

## Spis treści

1. Podstawa opracowania	2
2. Cel i zakres opracowania	2
3. Opis analizowanego obiektu	3
4. Opis układu konstrukcyjnego dachu nad „Sceną na piętrze”	6
4.1. Konstrukcja drewniana	6
4.2. Konstrukcja żelbetowa	9
5. Niezbędne analizy wymiarowe	12
5.1. Wymiarowanie drewnianej konstrukcji krokwiowej	12
5.2. Wymiarowanie drewnianej konstrukcji krato-ramowej	13
5.3. Wymiarowanie konstrukcji żelbetowej	14
6. Analiza wraz z oceną możliwości nośnych dachu nad „Sceną na piętrze”	15
7. Uwagi ogólne	15

Załącznik nr 1: *Pozostała dokumentacja fotograficzna w strefie konstrukcji dachu*

Załącznik nr 2: *Dokumentacja rysunkowa*

Załącznik nr 5: *Analizy wymiarowe konstrukcji żelbetowej*

## **1. Podstawa opracowania**

Podstawą opracowania jest Umowa zlecenia od firmy Front Architects z siedzibą w Poznaniu, 61-666 Poznań, przy ul. Owsianej 1.

W opracowaniu wykorzystano:

- a) Uzgodnienia dokonane z P.T. Zleceniodawcy.
- b) Dokonaną w grudniu 2024r. wizję lokalną wraz z badaniami makroskopowymi.
- c) Wykonaną dokumentację fotograficzną.
- d) Inwentaryzacja konstrukcji dachu nad „Sceną na piętrze”.
- e) Odkrywki wykonane na obiekcie.
- f) Udostępnioną przez Zleceniodawcę dokumentację inwentaryzacyjną z 2017r.
- g) Niezbędne badania dodatkowe.
- h) Aktualnie obowiązujące normy i przepisy.
- i) Niezbędną literaturę naukowo – techniczną.

## **2. Cel i zakres opracowania**

Celem niniejszego opracowania jest ocena stanu technicznego oraz możliwości nośnych konstrukcji dachu nad „Sceną na piętrze” po uwzględnieniu dodatkowych obciążeń instalacją fotowoltaiczną budynku przy ul. Masztalarskiej 8 w Poznaniu wraz z oceną stanu technicznego tej strefy.

Opracowanie zawiera ogólny opis analizowanego obiektu wraz z opisem stanu istniejącego w strefie i niezbędnymi analizami. Poza tym przedstawiono wykonane na obiekcie inwentaryzacje oraz niezbędne badania. Całość zakończono podsumowaniem i uwagami ogólnymi.

Ponadto w załącznikach zamieszczono pozostałą dokumentację fotograficzną wykonaną w strefie konstrukcji dachu nad „Sceną na piętrze” (Załącznik nr 1), dokumentację rysunkową w strefie dachu nad „Sceną na piętrze” (Załącznik nr 2), analizy wymiarowe konstrukcji żelbetowej w strefie dachu nad „Sceną na piętrze” (Załącznik nr 3).

### 3. Opis analizowanego obiektu

Opracowanie dotyczy kamienicy przy ul. Masztalarskiej 8, a dokładniej dwóch kamienic o nr 8i nr 8A wraz z oficynami). Lokalizację przedmiotowej kamienicy przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Lokalizacja kamienicy przy ul Masztalarskiej 8 i 8A

Strefa ul. Masztalarskiej istnieje już od XIII w. o czym świadczy ufundowany w roku 1282 kościół Najświętszej Marii Panny Wspomożycielki Wiernych, który się znajduje przy skrzyżowaniu ul. Masztalarskiej z ulicą Wroniecką. Jako samodzielna ulica od XIX wieku figuruje w spisie ulic m. Poznania, jako *Marstallstrasse* zamiennie z polską nazwą *Masztalarska*. Podczas okupacji przemianowana na niemiecką nazwę *Marstallstrasse* i po wojnie, w 1946, przywrócono pierwotną polską nazwę. Stąd należy przypuszczać, że ulica rozwijała się od ul. Wronieckiej i pierwszy budynek wraz z oficynami przy ul. Masztalaskiej 8 pochodzi prawdopodobnie jeszcze z XIX w., a drugi przy ul. Masztalaskiej 8A (na skrzyżowaniu ulic Rynkowej/Kramarskiej/23 Lutego) wraz z oficynami już z początków XX w., prawdopodobnie z roku 1910. Świadczyć może również o tym budynek straży pożarnej z 1887 roku. W kamienicy nr 8 swoją siedzibę ma Estrada Poznańska i „Scena na Piętrze” (w oficynie), gdzie w czasach PRL siedzibę miał kabaret TEY. Pod nr 8 (w oficynie) w latach międzywojennych mieściła się restauracja Jarockiego, która służyła za miejsce

zebrań organizacji robotniczych. 16 marca 1932 na jednym z takich zebrań przemawiał Stanisław Dubois. Po wojnie, pod tym numerem od 22 marca 1945 mieścił się Komitet Dzielnicowy Śródmieście PPR, przeniesiony z kamienicy przy ul. Mielżyńskiego 3. W kamienicy pod numerem 8A odbyło się w dniu 31 października 1926 zebranie założycielskie Polskiego Związku Hokeja na Trawie, co upamiętnia stosowna tablica z 2006.



