

Projekt konstrukcji stalowej Muzeum Sztuki Nowoczesnej

Mgr inż. Anna Dominika Kaczmarczyk, dr inż. Paweł Król – promotor, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska

1. Wprowadzenie

W obecnych czasach obserwuje się coraz większą liczbę powstających budynków o niezwyklej geometrii, a co za tym idzie – skomplikowanej konstrukcji. Najczęściej są to budynki użyteczności publicznej, takie jak hotele, galerie handlowe, terminale pasażerskie oraz sale koncertowe bądź wystawowe. Dzięki znacznemu postępowi, zarówno w dziedzinie materiałów budowlanych, jak i w zakresie dostępnego oprogramowania inżynierskiego, możliwe jest realizowanie nawet najbardziej śmiałych wizji. Nawiązując więc do ówczesnych trendów w budownictwie, został opracowany projekt konstrukcji stalowej budynku Muzeum Sztuki Nowoczesnej (rys. 1). Niniejszy artykuł przedstawia opis wybranych zagadnień wchodzących w jego skład.

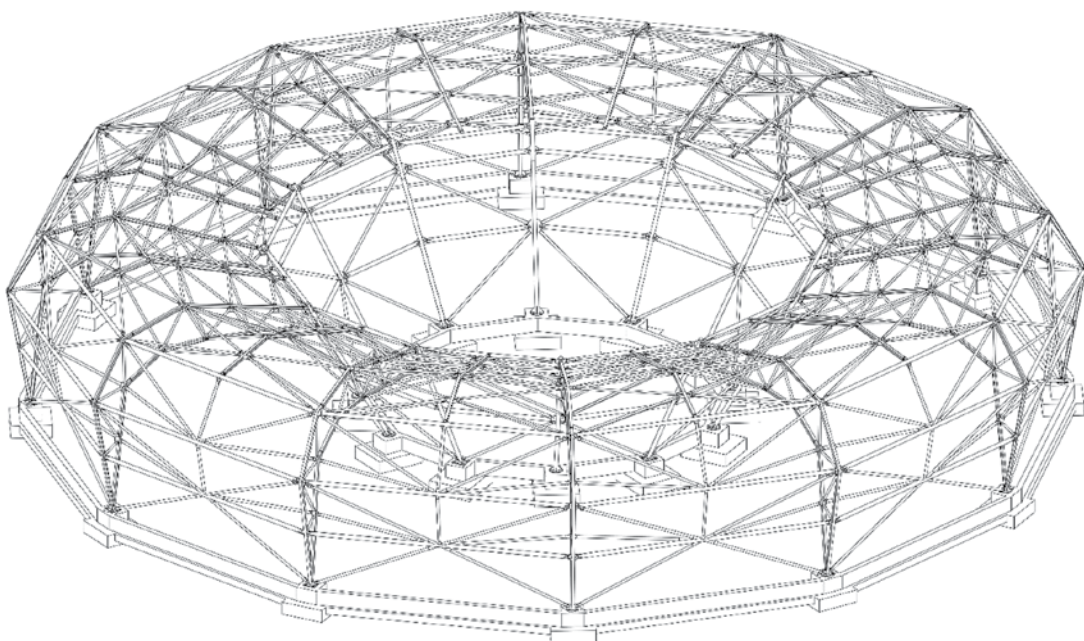
2. Inspiracje

Przy projektowaniu geometrii i konstrukcji muzeum zainspirowano się kilkoma istniejącymi już obiektami. Pierwszym z nich był budynek Muzeum Hirshhorn

w Waszyngtonie, przedstawiony na rysunku 2, w którym mieści się muzeum sztuki poświęconej dziełom pochodzącym głównie z XIX i XX wieku.

Budynek zaprojektowano na planie pierścienia o średnicy zewnętrznej równej 70,6 m, a wewnętrznej – 35,0 m. Do budowy tego obiektu, którego wysokość wynosi 25,0 m, wykorzystano prefabrykаты betonowe. Całkowita powierzchnia wystawowa, obejmująca trzy kondygnacje o wysokości ścian nawet do 4,6 m, wynosi 5574 m², natomiast trzecie piętro stanowią powierzchnie biurowe i magazyny. Biorąc więc za przykład to muzeum postanowiono, że zaprojektowany dwukondygnacyjny obiekt również będzie miał kształt zbliżony do pierścienia, jednakże jako materiał do jego budowy wybrano stal.

W trakcie procesu kształtowania geometrii głównej ramy nośnej obiektu, w celu eliminacji słupów wewnątrz konstrukcji, które mogłyby stanowić pewną przeszkodę przy swobodnej aranżacji wnętrza, tak ważnej przy tego typu obiektach, uznano, że zastosowanie dźwigara kratownicowego będzie dobrym rozwiązaniem. Za wzór postanowiono wykorzystać



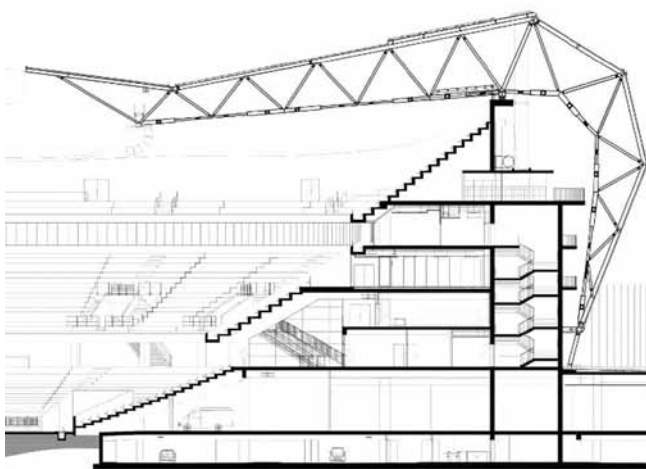
Rys. 1. Widok 3D konstrukcji stalowej Muzeum Sztuki Nowoczesnej



Rys. 2. Muzeum Hirshhorn w Waszyngtonie, USA [1]



Rys. 5. Pawilon na Placu Brookfield w Nowym Jorku, USA [4]



Rys. 3. Główny dźwigar zadaszenia na stadionie piłkarskim Allianz Riviera w Nicei, Francja [2]



Rys. 6. Port lotniczy w Portland, USA [5]



Rys. 4. Stadion piłkarski Allianz Riviera w Nicei, Francja [3]

dźwigar, przedstawiony na rysunku 3, który wchodzi w skład konstrukcji zadaszenia trybun stadionu piłkarskiego Allianz Riviera w Nicei (rys. 4).

