

IPP. 7011.24. 2019r
Jm

el/0-UG M-wo

Eqz. Nr. 3.

GMINA MARKOWA
Markowa 1399
37-120 MARKOWA

**Ekspertyza stanu technicznego
konstrukcji zabytkowego budynku Domu Ludowego
im. Wincentego Witosa w Markowej**

Właściciel obiektu : **Urząd Gminy w Markowej**

Lokalizacja: **Markowa 1490, nr ew. działki 1678, powiat łańcucki,
województwo podkarpackie**

Nr księgi wieczystej: **RZ1A/00068256**

Forma ochrony: **wpisany do rejestru zabytków nr. A-1465**

Funkcja: **Dom Ludowy**

Stan aktualny: **nieużytkowany**

Forma: **Branża Konstrucyjna**

Wrzesień 2019rok

Rzecznawca Budowlany
mgr inż. Stefan Szwał
nr upr 25/00/R
Centralnego Rejestru
Rzecznawców Budowlanych

Autor opracowania:

mgr inż. STEFAN SZWAJ
upr. bud. nr 266/72
ul. Pułaskiego 7/329
35-011 RZESZÓW

I Część opisowa

1. Podstawa opracowania

- zlecenie właściciela Domu Ludowego Urzędu Gminy w Markowej
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 roku w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie- Dz. U. z 2009 r. nr 56 pozycja 461.
- Wizja lokalna, pomiary i odkrywki elementów konstrukcyjnych budynku prowadzone w dniach 20 września i 28 września 2019 r.
- badania geologiczne autorstwa mgr inż. Piotr Prokopczuk oraz mgr inż. Szymon Prokopczuk wykonane dla potrzeb dokumentacji prac remontowych obiektu
- archiwalne dokumentacje budynku w posiadaniu właściciela obiektu w tym:
 - inwentaryzacja budowlana opracowana przez Zespół Usług Projektowych w Rzeszowie, ul. Słowackiego nr 8, uaktualniona przez autora niniejszej ekspertyzy
 - inwentaryzacja konstrukcyjna Domu Ludowego w Markowej wykonane przez Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Rzeszowie-również uaktualnione obmiarami z natury elementów konstrukcyjnych budynku
 - opinia mykologiczno-budowlana stanu zawilgocenia i zagrzybienia ścian i fundamentów budynku Domu Ludowego w Markowej autorstwa mgr inż. Krzysztofa Materny datowana w czerwcu 2005r.
 - opinia mykologiczna autorstwa mgr inż. arch. Joanna M. Kafar, październik 2019
 - opinia architektoniczno- budowlana możliwości adaptacji istniejącego zabytkowego budynku Domu Ludowego im. Wincentego Witosa w Markowej z datą 2 września 2018r. autorstwa mgr inż. Arch. Iwony Matlingiewicz
- analiza stanu elementów konstrukcyjnych budynku
- Normy Polskie
- Literatura fachowa

2. Cel i zakres niniejszej ekspertyzy

Celem opracowania ekspertyzy jest określenie aktualnego stanu technicznego budynku oraz jego poszczególnych elementów konstrukcyjnych jak również orzeczenia o zakresie niezbędnych prac remontowych, które pozwolą na jego dalsze użytkowanie.

3. Dane ogólne, lokalizacja budynku w Markowej

Opisywany Dom Ludowy powstał w wyniku przebudowy dawnej stajni majątku Lubomirskich wykupionego w 1926 roku przez tutejszych działaczy ruchu ludowego, w którym po roku rozpoczął działalność teatr amatorski oraz inne pracownie kulturalne, w tym biblioteka. Oficjalne otwarcie Domu Ludowego nastąpiło w 1931 roku. Analizując daty tych wydarzeń dochodzi się do wniosku, że zasadnicza część konstrukcyjna budynku jak fundamenty i mury nośne mogą liczyć już ponad 100 lat. Również konstrukcja drewniana więźby dachowej, w szczególności zasadnicze jej elementy, zostały uzyskane po rozebraniu dużej stodoły w majątku koło Markowej w 1946 roku, gdyż pierwotny dach budynku spłonął w 1942 roku w okresie wojny. Licząc czas od pierwszej daty i sumując go z przypuszczalnym wiekiem stodoły do dnia dzisiejszego, zbliżamy się również do 100 lat, a nawet większej ilości lat elementów konstrukcyjnych obecnej więźby dachowej. O jej pierwotnym przeznaczeniu konstrukcyjnym świadczą na elementach konstrukcyjnych wręby, otwory po kołkach i śrubach oraz gwoździach. Położenie budynku Domu Ludowego to centralna część Markowej, przy nowym obiekcie Urzędu Gminy, blisko Muzeum im. Rodziny Ulmów oraz w pobliżu skansenu. Sam Dom Ludowy leży na wzniesieniu o przechył ości w kierunku południowym, wyniesionym do rzędnej terenu 237 m n.p.m. Opisany teren opada w kierunku południowym w dość znacznym zakresie ponad 9%. Dołem przebiega droga główna prowadząca przez wieś Łañcut-Przeworsk. Sala widowiskowa ze sceną zajmuje środkową część budynku, która jest jednokondygnacyjna i niepodpiwniczona, przylega do niej od wschodu fragment budynku dwukondygnacyjny z klatką schodową i dawną kabiną operatora kinowego, lecz mieszczącą się w wysokości Sali widowiskowej. Od strony zachodniej podwyższana część budynku, dalej znajduje się dwukondygnacyjne pomieszczenia dawnego zaplecza sceny z częścią kuchenną oraz małą piwnicą. Do Sali widowiskowej od strony południowej dobudowano na poziomie wyższej kondygnacji galerię-taras z dostępem od balkonu wewnętrznego Sali widowiskowej. Taras ten został dobudowany już w okresie powojennym w latach siedemdziesiątych. Działka przynależna do opisywanego Domu Ludowego nr 1678 posiada powierzchnię 1765m².

4. Geometria budynku Domu Ludowego.

Powierzchnia zabudowy budynku wynosi 454,7m², kubatura 3080m³, a powierzchnia użytkowa 440m². Powierzchnia Sali widowiskowej to około 240m².

Długość budynku: 9,47m

Szerokość budynku: 11,52m.

Kształt budynku dwubryłowy, na rzucie prostokątnym z tarasem i wyniesioną ponad dachem dwuspadowym część przy scenie. Część wschodnia i zachodnia zawierają pomieszczenia użytkowe w poddaszu, które w części zachodniej są dostępne przez zewnętrzne schody.

Wysokość do kalenicy dachu dwuspadowego w części Sali widowiskowej wynosi 9,50m od terenu, a w części podwyższonej 12,0m. Rzędna podłogi Sali widowiskowej to 237,4 m n.p.m. /w przybliżeniu/.

