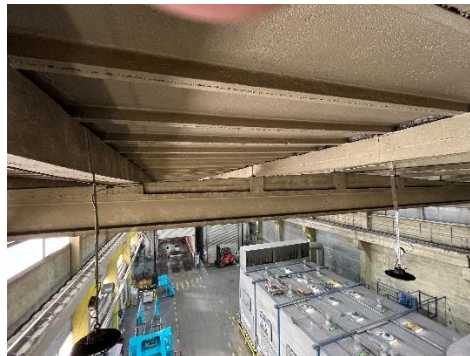
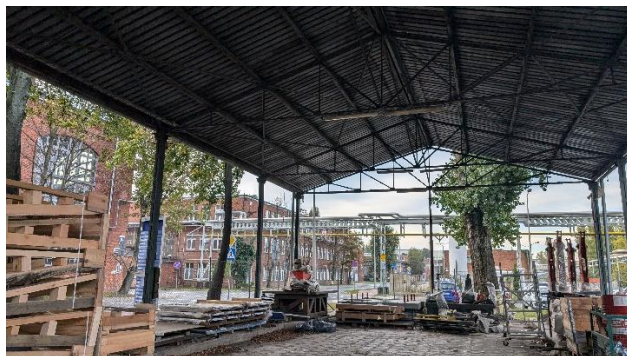


NAZWA ZADANIA	Opracowanie ekspertyz dachów hal C2, B3, B4 i C14 pod kątem możliwości montażu paneli fotowoltaicznych na potrzeby Dozamel Sp. z o.o. przy ul. Fabrycznej 10 we Wrocławiu. CZĘŚĆ I: obiekt B3 oraz C14.
ADRES ZADANIA	Dozamel sp. z o.o. ul. Fabryczna 10, 53-609 Wrocław
ZLECENIODAWCA	Dozamel sp. z o.o. ul. Fabryczna 10, 53-609 Wrocław
FAZA	EKSPERTYZA



ZESPÓŁ PROJEKTOWY	dr inż. Łukasz Zawiślak upr. nr OPL/1573/PBKb/18 dr inż. Marcin Szyszka	
Wer.	00	Data wydania
		Październik 2024

Wersja	Data wydania	Opis
00	październik 2024	Wydanie pierwsze

Spis treści

I. CZĘŚĆ OPISOWA.....	5
1. Podstawa opracowania	5
2. Cel i zakres	5
3. Wykorzystane materiały	5
3.1. Akty prawne, normy, literatura.....	5
3.2. Materiały zlecniodawcy	7
3.3. Pozostałe źródła	8
4. Opis obiektów	8
4.1. Wiata stalowa B3	9
4.2. Hala przemysłowa C14	9
5. Stan istniejący	10
5.1. Wiata stalowa B3	11
5.2. Hala przemysłowa C14	17
6. Obliczenia	24
6.1. Obciążenia klimatyczne	24
6.2. Obciążenia panelami.....	25
6.3. Obliczenia wiaty B3	25
6.4. Obliczenia hali C14	32
7. Wnioski i zalecenia	37
8. Przypisy końcowe	39
8.1. Wymagania dla dokumentacji	39
8.2. Nadzór autorski i zmiany w dokumentacji.....	39
8.3. Wykluczenia	39
8.4. Warunki wykonania i odbioru robót budowlanych.....	39
8.5. Organizacja robót budowlanych	39
II. ZAŁĄCZNIKI.....	40

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Podstawa opracowania

Opracowanie dotyczy ekspertyzy dachów hal C2, B3, B4, C14 pod kątem możliwości montażu paneli fotowoltaicznych na potrzeby Dozamel Sp. z o. o.

Zadanie wykonano w oparciu o umowę NR 24/BZA/2024 z dnia 10.09.2024 roku.

Zamawiający:

*DOLNOŚLĄSKIE ZAKŁADY USŁUGOWO - PRODUKCYJNE "DOZAMEL" SPÓŁKA
Z OGRANICZONĄ ODPOWIEDZIALNOŚCIĄ
z siedzibą we Wrocławiu, przy ulicy Fabrycznej 10, 53-609 Wrocław
wpisana do rejestru przedsiębiorców Krajowego Rejestru Sądowego prowadzonego
przez Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej we Wrocławiu VI Wydział
Gospodarczy KRS pod numerem KRS: 0000085139,
o kapitale zakładowym w wysokości 59.000.000 zł,
posiadająca numer NIP: 896-000-10-14 oraz numer REGON: 931085872*

Wykonawca:

*IMC Projekt Sp. z o. o. z siedzibą w Warszawie przy ul. Williama Heerleina Lindleya 16, 02-013
Warszawa, posiadająca nr NIP: 7011125223 oraz numer REGON: 524226684 wpisana do KRS
pod nr 0001014156*

2. Cel i zakres

Całość zamówienia obejmuje opracowanie ekspertyz dachów hal C2, B3, B4 i C14 pod kątem możliwości montażu paneli fotowoltaicznych na potrzeby Dozamel Sp. z o.o. przy ul. Fabrycznej 10 we Wrocławiu, oddzielnie dla każdego budynku wraz z wykonaniem inwentaryzacji konstrukcji dachów i wykonaniem odkrywek oraz pomiarów w zakresie niezbędnym do prawidłowej realizacji przedmiotu zamówienia.

W tej części opracowania przedstawione są wyniki dla hali C14 oraz wiaty metalowej B3.

3. Wykorzystane materiały

3.1. Akty prawne, normy, literatura

Akty prawne:

- R1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (z późn. zm.)
- R2. Ustawa z dnia 11 września 2019 r. Prawo zamówień publicznych (z późn. zm.)
- R3. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (z późn. zm.)
- R4. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 7 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów (z późn. zm.)
- R5. Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 20 grudnia 2021 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych

wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego (z późn. zm.)

- R6. *PN-EN 1992-1-2:2024-05: Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu- Część 1-2: Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*
- R7. *PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji*
- R8. *PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*
- R9. *PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem*
- R10. *PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*
- R11. *PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków*
- R12. *PN-EN 1996-1-1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*
- R13. *PN-EN 13791:2019-12 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.*
- R14. *PN-57/B03320 Konstrukcje z betonu sprężonego - obliczenia statyczne i projektowanie, Warszawa, Wydawnictwo Normalizacyjne, 1957*

Wiedza techniczna i literatura:

- L1. *Konstrukcje żelbetowe, tom I, wydanie VI.* Jerzy Kobiak, Wiesław Stachurski. ARKADY. Warszawa 1995
- L2. *Konstrukcje żelbetowe, tom I, wydanie III.* Jerzy Kobiak, Wiesław Stachurski. ARKADY. Warszawa 1967
- L3. *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 1.* Ł. Drobiec, R. Jasiński, A. Piekarczyk; Wydawnictwo Naukowe PWN; Warszawa 2020
- L4. *Konstrukcje metalowe. Część 1 Podstawy projektowania.* M. Łubiński, W. Żółtowski. Wydanie 2, ARKADY, Warszawa 2007
- L5. *Konstrukcje metalowe. Część 2 Obiekty budowlane.* M. Łubiński, W. Żółtowski. Wydanie 2, ARKADY, Warszawa 2007
- L6. *Zarys Geotechniki.* Z. Witun, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1987
- L7. *Budownictwo ogólne. Tom 2. Fizyka budowli,* Wydawnictwo ARKADY, praca zbiorowa napisana pod kierunkiem prof. dr hab. inż. Piotra Klemma;

- L8. *Nowoczesne hydroizolacje budynków. Zeszyt 1. Zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynków.* Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2021. Francke Barbara;
- L9. *Hydroizolacje w budownictwie. Projektowanie. Wykonawstwo.* Wydanie 3. Wydawnictwo Medium 2019. Maciej Rokiel;
- L10. *Hydroizolacje. Vademecum.* Edycja 2015. ISSN-2353-5261. Wydawnictwo Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa;
- L11. *Construction Waterproofing Handbook.* Second Edition. Michael T. Kubal. McGraw-Hill Professional, year: 2008.
- L12. *Poradnik: Ocena wytrzymałości betonu w konstrukcjach na podstawie badań sklerometrycznych.* Leonard Runkiewicz, Jan Sieczkowski. Instytut Techniki Budowlanej 2022 Warszawa
- L13. 367/2017 *Ocena stanu technicznego eksploatowanych strunobetonowych dźwigarów dachowych. Wytyczne. Rok wydania 2017, Instytut Techniki Budowlanej. Leonard Runkiewicz*
- L14. *Instrukcja ITB 353/2018 Ocena stanu technicznego kablobetonowych dźwigarów dachowych. Rok wydania 2018, Instytut Techniki Budowlanej. Leonard Runkiewicz*
- L15. *Zestaw projektów do powszechnego stosowania w budownictwie przemysłowym. Wydanie IV uzupełnione i poprawione. 1977 – 1998. BISTYP, Warszawa*
- L16. *Katalog typowych rozwiązań do projektowania żelbetowych prefabrykowanych hal przemysłowych. System konstrukcyjno-montażowy P70. Zeszyt 1 – INFORMACJE. BISTYP. 1971.*
- L17. *Katalog typowych rozwiązań do projektowania żelbetowych prefabrykowanych hal przemysłowych. System konstrukcyjno-montażowy P70. Zeszyt 2 – ELEMENTY. BISTYP. 1971.*

3.2. Materiały zleceńodawcy

Zamawiający przekazał Wykonawcy dokumentację:

- Archiwalne projekty budynków B4, C14 oraz C2.

Przekazanie nastąpiło w dniu 27.09.2024 roku. Zamawiający zapewnił Wykonawcy dostęp do archiwum, a następnie przekazał wskazane przez Wykonawcę dokumenty. W dokumentacji archiwalnej nie odnaleziono materiałów dotyczących wiaty metalowej B3, co zostało potwierdzone przez przedstawiciela Zamawiającego.

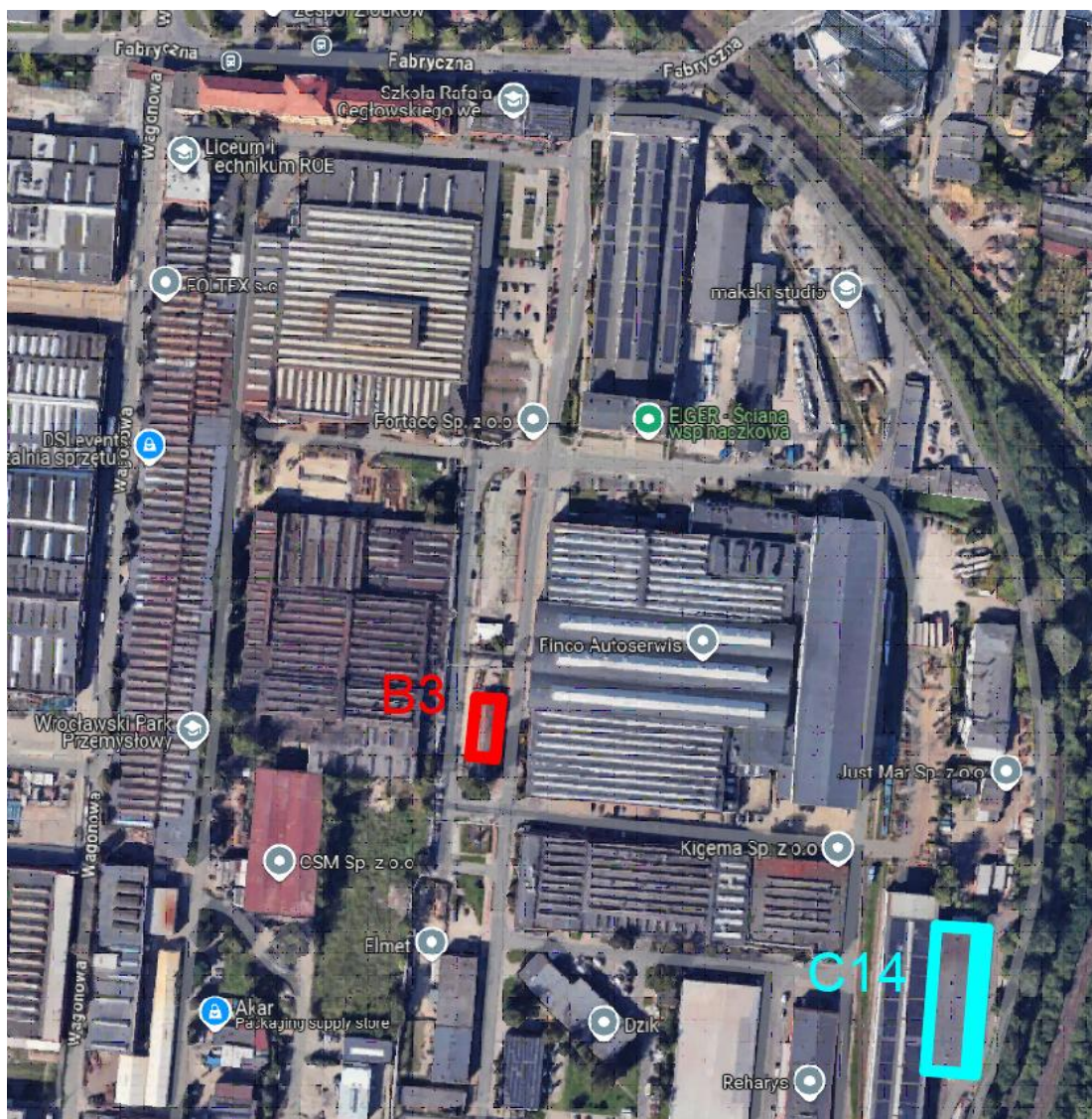
3.3. Pozostałe źródła

Poza udostępnioną dokumentacją, istotną rolę pełniły pozostałe metody pozyskiwania informacji:

- dokumentacja fotograficzna;
- wizja lokalna;
- odkrywki;
- badania nieniszczące in situ;
- wywiad z Zamawiającym.

