



POLITECHNIKA GDAŃSKA
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

ROZPRAWA DOKTORSKA

Ocena nośności konstrukcji zadaszona
stadionu PGE Arena w Gdańsku

mgr inż. Tomasz Romaszek

Rozprawa doktorska napisana pod kierunkiem
dr hab. inż. Krzysztofa Żółtowskiego, prof. PG

GDAŃSK, 2012

Podziękowania

Chciałbym podziękować mojemu promotorowi Krzysztofowi Żółtowskiemu, kolegom z pracy: Andrzejowi Kozakiewiczowi, Markowi Szafrąnskiemu, Bartoszowi Wasilewskiemu, oraz przyjaciołom i rodzinie. Bez wszystkich tych osób pisanie rozprawy byłoby bardzo trudne, a wręcz niemożliwe.

Podziękowania również należą się firmie Neostrain Sp. z o.o. – wykonawcy systemu monitoringu, z którą współpraca umożliwiła poprawne zaimplementowanie programu oraz jego kalibrację.

Niniejszy doktorat napisano przy użyciu czcionki *Apolonia*, będącej cyfrowym krojem pisma, uwzględniającym pisownię i ortografię języka polskiego. Czcionka ta jest efektem pracy doktorskiej dr Tomasza Wełny.

Pracę dedykuję moim Rodzicom.

Tomasz Romaszkiwicz

SPIS TREŚCI

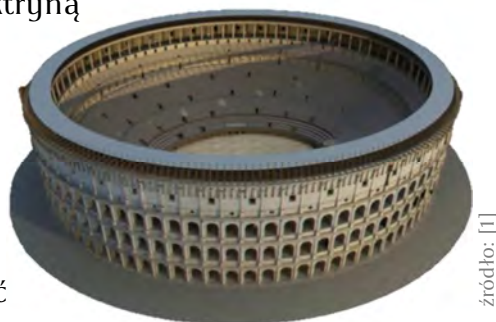
1. WSTĘP	5 -
1.1 ZADASZENIA STADIONÓW – PRZEGLĄD NOWOCZESNYCH ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH..	7 -
1.2 ZADASZENIA OBIEKTÓW SPORTOWYCH W POLSCE – DOKONANIA HISTORYCZNE.....	14 -
1.3 CEL I ZAKRES PRACY	16 -
1.4 TEZA PRACY.....	17 -
1.5 OMÓWIENIE PRACY.....	18 -
2. STADION PGE ARENA	20 -
2.1 KONSTRUKCJA ŻELBETOWA.....	21 -
2.2 KONSTRUKCJA STALOWA.....	21 -
3. ANALIZY KONSTRUKCJI ZADASZENIA	25 -
3.1 KONSTRUKCJA NOŚNA	25 -
3.1.1 FAZA PROJEKTOWA.....	29 -
3.1.1.1 PRACE KONCEPCYJNE.....	29 -
3.1.1.2 NOŚNOŚĆ KONSTRUKCJI	30 -
3.1.2 FAZA BUDOWY I ODBIORU	32 -
3.1.2.1 WZNOSENIE DACHU.....	33 -
3.1.2.2 BŁĘDY MONTAŻU BLACH WĘZŁOWYCH	41 -
3.1.2.3 SKRÓCENIE RURY PRZY SCALANIU DWÓCH FRAGMENTÓW DŹWIGARÓW.....	45 -
3.1.2.4 BETON RUR PODPOROWYCH	46 -
3.1.2.5 GEOMETRYCZNE IMPERFEKCJE MONTAŻOWE W POŁOŻENIU WĘZŁÓW STRUKTURY	50 -
3.1.2.6 LOKALNE IMPERFEKCJE PRĘTÓW STRUKTURY.....	53 -
3.2 KONSTRUKCJA POSZYCIA	58 -
3.2.1 BADANIA MATERIAŁOWE POSZYCIA.....	59 -
3.2.1.1 OZNACZENIE WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNYCH.....	59 -
3.2.1.2 BADANIA CYKLICZNE, REOLOGII ORAZ W ZMIENNYCH WARUNKACH TERMICZNYCH	61 -
3.2.2 BADANIA KONSTRUKCJI POD POSZYCIE.....	64 -
3.2.2.1 BADANIA WŁAŚCIWOŚCI MATERIAŁU.....	65 -
3.2.2.2 OKREŚLENIE MOMENTU GRANICZNEGO	67 -
3.2.2.3 SPRAWDZENIE SPRĘŻYTEJ PRACY PŁATWI POD OBCIĄŻENIEM PROJEKTOWYM.....	69 -

4. BEZPIECZEŃSTWO KONSTRUKCJI ZADASZENIA W FAZIE UŻYTKOWANIA.....	- 74 -
4.1 STRUKTURA MONITORINGU.....	- 74 -
4.2 MODUŁ EKSPERCKI DO OCENY OBCIĄŻENIA ZADASZENIA ŚNIEGIEM.....	- 79 -
4.2.1 ROZWIĄZANIE ANALITYCZNE	- 80 -
4.2.2 ROZWIĄZANIE WYKORZYSTUJĄCE PROCESY EWOLUCYJNE.....	- 83 -
4.2.2.1 ALGORYTM GENETYCZNY.....	- 84 -
4.2.2.2 PROGRAM EWOLUCYJNY	- 90 -
4.2.2.3 WYZNACZANIE ŚNIEGU NA DACHU STADIONU	- 94 -
4.2.2.3.1 PRZYJĘTE ZAŁOŻENIA ORAZ ROZWIĄZANIA	- 94 -
4.2.2.3.2 DANE WEJŚCIOWE PROGRAMU EWOLUCYJNEGO.....	- 96 -
4.2.2.3.3 SCHEMAT DZIAŁANIA PROGRAMU	- 99 -
4.2.2.3.4 WYNIKI I ANALIZY PORÓWNAWCZE	- 104 -
5. WNIOSKI I PODSUMOWANIE	- 113 -
LITERATURA.....	- 114 -
STRESZCZENIE	- 117 -
SUMMARY.....	- 119 -

1. Wstęp

Ludzkość od początku swojego istnienia rywalizowała między sobą. Najbardziej humanitarną formą tej rywalizacji były zawody lub turnieje. Wraz z rozwojem miast rosło zapotrzebowanie na tego typu spektakle. Najśłynniejsze antyczne wydarzenia tego typu miały miejsce w starożytnej Grecji. Grecy jako pierwsi zorganizowali historycznie udokumentowane igrzyska sportowe. Odbłyły się one w roku 776 p. n. e. w Olimpi. Wtedy to, zbudowano pierwszy znany stadion o szacowanej pojemności 20 tysięcy osób [41]. W tamtych czasach areny sytuowano najczęściej na wzgórzach, wykorzystując formy terenowe jako naturalne łóżka widokowe.

Starożytni Rzymianie zgodnie ze słynną doktryną „chleba i igrzysk”, budowali amfiteatry, będące miejscem spektakli (niekoniecznie sportowych). Największą znaną budowlą tego typu jest amfiteatr Flawiański, zwany Koloseum (rys. 1, 2). Badacze historii szacują, że mógł on pomieścić od 45 do 73 tysięcy widzów [1]. Liczba ta



źródło: [1]

Rys. 1 Wizualizacja Koloseum

odpowiada współczesnym obiektom sportowym klasy światowej. Już wtedy zauważono niedogodności związane z wielogodzinnym przebywaniem pod gołym niebem. Koloseum było wyposażone w rozkładany dach zwany Velarium. Na krótkich masztach rozpięto układ lin, który wypełniano płótnem żaglowym. Była to konstrukcja tymczasowa, znana tylko z opisów. Wraz z upadkiem cywilizacji rzymskiej zaprzeczono tradycję spektakli i igrzysk. Nie było zatem zapotrzebowania na obiekty o charakterze masowym. Dopiero w czasach renesansu zaczęto budować teatry, nawiązując tym samym do tradycji greckiej. Były to jednak obiekty nieporównywalnie mniejsze od ich poprzedników. Dopiero w IX wieku, wraz ze wskrzeszeniem idei olimpijskiej wzrosło zainteresowanie budową stadionów. Miały one formę amfiteatralną z wydzielonym niewielkim zadaniem o konstrukcji drewnianej lub metalowej.



źródło: wikipedia.org

Rys. 2 Współczesne zdjęcie Koloseum

W XX wieku wraz z rozwojem technologii pojawiły się możliwości realizacji zadaszeń o dużych niepodpartych powierzchniach, bez elementów ograniczających widoczność z trybun. Zauważono że spektakularne konstrukcje zadaszeń stadionów i hal sportowych, nie tylko spełniają funkcję użytkową, ale również nadają symbolikę budowli i stanowią element charakterystyczny otoczenia. Wszystko to stało się możliwe dzięki rozwojowi teorii konstrukcji, inżynierii materiałowej i myśli architektonicznej. Hale sportowe i stadiony stały się polem rywalizacji dla konstruktorów i architektów. Oprócz estetyki i funkcjonalności brana jest pod uwagę technologiczność konstrukcji i ekonomia.

Podstawową funkcją zadaszenia jest osłona ludzi przed zmiennymi warunkami atmosferycznymi. Z uwagi na gabaryty trybun i funkcjonalność, rozpiętości przekryć sięgają kilkudziesięciu metrów. Ze względów technicznych i ekonomicznych, w przeważającej większości główne elementy tych konstrukcji wykonuje się ze stali.

Rzadkością są zadaszenia żelbetowe. Dobrym przykładem jest pionierska konstrukcja Hali Ludowej we Wrocławiu wybudowanej w 1912 roku (rys. 3). Złą sławą okrył się stadion olimpijski w Montrealu (1976 r.) (rys. 4). Problemy z uzyskaniem odpowiedniej nośności pojawiły się już na etapie budowy, a najpoważniejsza katastrofa nastąpiła w 1991 roku – 55-cio tonowy żelbetowy fragment dachu spadł niszcząc część trybun. Całkowity koszt obiektu wyniósł 1,5 biliona dolarów [2] i prawie pięciokrotnie przewyższył kosztorys inwestorski. Obecnie przeważająca większość stadionów, hal sportowych i amfiteatrów



Rys. 3 Hala Ludowa we Wrocławiu

źródło: wikipedia.org



Rys. 4 Stadion w Montrealu podczas budowy

źródło: [2]

przekryta jest strukturą stalową wypełnioną lekkim poszyciem.

Z okazji organizacji mistrzostw UEFA 2012 w Polsce i Ukrainie, wybudowano lub zmodernizowano osiem stadionów głównych i wiele obiektów pomocniczych. We wszystkich stadionach istotnym elementem funkcjonalnym i estetycznym są zadaszenia.

1.1 Zadaszenia stadionów – przegląd nowoczesnych rozwiązań konstrukcyjnych

Z uwagi na duże rozpiętości i mały ciężar, konstrukcje zadaszeń muszą być projektowane w zgodzie z zasadami teorii konstrukcji, wykorzystując efektywne systemy statyczne, wcześniej wypracowane w konstrukcjach mostowych.

Ze względu na schematy pracy, zadaszenia możemy podzielić na pięć grup:

- strukturalne, kratownicowe,
- łukowe,
- kopuły,
- podwieszane,
- wiszące,
- membranowo-ciężnowe,
- mieszane.

Zadaszenia strukturalne, kratownicowe

Systemy te są często wybierane przez projektantów. Głównymi elementami nośnymi są dźwigary kratownicowe lub struktury prętowe, zapewniające powierzchniową pracę konstrukcji (rys. 5, 6). Systemy strukturalne dają dużą swobodę kształtowania form zadaszeń. Można realizować przekrycia całych obiektów lub ich części.



Rys. 5 Stadion Lecha w Poznaniu



Rys. 6 Stadion miejski w Kielcach

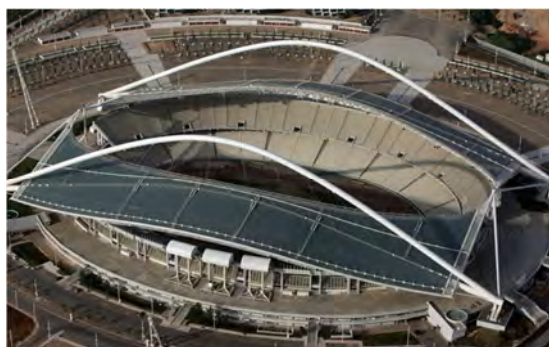
Zadaszenia łukowe

Przekrycia łukowe (łupinowe) są typowym rozwiązaniem strukturalnym dla hal, hangarów lub dworców. Elementem nośnym są łuki stalowe, żelbetonowe lub z drewna klejonego, tworzące najczęściej powierzchnię walcową. Konstrukcje tego typu w formie wiat stosuje się również jako zadaszenie części trybun niedużych stadionów (rys. 7).



Rys. 7 Stadion Miramare (Włochy)

Ostatnio wykorzystano łuki jako konstrukcje nośne zadaszeń największych obiektów na świecie. Przykładem może być stadion olimpijski w Atenach (rys. 8) lub stadion Moses Mabhida w Durbanie (rys. 9). W obu rozwiązaniach lekka konstrukcja poszycia podwieszona jest do dźwigara lub dźwigarów łukowych za pomocą wieszaków ciągnowych. Konstrukcje te, nawiązują w swoich systemach statycznych do współczesnych stalowych mostów łukowych.



Rys. 8 Stadion olimpijski w Atenach (Grecja)



Rys. 9 Stadion Moses Mabhida (RPA)

Kopuły

Kopuły to najstarsza forma konstrukcyjna pozwalająca na zadaszenie znacznej powierzchni. Dzięki naturalnemu kształtowi zbliżonemu do linii ciśnięć, można było w przeszłości realizować przekrycia z materiałów nie posiadających wytrzymałości na rozciąganie. Historycznym przykładem takiej budowli jest Panteon wybudowany w Rzymie w 125 roku (rys. 10), który do dziś pozostaje rekordzistą w grupie

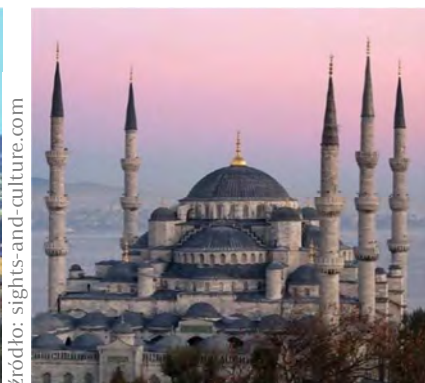


Rys. 10 Panteon (Włochy)

konstrukcji z betonu niezbrojonego. W grupie konstrukcji murowanych dominowały budowle sakralne, kościoły i meczety (rys. 11, 12, 13).



Rys. 11 Hagia Sophia (Turcja)



Rys. 12 Błękitny meczet (Turcja)



Rys. 13 Bazylika Św. Piotra (Watykan)

Pionierskim, ale nawiązującym do tradycji osiągnięciem była budowa zadaszania Hali Ludowej we Wrocławiu (rys. 14).

Obecnie przekrycia w formie kopuł realizowane są jako żelbetowe (Mauzoleum w Majdanku – rys. 15), stalowe (Hala w Olsztynie – rys. 16) lub z drewna klejonego (Superiordome w Marquette, Michigan – rys. 17).



Rys. 14 Wnętrze Hali Ludowej (okres międzywojenny)



Rys. 15 Mauzoleum w Majdanku



Rys. 16 Hala Urania w Olsztynie



Rys. 17 Superiordome w Marquette, Michigan (USA)

Zadaszenia podwieszane

Często stosowanym rozwiązaniem statycznym jest system, w którym konstrukcja poszycia jest powieszona do pylonów za pomocą skośnych lin, potocznie zwanych wantami (rys. 18, 19). Systemy podwieszane podobnie jak struktury prętowe, dają swobodę w kształtowaniu zadaszeń. Możliwe są zadaszenia całkowite lub częściowe.



Rys. 18 Stadion Borussia Park (Niemcy)



Rys. 19 Stadion Rugby w Gdyni (w trakcie budowy)

Zadaszenia wiszące

Konstrukcje te w specyfice swojej przypominają mosty wiszące. Między wysokimi pylonami rozpostarte są kable nośne, do których podwieszane jest lekkie przekrycie. Schemat ten nie pozwala jednak na tak dużą swobodę w formowaniu kształtu dachu i wymaga specjalnych nakładów związanych z zakotwieniem kabli nośnych w gruncie. Dobrze ilustrują idee klasycznego zadaszenia wiszącego zrealizowane stadiony w Misano Adriatico (rys. 20) oraz Moskwie (rys. 21).



Rys. 20 Stadion Misano Adriatico (Włochy)



Rys. 21 Stadion Lokomotiv (Rosja)

Inną nowoczesną odmianą zadaszeń wiszących są konstrukcje ciągnowo-prętowe bazujące na idei koła rowerowego [31], w którym „szprychy” - ciągną radialne, są

elementem wsporczym pod poszycie. Konstrukcje te mają formę okrągłą lub owalną. Istotą ich jest zrównoważony wewnętrznie układ sił rozciągających i ściskających. Przestrzenny, dwupoziomowy układ kabli radialnych (szprych) tworzy konstrukcję odporną na obciążenia dociążające i podrywające (rys. 22, 23).



Rys. 22 Mercedes-Benz Arena (Niemcy)



Rys. 23 Bull Ring (Hiszpania)

Membranowo - ciągnowe

Są to zadaszania, w których wykorzystuje się powierzchnią pracę wiotkich powłok i wywodzą się w prostej linii od namiotów. Pionierskim rozwiązaniem w tej grupie konstrukcji są zadaszania wioski olimpijskiej w Monachium (1972 r.). W konstrukcji przekrycia, membranę wykonano w formie stalowej siatki ciągnowej wypełnionej płytkami pleksiglasu (rys. 24) [30]. Nie jest to zatem jednolita membrana w formie tkaniny technicznej. Mimo to konstrukcje z Monachium (rys. 25) stały się inspiracją do tworzenia kolejnych przekryć membranowo-ciężnowych (rys. 26).



Rys. 24 Zadaszenie stadionu Olimpijskiego w Monachium



Rys. 25 Stadion Olimpijski w Monachium



Rys. 26 Stadion King Fahad (Arabia Saudyjska)

Zadaszenia mieszane

Nowoczesne techniki obliczeniowe stwarzają możliwości łączenia opisanych powyżej klasycznych systemów, w układy mieszane o skomplikowanej strukturze. Dobrym przykładem jest stadion olimpijski Ataturk w Stambule (rys. 27). Zastosowano tam dwa niezależne rozwiązania zadaszenia, kierując się prawdopodobnie względami estetycznymi i ekonomicznymi. Trybunę główną przekrywa konstrukcja podwieszona do dwóch pylonów. Po stronie przeciwnej wykonano przekrycie samonośne, wspornikowe.



źródło: skyscrapercity.com

Rys. 27 Stadion Ataturk w Stambule

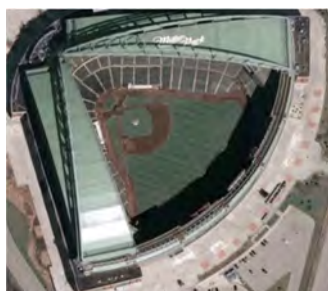
W wielu współczesnych rozwiązaniach stosuje się też zadaszenia ruchome, umożliwiające częściowe lub całkowite zakrycie stadionu, w zależności od potrzeb. Zadaszenie stadionu Wembley w Londynie (rys. 28) składa się z części stałej i ruchomej. Część stała jest podwieszona do łuku kratownicowego. Reszta została zrealizowana w postaci złożonych układów kratownicowych. Unikalna konstrukcja dachu pozwala go w części otwierać, poprawiając tym samym doświetlenie murawy.



źródło: skyscrapercity.com

Rys. 28 Stadion Wembley w Londynie

Otwieranie i zamykanie poszycia jest bardzo kuszącą opcją, dzięki której można się uniezależnić od warunków pogodowych i jednocześnie zapewnić naturalne doświetlenie. Można wyróżnić tutaj kilka rozwiązań technicznych, w wielu z nich wykorzystuje się segmenty obracane (rys. 29, 30, 31) lub przesuwane. Przykładem jest jeden z pierwszych stadionów z całkowicie zamykanym dachem – Rogers Centre (Skydome) w Toronto (rys. 32, 33). Operacja zamykania/otwierania zajmuje ok 20 minut [23].



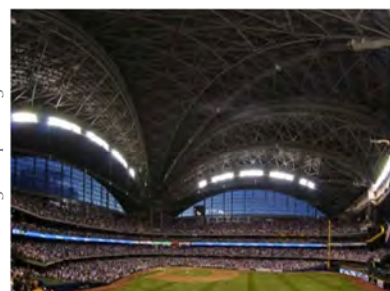
źródło: wisconsinview.com

Rys. 29 Stadion Miller Park (USA) otwarty



źródło: skyscrapercity.com

Rys. 30 Stadion Miller Park otwarty



źródło: skyscrapercity.com

Rys. 31 Stadion Miller Park zamknięty



Rys. 32 Stadion SkyDome (Kanada) otwarty

źródło: skyscrapercity.com



Rys. 33 Stadion SkyDome zamknięty

źródło: skyscrapercity.com

Oryginalny system zamykania zastosowano na stadionie narodowym w Warszawie (rys. 34, 35). Został on opracowany i wdrożony przez projektanta zadaszenia firmę Schleich Bergemann und Partner ze Stuttgartu. Prototyp tego rozwiązania o mniejszych rozmiarach został wykonany nad Bull Ring w Saragossie w 1990 roku. W centrum zadaszenia umieszczono iglicę z mechanizmami umożliwiającymi radialne rozciągnięcie tkaniny nad otwartą przestrzenią. W okół iglicy przewidziano przestrzeń na złożoną membranę. System ten wykorzystuje naturalne właściwości membrany, która może przyjmować dowolne formy, w zależności od potrzeb (jak składany parasol).



Rys. 34 Stadion Narodowy w Warszawie otwarty

źródło: PL.2012



Rys. 35 Stadion Narodowy zamknięty

źródło: PL.2012

Współczesna technika stwarza szerokie możliwości budowy ruchomych zadaszeń. Jednak koszt budowy oraz utrzymania takiego obiektu jest duży i niewiele takich budowli powstaje.

1.2 Zadaszenia obiektów sportowych w Polsce – dokonania historyczne

W powojennej Polsce zbudowano wiele prototypowych i unikatowych konstrukcji zadaszeń obiektów użyteczności publicznej. Są one świadectwem światowego poziomu myśli technicznej inżynierów z tamtych czasów. Spośród wielu dokonań najważniejsze to:

- przekrycie sztucznego lodowiska „Torwar” w Warszawie, które wybudowane zostało w 1967 roku. Jego konstrukcję nośną stanowią stalowe dźwigary kratowe o rozpiętości ok. 59 m (rys. 36) [21].



Rys. 36 Zadaszenie lodowiska „Torwar” w Warszawie

źródło: wikipedia.org

- hala widowiskowo-sportowa „Spodek” w Katowicach, którą zakończono budować w 1971 roku. Jej dach składa się ze stalowych wiązarów linowych oraz opartej na nich kopuły (rys. 37). Całość została podparta na obwodowym pierścieniu o średnicy 100 m [21, 26].



Rys. 37 Budowa hali „Spodek” w Katowicach

źródło: katowicehcityj.com

- hala Olivia w Gdańsku wzniesiona w latach 1968-1970. Dach, to lekka konstrukcja złożona ze stalowych, sprężonych dźwigarów kratownicowych o rozpiętości 78.54 m (rys. 38) [25].



Rys. 38 Budowa hali „Olivia” w Gdańsku

źródło: dawnygdansk.pl

- zadaszenie hali w Opolu w postaci stalowej kopuły o promieniu 69.97 m (rys. 39) w formie siatki złożonej z trójkątnych elementów. Poszycie stanowią lekkie płyty trójwarstwowe pokryte papą [21, 25].



źródło: mosir.opole.pl

Rys. 39 Hala Okrągłak w Opolu

- amfiteatr w Koszalinie, którego przekrycie zaprojektowano i wykonano jako lekką konstrukcję złożoną z dwóch dźwigarów łukowych (rys. 40), rozpostartych między nimi cięgien napinających oraz poszycia w postaci blach fałdowych. Konstrukcja powstała w 1975 roku [21, 24].



źródło: gk24.pl

Rys. 40 Budowa amfiteatru w Koszalinie

- hala Kapeluszu (Kwiatów) w Chorzowie (rys. 41), której podstawowym układem konstrukcyjnym jest stalowy łukowy koziół wsparty z belkami obrzeżnymi o rozpiętościach 54 m. Pomiędzy nimi rozpostarte zostały cięgna, na których ułożono lekkie płyty trójwarstwowe [21].



źródło: wikipedia.org

Rys. 41 Hala Kapeluszu w Chorzowie

- zadaszenie opery Leśnej w Sopocie, które wybudowano w 1964 roku i zmodernizowano w latach siedemdziesiątych. Poszycie stanowiła tkanina techniczna rozpostarta nad trybunami oraz sceną. Obecnie, z uwagi na



źródło: old.sopot.net

Rys. 42 Opera Leśna w Sopocie

kompleksową modernizację amfiteatru, budowane jest nowe zadaszenie nawiązujące w konstrukcji do pierwowzoru [29].

1.3 Cel i zakres pracy

Cel pracy:

Sformułowanie procedury dla określenia bezpieczeństwa zadaszania na przykładzie konstrukcji dachu stadionu PGE Arena w Gdańsku. W szczególności:

- opis analiz teoretycznych na etapie projektowym,
- opis analiz teoretycznych na etapie wznoszenia konstrukcji,
- aktualizacja modeli teoretycznych uwzględniająca proces budowy i imperfekcje,
- wybrane badania laboratoryjne na rzeczywistych elementach konstrukcji,
- zrealizowany projekt monitoringu sił i przemieszczeń,
- moduł ekspercki zawierający autorski program wyznaczający obciążenie znajdujące się na dachu, zsynchronizowany z systemem monitoringu działającym na obiekcie,
- krytyczna ocena przyjętych procedur w świetle obserwacji konstrukcji po roku eksploatacji.

Zakres pracy:

1. Opracowanie modeli numerycznych zadaszania stadionu na potrzeby projektu budowlanego i wykonawczego, prowadzenie analiz wytrzymałościowych i wymiarowania.
2. Opis problemów i błędów wykonawczych zdiagnozowanych w trakcie budowy. Opracowanie szczegółowych modeli numerycznych uwzględniających zidentyfikowane błędy. Wykonanie analiz uwzględniających nieliniowość geometryczną i materiałową.
3. Badania laboratoryjne nośności strefy podporowej typowego dźwigara.
4. Badania laboratoryjne materiałów pokrycia dachu.
5. Projekt monitoringu zadaszania.
6. Opracowanie systemu eksperckiego zawierającego autorski moduł identyfikacji obciążenia śniegiem.

1.4 Teza pracy

Stadiony i hale sportowe są miejscami, gdzie w jednej chwili przebywa duża liczba osób, dlatego nadrzędną sprawą jest zapewnienie im bezpieczeństwa. Dach, który znajduje się bezpośrednio nad trybunami, musi spełniać wszystkie warunki nośności i użytkowania. Przytoczone powyżej przykłady, pokazują jak bardzo zadania mogą od siebie się różnić. Ustalenie rzeczywistej nośności jest bardzo trudnym zadaniem, wpływ mają na nią wszystkie założenia projektowe takie jak:

- parametry materiałowe,
- teoretyczne obciążenia i oddziaływania środowiskowe,
- modele teoretyczne,
- rozwiązania konstrukcyjne.

Istotny wpływ na nośność ma proces budowy, a w szczególności wynikające z niego odstępstwa od założeń projektowych i niedokładności wykonawcze (imperfekcje). Duże znaczenie ma kolejność montażu elementów, tymczasowe warunki podparcia i strzałki montażowe. Wszystkie te czynniki sprawiają, że pierwotny model teoretyczny wymaga aktualizacji o dane wynikające z procesu budowy.

Nośność konstrukcji jest określona na podstawie norm definiujących obciążenia, których istotnym składnikiem są wpływy środowiskowe (głównie śnieg, wiatr, temperatura). Wielkości obciążenia śniegiem i wiatrem, przyjęte w normach, są wynikiem wieloletnich badań środowiska, a mimo to zdarza się, iż zostają one przekroczone. Zjawiska takie mogą się nasilać, szczególnie w czasach dynamicznych zmian klimatu. Dlatego poprzestanie na teoretycznych założeniach projektowych dotyczących obciążeń w przypadku spektakularnych budowli o dużej powierzchni zadania, może być powodem wielu kłopotów i zagrożeń. Należą do nich:

- brak bieżących obiektywnych informacji wskazujących na kondycję konstrukcji,
- brak obiektywnych informacji dotyczących rzeczywistych obciążeń środowiskowych,
- nieuzasadnione lub niepotrzebne odśnieżanie powierzchni dachowej,
- przeciążenie konstrukcji pod obciążeniem śniegiem.

Żeby uniknąć wyżej wymienionych problemów, obiekt po oddaniu do użytku nie powinien zostać zapomniany. Należy prowadzić monitoring i oceniać poprawność pracy konstrukcji w czasie eksploatacji. Żeby ustalić jak najbardziej zbliżoną do rzeczywistości nośność zadaszania, jego model teoretyczny powinien ewoluować wraz ze zmieniającą się konstrukcją i obciążeniami. W świetle powyższej problematyki sformułowano następującą tezę pracy:

W obiektach unikatowych, charakteryzujących się prototypowymi rozwiązaniami konstrukcyjnymi, ocena nośności i bezpieczeństwa wymaga prowadzenia analiz teoretycznych i badań w czasie projektowania, na etapie wznoszenia konstrukcji i w okresie eksploatacji.

1.5 Omówienie pracy

Praca składa się z sześciu rozdziałów. W rozdziale pierwszym, przedstawiono wprowadzenie, sformułowano cel i tezę pracy oraz określono jej zakres. W krótkiej formie z przedstawieniem przykładów opisano różne typy konstrukcji zadaszń dużych budowli.

Rozdział drugi poświęcono opisowi konstrukcji zadaszania stadionu PGE Arena, będącego tematem niniejszej rozprawy. W rozdziale nawiązano również do części żelbetowej stadionu.

W rozdziale trzecim opisano analizy konstrukcji zadaszania wykonane w fazie projektowania, budowy i odbioru. W punktach dotyczących projektowania obiektu przedstawiono modele numeryczne, którymi się posługiwano, wnioski z obliczeń oraz teoretyczną nośność konstrukcji. W fazie wykonawczej analizowano problemy wynikające z błędów montażowych dostrzeżonych na placu budowy, oraz poddano analizie porównawczej wyniki obliczeń teoretycznych z rzeczywistym zachowaniem się zadaszania podczas zwalniania konstrukcji z rusztowań tymczasowych. Zajęto się również poszyciem zadaszania. Przedstawiono badania materiału elewacji i aluminiowej podkonstrukcji poszycia.

Czwarty rozdział poświęcono zagadnieniu bezpieczeństwa konstrukcji zadaszania w fazie użytkowania. Opisano w nim elementy składowe zainstalowanego na

stadionie systemu monitorującego konstrukcję dachu. Jednym z nich jest system ekspercki, zawierający autorski moduł służący do identyfikacji ilości śniegu (obciążenia) znajdującego się bezpośrednio na dachu. Moduł wykorzystuje techniki ewolucyjne w obliczeniach, których założenia i sposoby działania przedstawiono na dwóch przykładach.

Ostatni, piąty rozdział zawiera wnioski oraz podsumowanie rozprawy.

Większość wspomnianych w pracy badań i analiz, z uwagi na swój zakres wykonana została w zespole badawczo-projektowym pod kierunkiem dr. hab. inż. K. Żółtowskiego, prof. PG i mgr inż. A. Kozakiewicza. Mój udział w poszczególnych zagadnieniach jest następujący:

- analizy w fazie projektowej – opracowanie modeli numerycznych, wykonanie obliczeń liniowych i nieliniowych, opracowanie wyników, udział w opracowaniu raportów i sprawozdań, wykonaniu rysunków i opisów technicznych zadania (projekt budowlany i wykonawczy),
- analizy w fazie budowy - opracowanie modeli numerycznych, wykonanie obliczeń liniowych i nieliniowych, udział w opracowaniu wyników, wykonaniu raportów i sprawozdań,
- badanie betonu rury podporowej – obliczenia numeryczne, opracowanie wyników, udział w przeprowadzeniu badań i wykonaniu raportu,
- badania materiału poszycia – udział w zespole wykonującym badania, opracowaniu wyników i raportów,
- badania konstrukcji pod poszycie – udział w zespole opracowującym program badań, zespole wykonującym badania, opracowaniu wyników i raportów,
- projekt monitoringu – analizy numeryczne, udział w zespole wykonującym projekt, rysunki oraz opis techniczny,
- system monitoringu – opracowanie, zaprogramowanie i wdrożenie autorskiego modułu eksperckiego do wyznaczania obciążenia znajdującego się na dachu.

2. Stadion PGE Arena

Stadion PGE Arena w Gdańsku jest jednym z kluczowych obiektów zbudowanych na piłkarskie mistrzostwa Europy EURO 2012. Proces jego powstawania wystartował wraz z wyborem Polski jako jednego z organizatorów mistrzostw, a miasta Gdańska, jako jednego z gospodarzy. Na tym obiekcie mają się odbyć mecze grupowe i ćwierćfinał. Jest to wydarzenie rangi światowej, które zgromadzi rzesze zagranicznych kibiców, być może po raz pierwszy odwiedzających nasz kraj. Stadion oprócz wszystkich wymogów funkcjonalnych powinien swoim wyglądem i niepowtarzalnością zapisać się w pamięci uczestników. W zamiarze architekta, forma konstrukcyjna i odpowiednio dobrana kolorystyka poszycia poliwęglanowego zadaszenia, symbolicznie nawiązuje do bryły bursztynu leżącej nad brzegiem morza (rys. 43).



źródło: RKKW

Rys. 43 Symbolika stadionu – bryła bursztynu

W procesie budowy wyróżniono trzy zasadnicze fazy: przygotowanie terenu i podłoża, konstrukcja żelbetowa trybun oraz konstrukcja stalowa elewacji i zadaszenia.

Początkowe warunki gruntowe w miejscu obiektu wymagały poważnych modyfikacji. Znajdujące się tam wcześniej ogródki działkowe leżały na torfach i innych gruntach słabonośnych. Teren prac obejmował 33.9 ha (rys. 44), na którym całkowicie wymieniono warstwy gruntu nienośnego (ok 5 m). Na części uformowano dodatkowy nasyp o wysokości 7 m. Dodatkowo w celu poprawienia parametrów gruntów rodzimych poniżej wymiany, zastosowano doziarnienie metodą wibroflotacji. Wprowadzono również technologię zagęszczania dynamicznego. Na tak przygotowanym podłożu postawiono bezpośrednio fundamenty w postaci rusztów i płyt.



źródło: BIEG 2012

Rys. 44 Prace ziemne wykonywane pod planowany obiekt

2.1 Konstrukcja żelbetowa

Konstrukcję trybun i zaplecza mającą pomieścić 44.000 widzów wykonano ze zbrojonego betonu, tworząc strukturę ramowo-płytkową (rys. 45). Szkielet ramowy składa się z prefabrykowanych słupów i rygli uciąganych w procesie montażu. Stateczność układu zapewniono poprzez monolityczne żelbetowe ściany i stropy oraz stalowe stężenia obwodowe. Użyto betonów C 40/50 do elementów prefabrykowanych i C 30/37 do monolitycznych, całość zbrojono stalą A-III N [27, 28].



źródło: Autorska Pracownia Projektowa „WOJDAK”

Rys. 45 Struktura trybun z zapleczem

Elementy trybun zaprojektowano jako prefabrykaty płytowe o maksymalnej rozpiętości 8 m, oparte na ukośnych ryglach ram (rys. 46). Kształt trybun dopasowano tak, by spełniał odpowiednie warunki użytkowania oraz widoczności. Konstrukcję ograniczono od góry żelbetową belką koronową.



źródło: P. Jarmułowicz

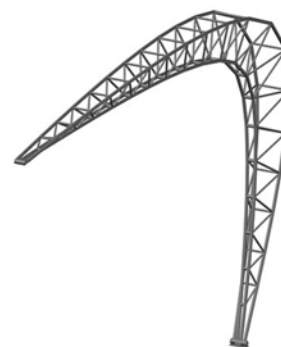
Rys. 46 Montaż elementów prefabrykowanych

Na zewnątrz konstrukcję żelbetową zwieńczał monolityczny pierścień, będący jednocześnie podstawą pod konstrukcję stalową zadaszenia.

2.2 Konstrukcja stalowa

Zadaszenie stadionu jest typu strukturalnego. Składa się z 82 stalowych przestrzennych dźwigarów kratownicowych (rys. 47) połączonych ze sobą obwodowo. Konstrukcja ta poza fundamentami pracuje niezależnie od pozostałych elementów stadionu i jest statycznie odrębna.

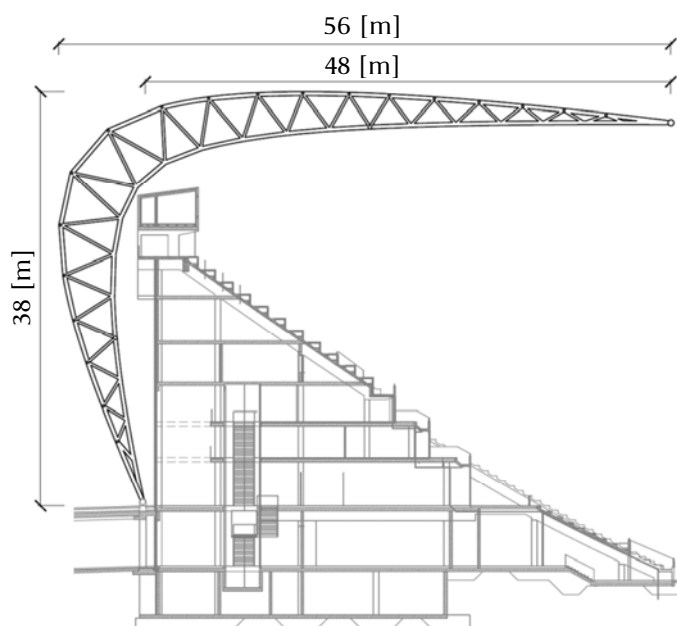
Wiązary główne mają kształt sierpowy o wysokości ok. 38 m i długości wspornika ok. 48 m (rys. 48). Pasy



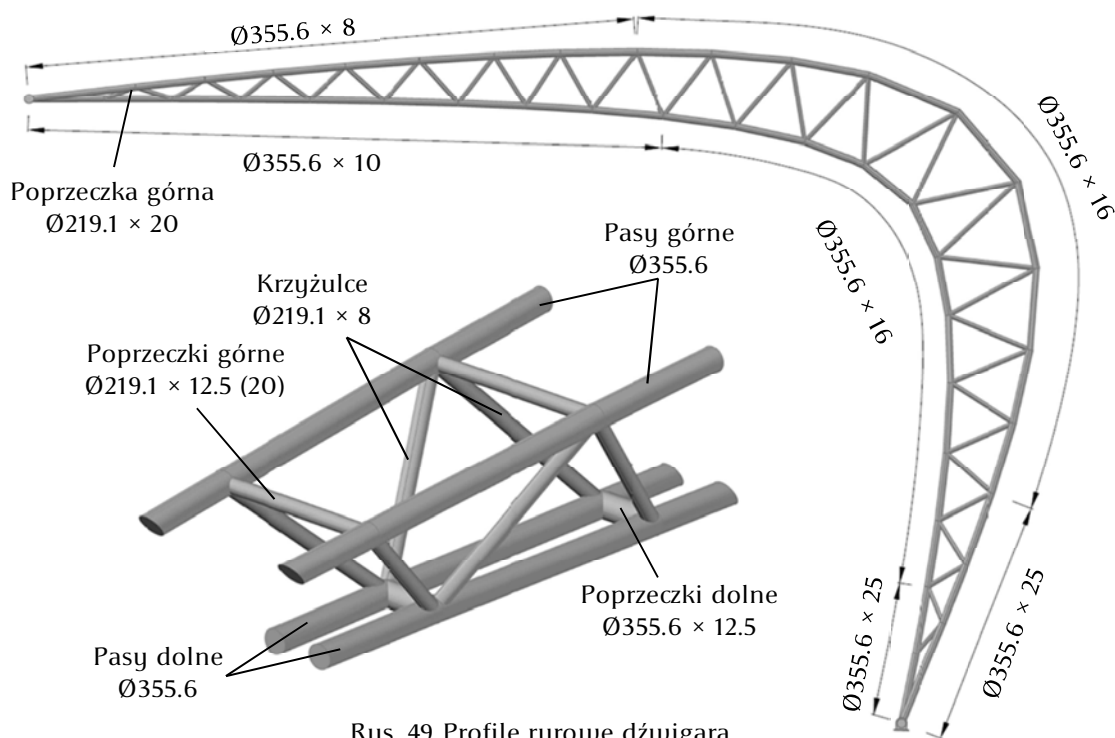
Rys. 47 Dźwigar

zaprojektowano jako profile rurowe $\text{Ø}355.6$ o zmiennej grubości ścianki od 8 mm do 25 mm. Pasy połączono poziomymi poprzeczkami: górne o przekrojach $\text{Ø}219.1 \times 12.5$ oraz $\text{Ø}219.1 \times 20$, dolne o przekrojach $\text{Ø}355.6 \times 12.5$. Krzyżulce wykonano z profili rurowych $\text{Ø}219.1 \times 8$ (rys. 49).

Całość konstrukcji była spawana. Z racji swoich wymiarów, wiazary transportowane były w częściach z wytwórni i scalane na budowie w dwa segmenty montażowe.

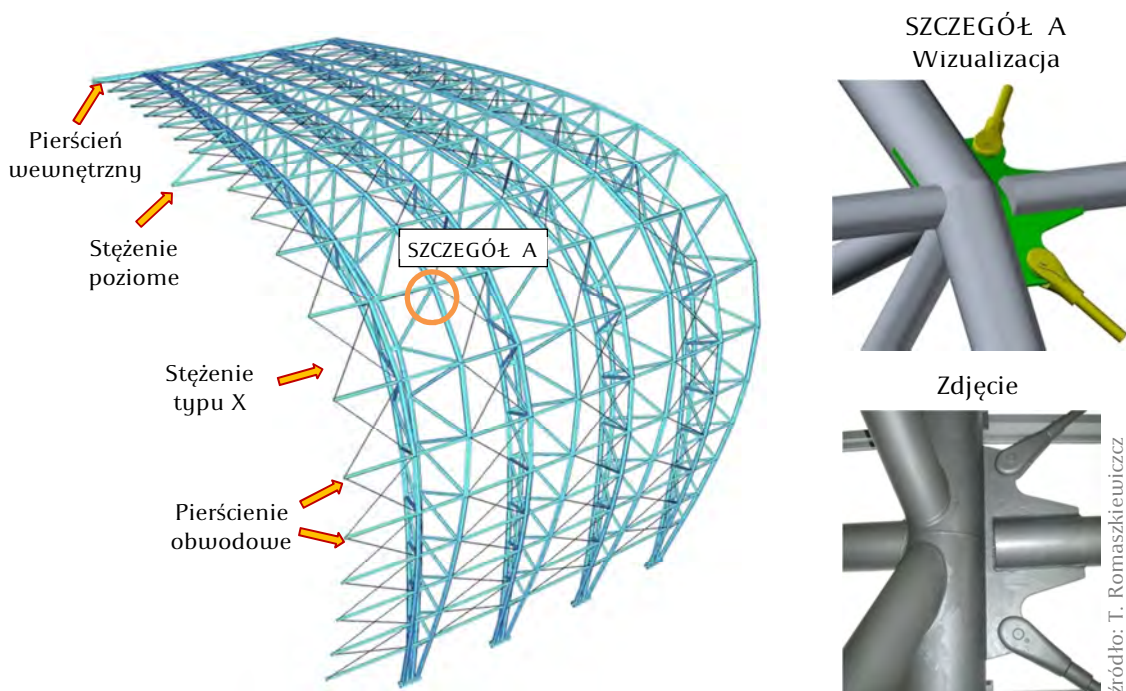


Rys. 48 Przekrój poprzeczny przez stadion



Rys. 49 Profile rurowe dźwigara

Dźwigary rozmieszczono po obwodzie stadionu w rozstawie ok. 8 m. By zapewnić odpowiednią współpracę między nimi, połączono je dziewiętnastoma pierścieniami obwodowymi, prętami w układzie X, stężeniami poprzecznymi oraz wewnętrznym pierścieniem zamykającym. (rys. 50).