5. Charakterystyka aktualnego stanu technicznego budynku i jego elementów konstrukcyjnych.

5.1 Konstrukcja dachu budynku

Nad główną częścią budynku mieszczącą salę widowiskową z zapleczem zamontowano wiązary płatwiowo kleszczowe o rozpiętości osiowej 11,10 m, przy rozstawie wewnętrznym (w świetle) murów nośnych 10,60m. Podaną tu wielkość zmierzono z natury w czasie pomiarów inwentaryzacyjnych. Pokryciem dwuspadowego dachu o nachyleniu 31% są dachówki ceramiczne zakładkowe ułożone na łątach co 33cm. Wg pomiarów dachu stwierdzono, że rozstaw krokwi wynosi 95-103cm, a ich wymiary przekroju to 14x16cm. Klasyczny schemat wiązara płatwiowo-kleszczowego uległ tu zakłóceniu, gdyż brak jest nad salą widowiskową podpór legarów takiego wiązania. Zastępstwo tu na długości sali wieszakami stalowymi ϕ 20mm ST0S odciążającym konstrukcję stropu. Elementami podstawowymi więźby dachowej w tej części budynku są: krokwie o wymiarach 14x16 cm, płatwie murlaty 20x20 cm, słupy 16x18 cm, legary 16x18 cm kleszcze górne i dolne 2x8x12 cm oraz zastrzały 8x16cm. Całość konstrukcji złożona z elementów pochodzących jak wspomniano powyżej z rozbiórki (odzysku) oraz elementy nowsze wykonano z drewna jodłowego pochodzącego z miejscowych i pobliskich lasów. Konstrukcja dachów nad pozostałymi częściami Domu Ludowego to również kryta dachówkami zakładkowymi więźba drewniana o podobnym nachyleniu, dwuspadowa płatwiowo-kleszczowa, ale nad częścią wyższą od strony zachodniej o rozpiętości osiowej tremów ~6,0m, lecz również bez podparcia pośredniego legarów na murach bądź poprzecznych podciągach ($l_0=10,60$ m). Ogólny stan więźby dachowej jest zły i wymaga wzmocnienia i wymiany elementów na nowe zarówno ze względu na ubytki oraz dekapitalizację wiekową jak również miejscowych zacieków przez nieszczelności pokrycia. W dołączanych obliczeniach przeprowadza się analizę wytrzymałościową podstawowych elementów konstrukcyjnych więźby dachowej i stropów.

5.2 Drewniane stropy w budynku Domu Ludowego

Wszystkie stropy nadziemne w obiekcie zostały wykonane, jako drewniane stropy belkowe z tzw. ślepych pułapem bądź, jako strychowe z ociepleniem polepą glinianą. Dominującą częścią niniejszych rozważań jest strop drewniany nad salą widowiskową zarówno ze względu na konstrukcję jego specyficzną, jak również w racji zagrożenia dla dużej liczby ludzi, którzy kiedyś przebywali w budynku. Schematem statycznym tego stropu są belki drewniane o przekroju dominującym 18x19 cm (też i 19x18) długości ~10,90m oparte na podwalinach 16x18 cm zamontowanych na ścianach podłużnych budynku i rozstawiane co 95÷103cm, ale również podwieszane do konstrukcji dachowej wspomnianymi już wieszakami stalowymi ϕ 20mm przy słupach więźby dachowej w miejscu ułożenia legarów. Nie jest pewne, czy pierwotny stan schematu statycznego więźby dachowej i stropu drewnianego nad salą widowiskową, był taki sam jak obecnie; autor niniejszej ekspertyzy uważa, że zmieniano go sukcesywnie w miarę obserwowanej destrukcji stropu nad widownią, która doprowadziła do wyłączenia obiektu z użytkowania. Inwentaryzowane elementy stropu nad widownią przedstawiają się następująco w oparciu o długą odkrywkę w inwentaryzacji archiwalnej Domu Ludowego w Markowej opracowanej przez Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Rzeszowie:

-polepa gliniana gr. ~7,5cm- obecnie rozebrana dla odciążenia stropu

- papa izolacyjna 1x
- powała z desek gr. 2,5cm
- belki stropowe o wymiarach 18x19cm i rozstawie osiowym jak wyżej
- podsufitka z desek gr. 2,5cm „na styk”
- tynk cementowo-wapienny, lub wapienny grubości 2,5cm na trzcinie

Stanu technicznego drewna belek stropowych nie stwierdzono ze względu na brak dostępu, istnieją jednak podejrzenia, że końcówki niektórych belek są osłabione bądź ze względu na wiek, bądź procesy próchnienia. W ocenie zjawisk mogących zachodzić w budynku, którego elementy mogą liczyć ponad 100lat, konieczne jest uwzględnienie kryteriów ocen trwałości budynków o konstrukcji mieszanej wg metod WACETOB- PZITB Warszawa przyjmujących okres trwałości dla budynków użyteczności publicznej do 120lat. Oznacza to, że niektóre elementy ustroju nośnego Domu Ludowego w Markowej osiągnęły okres trwałości technicznej. Czas ten zależy również od rodzaju prowadzonej gospodarki remontowej i może być dzięki niej wydłużony nawet do 50%.

Strop drewniany w zapleczy Sali widowiskowej od strony wschodniej wykonano o podobnym układzie jako drewniany oparty na podciągu poprzecznym drewnianym o przekroju 30x24cm i rozpiętości w świetle ścian nośnych 6,70m. Przekrój tego stropu to kolejno warstwy: biała podłoga gr. 38mm, warstwa gliny 8cm, deski gr. 32mm, podsufitka bita do belek drewnianych 20x22cm co ~119cm oraz tynk wapienny na trzcinie gr.3cm. Jest to konstrukcja stropu nad dawnym pomieszczeniem klubu Ruchu na parterze. Strop strychowy skonstruowano tu w podobny sposób, zakładając górną warstwę glinobitki 4-5cm na papie. Belki stropu strychowego drewniane 16x17cm co ~120cm. W trakcie oględzin tych stropów nie stwierdzono znaczących odkształceń, należy jednak uwzględnić obecnie brak obciążenia użytkowego konstrukcji w budynku wyłączonym z użytkowania. Ogólnie stan tego stropu jest nieco lepszy, jak nad salą widowiskową. Ogólną tę ocenę stawiam w tym przypadku intuicyjnie w oparciu o poprzednią inwentaryzację oraz wygląd aktualny stropu.