4. Opis obiektów

Lokalizacja obiektów na terenie Zakładów przedstawiona jest na rysunku poniżej. Oś podłużna każdego z nich, w przybliżeniu usytuowana jest na kierunku północ-południe (N-S). Z kolei połacie dachowe obiektów (dwuspadowe, bądź jednospadowe) obrócone są względem osi podłużnej obiektów o 90 stopni.



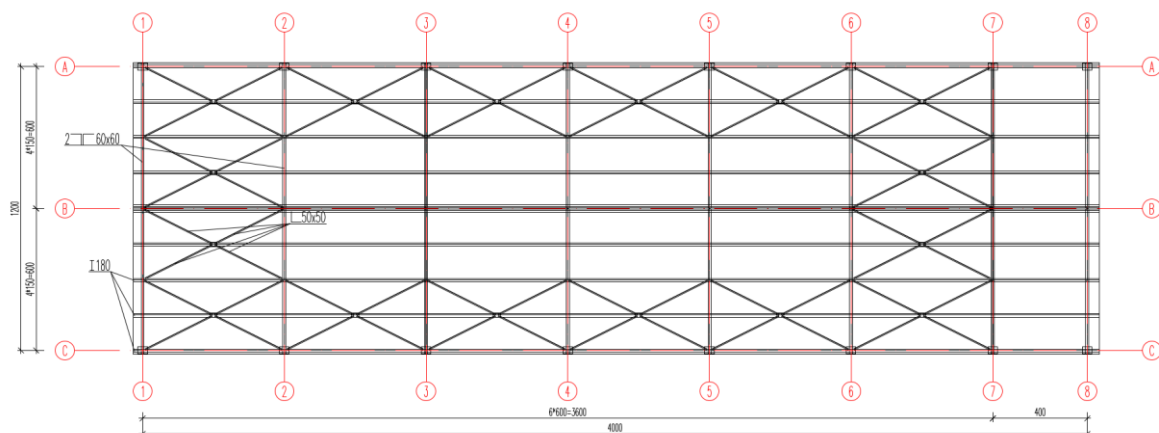
Rysunek 1. Lokalizacja obiektów

Obiekty są własnością Zamawiającego, Użytkownikami są natomiast niezależne, zewnętrzne podmioty gospodarcze. Zamawiający odpowiada za utrzymanie obiektów oraz prace modernizacyjne.

Wizji lokalnej na obu obiektach dokonano w dniu 30.09.2024 roku.

4.1. Wiata stalowa B3

Wiata metalowa B3 pełni funkcję magazynu otwartego. Konstrukcja części nadziemnej jest w całości stalowa, fundamenty żelbetowe w postaci stóp. Posiada dach dwuspadowy o kącie nachylenia około 30%. Szerokość obiektu to 12m, jego długość to 40m – **Rysunek 2**.



Rysunek 2. Wiata B3 – widok z góry na konstrukcję stalową

4.2. Hala przemysłowa C14

Budynek C-14 pełni na chwilę obecną funkcję lakierni, cały obiekt jest ocieplony. Obiekt wykonany jest częściowo w technologii prefabrykowanej (hala produkcyjna), część socjalno-biurowa wznoszona metodami tradycyjnymi. Konstrukcja nośna budynku składa się z dźwigarów opartych na słupach – układ jednokierunkowy. Elementy nośne dachu to płyty prefabrykowane żelbetowe oparte na prefabrykowanych żebrach żelbetowych, które z kolei spoczywają na prefabrykowanych dźwigarach strunobetonowych. Pomędzy prefabrykowanymi słupami pełnymi, jednogłazowymi znajdują się płyty żelbetowe prefabrykowane. Hala składa się z dwóch części – wyższej oraz niższej. Pierwsza z nich służy do wykonywania prac ciężkich – wyposażona jest w suwnicę. Dach wyższej części jest dwuspadowy, kryty papą, spadek około 5%. Od strony zachodniej, do hali C14 przystaje budynek C6, który jest obiektem młodszy. W poziomie dachu zachowana jest ciągłość połaci pomiędzy tymi dwoma obiektami. Wymiary zewnętrzne tej części obiektu to 19,17m (szerokość) oraz 73,37m (długość) – **Rysunek 3**. Maksymalna wysokość hali wynosi 12,46m. Niższa część hali, przyległa od strony wschodniej, posiada dach jednospadowy, również o nachyleniu około 5%. Maksymalna wysokość hali wynosi 4,28m. Różnica wysokości pomiędzy częścią wyższą i niższą (w odniesieniu do wspólnej krawędzi obu części) wynosi 7,69m – **Rysunek 4**. Taki układ geometryczny wywołuje efekt tzw. worka

This architectural section drawing illustrates a building's internal structure and spatial organization. The main hall, labeled **C14**, is a large, open space with a flat roof. To the left, a smaller area labeled **C6** is indicated by a large black arrow pointing towards it. The drawing includes various structural elements such as walls, columns, and a roof structure with a 5.08% slope. Dimensions are provided for the overall width (1770) and height (1191.5) of the main space, as well as for the smaller area (C6) which has a width of 292. Elevation markers are shown at various points, including +11.87, +12.46, +11.97, +4.28, +3.97, +0.00, -0.11, and -0.24. The drawing is divided into sections by vertical dashed lines, with labels B, C, D, and E at the bottom.

Strona

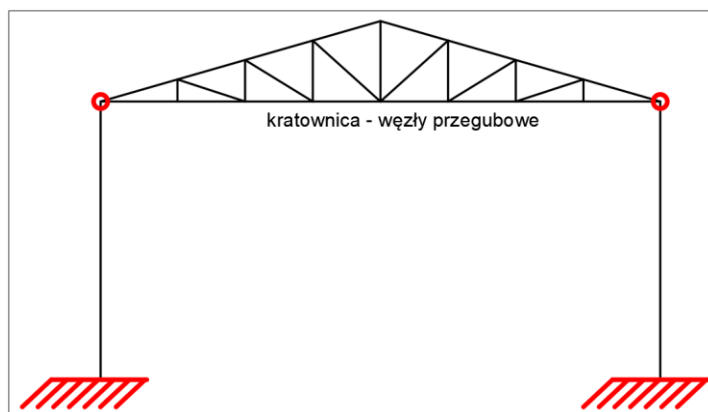
5.1. Wiatła stalowa B3

Ze względu na brak dokumentacji technicznej dla tego obiektu dokonano całościowego przeglądu konstrukcji oraz jej inwentaryzacji geometrycznej. Wiatła przedstawiona na **Rysunek 5** wykazuje układ konstrukcyjny jednokierunkowy. To jest, składa się z powtarzalnych ram poprzecznych, ustawionych w powtarzalnym rozstawie 6m, poza skrajnym polem od strony południowej – rozstaw 4m. Rama poprzeczna posiada schemat statyczny przedstawiony na - **Rysunek 6**. Kratownica dachowa oparta jest przegubowo (**Rysunek 7**) na słupach dwugąździowych. Niezmiennność geometryczną zapewnia utwierdzenie słupów w podłożu – podstawy słupów przykryte są posadzką, która prawdopodobnie jest głównym źródłem usztywnienia (**Rysunek 8**). Sztywność giętna słupów jest stosunkowo niewielka – względem rozpiętości ramy oraz jej wysokości.

Na obiekcie nie ma żadnych stężeń w kierunku poprzecznym, jeśli chodzi o stężenia podłużne (kątowniki L50x50x 7) to zostały one wykonane w jednym polu, co jest niezgodne ze sztuką budowlaną (standardowo należy wykonać stężenia co najmniej w polach skrajnych, jeśli obiekt posiada dwa pola to należy również wykratować dwa pola). Stężenia potaciowe dachu, wykonane z kątowników L50x50x 7 należy uznać za poprawne i wystarczające.



Rysunek 5. Widok na wiatę



Rysunek 6. Rama wiaty – schemat statyczny

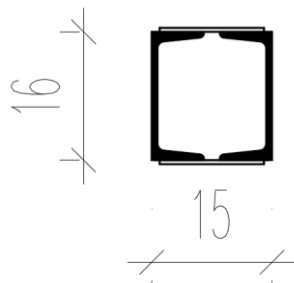


Rysunek 7. Oparcie przegubowe kratownicy na słupie oraz głowica słupa



Rysunek 8. Podstawa słupa przykryta warstwą posadzki

Dwugąteżiowe słupy wykonane są z ceowników UPN160 (szerokość słupa to wysokość jednego ceownika) rozstawionych na odległość zapewniającą wysokość słupa równą 15cm – **Rysunek 9**. Słupy są ze sobą połączone za pomocą dwustronnych przewiązek prostokątnych o wymiarach $h \times b \times t = 110\text{mm} \times 130\text{mm} \times 9\text{mm}$. Spoina pachwinowa łącząca przewiązki ze słupem o wysokości 5-6mm. Spoiny w stanie dobrym. Inwentaryzację przewiązek przedstawiono na **Rysunek 10**.



Rysunek 9. Przekrój słupa. Wymiary w cm

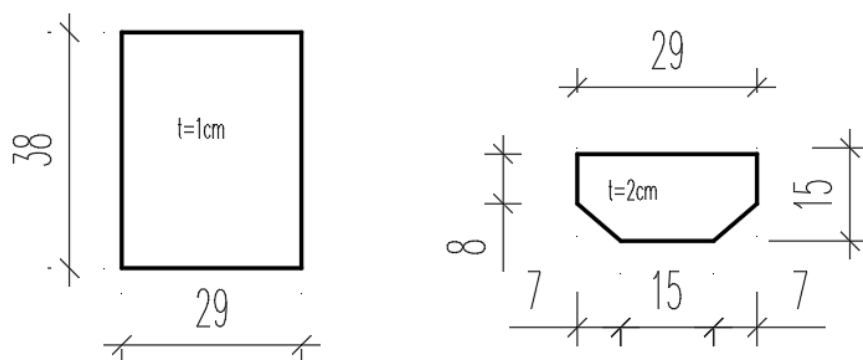


Rysunek 10. Przewiązki słupa

Głowica słupa składa się z blachy poziomej o grubości 20mm połączonej obwodowo za pomocą spoin z ceownikami, pionowo umieszczone są blachy trapezowe grubości 10mm. Na blasze poziomej spoczywa kolejna blacha pozioma (grubość 10mm) będąca częścią kratownicy – blachy połączone śrubową za pomocą czterech śrub M12. Głowicę przedstawiono na **Rysunek 11** oraz **Rysunek 12**.



Rysunek 11. Blacha trapezowa i blacha pozioma – głowica słupa



Rysunek 12. Blacha trapezowa i blacha pozioma – wymiary w cm

Więzmiar kratowy oparty przegubowo na słupach zbudowany jest z kątowników – pojedynczych lub podwójnych. Pasy dolne i górne wykonano jako elementy ciągłe z podwójnych kątowników – są to odpowiednio 2xL55x55x6 oraz 2xL60x60x8. Elementy diagonalne wykonano z kątowników podwójnych 2xL40x40x4, słupki pionowe z pojedynczego kątownika L40x40x4.

Połączenia poszczególnych elementów wykonano jako spawane z wykorzystaniem blach węzłowych o grubości 10 mm. Przykładowy węzeł – centralny węzeł pasa dolnego przedstawiono na **Rysunek 13**.



Rysunek 13. Pas dolny – węzeł z centralnym słupkiem pionowym

Stężenia pościowe wykonane z pojedynczych kątowników L50x50x7. Na **Rysunek 14** przedstawiono połączenie stężenia z górnym pasem dźwigara dachowego.



Rysunek 14. Widok na łączenie stężenia połaciowego z górnym pasem dźwigara kratowego

Pomiędzy dźwigarami kratowymi znajdują się uciągłone płatwie o przekroju IPN180. W miejscu oparcia na pasie górnym, poza połączeniem spawanym znajdują się dodatkowe elementy stabilizujące - **Rysunek 15**. Dla wszystkich elementów gorącowalcowanych należy przyjąć klasę stali S185.