Rys. 50 Połączenia wiązarów

Pierścienie obwodowe znajdują się na całej powierzchni zewnętrznej, w każdym węźle począwszy od wysokości ok. 6 m nad łożyskiem. Zaprojektowano je jako profile $\text{Ø}219.1 \times 12.5$ oraz $\text{Ø}219.1 \times 20$. Przewidując problemy geometryczne przy montażu, zapewniono odpowiednią tolerancję na połączeniu prętów obwodowych z wiązarami, dzięki zastosowaniu blach węzłowych (rys. 50) i połączenia typu „wiosło”. Ostatnim elementem obwodowym, zwińczającym dach nad boiskiem, jest pierścień wewnętrzny z rur $\text{Ø}508 \times 10$ spawanych czołowo (rys. 51).



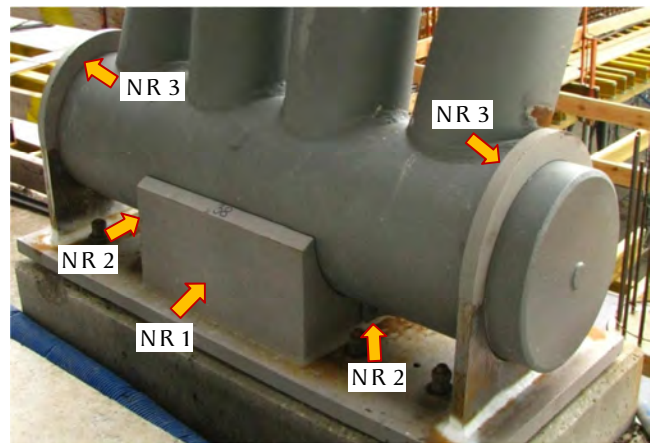
Rys. 51 Wewnętrzny pierścień zamykający

Między pierścieniami obwodowymi zaprojektowano stężenia typu X. Wykonano je jako pręty $\text{Ø}52$, mocowane do blach węzłowych przy pomocy systemowych połączeń sworzniowych. Pręty te, w miejscu kontaktu zabezpieczono dodatkowymi przekładkami syntetycznymi (rys. 52).



Rys. 52 Przekładka ciągien

Problemem konstrukcyjnym było zaprojektowanie detalu podparcia wiązara, z uwzględnieniem aspektów wytrzymałościowych, montażowych i estetycznych. Ostatecznie, przyjęto rozwiązanie w postaci stalowej rury $\varnothing 500 \times 24$, wypełnionej betonem klasy C50/60 i spoczywającej w stalowym łożu. Na rysunku 53, wyszczególniono



Rys. 53 Strefa podporowa dźwigara

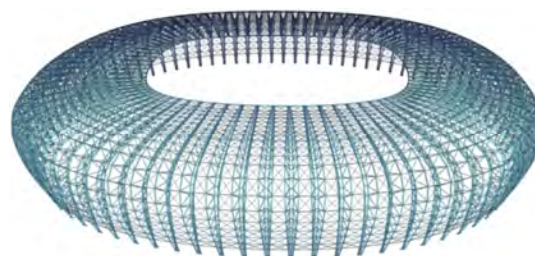
główne elementy konstrukcji strefy podporowej. Numerem jeden oznaczono stalowy odlew w formie kołyski, który przenosi siły pionowe, blokuje przesuw na kierunku radialnym i umożliwia obrót (głównie w fazie montażowej). W miejscu oznaczonym numerem dwa, znajdują się niewielkie blachy centrujące (ograniczniki), służące do prawidłowego montażu wiązara i ograniczające przemieszczenia dźwigara na kierunku obwodowym. Unoszenie dźwigara (nie występuje w modelu teoretycznym) zablokowano poprzez blachy nr 3, a znajdujący się w nich otwór pozwala zarówno na pracę termiczną rury jak i obrót. Z uwagi na trudności w określeniu rzeczywistego tarcia między rurą poziomą dźwigara i łożyskiem w obliczeniach sprawdzono dwa warianty: z uwzględnieniem swobodnego przesuwu obwodowego i bez przesuwu. Wariant bez uwzględnienia przesuwu był bardziej niekorzystny dla układu prętowego konstrukcji.

Dla uzyskania pierwotnego efektu architektonicznego (płynna krzywoliniowa powierzchnia dachu), podkonstrukcję wsporczą poszycia oparto na prętach głównych wiązarów, za pośrednictwem stolików o zmiennej wysokości (rys. 54). Z uwagi na korzyści wykonawcze zdecydowano się na podkonstrukcję w formie rusztu z profili aluminiowych, do których mocowano panele z poliwęglanu komorowego.



Rys. 54 Stoliki pod płatwie poszycia

Statycznie strukturę można interpretować jako quasi-kopułę z otworem w środku (rys. 55). Jednak z uwagi na niedoskonałość geometryczną tej formy, występują w niej duże momenty zginające na kierunku radialnym. Z tego powodu dźwigary zaprojektowano jako kratownicowe o kształcie sierpowym – odpowiadającym rozkładowi tych momentów.



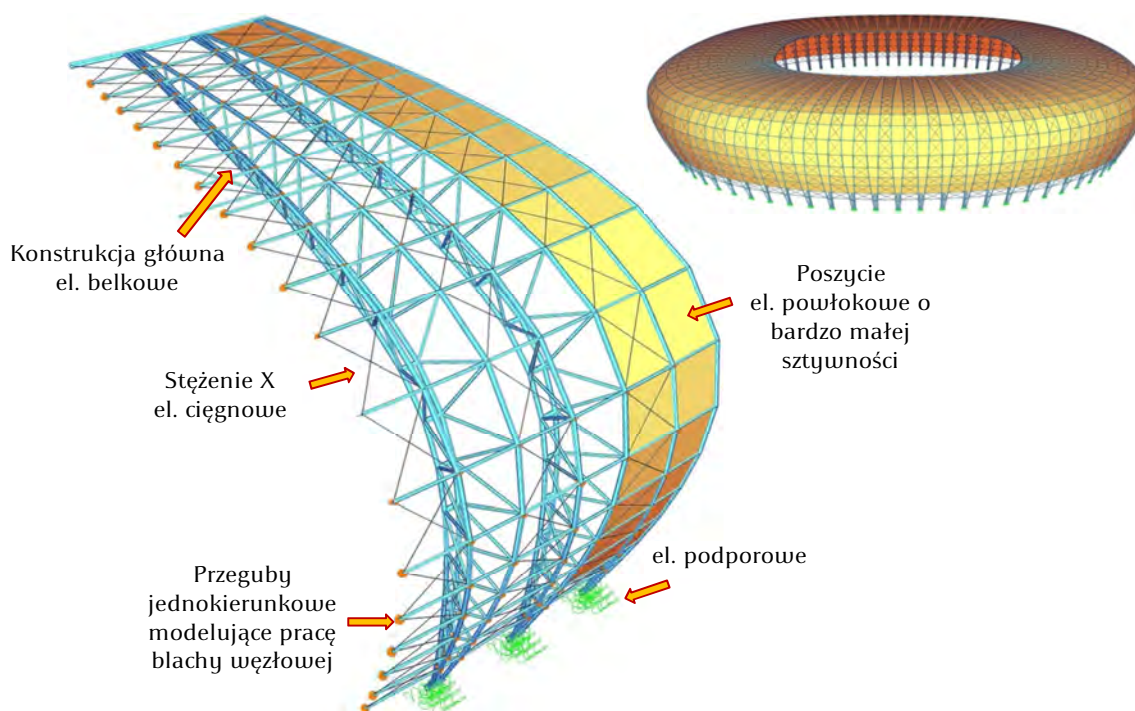
Rys. 55 Struktura zadaszania stadionu

3. Analizy konstrukcji zadaszania

Zadaszenie stadionu można podzielić na dwa zasadnicze elementy: konstrukcję nośną oraz poszycie. Poliwęglanowa powłoka wraz z aluminiowymi płattwiami, przekazuje tylko obciążenia środowiskowe na konstrukcję główną, dzięki zastosowaniu specjalnych łączników, umożliwiających swobodne wydłużanie się płattwi. Wszystkie analizy numeryczne prowadzono w środowisku MES SOFiSTiK.

3.1 Konstrukcja nośna

Przy analizach całej konstrukcji nośnej posługiwano się modelem globalnym zadaszania przedstawionym na rysunku 56.



Rys. 56 Struktura modelu

Dźwigary główne opisano przy pomocy elementów belkowych o zróżnicowanych przekrojach, połączonych w węzłach w sposób sztywny. Połączenia między sąsiednimi wiązarami realizowano za pomocą:

- prętów obwodowych w postaci elementów belkowych z wprowadzonymi przegubami jednokierunkowymi na obu końcach. Podejście takie miało na celu wymodelowanie pracy blachy węzłowej o małej sztywności na zginanie w kierunku prostopadłym do jej powierzchni.
- stężeń typu X, w postaci elementów ciągnowych, nie przenoszących sił ściskających,
- pierścienia zamykającego opisanego za pomocą elementów belkowych.

Do podparcia tak wymodelowanej konstrukcji, użyto elementów sprężystych o dużej sztywności, mocowanych na kierunkach: pionowym, radialnym i obwodowym (rys. 56 oznaczone kolorem zielonym).

Na zewnętrznych węzłach konstrukcji opisano czterowęzłowe elementy powłokowe, o znikomej sztywności, nie wpływającej na globalną sztywność układu. Ich zadaniem jest przekazanie obciążeń pochodzących od wiatru i śniegu, na konstrukcję prętową.

Łącznie do opisu modelu numerycznego użyto 24354 elementy, w tym:

- 18286 elementów belkowych,
- 3116 elementów ciągnowych,
- 2952 elementy powłokowe.

Dla przedstawionego powyżej modelu przeanalizowano następujące przypadki obciążeń:

Tabela 1 Lista obciążeń analizowanych

Numer	Nazwa obciążenia
1	Ciężar własny konstrukcji
2	Ciężar ekranów medialnych
3	Ciężar pomostów technicznych
4	Obciążenie serwisowe pomostów technicznych
5	Dodatkowe obciążenie techniczne
6	Temperatura latem
7	Temperatura zimą
8	Wiatr normowy
9	Wiatr na podstawie badań w tunelu aerodynamicznym
10	Obciążenie śniegiem
11	Osiadanie

Obciążenia środowiskowe (wiatr i śnieg), z uwagi na indywidualny charakter budowli poddano dodatkowym analizom.

Definiując wiatr posłużono się wytycznymi norm [36, 37] oraz modelowymi badaniami przeprowadzonymi w tunelu aerodynamicznym w Aachen w Niemczech (rys. 57) [3]. W podejściu normowym zdefiniowano dwa ortogonalne kierunki działania wiatru. Rozważano parametry obciążenia według [36]:



Rys. 57 Badania w tunelu aerodynamicznym

źródło: BIEG 2012

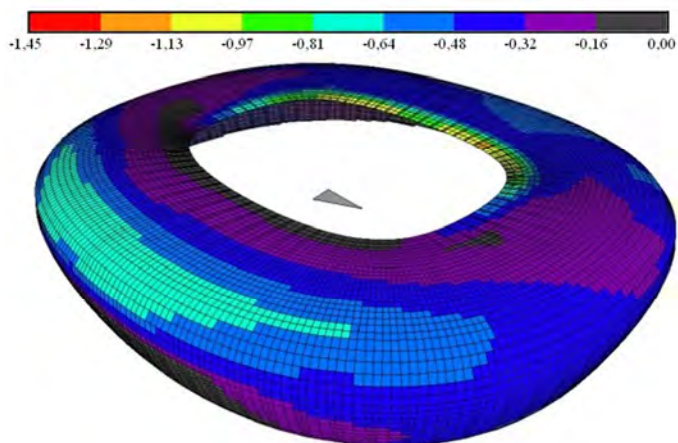
- prędkość wiatru określono dla strefy II jako $v_k = 24$ [m/s] ($Q_k = 350$ [Pa]),
- współczynnik ekspozycji dla terenu rodzaju A oraz wysokości $h = 44$ [m] jako $C_e = 1.52$ [-],
- konstrukcję określono jako podatną dynamicznie. Dla częstotliwości drgań własnych $f_1 = 0.8$ [Hz], wyznaczono współczynnik porywów $\beta = 1.9$ [-].

Na podstawie powyższych wartości, wyliczono wyjściową wartość obciążenia wiatrem $p_k = 1.01$ [kPa]. Do szczegółowego rozkładu obciążenia wykorzystano współczynniki aerodynamiczne, wyznaczone na podstawie załącznika normy [36].

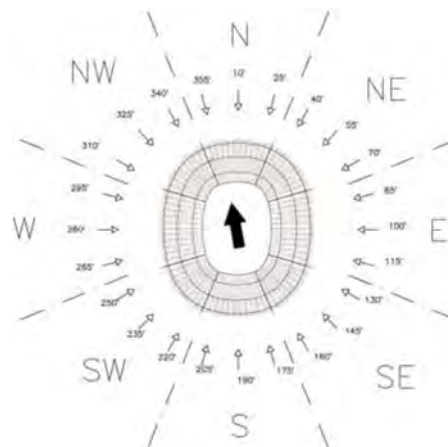
Kolejne warianty obciążenia wiatrem przyjęto na podstawie normy [37] oraz wyników badań w tunelu aerodynamicznym. Rozważono parametry obciążenia:

- prędkość wiatru dla strefy 2 – $v_{b,0} = 26$ [m/s] oraz odpowiadające jej bazowe ciśnienie prędkości $q_{b,0} = 0.42$ [kN/m²],
- współczynnik ekspozycji dla terenu kategorii II oraz wysokości $z = 44$ [m] jako $c_e(z) = 3.28$ [-].

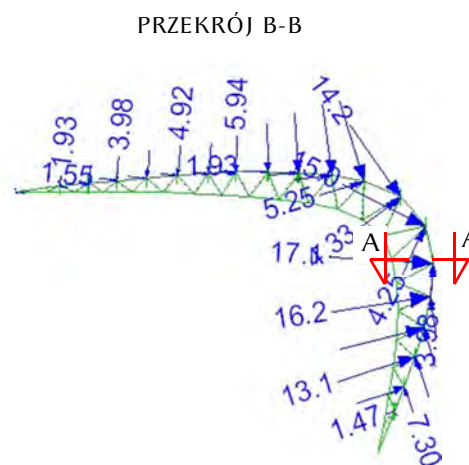
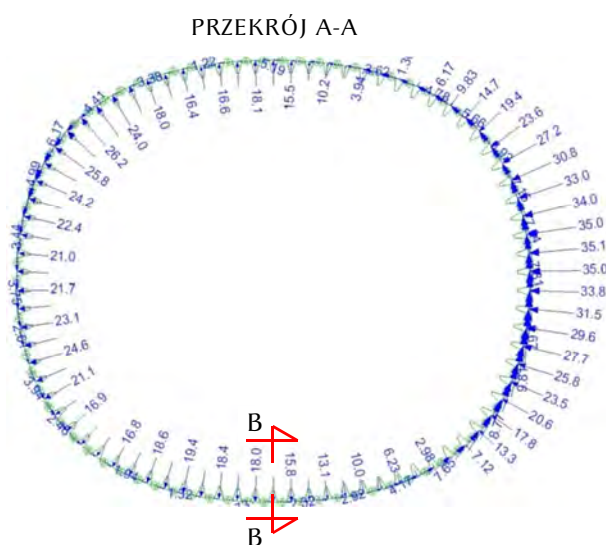
Szczytowe ciśnienie prędkości wyznaczone na podstawie powyższych wartości wynosi $q_p = 1.38$ [kPa]. Po uwzględnieniu współczynników ciśnienia wewnętrznego $c_{pi,10}$ oraz zewnętrznego $c_{pe,10}$, uzyskanych z badań modelowych (rys. 58), otrzymano rzeczywisty rozkład obciążenia działającego na zadaszenie. Łącznie przebadano 8 przypadków wiatru wiejącego z różnych kierunków (rys. 59). Wyliczone wartości zostały przetransformowane na siatkę modelu MES i sprowadzone do obciążeń węzłowych (rys. 60).



Rys. 58 Przykładowy rozkład ciśnień na podstawie wyników badań w tunelu aerodynamicznym



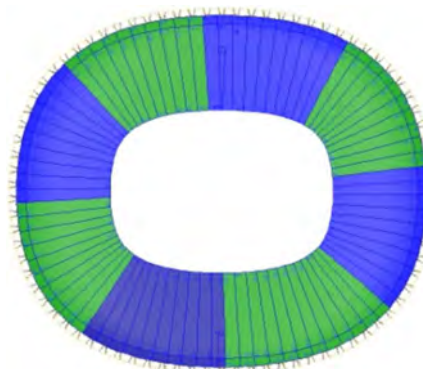
Rys. 59 Rozpatrywane kierunki działania wiatru w tunelu aerodynamicznym



Rys. 60 Obciążenia węzłowe [kN] przyjęte na podstawie badań w tunelu aerodynamicznym (wiatr północny)

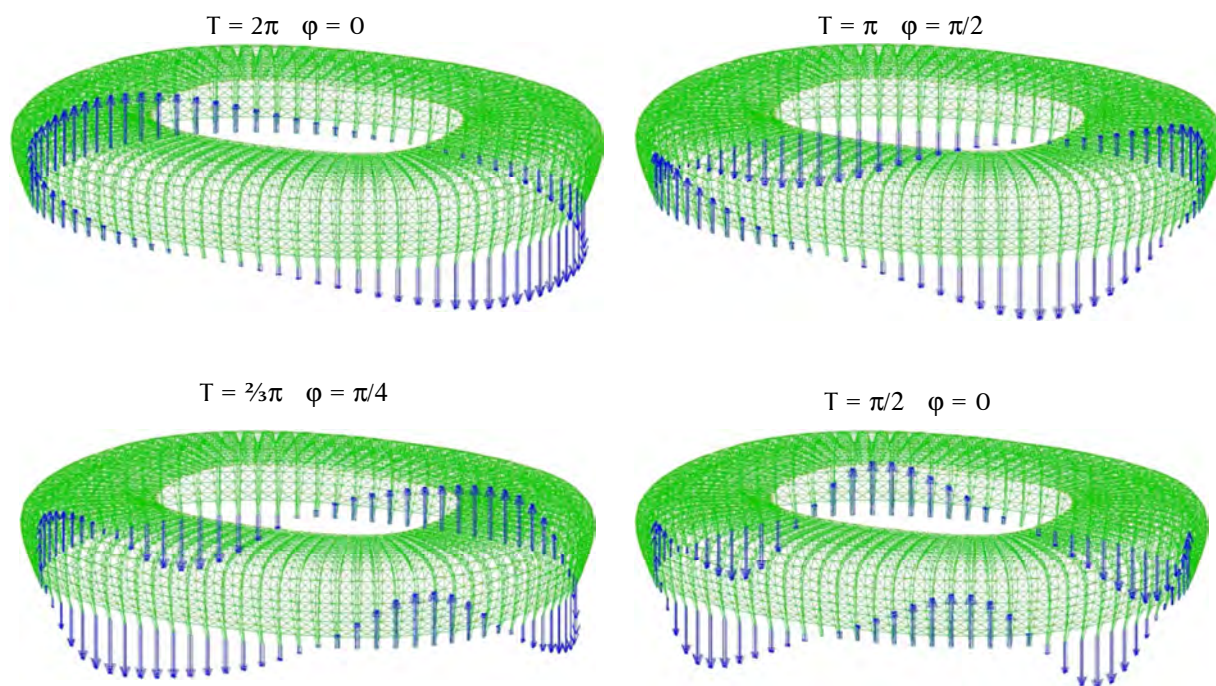
Obciążenia określone na podstawie badań w tunelu aerodynamicznym (bardziej niekorzystne), przyjęto do określania stanów granicznych konstrukcji.

W celu przeanalizowania obciążenia śniegiem, część dachową podzielono na osiem obszarów (rys. 61). Na podstawie [35] przyjęto wartość obciążenia dla 3 strefy, wynoszącą $1.2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Dodatkowo rozpatrzono sytuację wyjątkową, gdy na dachu będzie zalegał śnieg, o wartości obciążenia do $2.4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$.



Rys. 61 Podział na obszary zaśnieżenia

Osiadania analizowano, przyjmując założenie, że przemieszczenia podparć po obwodzie stadionu będą miały formę sinusoid o amplitudzie 10 [mm], różnych okresach i przesunięciach fazowych. Rozpatrywano okresy $T = \frac{1}{2}\pi, \frac{2}{3}\pi, \pi, 2\pi$ oraz przesunięcia fazowe $\varphi = 0, \pi/4, \pi/2$. Przykładowe formy pokazano na rysunku nr 62.



Rys. 62 Przykładowe rozpatrywane kształty osiadań konstrukcji zadaszania stadionu

Wymienione w tabeli nr 1 obciążenia i ich kombinacje były podstawą do analiz nośności oraz użytkowania konstrukcji zadaszania. Analizy te prowadzono w fazie projektowania oraz w czasie budowy.

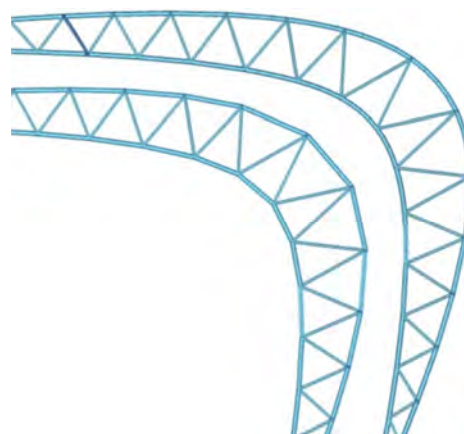
3.1.1 Faza projektowa

Przy założonym kształcie i formie dźwigarów należało określić przekroje wszystkich elementów oraz sposoby ich połączeń.

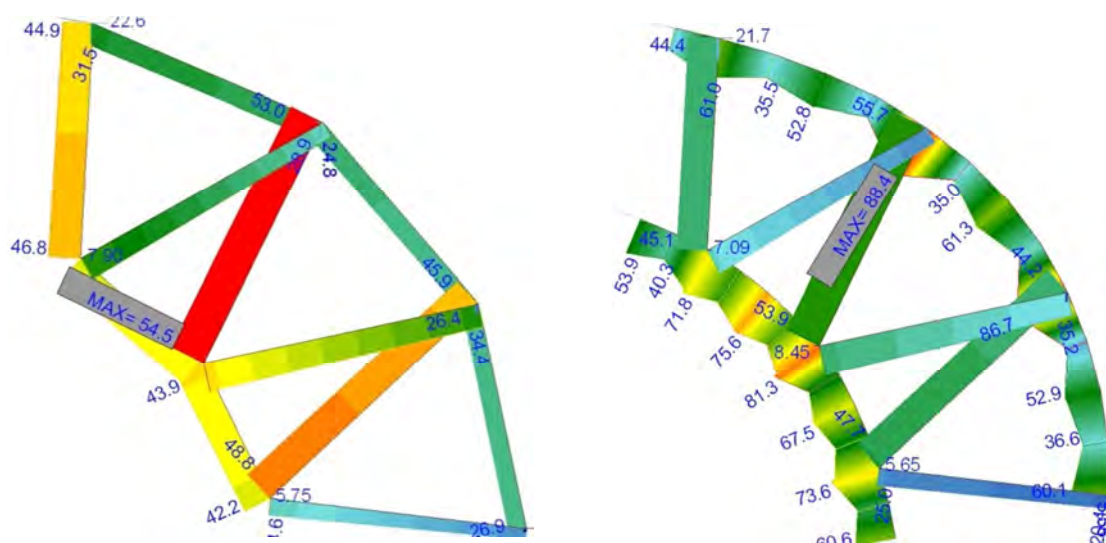
3.1.1.1 Prace koncepcyjne

Na etapie wstępnym rozważano kilka możliwości ukształtowania konstrukcji sierpowych dźwigarów. Był to okres wzmożonej dyskusji z architektem. Głównym elementem dyskusyjnym były zakrzywione pręty dźwigarów kratownicowych (rys. 63).

Rozwiązanie takie, pomimo swojej estetyki posiada wiele oczywistych wad, które trzeba było wykazać. W wyniku analizy porównawczej modeli: z prętami krzywoliniowymi oraz z prętami prostymi, wykazano znaczny wzrost naprężeń w wygiętej części konstrukcji nośnej. Dodatkowo pojawiły się efekty nieliniowe. Na rysunku 64 przedstawiono porównanie maksymalnych naprężeń przekrojowych według HMM dla obu przypadków. Zastosowanie prętów zakrzywionych przy utrzymaniu średnicy zewnętrznej $\varnothing 355.6$ mm, wymagałoby zastosowania profili technicznie niedostępnych. W wyniku przedstawionych argumentów konstruktorzy oraz architekci doszli do porozumienia, którego skutkiem jest zastosowanie prętów prostych, a krzywoliniowy kształt zadaszenia uzyskano poprzez odpowiednie uformowanie poszycia na stolikach montażowych.



Rys. 63 Porównanie dźwigarów o elementach prostych i krzywych



Rys. 64 Naprężenia zastępcze HMM od ciężaru własnego – dźwigar z elementami prostymi i krzywymi

3.1.1.2 Nośność konstrukcji

Głównym zadaniem prowadzonych analiz było dobranie rozwiązań konstrukcyjnych oraz przekrojów tak, aby były spełnione wszystkie warunki

ności i użytkowania. Obliczenia wykonano na omówionych wcześniej obciążeniach oraz ich kombinacjach.

Pierwszym krokiem było wyliczenie ekstremalnych sił we wszystkich elementach od kombinacji obciążeń obliczeniowych, przyjęcie ostatecznych przekrojów i określenie wielkości naprężeń. Posłużono się tutaj metodą superpozycji stanów, przyjmując zasadę zeszywnienia. Wyznaczone kombinacje dla najbardziej wyjątkowych elementów, zdefiniowano jako nowe przypadki obciążeń i wykorzystano w analizie nieliniowej geometrycznej. Określono tym samym wpływ efektów nieliniowych i poprawność przyjętej wcześniej zasady zeszywnienia. Porównanie obu analiz wykonanych dla wybranych elementów przedstawiono w tabeli nr 2.

Tabela 2 Wyniki obliczeń dla wybranych elementów

Rozpatrywany element	Rodzaj analizy				Różnica [%]	Typ kombinacji
	Liniowa		Nieliniowa			
	N / σ	[kN]	N / σ	[kN]		
Pręt sprężenia X	480	[kN]	496	[kN]	3.3	Max N
Pas dolny dźwigara	238	[MPa]	248	[MPa]	4.2	Min N
Pas górny dźwigara	203	[MPa]	184	[MPa]	-9.6	Max N
Krzyżulec dźwigara	111	[MPa]	103	[MPa]	-7.2	Min N
Ring wewnętrzny	249	[MPa]	258	[MPa]	3.6	Min N
Pierścień obwodowy dolny	269	[MPa]	275	[MPa]	2.2	Max N
Pierścień obwodowy górny	219	[MPa]	199	[MPa]	-9.1	Min N

Prezentowane w tabeli zestawienia dotyczą ekstremalnych, obliczeniowych naprężeń normalnych (krawędziowych) przekrojowych. Efekty nieliniowe głównie ujawniły się w postaci wyłączenia z pracy elementów ciągnowych ściskanych.

W rezultacie przeprowadzonych obliczeń przy uwzględnieniu zmian w geometrii i strukturze układu (wyłączenie się ściskanych ciągników), zaobserwowano niewielki wzrost wyjątkowości niektórych z elementów. Największą niekorzystną zmianę zaobserwowano dla pasa dolnego dźwigara – wzrost wartości naprężeń ekstremalnych o 4.2%. Naprężenia w najbardziej wyjątkowym elemencie konstrukcji (pierścień obwodowy dolny) wzrosły o 2.2% do wartości 275 [MPa].

Ekstremalne ugięcia od analizowanych kombinacji obciążeń wynoszą 874 [mm]. Przy uwzględnieniu nieliniowości modelu ich wartość wzrasta do 947 [mm] (o 8.4%).

Nośności wszystkich elementów zostały sprawdzone lokalnie, jako elementy ściskane i zginane według [22, 32, 38]. Sprawdzenia dokonywano w przekrojach przywęzłowych oraz w środku długości każdego pręta, dla ekstremalnych obliczeniowych wartości sił wewnętrznych. Przyjęto następujące wartości współczynników:

- współczynnik rezerwy plastycznej $\alpha_p = 1.0$,
- współczynnik redukcyjny, dla przekrojów klasy 1,2 i 3, $\psi = 1.0$,
- współczynnik zwichrzenia, dla elementów zabezpieczonych przed zwichrzeniem, $\varphi_L = 1.0$,
- współczynnik wyboczeniowy φ_{κ} każdorazowo wyznaczano na podstawie wartości smukłości względnej $\bar{\lambda}$ dla przekrojów rurowych bez naprężeń spawalniczych (krzywa a).

Wszystkie połączenia spawane rurowe były przeanalizowane zgodnie z procedurami zawartymi w [39]. Sprawdzone nośność z uwagi na przebicie i zniszczenie przystykowe pasa dla węzłów typu X, K i Y (T).

Ostateczne dobranie przekrojów i rozwiązań konstrukcyjnych, zakończyło fazę projektowania konstrukcji dachu. Dalsze analizy prowadzone były już w trakcie budowy i wynikały z potrzeb i problemów zgłaszanych przez wykonawcę obiektu.

3.1.2 Faza budowy i odbioru

Technologia wytworzenia i montażu ma wpływ na ostateczne rozkład sił wewnętrznych w elementach budowanej konstrukcji. Operacje montażowe przy budowie zadaszona były pomyślane tak, aby można było wypełnić wstępne założenia projektowe (konstrukcja w stanie beznaprężeniowym do momentu zwolnienia z podpór tymczasowych). Opracowano sekwencję montażu, w której dzięki podniesieniom wykonawczym w kolejnych fazach udało się spełnić te założenia. W całym procesie budowy modelowano poszczególne fazy i sprawdzano

występujące odstępstwa. Istotnym elementem pracy była ocena wpływu błędów montażowych i niezamierzonych imperfekcji.

3.1.2.1 Wznoszenie dachu

Segmenty dźwigarów głównych produkowano w wytwórniach konstrukcji stalowych i transportowano



Rys. 65 Montażowy segment dachowy dźwigara

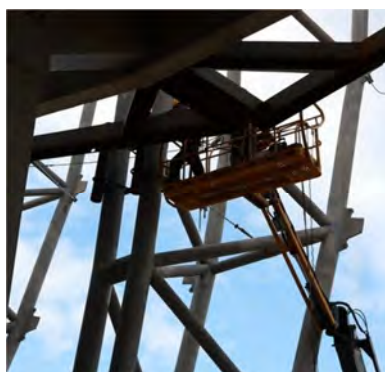
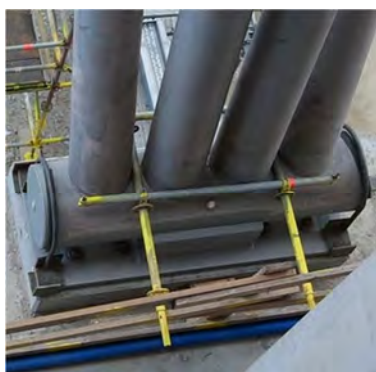
źródło: A.Kozakiewicz

na teren budowy. Tam, scalano je w dwie części montażowe: dachową (rys. 65) oraz elewacyjną (rys. 66). Po wykonaniu zabiegów antykorozyjnych i przygotowaniu do montażu, typowa część elewacyjna została umieszczona w docelowym łożysku oraz tymczasowo przymocowana do korony trybun (rys. 67), za pośrednictwem stalowej belki obwodowej i cybantów.



Rys. 66 Segment elewacyjny dźwigara

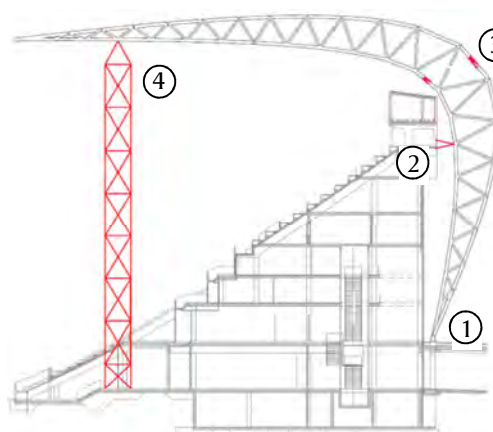
źródło: skyscrapercity.com



Rys. 67 Mocowanie segmentu elewacyjnego dźwigara w łożysku oraz do korony trybun

źródło: P.Jamulowicz
T.Romaszkiewicz

Następnie przystąpiono do montażu 30-tonowej części dachowej. Przewidziano dla niej dwa tymczasowe podparcia montażowe. Pierwsze – tzw. dużą wieżę – zaprojektowano ~12 metrów od osi pierścienia wewnętrznego (w planie), na trzecim przęcie poprzecznym dolnym licząc od środka stadionu (4 na rys.



Rys. 68 Stałe i tymczasowe punkty podparcia typowego dźwigara

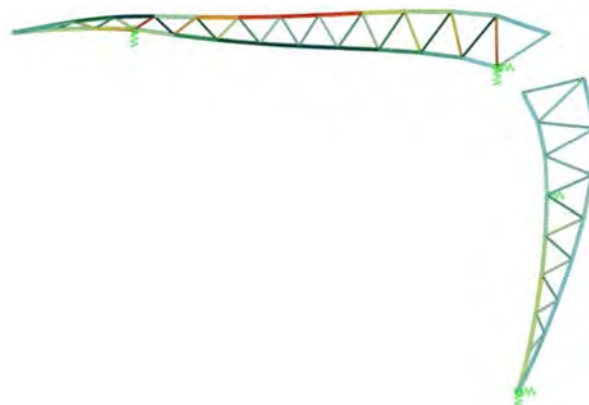
68). W tym celu, wzniesiono na placu budowy 22-ie kratownicowe konstrukcje wieżowe o wysokości 39 metrów i połączono je na wysokości głowic, po obwodzie, kratownicowymi podciągami (rys. 69). Podparcie dźwigarów na podciągu zrealizowano za pomocą specjalnie wyprofilowanych stolików (rys. 70). Rzędna montażu na podciągach została ustalona o 21 [mm] wyżej, tak by zgodnie z analizowanym modelem (rys. 71), dopasować zdeformowane od ciężaru własnego segmenty do siebie.



Rys. 69 Konstrukcja montażowa



Rys. 70 Łoże montażowe pod dźwigar



Rys. 71 Ugięcie części dachowej od ciężaru własnego (skala skażona)

Drugim podparciem tymczasowym (2 na rys. 68) było bezpośrednie oparcie części dachowej na części elewacyjnej dźwigara, z wykorzystaniem konstrukcji centrujących (rys. 72). Oparcie to, przed spawaniem było ustabilizowane za pomocą śrub napinających, umieszczonych na tymczasowych stolikach (rys. 73).



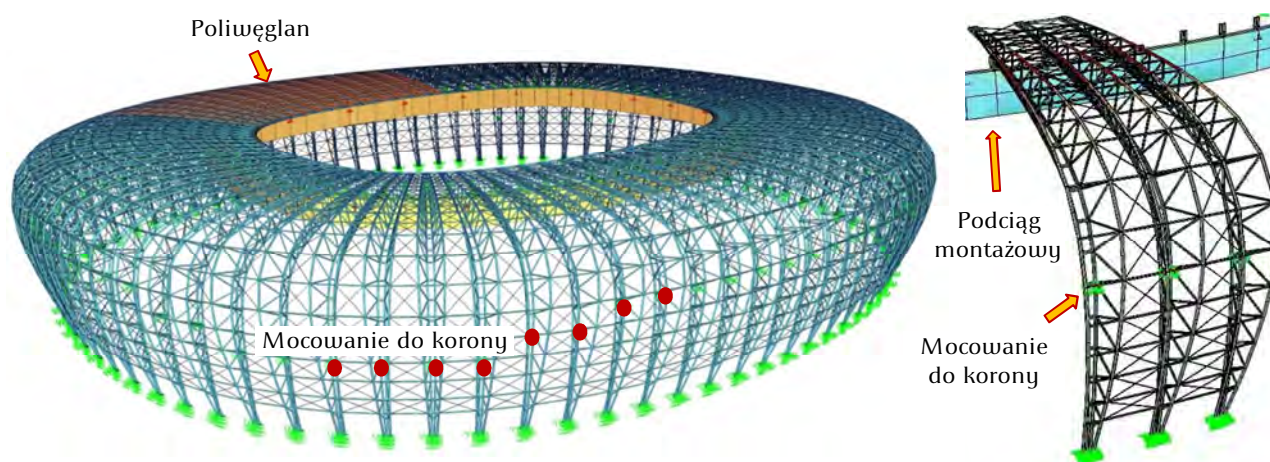
Rys. 72 Konstrukcja centrująca



Rys. 73 Stoliki montażowe

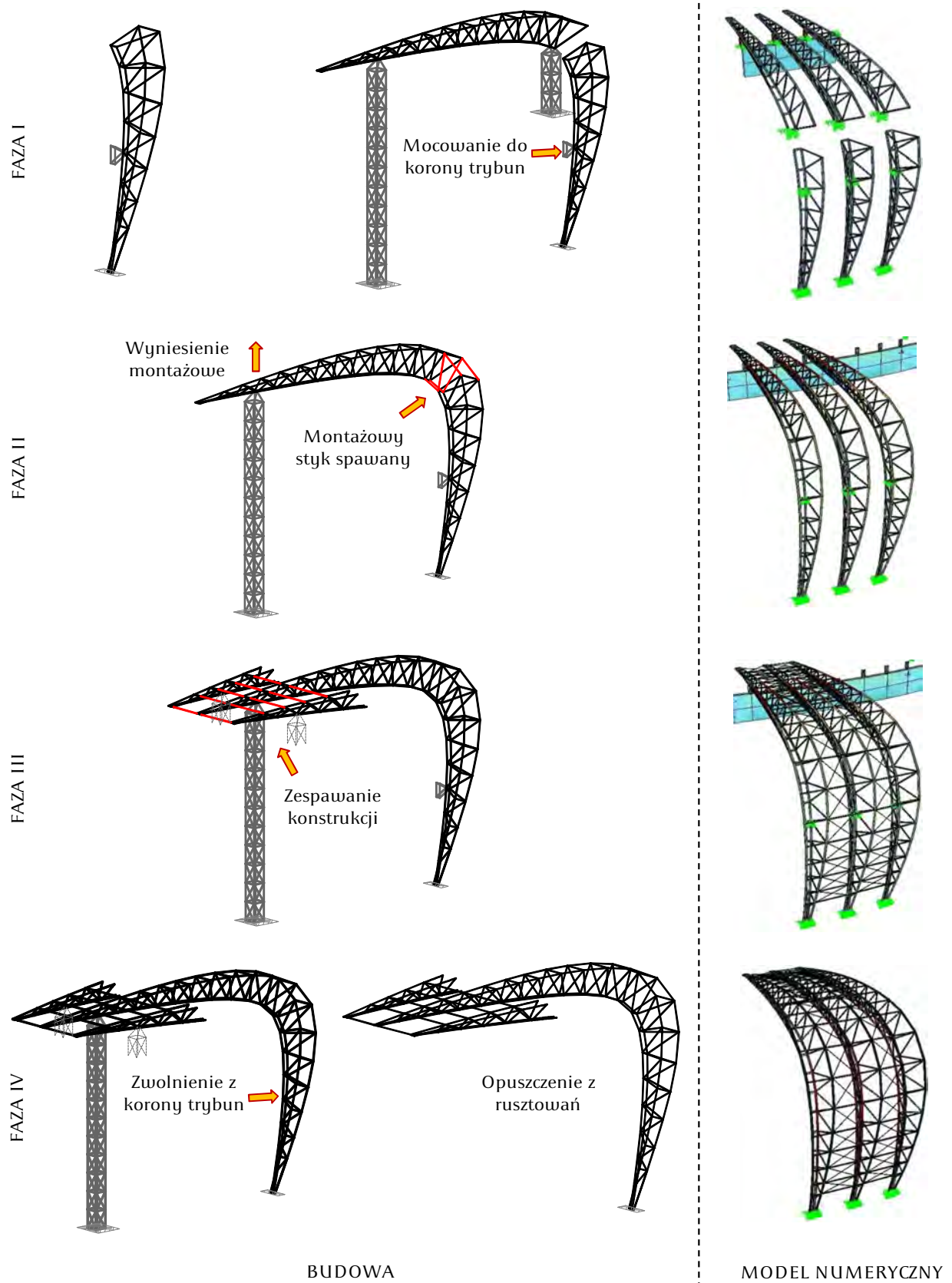
Po umieszczeniu części dachowej w docelowym położeniu, można było przystąpić do wykonania styku spawanego rur dźwigara. Po tej operacji, typowy dźwigar podparty był w trzech miejscach (rys. 68): łożysko (1), mocowanie poziome do korony trybun (2) oraz na podciągach (4). Następnym krokiem było wyniesienie typowego dźwigara do góry o 30 [mm] w miejscu podparcia na podciągu (4 na rys. 68). Zabieg ten, miał na celu wprowadzenie w dźwigar sił sprężających tak, aby po połączeniu wszystkich dźwigarów ze sobą i zwolnieniu z rusztowań, odpowiednio aktywowane zostały pręty obwodowe oraz cięgna stężające w fazie pracy pod ciężarem własnym konstrukcji.

Omówione operacje zaprojektowane były z wykorzystaniem modelu wyseparowanego dźwigara, którego wizualizację przedstawiono na rysunku 71. Ostateczne analizy przeprowadzono na modelu globalnym zadania, uwzględniając tym samym przestrzenną pracę konstrukcji we wszystkich fazach budowy (rys. 74).



Rys. 74 Model dachu z elementami umożliwiającymi fazy budowy

Aby odwzorować możliwie wiernie rzeczywistą pracę konstrukcji, należało w modelu uwzględnić strzałki montażowe (wstępne sprężenie) oraz fakt dodawania elementów. Włączanie do pracy kolejnych elementów zgodnie z procedurą wznoszenia podzielono na fazy pokazane na rysunku 75.



Rys. 75 Fazy budowy oraz ich wizualizacja numeryczna

W kolejnych fazach realizowano następujące zadania:

Faza I – montaż części elewacyjnej, zamocowanie do korony trybun żelbetowych, montaż części dachowej (z podniesieniem montażowym 21 mm) na tymczasowych podporach,

Faza II – wykonanie styku spawanego rur dźwigarów, drugie wyniesienie montażowe (sprężenie) o 30 mm,

Faza III – montaż prętów obwodowych i stężeń, ,

Faza IV – zwolnienie konstrukcji z tymczasowych podpór montażowych.