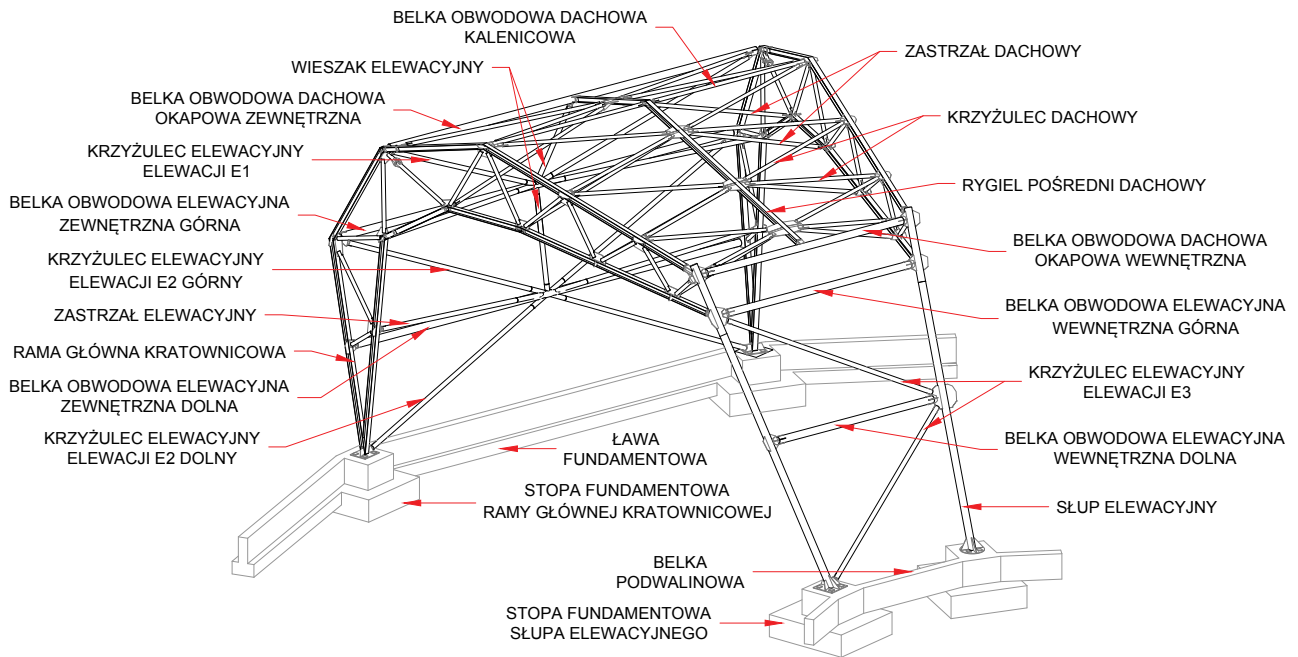
Od strony wewnętrznej obiektu oparcie dla głównych dźwigarów nośnych stanowią słupy nachylone pod kątem 60° względem poziomemu terenu. Wraz z trzema

poziomymi belek obwodowych i krzyżulcami, zapewniającymi sztywność przestrzenną konstrukcji w obrębie pierścienia wewnętrznego, tworzą one strukturę przypominającą te, które zostały pokazane na rysunku 5. Są to dwie przestrzenne kratownice, pełniące rolę podpór dla dachu pawilonu, stanowiącego wejście na plac Brookfield w Nowym Jorku, na terenie którego znajdowało się kiedyś słynne centrum finansowe World Trade Center.

Ze względu na dużą rozpiętość głównej ramy kratownicowej obiektu, składającej się z dźwigara kratownicowego i ukośnego słupa, a także znacznych odległości pomiędzy poszczególnymi ramami, dochodzących do niecałych 15 m, jako konstrukcję dachu zastosowano układ prętów, nawiązujący do przekryć strukturalnych. Przykład tego typu przekrycia występujący na terenie portu lotniczego w Portland pokazano na rysunku 6.

3. Opis konstrukcji

Obiekt, który się składa z 12 powtarzalnych segmentów (rys. 7), został zaprojektowany na planie pierścienia o promieniu zewnętrznym równym 27,5 m i wewnętrznym – 10,0 m. Jego podstawową konstrukcję stanowią ramy główne kratownicowe i słupy elewacyjne rozmieszczone promieniście co 30° . Ramy i słupy

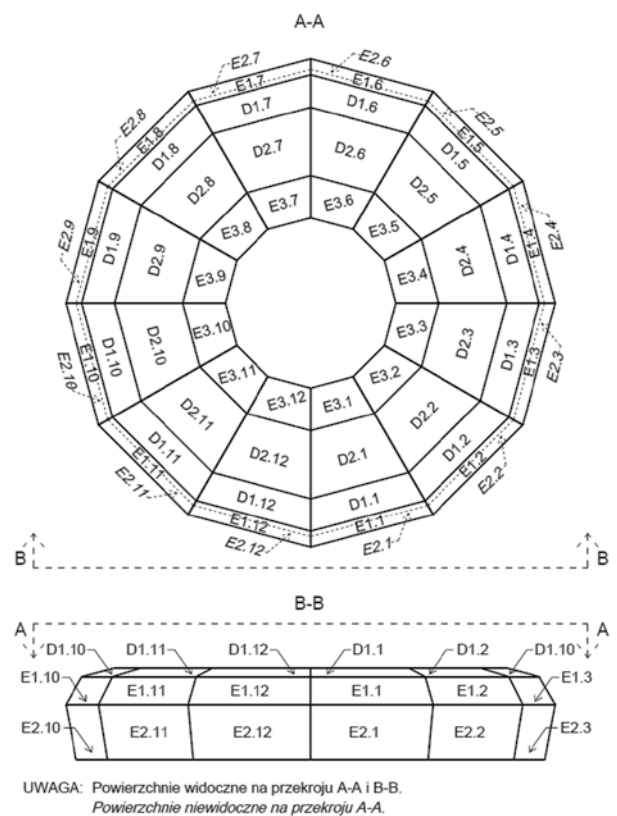


Rys. 7. Powtarzalny segment konstrukcji

połączone są ze sobą systemem belek obwodowych, a całość jest dodatkowo stężona krzyżulcami usytuowanymi w płaszczyźnie połączy dachu i elewacji (rys. 8) oraz zastrzałami. Utworzony w ten sposób szkielet jest osiowo symetryczny względem środka pierścienia podstawy. Obudowę ścian zewnętrznych konstrukcji zaprojektowano w systemie fasadowym aluminiowo-szklanym, którego słupki nośne mocowane są do belek obwodowych. Od strony zewnętrznej konstrukcji słupki te oparte są na ścianach fundamentowych ław, natomiast od strony wewnętrznej – na belkach podwalinowych opartych na obu końcach na stopach fundamentowych słupów elewacyjnych. Przyjęto dwa typy rozwiązań z uwagi na dużo mniejszą rozpiętość fundamentów od strony wewnętrznej niż od strony zewnętrznej obiektu.

Głównym elementem nośnym konstrukcji jest rama główna kratownicowa, składająca się z pasa górnego i dolnego oraz krzyżulców. Pasy ramy są połączone przegubowo ze słupem elewacyjnym. Zarówno rama kratownicowa, jak i słupy elewacyjne są posadowione przegubowo na stopach fundamentowych.

W celu zapewnienia sztywności przestrzennej ustroju konstrukcyjnego wprowadzono krzyżulce w płaszczyznach dachu i elewacji od strony wewnętrznej i zewnętrznej obiektu. W obrębie elewacji zewnętrznych dodano również wieszaki, na przedłużeniu rygli dachowych, z których górny rząd stanowi konieczne podparcie dla belek okapowych zewnętrznych. Ponadto zapewniają one dodatkową podporę dla belek



Rys. 8. Oznaczenia dla poszczególnych powierzchni obiektu: D – połączy dachowa, E – elewacja aluminiowo-szklana

obwodowych elewacyjnych. Mając na względzie dużą rozpiętość belek obwodowych w obrębie elewacji zewnętrznych, a także w celu zapewnienia stabilności

dolnego pasa ramy kratownicowej, dodano zastrzały elewacyjne oraz dachowe.