Rysunek 15. Płatwie – przekrój i oparcie na dźwigarze

Na płatwiach ułożone są blachy trapezowe o grubości blachy 1mm, wysokości przetłoczenia około 5-6cm i szerokości powtarzalnego modułu około 19cm – **Rysunek 16**. Na podstawie

pomiarów, zidentyfikowano w pozycji literaturowej L15 dokładny typ blachy – **Rysunek 17**. Blachę całościowo ukazano również na **Rysunek 18**.



Rysunek 16. Pomiary blachy trapezowej

Blachy faldowe stalowe stosowane są na elementy nośne i osłonowe ścian i dachów obiektów budowlanych. Asortyment produkcji podano w tablicy 1.

Tablica 1

Pro- ducent	Oznaczenie, kształt	Grubość blach mm	Ciężar kg/m ²	Długość m	Rodzaj powłoki
Huta "Lenina"	35×188-750 	0,75 1,00 * 1,25 *	7,84 10,45 13,07	20+62	Ocynkowane i powlekane. Na powierzchni "A" lakier ochronny. Powłoka tworzywa
Huta "Florian"	18×72-720 	0,75 0,88	8,17 9,58	1,5+16,5	Ocynkowane, powlekane. Powierzchnia "A" - lakier ochronny. Na powierzchni "B" - lakier ochronny lub odwrotnie. Możliwość występowania tej samej powłoki po stronie A i B należy uzgodnić z producentem.
	43,5×190-950 	0,75 0,88 1,00	8,24 9,57 10,99		
	55×188-750 	0,75 0,88 1,00 1,25	9,08 10,70 12,10 15,10		

Rysunek 17. Typ blachy trapezowej



Rysunek 18. Widok na blachę trapezową

Stan całości konstrukcji: **dostateczny**. Słupy są w stanie dobrym – profile i połączenia spawane. Lokalnie widoczna niewielka korozja powierzchniowa, powłoka malarska w stanie dostatecznym. W przypadku wiązarów stan nieco gorszy – farba silnie złuszczone, widoczne większe ogniska korozji (na chwilę obecną głównie powierzchniowej) z potencjałem do rozprzestrzeniania się. Blachy trapezowe skorodowane w znacznej części od strony zewnętrznej – brak powłoki ochronnej. Od strony wewnętrznej poza łączeniem blach w strefie kalenicy (na całej długości obiektu, po obu stronach kalenicy) znajdują się również pasy skorodowanej blachy.

5.2. Hala przemysłowa C14

Dla hali istnieje dokumentacja techniczna w zakresie geometrii oraz rozwiązań konstrukcyjnych. W celu weryfikacji istniejącej dokumentacji, określenia parametrów wymaganych na potrzeby analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz określenia stanu technicznego poszczególnych elementów dokonano wizji lokalnej.

Zgodnie z dostępną dokumentacją oraz stanem faktycznym produkcyjna (wyższa) część hali, rozważana w kontekście montażu paneli fotowoltaicznych, wykazuje konstrukcję ramową, żelbetonową prefabrykowaną. Schemat statyczny ramy, to słupy utwierdzone w podłożu, na słupach podparte są przegubowo dźwigary strunobetonowe. Słupy oraz dźwigary stanowią część systemu P-70, czyli systemu konstrukcyjnego służącego do wznoszenia powtarzalnych hal przemysłowych w okresie PRL – **Rysunek 19**.



Rysunek 19. Widok na układ konstrukcyjny hali C14

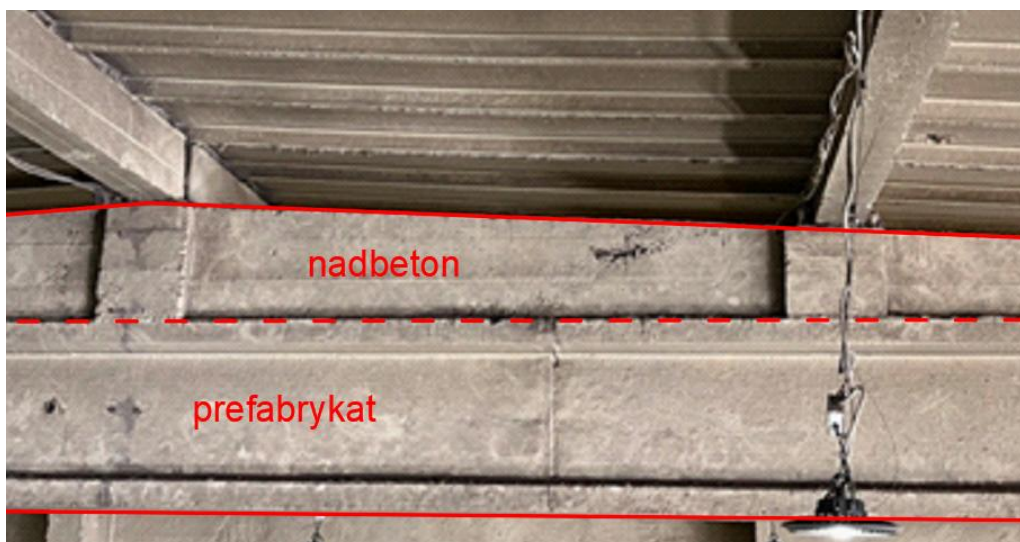
Typ dźwigara zidentyfikowano na podstawie pomiarów jego wysokości – około 80cm (**Rysunek 20**), szerokości – około 32cm (**Rysunek 21**) oraz charakterystycznego nadbetonu w kształcie trójkąta. Sam dźwigar posiada stałą wysokość i szerokość przekroju, natomiast po wykonaniu (na budowie, po ułożeniu dźwigarów) nadbetonu powstaje przekrój o zmiennej wysokości – **Rysunek 22**. W Zeszycie 2 Systemu P-70 (pozycja literaturowa L17) dźwigar ten figuruje jako typ SBn-I-80/18. **Rysunek 23** przedstawia dostępne przekroje dźwigarów dostępnych w tym typie – w tym zastosowany na hali dźwigar o wymiarach $b \times h = 32\text{cm} \times 80\text{cm}$. **Rysunek 24** przedstawia z kolei parametry materiałów zastosowanych w całym elemencie – klasa betonu w prefabrykacie i nadbetonie, rodzaj zbrojenia sprężającego oraz stali zbrojeniowej. **Rysunek 25** przedstawia systemowe rozwiązania podparcia widełkowego dźwigarów stosowane w P-70.



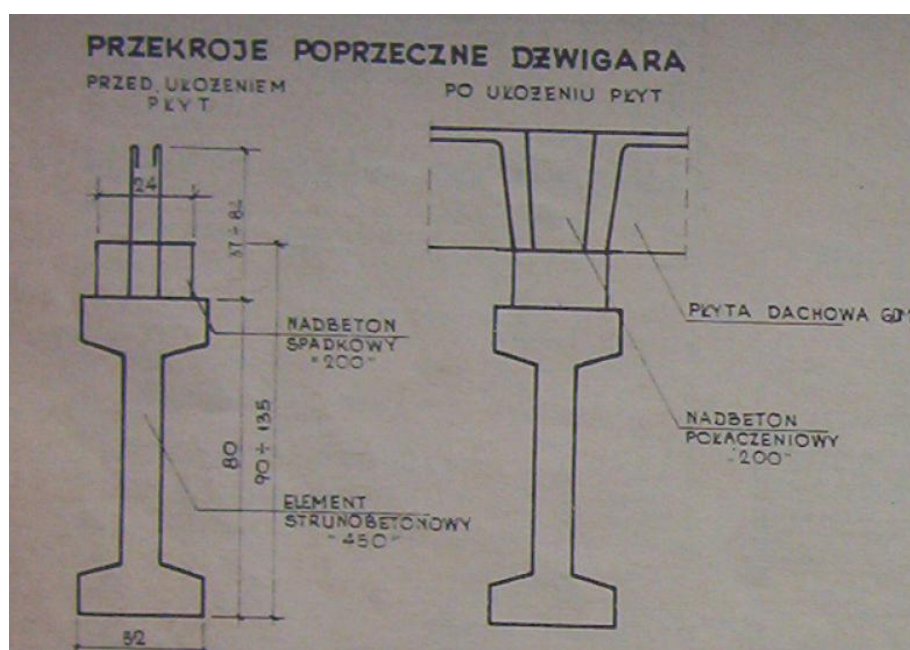
Rysunek 20. Wysokość prefabrykowanej części dźwigara



Rysunek 21. Szerokość dźwigara



Rysunek 22. Dźwigar dachowy – podział na część prefabrykowaną i monolityczną



Rysunek 23. Dźwigar dachowy SBn-I-80/18– przekrój poprzeczny

ZESTAWIENIE ZUŻYCIA MATERIAŁÓW				
BETON :				
ELEMENT STRUNOBETONOWY "450" - 2,4 m ³				
NADBETON "200" - 1,4 m ³				
ZBROJENIE SPRĘŻAJĄCE : (1 RODZAJ)				
RODZAJ ZBROJ.	STRUNY $\phi 2,5$ LUB SPLOTY 7 $\phi 2,5$ R _y = 190 KG/MM ² R _y = 6100 KG/SPLOT			
	SZT	CIEŻAR KG	SZT	CIEŻAR KG
III	284	173,4	39	186,3
ZBROJENIE ZWYKŁE :				
STAL SŁO	121,4 KG			
STAL SŁOS	18,1 KG			

Rysunek 24. Parametry materiałowe dźwigarów



Rysunek 25. Podparcie widełkowe dźwiga – widełki poziome

W systemie P-70 nie istnieje element zwany żebrem – aczkolwiek, ma to miejsce w przypadku hali C14. Na przedstawionym już **Rysunek 23**, po prawej jego stronie widać rozwiązanie konstrukcyjne w którym na dźwigarze spoczywają płyty. Mogą być to płyty prefabrykowane PŻFF-1 lub PŻFF-2 o długości 6m – czyli dostosowane do rozstawu dźwigarów. Natomiast w dachu hali C14 zastosowano rozwiązanie niestandardowe względem katalogu. Mianowicie, pomiędzy dźwigarami nie ma płyt, lecz prefabrykowane żebra, a dopiero na żebrawach spoczywają płyty. W tym układzie płyty ułożone są równoległe do dźwigarów, a nie prostopadłe jak w rozwiązaniu oryginalnym. Ponadto w tym układzie płyty są dwa razy krótsze – ich rozpiętość nie wynosi około 6m, lecz około 3m.

Rozstaw żebra wynosi 2,80m, wysokość przekroju 32cm, szerokość przekroju 21cm (**Rysunek 26**). W celu ich oparcia na dźwigarach, w części monolitycznej dźwigarów wykształcono odpowiednie cokoły – żebra oparte na dźwigarach są w sposób całkowicie wykorzystujący szerokość dźwigarów – **Rysunek 27**.

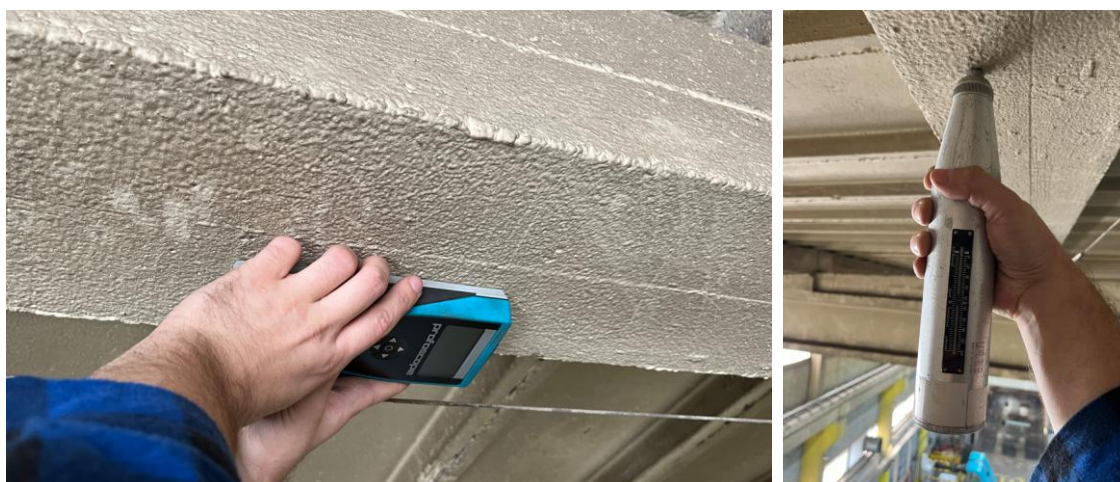


Rysunek 26. Wymiary dźwigara



Rysunek 27. Cokół i oparcie żeber na dźwigarze

Prefabrykowane żebra były prawdopodobnie elementami wykonywanymi na potrzeby tego budynku. W celu określenia parametrów zbrojenia wykorzystano detektor Profoscope PROCEQ. Na tej podstawie określono obecność 4 prętów o średnicy 14mm, z otuliną 5mm (niewielka otulina jest standardowa dla okresu powstawania konstrukcji). Jeśli chodzi o klasę stali to nie ma podstaw do przyjmowania wyższej niż minimalna – czyli A-0, St0S-b o granicy plastyczności 220MPa – tego typu stal była stosowana również w systemie P-70. Klasę betonu określono poprzez zastosowanie młotka Schmidt’a – otrzymano zbieżne odczyty na żebrach oraz nadbetonie dźwigara. Oznacza to, iż są to betony tej samej lub zbliżonej klasy. Zgodnie z tabelką przedstawioną na **Rysunek 24**, beton nad dźwigarem posiada markę 200 (według normy PN-B-06250:1963), w kolejnej generacji norm – czyli PN-B-06250:1975 ten beton to B17,5. Natomiast współczesny podział nie pozwala na przypisanie tego betonu do konkretnej klasy – znajduje się on na granicy C12/15 oraz C16/20 (bliżej tej wyższej klasy). Ostatecznie, konserwatywnie przyjęto C12/15.