W analizie faz montażu uwzględniono obciążenia technologiczne i ciężar poszycia poliwęglanowego. W czasie budowy na dachu zainstalowane były pomosty robocze o wadze ok. 10 ton/dźwigar (rys. 76).



źródło: T.Romaszkiewicz

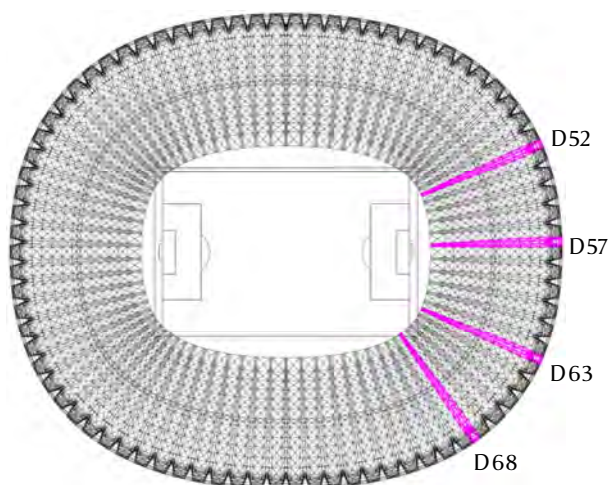
Rys. 76 Pomosty robocze

Służyły one do montażu poszycia

oraz elementów wyposażenia. Na dźwigarach 31÷44, gdzie zamontowano poliwęglan jeszcze przed uwolnieniem dachu z rusztowań, pomosty zostały zdemontowane. Tak więc, obciążenia przyjęte do modelu obliczeniowego to:

- ciężar własny konstrukcji,
- ciężar rusztowań na poszczególnych dźwigarach,
- ciężar płatwi poszycia na części dachu (rys. 74).

Wznoszenie konstrukcji stalowej zadania zajęło Wykonawcy niecałe siedem miesięcy. Dźwigary uwolniono z rusztowań w wyniku dwudniowej operacji, polegającej na opuszczaniu podciągów tymczasowych opartych na wieżach. Cały proces kontrolowano poprzez geodezyjny pomiar ugięć

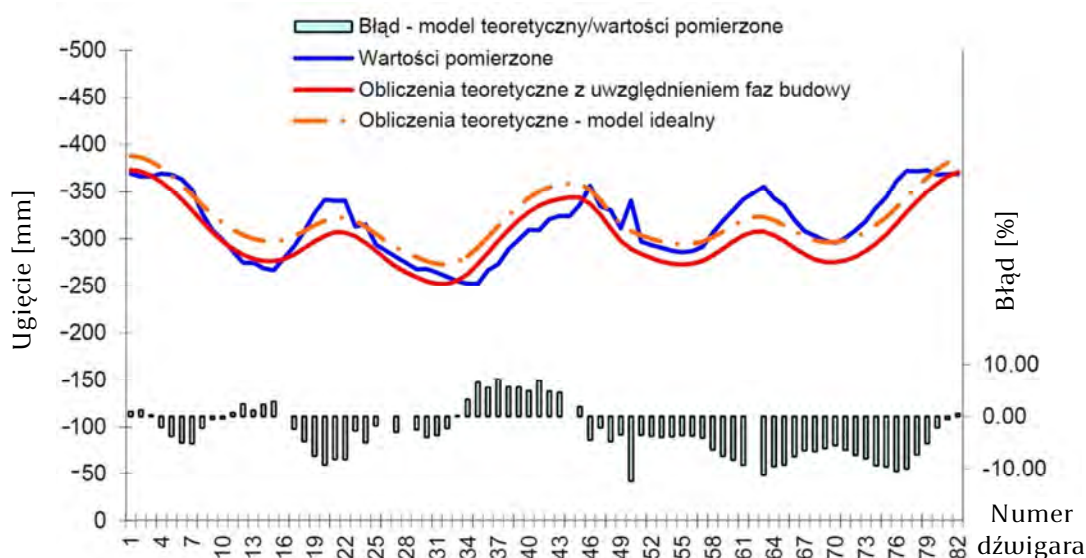


Rys. 77 Dźwigary na których prowadzono pomiar naprężeń w trakcie uwalniania konstrukcji

(wszystkie dźwigary) oraz naprężeń na czterech wybranych dźwigarach (D52, D57, D63, D68 – rys. 77). Porównanie wyników przedstawiono w tabeli 3 oraz wykresach poniżej.

Tabela 3 Wartości ugięć dźwigarów

Numer dźwigara	Ugięcia geodezja [m]	Ugięcia model [m]	Δ [%]	Numer dźwigara	Ugięcia geodezja [m]	Ugięcia model [m]	Δ [%]	Numer dźwigara	Ugięcia geodezja [m]	Ugięcia model [m]	Δ [%]	Numer dźwigara	Ugięcia geodezja [m]	Ugięcia model [m]	Δ [%]
1	0.436	0.440	0.9	22	0.407	0.374	-8.2	42	0.388	0.406	4.8	63	0.422	0.374	-11.3
2	0.433	0.438	1.2	23	0.380	0.370	-2.7	43	0.391	0.409	4.6	64	0.410	0.371	-9.6
3	0.433	0.434	0.2	24	0.382	0.363	-5.0	44	bd	0.411	-	65	0.402	0.365	-9.3
4	0.436	0.427	-2.1	25	0.361	0.355	-1.8	45	0.403	0.411	1.9	66	0.387	0.357	-7.6
5	0.435	0.419	-3.8	26	bd	0.346	-	46	0.423	0.404	-4.5	67	0.375	0.351	-6.5
6	0.430	0.408	-5.0	27	0.348	0.338	-3.0	47	0.401	0.392	-2.2	68	0.370	0.345	-6.7
7	0.419	0.397	-5.2	28	bd	0.332	-	48	0.397	0.378	-4.8	69	0.365	0.343	-6.1
8	0.394	0.385	-2.2	29	0.335	0.327	-2.5	49	0.378	0.365	-3.5	70	0.363	0.343	-5.5
9	0.376	0.374	-0.5	30	0.335	0.322	-4.0	50	0.407	0.356	-12.4	71	0.368	0.344	-6.4
10	0.366	0.364	-0.5	31	0.331	0.319	-3.6	51	0.364	0.351	-3.5	72	0.376	0.348	-7.4
11	0.354	0.357	0.7	32	0.327	0.320	-2.3	52	0.361	0.347	-3.8	73	0.386	0.354	-8.1
12	0.342	0.350	2.4	33	0.322	0.323	0.1	53	0.358	0.343	-4.0	74	0.400	0.362	-9.4
13	0.342	0.346	1.2	34	0.320	0.330	3.2	54	0.355	0.341	-3.9	75	0.411	0.371	-9.6
14	0.336	0.344	2.3	35	0.319	0.340	6.5	55	0.353	0.340	-3.7	76	0.428	0.383	-10.5
15	0.334	0.343	2.8	36	0.334	0.353	5.5	56	0.354	0.341	-3.7	77	0.439	0.395	-10.0
16	bd	0.346	-	37	0.340	0.365	7.2	57	0.358	0.344	-4.1	78	0.439	0.406	-7.3
17	0.359	0.351	-2.4	38	0.356	0.376	5.7	58	0.373	0.349	-6.4	79	0.440	0.417	-5.2
18	0.375	0.357	-4.8	39	0.366	0.387	5.6	59	0.386	0.357	-7.6	80	0.435	0.426	-2.2
19	0.394	0.364	-7.6	40	0.376	0.395	4.9	60	0.397	0.364	-8.3	81	0.436	0.433	-0.6
20	0.408	0.370	-9.3	41	0.376	0.402	6.9	61	0.408	0.371	-9.3	82	0.435	0.438	0.5
21	0.407	0.374	-8.2					62	bd	0.374	-				



Rys. 78 Wartości ugięć – pomierzone oraz otrzymane z analiz numerycznych

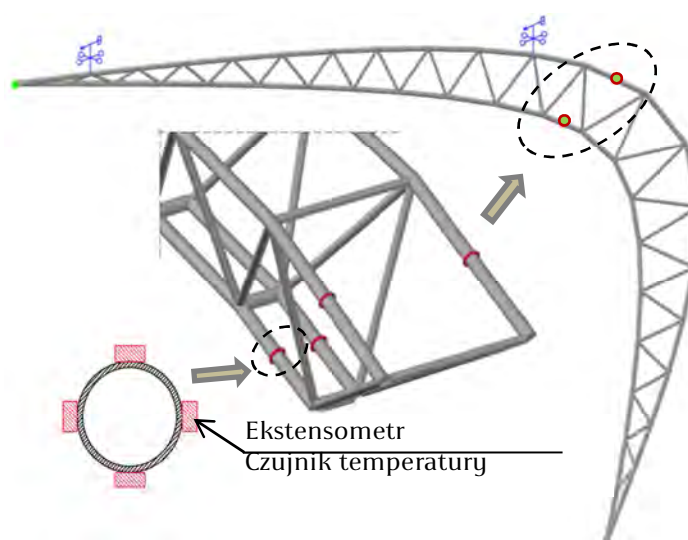
Ekstremalne ugięcie zarejestrowano (pomiar geodezyjny) dla dźwigara D79 i wyniosło 440 [mm], wartość według modelu numerycznego wyniosła 417 [mm]. Największa rozbieżność wyników wystąpiła dla dźwigara D50 i wyniosła 12.4%. Średnia rozbieżność wyników wyniosła 4.92%. Na rysunku 78 zestawiono wyniki ugięć symulacji numerycznej modelu idealnego z projektu budowlanego, gdzie konstrukcja postawiona jest w całości w jednej fazie, wynik obliczeń uwzględniających montaż oraz wyniki pomiarów po zwolnieniu dachu z podpór tymczasowych.

Na rozbieżność wyników wpływa wiele czynników, wśród których najważniejsze to:

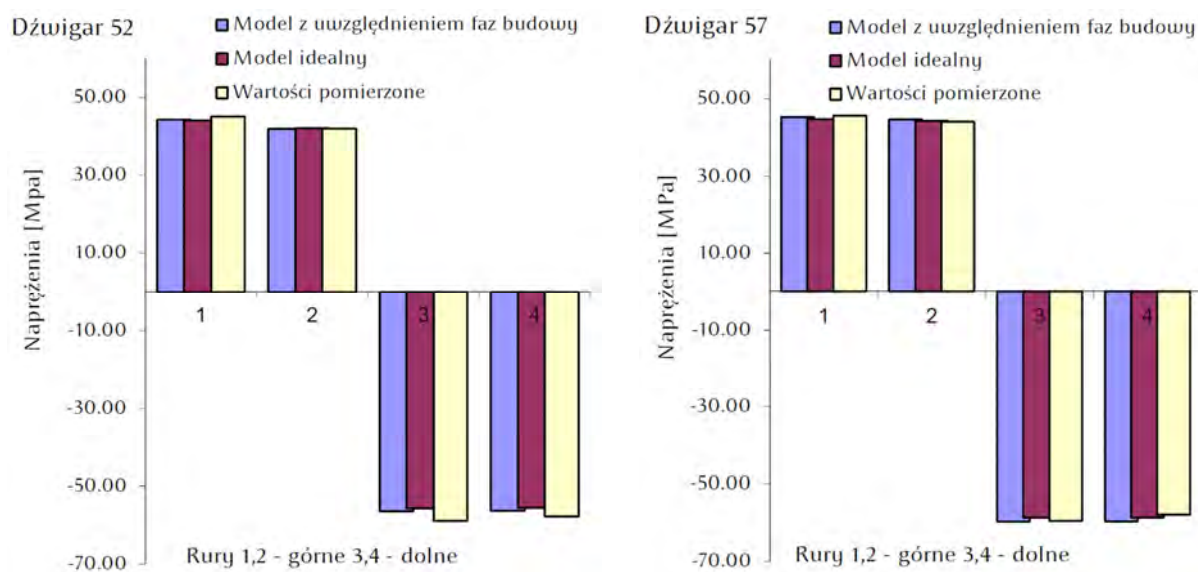
- trudność w oszacowaniu ciężaru i położenia rusztowań (na całej konstrukcji zastosowano trzy różne systemy rusztowań) i innych obciążeń technologicznych,
- praca termiczna całej konstrukcji – każdy z dźwigarów charakteryzują się inną temperaturą montażu.

Przed zwolnieniem konstrukcji z podpór tymczasowych, na czterech dźwigarach (D52, D57, D63, D68 – rys. 77) zainstalowano strunowe czujniki pomiaru odkształceń. Sposób opomiarowania dźwigara pokazano na rysunku 79.

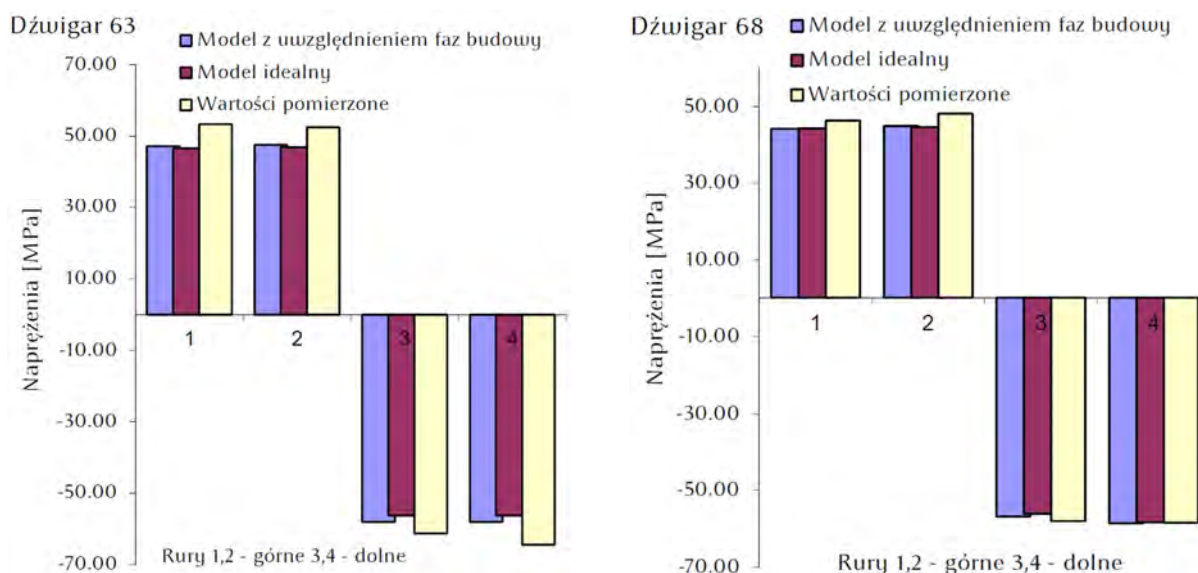
Łącznie zainstalowano 64 punkty pomiarowe. Dzięki takiemu rozmieszczeniu ekstensometrów, możliwe było dokładne określenie sił wewnętrznych w rurach głównych wiązara [9]. Porównanie pomiarów z prognozami zestawiono na wykresach słupkowych na rysunkach 80 i 81 poniżej.



Rys. 79 Rozmieszczenie ekstensometrów na pojedynczym dźwigarze



Rys. 80 Porównanie naprężeń pomierzonych i wyliczonych – dźwigary 52 i 57



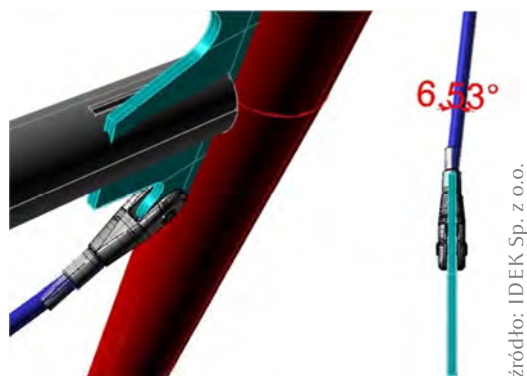
Rys. 81 Porównanie naprężeń pomierzonych i wyliczonych – dźwigary 63 i 68

Największe naprężenia zanotowano dla rury nr 4 dźwigara 63, o wartości -64.52 [MPa]. Analiza numeryczna wykazała w tym samym punkcie naprężenia o wartości -58.12 [MPa], co daje rozbieżność na poziomie 9.9 %. Największą różnicę wartości pomierzonych i oczekiwanych zarejestrowano dla rury nr 1 dźwigara 63 odpowiednio o wartościach 53.3 [MPa] i 47.2 [MPa] (różnica 11.4 %). Średnie rozbieżności dla poszczególnych wiązarów wynoszą: dźwigar 52 – 2.1 %, dźwigar 57 – 1.4 %, dźwigar 63 – 9.0 %, dźwigar 68 – 3.4 %. Usredniona wartość różnic ze wszystkich pomiarów to 4.0 %.

W związku z niewielkimi różnicami w wynikach otrzymanych z pomiarów oraz analiz numerycznych przy danych założeniach, można przyjąć że przedstawiony model numeryczny dobrze odzwierciedla rzeczywistą pracę konstrukcji.

3.1.2.2 Błędy montażu blach węzłowych

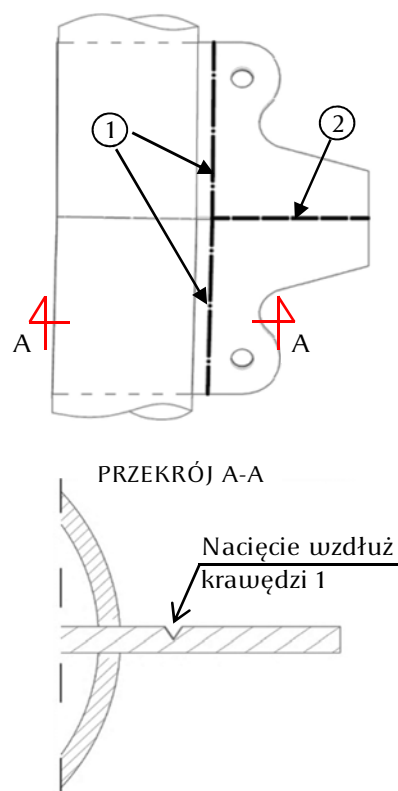
Podczas odbioru pierwszej partii dźwigarów dostrzeżono istotne odchyłki geometryczne. Część blach węzłowych została wstawiana pod złym kątem. Odejście od osi projektowej wynosiło do 6.5° (rys. 82). Imperfekcja tego typu uniemożliwiała założony w projekcie montaż cięgien oraz rur prętów obwodowych. Z uwagi na obiektywne trudności związane z



Rys. 82 Błędnie wstawiana blacha

wymianą elementów podjęto próbę opracowania procedury naprawczej. Zlecono opracowanie technologii naprawy (prostowania) w kontekście wytrzymałości materiału poddanego obróbce cieplnej i odkształceniom plastycznym [4, 5]. W rezultacie analiz opracowano następującą technologię naprawy (rys. 83):

- jednostronne nacięcie blachy węzłowej do połowy grubości w odległości 40 mm od lica rury (1)
- przecięcie blachy węzłowej w miejscu jej zagięcia (2)
- prostowanie na gorąco wzdłuż krawędzi (1)
- napawanie blachy w miejscu nacięcia (1)
- zespawanie blachy w miejscu przecięcia (2)

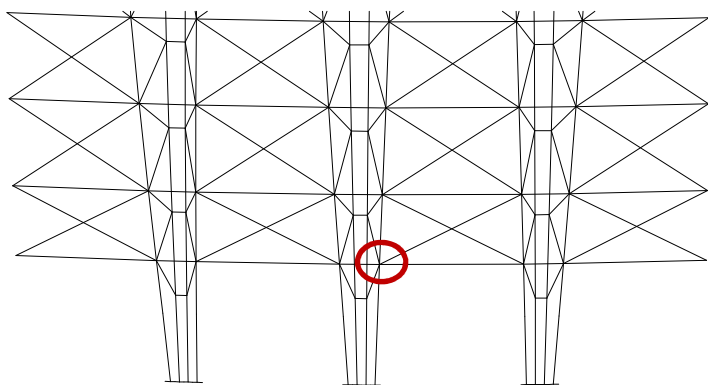


Rys. 83 Schemat nacięcia blach węzłowych

W ramach prac [4, 5], wykonano badania laboratoryjne próbek stali odpowiadających materiałowi rodzimemu poddanemu obróbce

termoplastycznej wokół krawędzi (1). Badano również materiał odpowiadający połączeniu na krawędzi (1). W wyniku prac zredukowano R_e stali wokół miejsca naprawy o 16% (do wartości $R_e = 300$ [MPa]). Dane te posłużyły do wykonania analiz numerycznych nośności węzła z imperfekcjami blach węzłowych.

Do analizy wybrano węzeł, w którym w prętach obwodowych występują największe siły normalne – jest to najniższy z węzłów prętów obwodowych (rys. 84).



Rys. 84 Lokalizacja analizowanego węzła

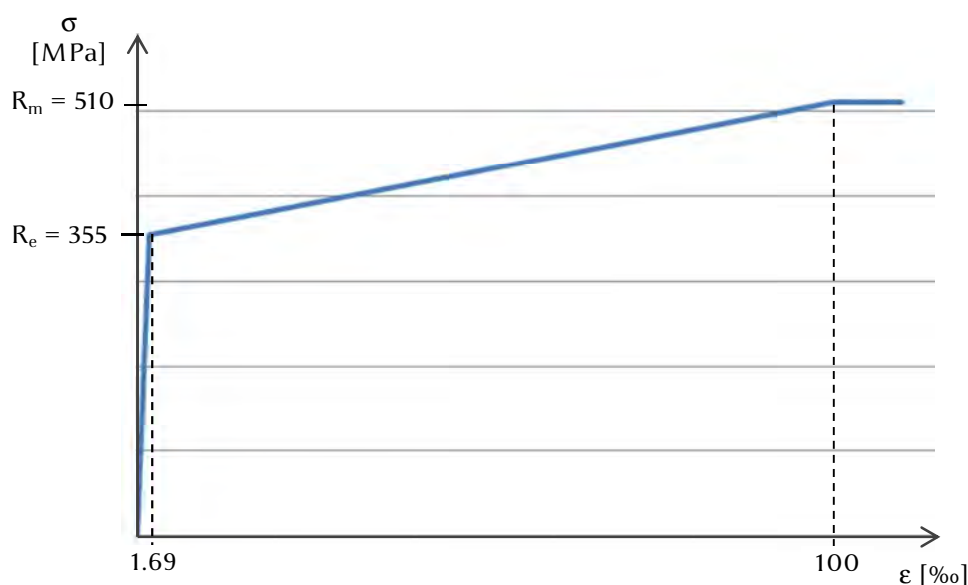


Rys. 85 Wizualizacja modelu węzła

Analizy przeprowadzono na wyseparowanym z konstrukcji modelu węzła z precyzyjnie określonymi warunkami brzegowymi. Rury i blachy węzłowe dyskretyzowano cztero-węzłowymi elementami powłokowymi klasy C^0 (rys. 85). Elementy powłoki rur opisano na ich powierzchni zewnętrznej (offset), powłokę blachy węzłowej opisano na jej powierzchni środkowej. Fragmenty w bezpośrednim sąsiedztwie warunków brzegowych wymodelowano jako sztywne, z materiału o podwyższonym module Younga, w celu stworzenia strefy przejściowej do modelu prętowego. Warunki brzegowe określono tak, by uzyskać analogię do modelu prętowego.

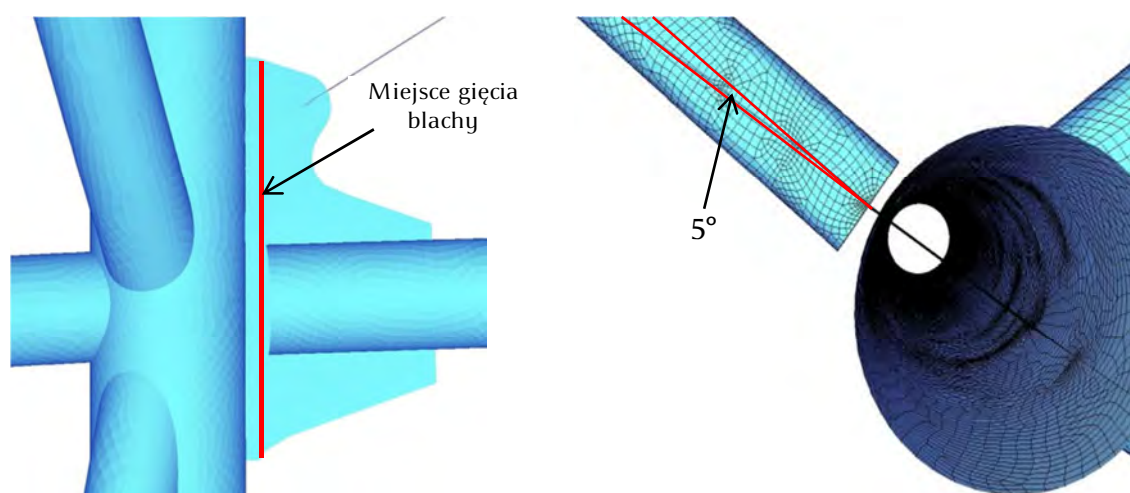
W analizie posłużono się modelem sprężysto – plastycznym stali o granicy plastyczności $R_e = 355$ [MPa] (rys. 86) i wytrzymałości na rozciąganie $R_m = 510$ [MPa]. Siły wewnętrzne, które odczytano z modelu prętowego całej konstrukcji jako najbardziej niekorzystne, realizowano jako obciążenie. Obliczenia wykonano z uwzględnieniem nieliniowych związków geometrycznych i materiałowych.

Rozwiązanie prowadzono metodą przyrostowo-iteracyjną, sterując przyrostem obciążenia.



Rys. 86 Model materiału przyjęty w analizie

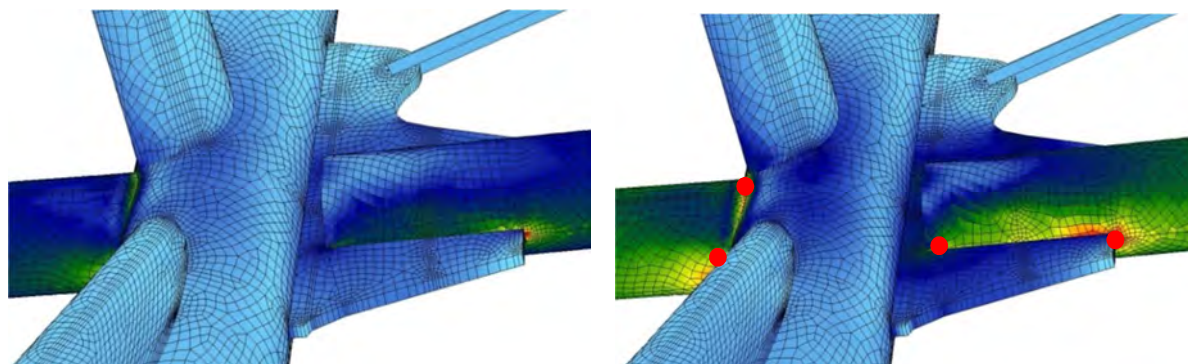
Analizę porównawczą wykonano dla modelu idealnego oraz z imperfekcją. Imperfekcja została przeprowadzona zgodnie z opracowanym projektem naprawy [4, 5]. Polegała ona na wygięciu blachy o 5° w odległości 40 [mm] od lica rury (rys. 87). W analizie nie uwzględniono stanu naprężeń własnych wywołanych obróbką termoplastyczną.



Rys. 87 Lokalizacja gięcia blachy

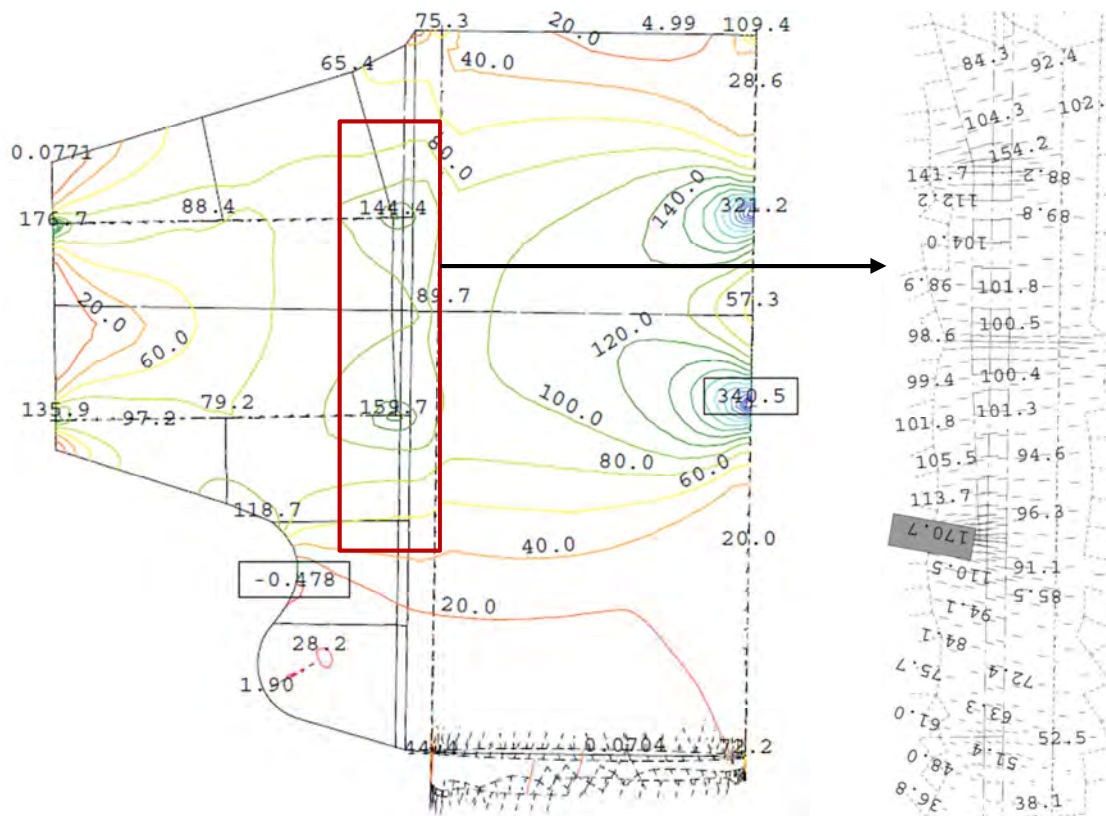
Podczas obliczeń, wraz ze wzrostem obciążenia dochodzi do uplastycznienia stali w miejscach oznaczonych na rysunku 88. Należy jednak zwrócić uwagę, że

uplastycznienie to wynika ze sposobu kształtowania węzła, ma charakter lokalny i nie zależy od przyjętych imperfekcji – występuje w modelu idealnym i po naprawie. Istotna jest natomiast zmiana wyężenia w miejscu obróbki termoplastycznej.

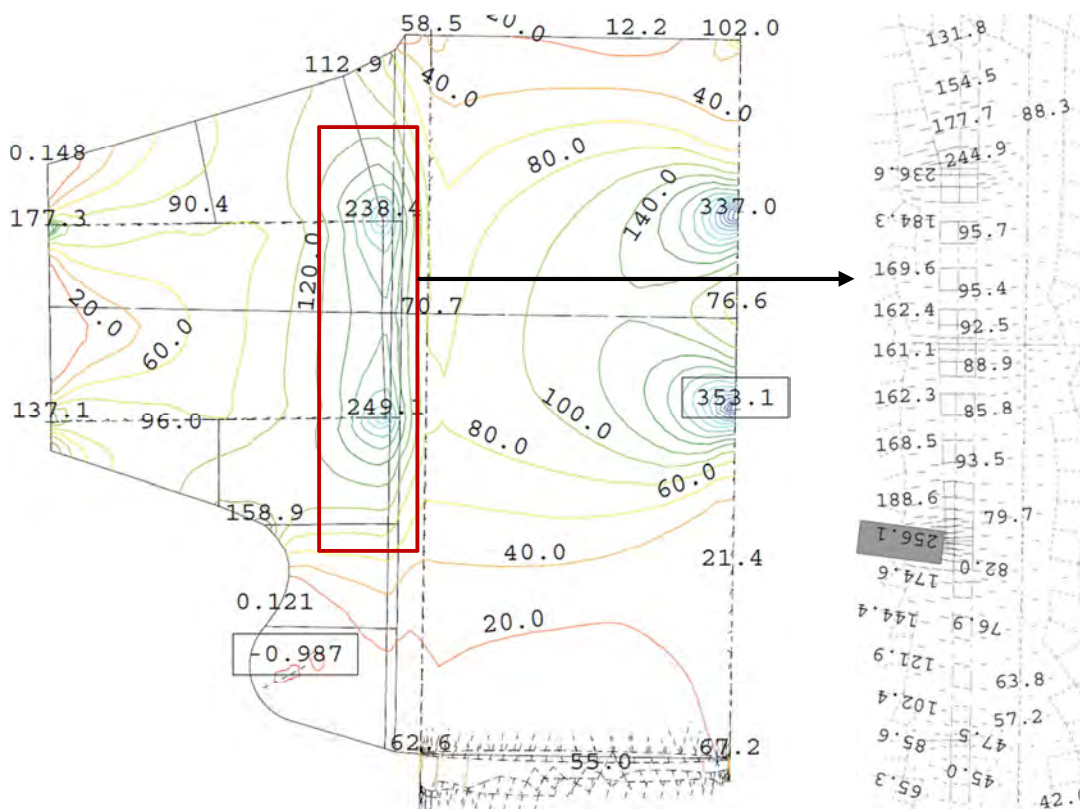


Rys. 88 Wzrost wyężenia wraz z przyrostem obciążenia. Miejsca uplastycznienia materiału

Naprężenia główne na zewnętrznej powierzchni powłoki w miejscu prostowania blachy w modelu idealnym wynoszą 170 [MPa] (pełne normowe obciążenie obliczeniowe) (rys. 89). Po naprawie (model z imperfekcją) uzyskano odpowiednio naprężenia o wartości 256 [MPa], co stanowi przyrost o 50% (rys. 90).



Rys. 89 Naprężenia główne (I kierunek) w modelu idealnym bez imperfekcji [MPa]



Rys. 90 Naprężenia główne (I kierunek) w modelu z imperfekcją [MPa]

Z porównania wykresów (rys. 89 i 90) widać, że zmiana wyężenia ma miejsce w obszarze naprawy. Prezentowane wyniki pochodzą od obciążeń obliczeniowych, a uzyskane ekstremalne wartości są mniejsze od obniżonej granicy plastyczności [4] dla danej stali wynoszącej $R_e = 300$ [MPa]. Stal w związku z tym pracuje sprężysto w obrębie imperfekcji. Na podstawie wykonanych analiz [4, 5] i obliczeń własnych zatwierdzono technologię naprawy blach węzłowych.

3.1.2.3 Skrócenie rury przy scalaniu dwóch fragmentów dźwigarów

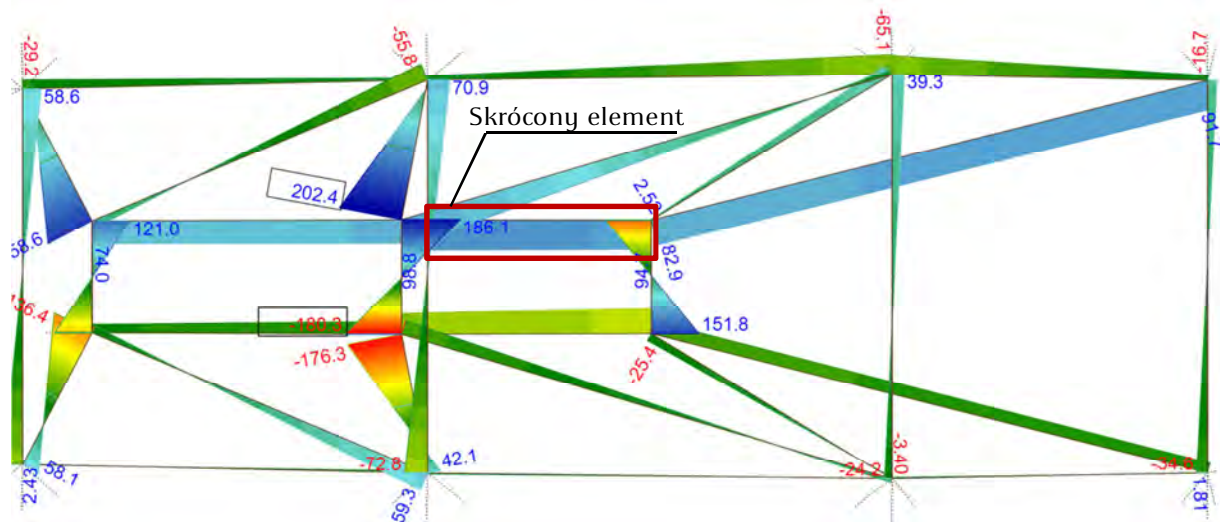
Podczas scalania pierwszych dźwigarów, pojawiły się problemy z dopasowaniem wszystkich czterech profili rurowych w styku spawanym. W jednym z czterech styków zbyt duża przerwa uniemożliwiała wykonanie spoiny czołowej. Wykonawca miał możliwość dociągnięcia elementów



Rys. 91 Przerwa w miejscu styku rur

źródło: K. Zóltowski

styku przez ruch końca dźwigara i ściągi montażowe (rys. 91). Takie działanie uznano za niewłaściwe i wykonano analizę skutków skrócenia jednego ze stykanych elementów o 20 [mm]. Obliczenia przeprowadzono na wcześniej opisanym modelu konstrukcji nośnej (rys. 50). Skrócenie uwzględniono przez przyłożenie wstępnych odkształceń. Wyniki pokazano na rysunku 92.



Rys. 92 Ekstremalne naprężenia we włóknach skrajnych w pobliżu skróconej rury

Największe naprężenia o wartości 202 [MPa] stwierdzono we włóknach skrajnych krzyżulców. Należy zwrócić uwagę, że brano pod uwagę jedynie analizowane obciążenie (odkształcenie), bez uwzględnienia ciężaru własnego i innych oddziaływań. Analiza potwierdziła wcześniejsze wątpliwości. Wykonawca został zobowiązany do bezwzględnego przestrzegania warunków geometrycznych montażu. Skutkowało to w kilku przypadkach koniecznością wykonania dodatkowej wstawki rurowej w miejscu niedopasowanego styku.

3.1.2.4 Beton rur podporowych

W celu zapewnienia nośności węzła podporowego dźwigarów, projekt zakładał wypełnienie rury poziomej betonem C50/60 (rys. 93). Nadzór zakwestionował klasę wbudowanego betonu i wykonał badania na 9 walcowych próbkach $\varnothing 15/30$ pobranych z konstrukcji (rys. 94). Wyniki znacznie odbiegały od założeń. Średnia wytrzymałość wbudowanego betonu to 28.8 [MPa] (tabela 4).



źródło: A.Kozakiewicz

Rys. 93 Węzeł podporowy

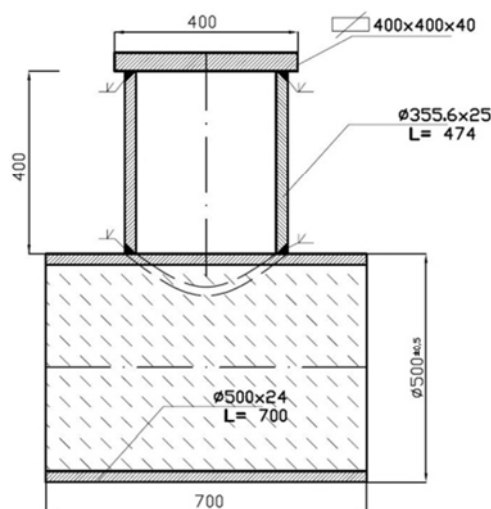


źródło: T.Romaszkiewicz

Rys. 94 Miejsce pobrania próbek betonu

Tabela 4 Wytrzymałość próbek

Siła niszcząca [kN]	Wytrzymałość [Mpa]
508	28.9
501	28.5
511	29.0
525	29.8
486	27.6
510	29.0
517	29.4
509	28.9
496	28.2
Średnia =	28.8



Rys. 95 Projektowany fragment strefy podporowej na potrzeby badań

W związku ze znaczną różnicą pomiędzy wytrzymałością projektowaną a rzeczywistością, podjęto decyzję o zweryfikowaniu nośności węzła podporowego z betonem niższej jakości. Z uwagi na istotę problemu ocena nośności musiała być przeprowadzona możliwie obiektywnie. Postanowiono zatem przeprowadzić próbę nośności na modelu w skali 1:1. Wykonano fragment węzła wraz z typowym łóżem stalowym (rys. 95, 96), który wypełniono betonem C25/30 i poddano próbie zniszczenia. Badania wykonano z wykorzystaniem maszyny wytrzymałościowej WALTER+BAI A.G.,



Rys. 96 Wizualizacja modelu

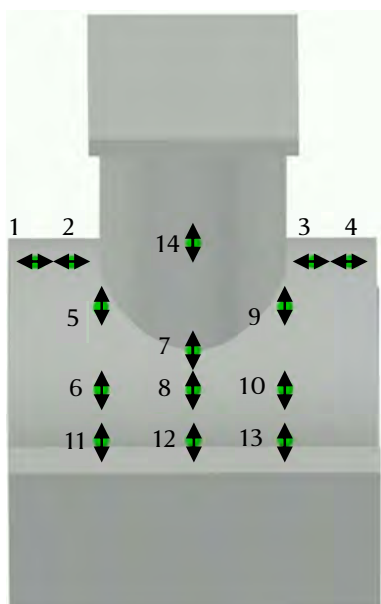
typu 102/5000-HK4 z konsolą typu PK-DIG 2000 (rys. 97), której parametry techniczne są następujące:

- maksymalna siła badawcza - 5000 [kN],
- maksymalne przemieszczenie tłoka – 100 [mm].

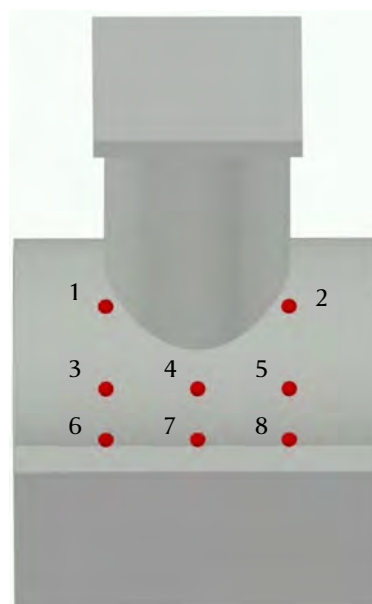
W czasie badania prowadzono pomiar naprężeń w 14-tu punktach (rys. 98) przy wykorzystaniu tensometrów elektrooporowych oraz radialnych przemieszczeń rury w 8-iu punktach za pomocą mechanicznych czujników zegarowych o dokładności 0.01 [mm] (rys. 99). Model rzeczywisty przedstawiono na rysunku 100.