W części budynku od strony zachodniej poza drewnianym stropem nad parterem będącym w stanie technicznym stabilnym widoczne jest zniszczenie partii stropu strychowego przy wejściu schodami zewnętrznymi do pomieszczeń poddasza od strony północnej. Oderwane i zwisające podsufitka odsłania warstwę tego stropu łącznie z polepą glinianą będącą ociepleniem stropu posiadającą grubość kilku centymetrów. Uszkodzenie to zostało spowodowane zamakaniem tej części tej części stropu nad poddaszem przez powstały otwór w dachu. Stan ten sygnalizuje, że materiał tego stropu generalnie jest już osłabiony i nadaje się do wymiany, oczywiście poprzedzonej remontem pokrycia.

5.3 Sklepienie nad podziemiem zachodnie części budynku

W północno-zachodnie części budynku leżącej za wyższą jego częścią znajduje się mała piwnica ze schodami zabiegowymi o konstrukcji kolanowej. Wejście do niej prowadzi z pomieszczenia kuchennego, poziom posadzki piwnicy to -2,26m od rzędnej parteru. Nad pomieszczeniami podziemia są sklepienia kolebkowe ceglane o rozpiętości w świetle murów 2,55m i 2,20. Jak całość murów podziemia są zawilgocone, ale ich stan nośności nie stanowi zagrożenia, jest stabilny.

5.4 Schody na piętro żelbetowe

Stan konstrukcji stabilny nie wykazuje pęknięć, ani odkształceń. Schody te przy zachowaniu aktualnie istniejącego układu funkcjonalnego budynku nadają się po odnowieniu do dalszej

eksploatacji. Schody do piwnic betonowe, wylane na gruncie, do remontu. Schody na piętro wewnętrzne, żelbetowe, jak wyżej do remontu. Schody na strych policzkowe, drewniane z trudnym wejściem na poziom strychu o konstrukcji prostej, do wymiany w trakcie remontu dachu i poddasza.

5.5 Mury budynku

Ściany piwnic silnie zawilgocone, konstrukcyjnie bez ubytków, wykonane z cegły pełnej formowanej ręcznie, prawdopodobnie z wypału miejscowego gruntu lessowego.

Mury parteru zewnętrzne grubości 1,5 cegły również z cegieł pełnych jak wyżej oraz z bloków żuźlowych, otynkowane. Ściany te są miejscami zawilgocone, z których w dawnym klubie odpada tynk. Pod boazerią w sali widowiskowej naloty pleśni i zawilgocenie, szczególnie od zacienionej z zewnątrz strony północnej. Brak tu skutecznej wentylacji grawitacyjnej pogarszał ten stan. W murze poprzeczny za sceną pionowe pęknięcie muru grubego /50cm/ spowodowane, prawdopodobnie podmyciem ściany fundamentowej wodami podciekającymi pod budynek, szczególnie w czasie przedwiosennego topnienia śniegu. Po podbiciu odcinkami fundamentu z wypełnieniem betonem chudym kowaru w gruncie i stwardnieniu podlewki mur należy w strefie pęknięcia przemurować cegłą pełną ceramiczną obustronnie i założyć w co piątej spoinie poziomej pręty stalowe $\phi 6$ ST0 sięgające poza strefę przemarzania pęknięcia. W wykonawstwie tej naprawy użyć mocnej zaprawy cementowej.

Ściany piętra ceglane, j. wyżej w stanie dobrym, bez uwag. Grubość murów 1,5 cegły /zewnętrzne/, bez zawilgocenia, od strony północnej przy schodach zewnętrznych widoczne zacieki spowodowane uszkodzeniem pokrycia dachu i stropu drewnianego. Na murach najwyższych kondygnacji opaska za pośrednictwem murłat belki stropowe, drewniane.

5.6 Nadproża okienne i drzwiowe

Okienne i drzwiowe otwory w murach zewnętrznych oraz wewnętrznych starszej części budynku wykonano jako ceglane płaskie są w stanie konstrukcyjnym stabilne. Pozostałe nadproża żelbetowe. Przy wykonywaniu robót adaptacyjnych ze zmianami szerokości otworów konieczne jest przesklepienie ich belkami stalowymi obustronnie opartym na murze, z podlewką betonową. Niezbędne przekroje tych belek należy obliczyć /projekt budowlany/.

5.7 Balkon wewnętrzny w sali widowiskowej

Od strony południowej, wzdłuż podłużnej ściany sali widowiskowej wykonano w okresie budowy Domu Ludowego balkon na wysokości podłogi 3,22m od poziomu Sali z dostępem od strony wschodniego zaplecza z klatką schodową. Konstrukcja nośna drewniana na drewnianych profilowanych wspornikach o wysokości przyściennej 150cm i grubości 14cm i rozstawie co 3,0m. Wysięg od lica ściany tych wsporników wynosi 1,50m. Konstrukcja ta posiada długość 15,50m i z niej prowadzone wejście na zewnętrzny taras. Stan techniczny konstrukcji balkonu jest zły ze względu na osłabienie ustroju nośnego i konieczność spełnienia normowych obciążeń tłumem ludzi wynoszącym/PN-82/B-02003 tab. 1/D pkt.1/ $p=5,0 \text{ KN/m}^2$ ze współczynnikiem obciążenia $\gamma_t=1,3$.

5.8 Taras zewnętrzny

Taras zewnętrzny z połączeniem bezpośrednimi wejściami od balkonu wewnątrz hali jest usytuowany przy zewnętrznej ścianie południowej. Konstrukcja szkieletowa, pozioma powierzchnia tarasu jako strop oparty na poprzecznych belkach stalowych oraz na podciągu podłużnym wspartym na żelbetowych słupach ustawionych w rzędzie co 3,0m. Wymiar słupów 25x25cm (plus tynk). Dołem taras nie obudowany tworzy podcienie dostępne od

strony przyległego placu. Stan konstrukcji tarasu jest dobry, wymaga bieżących prac remontowych.

5.9 Scena w sali widowiskowej

Podniesiona w stosunku do podłogi widowni o 1,08m, a pomost sceniczny rozebrany w chwili obecnej odsłania belki drewniane oparte od spodu na murowanych słupach. Wymiar przekroju belek 20x180cm, a rozstaw osiowy co 103cm /średnio/. Belki te zostały przedłużone w stronę widowni. Opisywana konstrukcja sceny nadaje się obecnie, ze względu na swój stan, do rozebrania.

5.10 Fundamenty budynku i warunki gruntowe

Posadowienie budynku bezpośrednie wykonano na ścianach podziemnych ceglanych lub z niewielkimi bankietami na średniej głębokości 1,0m od terenu co można uznać za prawidłowe z uwagi na usytuowanie budynku i rodzaj gruntu. Nie stwierdza się przeciążenia fundamentów, poza ścianą poprzeczną za sceną, opisaną powyżej, gdzie nastąpiło pęknięcie wymagające naprawy.