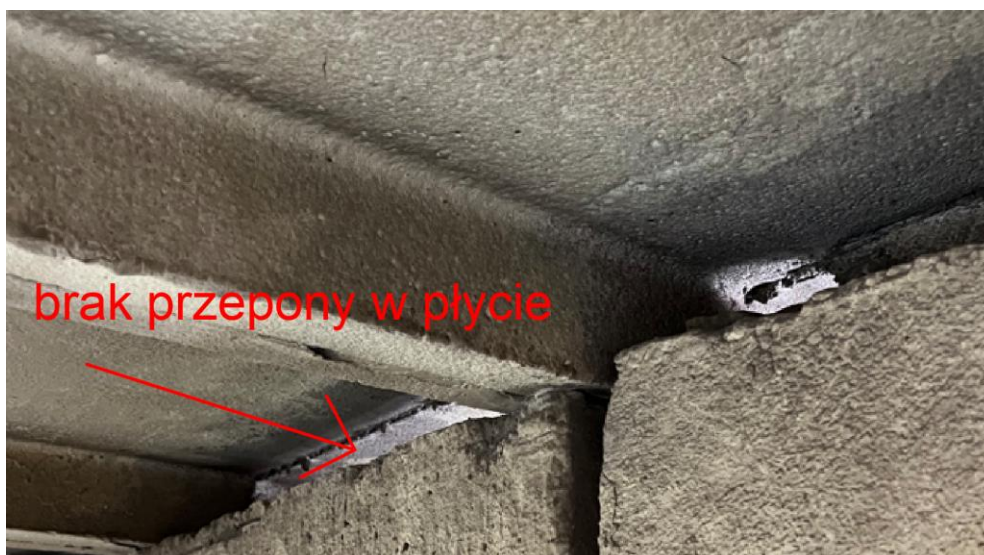


Rysunek 28. Cokół i oparcie żeber na dźwigarze

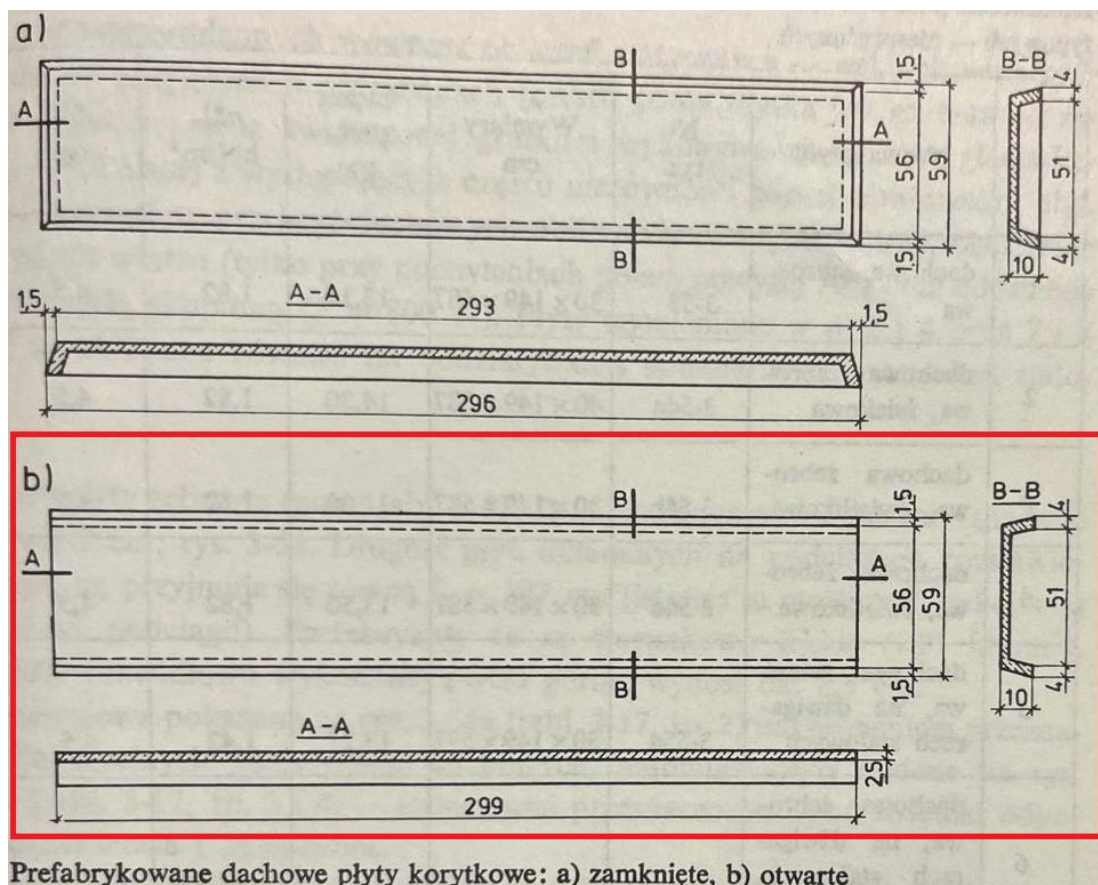
Płyty dachowe to płyty o wymiarach 59cm (**Rysunek 29**) na około 3m, bez przepon zamykających (**Rysunek 30**) – czyli są to płyty dachowe korytkowe otwarte – **Rysunek 31**. Długość produkcyjna tych płyt to 299cm, a ich wysokość to 10cm. Ciężar pojedynczej płyty to 1,53kN.



Rysunek 29. Szerokość płyt dachowych



Rysunek 30. Brak przepony końcowej



Rysunek 31. Płyty dachowe korytkowe. Źródło: L1

Dach pokryty trzema warstwami papy, pod którą znajduje się warstwa styropianu o grubości 15cm. Ogólny stan wierzchniej warstwy papy należy określić jako dobry, warstwa jest stosunkowo nowa, brak oznak degradacji. Jedynie lokalnie widać niższą jakość wykonania – szczególnie w okolicach elementów instalacji/wentylacji – te fragmenty mogą w przyszłości inicjować proces degradacji materiału.



Rysunek 32. Ogólny stan pokrycia dachu



Rysunek 33. Lokalne niedoskonałości wykonawcze

Stan konstrukcji dachu: **dobry/bardzo dobry**. Wszystkie elementy są w bardzo dobrym stanie, jakość wykonania w odniesieniu do standardów ówczesnego poziomu, również bardzo dobra/dobra. Brak widocznych zacieków, brak korozji, brak ubytków betonu.

Stan pokrycia dachu: **dobry**.

6. Obliczenia

Analizowane konstrukcje powstawały w różnych okresach w oparciu o inne generacje norm. To jest, w momencie ich projektowania, a następnie wznoszenia obowiązywały normy budowlane typ PN-B. Od roku 2010 natomiast, obowiązują normy PN-EN, potocznie zwane Eurokodami. Biorąc pod uwagę fakt, iż analizowane konstrukcje często są prefabrykowanymi systemami żelbetowymi z okresu PRL, ich nośność w katalogach opracowana jest właśnie o normy PN-B. Ponadto, dokładne rysunki zbrojenia takich elementów są praktycznie niedostępne w literaturze. W związku z powyższym, nośność skatalogowanych elementów prefabrykowanych szacowana jest na podstawie wartości podanych w katalogach. W przypadku prefabrykatów niestandardowych i konstrukcji stalowych stosowane są normy obecnie obowiązujące. Jeśli chodzi o zbieranie obciążeń to w przypadku analizowanych konstrukcji – zarówno PN-EN, jak i PN-B dają praktycznie identyczne obciążenie wiatrem i śniegiem.

6.1. Obciążenia klimatyczne

Dane:

- miejscowość: Wrocław;
- wysokość nad poziomem morza: $A = 122 \text{ m n.p.m.}$;

- Obciążenie śniegiem (wg PN-EN 1991-1-3):
 - strefa śniegowa: 1;
 - teren: normalny (obszary, na których nie występuje znaczne przenoszenie śniegu przez wiatr na budowle z powodu ukształtowania terenu, innych budowli lub drzew);
 - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu:
 $Q_k = \max[0,007 \cdot A - 1,4; 0,70] \text{ kPa} = 0,70 \text{ kPa}$.
 - dla kąta nachylenia dachu w obu przypadkach, zgodnie z załącznikiem B normy, współczynnik kształtu dachu wynosi 0,8.
- Obciążenie wiatrem (wg PN-EN 1991-1-4):
 - strefa wiatrowa: 1;
 - kategoria terenu: IV (tereny, których przynajmniej 15% powierzchni jest pokryte budynkami o średniej wysokości przekraczającej 15m);
 - dla hali C14 wiatr nie jest analizowany, to jest, ze względu na niewielkie nachylenie połaci, parcie – będące niekorzystne dla analizowanych przypadków – nie występuje;
 - dla wiaty stalowej B3 konieczne jest wyznaczenie układu ciśnień od wiatru na jej połaci ze względu na konieczność sprawdzenia całości konstrukcji. Wyznaczone wartości przedstawiono w Załączniku nr 2.

6.2. Obciążenia panelami

Przyjmuje się panele bez balastu, czyli panele na łączniki wklejane w połać. Masa pojedynczego panelu o wymiarach 195cm x 113cm wynosi 24kg, a podkonstrukcja dla panelu wynosi 9kg.

6.3. Obliczenia wiaty B3

W przypadku wiaty konieczne jest wykonanie obliczeń zarówno dla płatwi, więzara, jak i słupów. Ze względu na dużą podatność blachy trapezowej – przyjęto oparcie podkonstrukcji w miejscu ułożenia płatwi – taka podkonstrukcja będzie nieco cięższa co uwzględniono w obliczeniach. W celu wykonania obliczeń wykonano dwa modele numeryczne – belka dwukierunkowo zginana – płatew oraz rama płaska z dźwigarem kratownicowym – czyli słupy i konstrukcja dachu

Dane i zebranie obciążeń – na poszczególne węzły oraz na płatwie:

$$\text{rozstaw wiązarów: } s_w := 6 \text{ m} \qquad \text{rozstaw płatwi: } s_p := \frac{1,5 \text{ m}}{\cos(17 \text{ deg})} = 156,8538 \text{ cm}$$

$$\text{masa podkonstrukcji: } m_k := 9 \text{ kg} \cdot \frac{s_p}{113 \text{ cm}} = 12,4928 \text{ kg} \qquad \text{masa pojedynczego panela: } m_{pv} := 24 \text{ kg}$$

UWAGA : Obliczenia przeprowadzone dla węzłów wewnętrznych górnego pasa - na skraju i w kalenicy należy zastosować odpowiednie mnożniki

Ciężar konstrukcji uwzględniony w oprogramowaniu. W celu uwzględnienia ciężaru blach węzłowych, spoin i łączników aplikowane jest przyspieszenie ziemskie ze współczynnikiem 1.05.

ciężar płatwi pomiędzy wiązarami: $G_{pl} := 21,9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10 \frac{\text{m}}{2} \cdot s_w = 1,314 \text{ kN}$

ciężar blachy przypadająca na jeden węzeł przy zadanym rozstawie płatwi:

$$G_b := 10 \frac{\text{m}}{2} \cdot 12,10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot s_p \cdot s_w = 1,1388 \text{ kN}$$

obciążenie liniowe od blachy na płatwie:

$$10 \frac{\text{m}}{2} \cdot 12,10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot s_p \cdot 1 = 0,1898 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ciężar stężeń przypadających na węzeł:

$$G_{st} := \frac{4 \cdot 322 \text{ cm}}{\cos(17 \text{ deg})} \cdot 5,15 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10 \frac{\text{m}}{2} = 0,6936 \text{ kN}$$

ciężar paneli z podkonstrukcją przypadający na węzeł:

$$G_{PV} := 10 \frac{\text{m}}{2} \cdot (m_k + m_{PV}) \cdot 3 = 1,0948 \text{ kN}$$

Ciężar od paneli na płatwie również przyłożono punktowo.