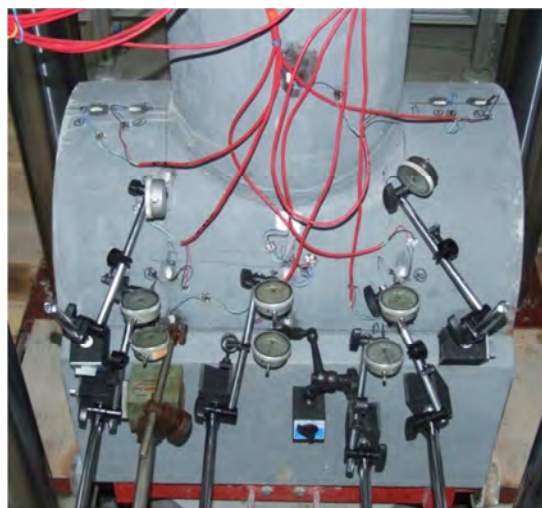
Rys. 97 Maszyna wytrzymałościowa użyta do badań



Rys. 98 Punkty pomiaru odkształceń na zaznaczonych kierunkach

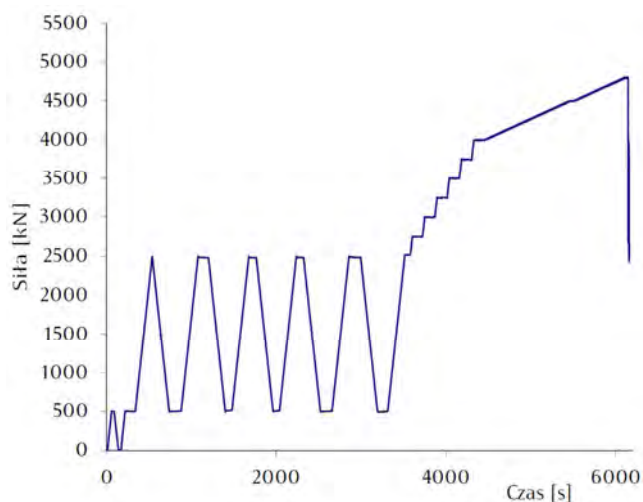


Rys. 99 Punkty pomiaru przemieszczeń radialnych rury



Rys. 100 Przygotowany model do badań

źródło: K. Żółtkowski



Rys. 101 Historia obciążania

Na wykresie (rys. 101) pokazano historię obciążania. Pierwsze dwa cykle obciążenia do 500 kN służyły do ustabilizowania (ułożenia się) konstrukcji w maszynie wytrzymałościowej. Poziom 500 kN przyjęto w analizie jako poziom startowy. Poziom obciążenia – 2500 kN odpowiada teoretycznemu maksymalnemu obciążeniu charakterystycznemu, które może wystąpić w badanym fragmencie konstrukcji. Po wykonaniu 6 cykli obciążenia do poziomu 2500 kN zwiększono obciążenie do 5000 kN. W rezultacie badań nie doprowadzono modelu do uszkodzenia i nie osiągnięto limitu nośności z powodu wyczerpania się zakresu maszyny wytrzymałościowej.

Zarejestrowane naprężenia po ustabilizowaniu konstrukcji zestawiono w tabeli 5. Na podstawie wskazań tensometru nr 14 należy wnioskować, iż siła przykładana do modelu nie była idealnie osiowa. Przy obciążeniu 4500 kN naprężenia zarejestrowane to 143 MPa, teoretycznie przy idealnej symetrii wartość ta powinna wynosić 183 MPa. Z różnicy wartości naprężeń teoretycznych i zarejestrowanych wyliczono mimośród siły – wynosił on od 33 do 17 [mm] i malał wraz z wzrastającą siłą.

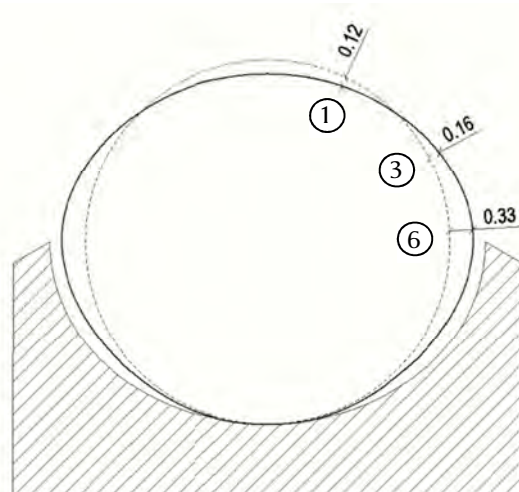
Tabela 5 Zarejestrowane naprężenia podczas badania laboratoryjnego

Siła [kN]	Numer punktu tensometrycznego													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	Naprężenia [MPa]													
500	6.0	6.1	3.5	4.2	0.7	4.7	-9.8	9.1	1.5	6.4	3.8	6.1	5.3	-10.9
2500	7.2	14.0	10.0	5.0	-0.2	5.0	-38.2	11.8	-2.2	8.5	8.0	13.3	9.1	-63.4
2750	7.5	14.7	10.8	5.1	-0.4	5.3	-43.1	12.8	-2.7	9.3	8.9	14.5	9.9	-71.0
3000	7.6	15.7	11.4	5.0	-1.0	5.7	-48.3	14.0	-2.9	10.1	9.9	15.9	10.8	-79.2
3250	7.9	16.6	12.1	5.0	-1.8	6.4	-54.3	15.7	-3.3	11.1	11.3	17.7	11.6	-87.8
3500	8.3	17.1	13.4	5.1	-2.7	6.9	-61.3	17.1	-3.9	11.9	12.8	19.4	12.4	-96.9
3750	8.7	17.9	14.6	5.3	-3.9	7.5	-69.7	18.9	-4.5	13.2	14.6	21.6	13.4	-105.4
4000	9.1	18.2	16.2	5.2	-5.2	8.1	-78.5	20.6	-5.2	14.1	16.9	23.9	14.7	-114.4
4250	9.9	17.6	18.2	5.3	-8.0	9.1	-93.2	24.2	-6.7	16.0	20.9	28.4	16.7	-124.1
4500	10.4	17.6	19.4	4.8	-10.4	10.2	-105.7	27.0	-8.1	17.7	24.7	32.2	18.6	-132.9
4750	10.7	17.4	20.3	4.8	-13.8	11.5	-121.3	30.3	-10.4	19.5	29.0	36.8	20.6	-143.0

W tabeli 6 zestawiono odczytane różnice wartości wskazań czujników zegarowych przemieszczeń. Na podstawie wskazań czujników 1-3-6 pokazano owalizację jakiej uległa rura podporowa (rys. 102) w przekroju.

Tabela 6 Wskazania czujników zegarowych

Siła [kN]	Numer czujnika zegarowego							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Różnica wskazań czujników zegarowych [10^{-2} mm]							
500	0	0	0	0	0	0	0	0
2500	0	2	-1	1	0	5	5	4
2750	0	2	1	1	1	7	7	6
3000	0	3	1	1	2	9	10	8
3250	0	3	3	2	4	12	12	11
3500	-2	5	5	4	5	15	15	13
3750	-4	7	6	5	6	18	18	15
4000	-5	9	8	6	8	20	21	18
4250	-10	13	11	9	11	25	27	23
4500	-11	14	13	12	11	28	31	26
4750	-12	17	16	15	13	33	37	bd



Rys. 102 Owalizacja rury (skala skażona) [mm]

Po osiągnięciu wartości obciążenia 4500 [kN], zauważono włosowate zarysowanie betonu (rys 103). Powstała rysa pionowa, przechodząca przez środek walca (linia średnicy), o szerokości poniżej 0.1 [mm]. Zarysowanie nie spowodowało zmiany sztywności badanego elementu. Badania wykazały, że nośność węzła jest wystarczająca przy zastosowaniu



Rys. 103 Miejsce zarysowanie betonu

źródło: K. Żółtowski

betonu C25/30 zamiast C50/60. Prawdopodobnie jest to w części spowodowane korzystną zmianą gniazda łożyska z żebrowanego (projekt wykonawczy) na odlew stalowy (modyfikacja wykonawcy). Zmieniło to w istotny sposób powierzchnię docisku zabetonowanej rury do łoża.

3.1.2.5 Geometryczne imperfekcje montażowe w położeniu węzłów struktury

W projekcie wykonawczym konstrukcji zadaszienia przewidziano kompensację niedokładności wykonawczych na stykach montażowych. Mimo to, złożoność geometryczna konstrukcji spowodowała powstanie szeregu niedokładności geometrycznych o wielkościach odbiegających od standardów odbiorowych dla

typowej konstrukcji stalowej (rys. 104). Niewłaściwe położenia węzłów mogą być spowodowane wieloma czynnikami, z których najważniejsze to:

- niedokładności wyrobów warsztatowych,
- błędy montażowe,
- niewłaściwa technologia spawania,
- praca termiczna konstrukcji w czasie montażu kolejnych elementów.



źródło: K. Żółtowski

Rys. 104 Imperfekcja ringu

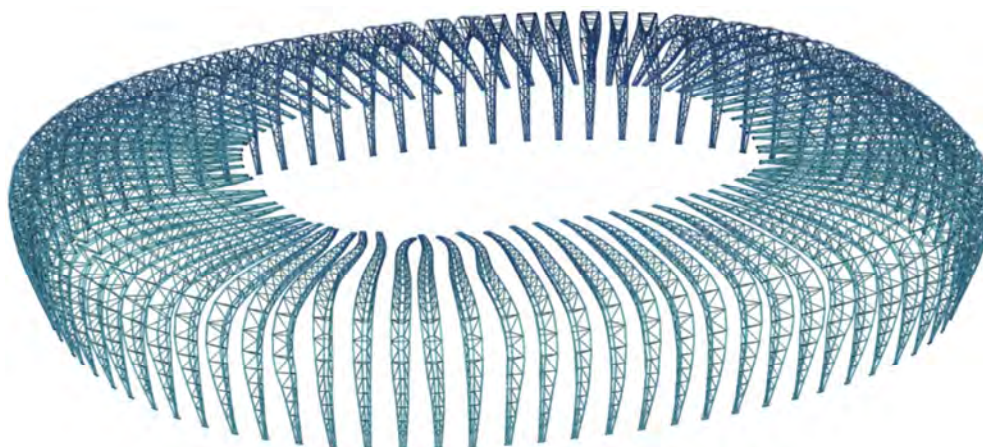
Po scaleniu, konstrukcja zadaszania została zinwentaryzowana pod kątem identyfikacji nieprawidłowości geometrycznych. Szczegółowe wartości odchyłek znajdują się w raporcie geodezyjnym [9], największe z nich to:

- 29 [mm] pionowego przemieszczenia ringu (dźwigar D27)
- 54 [mm] poziomego przemieszczenia dźwigara (dźwigar D15).

Pomierzone wartości są jednak obarczone dużymi niepewnościami, związanymi z pracą termiczną elementów zadaszania oraz trudnością określenia obciążenia technologicznego znajdującego się na dachu w chwili pomiaru.

Z uwagi iż, pomierzone imperfekcje przekraczały dopuszczalne wartości określone w procedurach odbiorowych [40], postanowiono zaktualizować geometrię struktury i przeprowadzić ponownie analizy statyczno-wytrzymałościowe.

Do omówionego wcześniej i pokazanego na rysunku 74 modelu numerycznego zadaszania wprowadzono omawiane odchyłki (rys. 105). Następnie, powtórzono symulację procesu budowy, w celu określenia wartości zmian naprężeń w poszczególnych elementach obiektu. Reprezentatywne wyniki zestawiono w tabeli 7.



Rys. 105 Wizualizacja modelu numerycznego z przeskalowanymi imperfekcjami

Tabela 7 Różnice w naprężeniach (ciężar własny) pomiędzy stanem rzeczywistym, a projektowanym

Nr dźwigara	Różnica naprężeń w el. dźwigarów [Mpa]	Różnica naprężeń w el. obwodowych [Mpa]	Różnica naprężeń w el. ringu [Mpa]	Nr dźwigara	Różnica naprężeń w el. dźwigarów [Mpa]	Różnica naprężeń w el. obwodowych [Mpa]	Różnica naprężeń w el. ringu [Mpa]
1	0.07	0.04	0.41	42	0.06	-0.02	0.15
2	-0.02	-0.06	0.23	43	0.09	0.06	0.43
3	0.01	0.05	0.40	44	0.06	0.18	0.59
4	0.12	0.11	0.51	45	0.04	0.16	0.27
5	-0.05	-0.13	0.32	46	0.18	0.36	0.67
6	-0.09	-0.05	0.34	47	0.13	0.30	0.35
7	-0.04	0.25	0.33	48	0.17	0.12	0.92
8	-0.16	0.47	0.41	49	0.38	0.13	0.11
9	0.15	0.61	0.34	50	-0.44	0.16	0.40
10	0.22	-0.66	0.89	51	-1.14	0.56	0.89
11	1.38	-0.21	0.68	52	0.27	-0.12	0.50
12	1.39	-0.77	0.34	53	-0.02	-0.11	0.45
13	0.57	-0.72	2.44	54	0.02	0.16	1.33
14	0.82	1.53	0.92	55	-0.21	0.25	0.82
15	0.26	0.75	0.86	56	0.10	0.21	0.83
16	-0.12	-0.23	1.53	57	-0.04	-0.10	0.36
17	-0.10	-0.32	1.47	58	0.02	-0.20	1.14
18	0.03	-0.23	1.63	59	-0.10	-0.17	0.23
19	-0.04	-0.08	0.90	60	-0.07	-0.01	0.44
20	-0.09	0.10	0.63	61	-0.07	-0.14	0.99
21	-0.12	-0.11	0.15	62	-0.15	0.15	1.40
22	-0.03	-0.06	0.72	63	-0.18	0.15	1.52
23	-0.06	-0.07	1.31	64	-0.13	0.15	1.45
24	-0.16	-0.10	0.91	65	-0.10	0.04	1.23
25	-0.27	0.06	0.35	66	-0.11	0.28	1.20
26	-0.18	0.07	4.21	67	-0.04	0.29	1.22
27	0.31	-0.97	2.68	68	0.18	-0.50	2.44
28	-0.32	0.35	2.98	69	-0.26	0.43	3.13
29	0.08	0.18	2.62	70	0.08	0.33	1.22
30	-0.38	0.35	1.78	71	-0.14	0.06	0.54
31	-0.30	0.27	0.31	72	-1.43	0.43	0.86
32	-0.72	0.17	0.74	73	-1.31	0.19	0.35
33	-0.40	-0.08	0.97	74	-1.15	0.19	0.74
34	-0.32	-0.07	0.67	75	-0.95	-0.06	0.41
35	-0.42	0.07	0.40	76	-0.53	-0.18	0.27
36	0.05	-0.19	0.39	77	-0.09	-0.02	0.26
37	-0.05	-0.34	0.26	78	0.11	-0.10	0.12
38	-0.06	0.02	0.42	79	0.00	-0.45	0.48
39	0.08	0.12	0.14	80	-0.09	-0.26	0.18
40	-0.02	-0.07	0.16	81	-0.15	0.02	0.36
41	-0.01	-0.02	0.18	82	-0.10	-0.05	0.54

W tabeli 7 wyróżniono wartości ekstremalne dla poszczególnych grup elementów. Największy wzrost naprężeń występuje dla elementów ringu i wynosi $\Delta\sigma_{\max} = 4.21$ [MPa].

Analiza porównawcza wykazała niewielkie zmiany wyężenia elementów w rzeczywistej konstrukcji spowodowane imperfekcjami geometrycznymi. Ostatecznie uznano, że zidentyfikowane odchyłki geometryczne w położeniu węzłów struktury, nie mają praktycznego wpływu na nośność, a zatem na bezpieczeństwo konstrukcji zadaszania.

3.1.2.6 Lokalne imperfekcje prętów struktury

W procesie odbiorowym konstrukcji zidentyfikowano lokalne imperfekcje prętów, polegające na zaburzeniu ich prostoliniowości. Dotyczyły one tylko krzyżulców, w których wykonano montażowe połączenia spawane (rys. 106). W wiązarach D20, D30 i D31, przekroczone zostały dopuszczalne wygięcia w stykowanym krzyżulcach (rys. 107). Są to profile rurowe $\varnothing 219.1 \times 8.0$ o długości 5950 [mm], największa zmierzona odchyłka ma wartość 14 [mm] przy dopuszczalnych 6 [mm] wg. [40]. Omawiane pręty były projektowane jako prostoliniowe elementy struktury „kratownicowej” ze sztywnymi węzłami. Pozostawienie zdeformowanych prętów w konstrukcji, wymagało zatem sprawdzenia wpływu imperfekcji na nośność lokalną elementów i bezpieczeństwo całej struktury. Wykonano w tym celu dwa modele numeryczne:

- model całego dachu ze zdeformowanymi elementami,
- wyseparowany model pojedynczego krzyżulca.



Rys. 106 Krzyżulce w miejscu styku montażowego

źródło: A. Kozakiewicz



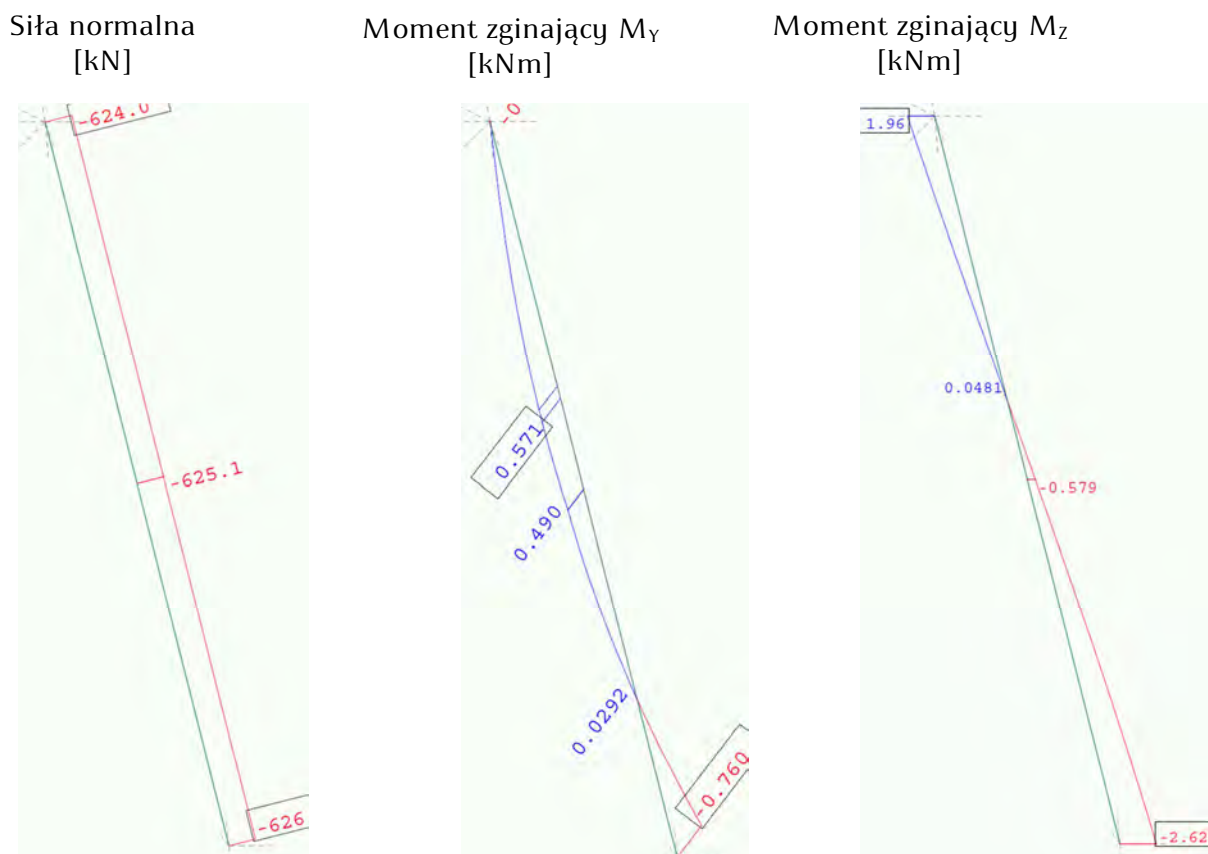
Rys. 107 Wygięty krzyżulec

źródło: K. Żółtowski

W pierwszym przypadku posłużono się wcześniej sformułowanym modelem (rys. 56), w którym dokonano następujących zmian:

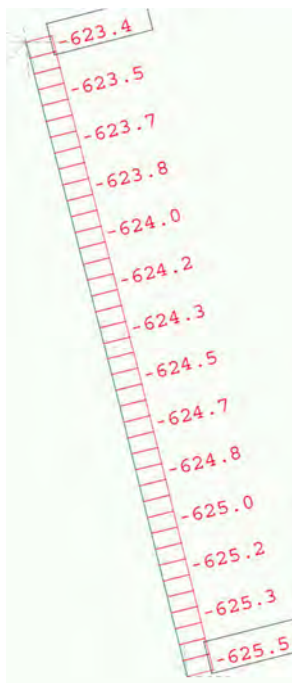
- zdeformowany krzyżulec zdyskretyzowano 30 elementami belkowymi,
- w opisie węzłów krzyżulca uwzględniono pomierzone imperfekcje (maksymalna odchyłka o wartości 14 [mm]).

Na podstawie obwiedni sił wewnętrznych, otrzymanych przez kombinacje rozpatrywanych obciążeń, utworzono przypadek obciążenia konstrukcji powodujący w analizowanym elemencie ekstremalną charakterystyczną siłę normalną (625 [kN]). Obliczenia wykonano jako nieliniowe geometrycznie, otrzymane wyniki przedstawiono na rysunkach 108, 110 – model idealny i 109, 111 – model z deformacją.

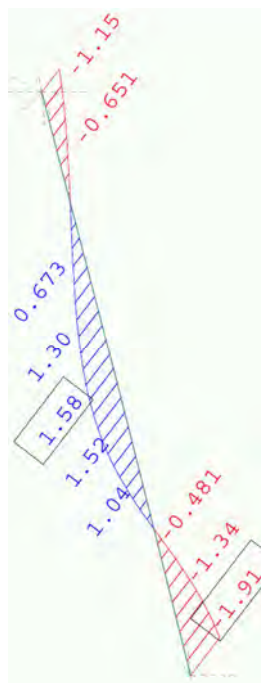


Rys. 108 Siły wewnętrzne w rozpatrywanym krzyżulcu – model idealny

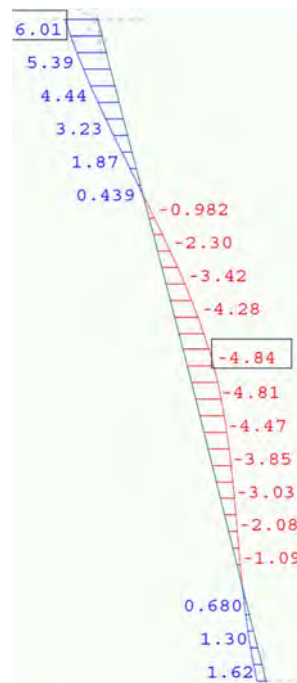
Siła normalna
[kN]



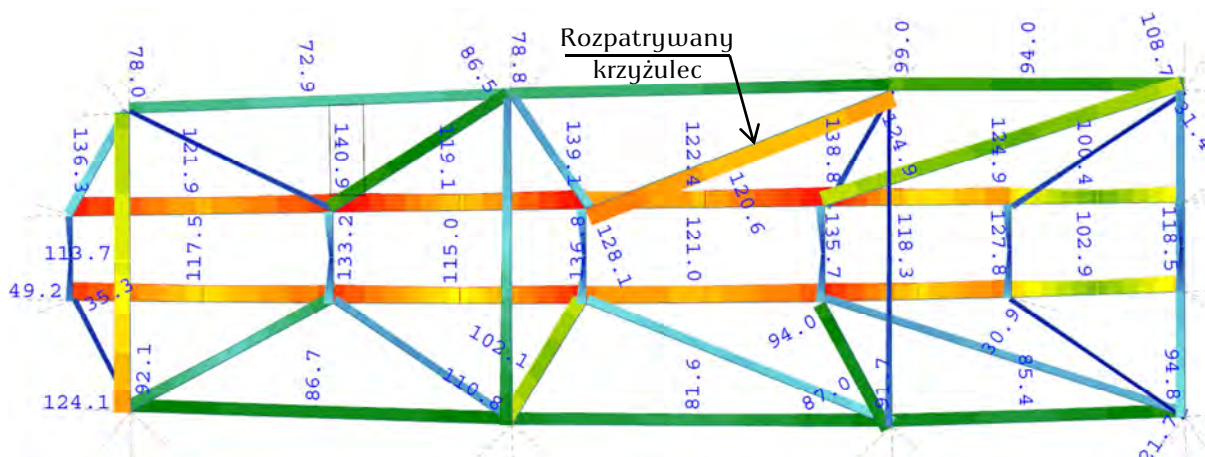
Moment zginający M_Y
[kNm]



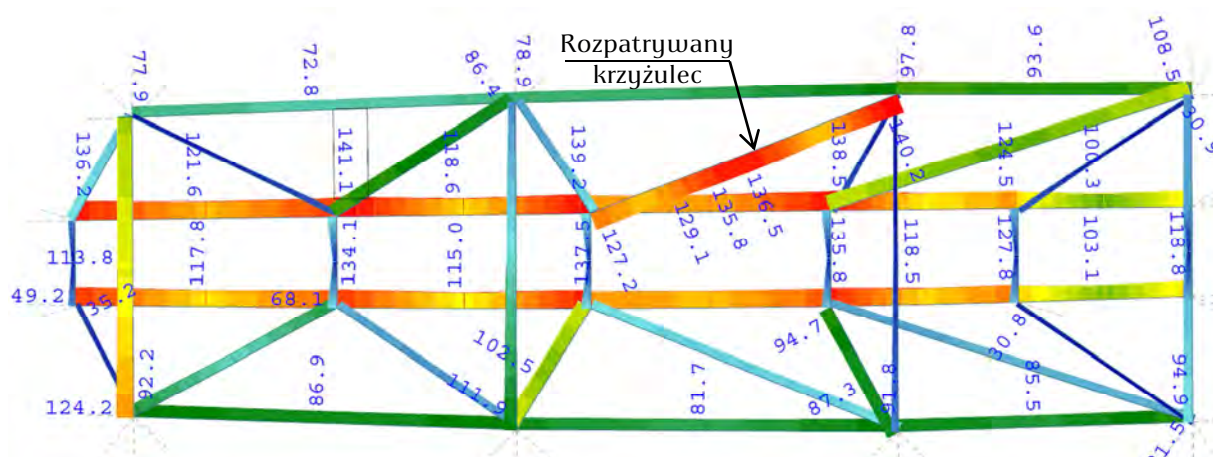
Moment zginający M_Z
[kNm]



Rys. 109 Siły wewnętrzne w rozpatrywanym krzyżulcu – model z imperfekcją



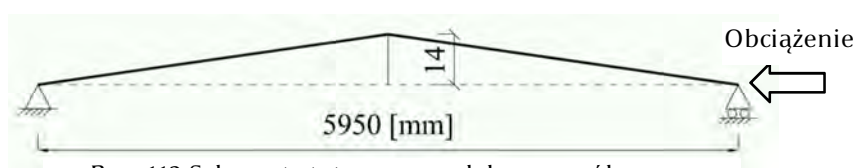
Rys. 110 Naprężenia zastępcze HMM w pobliżu rozpatrywanego krzyżulca – model idealny



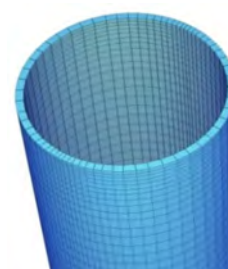
Rys. 111 Naprężenia zastępcze HMM w pobliżu rozpatrywanego krzyżulca – model z imperfekcją

Z porównania widać, że przy jednakowej sile normalnej nastąpił kilkukrotny wzrost momentów zginających. Ma to swoje przełożenie na naprężenia w przekroju – według hipotezy HMM wzrosły one o 13.5 % - z 120 do 136 [MPa].

Następną analizę wykonano, wykorzystując wyseparowany model krzyżulca. Do opisu posłużono się elementami powłokowymi, model statyczny przedstawiono na rysunku 112, dyskretyzację na rysunku 113. Z uwagi na praktyczny efekt analizy, zastosowano uproszczenie w opisie warunków brzegowych (podparcie przegubowe), które sprawia iż rozpatrywany przypadek jest bardziej niekorzystny niż w rzeczywistości, a więc bezpieczny.

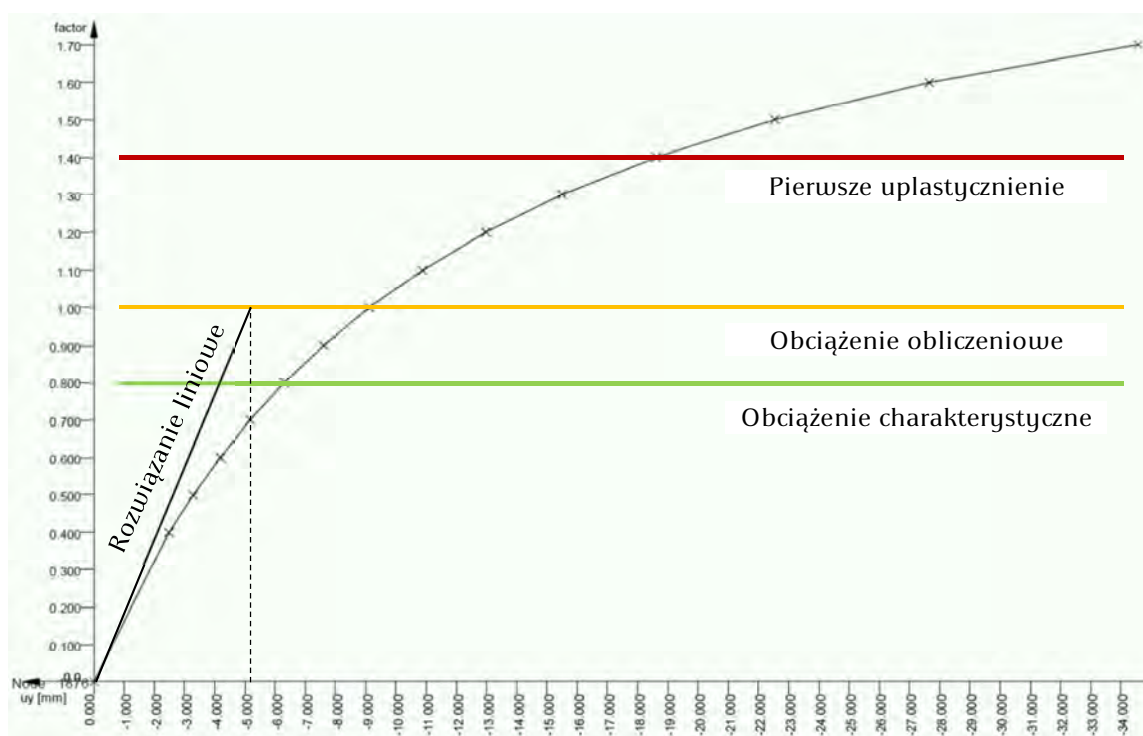


Rys. 112 Schemat statyczny modelu szczegółowego



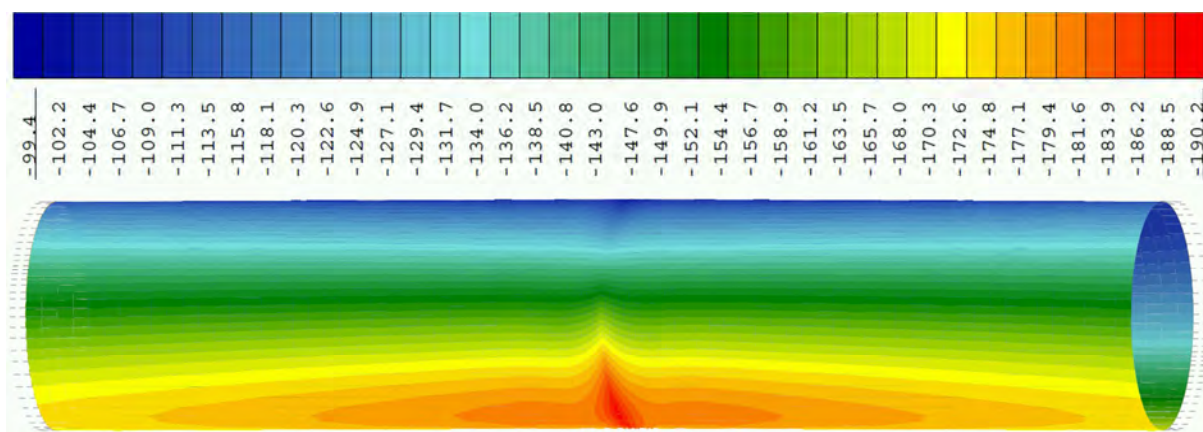
Rys. 113 Wizualizacja krzyżulca

W analizie wykorzystano związki nieliniowe geometrycznie i materiałowo. Użyto modelu materiału sprężysto – plastycznego stali o granicy plastyczności $R_e = 355$ [MPa], przedstawionego na rysunku 86. Obciążenie przykładano przyrostowo, według schematu na rysunku 112. Analizę prowadzono do utraty numerycznej nośności modelu (rys. 114).

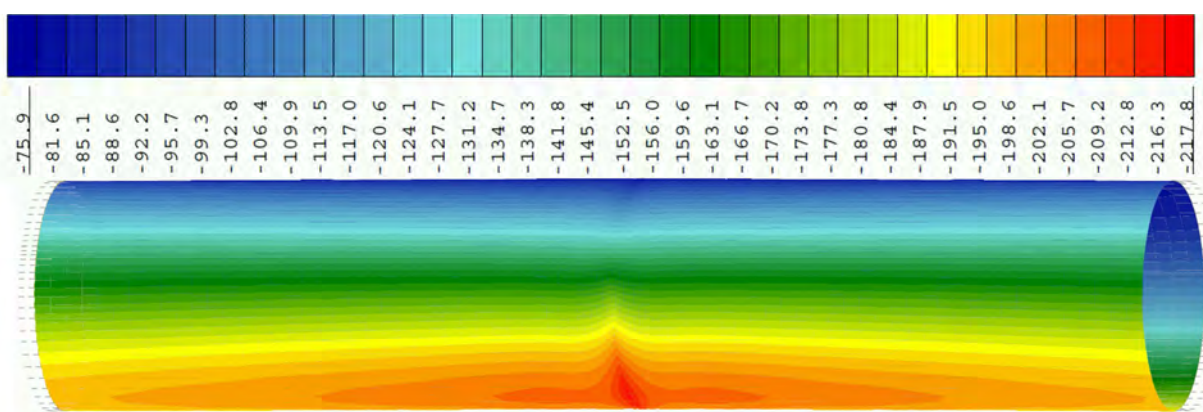


Rys. 114 Ścieżka równowagi zdeformowanego krzyżulca

Istotne dla analizy jest określenie wpływu efektów nieliniowych na nośność pręta. Na rysunku 115 pokazano wytyżenie pręta pod obciążeniem obliczeniowym (781 [kN]) przy założonej imperfekcji, otrzymane w wyniku analizy liniowej. Poniżej na rysunku 116 przedstawiono wyniki analogiczne przy uwzględnieniu teorii nieliniowej geometrycznie.



Rys. 115 Naprężenia normalne (kierunek równoległy do osi pręta) w pobliżu imperfekcji [MPa] – analiza liniowa



Rys. 116 Naprężenia normalne (kierunek równoległy do osi pręta) w pobliżu imperfekcji [MPa] – analiza nieliniowa

Wyniki analiz podsumowano w tabeli 8, w której przedstawiono maksymalne naprężenia w materiale krzyżulca oraz przemieszczenia na kierunku prostopadłym do osi pręta, przy różnych typach analizy.

Tabela 8 Wartości naprężeń i przemieszczeń dla różnych modeli i analiz krzyżulca

	Rodzaj analizy	Naprężenia normalne na kierunku równoległym do osi pręta [MPa]	Przemieszczenia na kierunku prostopadłym do osi pręta [mm]	Różnica naprężeń $\Delta\sigma$ [%]
Pręt idealny	Liniowa	147.1	0	-
Pręt z imperfekcją	Liniowa	190.2	5.1	29.3
	Nieliniowa	217.8	9.1	48.1

Graniczna nośność normowa [38] równa 305 [MPa] została osiągnięta przy mnożniku obciążenia obliczeniowego $n = 1.3$. Przy wartości $n = 1.4$ zostaje osiągnięta granica plastyczności 355 [MPa], co prowadzi do szybkiego przyrostu przemieszczeń. Przy $n > 1.7$ wyczerpana została nośność układu. W świetle wykonanych analiz stwierdzono, że zdeformowane pręty krzyżulców nie obniżają nośności zadaszania.

3.2 Konstrukcja poszycia

Opis konstrukcji poszycia zamieszczono w punkcie 2.2. Pierwotnym zamysłem architektów było wykonanie poszycia zadaszania z litego, płytowego poliwęglanu. Pomysł ten wzbudził jednak szereg wątpliwości u konstruktorów. Związane one były z charakterystyką materiału oraz nierozpoznaną współpracą z konstrukcją nośną pod obciążeniami środowiskowymi (temperatura, wiatr, śnieg). Z przyczyn ekonomicznych poliwęglan lity posiadał grubość 5 [mm]. Z uwagi na brak odpowiedniej sztywności giętej, musiał on być wbudowany w konstrukcję zadaszania jako cienka membrana mocowana po obwodzie i przenosząca obciążenia przez pracę w zdeformowanym stanie błonowym. Taki system statyczny generuje duże siły i naprężenia membranowe, które są dodatkowo spotęgowane ośmiokrotną różnicą współczynnika rozszerzalności cieplnej poliwęglanu i stali.

3.2.1 Badania materiałowe poszycia

W wyniku wątpliwości opracowano program badań mających na celu określenie przydatności poliwęglanu płytowego, litego jako powłoki poszycia. Celem badań była identyfikacja podstawowych właściwości mechanicznych poliwęglanu litego pod obciążeniem doraźnym, niskocyklowym i długotrwałym. Badania wykonano na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej pod kierunkiem prof. Kłosowskiego oraz prof. Żółtowskiego. Przebadano próbki materiałów pochodzące od trzech różnych producentów.

3.2.1.1 Oznaczenie właściwości mechanicznych

Badania rozpoczęto od wyznaczenia modułu Younga dostarczonego materiału, jego wytrzymałości oraz zakresu pracy liniowo-sprężystej. W celu wyznaczenia tych parametrów wykonano próby rozciągania na trzech próbkach każdego z trzech producentów – łącznie przeznaczono na ten cel 9 próbek. Użyto maszyny wytrzymałościowej Zwick Z020 z ekstensometrem (rys. 117), której parametry techniczne są następujące:

- maksymalna siła badawcza - 20 [kN],
- pomiar siły – klasa 0.5/1 wg EN ISO 7500-1,
- dokładność i powtarzalność pozycjonowania - 2 [μ m],
- rzeczywista rozdzielczość kanału - 162.000-912.000 punktów,
- częstotliwość próbkowania ekstensometru - 2 [ms].

Przygotowane próbki miały kształt wiosełkowy o średnich wymiarach 320×20×5 [mm] (rys. 118). Zanim jednak zostały umieszczone w szczękach maszyny, poddano je pomiarom z dokładnością 0.1 [mm]. Wymiary określano w



Rys. 117 Maszyna Zwick Z020

źródło: T.Romaszkiewicz



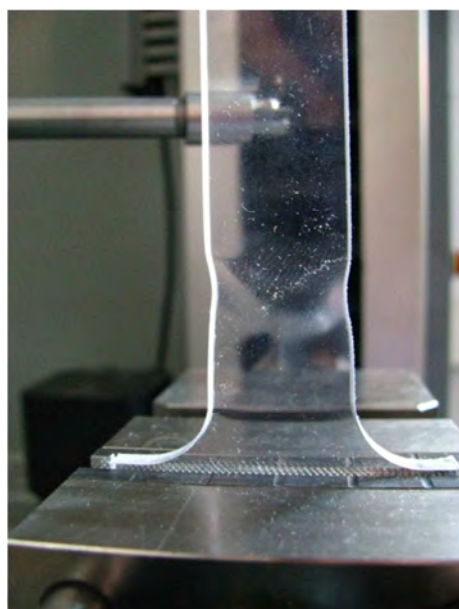
Rys. 118 Przykładowa próbka

źródło: T.Romaszkiewicz

trzech różnych miejscach, z których wyciągnięto średnią reprezentatywną dla danej próbki.

Przeprowadzone badania polegały na rozciąganiu elementów aż do ich zniszczenia. Sterowane były za pomocą komputera, na którym rejestrowano: czas, wydłużenie na podstawie ekstensometru, wydłużenie nominalne na podstawie przemieszczenia trawersy maszyny oraz siłę standardową. Bazę ekstensometru ustawiono na 100 [mm].

We wszystkich przypadkach zniszczenie polegało na powstaniu przewężenia w najślabszym miejscu i stopniowemu dalszemu uplastycznieniu aż do zerwania próbki (rys. 119 i 120).



Rys. 119 Przewężenie próbki



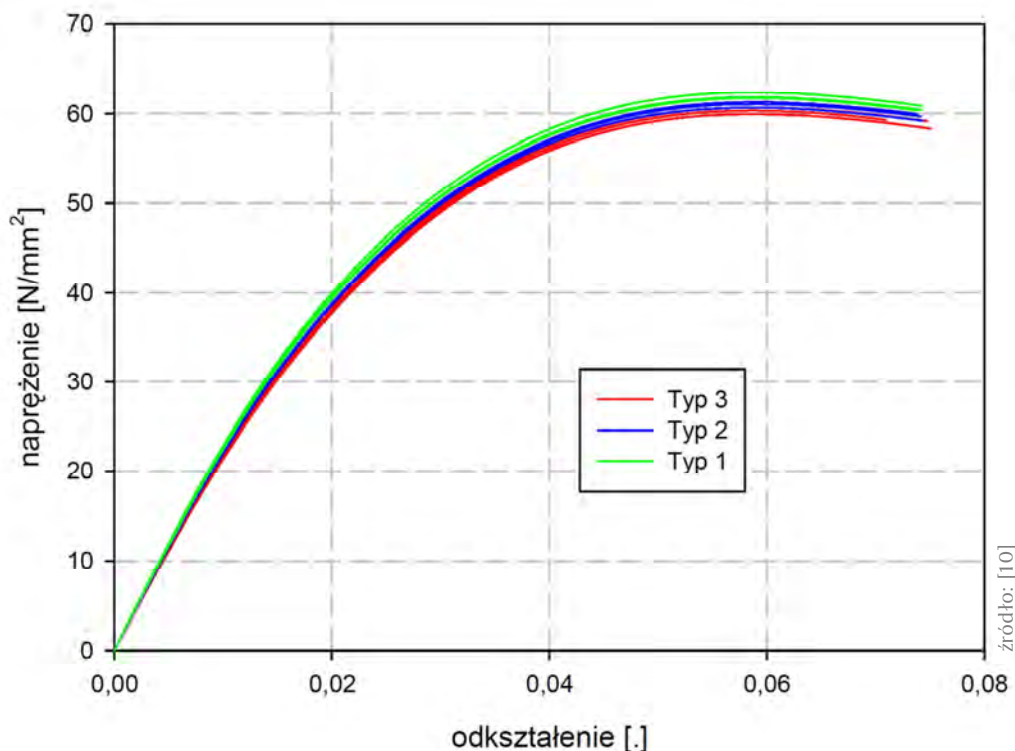
Rys. 120 Zerwanie próbki

Na podstawie zarejestrowanych wyników (rys. 121) wyliczono:

- moduł Younga $E = \sim 2200$ [MPa], jako średnia z wyników (tab. 9),
- zakres liniowy pracy $\sigma = \sim 30$ [MPa],
- wytrzymałość materiału $\sigma_R = \sim 60$ [MPa].