Rys. 2. Widok kamienicy przy ul Masztalarskiej 8 i 8A wraz z oficynami

Obiekt znajduje się w zabudowie zwartej i składa się z dwóch pięciokondygnacyjnych kamienic frontowych i trzech oficyn (Rys. 2). W jednej kamienicy frontowej znajdują się różne biura i „Estrady Poznańskiej” oraz pozyskane po mieszkaniach lokale (ul. Masztalarska 8), w drugiej i części oficyny, znajdował się Bank Pekao (piwnice, parter i I piętro), który również został przejęty przez „Estradę Poznańską” – ul. Masztalarska 8A. Oficyny w kierunku ul. Wronieckiej zajmuje „Scena na piętrze”.

Niestety do chwili obecnej nie zachowała się żadna dokumentacja techniczna analizowanego obiektu. W posiadaniu Zleceniodawcy znajduje się jedynie szkicowa dokumentacji inwentaryzacyjnej z maja 1993r.

Fundamenty budynku są prawdopodobnie betonowe lub ceramiczne, a podstawowa konstrukcja w piwnicy jest mieszana w części występuje monolityczna konstrukcja żelbetowa słupowo-ryglowa, a w części murowa. W niektórych strefach następuje również wypełnienie

konstrukcji szkieletowej elementami murowymi. Strop nad piwnicą jest monolityczny żelbetowy oparty na układzie szkieletowym o grubości ok. 15-20 cm.

Pozostałe kondygnacje wykonano w konstrukcji tradycyjnej, czyli ściany murowane z cegły pełnej tynkowane, a stropy najprawdopodobniej drewniane. W przypadku pomieszczeń o podwyższonej wilgotności (kuchnie i łazienki) należy spodziewać się stropu Kleina. Potwierdzeniem tego mogłyby być jedynie wykonane na obiekcie odkrywki. Jednakże w związku z pełnym użytkowaniem obiektu nie było to możliwe.

Nad całym obiektem wykonano dach o konstrukcji drewnianej jedno lub dwuspadowy. Nad budynkami oficyn wykonano dachy jednospadowe, częściowo mansardowe. Większość dachów jest w układzie płatwiowym, jedynie dach bezpośrednio wykonany nad salą teatralną „Sceny na piętrze” jest w konstrukcji kratowej. W obiekcie znajduje się 6 klatek schodowych, a dodatkowo w 3 miejscach występują schody prowadzące z podwórza do piwnicy.

Pokrycie dachu w od strony ulicy i w dużej części od podwórza jest ceramiczne (dachówka karpiówka w koronkę), a pozostałe dachy są pokryte papą.



Rys. 3. Przybudówka banku w strefie podwórza

W podwórzu została dobudowana do kamienicy parterowa dobudówka mieszcząca kiedyś Bank Pekao (nr 8A), którą aktualnie zajmuje również Estrada Poznańska (Rys. 3). Prawdopodobnie umieszczono ją na legarach pod ścianami nośnymi, które oparto na stropie piwnicy. Pod dobudówką strop w strefie piwnicy został prawdopodobnie w roku 2008



(zgodnie z książką obiektu budowlanego założoną prawdopodobnie w roku 2008) wzmocniony stalowymi belkami na filarach ceglanych.

Powierzchnia zabudowy obiektu wynosi 1 119 m<sup>2</sup>, powierzchnia użytkowa 3 347 m<sup>2</sup>, a kubatura 21 584 m<sup>3</sup>. Obiekt posiada wszelkie instalacje (elektryczną, wodno-kanalizacyjną i gazową), a ogrzewany jest na bazie kotłowni gazowej.

