elements which were to support existing girders were proposed. Additionally, the pre-compression was applied to the new structure to obtain its instant activation and load redistribution.

Keywords: steel structure, truss girder, space girder, structure strengthening, structure compression