Tabela 9 Wyliczone moduły Younga badanych próbek

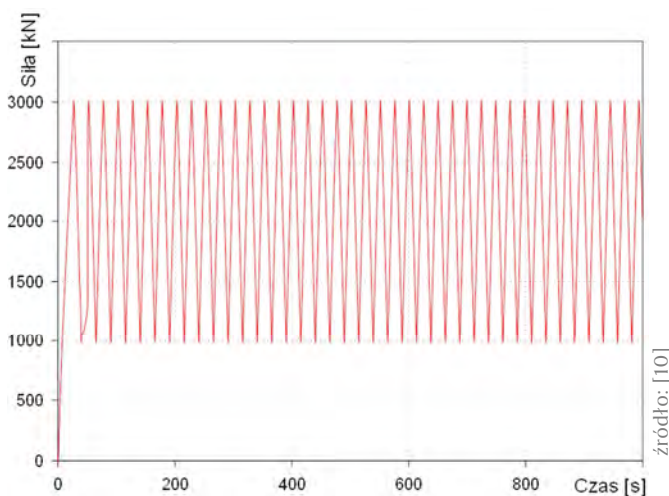
Próbka	Typ 1			Typ 2			Typ 3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
E [Mpa]	2112	2125	2135	2175	2188	2191	2294	2241	2273
$E_{\text{śred}}$ [Mpa]	2124			2185			2269		

Rys. 121 Zależność σ - ε próbek poddanych badaniu

W świetle uzyskanych wyników i silnie nieliniowej charakterystyki pracy materiału, w raporcie [10] wysunięto wniosek, by poliwęglan poddać dalszym badaniom pozwalającym na określenie jego reologii, zachowania pod cyklicznym obciążeniem i w różnych warunkach termicznych.

3.2.1.2 Badania cykliczne, reologii oraz w zmiennych warunkach termicznych

W celu określenia zachowania materiału pod wpływem cyklicznego obciążenia przeprowadzono badania na 10 próbkach. Program badania polegał na wykonaniu 40 cykli składających się z fazy obciążenia do siły równej 3000 [N] (30 [MPa]), po której następowało odciążenie do siły 1000 [N] (10 [MPa]) (rys. 122). Obciążenie przykładano z prędkościami 1 oraz 5 [mm/min], rejestrowaniu podlegała siła oraz przemieszczenie trawersy.



Rys. 122 Siła obciążająca przy badaniu cyklicznym

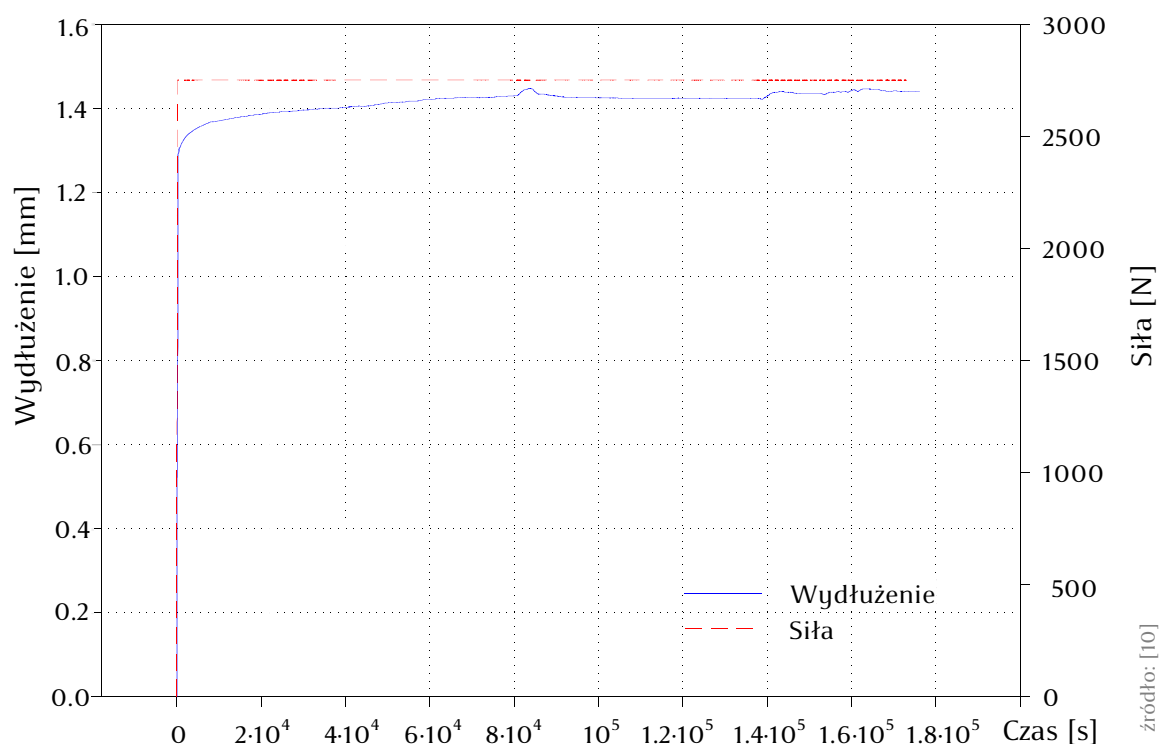
Ponieważ materiał nie pracował w pełni w zakresie sprężystym, na koniec każdego cyklu pozostawało niewielkie odkształcenie trwałe. Jednak różnica wydłużenia pomiędzy cyklem początkowym, a końcowym wynosiła $0.04 \div 0.09$ [mm] i jest na tyle mała, że uznano wpływ obciążenia cyklicznego na badany poliwęglan jako znikomy.

Zjawiska reologiczne badanego poliwęglanu zdecydowano się opisać standardowym lepko-sprężystym modelem konstytutywnym [10]. W celu wyznaczenia natychmiastowego oraz długotrwałego modułu sprężystości, jak i technicznego współczynnika lepkości, wykonano badania pełzania na 10 elementach. Próbki poddano stałemu obciążeniu o wartościach $2000 \div 3200$ [N] w czasie $0.5 \div 48$ godzin. Materiał ulegał niewielkiemu wydłużeniu w granicach $0.14 \div 0.19$ %. Podczas badania zauważono jednak dziwne załamania i skoki na wykresie wydłużenia (rys. 125). Po dokładniejszych oględzinach próbki okazało się, że powstają w nich mikro spękania w postaci rys (rys. 124).



źródło: K. Zóltowski

Rys. 124 Mikro spękania próbki



źródło: [10]

Rys. 125 Przykładowa przeprowadzona próba pełzania

Ponieważ omówione uszkodzenia materiału były trudno widoczne w zwykłym świetle, prof. Kłosowski zbudował statyw z lampą na potrzeby fotografowania każdej próbki przed i po umieszczeniu ich w maszynie.

Dalsze badania polegały na określeniu zachowania materiału w różnych temperaturach otoczenia i zostały przeprowadzone z użyciem maszyny Zwick Z400 z komorą termiczną (rys. 126), której parametry techniczne są następujące:

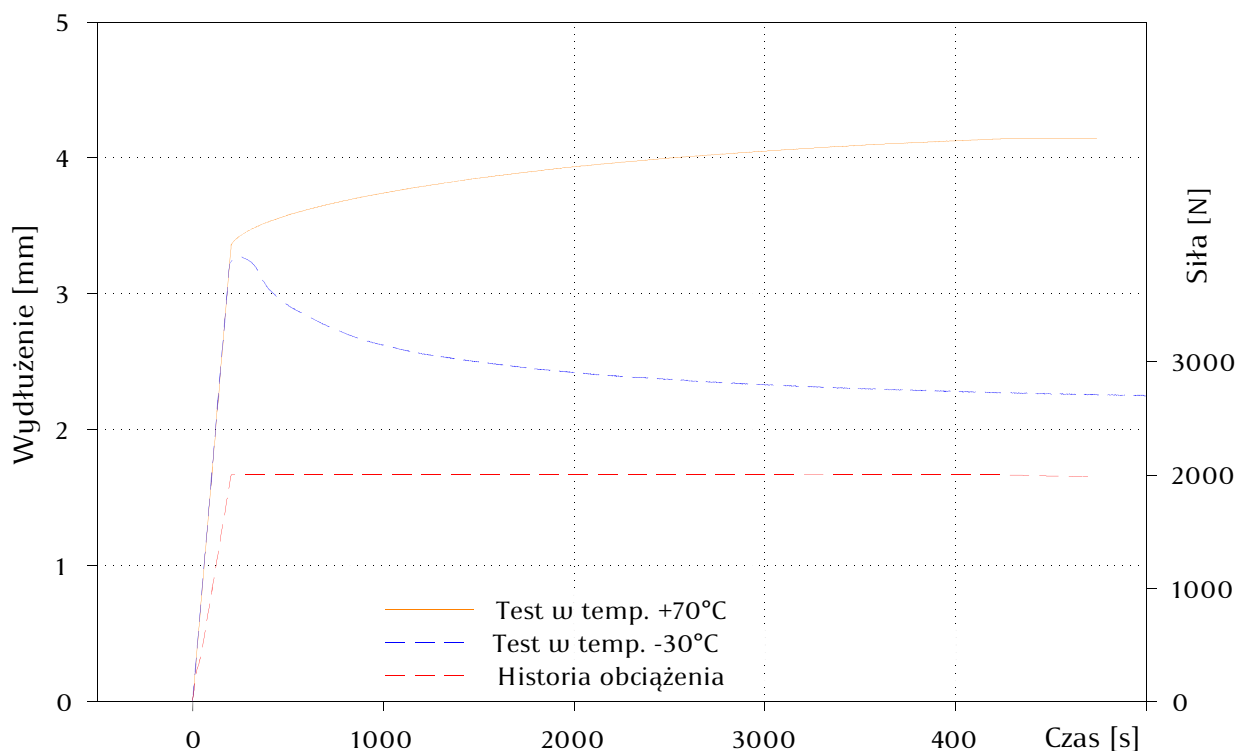
- głowica pomiaru siły BTC-LC050KN.G02 (50kN),
- pomiar siły – klasa 0.5/1 wg EN ISO 7500-1,
- częstotliwość próbkowania ekstensometru - 2 [ms],
- rzeczywista rozdzielczość kanału - 162.000-912.000 punktów,
- dokładność i powtarzalność pozycjonowania - 2 [μm].



Rys. 126 Maszyna Zwick Z400

źródło: P. Kłosowski [10]

Na rysunku 127 przedstawiono wykresy prób pełzania przeprowadzonych dla temperatur +70 oraz -30 [°C]. Próbki poddano działaniu początkowej siły rozciągającej o wartości 2000 [N], której odpowiadało podobne wydłużenie w obu przypadkach wynoszące ok 3.3 [mm].

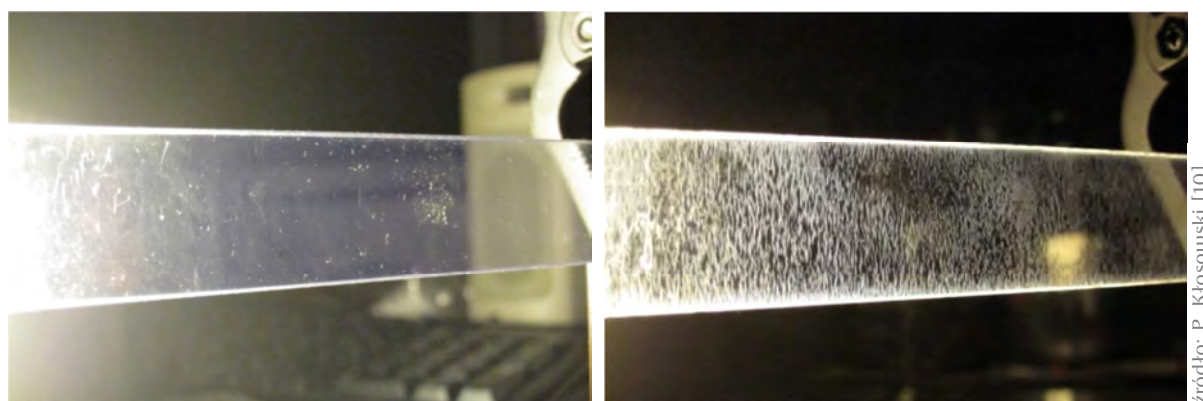


Rys. 127 Próby pełzania przeprowadzone dla +70 i -30 [°C]

źródło: [10]

Jak widać z wykresu, przy niskich temperaturach próbka ulegała skróceniu, natomiast przy wysokich – wydłużeniu. Różnica pomiędzy skrajnymi wartościami wynosi ok 2 [mm], co jest dużą wartością, a biorąc pod uwagę warunki klimatyczne w miejscu budowania stadionu, taka różnica wydłużeń może mieć miejsce w rzeczywistości.

Po wykonaniu badania, każdą próbkę fotografowano we wcześniej wspomnianym statywie, a następnie porównano zdjęcia (rys. 128). Doskonale widać zmiany w mikrostrukturze materiału, występujące zarówno na powierzchni jak i wewnątrz przekroju. Należy dodać, że naprężenia podczas badania wynosiły mniej niż 20 [MPa], co stanowi poniżej 30% wytrzymałości na zerwanie (60 [MPa]).



Rys. 128 Zdjęcie próbki przed (lewe) i po (prawe) badaniu w temperaturze 70 [°C]

W związku z dużymi różnicami wydłużeń materiału pod wpływem zmian temperatury, jak i trudnymi do przewidzenia zmianami strukturalnymi, zdecydowano się wykluczyć poliwęglan płytowy jako materiał konstrukcyjny poszycia membranowego.

3.2.2 Badania konstrukcji pod poszycie

Jak wspomniano w punkcie 2.2 poliwęglan znajduje się na podkonstrukcji aluminiowej mocowanej do konstrukcji głównej (rys. 129). Znaczna część wyprodukowanych dla stadionu profili aluminiowych, z niewiadomych przyczyn nie posiadała



Rys. 129 Podkonstrukcja poszycia

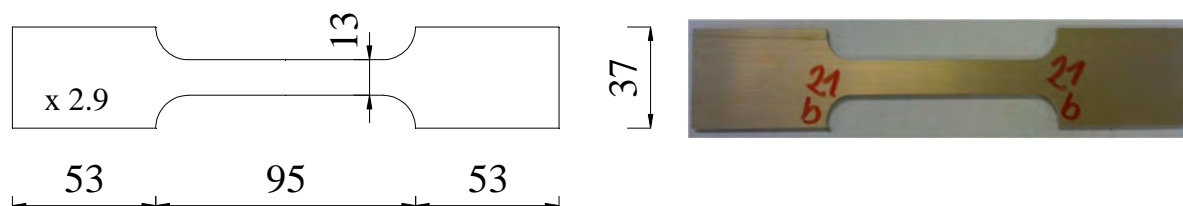
wymaganych przez Nadzór badań materiałowych. Z uwagi na skalę problemu, opracowano indywidualny program badań, którego celem było uwiarygodnienie jakości wyprodukowanych profili. Zdecydowano się wykonać następujące trzy grupy badań [11, 12]:

- badania właściwości materiału na próbkach wyciętych z płatwi,
- badania niszczące określające moment graniczny przekrojów,
- badania sprężystej pracy płatwi pod projektowym obciążeniem charakterystycznym.

Całość prac przeprowadzona była na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej.

3.2.2.1 Badania właściwości materiału

Badania służyły identyfikacji właściwości mechanicznych materiału płatwi. W tym celu zostały przygotowane próbki wioselkowe o wymiarach jak na rysunku 130.



źródło: T. Romaszkiewicz

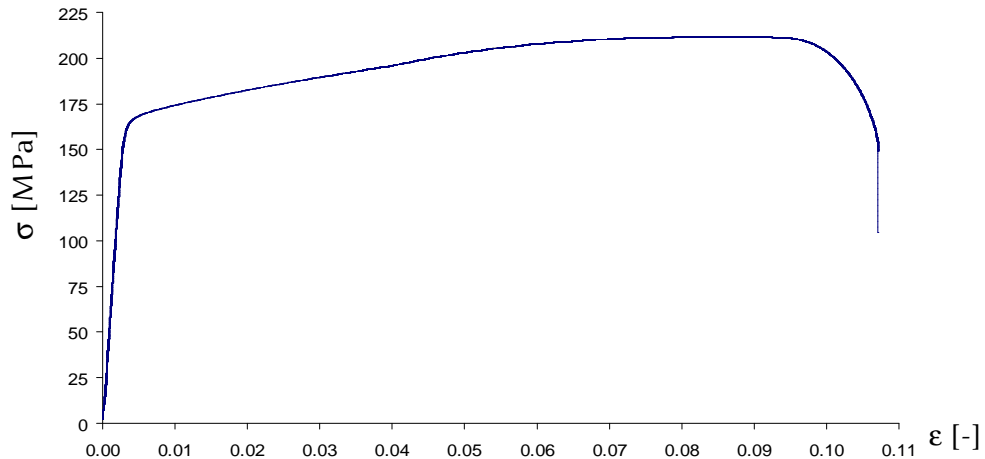
Rys. 130 Wymiary oraz zdjęcie przykładowej próbki wyciętej z płatwi

Elementy badano przy użyciu maszyny wytrzymałościowej Zwick Z020 (rys. 117), opisanej w punkcie 3.2.2.1. Próby polegały na poddaniu elementów rozciąganiu ze stałym przyrostem odkształcenia, aż do zerwania (rys. 131). Na podstawie zarejestrowanych przebiegów (przykładowy pokazano na rys. 132) określono parametry materiału (Tabela 10), a następnie wyliczono średnie jako reprezentatywne dla płatwi poszycia.



źródło: T. Romaszkiewicz

Rys. 131 Zerwana próbka



Rys. 132 Przykładowy wykres zależności σ - ϵ zarejestrowanej próby

Tabela 10 Wyznaczone parametry materiałowe badanych próbek

Platew	Próbka	Moduł Younga [GPa]	\bar{E} [GPa]	R_{p02} [MPa]	$\overline{R_{p02}}$ [MPa]	R_m [MPa]	$\overline{R_m}$ [MPa]	Platew	Próbka	Moduł Younga [GPa]	\bar{E} [GPa]	R_{p02} [MPa]	$\overline{R_{p02}}$ [MPa]	R_m [MPa]	$\overline{R_m}$ [MPa]
3637 055	1	59.93	59.7	205	207	232	234	3637 054	14	61.01	59.8	205	203	233	231
		60.30		208		236				203		231			
		58.90		207		235				202		228			
3334 055	2	58.22	58.7	173	173	214	214	3334 052	15	59.24	59.4	168	169	212	212
		58.71		172		214				168		212			
		59.14		173		215				170		213			
3334 061	3	60.33	60.4	208	206	237	234	3334 065	16	58.37	59.3	179	180	213	214
		58.86		206		234				177		210			
		61.99		204		232				184		218			
3334 054	4	58.87	59.1	165	165	211	211	3334 065	17	61.88	61.4	197	193	232	228
		59.50		165		210				187		221			
		58.88		165		211				194		230			
3334 058	5	58.14	57.8	193	195	226	227	3334 069	18	56.54	57.7	171	173	210	212
		56.01		200		230				173		213			
		59.18		193		225				174		213			
3334 057	6	55.94	55.7	166	164	201	198	3334 071	19	58.30	58.5	182	183	218	218
		53.51		156		188				183		219			
		57.75		170		206				183		218			
3334 053	7	60.09	58.7	158	155	202	199	3334 068	20	57.91	58.9	187	191	218	223
		58.58		155		199				193		225			
		57.35		153		197				194		226			
3637 056	8	59.06	58.1	225	222	253	249	3334 067	21	59.83	59.4	192	190	224	223
		59.46		226		252				188		220			
		55.69		216		242				191		224			
3334 059	9	57.19	56.3	191	189	223	219	3334 064	22	60.13	59.2	190	188	226	223
		54.16		183		211				188		222			
		57.46		192		222				186		221			
3334 060	10	58.88	58.8	203	202	230	229	3334 070	23	58.85	58.9	178	176	216	214
		59.39		204		231				173		211			
		58.17		199		226				177		216			
3637 053	11	58.73	59.0	198	199	227	228	3334 066	24	60.50	59.3	176	174	217	215
		58.73		198		227				172		213			
		59.40		201		230				175		216			
3637 052	12	58.55	58.5	203	205	229	230	3334 062	25	57.14	57.3	176	178	212	214
		58.39		206		231				175		211			
		58.59		205		229				182		219			
3334 056	13	58.02	57.7	203	201	242	239								
		57.57		200		238									
		57.36		200		238									

Wyznaczone parametry materiałowe jako (wartość średnia) :

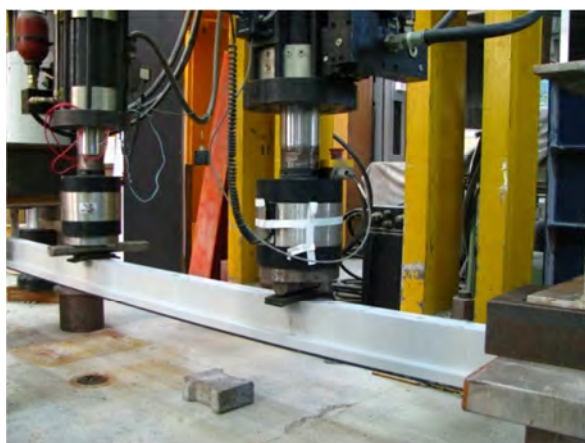
- moduł Younga $E = 59$ [GPa], odchylenie standardowe $\sigma = 2$ [GPa]
Wartość minimalna $E_{\min} = 54$ [GPa] Wartość maksymalna $E_{\max} = 62$ [GPa]
- granica plastyczności $R_{p02} = 187$ [MPa], odchylenie standardowe $\sigma = 16$ [MPa]
Wartość minimalna $R_{p02\min} = 156$ [MPa] Wartość maksymalna $R_{p02\max} = 226$ [MPa]
- wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 222$ [MPa], odchylenie standardowe $\sigma = 12$ [MPa]
Wartość minimalna $R_{m\min} = 188$ [MPa] Wartość maksymalna $R_{m\max} = 253$ [MPa]

3.2.2.2 Określenie momentu granicznego

Ważną kwestią było porównanie granicznej nośności rzeczywistych elementów z projektowaną. Zbudowano w tym celu specjalne stanowisko badawcze, w oparciu o sterowane komputerowo siłowniki Instron typu 8500 Plus (rys. 133), o następujących parametrach technicznych:

- maksymalna siła badawcza - 250 [kN],
- maksymalna droga – 150 [mm],
- dokładność wskazania – 0.5 %.

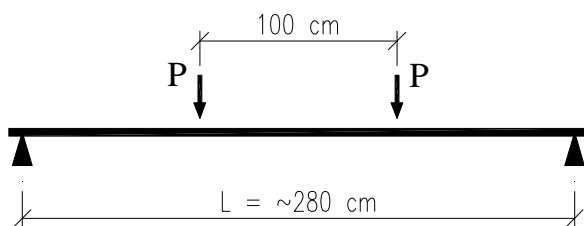
Płatwie badano w pozycji odwrotnej ze względu na sposób przyłożenia obciążenia i kształt przekroju elementu. Schemat statyczny odpowiadał belce wolnopodpartej (rys. 135), przeguby (rys. 134) na końcach zrealizowano za pomocą tulei – tak jak w rzeczywistym mocowaniu na stadionie.



Rys. 133 Stanowisko badawcze



Rys. 134 Mocowanie płatwi



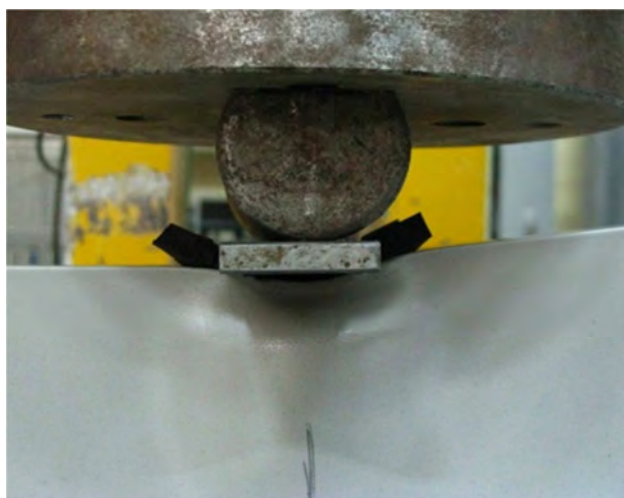
Rys. 135 Schemat statyczny badania

Obciążenie sterowane było za pomocą przemieszczenia, poprzez wysuw tłoka z prędkością 10 [mm/min], aż do zniszczenia elementu. Łącznie przebadano 24 płatwie (rys. 136), wszystkie z nich utraciły nośność poprzez lokalne uplastycznienie i wyboczenie środników oraz półki (rys. 137).



źródło: T. Romaszkievicz

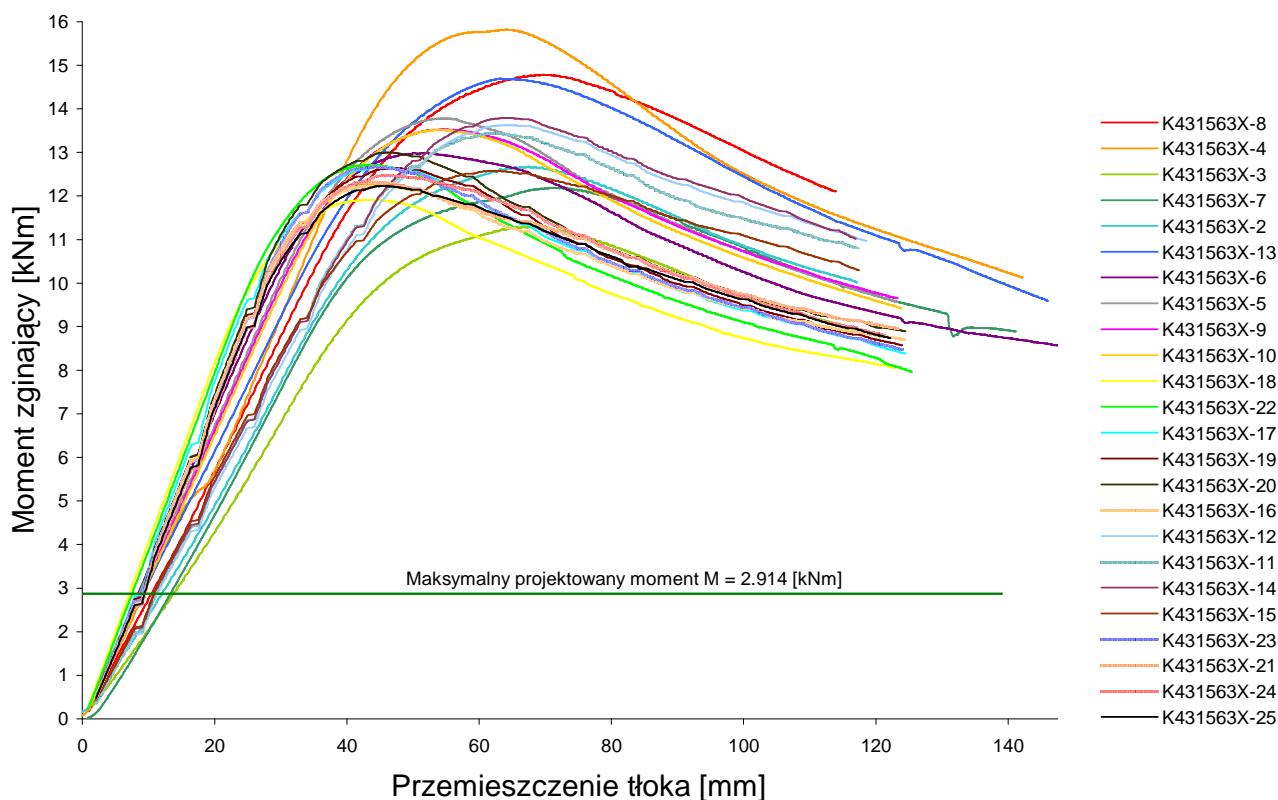
Rys. 136 Zniszczone płatwie



źródło: T. Romaszkievicz

Rys. 137 Lokalne zniszczenie płatwi

W czasie obciążania rejestrowano zarówno siłę w tłoku jak i jego przemieszczenie. Na podstawie tych danych, możliwe było wyznaczenie momentu zginającego płatwi w zależności od ugięcia, a także momentu w chwili zniszczenia. Otrzymane wykresy zestawiono na rysunku 138 wraz z informacją o momencie projektowym.



Rys. 138 Wykres momentów zginających płatwi w czasie badania

Najmniejszy stwierdzony moment graniczny przy zniszczeniu wynosił 11.3 [kNm]. Wartość ta jest 3.85 razy większa od maksymalnego charakterystycznego momentu zginającego, na jaki projektowano płatwie pod poszycie stadionu.

3.2.2.3 Sprawdzenie sprężystej pracy płatwi pod obciążeniem projektowym

Kolejnym badaniem była weryfikacja sprężystej pracy płatwi, które po jego wykonaniu wracały na budowę. Celem badania było:

- potwierdzenie pracy płatwi w zakresie sprężystym pod obciążeniem charakterystycznym,
- dodatkowa weryfikacja wcześniej określonego modułu sprężystości materiału.

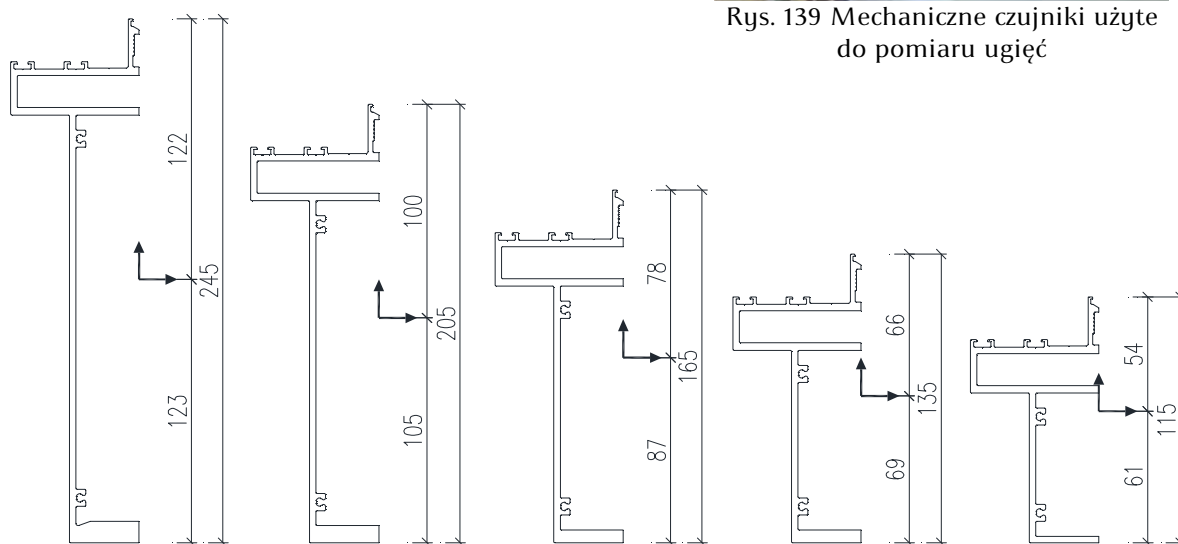
Przebadano łącznie 89 elementów, o pięciu profilach różnej wysokości (rys. 140) oraz długości w zakresie 1.9÷5.8 [m]. Próby te polegały na przyłożeniu do płatwi odpowiednich sił oraz pomiarze ugięć i trwałych deformacji. Badania wykonano na

wcześniej przygotowanym stanowisku (rys. 133, 134), wzbogaconym o dwa mechaniczne czujniki przemieszczeń o dokładności 0.01 [mm], przyłożone w środku rozpiętości i służące do kontroli ugięć (rys. 139).



źródło: T. Romaszkiewicz

Rys. 139 Mechaniczne czujniki użyte do pomiaru ugięć



Rys. 140 Profile płatwi wykorzystanych na stadionie jako konstrukcja pod poszycie

Badanie pojedynczego elementu przebiegało w następujący sposób :

- pomiar długości płatwi,
- wyznaczenie docelowego obciążenia P_{\max} zależnego od długości elementu,
- umieszczenie płatwi w stanowisku badawczym,
- trzykrotne stopniowe obciążanie – odciążanie płatwi do wartości P_{\max} z rejestracją ugięć,
- demontaż płatwi ze stanowiska.

Obciążenie P_{\max} wyznaczano jako siły powodujące maksymalny charakterystyczny moment zginający, występujący w płatwi na konstrukcji zadania. Następnie wyliczono teoretyczne ugięcie przy założeniu modułu sprężystości, otrzymanego z badań materiałowych $E_{\text{alu}}=59$ [GPa]. Przykładowe wyliczenia dla najniższego profilu (rys. 140) przedstawiono poniżej.

Charakterystyki przekroju :

$$\begin{aligned}
 J_x &= 189.07 \text{ [cm}^4\text{]} \\
 A &= 17.67 \text{ [cm}^2\text{]} \\
 y_{\text{dolne}} &= 6.15 \text{ [cm]} \\
 y_{\text{gorne}} &= 5.35 \text{ [cm]} \\
 W_{\text{dolne}} &= 30.75 \text{ [cm}^3\text{]} \\
 W_{\text{gorne}} &= 35.33 \text{ [cm}^3\text{]} \\
 E_{\text{alu}} &= 59 \text{ [GPa]}
 \end{aligned}$$

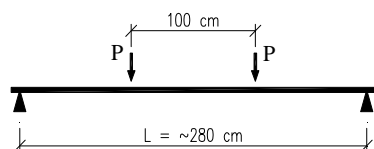
Długość płatywi :

$$L = 2.619 \text{ [m]}$$

Obciążenie projektowe:

$$\begin{aligned}
 q &= 2.704 \text{ [kN/mb]} \\
 M_{\text{proj}} &= 2.318 \text{ [kNm]}
 \end{aligned}$$

Wyznaczenie obciążenia do przyłożenia :



$$\begin{aligned}
 P_{\text{max}} &= 2.86 \text{ [kN]} \\
 \sigma_{\text{gorne}} &= 65.62 \text{ [MPa]} \\
 \sigma_{\text{dolne}} &= -75.39 \text{ [MPa]}
 \end{aligned}$$

Ugięcie : $f_{\text{teor}} = 15.55 \text{ [mm]}$

Dla każdej z przeprowadzonych prób wyciągnięto wartości średnie z zarejestrowanych ugięć oraz pozostałych deformacji trwałych po wykonaniu pełnego cyklu obciążenie-odciążenie. Wyniki zestawiono z wartościami teoretycznymi oraz na podstawie rzeczywistych ugięć wyliczono moduł sprężystości materiału badanego elementu. Wyniki przykładowego badania przedstawiono w tabeli 11.

Tabela 11 Wyniki zarejestrowane podczas badania płatywi nr 46-79

Płatew 46-79	Wskaźniki czujników [mm]		Ugięcia f / Δ
	Siła [kN]	Z ₁	
0	33.25	29.99	
1	28.11	25.06	
1.5	25.35	22.27	
2	23.25	20.12	
2.86	18.48	15.34	14.71
0	33.25	29.94	0.02
1	27.80	26.74	
1.5	25.95	22.87	
2	23.14	20.04	
2.86	18.95	15.83	14.21
0	33.25	29.93	0.01
1	28.00	26.92	
1.5	25.98	22.89	
2	23.40	20.29	
2.86	18.75	15.64	14.40
0	33.22	29.99	-0.01

Średnie ugięcie :

$$\bar{f} = 14.44 \text{ [mm]}$$

$$(\bar{f} - f_{\text{teor}})/f_{\text{teor}} = -7.16 \text{ [%]}$$

Wyznaczony moduł na podstawie ugięć :

$$E = 63.55 \text{ [GPa]}$$

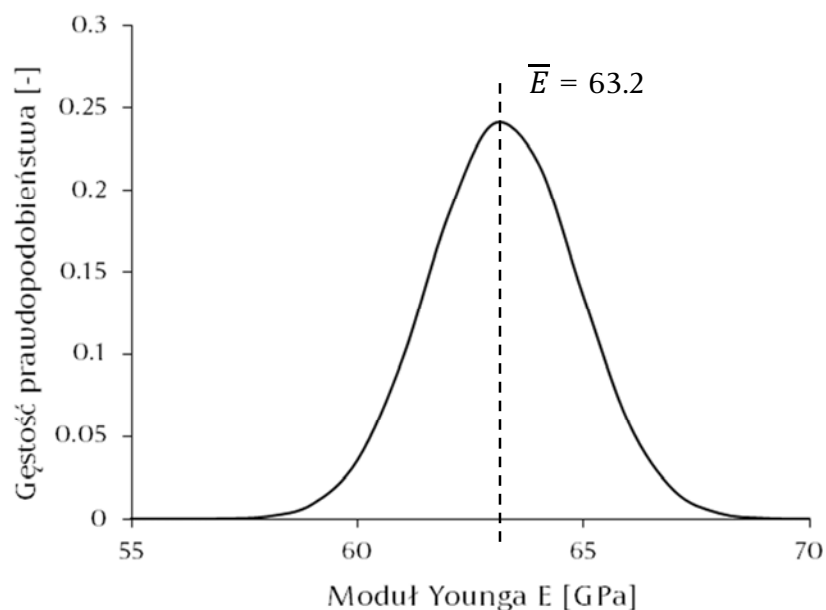
Trwałe ugięcia :

$$\bar{\Delta} = 0.013 \text{ [mm]}$$

Ekstremalne wyznaczone teoretycznie naprężenia w przekroju w środku rozpiętości wynoszą 75.0 [MPa] (włókna górne) i -86.2 [MPa] (włókna dolne). Wartości te wyznaczono dla płatwi o najniższym profilu i długości 2.8 [m]. Dla innych profili i rozpiętości naprężenia są mniejsze. Zestawiając je z wyznaczoną w badaniach materiałowych najniższą granicą plastyczności $R_{p0.2min} = 156$ [MPa] widzimy, że praca elementów mieści się w zakresie sprężystym. Podczas pomiarów stwierdzono jednak znaczną różnicę pomiędzy pierwszym zmierzonym ugięciem trwałym, a kolejnymi dwoma – nawet 0.24 [mm]. Wysznięto wniosek, że jest to spowodowane układaniem się elementu w mocowaniu. Z tego powodu średnie ugięcia trwałe wyznaczano z ostatnich dwóch cykli pomiarowych. Wyznaczone wartości zestawiono w tabeli 12, a na rysunku 141 pokazano rozkład gęstości prawdopodobieństwa wyznaczonych modułów Younga.

Tabela 12 Wyliczone moduły sprężystości i odkształcenia trwałe dla badanych płatwi

Numer płatwi	E [GPa]	Δ [mm]	Numer płatwi	E [GPa]	Δ [mm]	Numer płatwi	E [GPa]	Δ [mm]	Numer płatwi	E [GPa]	Δ [mm]
46-79	63.5	0.01	62-79	63.9	0.01	39-033	63.2	0.00	42-007	61.0	0.00
5354-070	67.6	0.02	63-79	65.0	0.02	39-034	63.4	0.01	45-007	61.0	0.00
53-79	64.9	0.02	66-79	64.3	0.01	39-035	63.3	0.01	4243-017	63.0	0.01
56-79	64.4	0.02	68-79	64.3	0.01	4142-037	62.4	0.01	4243-020	65.5	0.01
61-74	63.2	0.01	69-79	64.6	0.02	4142-036	63.7	0.01	3839-022	64.1	0.01
57-69	64.5	0.02	64-79	63.0	0.01	4142-035	64.0	0.01	4243-021	64.1	0.01
52-74	62.9	0.01	67-79	63.2	0.02	4142-034	63.4	0.01	3839-020	64.9	0.02
50-79	61.2	0.01	71-79	62.6	0.01	4142-033	63.2	0.01	3839-021	64.4	0.00
41-79	61.3	0.03	45-037	64.5	0.01	4142-030	63.0	0.00	3839-023	64.5	0.00
51-79	61.8	0.02	39-037	66.2	0.00	42-022	60.9	0.00	3839-027	62.9	0.00
58-79	62.6	0.02	42-033	63.2	0.03	45-022	63.3	0.01	3839-028	63.2	0.00
47-79	61.0	0.03	42-031	62.4	0.01	42-023	63.9	0.00	3839-029	63.2	0.00
52-53-073	59.4	0.02	45-036	65.2	0.01	45-023	63.9	0.00	4243-026	62.1	0.03
54-79	61.2	0.02	45-035	64.3	0.00	45-024	63.1	0.01	4243-025	63.7	0.01
55-79	63.5	0.01	45-033	62.8	0.01	45-025	64.8	0.01	3839-038	61.1	0.02
48-79	62.8	0.01	40-031	61.7	0.01	45-026	63.4	0.01	4142-017	65.0	0.01
6768-076	62.1	0.02	39-036	65.6	0.05	45-027	64.3	0.01	4142-012	66.4	0.01
72-79	64.1	0.02	45-034	63.3	0.01	45-028	60.9	0.00	4142-011	66.0	0.01
73-79	62.9	0.01	42-032	61.7	0.02	45-011	60.3	-0.01	4142-009	64.3	0.02
74-79	65.0	0.02	45-031	61.9	0.01	45-010	60.8	0.00	4142-008	65.7	0.00
65-69	64.2	0.02	39-031	61.9	0.01	45-009	60.3	0.01	$\bar{x} =$	63.2	0.01
5758-076	63.6	0.01	39-032	62.8	0.00	45-008	59.4	0.00	$\sigma =$	1.6	0.01
70-79	64.5	0.02	45-032	61.0	0.01	42-008	59.4	0.00			



Rys. 141 Rozkład gęstości prawdopodobieństwa modułu Younga badanych płatwi

Wyznaczone parametry pracy analizowanych elementów:

- moduł Younga $\bar{E} = 63.2$ [GPa] (odchylenie standardowe $\sigma = 1.7$ [GPa])
Wartość minimalna $E_{\min} = 59.4$ [GPa] Wartość maksymalna $E_{\max} = 66.4$ [GPa]
- ugięcia trwałe $\bar{\Delta} = 0.01$ [mm] (odchylenie standardowe $\sigma = 0.01$ [mm])
Wartość minimalna $\Delta_{\min} = 0.0$ [mm] Wartość maksymalna $\Delta_{\max} = 0.05$ [mm]

Pomierzone po odciążeniu wielkości ugięć trwałych są bardzo małe, mieszczą się w zakresie dokładności pomiaru i z tego powodu nie mogą być interpretowane.

W świetle przedstawionych wyników, stwierdzono [11, 12], że płatwie pracują w sposób prawidłowy i charakteryzują się brakiem ugięć trwałych pod maksymalnym obciążeniem charakterystycznym.

W wyniku nietypowych badań wyznaczony moduł sprężystości $\bar{E} = 63.2$ [GPa], różni się tylko o 7% od wcześniej wyznaczonego ($\bar{E} = 59$ [GPa]).