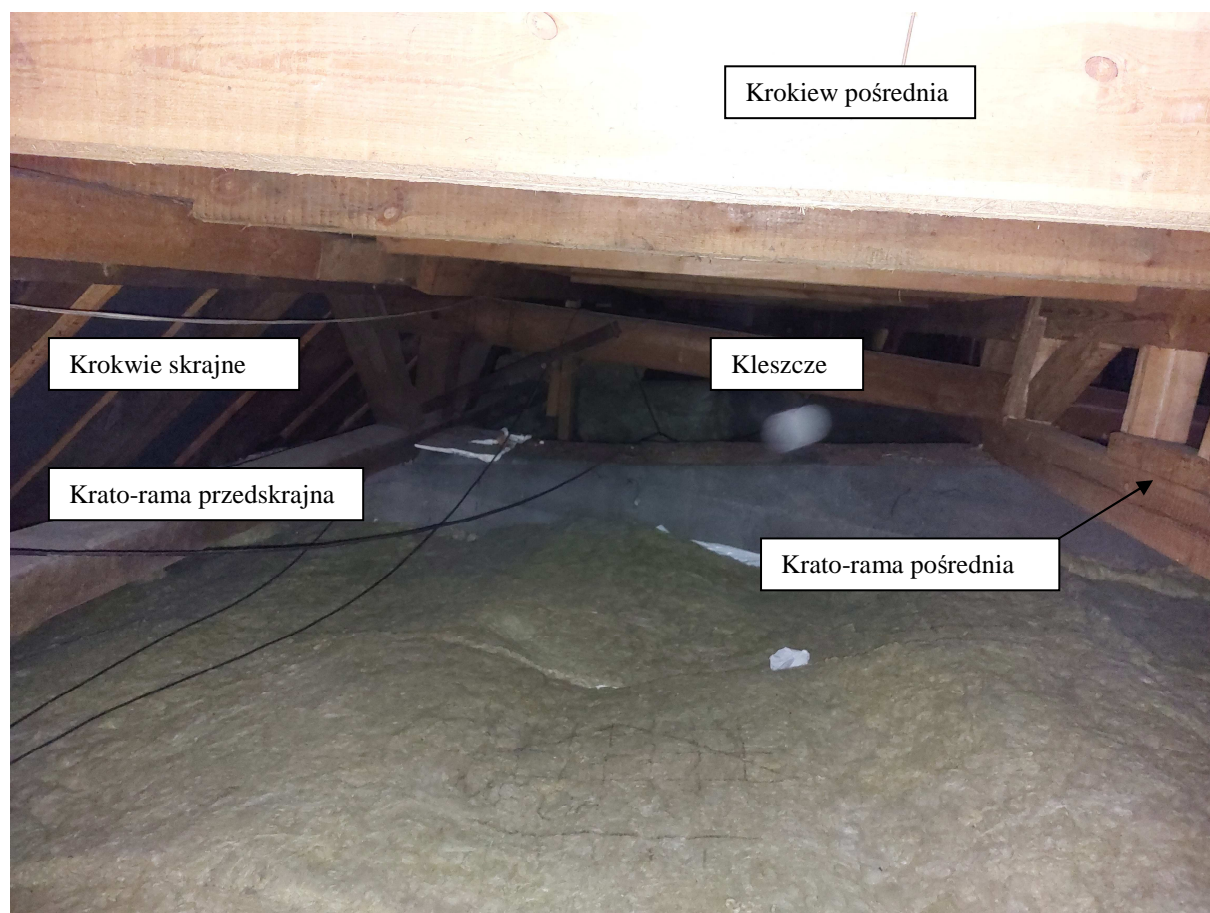
#### 4. Opis układu konstrukcyjnego dachu nad „Sceną na piętrze”

##### 4.1. Konstrukcja drewniana

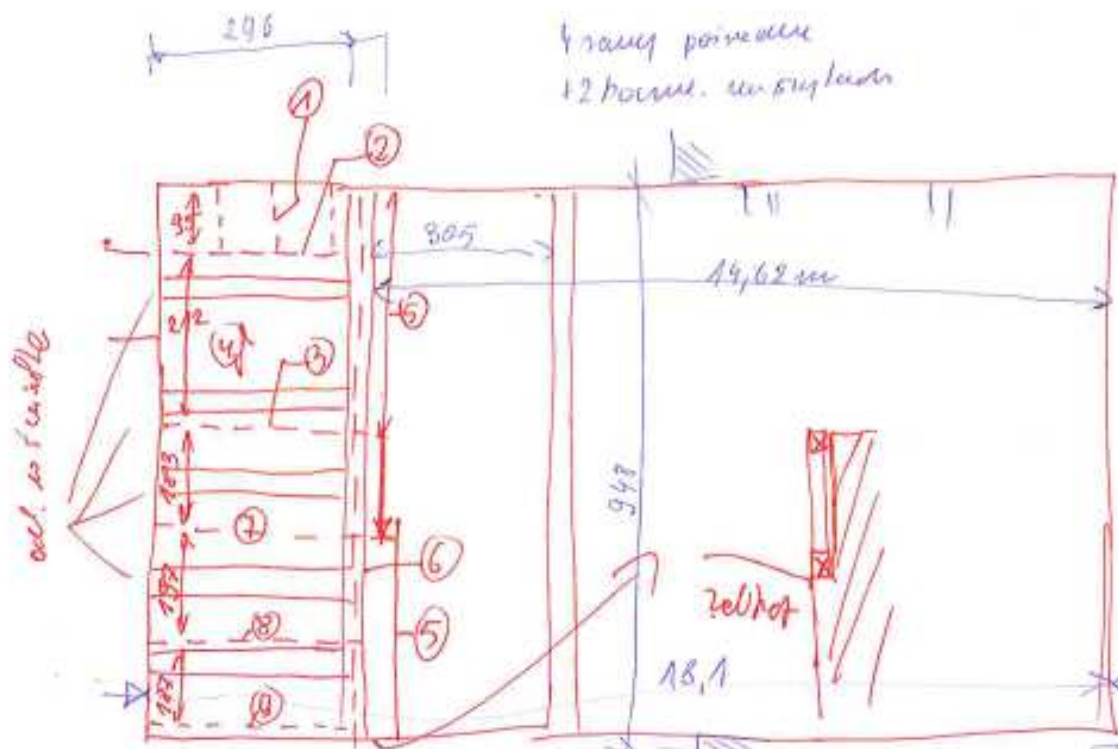
Jako pokrycie dachu nad „Salą na Piętrze” zastosowano 2x papę zgrzewalną na deskowaniu ok. 3 cm, które ułożone jest na drewnianych krokwiach skrajnych o przekroju 12,3x13 cm w rozstawie co 90 cm i drewnianych krokwiach pośrednich o przekroju 2x6,5x17,5 cm również w rozstawie co 90 cm (Załącznik nr 2, Rys. 4-9).