Warunki geologiczne w zakresie archiwalnej dokumentacji oraz opracowanych badań podłoża dla obecnego programu remontowego budynku wykazują, że warunki gruntowe w miejscu lokalizacji Domu Ludowego są dostatecznie zadowalające na dalszą eksploatację obiektu w dotychczas przyjętym charakterze. Pod warstwą gleby gr. 40cm i pod nasypami dochodzącymi do 1,0m leżą pyły /less/ zbadane do głębokości 5,0m o barwie szaro-żółtej, które niżej przechodzą przez fazę lessów zaglinionych w gliny pylaste. Poziom wody gruntowej jest niski, w studniach pobliskich ustalone zwierciadło wody leży na głębokości 15m od terenu. Podłoże gruntowe jako less nie zezwala na odprowadzanie wody opadowej bezpośrednio na teren ze względu na specyfikę tego gruntu czyli budowę stanu okruszowego z przewagą ziaren igiełkowatych oraz blaszkowatych.

6.0 Wnioski końcowe i zalecenia

-Budynek Domu Ludowego w Markowej jest w złym stanie technicznym, obecnie z tego powodu nie jest użytkowany

-Całość drewnianej konstrukcji nośnej więźby dachowej, drewnianych stropów, pomostu sceny oraz podłóg w pomieszczeniach i Sali widowiskowej wymaga odciążenia, odsłonięcia i analizy szczegółowej aktualnego stanu wytrzymałościowego elementów. Na podstawie odkrywek, obmiarów oraz posiadanych dokumentów można przyjąć, że wymianie na nowe elementy konstrukcyjne wymagać będzie 30-40% krokwi oraz łąt, 25% murłat, a jeśli chodzi o belki stropowe to w zależności od stanu końców tych belek również do 40%. Stotować w tym przypadku należy elementy drewniane o identycznych wymiarach przekrojów i klasie materiału iglastego C-27.

-Konieczne jest zastosowanie warstwy ocieplającej stropy strychowe z materiału lekkiego.

-Sposób naprawy konstrukcji podłóg (obecnie drewnianych na legarach) musi być docelowo ustalony zarówno przez służbę konserwatorską, jak też przez opinie rzeczoznawcę Państwowej Straży Pożarnej ze względu zarówno na zabytkowy charakter budynku jak też duże obciążenie ogniowe wynikające z istniejącego rozwiązania

- Stan nośny murów istniejących oraz fundamentów budynku jest prawidłowy, natomiast mury wymagają bezwzględnie osuszenia, odgrzybienia, wykonania izolacji, a w zasadzie

odbicia całości tynków, odczyszczenia dokładnego murów i po niezbędnych pracach remontowych otynkowanie ich w sposób tradycyjny. Generalnie stwierdza się, że wytrzymałościowo ustrój nośny ścian budynku jest stabilny i nie wymaga wzmocnień.

Poszczególne pozycje niniejszej ekspertyzy zawierają ocenę konkretnych elementów nośnych budynku i ich aktualnego stanu technicznego.

Zdaniem autora niniejszej ekspertyzy konieczne będzie wykonanie dwóch stalowych kratownic poprzecznych nad salą widowiskową wzmacniających układ nośny dachu.

Wykonawstwo prac remontowych budynku należy powierzyć firmie posiadającej odpowiednie doświadczenie w tym zakresie prac budowlanych.

II Część obliczeniowa

Poz. 1.0 Dane wyjściowe do obliczeń nośności konstrukcji Domu Ludowego w Markowej

Dach- geometria konstrukcji dachowej

Rozpiętość pomiędzy osiami murów podłużnych sali widowiskowej wg obmiaru z natury dn.

27. września 2019r.:

$l_0 = 10,60\text{m}$ – w świetle murów

$L = 10,60 + 0,50 = 11,10\text{m}$ w osiach murów podłużnych

Nachylenie dachu: $h_0 = 3,40\text{m}$

$1/2l_0 = 0,5 \times 11,10 = 5,55\text{m}$

Przeciwprostokątna: $k = \sqrt{3,40^2 + 5,55^2} = \sqrt{11,56 + 30,80} = \sqrt{43,36} = 6,51\text{m}$

$\sin \alpha = \frac{3,40}{6,51} = 0,526$; $\alpha = 31^\circ$

$\cos \alpha = 0,8505$; $\text{tg} \alpha = 0,6184$

Obciążenia konstrukcji dachowej drewnianej

Dla potrzeb aktualnego zakresu prac remontowych stosuje się w poniższych obliczeniach obciążenia normowe w aktualnym zakresie.

Obciążenia stałe wg PN-82/B-02001, tab.Z 2-1 pkt.3

- Pokrycie dachu dachówką zakładkową na 1m^2 rzutu, na łatach drewnianych

$$1,20 \times 0,40 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

- Krokwie drewniane $14 \times 16\text{cm}$ co $\sim 100\text{cm}$

$$1,1 \times 0,14 \times 0,16 \times 6,0 = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma_g = 0,48 + 0,15 = \underline{0,63 \text{ kN/m}^2}$$

$$g_k = \frac{0,63}{(1,2 + 1,1) \times 0,5} = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

Całkowita powierzchnia więzara drewnianego pełnego.

$$11,0 \times 3,40 \times 0,5 = 18,70 \text{ m}^2$$

Normowy ciężar więzara drewnianego na 1m^2

$$G_w = 0,014 \times L \text{ kN/m}^2 = 1,10 \times 0,014 \times 11,0 = 0,17 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia zmienne dachu

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010 oraz wg PN-80/B-02010/Az₁ / z poprawkami.
Wysokość nad poziomem morza (okap dachu) H=A=245m n.p.m.