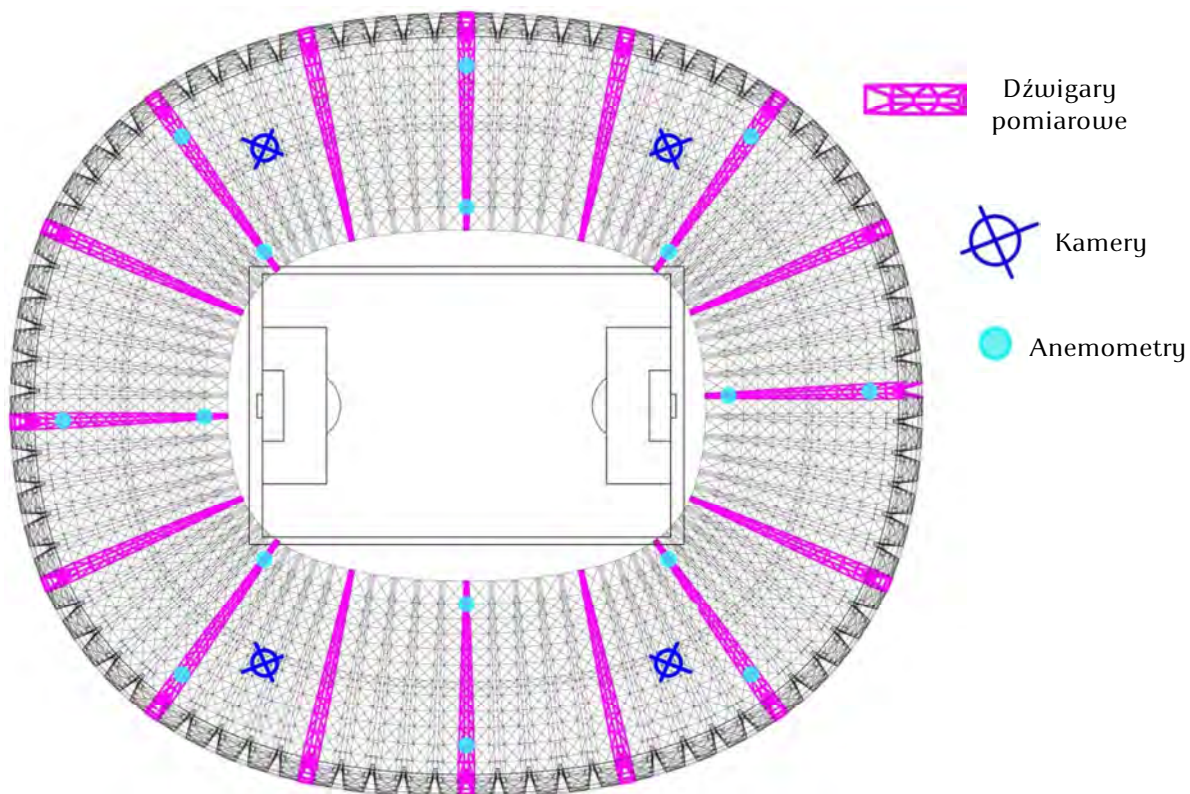
4. Bezpieczeństwo konstrukcji zadaszenia w fazie użytkowania

Tragiczne doświadczenia ostatnich dwudziestu lat, zwracają szczególną uwagę na obciążenie śniegiem. Często zdarza się, że nadzór budowlany w obawie o bezpieczeństwo nakazuje administratorom budynków usuwanie śniegu z dachu. Prawdopodobieństwo wystąpienia obciążenia śniegiem zagrażającego bezpieczeństwu zadaszenia PGE Areny jest nieduże, ponieważ dach zaprojektowano zgodnie z nowymi standardami dla obciążenia śniegiem – 1.2 kN/m^2 [35]. Niemniej jednak realne zagrożenie istnieje. Ponadto brak obiektywnych informacji dotyczących rzeczywistego obciążenia na dachu może wywoływać niepokój, a nawet panikę u administratora obiektu. W rezultacie może to spowodować niepotrzebne, a nawet szkodliwe działania związane z odśnieżaniem dachu w sytuacji całkowicie bezpiecznej.

Z uwagi na prototypową budowlę, wysokie wymagania dotyczące bezpieczeństwa i pomoc w administrowaniu stadionem, wyposażono zadaszenie w system monitoringu konstrukcji. Jego zadaniem jest bieżąca ocena stanu wyężenia i wspomaganie diagnostyki. W celu określenia stanu konstrukcji system monitoringu wyposażono w urządzenia ciągłego pomiaru ugięć, przyspieszeń dźwigarów, naprężeń w wybranych punktach oraz wpływów środowiskowych (anemometry, termometry). Wyniki pomiarów są rejestrowane przez system zarządzający monitoringiem i przetwarzane przez dedykowany konstrukcji moduł ekspercki.

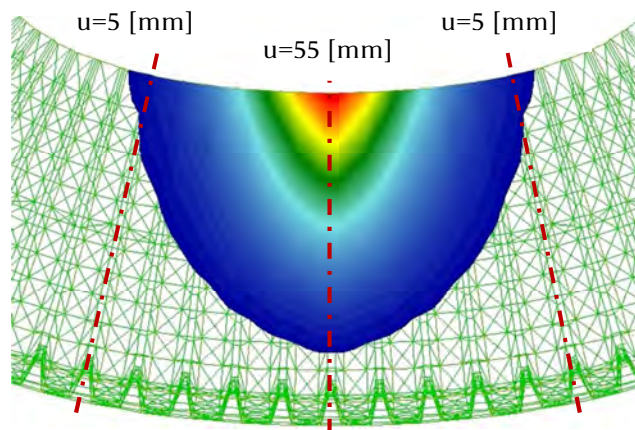
4.1 Struktura monitoringu

Rodzaj czujników oraz ich rozmieszczenie zaprojektowano w taki sposób, aby umożliwić bieżącą ocenę konstrukcji pod obciążeniem. Na rysunku 142 pokazano rozmieszczenie punktów pomiarowych na dachu. Kolorem fioletowym oznaczono dźwigary, na których zamontowano czujniki odkształceń, ugięć, temperatury oraz przyspieszeń.



Rys. 142 Rozmieszczenie elementów systemu monitoringu na dachu stadionu

Monitorowane dźwigary zostały wyselekcjonowane w wyniku analiz numerycznych wpływu ugięcia pojedynczego wiązara na resztę dachu. Rysunek 143 przedstawia ugięcia grupy dźwigarów od obciążenia równomiernie rozłożonego o wartości $1.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, zlokalizowanego na części wspornikowej dźwigara pomiarowego. Sztywność obwodowa konstrukcji (rozdział poprzeczny) jest nieduża i wpływ obciążenia praktycznie zanika na szóstym kolejnym dźwigarze. W rezultacie rozmieszczono dźwigary pomiarowe w rozstawie co piąty lub szósty. Jest to wynik kompromisu pomiędzy efektywnością systemu monitorującego, a kosztami jego budowy.



Rys. 143 Wpływ ugięcia jednego dźwigara na sąsiednie

Cały zrealizowany system monitoringu składa się z (rys. 142, 145):

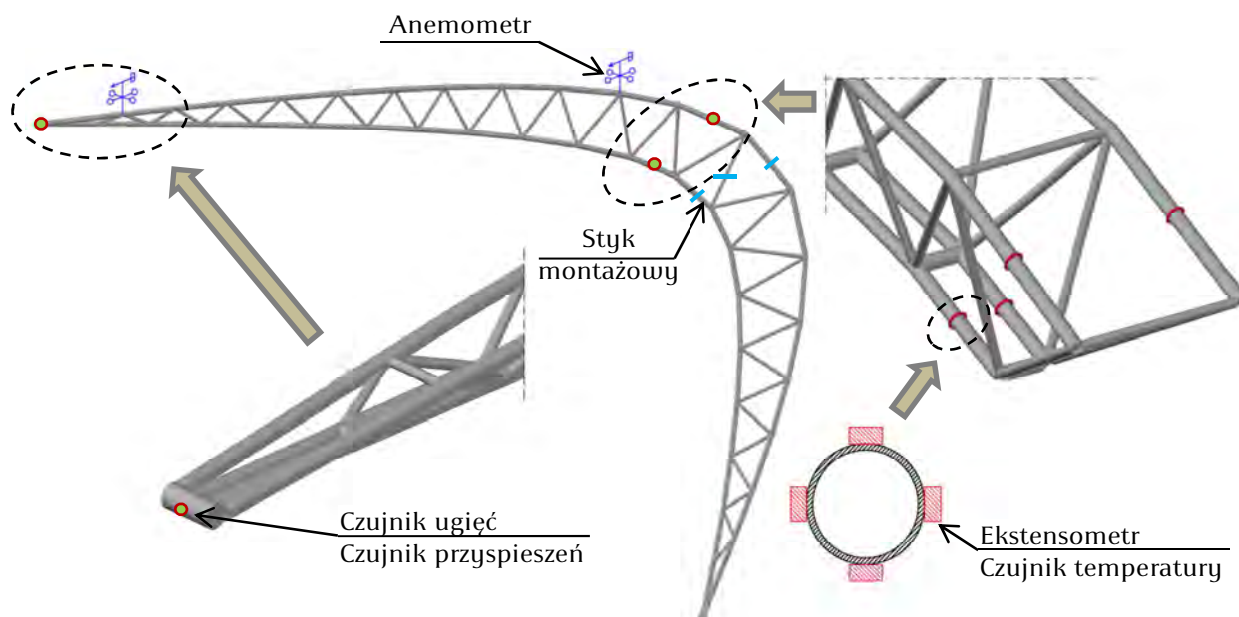
- 16-tu czujników przemieszczeń pionowych,
- 16-tu akcelerometrów,
- 256-ciu czujników pomiaru odkształceń rozmieszczonych po cztery sztuki w 64 przekrojach pomiarowych,
- 16-tu anemometrów mierzących prędkość i kierunek wiatru,
- tyczek śniegowych umożliwiających ocenę grubości pokrywy śnieżnej,
- 4 kamer przemysłowych z możliwością zdalnego sterowania, zbliżenia optycznego i rejestracji obrazu,
- referencyjnej stacji pogodowej,
- jednostki centralnej rejestrującej mierzone dane z możliwością zdalnego dostępu,
- oprogramowania obsługującego system pomiarowy,
- oprogramowania eksperckiego do diagnostyki konstrukcji.

Czujniki ugięć, przyspieszeń oraz odkształceń rozmieszczono na dźwigarach pomiarowych zgodnie z rysunkiem nr 145. Pomiar ugięć realizowany jest dla pierścienia wewnętrznego za pomocą dalmierzy laserowych, obok których umiejscowiono akcelerometry do badania przyspieszeń konstrukcji. Jednak jednym z najważniejszych obok ugięć, jest pomiar wyężenia rur głównych. Ustalono, że będzie on wykonywany dla elementów w miejscu występowania największych sił przekrojowych (rys. 145). Wybrany wykonawca systemu firma Neostrain sp. z o. o. zastosował ekstensometry strunowe Geokon 4100 (rys. 144). Na każdej z czterech rur głównych zainstalowano po cztery takie czujniki w układzie osi prostopadłych. Pozwala to na dokładną ocenę sił wewnętrznych w elemencie - normalnej oraz momentów zginających. Dodatkowo każdy z ekstensometrów ma wbudowany czujnik temperatury.



źródło: T. Romaszkievicz

Rys. 144 Zamontowany ekstensometr strunowy

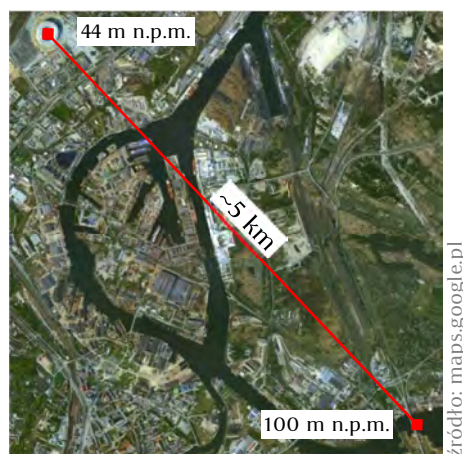


Rys. 145 Rozmieszczenie czujników na pojedynczym dźwigarze pomiarowym

Zainstalowane na dachu anemometry (rys. 142, 145) pozwalają na pomiar siły i kierunku wiatru, a także na określenie rozkładu jego prędkości w charakterystycznych punktach zadaszania. Rejestrowane dane można porównać z referencyjną stacją pogodową założoną na pylonie mostu Jana Pawła II w Gdańsku (rys. 146).

Dodatkowo w celu umożliwienia bieżącego podglądu wizualnego sytuacji na dachu, zamontowano na jego powierzchni 4 kamery przemysłowe. Obraz z nich rejestrowany jest w trybie ciągłym i archiwizowany w 48 godzinny buforze. W pobliżu każdej z kamer rozmieszczono tyczki śniegowe z podziałką, pozwalające na zdalną ocenę grubości pokrywy śnieżnej znajdującej się na dachu.

Całym systemem steruje oprogramowanie pomiarowe. Standardowo dane rejestrowane są co minutę, a archiwizacja następuje cztery razy na dobę. W oprogramowanie został wbudowany moduł decyzyjny, który w zależności od poziomu konkretnych wartości zwiększa częstotliwość i szczegółowość pomiarów. W projekcie monitoringu [13] wyszczególniono dla każdej wartości mierzonej



Rys. 146 Położenie stacji referencyjnej

źródło: maps.google.pl

poszczególnych dźwigarów odpowienie progi bezpieczeństwa (tabela 13), wyznaczone na podstawie analiz numerycznych.

Tabela 13 Wartości progowe stanu konstrukcji dla jednej ćwiartki obiektu

Dźwigar	Punkt	Jednostka	Próg 1	Próg 2	Próg 3
1	pas górny	[MPa]	25	38	50
	pas dolny	[MPa]	-32	-47	-63
	ugięcia	[mm]	207	310	413
	v - wiatru	[m/s]	14	20	27
6	pas górny	[MPa]	22	32	43
	pas dolny	[MPa]	-29	-43	-57
	ugięcia	[mm]	174	260	347
	v - wiatru	[m/s]	15	20	27
11	pas górny	[MPa]	17	26	34
	pas dolny	[MPa]	-24	-35	-47
	ugięcia	[mm]	156	233	311
	v - wiatru	[m/s]	15	20	27
16	pas górny	[MPa]	17	26	34
	pas dolny	[MPa]	-23	-35	-46
	ugięcia	[mm]	149	224	298
	v - wiatru	[m/s]	15	20	27
21	pas górny	[MPa]	22	32	43
	pas dolny	[MPa]	-28	-41	-55
	ugięcia	[mm]	160	239	319
	v - wiatru	[m/s]	15	20	27

Wraz z przekroczeniem progu pomiarowego oprogramowanie informuje zarządcę obiektu o tym fakcie oraz sugeruje akcje jakie należy przedsięwziąć. W zależności od zarejestrowanych wartości mogą to być:

- w przypadku opadów śniegu, gdy pomierzone naprężenia lub ugięcia przekroczą próg 1 wg. tabeli 13 w dowolnym punkcie i prognoza pogody przewiduje dalsze opady, należy przygotować się do akcji usuwania śniegu z dachu,
- w przypadku, gdy pomierzone naprężenia lub ugięcia przekroczą próg 2 wg. tabeli 13 w dowolnym punkcie, należy bezwzględnie rozpocząć usuwanie śniegu z dachu,
- w przypadku, gdy pomierzone naprężenia lub ugięcia przekroczą próg 3 wg. tabeli 13 o 10% w dowolnym punkcie, należy wezwać projektanta i ocenić indywidualnie stan bezpieczeństwa i dalsze działania,

- w przypadku przekroczenia progu 2 wg. tabeli 13 w dowolnym punkcie zaleca się nie urządzania imprez na stadionie,
- w przypadku gdy prędkość wiatru przekroczy $v_{(10\text{minut})} = 20$ [m/s] na stadionie nie powinny odbywać się imprezy,
- w przypadku gdy prędkość wiatru przekroczy $v_{(10\text{minut})} = 27$ [m/s], nikt nie powinien przebywać na otwartym terenie w strefie zadaszania stadionu,
- w przypadku przekroczenia progu 2 wg. tabeli 13 w dowolnym punkcie zaleca się w najkrótszym możliwym czasie wykonanie inspekcji konstrukcji dachu,
- w przypadku przekroczenia progu 3 wg. tabeli 13 w dowolnym punkcie zaleca się w najkrótszym możliwym czasie wykonanie inspekcji szczegółowej konstrukcji dachu.

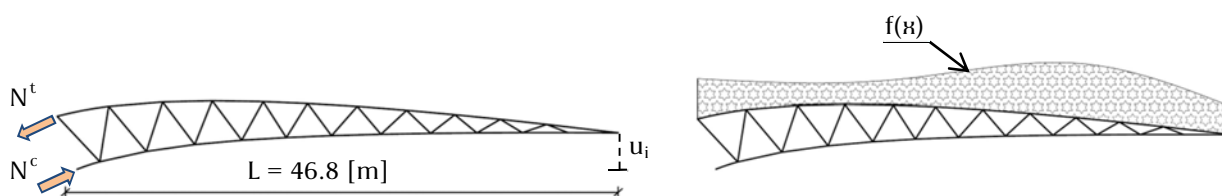
4.2 Moduł ekspercki do oceny obciążenia zadaszania śniegiem

System monitoringu określa wprost stan wyężenia konstrukcji w 16-tu dźwigarach pomiarowych. Wyznaczenie sił w pozostałych elementach struktury odbywa się w sposób przybliżony na podstawie indywidualnie opracowanego algorytmu. Celem jego jest wyznaczenie rzeczywistego obciążenia śniegiem na podstawie danych pomiarowych z 16-tu dźwigarów. Znajomość tego obciążenia pozwala na określenie stanu konstrukcji po analizie numerycznej statyczno-wytrzymałościowej modelu struktury opisanego wcześniej (pkt. 3.1).

Moduł ekspercki jest programem autorskim, napisanym w języku programowania C++ [33, 34]. Jest on w pełni zintegrowany z systemem monitoringu, z którego otrzymuje aktualne dane o temperaturze obiektu (64 wartości), ugięciach dźwigarów (16 wartości) i siłach w elementach (64 wartości). Na podstawie tych danych wyznaczane jest przybliżone obciążenie powierzchniowe znajdujące się na dachu. Poszukiwania rozwiązania prowadzono wykorzystując superpozycję stanów i metody analityczne oraz metody iteracyjne oparte na algorytmach ewolucyjnych.

4.2.1 Rozwiązanie analityczne

Pomysł znalezienia rozkładu obciążenia poprzez rozwiązanie analityczne bazuje na założeniu, że każdy z dźwigarów pomiarowych pracuje jako wspornik. Z czujników pomiarowych otrzymujemy dane o ugięciu końca wspornika i parze sił w miejscu zamocowania (rys. 147).



Rys. 147 Uproszczony schemat użyty do identyfikacji obciążenia

Założenia:

- rozkład śniegu dla i -tego dźwigara jest funkcją ciągłą wielomianową (rys. 147) postaci:

$$f_i(x) = a_i \cdot x^3 + b_i \cdot x^2 + c_i \quad (4.1)$$

- dane dotyczące wartości sił N i ugięć u , znane są dla wszystkich 82 dźwigarów i wyznaczone przez interpolację liniową wartości pomierzonych.

Zauważmy, że funkcja (4.1) posiada trzy niewiadome – a_i , b_i , c_i , które zestawione z danymi pomiarowymi (u , N^t , N^c) tworzą układ równań, pozwalający na ich wyznaczenie. Znając z modelu numerycznego linie (siatki) wpływu sił $L_{ii}^t(x)$, $L_{ii}^c(x)$ oraz ugięć $L_{ii}^u(x)$ dla i -tego dźwigara, możemy ten układ zapisać w postaci:

$$u_{ii} = \int_0^L (a_i \cdot x^3 + b_i \cdot x^2 + c_i) \cdot L_{ii}^u(x) \cdot dx \quad (4.2)$$

$$N_{ii}^t = \int_0^L (a_i \cdot x^3 + b_i \cdot x^2 + c_i) \cdot L_{ii}^t(x) \cdot dx \quad (4.3)$$

$$N_{ii}^c = \int_0^L (a_i \cdot x^3 + b_i \cdot x^2 + c_i) \cdot L_{ii}^c(x) \cdot dx \quad (4.4)$$

Należy jednak pamiętać, że dźwigary połączone są ze sobą w strukturę i wzajemnie na siebie oddziałują. W związku z tym, należy uwzględnić w ugięciach/siłach pojedynczego dźwigara wpływ obciążenia znajdującego się na pozostałej części

dachu. Oznaczając przez „i” rozpatrywany dźwigar, a przez „j” numer dźwigara, na którym jest obciążenie, otrzymujemy:

$$u_{ij} = \int_0^L (a_j \cdot x^3 + b_j \cdot x^2 + c_j) \cdot L_{ij}^u(x) \cdot dx \quad (4.5)$$

$$N_{ij}^t = \int_0^L (a_j \cdot x^3 + b_j \cdot x^2 + c_j) \cdot L_{ij}^t(x) \cdot dx \quad (4.6)$$

$$N_{ij}^c = \int_0^L (a_j \cdot x^3 + b_j \cdot x^2 + c_j) \cdot L_{ij}^c(x) \cdot dx \quad (4.7)$$

Indeksy „ij” we wzorach (4.5)÷(4.7) oznaczają wartość na i-tym dźwigarze od obciążenia zlokalizowanego na dźwigarze „j”. W celu uzyskania właściwego ugięcia i sił dźwigara, musimy zsumować wartości składowe, pochodzące od wszystkich 82 dźwigarów.

$$u_i = \sum_{j=1}^{82} u_{ij} \quad N_i^t = \sum_{j=1}^{82} N_{ij}^t \quad N_i^c = \sum_{j=1}^{82} N_{ij}^c \quad (4.8)$$

Wzór (4.5) sprowadzić do postaci:

$$u_{ij} = a_j \cdot \int_0^L x^3 \cdot L_{ij}^u(x) \cdot dx + b_j \cdot \int_0^L x^2 \cdot L_{ij}^u(x) \cdot dx + c_j \cdot \int_0^L L_{ij}^u(x) \cdot dx \quad (4.9)$$

$$u_{ij} = a_j \cdot L_{ij}^{ua} + b_j \cdot L_{ij}^{ub} + c_j \cdot L_{ij}^{uc} \quad (4.10)$$

Podobne równania jak (4.10) możemy uzyskać dla sił wewnętrznych elementów, modyfikując wzory (4.6) i (4.7).

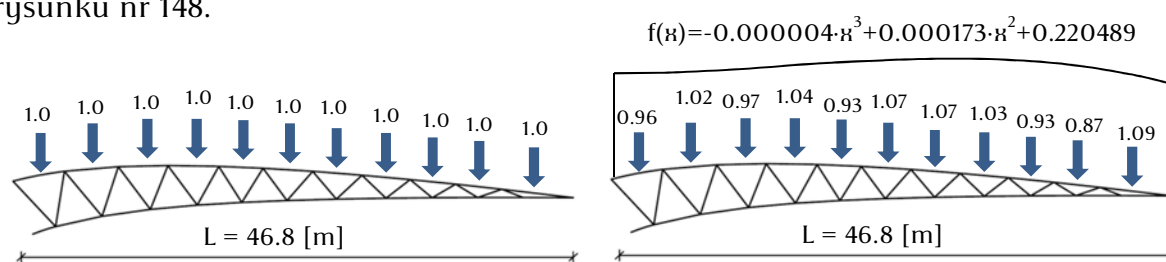
Zestawiając wartości poszukiwane z danymi dla całego stadionu (82 wiązary), globalny układ równań można zapisać w postaci macierzowej:

$$\begin{bmatrix} L_{11}^{ua} & L_{11}^{ub} & L_{11}^{uc} & \dots & L_{182}^{ua} & L_{182}^{ub} & L_{182}^{uc} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ L_{821}^{ua} & L_{821}^{ub} & L_{821}^{uc} & & L_{8282}^{ua} & L_{8282}^{ub} & L_{8282}^{uc} \\ L_{11}^{ta} & L_{11}^{tb} & L_{11}^{tc} & \dots & L_{182}^{ta} & L_{182}^{tb} & L_{182}^{tc} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ L_{821}^{ta} & L_{821}^{tb} & L_{821}^{tc} & & L_{8282}^{ta} & L_{8282}^{tb} & L_{8282}^{tc} \\ L_{11}^{ca} & L_{11}^{cb} & L_{11}^{cc} & \dots & L_{182}^{ca} & L_{182}^{cb} & L_{182}^{cc} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ L_{821}^{ca} & L_{821}^{cb} & L_{821}^{cc} & & L_{8282}^{ca} & L_{8282}^{cb} & L_{8282}^{cc} \end{bmatrix}_{246 \times 246} \times \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \\ \vdots \\ a_{82} \\ b_{82} \\ c_{82} \end{bmatrix}_{246 \times 1} = \begin{bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_{82} \\ N_1^t \\ \vdots \\ N_{82}^t \\ N_1^c \\ \vdots \\ N_{82}^c \end{bmatrix}_{246 \times 1} \quad (4.11)$$

Rozwiązaniem układu (4.11) są współczynniki funkcji wielomianowej opisanej wzorem (4.1) dla każdego z dźwigarów.

Należy zwrócić uwagę, że macierz L we wzorze (4.11) jest stała dla przyjętego rodzaju funkcji wielomianowej (4.1). Dzięki temu uzyskano szybką procedurę polegającą jednorazowym sformułowaniu macierzy L , określeniu macierzy odwrotnej (oraz L^{-1}) i zapamiętaniu wyniku. Opisaną metodę przetestowano numerycznie.

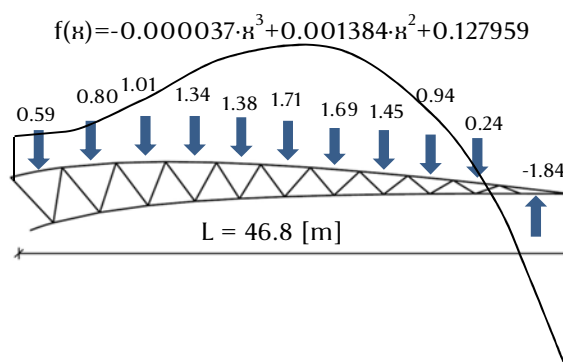
Na bazie wyżej przedstawionych rozważań napisano program komputerowy. Do modelu numerycznego konstrukcji zadania (rys. 56) przyłożono wzorcowe obciążenie równomiernie rozłożone o wartości $1 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ (rys. 148), a następnie wyliczono ugięcia oraz siły wewnętrzne jakie powoduje w 82 dźwigarach. Otrzymane wartości użyto jako dane wejściowe do programu. Jako wynik jego działania uzyskano funkcje rozkładu obciążenia (4.1) dla każdego z dźwigarów. Rezultat działania programu dla przykładowego dźwigara przedstawiono na rysunku nr 148.



Rys. 148 Obciążenie wzorcowe (lewe) oraz wyliczone przez program (prawe)

Jak widać, wartości zebrane na każde z pól dachu różnią się nieznacznie – maksymalnie o 13%, a średnio 6%.

Niestety przedstawiona procedura działa skutecznie jedynie przy obciążeniach wzorcowych z modelu numerycznego, gdzie jako wartości pomierzone mamy dokładne dane z wszystkich 82 dźwigarów. W przypadku gdy chociaż jedna z wartości wejściowych jest błędna (nie odpowiada pozostałym) program dobierze funkcję, która nie będzie odzwierciedlała jakiegokolwiek możliwego obciążenia – na rysunku nr 149 przedstawiono wynik działania programu, z danymi wejściowymi z przykładu powyżej (rys. 148), gdzie



Rys. 149 Obciążenie wyliczone przez program z modyfikowanym wejściem

ugięcie jednego dźwigara zmniejszono o 2%. Sytuacja taka związana jest z faktem, że rozwiązywany jest układ równań liniowych, który posiada dokładnie jedno ściśle rozwiązanie. Dyskwalifikuje to omawianą metodę jako skuteczne narzędzie do pracy w monitoringu z następujących powodów:

- monitorowana jest jedynie część wartości (16 ugięć i 64 siły), a interpolacja wartości pozostałych jest ich przybliżeniem,
- wartości uzyskane z czujników pomiarowych nie odpowiadają dokładnie wartościom w modelu numerycznym, na bazie którego działa program,
- system jest nieodporny na błędy pomiarowe lub uszkodzenia pojedynczych czujników.

Przeprowadzone testy spowodowały odrzucenie tej metody i skupienie się na innym podejściu do problemu. Zdecydowano się na poszukiwanie rozwiązania zagadnienia przy zastosowaniu procesów ewolucyjnych.

4.2.2 Rozwiązanie wykorzystujące procesy ewolucyjne

Obliczenia ewolucyjne są grupą metod rozwiązywania problemów bazujących na analogii do procesów ewolucyjnych zachodzących w przyrodzie. Pierwsze prace związane z tą tematyką zostały napisane przez Barricelliego, Bona, Frastera, Friedberga, Friedmana, Bledsoe'a i Bremmerrmanna w latach 50-tych dwudziestego wieku. W latach 60-tych John Holland wraz z zespołem sformułował podstawy obecnie znanej postaci algorytmu genetycznego, i to jego większość literatury podaje jako twórcę tej teorii. W roku 1975 została wydana jego monografia [17], która stała się podstawą do dalszego rozwoju tej techniki.

Wraz z dalszymi badaniami narodziły się metody pokrewne takie jak: programy ewolucyjne, strategie ewolucyjne oraz programowanie genetyczne. Wspólnie z algorytmami genetycznymi określa się je mianem obliczeń ewolucyjnych.

Postawiony problem, jakim jest znalezienie ekwiwalentnego obciążenia powodującego określone ugięcia i siły w elementach zadaszenia stadionu rozwiązano właśnie za pomocą programu ewolucyjnego.

4.2.2.1 Algorytm genetyczny

Algorytmy genetyczne są stochastycznymi metodami poszukiwania optymalnego rozwiązania poprzez analogię do procesów ewolucyjnych zachodzących w naturze. Najczęściej stosowane są w przypadku rozwiązywania zagadnień wielomodalnych, gdzie metody probabilistyczne są mało skuteczne. W [18] zawarto podstawowe różnice zachodzące między tradycyjnymi metodami a algorytmami genetycznymi. Według Goldberg'a [18], algorytmy genetyczne posiadają następujące cechy:

- nie przetwarzają bezpośrednio parametrów zadania, ale ich zakodowaną postać,
- poszukują rozwiązania wychodząc z pewnej ich początkowej grupy, a nie pojedynczego punktu,
- korzystają tylko z funkcji celu, a nie z jej pochodnych lub innych pomocniczych informacji,
- stosują probabilistyczne, a nie deterministyczne sposoby wyboru.

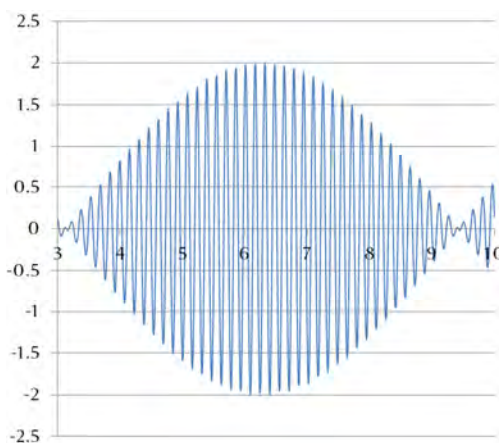
Ponieważ metodologię postępowania w algorytmie wzorowano na genetyce, z nauki tej zapożyczono również nazewnictwo:

- *osobnik, rodzic, potomek* – rozwiązanie,
- *populacja, pokolenie* – grupa rozwiązań,
- *chromosom* – ciąg kodowy (np. wektor binarny) rozwiązania,
- *gen* – cecha rozwiązania (np. bit w wektorze binarnym),
- *allele* – możliwe warianty cechy (np. 0 i 1 dla wektorów binarnych),
- *genotyp* – struktura poszczególnego rozwiązania (w przypadku pojedynczych ciągów kodowych odpowiada chromosomowi),
- *locus* – pozycja genu (np. pozycja bitu w wektorze binarnym).

Budowę i zasadę działania algorytmów genetycznych można wyjaśnić na prostym przykładzie. W tym celu sformułowano zagadnienie poszukiwania ekstremum funkcji wielomodalnej w zadanych przedziale. Wykorzystano funkcję zdefiniowaną wzorem:

$$f(x) = \sin(40x) + \sin(41x) \quad (4.12)$$

Problem znalezienia maksimum zawężono do przedziału $x \in \langle 3; 10 \rangle$. Funkcja (4.12) przyjmuje wartości z zakresu $f(x) \in \langle -2; 2 \rangle$ (rys. 150), a maksimum w rozpatrywanym przedziale osiąga dla wartości $x = 6.32245522$.



Rys. 150 Wykres rozpatrywanej funkcji

Każdy algorytm genetyczny sprecyzowany dla konkretnego zadania musi zawierać parametry procedury i dane początkowe:

- sposób reprezentacji rozwiązań,
- wybór populacji początkowej,
- operatory genetyczne,
- funkcję oceny.

Rozważając klasyczne algorytmy genetyczne, ich rozwiązania reprezentowane są w postaci wektora binarnego. Wymaga to określenia ilości potrzebnych bitów do zapisania pojedynczego rozwiązania oraz zdefiniowania funkcji kodującej (4.13) rzeczywisty problem. Użyta liczba bitów w rozpatrywanym przykładzie, związana jest ściśle z dokładnością wyniku i przedziałem badanej funkcji (4.12). Zatem, jeżeli chcemy by wynik był określony z dokładnością np. 10^{-8} , to dla dziedziny o długości 7, potrzeba $7 \cdot 10^8$ punktów. Wymaga to zastosowania wektorów binarnych o długości co najmniej 29 bitów, ponieważ:

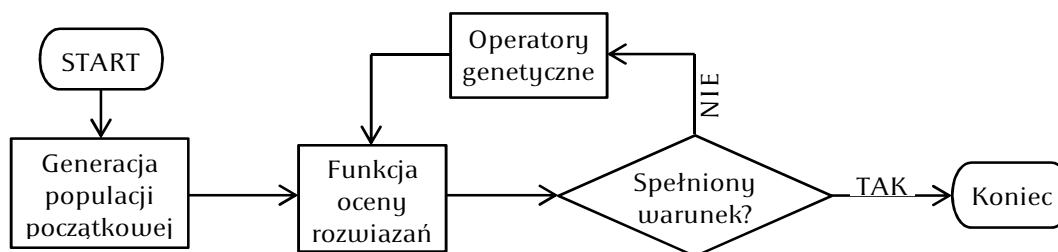
$$2^{28} = 5.37 \cdot 10^8 < 7 \cdot 10^8 < 1.07 \cdot 10^9 = 2^{29}$$

Taki zapis rozwiązania – w postaci liczby binarnej, o wartości dziesiętnej w_b – konwertujemy na właściwe rozwiązanie – liczbę rzeczywistą x – poprzez funkcję przekształcającą postaci:

$$x(w_b) = 3 + \frac{7 \cdot w_b}{2^{29} - 1} \quad (4.13)$$

We wzorze (4.13) wartość 3 to początek dziedziny, 7 jej długość, a liczba w mianowniku oznacza liczbę punktów jakie możemy zapisać za pomocą 29-ciu bitów.

Prosty schemat działania algorytmu genetycznego można zapisać jak na rysunku 151. Każdy program należy rozpocząć od ustalenia liczebności populacji, co ma wpływ na szybkość obliczeń – z jednej strony jest większa liczba osobników (rozwiązań) do przetwarzania, z drugiej analizowana jest większa przestrzeń wyników co prowadzi do szybszego znalezienia rozwiązania. Dodatkowo istnieją metody o wariantach struktury populacji dopuszczające zmienną jej liczbę [15]. W prezentowanym przykładzie posłużę się stałą liczbą rozwiązań w czasie całego procesu.



Rys. 151 Schemat działania algorytmu genetycznego

Generacja populacji początkowej może być realizowana na dwa sposoby: losowo lub deterministycznie. W przykładzie użyję strategii losowej, gdyż zakładam istnienie ekstremum w dowolnym miejscu badanej dziedziny z jednakowym prawdopodobieństwem. Istnieją jednak zagadnienia, gdzie lepszym wyjściem okazuje się ręczne wskazanie początkowego obszaru poszukiwań, lub użycie w tym celu dodatkowej metody przeszukiwania dziedziny.

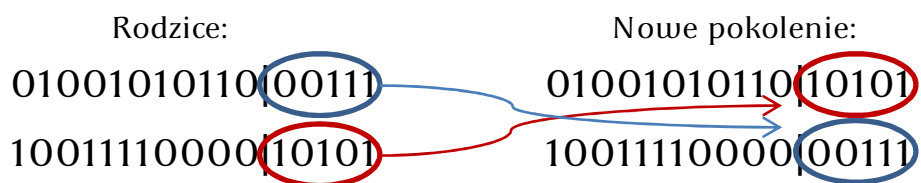
Nowo wygenerowane rozwiązania poddawane są ocenie. Służy do tego zdefiniowana przez użytkownika funkcja jakości, ściśle związana z zagadnieniem, które rozpatrujemy. W omawianym przykładzie każde rozwiązanie w postaci wektora binarnego w_b , jest po konwersji na liczbę rzeczywistą x (4.13), użyte jako argument funkcji (4.12). Wartość funkcji (4.12) jest wprost oceną rozwiązania. Następnie jeżeli spełnione są określone przez użytkownika warunki, program ulega zakończeniu, a rezultatem jest najlepiej ocenione rozwiązanie, w tym przypadku największa wartość funkcji (4.12).

To co odróżnia algorytmy genetyczne od metod stochastycznych zawarte jest w tak zwanych operatorach genetycznych, które przez analogię do procesów biologicznych przyjęły od nich nazwy. Jest to grupa operacji, za pomocą których

tworzone są coraz to lepsze rozwiązania. Należą do niej: reprodukcje, krzyżowania i mutacje.

Proces reprodukcji polega na generacji nowej populacji rodziców, składającej się z wybranych rozwiązań z aktualnego pokolenia. W zależności od sposobu selekcji, pojedyncze rozwiązanie może być reprodukowane nawet kilkukrotnie. Selekcja może być „twarda”. faworyzująca najlepsze osobniki, lub „miękka”, dająca szansę słabszym rozwiązaniom. Stosując selekcję twardą często natkniemy się na problem tzw. superosobnika. Tak określane są lokalne ekstrema wypierające inne rozwiązania z puli rodzicielskiej. Może dojść do sytuacji, gdzie w pokoleniu zostaną same superosobniki. W takim przypadku globalne ekstremum w ogóle nie zostanie odnalezione. Przykładem selekcji miękkiej może być zastosowana w przykładowym algorytmie selekcja turniejowa [14, 15]. Ta metoda polega na wypełnianiu populacji rodzicielskiej poprzez zwycięzców turniejów, których uczestnikami są losowo wybrane osobniki z bieżącej populacji. Ilość osobników rywalizujących jest dowolna, najczęściej jednak spotyka się turnieje o rozmiarze 2 [15]. Takie podejście nie zlikwiduje całkowicie problemu superosobnika, ale pozwoli na jego ograniczenie.

Z wygenerowanej populacji poprzez krzyżowanie tworzone są nowe osobniki. W wyniku tego procesu dochodzi do wymieszania cech dwóch rozwiązań i utworzenie w ten sposób dwóch potomków. Możliwości realizacji takiej operacji jest wiele [15] i zależą od sposobu kodowania osobników jak i rodzaju zagadnienia jakim się zajmujemy. Najprostszym przykładem jest krzyżowanie jednopunktowe. Mając dwa rozwiązania, wybiera się dla nich w sposób losowy miejsce krzyżowania, rozcina się w nim ciągi binarne i zamienia miejscami (rys. 152).



Rys. 152 Przykład krzyżowania jednopunktowego

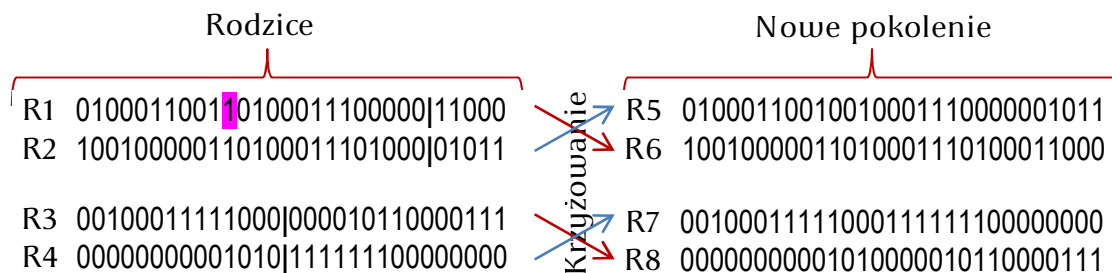
Drugą operacją zmieniającą wartości rozwiązań jest tak zwana mutacja. Z racji, że odgrywa ona drugorzędną rolę w algorytmie, procesowi temu podlega zwykle

bardzo niewielka ilość osobników – do kilku procent. Operator ten można zdefiniować na wiele sposobów [16] np. poprzez zamianę bitów miejscami, albo odwrócenie wartości jednego lub kilku bitów. W przykładzie posłużono się najprostszym operatorem – inwersją bitu. Mutację można również wykorzystać do eliminacji superosobników z puli rodzicielskiej. Ponieważ w omawianym przykładzie bardzo często będą występowały takie super-rozwiązania (duża liczba ekstremów lokalnych), zdecydowano się na wprowadzenie dodatkowego operatora mutacji. Polega on na zastępowaniu 10% populacji (najgorsze osobniki) przez losowo wygenerowane nowe chromosomy. Pozwala to uniknąć sytuacji, w której cała populacja rodzicielska została zdominowana przez jednego superosobnika. Bez tego dodatkowego operatora, dalsze prowadzenie obliczeń pozbawione byłoby sensu, a globalne ekstremum nie zostałoby odnalezione.

Po zakończeniu powyższych operacji mamy do dyspozycji dwie pule rozwiązań – stare i nowe pokolenie. Ostatnim krokiem jest wybór osobników do generowania następnego pokolenia. Również w tym wypadku jest wiele różnych metod począwszy od zastępowania całej populacji nową, po metody losowe. W algorytmie posłużę się tzw. sukcesją elitarną, polegającą na wyborze z rodziców oraz potomstwa, najlepszych rozwiązań – nie grozi to utratą dobrych wyników ze starej populacji.

Jak widać na rysunku 151 następnym krokiem jest ocena rozwiązań i w przypadku niespełnienia określonych przez użytkownika warunków, przechodzi się do kolejnej generacji rozwiązań. W przypadku prostej optymalizacji wykonuje się określoną ilość iteracji, po zakończeniu których wynikiem jest najlepszy osobnik.

Przykładowe iteracje poszukujące optimum funkcji (4.12) mogą wyglądać w sposób następujący:



Rys. 153 Przykładowa iteracja dla czterech osobników

Z początkowej populacji czterech rozwiązań R1÷R4 poprzez operację krzyżowania utworzone zostają nowe R5÷R8. Dodatkowo jeden z genów osobnika R1 ulega mutacji i zmienia wartość na przeciwną (po krzyżowaniu). Osiem rozwiązań zostaje poddanych ocenie i za pomocą sukcesji elitarnej zostają wybrane osobniki do reprodukcji – są to R2, R6, R1 i R5 (tab. 14). Rozwiązania te wezmą udział w czterech turniejach, które wyłonią rodziców następnego pokolenia, przykładowy wynik takiego działania może wyglądać jak w tabeli 14.