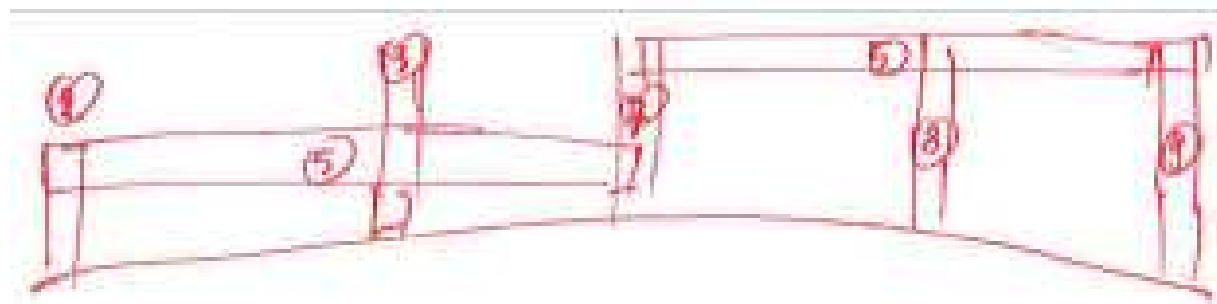
Rys. 4. Drewniana konstrukcja dachu nad „Salą na Piętrze”



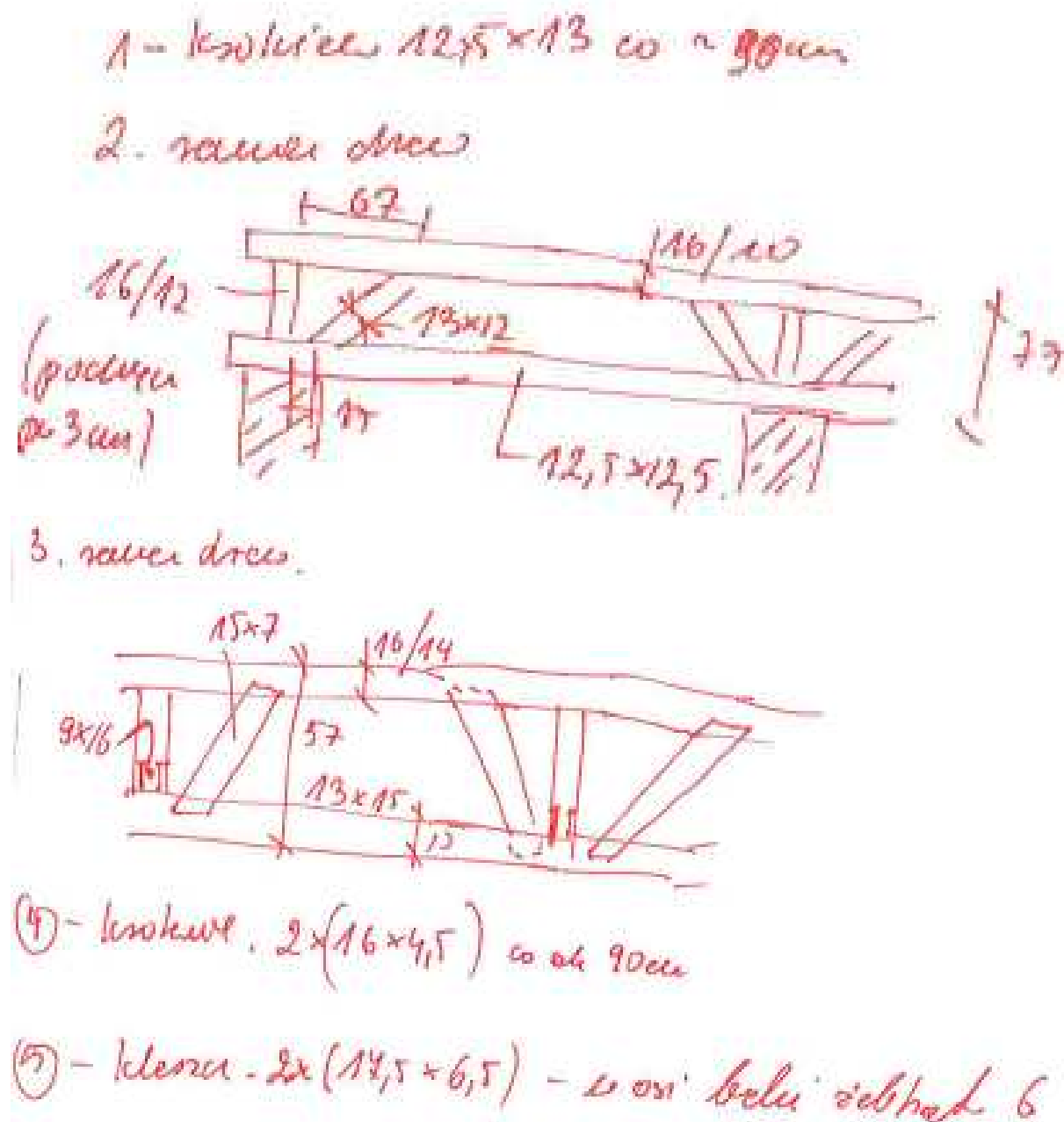
Rys. 5. Drewniana konstrukcja dachu nad „Salą na Piętrze”