Obciążenie charakterystyczne dachu

$$Q_k = 0,06A - 0,6 = 0,006 \times 245 - 0,6 = 1,47 - 0,6 = \underline{0,087 \text{ kN/m}^2}$$

Przyjęto $Q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ rzutu na powierzchnię poziomą

$$c_1 = c_2 = 0,8; \quad \gamma_f = 1,5$$

$$s_k = 1,20 \times 0,8 = \underline{0,96 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,96 \times 1,5 = \underline{1,44 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem wg PN-77/B-02011 Az-1/ ze zmianami późniejszymi- strefa I;
 $q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$

Teren A- otwarty, budynek zamknięty; $C_w = 0$

$$C = +0,7 \text{ kN/m}^2 \text{ dla } H = 12,0 \text{ m} \quad \frac{H}{l} = \frac{12,0}{39,45} = 0,30 < 2$$

Stąd $C_e = 0,8$

Wielkość obciążeń wiatrem połaci dachowych:

$$\beta = 1,80, \quad c = C_2 = 0,265$$

$$p_k = q_k \times c_e \times c \times \beta = 0,25 \times 0,8 \times 0,265 \times 1,8 = 0,095 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci}$$

$$p = \gamma_f \times p_k = 1,5 \times 0,095 = \underline{0,143 \text{ kN/m}^2} \text{ połaci}$$

Obciążenia stropu nad salą widowiskową

Stan obciążenia stropu przed usunięciem polepy glinianej ocieplającej

-Polepa gliniana 6-8cm

$$1,30 \times 0,075 \times 13,0 \quad -1,27 \text{ kN/m}^2$$

-Izolacja z papy 1x

$$1,30 \times 0,045 \quad - 0,06 \text{ kN/m}^2$$

-Powała z desek gr 2,5cm

$$1,2 \times \frac{0,025}{0,03} \times 0,33 \quad - 0,33 \text{ kN/m}^2$$

-Belki stropowe drewniane co 91-102 cm ~ 98,5cm – 18x19cm

$$1,1 \times 0,19 \times 0,18 \times 6,0 \frac{1}{0,985} = \underline{0,23 \text{ kN/m}^2}$$

Ogółem obciążenie stałe g_1 1,89 kN/m²

Podsufitka z desek gr. 2,5cm 0,33 kN/m²

Tynk wapienny na trzcinie gr. 3cm

$$1,3 \times 0,03 \times 19,0 \quad - 0,741 \text{ kN/m}^2$$

W sumie oba stałe g - 2,69 kN/m²

Obciążenie zmienne stropu

Wg. PN-82/B-02003 Tab. 1/1

$p=0,5 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_f=1,4$ – bez dostępu schodami :

$$p = 1,40 \times 0,50 = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Sumaryczne obciążenie stropu drewnianego

$$\Sigma_{gp} = 2,96 + 0,70 = \underline{3,66 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie dachu pokrytego blacho dachówką jako alternatywa dla zakresu prac remontowych wg PN-82/B- 03201- dla obciążenia stałego

- Ciężar pokrycia dachu blacho dachówką

$$g = 1,20 \times 0,107 \quad 0,128 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0,107 \text{ kN/m}^2$$

-ciężar konstrukcji drewnianej (krokwi) – jak wyżej , co 1,0m

$$1,1 \times 0,134 \quad = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

-sumaryczne obciążenia krokwi po zmianie pokrycia – od ciężaru własnego

$$\Sigma_g = 0,128 + 0,150 \quad = \underline{0,278 \text{ kN/m}^2}$$

Stan cząstkowego obciążenia krokwi dachowych nad salą od pokrycia dachówką oraz obciążenia śniegiem

Przyjęto drewno iglaste jodłowe $k_1 \times C_{21}$ o naprężeniach dopuszczalnych wg PN-81/3-03150.01 na zginanie $R_{dm} = 10,0 \text{ MPa}$

Wartość tę koryguje się uwzględniając średni stan drewna w rozpatrywanej konstrukcji stosując współczynniki szacunkowe $m = m_1 \times m_2 \times m_3 \times m_4$

$$R_{dm} = 0,8 \times 0,9 \times 10,0 \quad = 7,20 \text{ MPa}$$

Dane geometryczne przekroju krokwi

$$14 \times 16 \text{ [cm]} \quad \text{co} \sim 1,0\text{m}; \quad \sin\alpha = 0,526 \quad \cos\alpha = 0,8505$$

Obciążenie krokwi od pokrycia oraz ciężaru własnego ; $a = 1,0\text{m}$

$$q_k = (q_k \times \cos\alpha + S_k \times \cos^2\alpha + p_k) \times a$$

$$q_k = (0,55 \times 0,8505 + 0,96 \times 0,8505^2 + 0,095) \times 1,0 = 0,468 + 0,694 + 0,095 = \underline{1,275 \text{ kN/m}^2}$$

obciążenie charakterystyczne

$$q = (0,63 \times 0,8505 \times 1,44 \times 0,8505^2 + 0,143) \times 1,0 = 0,536 + 1,04 + 0,143 = \underline{1,72 \text{ kN/m}^2}$$

obciążenie obliczeniowe

Moment zginający od obciążeń dachu: dla długości większego odcinka krokwi $l_d = 3,67\text{m}$

$$M = 0,125q \times l^2 = 0,125 \times 1,72 \times 3,67^2 = \underline{2,90 \text{ kNm}}$$

Dla przekroju krokwi $b = 14\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$

$$A = 14 \times 16 = 224 \text{ cm}^2, \quad I_x = \frac{14 \times 16^3}{12} = 4778 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{14 \times 16^2}{6} = 597 \text{ cm}^3$$

Naprężenie w przekroju krokwi

$$\delta = \frac{M}{W_x} = \frac{0,29 \times 10^6}{0,597 \times 10^3} = 0,485 \times 10^6 = 4,85 \text{ MPa} < mR_{dm} = 7,20 \text{ MPa}$$

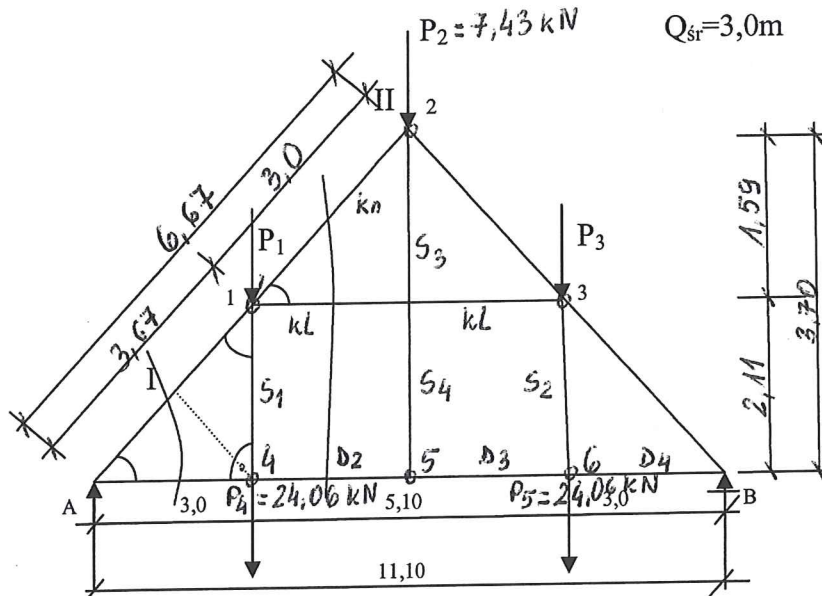
Są to naprężenia od samego pokrycia oraz obciążeń zmiennych.