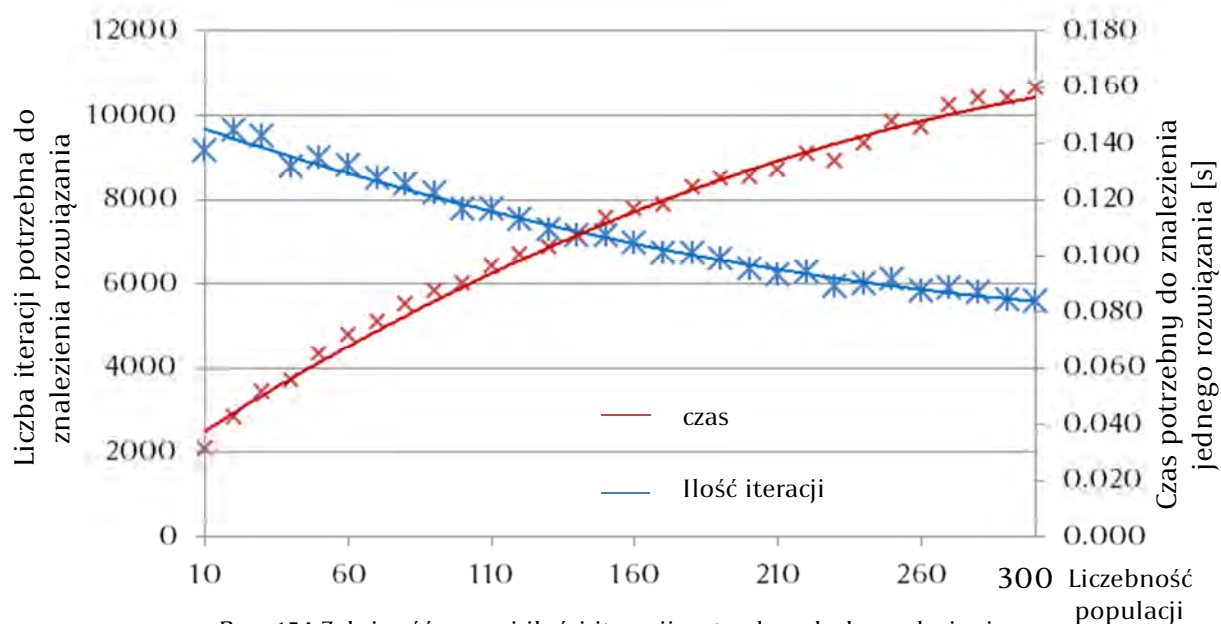
Tabela 14 Wartości funkcji oceny rozpatrywanych rozwiązań

		Ocena rozwiązania $f[-]$	Ilość osobników w kolejnej generacji
	R4	0000000000101011111100000000	
	R8	00000000001010000010110000111	0.10291990
	R3	00100011111000000010110000111	0.68938602
	R7	0010001111100011111100000000	0.69674624
Wybrane osobniki	R5	01000110010010001110000001011	0
	R1	01000110010010001110000011000	1
	R6	10010000011010001110100011000	1
	R2	10010000011010001110100001011	2
		$\bar{f} =$	1.68864240

Po ocenie rozwiązań sprawdzany jest warunek końcowy i jeżeli nie został spełniony to wykonywana jest kolejna iteracja – wybrane osobniki podlegają procesowi reprodukcji i zostają rodzicami następnego pokolenia.

Niewątpliwą zaletą algorytmów genetycznych jest rozpatrywanie wielu rozwiązań jednocześnie. Wielkość populacji ma bardzo duże znaczenie na jakość wyników, długość obliczeń oraz potrzebną pamięć. W skrajnych przypadkach algorytm może nie znaleźć optimum globalnego przy bardzo małej ilości osobników, a przy dużej liczbie znacząco wydłuży się czas poszukiwań [14]. Ponieważ w naszym przykładzie znamy dokładne rozwiązanie, przeprowadzono prosty test zależności wielkości populacji od ilości rozpatrzonych rozwiązań i czasu potrzebnego do znalezienia optimum. Warunkiem końca algorytmu będzie znalezienie rozwiązania w pobliżu dokładnego wyniku – $x \in (6.30; 6.33)$ i $f(x) > 1.99$. Napisano program w języku C++ realizujący to zadanie, a omawiane zależności przedstawiono na rysunku 154. Z racji iż algorytm jest metodą

stochastyczną, przeprowadzono 10000 prób dla każdego rozmiaru populacji, a następnie wyciągnięto wartość średnią rozpatrzonych rozwiązań.



Rys. 154 Zależność czasu i ilości iteracji potrzebnych do znalezienia pojedynczego rozwiązania od liczebności populacji

Jak widać na rysunku 154 wraz ze wzrostem liczebności populacji spada ilość iteracji potrzebnych do rozwiązania problemu, rośnie natomiast czas działania algorytmu. Należy zwrócić uwagę, że trendy te zależą zarówno od problemu z jakim mamy do czynienia jak i rodzaju przyjętych operatorów genetycznych. Dlatego też, bardzo ważną kwestią jest indywidualne dostrojenie algorytmu genetycznego do danego zagadnienia poprzez odpowiednie dobranie liczebności populacji i operatorów genetycznych.

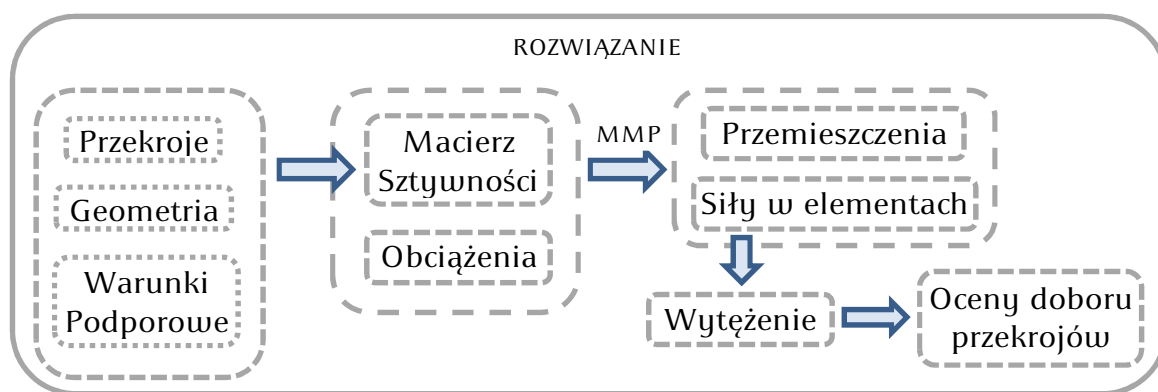
4.2.2.2 Program ewolucyjny

Algorytmy genetyczne są wygodnym narzędziem do rozwiązywania wielu problemów. Wymagają one jednak modyfikacji pierwotnego zadania do postaci binarnej, co może być bardzo skomplikowane. Zamiast tego można zastosować inne podejście – zmienić reprezentację chromosomową z binarnej na rzeczywiste struktury danych i dostosować do nich operatory genetyczne. Metody takie gdzie nie modyfikuje się zadania, a algorytm, zostały nazwane w [19] programami ewolucyjnymi.

Podstawowy schemat działania takich programów jest identyczny z przedstawionym na rysunku 151 działaniem algorytmu genetycznego. Operacje wykonywane dostosowane są jednak do zaprogramowanej struktury rozwiązania – jego chromosomowej reprezentacji. Współczesne techniki programowania obiektowego dają w zasadzie nieograniczone możliwości definiowania takiego chromosomu, gdzie pojedynczym genem może być liczba, wektor, macierz złożone z liczb całkowitych, rzeczywistych lub nawet zespolonych.

By lepiej pokazać schemat działania i możliwości budowy struktury programu ewolucyjnego posłużono się przykładem. Problemem do rozwiązania będzie dobranie optymalnych przekrojów zdefiniowanej konstrukcji pod konkretne obciążenie. Zagadnienie to z uwagi na różnorodność przekrojów oraz ilość elementów w konstrukcji jest trudne do zakodowania w postaci binarnej, co komplikuje zastosowanie klasycznego algorytmu genetycznego. Znacznie łatwiejsze jest posłużenie się złożoną strukturą danych i dostosowanie do niej operatorów genetycznych. Działający kod napisano w języku obiektowym C++.

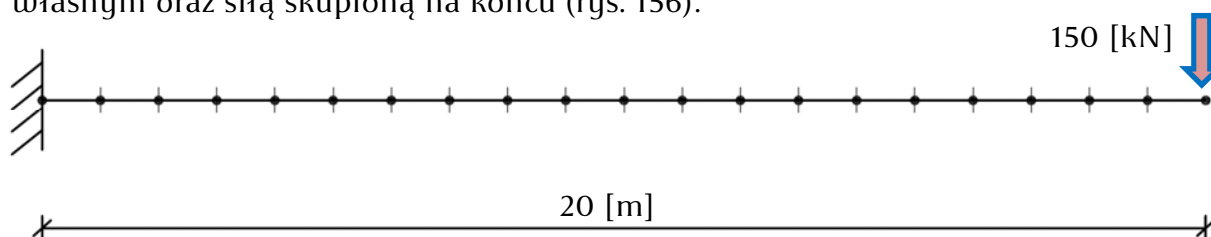
W każdym zadaniu optymalizacyjnym musimy określić czym będziemy się kierowali w procesie doboru kolejnych rozwiązań – musimy zdefiniować funkcje oceny. Zastosowanie złożonej struktury danych w programach ewolucyjnych pozwala na dowolne przyjęcie takich funkcji, przy jednoczesnej prostocie ich stosowania, co jest wielką zaletą. W przykładzie tak jak w projektowaniu, dążymy do jak najmniejszego przekroju przy spełnieniu warunków nośności lub użytkowania. Założono, że przekrój został dobrze dobrany, jeżeli jego wykorzystanie mieści się w zakresie 80÷99 %. Należy jednak zwrócić uwagę, że przy zmianie przekrojów, w konstrukcji zmienia się również ich ciężar własny. Skutkuje to zmianami sił wewnętrznych we wszystkich elementach, co ma wpływ na ich wyężenie. Fakt ten wymusza każdorazowo po zmianie przekroju, przeliczenie konstrukcji. Dlatego też, zaimplementowano w programie moduł obliczeniowy wykorzystujący macierzową metodę przemieszczeń (MMP) dla układów prętowych [20], a w strukturze rozwiązania zawarto informacje o konstrukcji, niezbędne do jej przeliczenia. Na rysunku 155 przedstawiono elementy składowe pojedynczego rozwiązania.



Rys. 155 Informacje zawarte w pojedynczym rozwiązaniu

Dla tak przyjętej struktury rozwiązań zdefiniowano odpowiednie operatory genetyczne. Modyfikacjom podlegają numery zastosowanych przekrojów dla danych elementów, gdzie numer odpowiada charakterystykom w zdefiniowanej wcześniej tablicy. W wyniku procesu krzyżowania utworzony zostaje potomek z dwojga wybranych w drodze turnieju losowego rozwiązań. Jego genotyp zbudowany jest z najlepiej ocenionych przekrojów dla danych elementów rodziców. Takie podejście pozwala na szybkie znalezienie dobrego rozwiązania. Drugi operator – mutację – zdefiniowano jako zmniejszenie numeru przekroju losowego elementu konstrukcji o jeden stopień. Powstałe nowe rozwiązania, po przeliczeniu podlegają ocenie, a następnie na drodze sukcesji elitarniej (wyborze najlepszych chromosomów z potomków i rodziców) wybierane są osobniki do reprodukcji. Dodatkowo wprowadzane jest kilka nowych losowych rozwiązań w celu zwiększenia różnorodności genotypów w populacji. Nowe pokolenie zostaje rodzicami i cały proces jest kontynuowany do momentu, aż wszystkie elementy będą charakteryzowały się odpowiednim wytężeniem przekroju.

Ostateczną weryfikacją programu jest sprawdzenie go w praktyce. Test wykonano na dwóch modelach konstrukcji. Populację początkową stanowiły losowo wygenerowane rozwiązania zgodnie z zadanymi schematami. Pierwszy z nich to wspornik o długości 20 [m], złożony z 20 elementów i obciążony ciężarem własnym oraz siłą skupioną na końcu (rys. 156).



Rys. 156 Schemat modelu wspornika użytego do testu

Jako tablicę przekrojów, wykorzystano grupę profili HEB. W wyniku procesu optymalizacji uzyskano dobór przekrojów pokazany na wizualizacji na rysunku 157. Wytężenie elementów zestawiono w tabeli 15. Poprawność otrzymanych w wyniku analiz sił wewnętrznych potwierdzono niezależnymi obliczeniami.

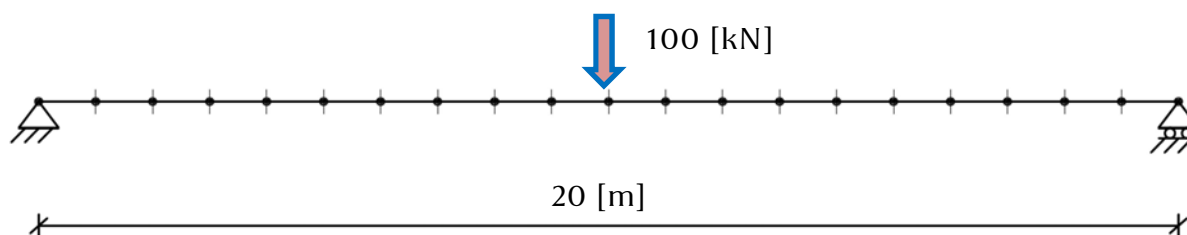


Rys. 157 Wizualizacja dobranych przekrojów

Tabela 15 Wytężenie elementów

Nr elementu	Wytężenie przekroju [%]	Nr elementu	Wytężenie przekroju [%]
1	92.9	11	86.23
2	87.59	12	87.71
3	96.69	13	88.93
4	90.65	14	89.67
5	84.7	15	92.43
6	96.41	16	94.51
7	89.37	17	90.34
8	82.43	18	83.93
9	92.49	19	93.6
10	84.25	20	94.18

Za drugi przykład posłużył schemat belki wolnopodpartej, również podzielonej na 20 elementów, o łącznej długości 20 [m]. Obciążenie w tym wypadku stanowiły ciężar własny oraz siła skupiona w środku rozpiętości (rys. 158).



Rys. 158 Schemat modelu belki wolnopodpartej użytej do testu

W wyniku działania programu – dobór przekrojów grupy HEB – pokazano na rysunku 159, a wytężenie elementów zestawiono w tabeli 16. Poprawność obliczeń zweryfikowano niezależnym sprawdzeniem. Jak wynika z analizy wykorzystanie przekrojów elementów 2 i 19 wynosi poniżej 80%, co nie spełnia założonych kryteriów. Spowodowane jest to jednak brakiem zdefiniowanego przekroju pośredniego w tablicy, a nie działaniem algorytmu. Przekrój o stopień mniejszy, użyty dla elementów 1 i 20, gdzie siły wewnętrzne są mniejsze, wykorzystany jest w ponad 98%.



Rys. 159 Wizualizacja dobranych przekrojów

Tabela 16 Wytężenie elementów

Nr elementu	Wytężenie przekroju [%]	Nr elementu	Wytężenie przekroju [%]
1	98.23	11	92.08
2	74.15	12	83.7
3	85.7	13	84.05
4	89.14	14	85.22
5	90.29	15	89.64
6	89.64	16	90.29
7	85.22	17	89.14
8	84.05	18	85.7
9	83.7	19	74.15
10	92.08	20	98.23

Należy zwrócić uwagę, że dla przedstawionych konstrukcji zastosowanie programu ewolucyjnego nie jest najprostszą i najbardziej efektywną metodą optymalnego dobierania przekrojów konstrukcji. Przykład ten natomiast dobrze pokazuje zasadę działania programu ewolucyjnego. Opisane postępowanie daje bardzo duże możliwości rozwiązywania przeróżnych zagadnień wymagających optymalizacji. Odpowiednie określenie funkcji oceny i operatorów genetycznych może posłużyć do optymalnego dobierania materiałów, elementów, kształtu konstrukcji jak również do określenia obciążenia działającego na strukturę. W tym ostatnim celu napisano moduł ekspercki pozwalający na określenie ilości i rozłożenia śniegu na zadaszeniu stadionu PGE Arena w Gdańsku.

4.2.2.3 Wyznaczanie śniegu na dachu stadionu

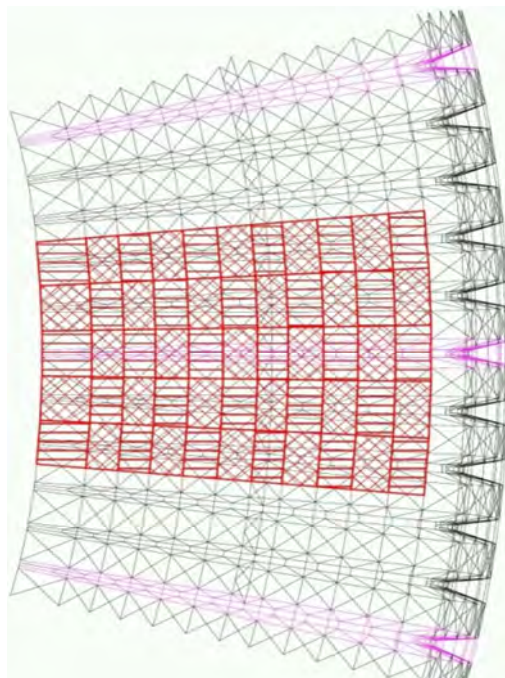
Jak już wspomniano w celu określenia obciążenia znajdującego się na powierzchni dachu stadionu PGE Arena, napisano moduł ekspercki, zintegrowany z systemem monitoringu. Jest to program, który wykorzystując techniki ewolucyjne, określa na podstawie pomierzonych ugięć i sił normalnych z czujników, mapę zaśnieżenia oraz wytężenie wszystkich dźwigarów.

4.2.2.3.1 Przyjęte założenia oraz rozwiązania

W metodzie przyjęto szereg założeń i warunków brzegowych dotyczących możliwego obciążenia:

- konstrukcja pod obciążeniem śniegiem pracuje liniowo i obowiązuje zasada superpozycji stanów,
- obciążenie śniegiem może mieć dowolną wielkość i rozkład, w ramach skończonych powierzchni pokazanych na rys. 160,
- model statyczny struktury sformułowano jako macierz powierzchni wpływowych wszystkich elementów,
- w procesie ewolucyjnym faworyzowane są rozwiązania w których gradient przyrostu obciążenia po powierzchni jest mały.

Z uwagi na bardzo dużą powierzchnię analizowanego obszaru oraz rozmieszczenie czujników, zdecydowano się na poszukiwanie ostatecznego wyniku w sposób iteracyjny. Pojedyncza iteracja polega na dobraniu w wyniku procesu ewolucyjnego, rozkładu śniegu dla jednego ze zdefiniowanych podobszarów, tak aby uzyskać poszukiwane ugięcia i siły wewnętrzne monitorowanych elementów. Podobszary dachu zostały wydzielone w obrębie monitorowanych dźwigarów, tam gdzie może znajdować się śnieg – płaska część zadania. Do obliczeń obszary te podzielono na mniejsze pola (rys. 160) w liczbie 5×11 (14 obszarów) oraz 6×11 (2 obszary). Pola te stanowią geny poszczególnego rozwiązania. Każdy z genów może przyjmować wartości od 0 – 3.0, ze stopniowaniem co 0.1, co odpowiada obciążeniu śniegiem na danym polu w $[\text{kN/m}^2]$. Wartość 3.0 przyjęto ze względu na graniczną nośność poszycia.



Rys. 160 Obszar podzielony na 55 pól śniegu (geny rozwiązania)

Wynikowe obciążenie powinno powodować zbliżone wartości ugięcia oraz sił normalnych w pasie górnym i dolnym, do pomierzonych. Ten warunek wpływa na rozmieszczenie środka ciężkości obciążenia – bliżej lub dalej od pierścienia wewnętrznego. Dodatkowe założenia są związane z rozkładem śniegu i uwzględniono je w funkcji oceny danego genotypu. Należy pamiętać, że śnieg należy do obciążeń wielko obszarowych – na płaskiej powierzchni jego rozkład jest najczęściej regularny. W związku z tym funkcja oceny faworyzuje chromosomy, gdzie:

- jest większa ilość zaśnieżonych pól,
- różnica zaśnieżenia pomiędzy sąsiednimi polami jest jak najmniejsza,
- różnica pomiędzy ekstremalnie zaśnieżonym polem, a wartością średnią jest jak najmniejsza.

Elementem kroku iteracyjnego jest rozwiązanie modelu numerycznego konstrukcji pod wyznaczonym obciążeniem. Proces dobierania obciążenia jest kontynuowany do momentu, aż wartość ugięcia pozostała do zrównoważenia będzie mniejsza ustalonej wielkości (przyjęto 15 mm). Dokładność ta jest technicznie wystarczająca, ponieważ obciążenie równomiernie rozłożone na pojedynczym obszarze (5 dźwigarów), o wartości 0.1 [kN/m²], powoduje ugięcie ~20 mm (w zależności od położenia obszaru).

4.2.2.3.2 Dane wejściowe programu ewolucyjnego

Jako pełne wejście podawane jest dla każdego z 16 dźwigarów, 9 wartości: ugięcie, wartości sił normalnych i temperatur w 4 rurach. Daje to razem 144 liczby rzeczywiste, które mogą przyjmować wartości z określonych zakresów, związanych z oczywistymi ograniczeniami:

- ugięcie może przyjmować wartości z zakresu $\langle -700; 700 \rangle$ [mm],
- w pasie rozciągającym wartości graniczne określono jako $\langle -20; 1850 \rangle$ [kN],
- w pasie ściskającym wartości graniczne określono jako $\langle -2300; 20 \rangle$ [kN],
- temperatury mogą przyjmować wartości z zakresu $\langle -100; 100 \rangle$ [°C].

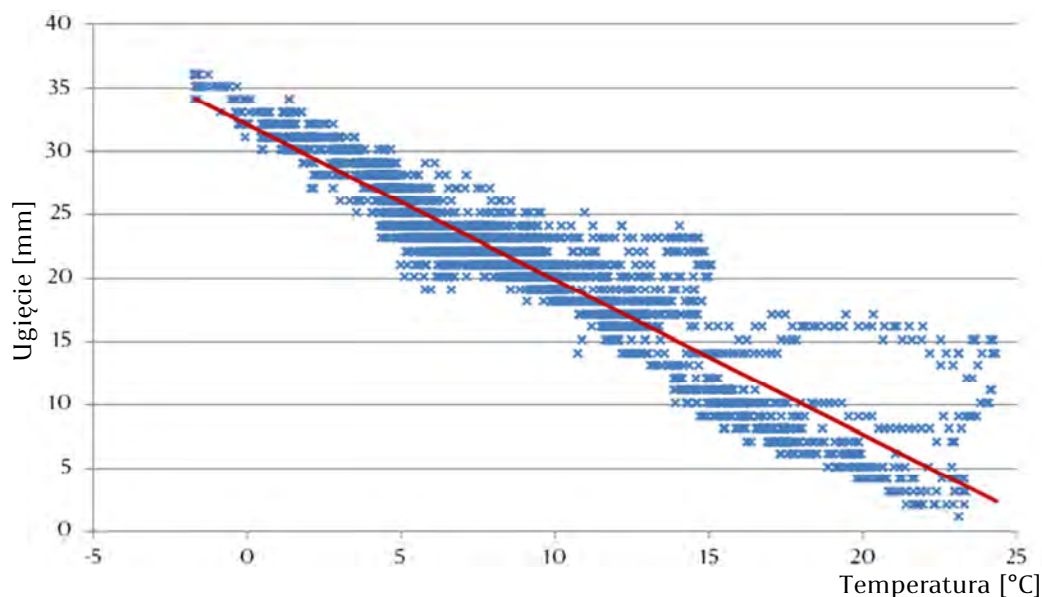
Wartości graniczne przyjmowano tak, aby były dużo większe od określonych w projekcie. Przykładowo maksymalne ugięcie pod śniegiem normowym wynosi 413 [mm] - zostało określone jako 3 próg w tabeli 13.

Niestety system monitoringu nie jest bezawaryjny, w związku z czym zdarza się, że dane wejściowe są niekompletne. Jeżeli dana wartość z czujnika jest niedostępna lub poza zakresem, system nadaje jej wartość umowną -9999. W takim przypadku program zanim rozpocznie obliczenia, wyznacza brakujące dane na podstawie pozostałych. Proces ten został zaprogramowany w sposób następujący:

- jeżeli niedostępna jest jedna z sił pasa górnego, przyjmuje ona wartość drugiej (poprawnej),
- jeżeli niedostępne są obie siły pasa górnego, dobierane są one na podstawie sił pasa dolnego. Wyznaczane jest obciążenie na podstawie

- linii wpływowych powodujące siły w pasie dolnym, następnie dla tego obciążenia wyliczane są brakujące siły.
- jeżeli niedostępna jest jedna z sił pasa dolnego, przyjmuje ona wartość drugiej (poprawnej),
 - jeżeli niedostępne są obie siły pasa dolnego, dobierane są one na podstawie sił pasa górnego. Wyznaczane jest obciążenie na podstawie linii wpływowych powodujące siły w pasie górnym, następnie dla tego obciążenia wyliczane są brakujące siły.
 - w przypadku niedostępności wszystkich sił, postępowania jest następujące: na podstawie linii wpływowych wyznaczane jest obciążenie powodujące dane ugięcie, dla którego następnie wyliczane są brakujące siły.
 - w przypadku braku zarówno sił jak i ugięć, dany dźwigar jest pomijany przy wyznaczaniu obciążenia,
 - błędne wskazania temperatury są pomijane.

Mając komplet danych, zanim przystąpimy do wyznaczania obciążenia, należy odseparować od wyników wpływ temperatury. Ponieważ konstrukcja dachu jest statycznie niewyznaczalna, oprócz przemieszczeń, powstają w elementach również siły wewnętrzne. W związku z tym wszystkie 80 wartości (ugięcia oraz siły w pasach 16-tu dźwigarów) należy skompensować o czynnik termiczny. Na rysunku 161 przedstawiono uzyskaną z monitoringu zależność ugięć dźwigara nr 1 od temperatury, w czasie od października 2011 do stycznia 2012 roku (ponad 3200 punktów pomiarowych). Wykres potwierdza liniową pracę konstrukcji, jednak porównanie wyników pomierzonych z analizą numeryczną wykazały średnią różnicę 17% (tab. 17). Rozbieżności te spowodowane są głównie większą sztywnością rzeczywistej konstrukcji (w modelu numerycznym nie ma blach węzłowych) i nieznanością prawdziwego rozkładu temperatur na powierzchni całego dachu.



Rys. 161 Zależność ugięcia dźwigara nr 1 od temperatury

Na podstawie powyższych spostrzeżeń zdecydowano o kompensacji temperatury w oparciu o rzeczywiste pomiary. Dla każdego punktu pomiarowego zebrano dane zarejestrowane w ciągu kilku miesięcy i na podstawie aproksymacji średniokwadratowej wyznaczono funkcję liniową wartości mierzonej zależną od temperatury. Wyniki takiej analizy dla ugięć zawarto w tabeli 17. Jak widać różnica temperatury 10 [°C] powoduje zbliżone ugięcia jak przy wspomnianym wcześniej obciążeniu pięciu dźwigarów warstwą ~10 cm śniegu – ~20 mm. Jak widać z rysunku 161 różnice temperatur

Tabela 17 Ugięcie dźwigarów od temperatury

Nr dźwigara	Obciążenie $\Delta T = 10$ [°C]			Wyznaczona z pomiarów temperatura montażu czujników [°C]
	Ugięcie wyznaczone na podstawie pomiarów [mm]	Ugięcie w modelu numerycznym [mm]	Różnica ugięć [%]	
1	12.3	18.1	32	26.3
6	13.3	16.8	21	21.2
11	11.4	15.3	26	19.3
16	14.4	15.8	9	16.5
21	17.1	17.7	3	17.2
27	16.5	15.9	-4	19.6
32	14.7	15.3	4	22.1
37	12.6	16.7	25	24.5
42	12.2	18.1	33	24.5
47	12.2	16.8	27	23
52	13.5	15.3	12	23.1
57	12.8	15.8	19	20.4
62	14.0	17.7	21	20
68	14.1	15.9	11	22.9
73	11.8	15.3	23	31.3
78	14.2	16.7	15	27.8
		$\overline{\Delta u} =$	17	

mogą być znacznie większe. Z tego powodu, by uniknąć błędnej oceny obciążenia zalegającego na dachu, konieczne było uwzględnienie wpływu temperatury.

Mając właściwie przygotowane wielkości pomiarowe pochodzące tylko od poszukiwanego obciążenia przystąpiono do wyznaczania jego rozkładu.

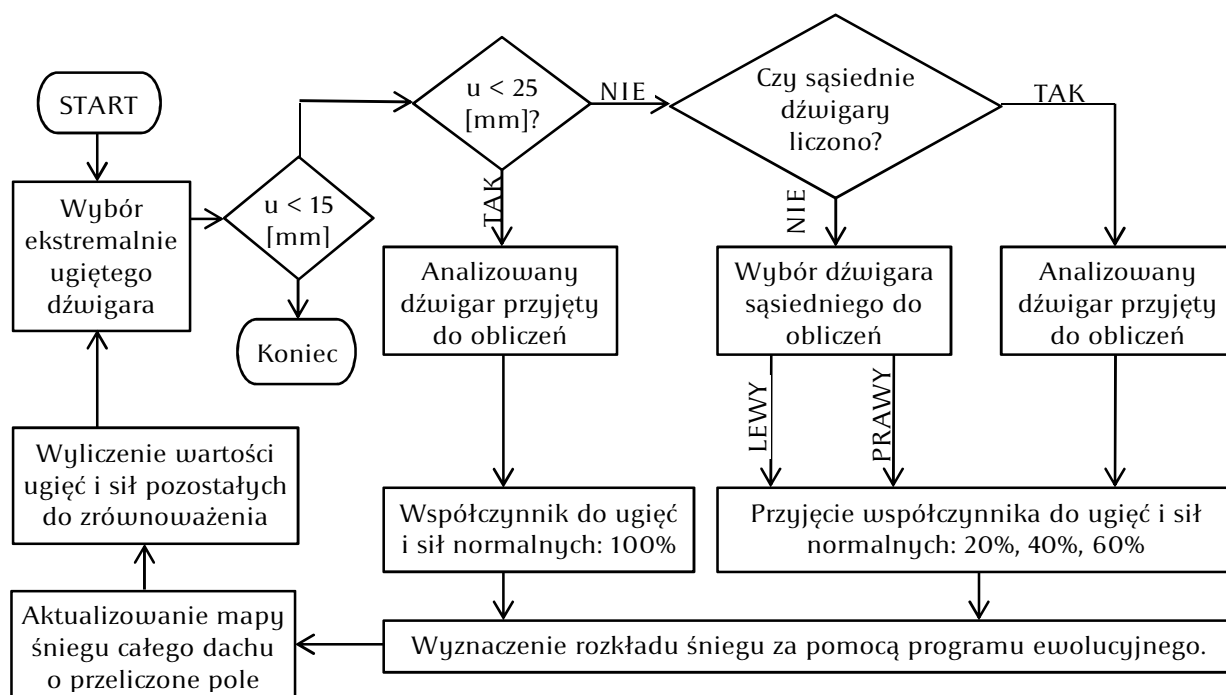
4.2.2.3.3 Schemat działania programu

Przyjęto następujące założenia:

- przy identyfikacji obciążenia założono niezależną pracę sąsiednich pól pomiarowych,
- współpracę sąsiednich elementów uwzględniono poprzez poszukiwanie ostatecznego rozkładu obciążenia przy zastosowaniu współczynników cząstkowych,
- identyfikacja obciążenie przebiega w krokach podzielonych na fazy:
 - 1) dobór obciążenia na polu dźwigara pomiarowego o największym ugięciu,
 - 2) dodanie wyliczonego obciążenia w poprzedniej fazie do mapy obciążenia dachu, wyliczenie deformacji i sił wewnętrznych od aktualnej mapy obciążenia dachu, porównanie wartości obliczonych ugięć z pomierzonymi (parametr dokładności analizy) i wyznaczenie pola pomiarowego z dźwigarem o największej odchyłce ugięcia,
 - 3) identyfikacja kolejnego przyrostu obciążenia na wyznaczonym wcześniej polu pomiarowym i powrót do fazy 2).

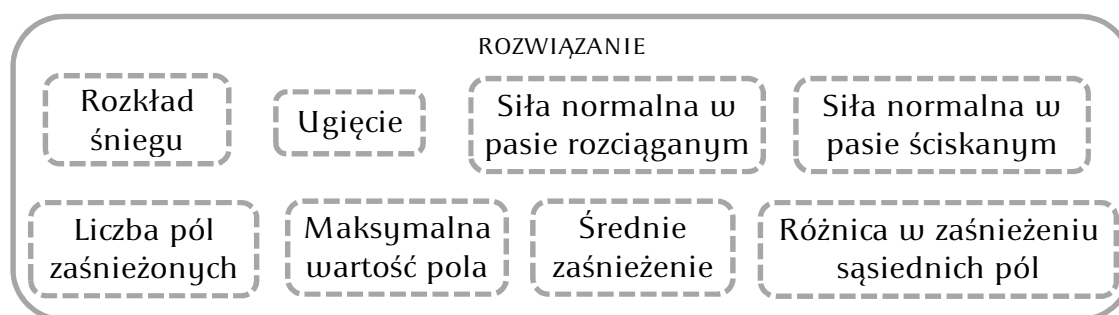
Proces wykonujemy w krokach przyrostowych, w których na pole pomiarowe przykładamy obciążenie powodujące 20% pomierzonych wartości ugięć i sił.

Docelowa mapa obciążeń jest sumą wyznaczonych rozkładów w kolejnych krokach. Proces kończymy, kiedy parametr dokładności analizy – odchyłka przemieszczenia jest mniejsza niż 15 mm. Schemat działania programu przedstawiono na rysunku 162. W procesie testowania systemu uznano, że w kolejnych krokach można zwiększyć wartości przyrostów obciążenia w celu przyspieszenia procedury.



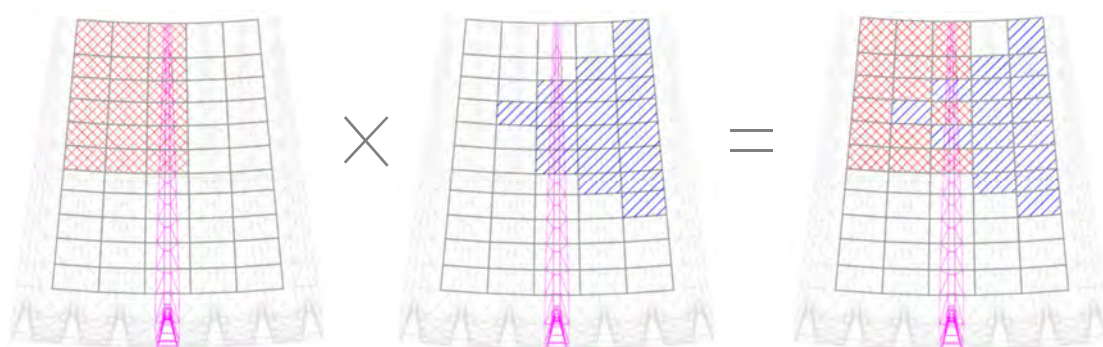
Rys. 162 Schemat działania części modułu eksperckiego wyznaczającego mapę śniegu

Sercem powyżej przedstawionego procesu jest moduł z programem ewolucyjnym. Zgodnie z zasadami przedstawionymi w punkcie 4.2.2.2, wymagane było zdefiniowanie: struktury rozwiązania, operatorów genetycznych oraz funkcji oceny. Jak opisano wcześniej i przedstawiono na rysunku 160, chromosom rozwiązania składa się z 5×11 (6×11) pól zaśnieżenia. Oprócz rozkładu obciążenia, w strukturze rozwiązania zawarto również szereg informacji służących do jego oceny (rys. 163).



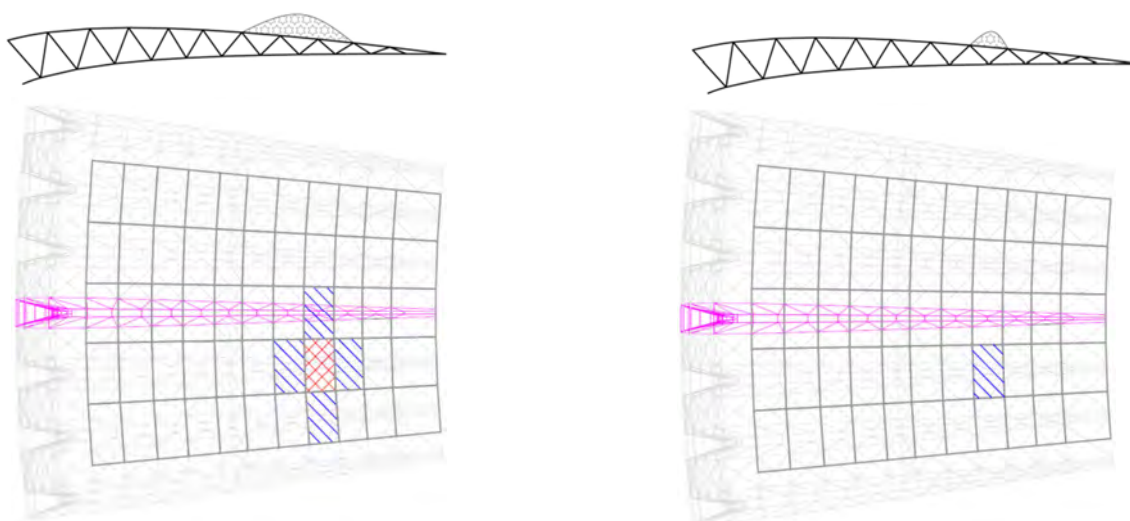
Rys. 163 Informacje zawarte w pojedynczym rozwiązaniu

Nowe rozwiązania tworzone są poprzez krzyżowanie albo mutację. Krzyżowaniu ulegają dwa losowo wybrane rozwiązania, tworząc trzecie. Nowy genotyp składa się z kombinacji pól o większym zaśnieżeniu (rys. 164). W przypadku, gdy dany gen ma w obu osobnikach rodzicielskich taką samą wartość, w potomku przyjmuje wartość o 0.1 większą.



Rys. 164 Przykład krzyżowania dwóch rozwiązań

W czasie testów oprogramowania zdefiniowano dwa rodzaje operatorów mutacji. Oba z nich polegały na „dosypaniu” śniegu na polach(-u), co odpowiada zwiększeniu wartości odpowiednich genów(-u). Pierwsza wersja polegała na losowym wybraniu genu centralnego, którego wartość zwiększano o 0.2, genom sąsiadującym dodawano 0.1. Proces ten symbolizował napadaniu górkę śniegu na dach (rys. 165). Testy przeprowadzone pokazały jednak, że dodawana ilość obciążenia była zbyt duża i powodowała szybkie psucie dobrych rozwiązań. W związku z tym, zdecydowano o zmniejszeniu ilości śniegu dodawanego – druga wersja mutacji polegała na losowym wybraniu genu i zwiększeniu jego wartości o 0.1. Oba omawiane sposoby przedstawiono na rysunku 165. Przeprowadzone analizy wykazały, że drugi sposób znacznie przyspiesza całą procedurę poszukiwania obciążenia.

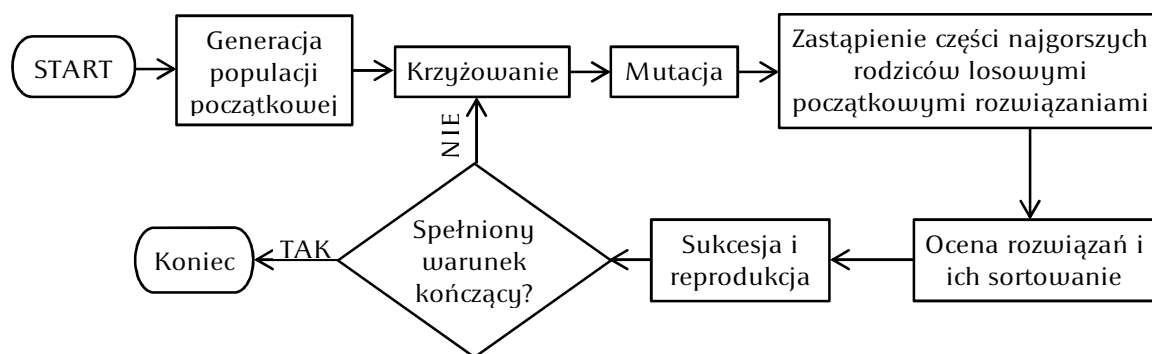


Rys. 165 Dwa rozpatrywane sposoby mutacji i ich reprezentacja w rzeczywistości

Schemat działania programu ewolucyjnego przedstawiono na rysunku 166. Pierwszym krokiem jest określenie populacji początkowej. Na podstawie przeprowadzonych prób jako liczbę osobników przyjęto 200. W zależności od poszukiwanego ugięcia, genotypy tworzone są z zerowych rozwiązań w sposób następujący:

- dla $u > 30$ [mm]: 40% osobników to pojedyncze mutacje, 20% - podwójne, 20% - potrójne i 20% - poczwórne,
- dla $u < 30$ [mm]: połowę osobników tworzą pojedyncze mutacje, a drugą – podwójne.

Zastosowanie takiego podziału pozwala na początkowe ograniczenie poszukiwania optimum wśród niedużych obciążeń w przypadku małego ugięcia – co jest zgodne z rzeczywistością. Zmniejsza to znacznie wykonywaną ilość iteracji.



Rys. 166 Schemat działania programu ewolucyjnego do wyznaczania śniegu na części dachu

Początkowa populacja (200 osobników) zostaje pierwszymi rodzicami, z których poprzez krzyżowanie tworzone są genotypy potomne w liczbie 100. Część z 300 rozwiązań podlega mutacji. Jak widać na rysunku 166, zastosowano następnie, dodatkową mutację, polegającą na zastąpieniu 15% populacji rodzicielskiej nowymi losowo wygenerowanymi początkowymi osobnikami. Zamiana dotyczy najgorzej ocenionych genotypów, a zastosowanie jej tuż przed operacjami oceny, sortowania i sukcesji, pozwala na eliminację rozwiązań nie spełniających założeń.

Kolejnym krokiem jest wywołanie funkcji oceny rozwiązań. Jest to jedna z najważniejszych części całego programu, określająca przydatność danych rozwiązań. Korzysta ona z danych zawartych w strukturze danego osobnika (rys. 163) i na ich

podstawie przydziela mu określoną ilość punktów (ocenę), w zależności od zbieżności wartości ugięć i sił z poszukiwanymi oraz jakości rozkładu śniegu. Proporcje w ocenie rozłożono: 45% zbieżność wyników z wartościami pomierzonymi, 55% jakość rozkładu obciążenia. Tutaj widać wielką zaletę technik ewolucyjnych pozwalającą na dowolne wprowadzanie ograniczeń dla rozwiązań. Mając do czynienia ze śniegiem, ograniczenia wynikają wprost z charakteru tego typu obciążenia, a omówiono je wcześniej w punkcie 4.2.2.3.1 – dotyczącym założeń modułu. Jeżeli oceniane rozwiązanie nie mieści się w określonych warunkach brzegowych – np. przekroczone zostają ugięcia, to przydzielana zostaje mu ujemna liczba punktów, co automatycznie eliminuje takiego osobnika z dalszych iteracji. Owa eliminacja odbywa się w wyniku procesu sukcesji – osobniki sortowane są malejąco, względem ilości punktów przyznanych przez funkcję oceny. Spośród 300 genotypów wybierane jest pierwsze 180. Dodatkowo kilka najlepszych (7÷20) osobników jest reprodukowanych, dopełniając w ten sposób liczbę kolejnego pokolenia rodzicielskiego do 200 genotypów. Wspomniany proces sukcesji jest typu elitarnego – pozwala on przetrwać również rodzicom w przypadku gdy ich ocena jest lepsza niż potomstwa.