śnieg przypadający na jeden węzeł: $G_s := 0,56 \text{ kPa} \cdot s_p \cdot s_w = 5,2703 \text{ kN}$

wiatr przypadający na jeden węzeł:

obciążenie globalne od wiatru wyznaczone na podstawie sił całkowitych (według Załącznika nr 2):

parcie wiatru: $F_{w,p} := 43,84 \text{ kN}$

średnie ciśnienie parcia:

$$q_{w,p} := \frac{F_{w,p}}{6 \text{ m} \cdot 40,91 \text{ m}} = 0,1786 \text{ kPa}$$

siła węzłowa:

$$Q_{wind,p} := q_{w,p} \cdot s_p \cdot s_w = 1,6809 \text{ kN}$$

$$Q_{wind,p} \cdot \cos(17 \text{ deg}) = 1,6074 \text{ kN}$$

$$Q_{wind,p} \cdot \sin(17 \text{ deg}) = 0,4914 \text{ kN}$$

ssanie wiatru: $F_{w,s} := 76,71 \text{ kN}$

średnie ciśnienie ssania:

$$q_{w,s} := \frac{F_{w,s}}{6 \text{ m} \cdot 40,91 \text{ m}} = 0,3125 \text{ kPa}$$

siła węzłowa:

$$Q_{wind,s} := q_{w,s} \cdot s_p \cdot s_w = 2,9412 \text{ kN} \quad Q_{wind,s} \cdot \cos(17 \text{ deg}) = 2,8126 \text{ kN}$$
$$Q_{wind,s} \cdot \sin(17 \text{ deg}) = 0,8599 \text{ kN}$$

Zebranie obciążenia liniowego od wiatru na płatwie w oparciu o ekstremalne współczynniki lokalne:

Parcie:

$$w_{net,c} := 0,512 \text{ kPa} \quad w_{net,c} \cdot s_p = 0,8031 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad w_{net,c} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} = 1,6062 \text{ kN}$$

$$w_{net,c} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} \cdot \cos(17 \text{ deg}) = 1,536 \text{ kN}$$

$$w_{net,c} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} \cdot \sin(17 \text{ deg}) = 0,4696 \text{ kN}$$

Ssanie:

$$w_{net,d} := 0,669 \text{ kPa} \quad w_{net,d} \cdot s_p = 1,0494 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad w_{net,d} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} = 2,0987 \text{ kN}$$

$$w_{net,d} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} \cdot \cos(17 \text{ deg}) = 2,007 \text{ kN}$$

$$w_{net,d} \cdot s_p \cdot 2 \text{ m} \cdot \sin(17 \text{ deg}) = 0,6136 \text{ kN}$$

Rama płaska:

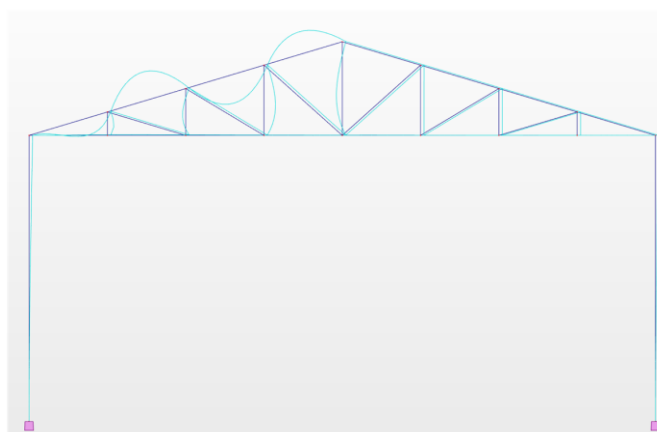
Podjęcie obliczeniowe: zgodnie z Eurokodem 3 należy określić czy dana rama jest przechyłowa – zachodzi to dla mnożników krytycznych obciążenia mniejszych od 10 w przypadku analizy sprężystej lub 15 w przypadku analizy plastycznej. W modelu zastosowano analizę sprężystą. W pierwszej kolejności rozważono normowe kombinacje obciążeń w celu określenia kombinacji maksymalizującej siły osiowe w słupach (**Tabela I-1**). Rozpatrywano równoległe stan istniejący i projektowany. W obu przypadkach otrzymano maksymalne siły w słupach dla kombinacji z maksymalnym śniegiem na obu połaciach i towarzyszącym wiatrem. Odpowiednio kombinacje 16 i 17. Z tych kombinacji utworzono analizy wyboczeniowe – odpowiednio kombinacje 24 i 25. Wyniki analizy wyboczeniowej przedstawiono w **Tabela I-2** oraz na **Rysunek 34**, **Rysunek 35**. Mnożniki są zbliżone, z minimalnym o wartości 5,08. Jest to więc rama przechyłowa. Do wyznaczenia stateczności słupów zastosowano otrzymany mnożnik. Ponadto, na podstawie sił osiowych w słupach uwzględniono imperfekcje globalne – poprzez obciążenia poziome, z kolei imperfekcje lokalne uwzględniono na etapie wymiarowania elementów.

Tabela I-1 Kombinacje obciążeń dla stanu faktycznego i projektowanego

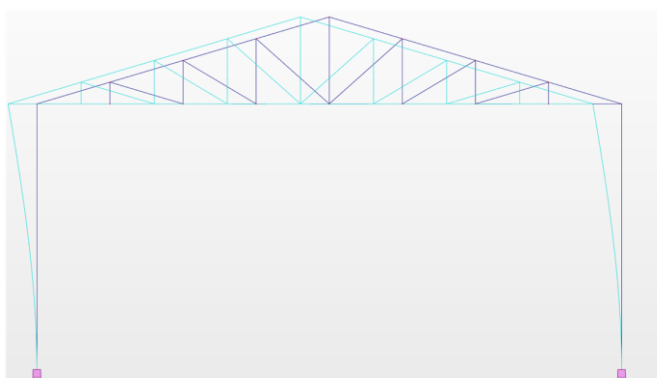
Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombi	Natura przypadku	Definicja
9 (K)	SGN SW	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+26*1.00$
10 (K)	SGN SW final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35$
11 (K)	SGN snow max	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+6*1.50+26*1.00$
12 (K)	SGN snow max final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50+26*1.00$
13 (K)	SGN snow max asym	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+8*1.50+26*1.00$
14 (K)	SGN snow max asym final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+8*1.50+26*1.00$
15 (K)	SGN wind	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+7*1.50+26*1.00$
16 (K)	SGN snow wind	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+6*1.50+7*0.90+26*1.00$
17 (K)	SGN snow wind final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50+7*0.90+26*1.00$
18 (K)	SGN wind snow	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+7*1.50+6*0.75+26*1.00$
19 (K)	SGN wind snow final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+7*1.50+6*0.75+26*1.00$
20 (K)	SGN snow2 wind	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+8*1.50+7*0.90+26*1.00$
21 (K)	SGN snow2 wind final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+8*1.50+7*0.90+26*1.00$
22 (K)	SGN wind snow2	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+7*1.50+8*0.75+26*1.00$
23 (K)	SGN wind snow2 final	Kombinacja liniowa	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+7*1.50+8*0.75+26*1.00$
24	LBA snow wind	Kombinacja przypadków w	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4)*1.35+6*1.50+7*0.90$
25	LBA snow wind final	Kombinacja przypadków w	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50+7*0.90$

Tabela I-2 Wyniki analizy wyboczeniowej

Przypadek/Forma	Wsp.krytyczny	Dokładność
24/ 1	5,59946e+00	5,53130e-03
24/ 2	5,65714e+00	1,20823e-03
25/ 1	5,02979e+00	5,12151e-03
25/ 2	5,08253e+00	1,31087e-03



Rysunek 34. Pierwsza postać wyboczeniowa

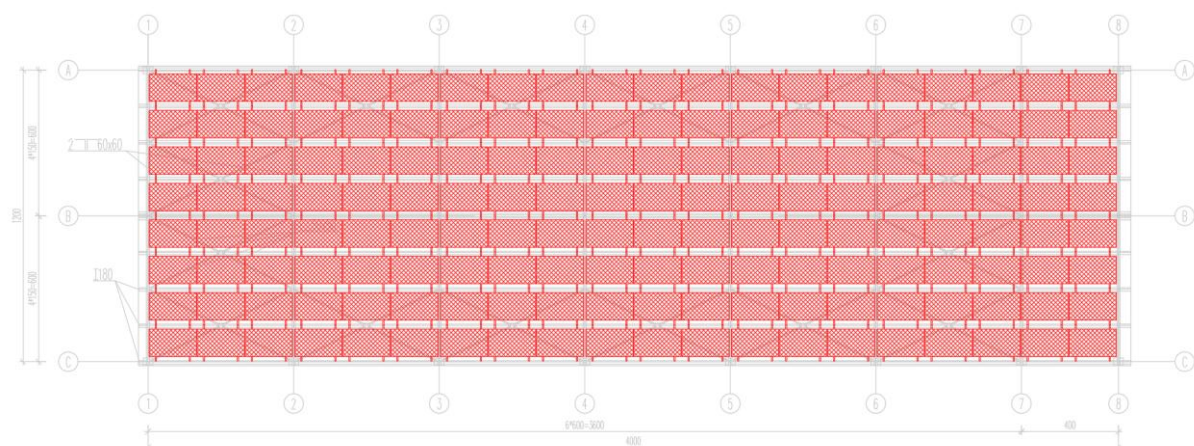


Rysunek 35. Druga postać wyboczeniowa – globalna, przechyłowa

Poniższa **Tabela I-3** wskazuje wyłączenie poszczególnych elementów po montażu paneli według **Rysunek 36**. Pręt 28 to najdłuższy krzyżulec w kratce – ze względu na niewielkie przekroczenie wyłączenia zaleca się dospawanie nakładek stalowych na kątownikach wszystkich centralnych (czyli najdłuższych) krzyżulców. Jeśli chodzi o ugięcie pionowe dźwigarów to jest spełnione z dużym zapasem nawet przy założeniu wymogu $L/500$ i operowaniu na wartościach obliczeniowych obciążeń.

Tabela I-3 Wyłączenie elementów, stan projektowany

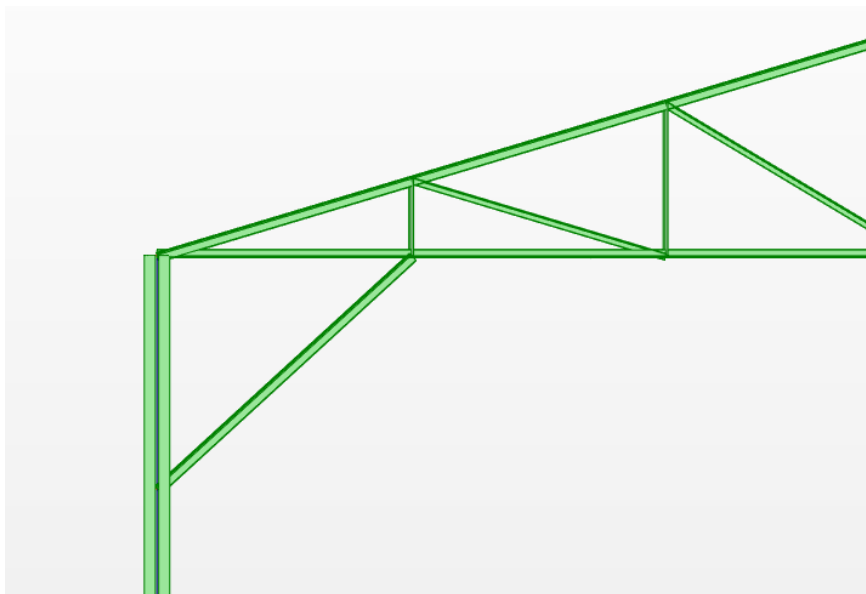
Pręt		Profil	Materiał	Lay	Laz	Wyłąc.	Przypadek
1	OK	2 C160	S 185	186.04	193.61	0.87	19 SGN wind snow
2	OK	2 C160	S 185	186.04	193.61	0.93	19 SGN wind snow
3	OK	L40x40x4	S 185	29.66	57.91	0.01	12 SGN snow max f
4	OK	L40x40x4	S 185	59.32	115.81	0.12	12 SGN snow max f
5	OK	L40x40x4	S 185	88.98	173.72	0.25	12 SGN snow max f
6	OK	L40x40x4	S 185	118.64	231.63	0.75	12 SGN snow max f
7	OK	L40x40x4	S 185	29.66	57.91	0.01	17 SGN snow wind
8	OK	L40x40x4	S 185	59.32	115.81	0.14	21 SGN snow2 win
9	OK	L40x40x4	S 185	88.98	173.72	0.28	17 SGN snow wind
10	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.90	17 SGN snow wind
11	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.80	17 SGN snow wind
12	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.57	12 SGN snow max f
13	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.46	12 SGN snow max f
14	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.46	12 SGN snow max f
15	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.57	12 SGN snow max f
16	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.79	12 SGN snow max f
17	OK	2 L60x60x8	S 185	87.16	54.10	0.89	12 SGN snow max f
26	OK	2 L40x40x4	S 185	129.92	77.68	0.49	21 SGN snow2 win
27	OK	2 L40x40x4	S 185	145.12	86.76	0.72	17 SGN snow wind
28	✗	2 L40x40x4	S 185	167.42	100.10	1.02	21 SGN snow2 win
29	OK	2 L40x40x4	S 185	167.42	100.10	0.91	12 SGN snow max f
30	OK	2 L40x40x4	S 185	145.12	86.76	0.64	12 SGN snow max f
31	OK	2 L40x40x4	S 185	129.92	77.68	0.43	12 SGN snow max f