Pierwsze z nich łączą dolny pas kratownicy z belkami elewacyjnymi, natomiast drugie – z rygłem dachowym. Ponadto tak utworzony układ krzyżulców i zastrzałów dachowych stanowi podparcie przegubowe dla rygli dachowych. Połączenia na obu końcach dla wszystkich belek, krzyżulców, zastrzałów, wieszaków i rygli dachowych są połączeniami przegubowymi, dzięki czemu możliwe było uzyskanie węzłów o mniej skomplikowanej budowie.

W zakresie całej konstrukcji, w przypadku połączeń montażowych wykonywanych na budowie, występują przede wszystkim połączenia śrubowe. Wyjątek stanowią dwa połączenia spawane znajdujące się w środku rozpiętości belek obwodowych elewacji zewnętrznych. Rozwiązanie takie przyjęto w celu uproszczenia konstrukcji tych węzłów.

Obciążenie wiatrem, które działa na powierzchnie elewacji, oraz ciężar własny fasady aluminiowo-szklanej są przekazywane na belki obwodowe elewacyjne i okapowe oraz ławy fundamentowe i belki podwalinowe. W przypadku obciążenia wiatrem połaci dachowych, obciążenie to jest przekazywane, podobnie jak ciężar własny przekrycia dachowego, z blach trapezowych poszycia dachowego na pas górny ramy kratownicowej oraz rygiel dachowy. W sytuacji gromadzenia się śniegu na dachu, a także występowania obciążenia użytkowego dachu sposób przekazywania tych obciążeń jest analogiczny jak dla wiatru.

4. Ustalenie oddziaływań

Lokalizacja projektowanego obiektu została przewidziana w miejscowości Gdańsk. Na podstawie odpowiednich Eurokodów przyjęto więc do obliczeń: II strefę obciążenia wiatrem, III strefę obciążenia śniegiem, III kategorię terenu i wysokość nad poziomem morza równą 100 m. Ponadto założono, że dostęp do dachu będzie możliwy wyłącznie w celu zwykłego utrzymania

i napraw, co odpowiada kategorii użytkowania H. Obciążenia stałe i użytkowe zostały określone w sposób typowy, jednakże w przypadku obciążenia wiatrem i śniegiem konieczne było zastosowanie niestandardowego podejścia, będącego konsekwencją przyjętego kształtu budynku.

4.1. Wiatr

Ciśnienie wewnętrzne

Zgodnie z zaleceniami normowymi 7.2.9(6) UWAGA 2 [6] rozważono dwa przypadki obciążenia konstrukcji ciśnieniem wewnętrznym wiatru. W pierwszym z nich przyjęto współczynnik $c_{pi,1} = 0,2$, natomiast w drugim $c_{pi,2} = -0,3$, uzyskując wartości ciśnienia wewnętrznego $w_{i,1} = 0,16 \text{ kN/m}^2$ oraz $w_{i,2} = -0,25 \text{ kN/m}^2$. Ciśnienie to zostało uwzględnione jako obciążenie równomierne rozłożone powierzchniowo oddziaływujące na powierzchnie fasady oraz poszycia dachu.

Ciśnienie zewnętrzne

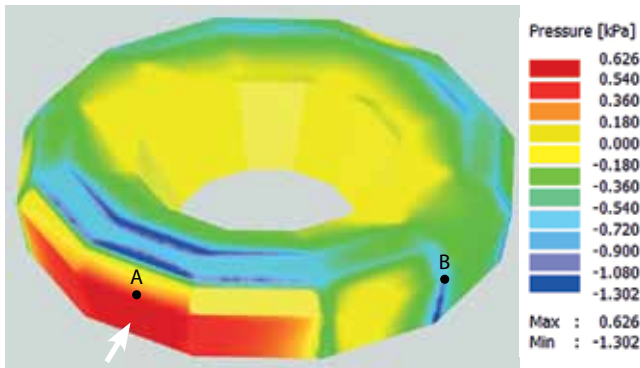
Mając na uwadze skomplikowaną geometrię obiektu, której nie przewidują procedury normowe [6], przy określaniu ciśnienia zewnętrznego wiatru skorzystano z oprogramowania do symulacji przepływu wiatru RWIND Simulation. Dzięki symetrii konstrukcji zostało uznane za wystarczające uwzględnienie dwóch charakterystycznych kierunków działania wiatru: prostopadle do ściany oraz prostopadle do krawędzi ściany. Przeprowadzając symulacje przyjęto rozmiar tunelu sugerowany przez program oraz następujące parametry:

- prędkość wlotowa $v = 38,2 \text{ m/s}$,
- lepkość powietrza $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$,
- gęstość powietrza $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.

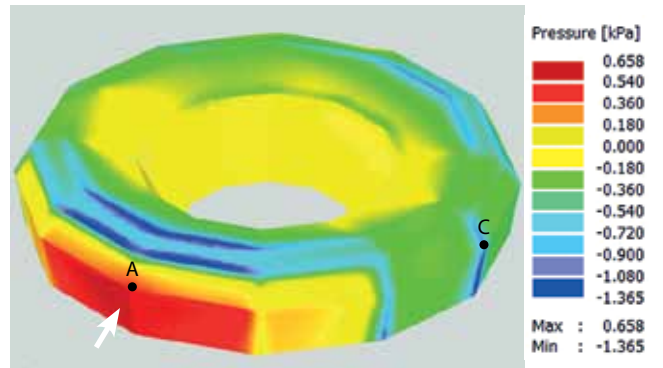
W celu uzyskania zbieżności obliczeń konieczne było zagęszczenie początkowo założonej siatki elementów skończonych dla obu kierunków działania wiatru. W przypadku wiatru prostopadłego do ściany minimalny wymiar elementu skończonego wynosił 0,471 m, natomiast dla drugiego kierunku wiatru – 0,390 m.

Tabela 1. Porównanie wartości ciśnienia zewnętrznego wiatru w punktach charakterystycznych

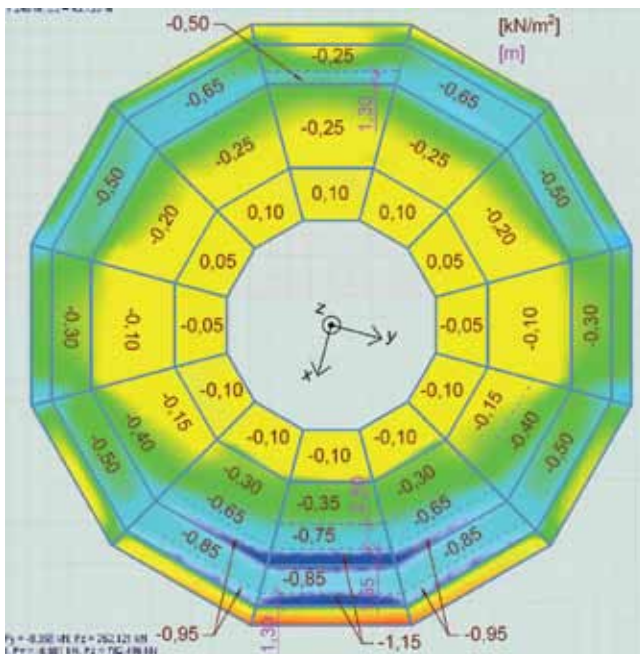
Punkt charakterystyczny	Kąt Rys. 7.27 [6]	WK Walec kołowy	WPŚ Wiatr prostopadle do ściany	WPK Wiatr prostopadle do krawędzi ściany	Różnica	
	α	w_e – ciśnienie zewnętrzne wiatru			WPŚ WK	WPK WK
	[°]	[kN/m ²]			[%]	
A	0	0,72	0,62	0,65	13,6	9,5
B	75	-1,08	-0,97		9,9	
C	90	-0,93		-1,10		-17,8