Rys. 6. Szkic drewnianej konstrukcja dachu nad „Salą na Piętrze”

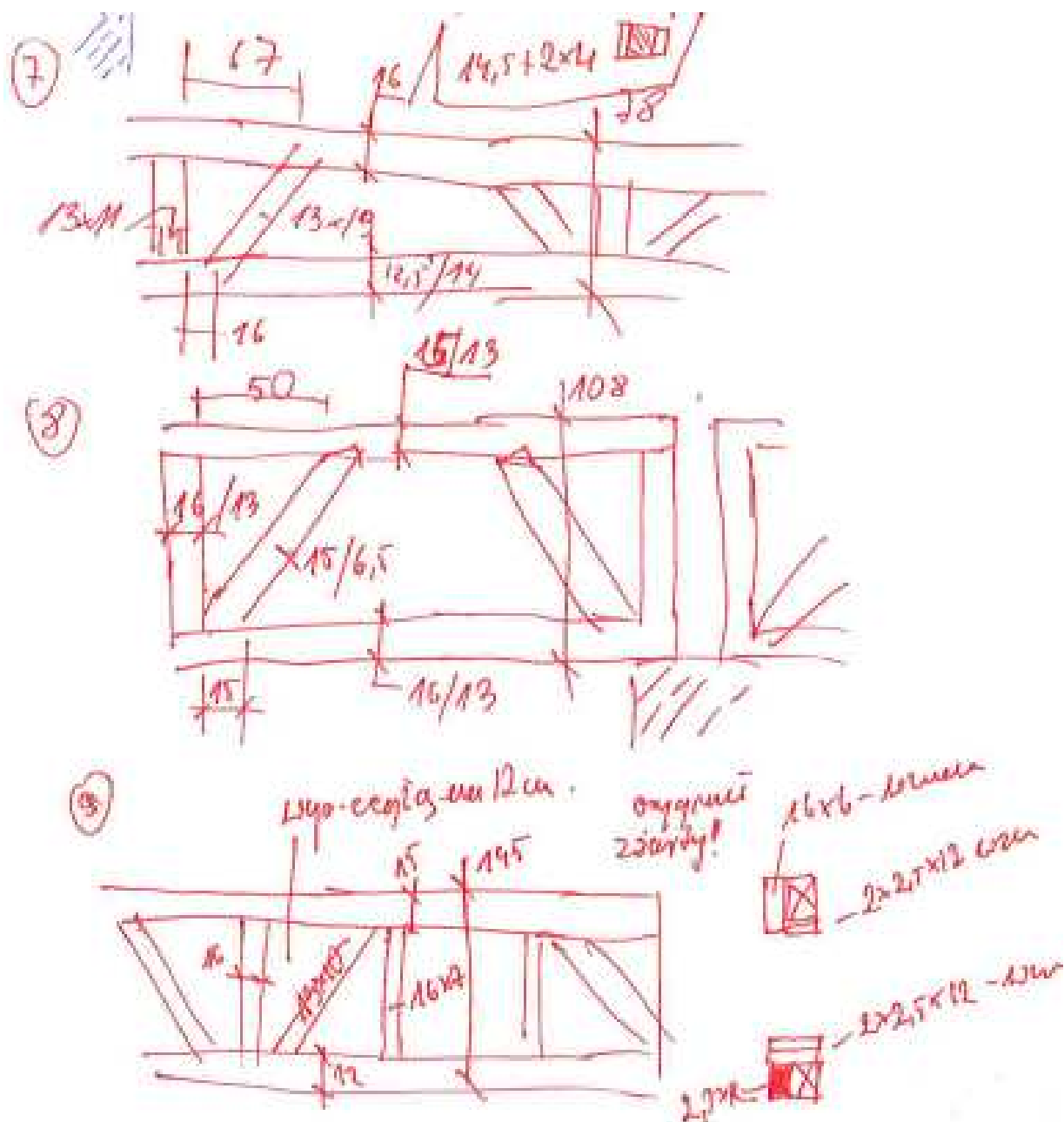


Rys. 7. Przekrój przez drewnianą konstrukcję dachu nad „Salą na Piętrze”



Rys. 8. Elementy drewnianej konstrukcji dachu nad „Salą na Piętrze”





Rys. 9. Elementy drewnianej konstrukcji dachu nad „Salą na Piętrze” Cd.