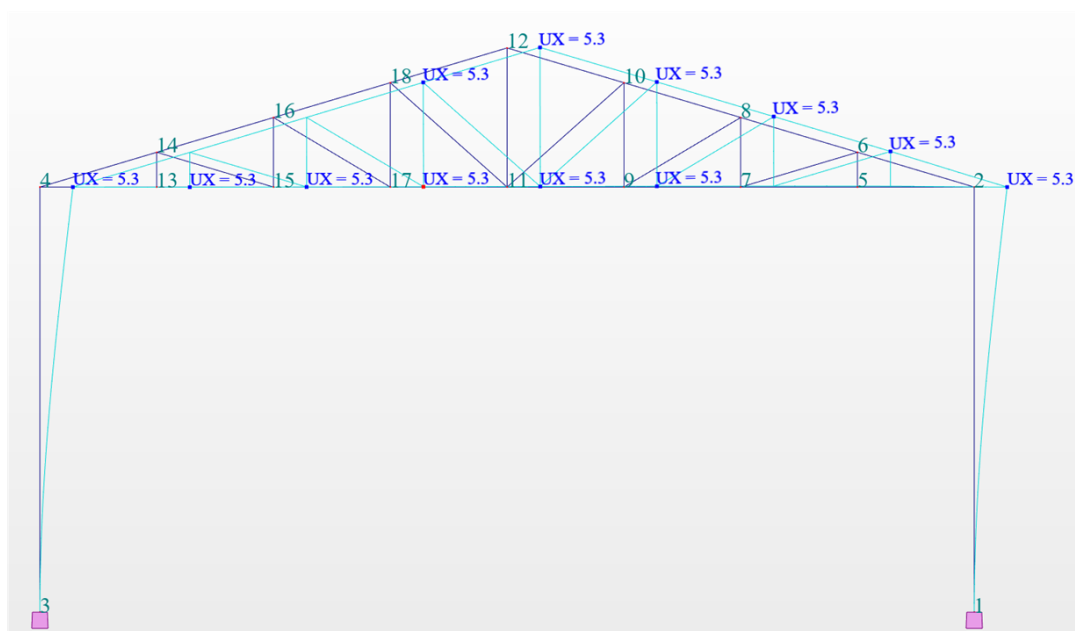
Rysunek 36. Układ paneli na wiacie

Ponadto, niezależnie od paneli, zaleca się wykonanie usztywnienia łączenia słup-dźwigar. Na chwilę obecną, pod wpływem wiatru ugięcie poziome konstrukcji wynosi 5,3cm – co przekracza

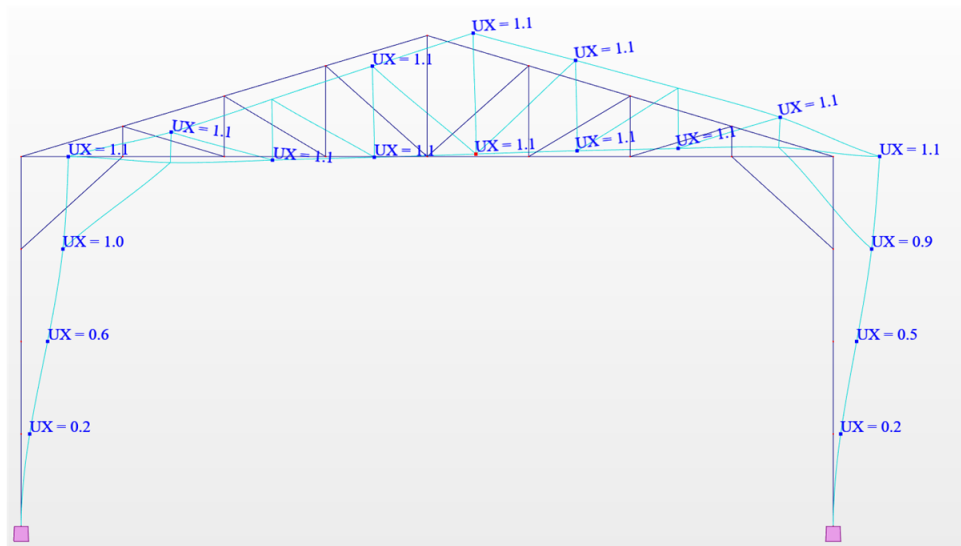
nawet wymóg $L/150$. Po usztywnieniu (**Rysunek 37**), np. za pomocą podwójnych kątowników (takich jak obecnie w pasie dolnym) przemieszczenia spada do 1,1cm, czyli dokładnie na $L/500$ (rygorystyczny wymóg). Różnica przedstawiona jest na **Rysunek 38** oraz **Rysunek 39**.



Rysunek 37. Proponowane usztywnienie



Rysunek 38. Konstrukcja obecna – przemieszczenie poziome od wiatru

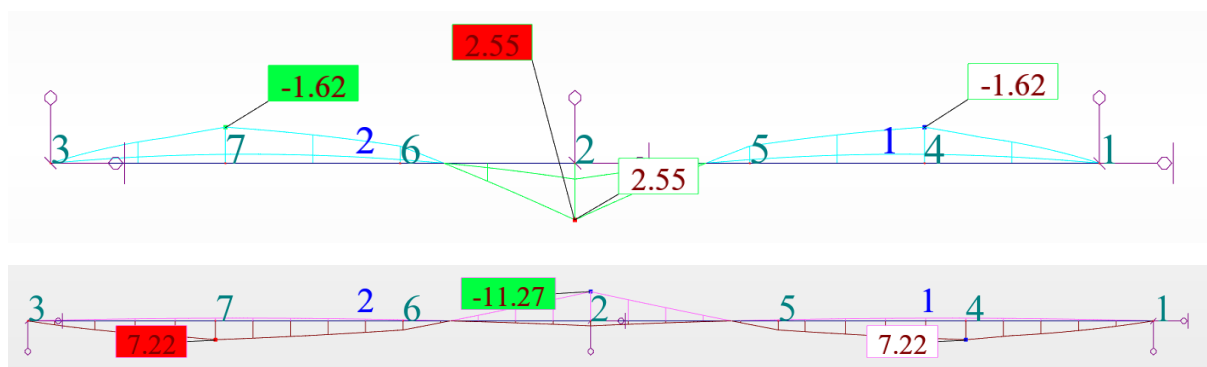


Rysunek 39. Konstrukcja po przykładowym wzmocnieniu – przemieszczenie poziome od wiatru

Belka dwukierunkowo zginana:

Płatew traktowana jako belka dwuprzęsłowa podparta przegubowo.

Obwiednia momentów:



Rysunek 40. Obwiednia momentów gnących dla zginania względem osi Z przekroju (góra) oraz osi Y (dół)

Tabela I-4 Wytężenie płatwi, stan projektowany

Pręt	Profil	Materiał	Lay	Laz	Wytęż.	Przypadek
1 Belka_1	OK IN 180	S 185	83.23	351.49	0.81	15 SGN snow wind
2 Belka zero_2	OK IN 180	S 185	83.23	351.49	0.81	15 SGN snow wind

Ugięcie maksymalne: 2.4cm dla kombinacji obliczeniowej (konserwatywnie), gdzie $L/250$ to również 2.4cm. Warunek użyteczności spełniony.

6.4. Obliczenia hali C14

Zgodnie ze sztuką projektowania elementy niższego rzędu powinny dysponować mniejszym zapasem nośności niż elementy wyższego rzędu. Stąd, krytyczne powinny być płyty korytkowe.

Poniższa tabela przedstawia obecne obciążenie płyt.

Tabela I-5. Zestawienie obciążeń statycznych na m² płyty

L.p.	warstwa	ciężar objętościowy	grubość	wartość charakterystyczna
jednostka	-	[kN/m ³]	[cm]	[kN/m ²]
1	3xpapa termozgrzewalna	15,00	1.5	0.225
2	Styropian	0,45	15	0.068
3	Płyty korytkowe	-	-	0.880
	RAZEM			1,173

Płyty korytkowe projektowane były w oparciu o obciążenia charakterystyczne równomiernie rozłożone, którymi można je obciążyć. Zgodnie z L1, dopuszczalne obciążenie równomiernie rozłożone ponad ciężar własny płyt korytkowych:

$$q_{dop} := 1,82 \text{ kPa}$$

Zgodnie z powyższym zestawieniem, obecne obciążenia stałe (ponad ciężar własny) wynoszą:

$$g_k := 0 + 15 \text{ cm} \cdot 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \text{ cm} \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,2925 \text{ kPa}$$

Obciążenie dostępne po uwzględnieniu obecności warstw na płycie oraz obecności śniegu (0,56kPa), bez obecności paneli:

$$q_a := q_{dop} - g_k - S_{k,0} = 0,9675 \text{ kPa}$$

Wartości dopuszczalnych obciążeń dotyczą sytuacji, kiedy są one równomiernie rozłożone. Nie jest to przypadek paneli na konstrukcjach wsporczych, gdzie obciążenia na dach przekazywane są punktowo. Zgodnie z obliczeniami statycznymi, obciążenie skupione wywoła dwukrotnie większy moment w porównaniu z obciążeniem równomiernie rozłożonym, który można skorygować o położenie siły wypadkowej względem środka rozpiętości obliczeniowej. Stąd na podstawie analizy wstecznej wyznacza się dopuszczalną powierzchnię paneli przypadających na jedną płytę.

Obciążenie z jednego panela w funkcji jego rozmiarów:

masa konstrukcji: $m_k := 9 \text{ kg}$ masa balastu na punkcie podporowym $m_{bal} := 0 \text{ kg}$ masa pojedynczego panela: $m_{PV} := 24 \text{ kg}$
(w przypadku pojedynczego panelu):

Wymiary panelu: $L1 := 195 \text{ cm} \cdot 1$ $B1 := 1,13 \text{ m} \cdot 1$ liczba paneli przypadająca na jedną płytę: $n_1 := 1$

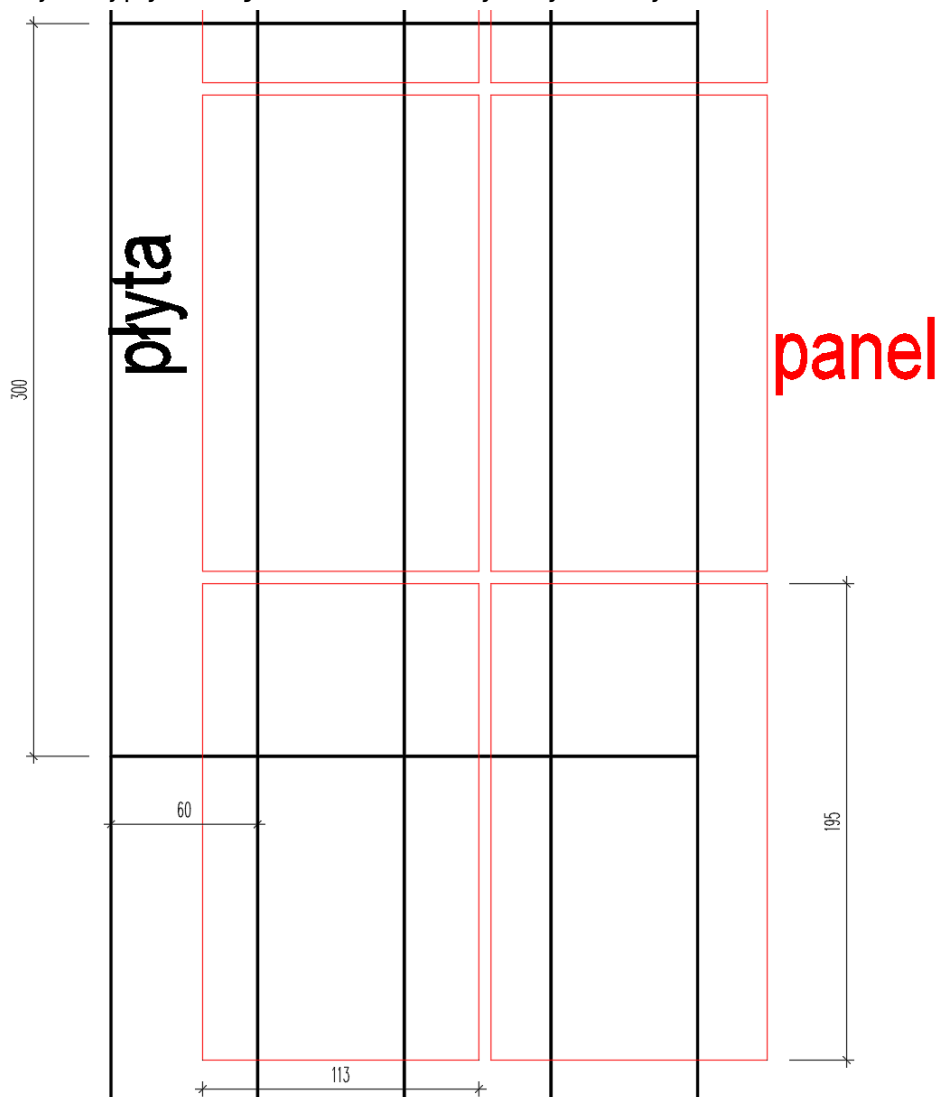
Wartość siły generowanej przez panel:

$$P1 := \left(m_k \cdot n_1 + m_{bal} \cdot n_1 + m_{PV} \cdot n_1 \right) \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,33 \text{ kN}$$

Wartość dopuszczalnej siły skupionej działającej na płytę: $Q1_{dop} := \frac{qa \cdot 299 \text{ cm} \cdot 59 \text{ cm}}{2} = 0,5094 \text{ kN}$

$$P1 < Q1_{dop} = 1$$

Przy uzyskanym zagęszczeniu, pokrycie dachu będzie praktycznie równomierne. Jednakże, podczas rozmieszczania płyt należy unikać sytuacji, w której 5 lub 6 wierzchołków konstrukcji opiera się na jednej płycie – **Rysunek 41**. Powinny to być maksymalnie 4 wierzchołki na płycie.