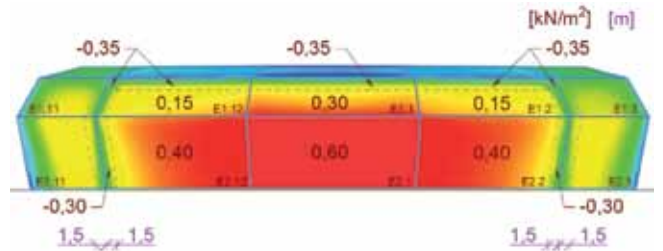
Rys. 9. Ciśnienie zewnętrzne wiatru na obudowę konstrukcji – wiatr prostopadłe do ściany



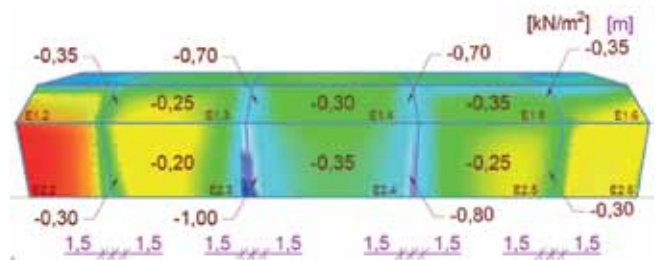
Rys. 10. Ciśnienie zewnętrzne wiatru na obudowę konstrukcji – wiatr prostopadłe do krawędzi ściany



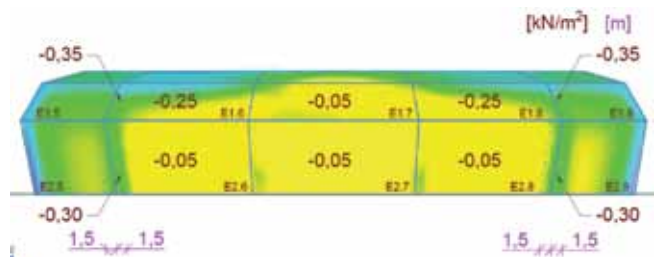
Rys. 11. Wiatr prostopadłe do ściany (widok z góry) – połacie dachu D1 i D2 oraz elewacja wewnętrzna E3



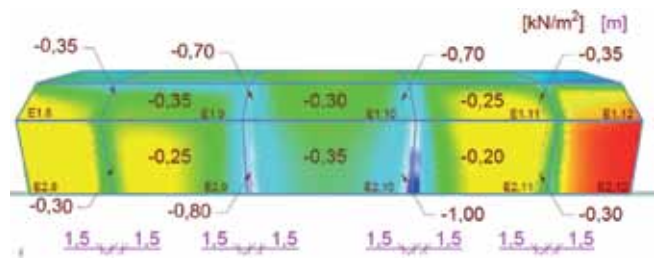
Rys. 12. Wiatr prostopadłe do ściany (przód)



Rys. 13. Wiatr prostopadłe do ściany (bok prawy)

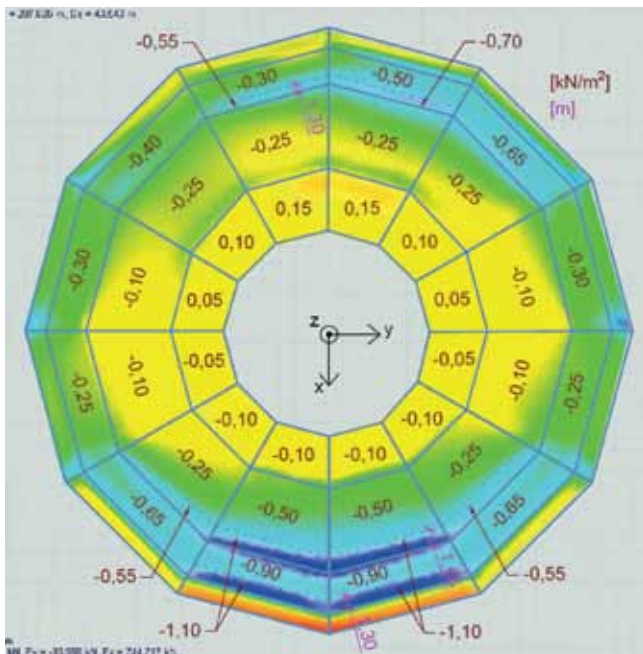


Rys. 14. Wiatr prostopadłe do ściany (tył)

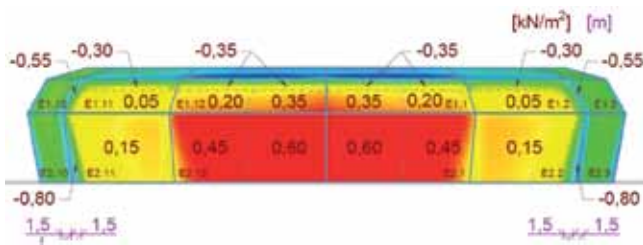


Rys. 15. Wiatr prostopadłe do ściany (bok lewy)

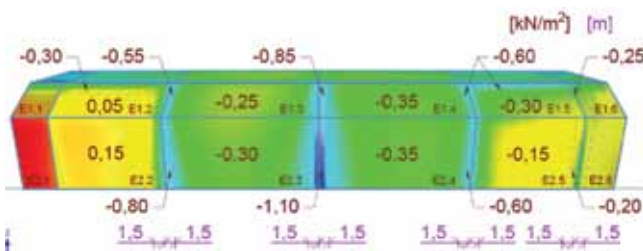
Początkowo przyjęta liczba iteracji o wartości 500 okazała się niewystarczająca do otrzymania prawidłowych wyników dla wiatru prostopadłego do krawędzi ściany i została zwiększona do 750. Ostatecznie uzyskane rezultaty symulacji przedstawiono na rysunkach 9 i 10. Po dokładnej analizie wyników zauważono, iż opływ wiatru wokół konstrukcji przypomina ten, który charakteryzuje walce kołowe. Postanowiono więc, w celu stwierdzenia czy uzyskane wartości można uznać za miarodajne, przeprowadzić obliczenia ręczne dla walca kołowego zgodnie z normą [6], przyjmując jako jego promień odległość od środka projektowanej konstrukcji do najbardziej wysuniętego punktu na jego obwodzie (najwyżej położony punkt na elewacji zewnętrznej E2). Wartości ciśnienia zewnętrznego wiatru w punktach charakterystycznych A, B i C (por. rys. 9 i 10), które zostały otrzymane dla walca kołowego oraz projektowanej