Na krokwie działają dodatkowo siły ściskające będące składową od obciążenia podwieszonego do konstrukcji dachowej za pośrednictwem stalowych wieszaków.

Obliczenie sił węzłowych dźwigara drewnianego od obciążeń zewnętrznych.

Schemat obliczeniowy wiaźara co ~ 3,0m

W przyjętym schemacie obciążenie płatwi co 3 pola przekazuje się na wiaźar- wg inwentaryzacji.



$$P_1 = 0,63 \times 3,0 (3,67 + 3 \times 0,5 + 1,44 \times 3,0 (3,67 + 3,0) \times 0,5 + 1,89 \times 3,335 + 1,44 \times 3,335 = 3,335 \times 2,72 = \underline{9,08 \text{ kN}} = P_3$$

$$P_2 = 2 \times 0,63 \times 3,0 \times 0,5 + 1,44 \times 3,0 \times 3,0 = 1,89 \times 0,5 + 12,96 \times 0,5 = 0,945 + 6,48 = \underline{7,43 \text{ kN}}$$

$$P_4 = (2,96 + 0,70 - 1,27 + 0,33) \times 3,0 (3,0 \times 0,5 + 2,55) + 0,17 \times 3,0 \times 4,05 = 2,72 \times 3 \times 4,05 + 2,07 = 33,05 + 2,07 = \underline{35,12 \text{ kN}}$$

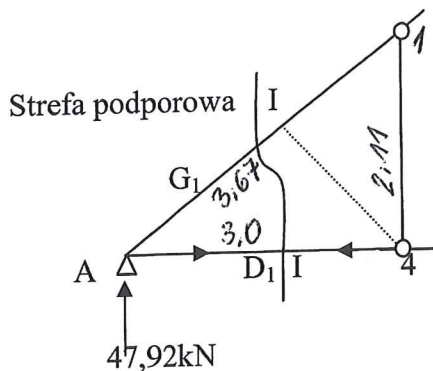
$P_5 = 0$ – w tej wersji obciążeń od sił pionowych albo w wersji alternatywnej, z wieszakiem w osi P_4

$$P_4 = 2,72 \times 3,0 (3,0 \times 0,5 + 2,55 \times 0,5) + 0,17 \times 3,0 \times 2,775 = 22,64 + 1,42 = \underline{24,06 \text{ kN}}$$

Reakcje podporowe dźwigara wg. schematu powyższego obciążonego symetrycznie

$$R_A = R_B = 0,5 (9,08 + 7,43 + 9,08 + 35,12 \times 2) = 95,83 \times 0,5 = \underline{47,92 \text{ kN}}$$

Siły w elementach konstrukcyjnych wg schematu obciążeń dźwigara.



$$\Sigma M_1=0$$

$$47,92 \times 3 - D_1 \times 2,11 = 0$$

$$D_1 = \frac{143,76}{2,11} = 68,13 \text{ kN rozciągany}$$

$$F\Delta = \frac{3,0 \times 2,11}{2} = 3,165 \text{ m}^2$$

$$r = \frac{3,165}{3,65 \times 0,5} = 1,72 \text{ m}$$

$$\Sigma M_4=0 \quad r=1,72 \text{ m}$$

$$47,92 \times 3,0 + G_1 \times 1,72 = 0$$

$$G_1 = -83,58 \text{ kN ściskany}$$

Siła w D_2 i D_3 – jako ściąga- współpraca belek stropowych w krokwiach obciążonymi siłami ściskającymi.

$$\Sigma M_2=0$$

$$47,92 (3,0 + 5,1 \times 0,5) - (9,08 + 24,06) \times 5,1 \times 0,5 - D_2 \times 3,70 = 0$$

$$47,92 \times 5,55 - 33,14 \times 2,55 - D_2 \times 3,70 = 0$$

$$265,96 - 84,51 = 3,70 D_2$$

$$D_2 = \frac{181,45}{3,70} = 49,04 \text{ kN} = D_3 \text{ rozciągany}$$

Siła w słupkach S_1 i S_2

$$\Sigma V = 0; \quad S_1 + 47,92 - 9,08 - 24,06 = 0$$

$$S_1 = -47,92 + 33,14 = \underline{+14,78 \text{ kN}}$$

$$S_3 = \underline{7,43 \text{ kN}}$$

$$\Sigma M_2=0$$

$$47,92 \times 5,55 - 9,08 \times 2,55 - 24,06 \times 2,55 - KL \times 1,59 - 49,04 \times 3,7 = 0$$

$$265,96 - 85,51 - 1,59KL - 181,45 = 0$$

$$265,96 - 266,96 = 1,59KL; \quad \underline{KL=0} \text{ Pręt „zerowy”}$$

Sprawdzanie krokwi jako przekrojów ściskanych i zginanych od pokrycia

$$A_k = 14 \times 16 \text{ [cm]} \text{ co } \sim 1,0\text{m- } \text{średnio}$$

Obliczona siła ściskająca na krokiew wiązara pełnego

$$G = 83,58 ; W_x = 597 \text{ cm}^3, A_k = 14 \times 16 = 224 \text{ cm}^2$$

Długość między węzłami: $l_0 = 3,67\text{m}$

Przyjęto wytrzymałość drewna jodłowego- str KL 21

Na ściskanie 7,20MPa

$$E_m = 9000 \text{ MPa}; I_x = \frac{14 \times 16^3}{12} = 4779 \text{ cm}^4$$

Smukłość przekroju krokwi $l_w = \mu * l = 1,0 * 367 = 367 \text{ cm}$

$$I = \sqrt{\frac{4779}{224}} = 4,62 \text{ cm}$$

$$\alpha_c = \frac{l_w}{w} = \frac{367}{4,62} = 79,4 < 150 \quad \text{Smukłość prawidłowa}$$

$$\text{Z tabel } K_w = 0,426; \quad m * R_{dc} = 7,20 \text{ MPa}$$

Należy przyjąć działanie ściskające przenoszone jest w 67% przez pozostałe 2 krokwie między wiązarami również na tram

$$\Delta = 1,0 - 0,67 = 0,33$$

$$V_p = 83,57 \times 0,33 = \underline{27,50 \text{ kN}}$$

Ustalenie obciążenia sumarycznego krokwi metodą super pozycji czyli od zginania oraz ściskania łącznie.