Rysunek 41. Niedopuszczalny układ paneli na pojedynczej płycie

UWAGA! Obliczenia przeprowadzono dla płyt ułożonych równolegle do połaci – tak jak ma to miejsce na przylegającej hali C6. W przypadku zastosowania paneli o nachyleniu względem połaci o kąt większy niż 7 stopni, ze względu na lokalne worki śnieżne należy rozrzedzić płyty o 1/3.

UWAGA. Żebro oraz dźwigar – ze względu na zdecydowanie wyższą klasę konsekwencji zniszczenia sprawdzono dla przypadku maksymalnego zapełnienia dachu panelami – czyli 1.5 panelu przypadającego na pojedynczą płytę dachową.

ŻEBRO

Stan początkowy, obciążenie i maksymalny moment:

$$q_{start} := (0,88 \text{ kPa} \cdot 1,35 + 0,225 \text{ kPa} \cdot 1,35 + 0,068 \text{ kPa} \cdot 1,35) \cdot 2,8 \text{ m} + \frac{0 \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot (9 \text{ kg} + 24 \text{ kg})}{6 \text{ m}} \cdot 1,5 + 0,56 \text{ kPa} \cdot 1,5 \cdot 2,8 \text{ m} = 6,7859 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Bd,start} := \frac{q_{start} \cdot (6,2 \text{ m})^2}{8} = 32,6064 \text{ kN m}$$

Stan, końcowy, obciążenie i maksymalny moment:

$$q_{end} := (0,88 \text{ kPa} \cdot 1,35 + 0,225 \text{ kPa} \cdot 1,35 + 0,068 \text{ kPa} \cdot 1,35) \cdot 2,8 \text{ m} + \frac{3 \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot (9 \text{ kg} + 24 \text{ kg})}{6 \text{ m}} \cdot 1,5 + 0,56 \text{ kPa} \cdot 1,5 \cdot 2,8 \text{ m} = 7,0334 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Bd,end} := \frac{q_{end} \cdot (6,2 \text{ m})^2}{8} = 33,7957 \text{ kN m}$$

Nośność pojedynczego żebra wyznaczono na podstawie uprzednio pozyskanych danych.

Parametry betonu i stali zbrojeniowej:

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

Wymiary przekroju:

$h =$ m

$b =$ m

Zbrojenie dolne:

$n_{bars,1} =$

$\Phi_1 =$ mm

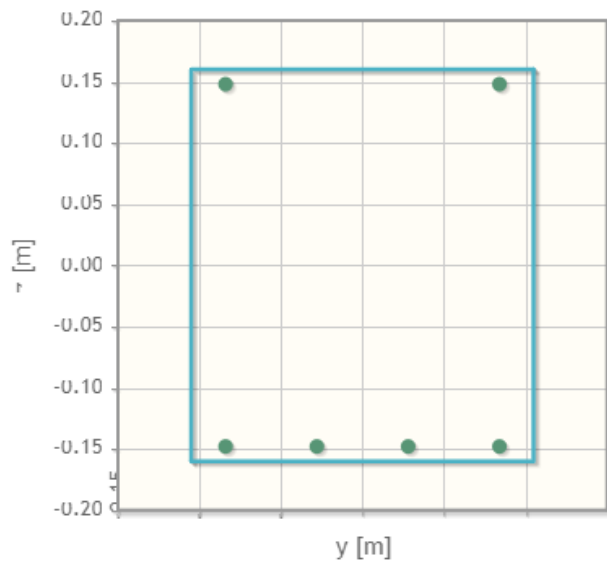
$c'_1 =$ m

Zbrojenie górne:

$n_{bars,2} = 2$

$\Phi_2 = 14$ mm

$c'_2 = 0.012$ m



Rysunek 42. Przekrój żebra

Na tej podstawie otrzymane nośność przy rozciąganiu włókien dolnych i górnych belki:

$$M_{Rd,plus} = 34.51 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,minus} = -17.55 \text{ kNm}$$

Stąd:

Wytężenie obecne:

$$\frac{M_{Ed,start}}{M_{Rd,plus}} = 0,9448$$

Wytężenie końcowe:

$$\frac{M_{Ed,end}}{M_{Rd,plus}} = 0,9793$$

Warunki spełnione.

Wyznaczono również stan graniczny użytkowości elementu:

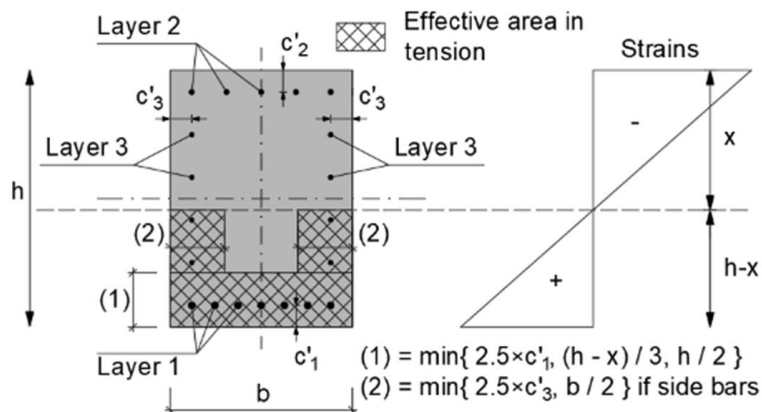
$$q_{SLS} := (0,88 \text{ kPa} \cdot 1 + 0,225 \text{ kPa} \cdot 1 + 0,068 \text{ kPa} \cdot 1) \cdot 2,8 \text{ m} + \frac{3 \cdot 10 \frac{\text{m}}{2} \cdot (9 \text{ kg} + 24 \text{ kg})}{6 \text{ m}} \cdot 1 + 0,56 \text{ kPa} \cdot 1 \cdot 2,8 \text{ m} = 5,0174 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{SLS} := \frac{q_{SLS} \cdot (6,2 \text{ m})^2}{8} = 24,1086 \text{ kN m}$$

dopuszczalne naprężenie w zbrojeniu: $0,8 \cdot 310 \text{ MPa} = 248 \text{ MPa}$

dopuszczalna szerokość rysy: $w_{lim} := 0,3 \text{ mm}$

model schematyczny od obliczeń użyteczności elementu:



Rysunek 43. Schemat obliczeniowy

otrzymano maksymalny rozstaw rys:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi_{eff} / \rho_{p,eff} \quad \text{EN 1992-1-1 §7.3.4(3):}$$

$$s_{r,max} = 3.400 \cdot 6.0 \text{ mm} + 0.8 \cdot 0.500 \cdot 0.425 \cdot 12.00 \text{ mm} / 0.0547 = 57.7 \text{ mm}$$

wartość mieści się w zakresie dopuszczalnym:

$$s_{r,max} = 1.3 \cdot (h - x) = 1.3 \cdot (0.320 \text{ m} - 0.0895 \text{ m}) = 299.6 \text{ mm} \quad \text{EN 1992-1-1 eq. (7.14):}$$

szerokość rysy zgodnie z : [EN 1992-1-1 §7.3.4\(1\)](#)

$$w_k = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot s_{r,max} = (1.147 \text{ ‰}) \cdot 57.7 \text{ mm} = 0.07 \text{ mm}$$

mniejsza od wartości dopuszczalnej 0.3mm

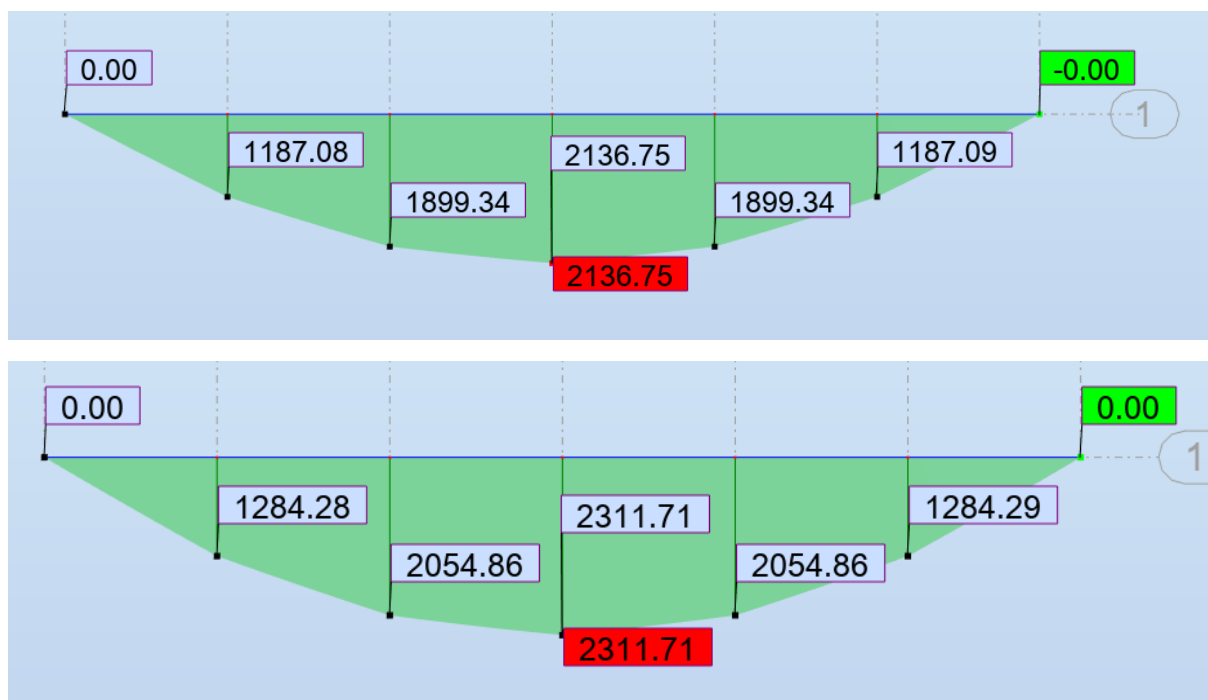
DŹWIGAR

Dźwigar strunobetonowy długości 18m jest rozstawiony co 6,00m. Jego nośność maksymalna, w przywoływanym uprzednio katalogu jest określona jako 2600kNm w połowie rozpiętości przęsła.

Według normy [R14], czyli: PN-57/B03320 "Konstrukcje z betonu sprężonego - obliczenia statyczne i projektowanie, Warszawa, Wydawnictwo Normalizacyjne, z 1957 roku", moment niszczący elementów sprężonych był określony na podstawie wzoru:

$$M_n \geq 1,8M_g + 2,2M_p$$

gdzie: współczynniki 1,8 i 2,2 dotyczą odpowiednio obciążeń statycznych oraz zmiennych. Dla wymaganej normowo kombinacji sposób otrzymano aktualne i przyszłe wartości momentów w dźwigarze:



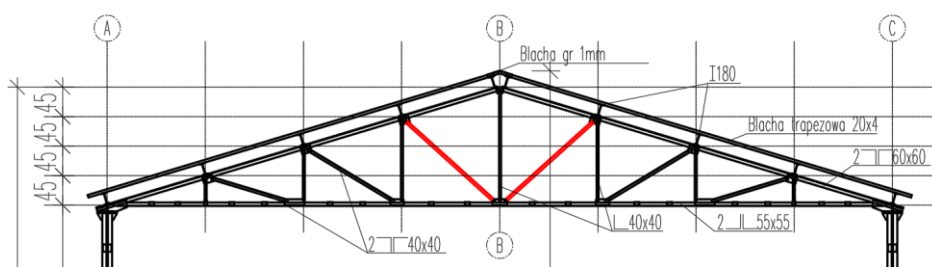
Rysunek 44. Momenty gące w dźwigarze – stan obecny (góra) i końcowy (dół)

Wyężenie dźwigara na chwilę obecną wynosi 82.2%, po ułożeniu paneli 88.9%.