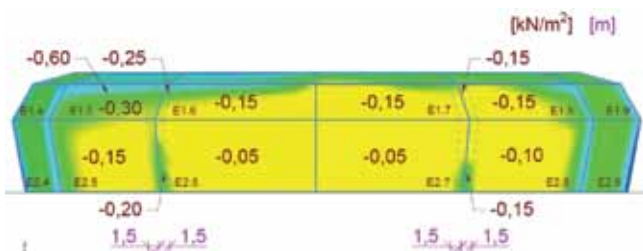
Rys. 16. Wiatr prostopadły do krawędzi ściany (widok z góry) – połacie dachu D1 i D2 oraz elewacja wewnętrzna E3



Rys. 17. Wiatr prostopadły do krawędzi ściany (przód)

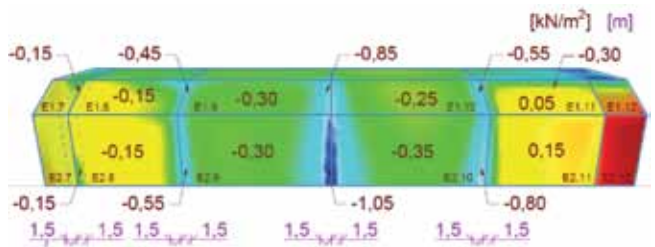


Rys. 18. Wiatr prostopadły do krawędzi ściany (bok prawy)



Rys. 19. Wiatr prostopadły do krawędzi ściany (tył)

konstrukcji zestawiono w tabeli 1. Różnice wyników nie przekraczają 18%, co pozwala uznać rezultaty przeprowadzonych symulacji za wiarygodne.



Rys. 20. Wiatr prostopadły do krawędzi ściany (bok lewy)

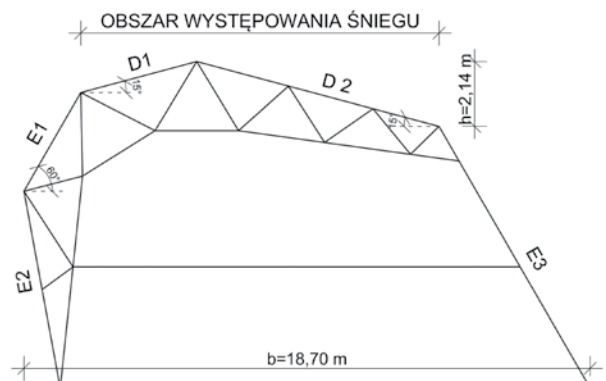
W celu ostatecznego przyłożenia obciążenia wiatrem do elementów konstrukcyjnych, będących oparciem dla paneli fasady aluminiowo-szklanej oraz blachy trapezowej poszycia dachowego, dokonano uśrednienia wartości dla wyodrębnionych pól, co zostało pokazano na rysunkach 11–20.

4.2. Śnieg

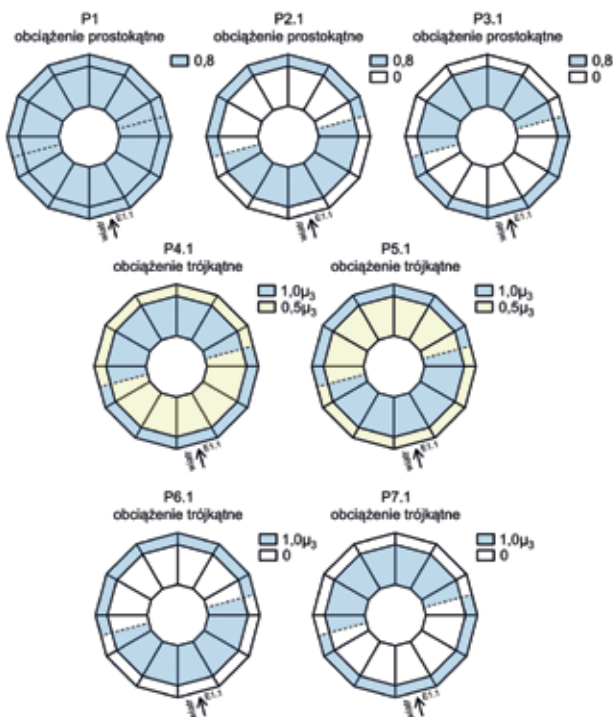
Określając obciążenie śniegiem, przyjęto pewne uproszczenie – część konstrukcji zwaną dachem, oznaczoną w przekroju charakterystycznym obiektu jako D1 i D2 na rysunku 21, rozpatrywano jako dach walcowy. W efekcie współczynnik kształtu dachu dla obu połaci dachowych, nachylonych pod tym samym kątem $\beta = 15^\circ$, wyniósł:

$$\mu_3(\beta) = 0,2 + 10 \cdot h/b = 1,34$$

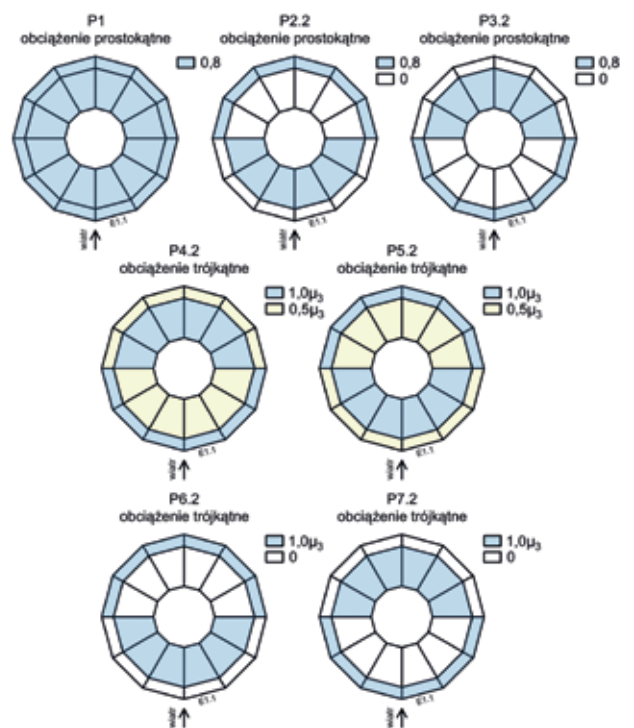
Z uwagi na powiązanie obciążenia śniegiem z kierunkiem działania wiatru w obliczeniach uwzględniono w sumie 13 przypadków dla tego obciążenia (rys. 22 i 23). Przyjęto za najbardziej niekorzystne sytuacje, w których linia podziału obciążenia śniegiem jest prostopadła do kierunku działania wiatru, dzięki czemu wystarczające było wyznaczenie tylko dwóch



Rys. 21. Przekrój charakterystyczny konstrukcji – obszar występowania śniegu



Rys. 22. Przypadki obciążenia śniegiem – lokalizacja obciążeń dla wiatru prostopadłe do ściany



Rys. 23. Przypadki obciążenia śniegiem – lokalizacja obciążeń dla wiatru prostopadłe do krawędzi ściany