#### 4.2. Konstrukcja żelbetowa

Całość konstrukcji drewnianej znajduje się na konstrukcji żelbetowej. Głównymi elementami nośnymi są wpięte w filary ścian zewnętrznych belki łukowe pośrednie o przekroju 50x80-120 cm i belki skrajne o przekroju 39,5x80-120 cm, w rozstawie co ok. 3,5 m i rozpiętości 9,8 m.

Do żelbetowych belek łukowych podwieszony jest uźebrowany żelbetowy sufit z płytą sufitową o gr. ok. 10 cm i żebrami wzmacniającymi o przekroju ok. 20x22-35 cm oraz

rozstawie ok. 2,0 m. Na suficie podwieszonym ułożona jest termoizolacja w postaci wełny mineralnej miękkiej o gr. ok. 30 cm (Załącznik nr 2, Rys. 10-13).



Rys. 10. Widok na strefę żelbetowej belki łukowej nad „Salą na Piętrze”

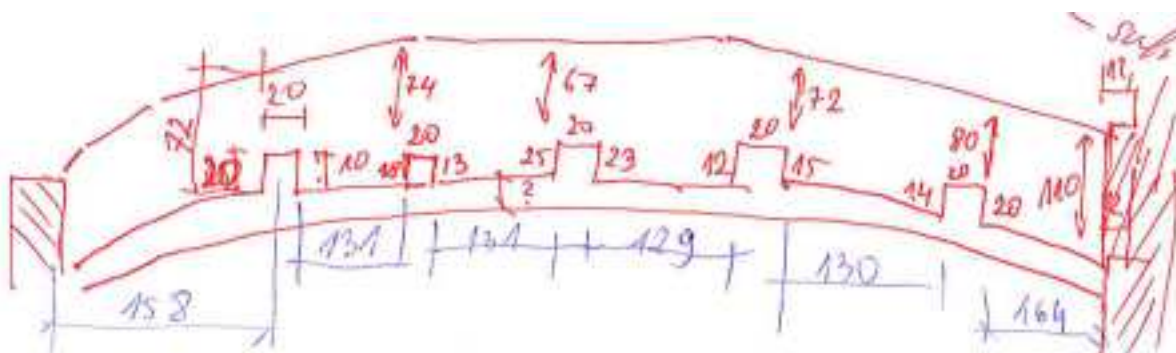


Rys. 11. Pomiar szerokości żelbetowej belki łukowej nad „Salą na Piętrze”





Rys. 12. Pomiar wysokości żelbetowej belki łukowej nad „Salą na Piętrze”



Rys. 13. Układ konstrukcyjny w strefie żelbetowej belki łukowej nad „Salą na Piętrze”

## 5. Niezbędne analizy wymiarowe

### 5.1. Wymiarowanie drewnianej konstrukcji krokwiowej

Pomimo układu wieloprzęsłowego wszystkich krokwi, będąc po stronie bezpiecznej, do obliczeń przyjęto jedno przęsło o największej rozpiętości jako układ wolnopodparty.

#### Zebrańie obciążeń:

##### Obciążenia stałe:

	$q_k$	$g_d$
1. 2 x papa na deskowaniu	$0,40 \times 0,9 = 0,36 \text{ kN/m}$	$\times 1,35 = 0,49 \text{ kN/m}$
2. ciężar własny krokwi $2 \times 0,065 \times 0,175 \times 6$	$= 0,14 \text{ kN/m}$	$\times 1,35 = 0,18 \text{ kN/m}$
Razem	$0,50 \text{ kN/m}$	$0,67 \text{ kN/m}$

##### Obciążenia zmienne:

	$p_k$	$p_d$
1. śnieg	$0,9 \times 0,9 = 0,80 \text{ kN/m}$	$\times 1,5 = 1,22 \text{ kN/m}$
2. instalacje fotowoltaiczne	$0,25 \times 0,9 = 0,23 \text{ kN/m}$	$\times 1,5 = 0,34 \text{ kN/m}$
Razem	$1,03 \text{ kN/m}$	$1,56 \text{ kN/m}$

$$q_k + p_k = 1,53 \text{ kN/m}, g_d + p_d = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$M_{md} = 2,23 \times 2,24^2 / 8 = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$W = 0,13 \times 0,175^2 / 6 = 6,64 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

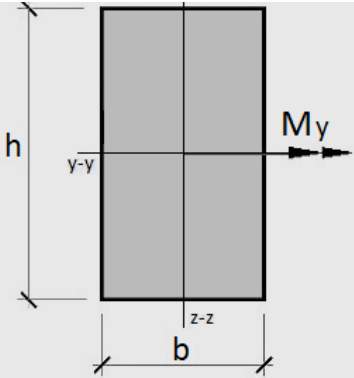
$$\sigma_{myd} = 1,4 \cdot 10^{-3} / 6,64 \cdot 10^{-4} = 2,11 \text{ MPa}$$