WNIOSEK: zebro i dźwigar są w stanie przenieść zagęszczenie paneli 1,5 większe w porównaniu z zagęszczeniem określonym w ekspertyzie.

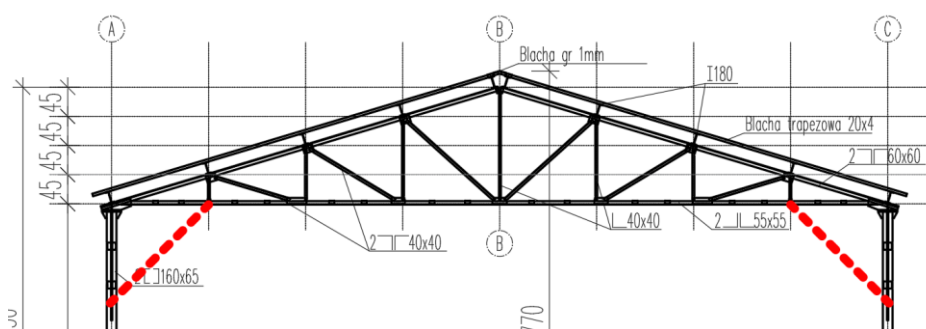
7. Wnioski i zalecenia

Wiata B3. Na wiacie możliwy jest montaż paneli zgodnie z podanymi wytycznymi i rysunkiem. Ze względu na gorszy stan blachy trapezowej oraz jej podatność, do podparcia podkonstrukcji paneli wykorzystać należy płatwie. Przy zaproponowanym układzie paneli wzmocnienia wymagają krzyżulce przedstawione na rysunku poniżej. Ponieważ przekroczenie nośności to 2%, wystarczające będą nakładki stalowe, aczkolwiek można dołożyć kolejne dwa kątowniki.



Rysunek 45. Krzyżulce wymagające wzmocnienia do montażu paneli

Niezależnie od montażu paneli, usztywnienia wymaga górny węzeł – czyli oparcie dźwigara na słupie (**Rysunek 46**). Na chwilę obecną konstrukcja pod wpływem wiatru przekracza zalecane poziome przemieszczenia graniczne.



Rysunek 46. Usztywnienie węzłów, np. zastrzały

Zaleca się podjąć działania konserwacyjne całości konstrukcji – usunąć istniejące powłoki malarskie (są w złym stanie), wykonać oczyszczenie ognisk korozyjnych, a następnie zastosować powłoki antykorozyjne i malarskie. To samo dotyczy blachy trapezowej na dachu. Należy również skontrolować szczelność łączenia blach w pobliżu kalenicy – obecność korozji na blachach od strony wewnętrznej w tej strefie. Blacha po usunięciu korozji oraz wykonaniu normowej powłoki antykorozyjnej może być w dalszym ciągu użytkowana – w szczególności biorą pod uwagę fakt, iż zaleca się oparcie podkonstrukcji paneli w miejscach, gdzie przebiegają płatwie. Biorą pod uwagę powierzchnię i charakterystykę korozji blachy zaleca się zastosowanie metody mechanicznej usuwania korozji. Przykładowo może zostać zastosowana obróbka strumieniowo-ścierna.

Hala C14. Na połaci dachowej hali możliwy jest montaż paneli zgodnie z wytycznymi podanymi w ekspertyzie, czyli ciężar jednego panelu na jedną płytę, co jest równoważne z czterema podporami punktowymi na płytę. Stan konstrukcji dachu dobry lub bardzo dobry. Przed przystąpieniem do prac zaleca się rozważenie poprawę jakości ułożenia papy w poszczególnych miejscach połaci.

Zawarta w niniejszej ekspertyzie technicznej ocena stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektów dotyczy stanu elementów, jaki istniał w dniu przeprowadzonej wizji lokalnej, badań i pomiarów, tj. 30.09.2024 roku

Realizując wymagania oraz przestrzegając zalecenia wskazanych w ekspertyzie można stwierdzić, iż budowa instalacji fotowoltaicznej na dachach poszczególnych budynków na terenie Zakładów „Dozamel” jest bezpieczna dla konstrukcji budynku oraz jego użytkowników.

8. Przypisy końcowe

8.1. Wymagania dla dokumentacji

Na etapie przystąpienia do realizacji zadania należy opracować dokumentację projektową zgodnie z obowiązującymi przepisami techniczno-budowlanymi, a w szczególności z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 20 grudnia 2021r. (Dz.U. 2022 poz. 1225 z póź. zm.) w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego) oraz z Ustawą z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2023 poz. 682 z póź. zm.). Dokumentacja projektowa powinna zawierać również projekty ewentualnego wzmocnienia konstrukcji.

Osoby opracowujące dokumentację projektową, która musi być zgodna z założeniami przyjętymi w ekspertyzie winny się legitymować uprawnieniami budowlanymi bez ograniczeń w odpowiedniej specjalności lub/i rzeczoznawcę budowlanego.

8.2. Nadzór autorski i zmiany w dokumentacji

W trakcie realizacji inwestycji Projektant ma obowiązek stwierdzania na bieżąco zgodności realizacji z projektem oraz wprowadzania niezbędnych zmian i uzgadniania rozwiązań zamiennych zgłoszonych przez kierownika budowy lub inspektora nadzoru inwestorskiego. Wszystkie zmiany i rozwiązania zamienne podlegają zatwierdzeniu przez inspektora nadzoru inwestorskiego oraz obowiązkowemu udokumentowaniu w dokumentacji zamiennej /powykonawczej. Z uwagi na złożoność i skomplikowane robót wymagana jest stała obecność kierownika budowy podczas realizacji robót.

8.3. Wykluczenia

Zespół projektowy (projektanci) nie ponosi odpowiedzialności za ewentualne błędne, niepełne lub zatajone informacje i dokumenty podane przez udostępniających dokumenty, np. przez zatajenie istotnych faktów i dokumentów, a których nie można było ustalić bez uszkodzenia konstrukcji, a tym samym stworzenia zagrożenia bezpieczeństwa zdrowia i życia użytkowników obiektu oraz środowiska.

8.4. Warunki wykonania i odbioru robót budowlanych

Materiały wbudowywane w obiekt muszą odpowiadać wymogom wyrobów dopuszczonych do obrotu i stosowania w budownictwie określonym w art. 10 ustawy z dn. 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2023 poz. 682 z póź. zm.). Wszelkie stosowane materiały powinny być nowe, odpowiadać Polskim Normom lub Aprobatom Technicznym oraz posiadać dokumenty takie jak: Atest, Świadectwo, Certyfikat Zgodności. Wykonawca jest zobowiązany do przestrzegania obowiązujących przepisów BHP i ppoż. oraz zabezpieczenia terenu wykonywanych robót na cały okres ich realizacji aż do odbioru końcowego robót.

8.5. Organizacja robót budowlanych

Wykonawca zapewni prowadzenie dokumentacji budowy w sposób zgodny z obowiązującymi przepisami Prawa budowlanego. Wykonawca zorganizuje i zapewni kierowanie pracami w sposób zgodny z dokumentacją projektową i obowiązującymi przepisami w tym przepisami BHP

i opracowanym przez siebie Planem Bezpieczeństwa i Ochrony Zdrowia (BIOZ), a także zapewnieni spełnienie warunków przeciwpożarowych określonych w obowiązujących przepisach.

II. ZAŁĄCZNIKI

Załącznik nr 1. Decyzja o nadaniu uprawnień oraz przynależność do IZBY projektanta

Załącznik nr 2. Układ ciśnień wytwarzany przez wiatr na powierzchni wiaty

Załącznik nr 3. Inwentaryzacja wiaty metalowej B3 i układ paneli – rysunki

Załącznik nr 4. Układ paneli hala C14 – rysunek

Załącznik nr 1. Decyzja o nadaniu uprawnień oraz przynależność do IZBY projektanta

<div data-bbox="306 353 370 421"></div> <div data-bbox="296 421 497 450"><p>Opolska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna</p></div> <div data-bbox="296 456 435 474"><p>Syg. akt OPL.OKK.0054-1799/18</p></div> <div data-bbox="622 392 764 409"><p>Opole, dnia 21 grudnia 2018 r.</p></div> <div data-bbox="464 499 596 521"><h3>DECYZJA</h3></div> <div data-bbox="296 533 764 600"><p>Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz. U. z 2014 r., poz. 1946 z późn. zm.) i art. 12 ust. 2, ust. 3 i ust. 4 c pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j. Dz. U. z 2013 r., poz. 1409 z późn. zm.) oraz § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2014 r., poz. 1278), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane</p></div> <div data-bbox="375 640 686 663"><p>Pan mgr inż. budownictwa Łukasz Zawiaślak</p></div> <div data-bbox="416 667 643 685"><p>urodzony dnia 13 października 1991 roku w Brzegu</p></div> <div data-bbox="504 707 557 723"><p>otrzymuje</p></div> <div data-bbox="430 728 632 748"><p>UPRAWNIENIA BUDOWLANE</p></div> <div data-bbox="416 752 643 770"><p>numer ewidencyjny OPL/1573/PBkb/18</p></div> <div data-bbox="405 772 654 801"><p>do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej</p></div> <div data-bbox="464 848 596 866"><h3>UZASADNIENIE</h3></div> <div data-bbox="296 875 764 902"><p>W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a., odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.</p></div> <div data-bbox="493 925 568 940"><h3>POUCZENIE</h3></div> <div data-bbox="296 949 764 985"><p>Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Opolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Opolu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.</p></div> <div data-bbox="296 981 647 996"><p>Zgodnie z treścią art. 127 a ustawy Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2017 r., poz. 1257 §):</p></div> <div data-bbox="296 990 764 1016"><p>§ 1. W trakcie biegu terminu do wniesienia odwołania strona może zrzec się prawa do wniesienia odwołania wobec organu administracji publicznej, który wydał decyzję.</p></div> <div data-bbox="296 1012 764 1034"><p>§ 2. Z dniem doręczenia organowi administracji publicznej o zrzeczeniu się prawa do wniesienia odwołania przez osobą, za stroną postępowania, decyzja staje się ostateczna i prawomocna.</p></div> <div data-bbox="296 1030 764 1055"><p>W przypadku złożenia przez stronę o zrzeczeniu się prawa do odwołania od decyzji (jak określono w § 2) stronie nie przysługują prawa do odwołania się ani skargi do sądu administracyjnego.</p></div> <div data-bbox="647 1041 798 1108"><p><i>to zgłosić z oryginałem Ław</i></p></div>	<div data-bbox="885 360 1335 450"><p>Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane oraz w związku z § 10 i § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie Pan mgr inż. budownictwa Łukasz Zawiaślak jest uprawniony w specjalności konstrukcyjno-budowlanej do:</p></div> <div data-bbox="885 468 1335 573"><ol style="list-style-type: none">1. sporządzania projektu architektoniczno - budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,2. sprawdzania projektów architektoniczno - budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,3. sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych,4. sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami,<p>bez ograniczeń.</p></div> <div data-bbox="1018 607 1117 703"></div> <div data-bbox="1165 633 1289 651"><p>Skład Orzekający OKK</p></div> <div data-bbox="1153 656 1335 730"><ol style="list-style-type: none">1. dr inż. Wiktor Abramek2. dr hab. inż. Dariusz Bajko3. mgr inż. Zdzisław Gwóźdź4. mgr inż. Leon Masłowski</div> <div data-bbox="885 719 987 792"><p>Otrzymują: 1. Pan Łukasz Zawiaślak Odbiór: 54 A 46-222 Oleśnica 2. Okręgowa Rada Izby 3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego 4. inż.</p></div> <div data-bbox="1228 750 1348 862"><p><i>to zgłosić z oryginałem Ław</i></p></div>
<div data-bbox="456 1205 533 1283"></div> <div data-bbox="488 1350 584 1391"><p>Zaświadczenie * numer weryfikacyjny: DOŚ-2KJ-UXG-DE2 *</p></div> <div data-bbox="311 1442 754 1532"><p>Pan Łukasz Piotr Zawiaślak o numerze ewidencyjnym DOŚ/BO/0426/19 adres zamieszkania ul. Prądzyskiego 46/3, 50-434 Wrocław jest członkiem Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej. Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2023-10-01 do 2024-09-30.</p></div> <div data-bbox="311 1568 754 1617"><p>Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-09-26 roku przez: Janusz Szczepański, Przewodniczący Rady Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.</p></div> <div data-bbox="311 1632 754 1675"><p>Zgodnie z art. 78¹ K.e., § 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarcza złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym. § 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.</p></div> <div data-bbox="311 1839 754 1870"><p>* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.</p></div> <div data-bbox="268 1892 331 1921"></div>	

Załącznik nr 2. Układ ciśnień wytwarzany przez wiatr na powierzchni wiaty

Osobny plik

Załącznik nr 3. Inwentaryzacja wiaty metalowej B3 i układ paneli – rysunki

Osobne pliki

Załącznik nr 4. Układ paneli hala C14 – rysunek

Osobne pliki