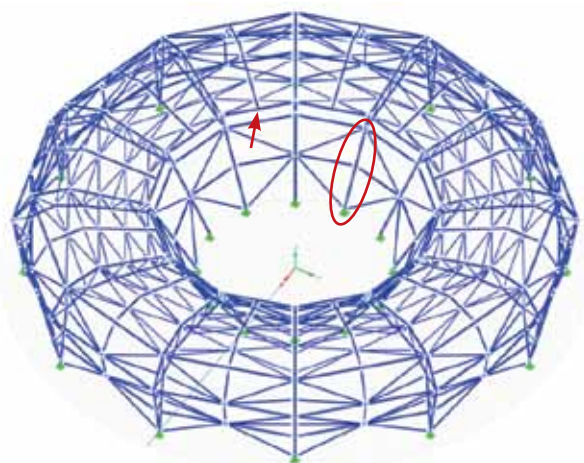
przypadków obciążenia ciśnieniem zewnętrznym wiatru. Przypadki P1 oraz P4 (P4.1 i P4.2) i P5 (P5.1 i P5.2) określono zgodnie z podejściem normowym [7] dla dachów walcowych, obciążonych równomiernie oraz nierównomiernie śniegiem. Dodatkowo wprowadzono przypadki P2 (P2.1 i P2.2) i P3 (P3.1 i P3.2) uwzględniające stopnienie śniegu na połaciach nasłonecznionych oraz przypadki P6 (P6.1 i P6.2) i P7 (P7.1 i P7.2) odpowiadające sytuacji zwiania całego śniegu z połaci nawietrznej na zawietrzną.

5. Wymiarowanie konstrukcji

5.1. Obliczenia statyczne

Dla rozważanej konstrukcji utworzono model 3D w programie RFEM firmy Dlubal (rys. 24), dzięki czemu możliwe było obliczenie sił wewnętrznych w poszczególnych prętach konstrukcji. Dla zdecydowanej większości prętów przyjęto zarówno na ich początku, jak i na końcu połączenia przegubowe. W efekcie uwzględnione zostały dla nich współczynniki wybooczeniowe o wartości równej 1,0. Pierwszy z dwóch wyjątków stanowią słupy elewacyjne, dla których, tak jak zaznaczono na czerwono dla jednego z nich na rysunku 24, długość wybooczeniową względem osi y (zgodnej z lokalnym układem współrzędnych) przyjęto równą sumie długości obu prętów dla każdego z tych prętów. Wynika to z tego, iż w płaszczyźnie XZ

nie mają one żadnego elementu stężącego występującego pomiędzy tymi prętami. Drugim wyjątkiem są pręty składające się na belki obwodowe dachowe połaci D2, dla których współczynnik wybooczeniowy względem osi z (zgodnej z lokalnym układem współrzędnych) przyjęto równy 2,0 ze względu na brak podparcia w środku belki w płaszczyźnie XY. Miejsce braku podparcia zaznaczono na wyżej wspomnianym rysunku strzałką. Oparcie na fundamencie dla ram głównych kratownicowych oraz słupów elewacyjnych przyjęto jako podparcie przegubowe z zablokowanym obrotem wokół osi X oraz Y .



Rys. 24. Model 3D konstrukcji w programie RFEM

Tabela 2. Zestawienie wyników wymiarowania

Element konstrukcyjny	Profil	Stopień wyęźnienia		Smukłość $\lambda_{max}=200$	
		SGN	SGU: L/250 L/350 L/500	λ_y	λ_z
				[%]	[%]
Rama główna kratownicowa:					
• Pas górny	HEA 160	63	68	60	100
• Pas dolny	HEA 160	52	13	61	102
• Krzyżulce	RO 114,3x4,0	59	1	77	77
Rygiel pośredni dachowy	HEA 160	29	51	44	73
Słupy elewacyjne	RO 219,1x5,0	78	11	114	61
Belki obwodowe dachowe:					
• Okapowe zewnętrzne	RO 219,1x5,0	4	29	92	92
• Okapowe wewnętrzne	RO 219,1x5,0	8	28	51	102
• Kalenicowe	RO 114,3x4,0	8	17	153	153
Belki obwodowe elewacyjne:					
• Zewnętrzne	RO 219,1x6,3	30	89	99	99
• Wewnętrzne górne	RO 219,1x6,3	19	92	99	99
• Wewnętrzne dolne	RO 219,1x10,0	4	80	86	86
Krzyżulce dachowe	RO 114,3x4,0	70	49	186	186
Krzyżulce elewacyjne:					
• Elewacji E1	RO 139,7x4,0	14	24	164	164
• Elewacji E2	RO 139,7x6,0	88	45	172	172
• Elewacji E3	RO 139,7x4,0	32	25	166	166
Zastrzały dachowe	RO 114,3x5,0	89	45	170	170
Zastrzały elewacyjne	RO 139,7x4,0	90	32	150	150
Wieszaki elewacyjne	RO 139,7x4,0	15	1	78	78

5.2. Kombinacje obciążeń

Na podstawie obliczonych wartości poszczególnych obciążeń oddziałujących na konstrukcję uzyskano łącznie 21 przypadków. Zgodnie z normą [8] wygenerowano kombinacje, uwzględniające odpowiednie współczynniki oddziaływań, uzyskując ostatecznie 112 kombinacji SGN oraz 84 kombinacje SGU.

5.3. Wymiarowanie elementów

Po otrzymaniu wyników dla zadanych kombinacji obciążeń przystąpiono do iteracyjnego wyznaczania przekrojów dla poszczególnych grup elementów konstrukcyjnych, biorąc pod uwagę następujące parametry optymalizacji:

- taki sam profil dla ryglu pośredniego dachowego i dla ramy głównej kratownicowej w celu prawidłowego

ułożenia blachy trapezowej opartej na tych elementach,

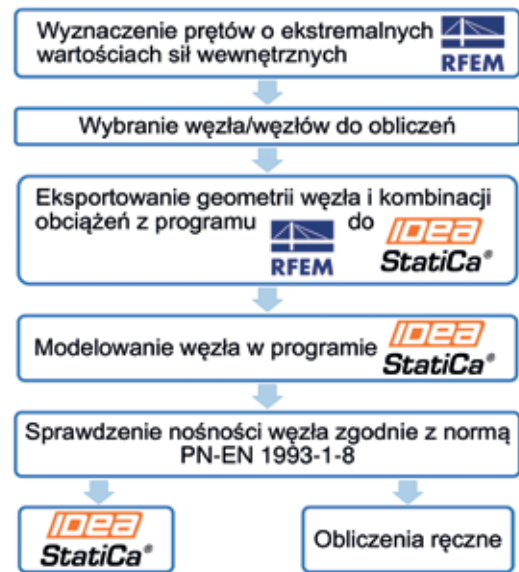
- zarówno pas dolny, jak i górny ramy głównej kratownicowej wykonane z tego samego przekroju, aby zapewnić prostszą budowę węzłów,
- wszystkie belki obwodowe, do których mocowana jest fasada, mają taką samą średnicę rury, co zapewnia mniejsze zróżnicowanie połączeń w przypadku fasady,
- ograniczenie liczby przekrojów rur o odmiennej średnicy, przy jednoczesnym różnicowaniu grubości ich ścianek, co wpływa korzystnie na walory estetyczne całości konstrukcji,
- przyjęcie minimalnej grubości ścianek rur równej 4,0 mm ze względu na konieczność zachowania warunków konstrukcyjnych dotyczących grubości spoin pachwinowych.