#### Stan graniczny nośności:

b:	130 [mm]	$M_y:$	1.4 [kNm]
h:	175 [mm]		
$f_{m,k}$ :	24 [MPa]		
$f_{c,0,k}$ :	21 [MPa]		
$k_{mod}$ :	0.6 [-]		
$\gamma_M$ :	1.3 [-]		
A:	22750 [mm <sup>2</sup> ]		
$W_y$ :	663.54 [cm <sup>3</sup> ]		
$f_{m,y,d}$ :	11.08 [MPa]		
$\sigma_{m,y,d}$ :	2.110 [MPa]		
$k_{crit}$ :	1.00 [-]		

**Czyste zginanie przekroju:**  
 $(\sigma_{m,d} / f_{m,d}) = 0.19$   
Wykorzystanie przekroju: 19 [%]  
**Warunek stateczności elementu:**  
 $(\sigma_{m,d} / k_{crit} \cdot f_{m,d}) = 0.19$   
Wykorzystanie przekroju: 19 [%]



Ponieważ przyjęto uproszczony bezpieczniejszy schemat statyczny i krokiew jest wykorzystana jedynie w 19%, zrezygnowano z obliczenia stanu granicznego użytkowalności.



## 5.2. Wymiarowanie drewnianej konstrukcji krato-ramowej

Ponieważ konstrukcja krato-ram opiera się na układzie kraty Vierendeela z dodatkowymi zastrzałami w strefie podpór, to sprawdzono (będąc po stronie bezpiecznej) nośność górnego pasa kraty przy największej rozpiętości krokwi i dla najmniejszego przekroju pasa.

### Zebranie obciążeń:

1. obciążenie stałe z krokwi	$0,50 \times 2,24 / 0,9 = 1,24 \text{ kN/m}$
2. ciężar własny pasa	$0,1 \times 0,16 \times 6 = 0,10 \text{ kN/m}$ $\times 1,35 = 0,13 \text{ kN/m}$
Razem	1,37 kN/m

### Obciążenia zmienne z krokwi:

$$\frac{1,56 \times 2,24}{0,9} = 3,88 \text{ kN/m}$$

Razem 5,25 kN/m

$$M_{\text{md}} = 5,25 \times (3,5 - 2 \times 0,77)^2 / 8 = 2,52 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$W = 0,10 \times 0,16^2 / 6 = 4,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

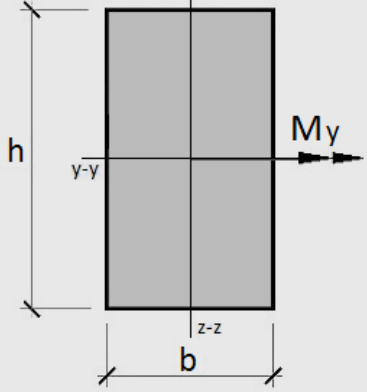
$$\sigma_{\text{myd}} = 2,52 \cdot 10^{-3} / 4,27 \cdot 10^{-4} = 5,9 \text{ MPa}$$

### Stan graniczny nośności:

b:	100 [mm]	$M_y:$	2.52 [kNm]
h:	160 [mm]		
$f_{m,k}:$	24 [MPa]		
$f_{c,0,k}:$	21 [MPa]		
$k_{\text{mod}}:$	0.6 [-]		
$\gamma_M:$	1.3 [-]		
A:	16000 [mm <sup>2</sup> ]		
$W_y:$	426.67 [cm <sup>3</sup> ]		
$f_{m,y,d}:$	11.08 [MPa]		
$\sigma_{m,y,d}:$	5.906 [MPa]		
$k_{\text{crit}}:$	1.00 [-]		

**Czyste zginanie przekroju:**  
 **$(\sigma_{m,d} / f_{m,d}) = 0.53$**   
Wykorzystanie przekroju: 53 [%]  
**Warunek stateczności elementu:**  
 **$(\sigma_{m,d} / k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) = 0.53$**   
Wykorzystanie przekroju: 53 [%]



W związku z tym, iż pas krato-ramy opartej na układzie kraty Vierendeela z dodatkowymi zastrzałami w strefie podpór jest wykorzystany jedynie w 53% oraz przyjęty schemat statyczny jest najbezpieczniejszy z możliwych, zrezygnowano z obliczenia stanu granicznego użytkowości.