Obliczone powyżej naprężenia w krokwi od zginania / pokrycie + śnieg + wiatr/

$$\delta = 4,85 \text{ MPa} \quad A_k = 224 \text{ cm}^2; \quad K_w = 0,426$$

$$\delta' = \frac{27500}{0,426 \times 224} \left[\frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \right] = 288,2 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} = 2,88 \text{ MPa}$$

Sumaryczne naprężenia w krokwi

$$\Sigma \delta = 4,85 + 2,88 = 7,73 \text{ MPa} > m * R_{dc} = 7,20 \text{ MPa}$$

Jest większe od przyjętego naprężenia dopuszczalnego drewna w istniejącym układzie nośnym dachu. Oznacza to, że należy wymienić wszystkie krokwie posiadające ubytki przekroju oraz te, które ze względu na stan biologiczny są osłabione. Wymianie muszą również podlegać krokwie o wymiarze przekroju mniejszym jak przyjęte w obliczeniach 14x16cm /zmierzone wyrzykowo/. Szacuje się, że wymianie krokwi na nowe przy założeniu

pozostawiania krokwi na nowe przy założeniu pozostawiania pokrycia dachówką będzie podlegać 60% całej ich ilości. Należy wówczas zastosować drewno wymiarowe klasy C27.

Płatwie drewniane

Płatwie wykonano z drewna jodłowego o wymiarach przekroju 18x18cm, pochodzącego w części z rozbiórki

Geometria przekroju płatwi

$$A=18 \times 18 = 324 \text{ cm}^2,$$

$$W_x = \frac{18^3}{6} = 972 \text{ cm}^3$$

$$I_x = \frac{18^4}{12} = 8748 \text{ cm}^4$$

Kąt nachylenia dachu $\alpha = 31^\circ$

Płatwie są zginane ukośnie obciążeniem przekazywanym od krokwi z długości:

$$l_r = 0,5 \times 3,67 + 3,0 = 1,84 + 3,0 = 4,84 \text{ m}$$

Ciężar obliczeniowy, własny płatwi

$$g = 1,20 \times 0,18^2 \times 6 = 0,23 \text{ kN/m}$$

$$g_k = \frac{0,23}{1,20} = 0,18 \text{ kN/m} \quad 0,55 \times 4,84 + 0,23 = 2,66 + 0,23 = 2,89 \text{ kN/m}$$

funkcje kąta $\alpha = 31^\circ$

$$\sin \alpha = 0,526, \quad \cos \alpha = 0,8505$$

Obciążenia od krokwi obliczeniowe i charakterystyczne dla dachu krytego dachówką zakładkową.

$$g_k = \frac{2,89}{1,15} = 2,31 \text{ kN/m}$$

$$s_k = 0,96 \times 4,84 = 4,65 \text{ kN/m}; \quad s = 1,44 \times 4,84 = 6,97 \text{ kN/m}$$

wiatr:

$$p_k = 0,095 \text{ kN/m} \times 4,84 = \underline{0,46 \text{ kN/m}}; \quad p = 0,143 \text{ kN/m} \times 4,84 = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$q_{yk} = (2,31 + 4,65 \times 0,8505 + 0,46 \times 0,8505) = 2,31 + 3,95 + 0,39 = \underline{6,65 \text{ kN/m}}$$

$$q_y = 2,89 + 6,97 \times 0,8505 + 0,69 \times 0,8505 = 2,89 + 5,93 + 0,59 = 9,41 \text{ kN/m}$$

$$q_{xk} = 0,46 \times 0,526 = 0,24 \text{ kN/m}$$

$$q_x = 0,69 \times 0,526 = 0,363 \text{ kN/m}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności płatwi.

$M_x = 0,125 q_y \cdot l_y^2 = 0,125 \cdot 9,41 \cdot 1,80^2 = 3,81 \text{ kN/m}$ - w miejsca górnych węzłów, gdzie istnieją kompletne wieczne

$M_x^{\max} = 0,123 \cdot 9,41 \cdot 3,20^2 = \underline{12,04 \text{ kNm}}$ należy uzupełnić miecze

$M_y = 0,125 \cdot 0,363 \cdot 3,20^2 = \underline{0,465 \text{ kNm}}$

$W_x = W_y = 972 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,381 \cdot 10^6}{0,972 \cdot 10^3} + \frac{0,0465 \cdot 10^6}{0,972 \cdot 10^3} = 392,0 + 47,8 = 440 \text{ N/cm}^2 = 4,4 \text{ MPa} < 7,20 \text{ MPa}$$

Przekroje płatwi są prawidłowe tam gdzie w więźbie istnieje prawidłowy układ geometryczny, oraz elementy nie posiadają w węzłach mniejszych przekrojów jak wręby, zaciosy, ubytki próchniczne.

Strop nad salą widowiskową o konstrukcji drewnianej

Sprawdzenie drewnianych belek stropowych pod względem nośności.

Rozpatruje się dwa układy obciążeń: pierwotny z ociepleniem stropu warstwą polepy glinianej oraz odciążonego stropu z proponowanym dociepleniem.

1° układ stropu z warstwą polepy, bez podwieszania do konstrukcji dachowej jako analiza początkowej możliwości wykonania:

- obciążenia stropu j. wyżej z uwzględnieniem dostępu na poddasze wg. PN-82/B-02003,
 $\gamma_t = 1,40$

$$p = 0,5 \text{ kN/m} \times 1,40 = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ciężar własny stropu w stanie początkowym z ociepleniem } g = \underline{2,96 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Ogółem} = 3,66 \text{ kN/m}^2$$

Średni rozstaw belek $a = 1,0 \text{ m}$

$$q = 3,66 \times 1,0 = 3,66 \text{ kN/m}$$

Dla analizy schematu statycznego w możliwej fazie bezpośrednio po wykonaniu stropu przyjęto rozpiętość po wykonaniu stropu przyjęto rozpiętość w świetle murów podłużnych dla belek stropowych:

Wg obmiaru : $l_0 = 10,60 \text{ m}$

$l_t = 1,05 \times 10,60 = 11,13 \text{ m}$ - rozpiętość teoretyczna

Schemat maksymalnych obciążeń belki stropowej 18x19cm:

$$A_B = 18 \times 19 = 324 \text{ cm}^2,$$

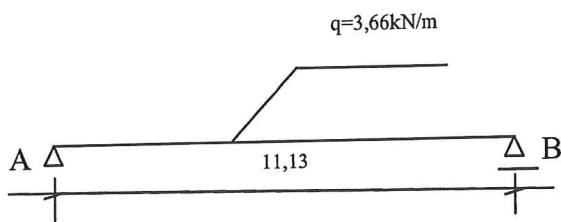
$$W_x = \frac{18 \times 19^2}{6} = 1083 \text{ cm}^3$$

$$I_x = \frac{18 \times 19^3}{12} = 10288 \text{ cm}^4,$$

$$m \cdot R_{dm} = 7,20 \text{ MPa}$$

Belki są stężone wzajemnie w dwóch poziomach: pułapu i podsufitki

Schemat statyczny belek bez podwieszenia do konstrukcji dachowej



Maksymalny moment zginający

$$M_{AB} = 0,125 \times 3,66 \times 11,13^2 = +56,674 \text{ kNm} = 5,667 \times 10^6 \text{ Nm}$$