Jeżeli któryś z najlepiej ocenionych osobników spełni warunki końcowe – maksymalna różnica pomiędzy poszukiwanymi siłami i ugięciami, a zmierzonymi, będzie mniejsza niż założona dokładność - program uznaje że znaleziono poszukiwany rozkład obciążenia na badanym fragmencie dachu. Ponieważ techniki ewolucyjne są metodami stochastycznymi, program poszukujący rozkładu śniegu dla zadanych ugięć i sił, wykonuje zadanie wielokrotnie. Najlepsze rozwiązanie przyjęto za ostateczny wynik danego kroku obliczeń – jest ono dodawane do globalnej mapy śniegu.

Wspomniane liczebności osobników, ocena jakości rozwiązań oraz ilość powtórzeń obliczeń zostały dobrane na podstawie testów oprogramowania pod względem szybkości obliczeń i jakości ostatecznych wyników.

4.2.2.3.4 Wyniki i analizy porównawcze

Ostatecznym wynikiem działania modułu eksperckiego są trzy pliki: raport z prowadzonych obliczeń, mapa zaśnieżenia całego dachu oraz naprężenia we wszystkich elementach dźwigarów.

Raport zawiera takie informacje jak:

- otrzymane wartości ugięć, sił i temperatur z systemu pomiarowego,
- otrzymane wartości poprawione i uzupełnione o brakujące dane,
- wartości użyte do kompensacji temperatury,
- wartości ugięć i sił uzyskane po kompensacji temperatury,
- przebieg kolejnych iteracji: wyliczone ugięcia i siły powodowane przez dobrane obciążenie, ilość przeliczonych pokoleń oraz oceny najlepszych rozwiązań.

Wymienione informacje pozwoliły na przeprowadzanie testów modułu w różnych systemach operacyjnych (Linux, Windows).

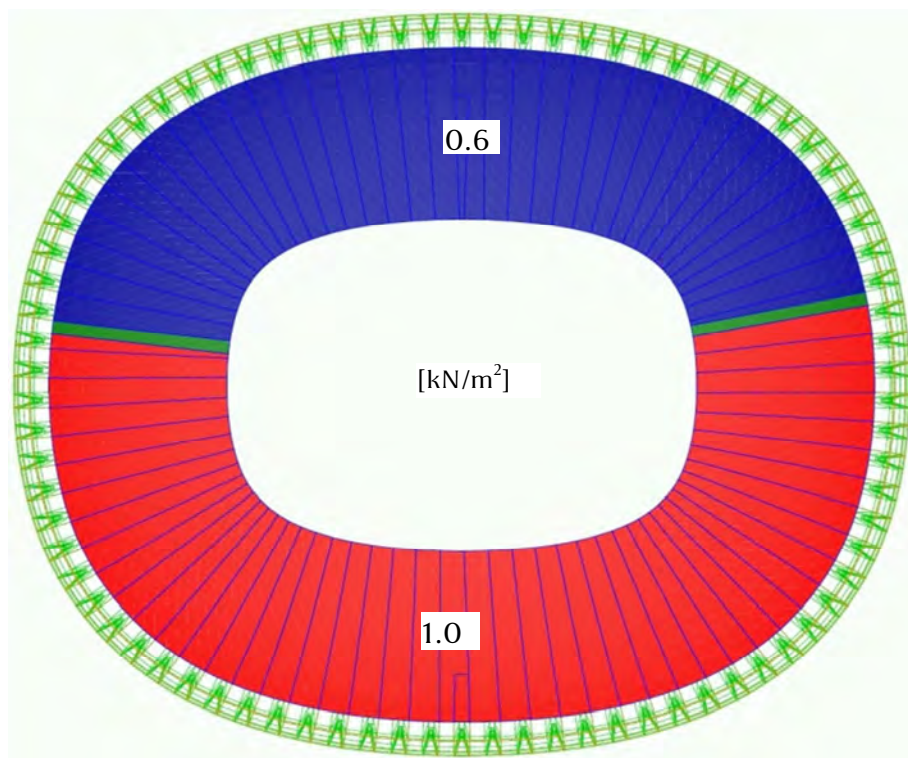
Istotą działania modułu eksperckiego jest wyznaczenie mapy obciążenia oraz określenie wytrzymałości struktury. W celu sprawdzenia poprawności działania modułu, przeprowadzono szereg testów numerycznych. Schemat testów był następujący:

- 1) wykonano obliczenia statyczne struktury dla wcześniej zdefiniowanego obciążenia,
- 2) odczytywano powodowane ugięcia i siły w punktach pomiarowych,
- 3) uruchamiano moduł ekspercki, na wejście podając odczytane wartości,
- 4) wprowadzano uzyskany z modułu rozkład obciążenia do modelu numerycznego,
- 5) porównywano wartości: obciążenia, uzyskanych ugięć i sił.

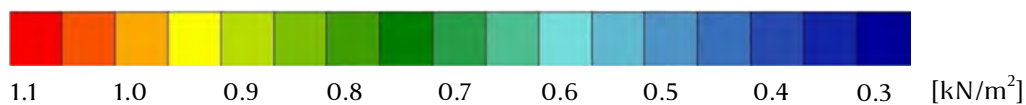
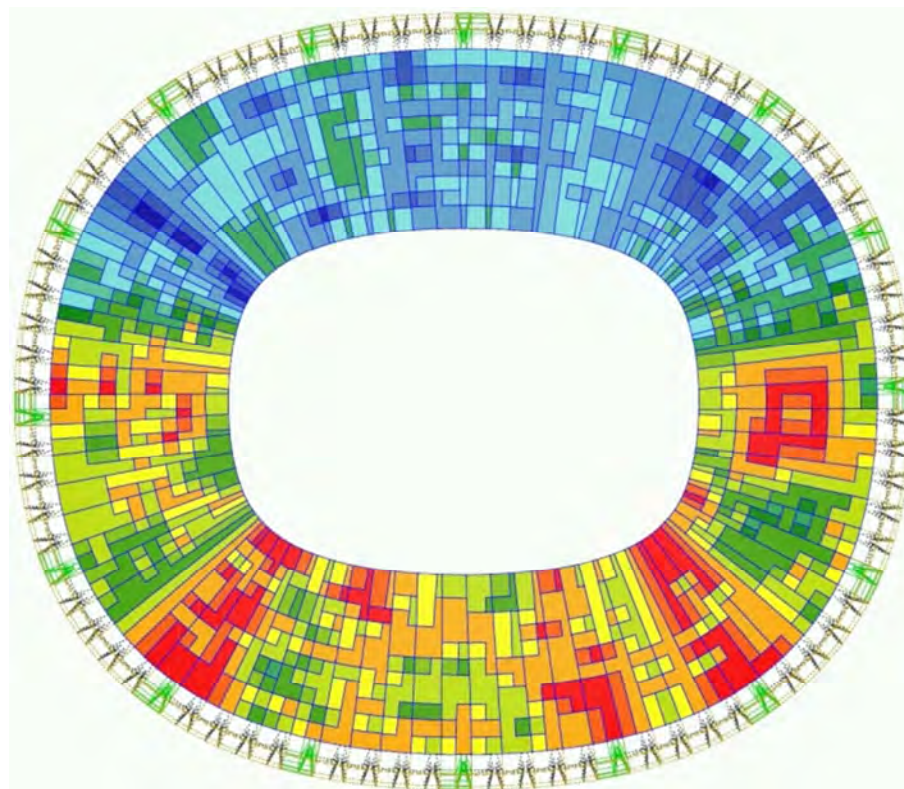
Poniżej na rysunkach (167 i 168) oraz w tabelach (18 i 19), przedstawiono porównanie dwóch przykładowych rozkładów śniegu.

Pierwszym schematem (rys. 167) jest rozkład, gdzie na połowie dachu zalega 1.0 [kN/m²] obciążenia, a na drugiej 0.6 [kN/m²]. Wartości te można interpretować w przybliżeniu również jako grubość w [m] zalegającego śniegu.

SCHEMAT OBCIĄŻENIA NR 1:



WYNIK DZIAŁANIA MODUŁU EKSPERCKIEGO:



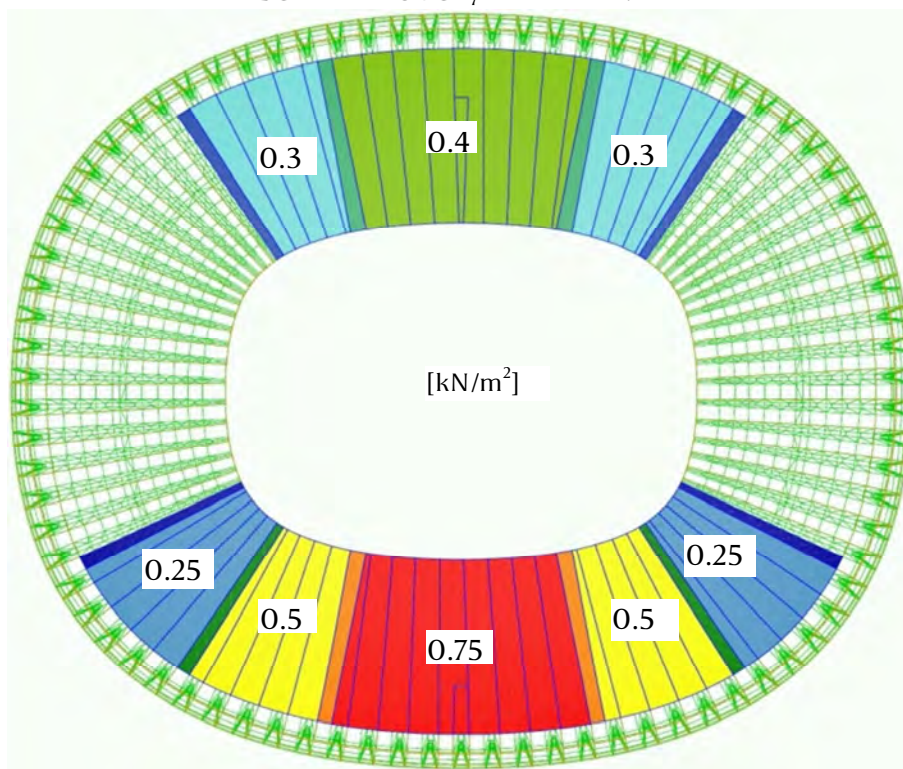
Rys. 167 Schemat obciążenia nr 1 oraz uzyskany jako wynik działania modułu eksperckiego

Tabela 18 Porównanie ugięć i sił w punktach pomiarowych – schemat wzorcowy nr 1

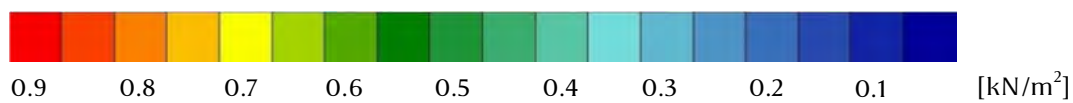
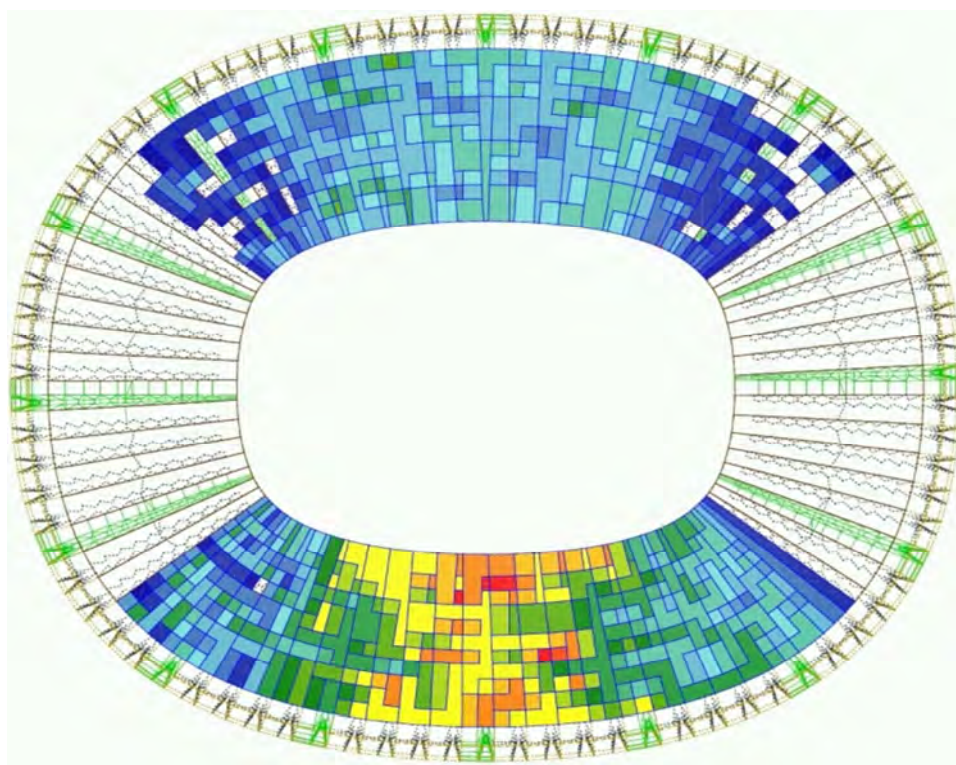
Dźwigar	Ugięcie				Siły w rurach				Dźwigar	Ugięcie				Siły w rurach						
	Wzorzec	Program	δ	Δ	Wzorzec	Program	δ	Δ		Wzorzec	Program	δ	Δ	Wzorzec	Program	δ	Δ			
	[mm]		[%]	[%]	[kN]		[%]	[%]		[mm]		[%]	[%]	[kN]		[%]	[%]			
1	276	262	5.1	5.1	619	586	5.3	4.3	9	141	127	9.9	5.0	360	330	8.2	3.9			
					619	584	5.5	4.5						361	328	9.1	4.3			
					-764	-721	5.6	5.6						-447	-410	8.4	4.9			
					-764	-721	5.5	5.5						-447	-410	8.3	4.9			
2	234	228	2.8	2.4	556	538	3.4	2.4	10	117	105	10.9	4.6	328	298	9.1	3.9			
					517	499	3.5	2.4						305	275	9.9	3.9			
					-661	-637	3.5	3.1						-407	-371	8.8	4.7			
					-661	-637	3.6	3.1						-408	-372	8.9	4.7			
3	172	169	1.9	1.2	449	441	1.8	1.1	11	86	77	11.5	3.6	255	223	12.7	4.3			
					400	393	1.6	0.9						240	212	11.6	3.7			
					-550	-544	1.1	0.8						-330	-291	11.7	5.0			
					-551	-544	1.2	0.8						-332	-293	11.6	5.0			
4	163	150	7.9	4.7	440	403	8.4	4.8	12	101	99	1.7	0.6	270	263	2.8	1.0			
					416	382	8.2	4.5						298	295	0.9	0.3			
					-555	-506	8.8	6.4						-376	-373	1.0	0.5			
					-555	-506	8.8	6.4						-381	-377	0.8	0.4			
5	184	180	2.2	1.5	505	488	3.4	2.3	13	186	178	4.0	2.7	465	454	2.3	1.4			
					470	463	1.3	0.8						504	493	2.1	1.4			
					-635	-618	2.7	2.3						-622	-608	2.4	1.9			
					-634	-618	2.6	2.2						-624	-609	2.3	1.9			
6	91	93	1.7	0.6	282	289	2.6	0.9	14	162	152	6.1	3.6	418	380	9.0	4.9			
					258	259	0.3	0.1						439	403	8.2	4.7			
					-365	-368	0.9	0.4						-555	-504	9.3	6.8			
					-361	-362	0.4	0.2						-555	-504	9.2	6.7			
7	87	83	3.8	1.2	238	228	4.0	1.3	15	175	175	0.0	0.0	401	398	0.6	0.3			
					256	242	5.2	1.8						448	446	0.5	0.3			
					-332	-319	3.8	1.7						-551	-550	0.2	0.1			
					-330	-317	3.7	1.6						-551	-550	0.1	0.1			
8	119	111	6.3	2.7	304	290	4.6	1.8	16	238	233	2.0	1.7	517	508	1.8	1.2			
					329	311	5.6	2.4						556	543	2.3	1.7			
					-408	-390	4.5	2.4						-661	-651	1.6	1.4			
					-407	-390	4.3	2.3						-661	-651	1.6	1.4			
											$\bar{\Sigma} =$	4.9	2.6					$\bar{\Sigma} =$	4.7	2.7

Przy dużych obciążeniach działających na znacznym obszarze zadaszania, moduł ekspercki radzi sobie dobrze – maksymalna różnica wyników wynosi 12.7% (dźwigar 11, tab. 18). Zanim jednak wyciągnięte zostaną wnioski dotyczące zestawienia, warto porównać przypadek 2 – częściowego zaśnieżenia o mniejszych wartościach obciążenia.

SCHEMAT OBCIĄŻENIA NR 2:



WYNIK DZIAŁANIA MODUŁU EKSPERCKIEGO:



Rys. 168 Schemat obciążenia nr 2 oraz uzyskany jako wynik działania modułu eksperckiego

Tabela 19 Porównanie ugięć i sił w punktach pomiarowych – schemat wzorcowy nr 2

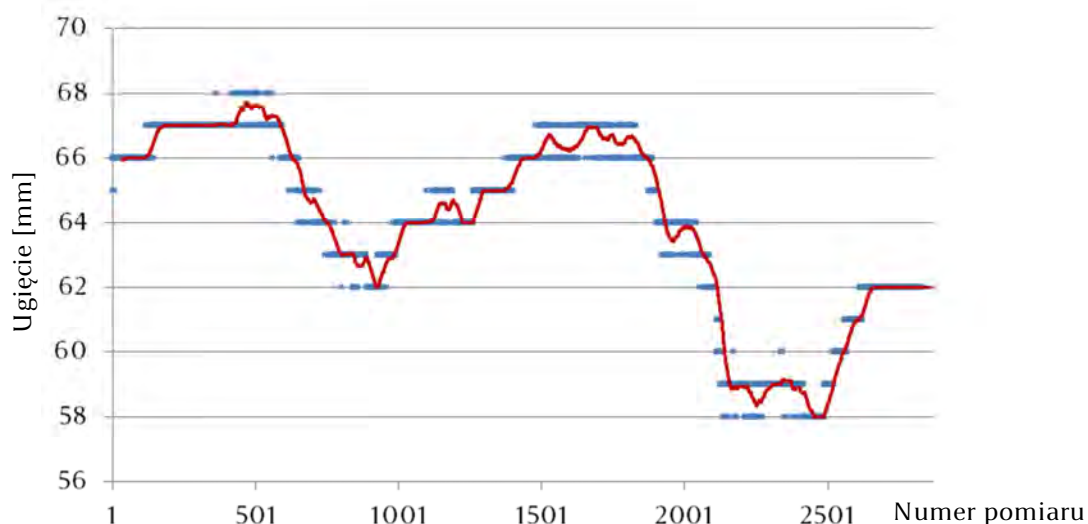
Dźwiigar	Ugięcie				Siły w rurach				Dźwiigar	Ugięcie				Siły w rurach						
	Wzor zec [mm]	Prog ram	δ [%]	Δ [%]	Wzor zec [kN]	Prog ram	δ [%]	Δ [%]		Wzor zec [mm]	Prog ram	δ [%]	Δ [%]	Wzor zec [kN]	Prog ram	δ [%]	Δ [%]			
1	210	204	3.1	3.1	458	439	4.1	3.3	9	102	90	12.0	5.9	241	209	13.3	5.7			
					458	440	4.0	3.3						241	208	13.8	5.9			
					-562	-542	3.6	3.6						-296	-256	13.6	7.2			
					-562	-542	3.5	3.5						-296	-256	13.7	7.2			
2	148	144	2.8	1.9	353	340	3.7	2.3	10	71	66	6.0	2.0	195	182	6.8	2.4			
					295	284	3.8	2.0						158	149	5.8	1.6			
					-391	-379	3.0	2.1						-220	-209	5.0	2.0			
					-390	-380	2.8	1.9						-221	-210	4.9	1.9			
3	65	55	15.0	4.6	189	160	15.4	5.2	11	16	17	4.8	0.4	80	76	4.6	0.7			
					114	90	21.0	4.3						30	33	10.7	0.6			
					-191	-159	16.9	5.7						-72	-72	0.8	0.1			
					-191	-160	16.4	5.6						-73	-74	2.2	0.3			
4	15	7	51.5	3.6	76	50	34.9	4.7	12	-9	-6	27.2	1.1	12	17	34.7	0.8			
					23	4	85.0	3.5						-7	-2	67.1	0.8			
					-71	-41	42.9	5.4						-16	-20	27.2	0.8			
					-70	-41	41.8	5.2						-19	-23	20.6	0.7			
5	-11	-11	2.4	0.1	9	6	34.8	0.6	13	-12	-12	5.2	0.3	-10	-9	11.8	0.2			
					-10	-9	7.1	0.1						3	2	41.2	0.2			
					-12	-10	17.4	0.4						-5	-5	13.5	0.1			
					-11	-9	19.3	0.4						-6	-5	11.9	0.1			
6	-8	-5	38.4	1.4	-7	-2	71.4	0.9	14	18	10	44.8	3.8	23	2	89.7	3.7			
					12	18	42.7	0.9						76	49	35.3	4.8			
					-19	-24	24.3	0.8						-70	-39	43.7	5.4			
					-16	-21	31.6	0.9						-71	-39	44.7	5.6			
7	20	20	4.1	0.4	30	34	12.4	0.7	15	70	67	5.1	1.7	114	106	7.0	1.4			
					80	77	4.1	0.6						189	178	5.9	2.0			
					-73	-74	1.7	0.2						-191	-183	4.3	1.5			
					-72	-72	0.3	0.0						-191	-182	4.5	1.5			
8	73	70	4.3	1.5	158	150	5.1	1.4	16	153	145	4.9	3.5	295	274	7.3	3.8			
					195	183	6.0	2.1						353	327	7.3	4.6			
					-221	-211	4.4	1.7						-390	-363	6.9	4.8			
					-220	-210	4.4	1.7						-391	-363	7.1	4.9			
														$\bar{\Sigma} =$	14.5	2.2		$\bar{\Sigma} =$	18.4	2.5

W tabelach 18 i 19 oprócz samych wyników zestawiono również procentowe ich porównanie. Użyto odniesienia do wartości lokalnych – δ , oraz do bezwzględnie największej wartości globalnej – Δ . Taki sposób przedstawienia pokazuje, iż przy bardzo małych wartościach, czasami rzędu kilku [mm] lub [kN] (np. dźwiigary 6 i 14,

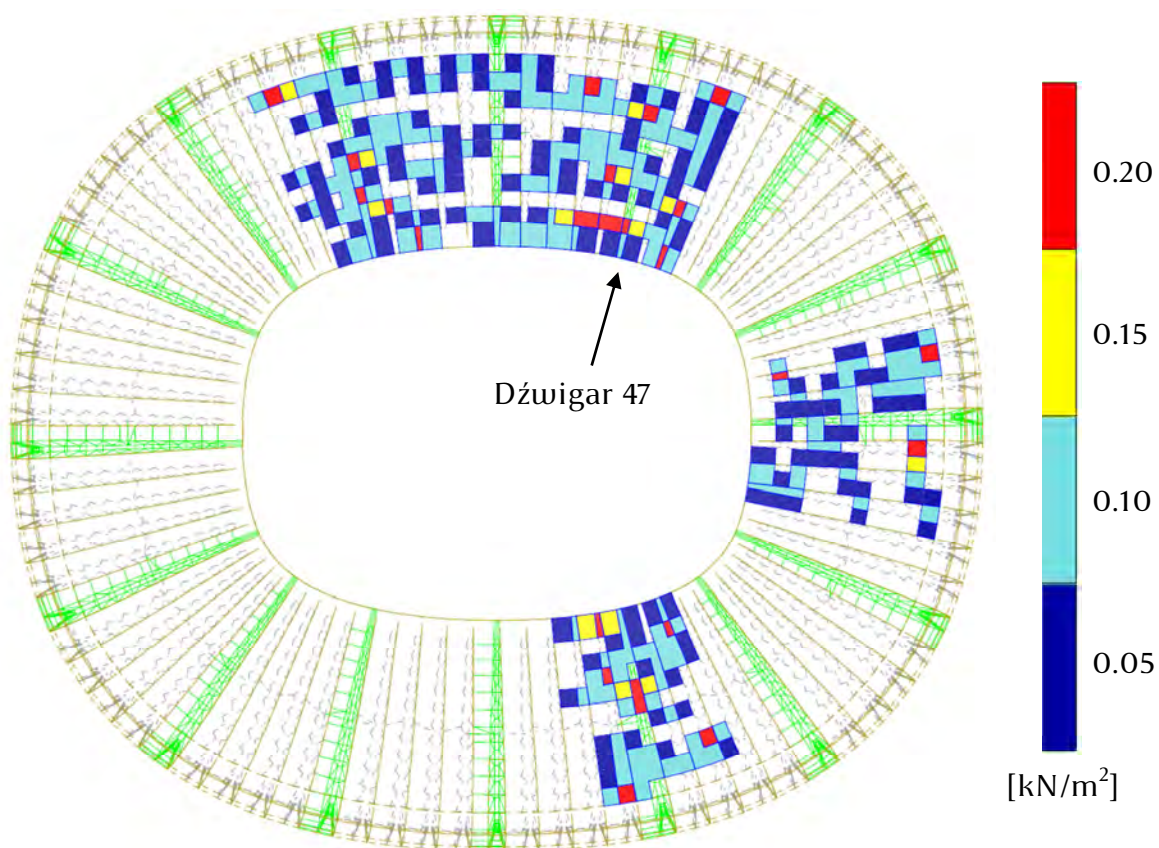
tab. 19), pomimo, że lokalne różnice mogą sięgać nawet kilkudziesięciu %, w ujęciu globalnym wynik jest bardzo dobry i różnice te są dużo mniejsze.

Należy również zwrócić uwagę w jaki sposób zostało rozłożone obciążenie. W tym celu dobrze jest porównać rozkłady na rysunku 168. Nasuwają się od razu dwa spostrzeżenia: w niektórych miejscach wyliczone wartości obciążenia są większe aniżeli wzorcowe, oraz że wyznaczony został śnieg w miejscach gdzie go nie ma w wzorcowym schemacie. Pierwszy fakt spowodowany jest stochastycznym charakterem całej metody wyliczeń – skutkuje to przy równomiernych rozkładach wzorcowych właśnie takimi lokalnymi maksimami/minimami. Dużą jednak zaletą jest możliwość znalezienia dowolnych rozkładów śniegu (nie tylko równomiernych), jakie mogą mieć miejsce na dachu – np. lokalne zastoiska śnieżne. Wspomniany drugi fakt, związany jest z podziałem stadionu na 16 pól monitorowanych, gdzie wyznaczany jest rozkład obciążenia. Jest to ograniczenie, które brano pod uwagę przy projektowaniu systemu monitorującego, który z jednej strony miał być wykonany ekonomicznie, z drugiej dawać jak najwięcej informacji o konstrukcji. Oczywiście dodając więcej punktów monitorowanych, można by znacznie poprawić jakość wyznaczanego rozkładu obciążenia.

Zima w roku 2012 nie pozwoliła na dokładne przetestowanie działania modułu eksperckiego. Była co prawda mroźna z temperaturami sięgającymi do -30 [°C], jednak z niewielkimi opadami śniegu. Na północy Polski najgrubszą pokrywą śniegu zanotowano w okolicach Elbląga – ok 25 [cm]. Analizując zarejestrowane przez monitoring dane, zlokalizowano w czasie największe ugięcia, które miały miejsce 5÷6 lutego, co zgadza się z archiwum pogodowym dotyczącym opadów śniegu. Na rysunku 169 przedstawiono dane pomiarowe dotyczące tego okresu dla dźwigara 47, na którym zarejestrowano największy przyrost ugięcia. Jedno z maksymalnych ugięć wystąpiło 6-go lutego w godzinach 4÷5 rano i wynosiło 67 [mm]. Wyliczony przez moduł ekspercki rozkład śniegu dla danych z omawianego okresu czasu przedstawiono na rysunku 170. Wartości 0.05 [kN/m²] w rozkładzie biorą się z faktu, że granica dla omawianych wcześniej obliczeniowych pól śniegu (rys. 160) przebiega w połowie między dźwigarami. W modelu obliczeniowym pole między dźwigarowe opisane jest jednym elementem powłokowym, a obciążenie przyłożone na jego połowę, rozkładane jest po całości, stąd jest dwa razy mniejsze.



Rys. 169 Zarejestrowane ugięcia dźwigara nr 47 w okresie 5÷6 luty 2012



Rys. 170 Rozkład śniegu na dachu wyznaczony w okresie 5÷6 luty 2012

Co prawda zarejestrowane ugięcie o wartości 67 mm – jest duże, jednak należy pamiętać, że w większym stopniu jest ono powodowane przez spadek temperatury do $-16\text{ }^{\circ}\text{C}$. Po skompensowaniu efektów termicznych, okazało się że zalegający śnieg powoduje ugięcie dźwigara nr 47 wynoszące 20 mm.

Dodatkowo trzeba wziąć pod uwagę, że warunek kończący obliczenia omawiany w punkcie 4.2.2.3.3 to ugięcia mniejsze niż 15 [mm]. Z analizy raportu działania programu wiadomo, że po wyznaczeni omawianego rozkładu (rys. 170), pozostałe niezrównoważone wartości ugięć na dźwigarach wynosiły do 10 [mm]. Oznacza to, że na pozostałej części stadionu mogło leżeć mniej niż 10 cm śniegu. Z rysunku 170 wynika również, że najbardziej prawdopodobne maksymalne obciążenie rozłożone śniegiem zlokalizowane było w okolicach dźwigara 47 i wynosiło $0.10 \div 0.15$ [kN/m²].

Jak wspomniano w punkcie 4.1, jednym z elementów monitoringu są kamery. Umożliwiają one na bieżąco podgląd sytuacji na dachu, oraz ocenę grubości pokrywy śnieżnej za pomocą zamocowanych tyczek śniegowych (rys. 171). Kamery są wysokiej rozdzielczości z możliwym zoomem optycznym, co pozwala na dokładne odczyty. Niestety omawianych powyżej wyników obliczeń nie można porównać ze zdjęciami z kamer, ponieważ zostały one udostępnione dopiero w marcu 2012, a zapis archiwalny dotyczy tylko ostatnich kilkudziesięciu godzin.



Rys. 171 Przykładowe zdjęcie z kamery systemu monitorującego (bez zbliżenia)

Wnioski

Przyjęty sposób identyfikacji obciążenia w oparciu o program ewolucyjny, posiada następujące zalety:

- możliwość identyfikacji dowolnego rozkładu obciążeń śniegiem,
- odporność na błędne wskazania czujników i niekompletny zestaw danych wejściowych programu,
- uwzględnienie współpracy całej struktury przy identyfikacji obciążenia poprzez zastosowanie modelu numerycznego i poszukiwanie ostatecznego wyniku w sposób iteracyjny,

- łatwość kalibracji przyjętych procedur w oparciu o rzeczywiste pomiary poprzez zmianę parametrów sterujących (np. parametr dokładności analizy, współczynniki termiczne),
- możliwość oszacowania wyężenia wszystkich elementów struktury w oparciu o model numeryczny.

Wadą przyjętych rozwiązań jest brak uniwersalności przy identyfikacji obciążenia. Program identyfikuje obciążenie skupione jako rozłożone, powodujące ekwiwalentne siły i ugięcia. Związane jest to z przyjętymi procedurami oraz ilością i sposobem rozmieszczenia czujników pomiarowych. Procedura nie nadaje się do oceny wpływu obciążeń skupionych.

Kierunki dalszego rozwoju przedstawionych procedur są następujące:

- rozbudowanie programu ewolucyjnego o moduł uczący się. Jego zadaniem byłoby zapamiętywanie najlepiej dopasowanych rozkładów wyznaczonego obciążenia i wykorzystywanie ich do generowania części populacji początkowej,
- dalsze prace nad funkcją oceny programu ewolucyjnego. „Dostrojenie” obecnych kryteriów do rzeczywistych pomiarów i rozwój nowych np. uwzględnienie wpływu kierunku wiatru (dane z anemometrów) na rozkład śniegu,
- ocena przyjętych parametrów metody na podstawie wyników wieloletnich obserwacji,
- rozwój operatorów genetycznych (krzyżowania i mutacji) - np. uzależnienie ich działania od ilości już dobranego obciążenia na danym polu pomiarowym,
- rozwój technik szacowania i uzupełniania niekompletnych danych pomiarowych np. w oparciu o dane historyczne lub model numeryczny,
- przyspieszenie działania modułu eksperckiego poprzez optymalizację procedur i warunków brzegowych.

5. Wnioski i podsumowanie

Stadion PGE Arena został na podstawie wielu sondaży uznany za najładniejszy z wybudowanych na mistrzostwa UEFA EURO 2012. Wybudowanie takiego obiektu kosztowało wiele czasu i pracy wszystkich uczestników procesu budowlanego. Powstawaniu tej unikatowej konstrukcji towarzyszyło szereg analiz teoretycznych i badań. We wszystkich tych pracach obecny był zespół projektowy, którego miałem przyjemność być częścią. Przedstawione w rozdziale trzecim problemy i błędy, pokazują, że tego typu konstrukcje ewoluują wraz z całym procesem ich powstawania.

Troska o konstrukcję nie kończy się w dniu oddania jej do użytkowania. Dach jest budowlą narażoną na trudno przewidywalne działania środowiskowe, a jego funkcja wymusza spełnienie szczególnych wymagań dotyczących bezpieczeństwa. Uznano, że głównym zagrożeniem dla konstrukcji może być ponadnormatywne obciążenie śniegiem. Nie da się zapobiec opadowi śniegu, ale można zdiagnozować jego wpływ na bezpieczeństwo i sformułować wskazówki dla administratora. W tym celu na PGE Arenie zainstalowano system monitoringu wraz z modułem eksperckim, dający informacje o zachowaniu struktury i wielkości obciążenia śniegiem. Znacznie zwiększa to prawdopodobieństwo wczesnego wykrycia ewentualnych awarii, a także obniża koszty eksploatacji związane z niepotrzebnym odśnieżaniem.

System monitoringu powinien zostać poddany krytycznej ocenie w okresie eksploatacji, ponieważ spełnia również rolę polowego laboratorium naukowego, które umożliwia rejestrację zjawisk środowiskowych i efektów ich działania na konstrukcję.



Rys. 172 Zdjęcie stadionu nocą, podczas meczu

Literatura

- [1] D. Gutierrez, B. Frischer, E. Cerezo, A. Gomez, F. Seron: „AI and virtual crowds: Populating the Colosseum”, *Journal of Cultural Heritage* 2007
- [2] Régie des installations olympiques: A-Fiches Architecture et Ingénierie 2010
- [3] V. Hügle: „Balic Arena, Wind tunnel test - Report 592”, Aachen, June 2008
- [4] E. Tasak: „Badanie własności blach poddanych różnym wariantom procesu kształtowania (wyginania).” Ekspertyza AGH w Krakowie 2010
- [5] T. Tasak, A. Ziewiec: „Badanie wpływu procesu zginania, starzenia i obróbki cieplnej blach na zmianę ich własności wytrzymałościowych i plastycznych.” TECHMATEKS Kraków 2010
- [6] M. Bogdaniuk, Z. Górecki, W. Grzesiak, A. Hetnerowska: „Ocena wpływu odkształceń technologicznych na poziom naprężeń w pierścieniu (ringu) konstrukcji stalowej zadaszania stadionu PGE Arena” IDEK Sp. z o.o.
- [7] Z. Górecki, W. Grzesiak: „Opinia dotycząca wstępnych imperfekcji w niektórych krzyżulcach konstrukcji stalowej zadaszania stadionu PGE Arena” IDEK Sp. z o.o.
- [8] „Pomiary geodezyjne konstrukcji stalowej dachu PGE Arena przed i po uwolnieniu konstrukcji”, Geoinwest Sp. z o.o.
- [9] „Pomiary odkształceń dźwigarów przed, po i w trakcie opuszczania konstrukcji”, NeostRAIN Sp. z o.o.
- [10] P. Kłosowski, K. Żółtowski, K. Żerdzicki, T. Romaszkiwicz: „Badania właściwości mechanicznych poliwęglanu będącego elementem zadaszania stadionu w Gdańsku”, Politechnika Gdańska 2010
- [11] K. Żółtowski, P. Kłosowski, J. Kondrat, T. Romaszkiwicz: „Badanie płatwi stadionu piłkarskiego na EURO 2012 w Gdańsku Letnicy – Raport 1”, Politechnika Gdańska 2010
- [12] K. Żółtowski, J. Kondrat, T. Romaszkiwicz: „Badanie płatwi stadionu piłkarskiego na EURO 2012 w Gdańsku Letnicy – Raport 2”, Politechnika Gdańska 2010
- [13] K. Żółtowski, A. Kozakiewicz, T. Romaszkiwicz: „Projekt monitoringu konstrukcji zadaszania Stadionu Gdańsk-Letnica”, KBP Żółtowski 2009

- [14] A. Gluza, R. Jadaczek, S. Jarek, A. Jaszkiweicz, T. Trzaskalik, L. Tync: „Algorytmy genetyczne, ewolucyjne i metaheurystyki”, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej, Katowice 2005
- [15] T. D. Gwiazda: „Algorytmy genetyczne – kompendium” Tom I, PWN, Warszawa 2009
- [16] T.D. Gwiazda: „Algorytmy genetyczne – kompendium” Tom II, PWN, Warszawa 2009
- [17] J. Holland: „Adaptation in Natural and Artificial Systems”, MIT Press Cambridge, MA, USA 1992
- [18] D. E. Goldberg: „Algorytmy genetyczne i ich zastosowania”, WNT 2003
- [19] Z. Michalewicz: „Algorytmy genetyczne + struktury danych = programy ewolucyjne”, WNT 1996
- [20] A. Borkowski, C. Branicki, R. Ciesielski, A. Gomuliński, Z. Kączkowski, J. Langer, B. Olszowski, W. Przybyło, G. Rakowski, Z. Reipert, A. Sawczuk, Z. Waszczyszyn, M. Witkowski: „Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego. Tom I”, ARKADY 1984
- [21] J. Ziółko, G. Orlik: „Montaż konstrukcji stalowych”, ARKADY 1980
- [22] M. Łubiński, W. Żółtowski: „Konstrukcje metalowe. Część I”, ARKADY 2005
- [23] M. Łubiński, W. Żółtowski: „Konstrukcje metalowe. Część II”, ARKADY 2004
- [24] J. Filipkowski: „Wybrane, zaprojektowane i zrealizowane obiekty budowlane”, VI Ogólnopolska Konferencja Naukowa, Ustronie Morskie 2003
- [25] E. Urbańska-Galewska: „Hala Olivia w Gdańsku po 40 latach użytkowania”, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2009.
- [26] J. Zamorowski: „Specyfika konstrukcji hali widowiskowo-sportowej "Spodek" w Katowicach”, Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 58/2011
- [27] T. Godycki-Ćwirko, R. Trykosko, R. Wojdak, K. Żółtowski: „Stadion piłkarski na EURO 2012 w Gdańsku Letnicy”, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2009.
- [28] BIEG 2012: „Stadion Gdańsk-Letnica – Projekt Architektoniczno-Budowlany”, Warszawa, 2008

- [29] P. Kłosowski, A. Ambroziak, A. Zagubień: „Technical fabrics in construction of large scale roofs - numerical and experimental aspects”, Modern Building Materials, Structures and Techniques: 9th international conference, Wilno, 2007
- [30] P. Ł. Sawiński: „Analiza statyczna wstępnie napiętego przekrycia siatkowego”, Politechnika Wrocławska 2006
- [31] A. Reichhart, K. Göppert, L. Haspel, A. Winkler: „Przekrycie i obudowa piłkarskiego Stadionu Narodowego w Warszawie”, Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2012.
- [32] J. Bródka, M. Broniewicz: „Konstrukcje stalowe z rur”, ARKADY 2001
- [33] B. Stroustrup: „Język C++”, WNT 2004
- [34] A. Zalewski: „Programowanie w językach C i C++ z wykorzystaniem pakietu Borland C++”, NAKOM 1997
- [35] PN-EN 1991-1-3 „Oddziaływania na konstrukcję Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem”
- [36] PN-77 B-02011 „Obciążenie w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem”
- [37] PN-EN 1991-1-4 „Oddziaływania na konstrukcję Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru”
- [38] PN-90 B-03200 „Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [39] PN-EN 1993-1-8 „Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów”
- [40] PN-B-06200 „Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe”
- [41] pl.wikipedia.org

STRESZCZENIE

Tematem rozprawy doktorskiej jest zadanie stadionu PGE Arena, wybudowanego w Gdańsku na mistrzostwa piłki nożnej EURO 2012. Pracę rozpoczęto od sklasyfikowania głównych typów strukturalnych wybudowanych do tej pory stadionów w Polsce i za granicą. Podziału tego dokonano w oparciu o schematy statyczne wymienionych obiektów, nawiązując do mostów, jako konstrukcji o podobnie dużych rozpiętościach.

Zasadniczą część pracy rozpoczyna krótkie przedstawienie konstrukcji trybun i stalowego zadania tytułowego stadionu. Następnie omówiono prace projektowe i badawcze jakie prowadzono w trakcie wszystkich faz budowy obiektu. Dużą część poświęcono na opis i analizę błędów montażowych i wykonawczych dostrzeżonych w trakcie wznoszenia zadania. W dalszej części zajęto się również przedstawieniem prac badawczych i naukowych związanych z analizami poliwęglanowego poszycia oraz aluminiowych płatwi. W prowadzonych pracach wykorzystywano modele numeryczne MES utworzone w środowisku SOFiSTiK, których budowę opisano w rozprawie.

Ostatnią część pracy poświęcono zagadnieniu bezpieczeństwa zadania. Przedstawiono w nim projekt zamontowanego systemu monitoringu, którego częścią jest autorski moduł ekspercki do identyfikacji obciążenia śniegiem. Rozważono dwa różne sposoby działania modułu: wykorzystując rozwiązanie analityczne oraz w oparciu o obliczenia ewolucyjne. Na podstawie przeprowadzonych analiz pierwszą z metod wykluczono jako użyteczne narzędzie i skupiono się na dopracowaniu drugiej. W pracy opisano na prostych przykładach zasady działania algorytmów genetycznych i programów ewolucyjnych, jak również różnice pomiędzy nimi. Następnie przedstawiono budowę i zasadę działania wspomnianego modułu eksperckiego, prace związane z jego dostrajaniem do rzeczywistej pracy konstrukcji zadania, analizy porównawcze z wartościami wzorcowymi oraz wyniki działania zainstalowanego systemu na obiekcie.

SUMMARY

The subject of this dissertation is the roof of the PGE Arena stadium, which was built in Gdansk for the European Football Championship EURO 2012. The dissertation starts with a classification of main structural types of stadiums built in Poland and abroad. This division was based on static schemes of mentioned objects, with reference to bridges as structures of similar span lengths.

The main part of the dissertation begins with a short overview of stand and steel roof structure. Design and research work carried out during all stages of the stadium erection is then presented. Major problems and mistakes, which occurred during the roof erection are described. Scientific and research work related to polycarbonate cladding and aluminium purlins is also presented. The numerical FEM models, created with the SOFiSTiK software and used for analysis in dissertation are described.

The last part focuses on roof safety issues. Installed monitoring system of the structure is presented, including a self-developed expert module used to snow load identification. Two options of module working method were considered: based on analytical solution and using evolutionary algorithm. As a result of performed analyses, the first method was rejected as ineffective and further work was focused on the second. Principles of genetic algorithms and evolutionary programs were described on simple examples, also showing differences between them. Then, a construction and working principles of the expert module were presented along with its calibration issues and comparative analysis against exemplary values and results obtained from the working system at the stadium.