### 5.3. Wymiarowanie konstrukcji żelbetowej

W związku z tym, iż głównymi elementami nośnymi są wpięte w filary ścian zewnętrznych belki łukowe pośrednie o przekroju 50x80-120 cm i belki skrajne o przekroju 39,5x80-120 cm, w rozstawie co ok. 3,5 m i rozpiętości 9,8 m. Do obliczeń przyjęto schemat uproszczony na bazie najmniejszego przekroju belki pośredniej, czyli 50 x 80 cm, w układzie belki prostej. Poza tym analizowana zostanie jedynie belka pośrednia, gdyż pomimo iż na belkę skrajną przypada połowa obciążenia z belki pośredniej, to jej przekrój stanowi aż 79% przekroju belki pośredniej. W związku z powyższym dla żelbetowych belek łukowych do obliczeń założono belkę prostą ze stałą wysokością 80 cm. Prawdopodobnie klasa betonu wykonanego w XIX w. po ponad 120 latach osiągnęła co najmniej współczesną klasę C25/30, czyli B30. Zgodnie patentem USA Tadeusza Hyatta nr 206112 oraz wydaną przez niego pierwszą książką o żelbecie w roku 1877 oraz pierwszym patentem europejskim z roku 1892 Francois Hennebiqua i jego pierwszymi doświadczeniami praktycznymi należało by założyć, że zastosowany procent zbrojenia w analizowanych belka powinien wynosić ok. 1-1,5%. Oczywiście pierwsze konstrukcje żelbetowe były zbrojone zbrojeniem gładkim, z odpowiednimi hakami w strefach zakotwień.

#### Zebranie obciążeń:

##### Obciążenia stałe z krato-ram:

1. obciążenie stałe z krato-ram	$1,37 \times 3,50 / 2,0 = 2,4 \text{ kN/m}$
2. ciężar własny belki	$0,5 \times 0,8 \times 25 = 10 \text{ kN/m} \quad \times 1,35 = 13,5 \text{ kN/m}$
Razem	15,9 kN/m

##### Obciążenia zmienne z krato-ram:

$3,88 \times 3,5 / 2,0 = 6,79 \text{ kN/m}$
Razem
22,69 kN/m

$$q_k + p_k = 15,9/1,35 + 6,79/1,5 = 16,3 \text{ kN/m},$$

$$g_d + p_d = 22,69 \text{ kN/m}$$

W Załączniku nr 3 przedstawiono wyniki analiz obliczeniowych przyjętych belek żelbetowych dla różnych procentów zbrojenia, w celu oszacowania dopuszczalnych obciążeń dla przyjętych procentów zbrojenia i odpowiadające im ilości i przekroje przyjętych prętów gładkich. Założono następujące procenty zbrojenia: 0,75% (zbrojenie górne 4Ø12, zbrojenie

dolne 9Ø20 i strzemiona czterocięte Ø8), 1,01% (zbrojenie górne 4Ø12, zbrojenie dolne 10Ø22 i strzemiona czterocięte Ø8), 1,45% (zbrojenie górne 4Ø12, zbrojenie dolne 14Ø22 i strzemiona czterocięte Ø8), oraz 2,1% (zbrojenie górne 4Ø12, zbrojenie dolne 20Ø20 i strzemiona czterocięte Ø8), czyli jeden procent poniżej i jeden procent powyżej przewidywanych procentów zbrojenia.

Jak widać z przedstawionych w Załączniku nr 3 wyników analiz wliczone obciążenie charakterystyczne 16,30 kN/m dla analizowanych belek żelbetowych mieści się poniżej analizowanej belki żelbetowej z procentem zbrojenia nawet 0,75%, gdyż dopuszczalne obciążenie charakterystyczne dla belki żelbetowej z procentem zbrojenia nawet 0,75% wynosi  $10 + 2 \times 7,5 = 25$  kN/m. A dla procentu zbrojenia równego 1,01% wynosi  $10 + 2 \times 11 = 32$  kN/m.

Otrzymane wyniki są zgodne z oczekiwaniami, gdyż w XIX w. kiedy uczono się żelbetu, przyjmowany współczynnik bezpieczeństwa wynosił 20-25, a dzisiaj jest 5-7.

## **6. Analiza wraz z oceną możliwości nośnych dachu nad „Sceną na piętrze”**

Po analizie stanu faktycznego określonego na podstawie wizji lokalnych oraz na podstawie wykonanych analiz można stwierdzić, że zarówno konstrukcja drewniana, a zwłaszcza konstrukcja żelbetowa spokojnie przenoszą dotychczasowe obciążenia, jak również zakładane obciążenie z przyszłych paneli fotowoltaicznych. Nadal jest duży zapas bezpieczeństwa dla obu konstrukcji, gdyż w przypadku konstrukcji drewnianej osiągnęliśmy dopiero ok. 50% wyłączenia, a w przypadku konstrukcji żelbetowej mamy 2-2,5 zapas bezpieczeństwa.

Jest to zgodne ze stwierdzonym w czasie wizji lokalnej stanem faktycznym analizowanych konstrukcji, gdyż zarówno w przypadku konstrukcji drewnianej, jak i konstrukcji żelbetowej nie stwierdzono żadnych zarysowań ani nadmiernych ugięć.

## **7. Uwagi ogólne**

Należy podkreślić, że wszystkie ewentualne problemy związane z wykorzystaniem niniejszego opracowania należy rozwiązywać w porozumieniu z autorem opracowania.

W powyższym opracowaniu nie wolno dokonywać żadnych zmian bez porozumienia i uzgodnienia z autorem.

Całość opracowania jest chroniona ustawą o prawach autorskich i prawach pokrewnych.

A handwritten signature in purple ink, appearing to read 'J. Błaszczyński', is positioned in the upper right area of the page.