Sprawdzając stan graniczny użyteczności założono trzy różne warunki:

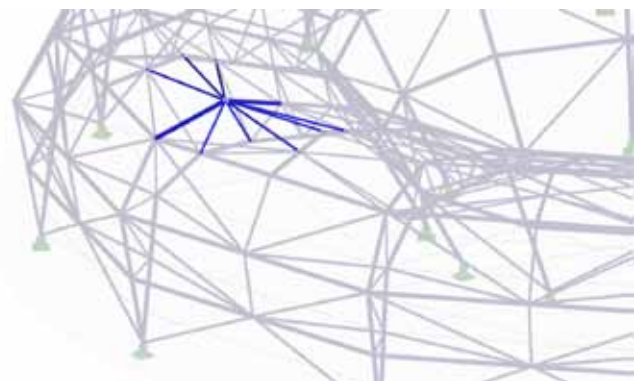
- L/500 – dla belek obwodowych, do których mocowana jest fasada aluminiowo-szklana, aby uniknąć pęknięcia tafli szklanych na skutek zbyt dużych ugięć elementów podporowych,
 - L/350 – dla ram głównych kratownicowych oraz rygli pośrednich dachowych, które stanowią oparcie dla blachy trapezowej poszycia dachowego,
 - L/250 – dla pozostałych elementów konstrukcyjnych.
- Po przeprowadzeniu obliczeń w programie RFEM, uwzględniających powyższe założenia, otrzymano ostateczne wymiary przekrojów, przy jednoczesnym dążeniu do uzyskania jak najmniejszej masy całkowitej konstrukcji. Analizując tabelę 2 można zauważyć, że przyjęte profile nie zawsze zapewniały spełnienie wymagań odnośnie oczekiwanego stopnia wyłączenia na poziomie 80–100%. W niektórych przypadkach był to skutek tego, że dobór mniejszego profilu powodowałby przekroczenie któregoś ze stanów granicznych bądź uzyskanie pręta o zbyt dużej smukłości, natomiast w innych był to efekt przyjętych parametrów optymalizacji.

6. Konstruowanie węzłów

Projektując wybrane węzły konstrukcji, postępowano zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 25. Na początku, po przyjęciu, jaki typ węzła będzie obliczany, konieczne było ustalenie lokalizacji prętów dochodzących do tego węzła o ekstremalnych wartościach sił wewnętrznych. Dzięki temu możliwe było wybranie konkretnego węzła, spośród wszystkich danego typu, dla którego będą przeprowadzane dalsze obliczenia. Jednak w niektórych przypadkach konieczne było sprawdzenie również innego węzła tego samego typu, ze względu na to, że dla części prętów nie występowały w nim ekstremalne wartości sił wewnętrznych. Niekiedy były one jednak na tyle zbliżone, że można było pominąć obliczenia dla kolejnego węzła. Z uwagi na duży stopień skomplikowania węzłów, których pręty nie leżały w jednej płaszczyźnie, a płaszczyzny te nie były prostopadłe do siebie, postanowiono wykorzystać program IDEA StatiCa. Po zaimportowaniu do niego geometrii węzła wraz z kombinacjami obciążeń z programu RFEM, za pomocą którego zwymiarowano całą konstrukcję, przystąpiono do modelowania węzła i sprawdzenia jego nośności zgodnie z normą [9]. Dodatkowo przeprowadzane obliczenia ręczne stanowiły weryfikację otrzymanych wyników w programie. Jednym z najbardziej skomplikowanych węzłów był



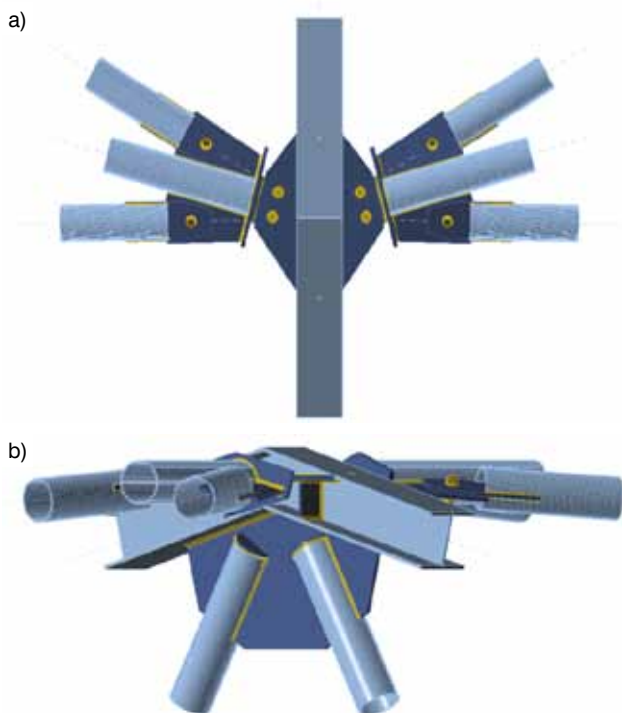
Rys. 25. Schemat obliczeń dla węzłów konstrukcji



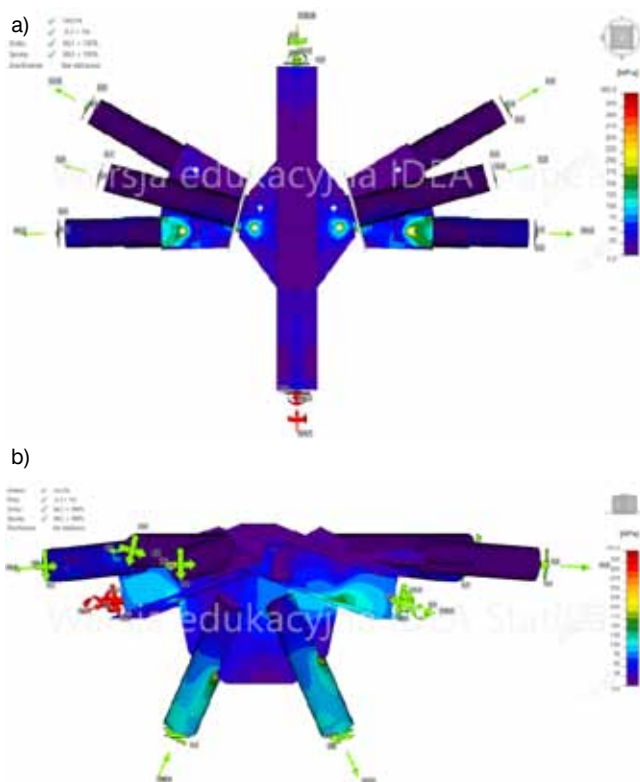
Rys. 26. Lokalizacja węzła kalenicowego w konstrukcji

węzeł kalenicowy występujący w przekroju charakterystycznym konstrukcji z ramą kratownicową (rys. 26). Dochodzące do niego pręty, o przekroju dwuteowym lub rurowym, leżą w 5 różnych płaszczyznach i łączą się ze sobą pod różnymi kątami (innymi niż kąt prosty).

Zamodelowany węzeł w programie Idea StatiCa został pokazany na rysunku 27. Ze względu na duże naprężenia w spoinie łączącej blachę górną z belką obwodową kalenicową, do której dołączone są krzyżulce dachowe obu połaci, konieczne okazało się jej powiększenie. Dzięki temu uzyskano przekazywanie części obciążenia z krzyżulców na blachę węzłową w sposób bezpośredni, a części w sposób pośredni – poprzez belkę obwodową, co pozwoliło zmniejszyć stopień wyłączenia wyżej wspomnianej spoiny. Dodane żeberko pomiędzy śrubami zapewniło natomiast zmniejszenie zginania blach węzłowych, łączonych przez te śruby. Dla wszystkich połączeń śrubowych zastosowano śruby o tej samej



Rys. 27. Model 3D węzła kalenicowego w programie Idea StatiCa – widok: a) od góry; b) z boku



Rys. 28. Wyniki obliczeń dla węzła kalenicowego w programie Idea StatiCa – widok: a) od góry; b) z boku

średnicy oraz tej samej klasy, mimo, że w przypadku połączeń jednośrubowych śruby o mniejszej klasie okazałyby się wystarczające, jednakże takie podejście

pozwała zmniejszyć ryzyko pomyłki przy montażu. Wyniki obliczeń węzła, w postaci rozkładu naprężeń w poszczególnych elementach węzła, które odpowiadają maksymalnemu wyężeniu śrub w połączeniu dwuśrubowym oraz w jednej ze spoin obrazuje rysunek 28. Kolor niebieski reprezentuje wartość naprężeń równą 0 MPa, natomiast kolor czerwony – 355 MPa. Wyraźnie widoczne koncentracje naprężeń występują przy otworach na śruby oraz na krawędzi połączeń pomiędzy blachą węzłową i krzyżulcami ramy głównej oraz jej pasem górnym.

7. Podsumowanie

Zaprojektowanie konstrukcji stalowej o unikalnej geometrii, której przykładem jest przedstawiony budynek Muzeum Sztuki Nowoczesnej, wiąże się z wieloma wyzwaniami inżynierskimi. Na początku konieczne jest założenie pewnego ustroju nośnego, który w trakcie dalszych obliczeń ulega modyfikacjom. Należy jednak pamiętać, aby dążyć do jak największej powtarzalności rozwiązań. Biorąc bowiem pod uwagę dalsze etapy projektowania, wykonawstwo konstrukcji i jej montaż, jest to niewątpliwie duża zaleta, która ułatwia i przyspiesza każdy z tych etapów. Przy zbieraniu obciążeń nie zawsze wystarczające są metody obliczeniowe zawarte w normach. Konieczne jest wtedy indywidualne podejście wiążące się na przykład z przeprowadzeniem dodatkowych badań lub zastosowaniem specjalistycznego oprogramowania. Również w przypadku konstruowania węzłów, które charakteryzują się dużym stopniem skomplikowania, pomocne okazują się programy, umożliwiające sprawdzenie ich nośności przy użyciu Metody Elementów Skończonych. Na ostatnim etapie projektowania opracowywane są rysunki wykonawcze, warsztatowe i schematy montażowe, dzięki którym możliwa jest realizacja zaprojektowanego obiektu.

1. Nagroda w Konkursie na Najlepsze Prace Dyplomowe wykonane na Wydziale Inżynierii Łądowej Politechniki Warszawskiej w R.A. 2019/2020.

2. Nagroda w Konkursie o Nagrodę Ministra Rozwoju, Pracy i Technologii za prace dyplomowe, rozprawy doktorskie oraz publikacje w dziedzinach architektury i budownictwa, planowania i zagospodarowania przestrzennego oraz mieszkalnictwa za R.A. 2019/2020.

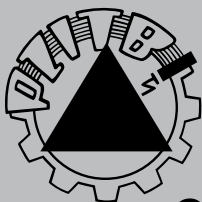
3. Wyróżnienie w Konkursie dla Młodych Inżynierów 2020/2021 w zadaniu Wyzwanie Młodego Inżyniera.

BIBLIOGRAFIA

- [1] https://www.area-arch.it/wp-content/uploads/sites/6/2018/03/Joseph-H.-Hirshhorn-Museum-and-sculpture-garden_f2.jpg
- [2] https://www.baunetzwissen.de/imgs/2/0/2/4/8/9/7/07_CROSS_SECTION_CLOSE_UP-c2d3e16398b71245.jpg
- [3] <https://zone-iaso-europe-bafpz4jcbcpku.netdna-ssl.com/img/projects/hd-main/IASO%20ALLIANZ%20RIVIERA%203.jpg>
- [4] https://architizer-prod.imgix.net/media/142305917964308_PAV-BP.jpg?q=60&auto=format,compress&cs=strip&w=1680
- [5] <https://content.fortune.com/wp-content/uploads/2015/07/portland-airport.jpg?resize=1200,600>
- [6] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru
- [7] PN-EN 1991-1-3:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem
- [8] PN-EN 1990:2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji
- [9] PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów
- [10] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [11] PN-EN 1993-1-5:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Błachownice
- [12] PN-EN ISO 14688-1, 2: 2006 Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikacja gruntów. Część 1: Oznaczenie i opis. Część 2: Zasady klasyfikowania
- [13] PN-EN 1997-1: 2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- [14] Trahair N. S., Bradford M. A., Nethercot D. A., Gardner L., The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3, wyd. IV, 2008, Taylor&Francis, ISBN 0-203-93593-4
- [15] Bródka J., Broniewicz M., Konstrukcje stalowe z kształtowników zamkniętych, wyd. I, t. 1, 2016, Polskie Wydawnictwo Techniczne, ISBN 978-83-61615-10-1
- [16] Garwacka-Piórkowska S., Cios I., Projektowanie typowych fundamentów bezpośrednich i konstrukcji oporowych z uwzględnieniem Eurokodów wraz z przykładami, wyd. I, 2014, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, ISBN 978-83-7814-254-6
- [17] Bogucki W., Żybertowicz M., Tablice do projektowania konstrukcji metalowych, wyd. VII, 2007, Wydawnictwo Arkady, ISBN 83-213-4335-X
- [18] Bródka J., Kozłowski A., Ligocki I., Łąguna J., Ślęczka L., Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych, wyd. II popr. i uzupełn., t. 1, 2013, Polskie Wydawnictwo Techniczne, 739 s., ISBN 978-83-61615-07-1

Serdecznie zapraszamy autorów do publikowania w „Przeglądzie Budowlanym”

Za publikację w miesięczniku „Przegląd Budowlany” uzyskuje się 5 punktów



PZITB Zarząd Główny
oferuje

**wynajęcie trzech pokoi
o powierzchni: 13 m², 16 m² i 22 m²**

**w Centrum Warszawy, ul. Świętokrzyska 14,
II piętro – winda, pomieszczenia doświetlone z dostępem
do internetu światłowodowego, korytarz i zaplecze sanitarno-socjalne.
Obiekt chroniony.**

**Osoba do kontaktu: Agnieszka Poterańska,
tel. 22 827 02 51, e-mail: apoterańska@zgpzibt.org.pl**