Naprężenia na przekroju belki

$$\delta = \frac{5,667 \times 10^6}{0,1083 \times 10^4} = 5237 \text{ N/cm}^2 = 52,37 \text{ MPa} > m \cdot R_{dm} = 7,20 \text{ kN/cm}^2$$

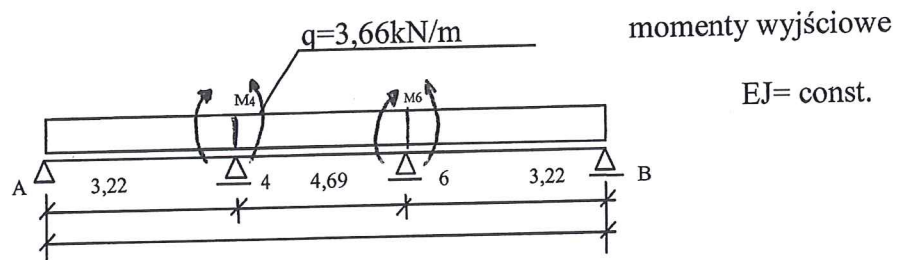
Z powyższego obliczenia wynika, że belki stropowe jako zbyt słabe musiały zostać od początku podwieszane do konstrukcji dachowej i przekazywać obciążenie na wiązary płatwiowo-kleszczowe.

Sprawdzenie nośności belek stropowych podwieszonych w miejscach wieszaków stalowych do wiązarów dachowych, pierwotnie z obciążeniem ociepleniem oraz osobami pojedynczymi na strychu strychowym nad salą widowiskową / robotnicy/.

$$L_{1-4} = 1,025 \times 3,14 = 3,22 = l_{6-B}$$

$$L_{4-6} = (11,13 - 2 \times 3,22) = 4,69$$

2° Schemat statyczny obciążeń belek stropu strychowego



$$M_{4-A} = \frac{3,66 \times 3,22^2}{8} = 4,74 \text{ kNm} = M_{6-B}$$

$$M_{4-6} = \frac{3,66 \times 4,69^2}{12} = 6,71 \text{ kNm} = M_{6-4}$$

Sztywność prętów

$$S_{4-A} = \frac{3EJ}{l} = \frac{3}{3,22} = 0,932 = S_{6-B}$$

$$S_{4-6} = \frac{4EJ}{l} = \frac{4}{4,69} = 0,853 = S_{4-6}$$

Sztywność węzłów

$$S_4 = 0,932 + 0,853 = 1,785$$

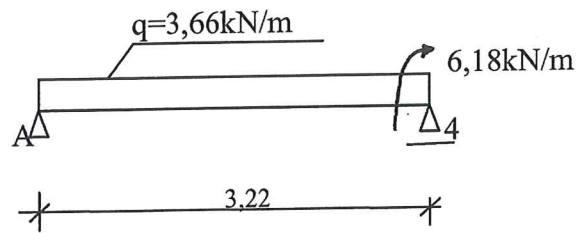
$$S_6 = 1,785$$

Współczynnik rozdziału

$$\left. \begin{aligned} \mu_{4-A} &= \frac{0,932}{1,785} = 0,522 \\ \mu_{4-6} &= \frac{0,853}{1,785} = 0,478 \end{aligned} \right\} 1,0$$

węzły					
4			6		
Σ	4-A	4-6	Σ	6-4	6-B
1,0	0,537	0,463	1,0	0,463	0,537
-1,97	+4,74	-6,71		+6,71	-4,74
+1,97	+1,06	+0,912	+2,43	0,46	
-0,72		-0,72	-2,43	-1,13	-1,30
+0,72	+0,39	+0,33	+0,17	+0,17	
			-0,17	-0,08	-0,09
0,0	+6,19	-6,19	0,0	+6,19	-6,19

Belka A-4



Reakcja podporowa

$$\Sigma M_4 = 0$$

$$3,22R_A - 3,66 \times 3,22^2 \times 0,5 + 6,18 = 0$$

$$3,22R_A - 18,97 + 6,18 = 0$$

$$R_A = \frac{12,79}{3,22} = \underline{3,97 \text{ kN}}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$3,22R_4 - 6,19 - 18,97 = 0$$

$$R_4 = \frac{25,15}{3,22} = \underline{7,81 \text{ kN}}$$

Maksymalny moment przęsłowy

$$L_x = \frac{3,97}{3,66} = 1,08 \text{ m} ; \quad M_{\max} = 3,97 \times 1,08 - 3,66 \times 1,08^2 \times 0,5 = 4,29 - 2,13 = \underline{+2,16 \text{ kNm}}$$

Sprawdzenie $l = 2,14 \text{ m}$

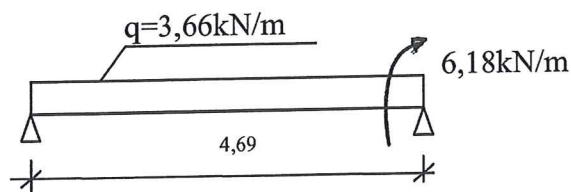
$$M_{4-A} = 7,81 \times 2,14 - 6,18 - 3,66 \times 2,14^2 \times 0,5 = 16,71 - 6,18 - 8,38 = +2,15 \text{ kNm} = M_{\max}$$

Naprężenia w przekroju belki stropowej A-4 $l = 3,22 \text{ m}$

$$\delta = \frac{0,618 \times 10^6}{0,1083 \times 10^4} = 570 \text{ N/cm}^2 = 5,71 \text{ MPa} < 7,20 \text{ MPa}$$

Nośność belki jest prawidłowa dla przęsła A-4

Belka 4-6



$$R_4 = R_6 = 3,66 \times 4,69 \times 0,5 = 8,58 \text{ kN}$$

$$L_x = 4,69 \times 0,5 = 2,346 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,58 \times 2,345 - 3,66 \times 2,345^2 \times 0,5 = 20,12 - 10,06 = +10,06 \text{ kNm}$$

$$\delta = \frac{1,006 \times 10^6}{0,1083 \times 10^4} = 9,29 \text{ N/cm}^2 = 9,29 \text{ MPa} > 7,20 \text{ MPa}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = \frac{469}{250} = 1,88 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 0,0366 \times 469^4}{384 \times 900 \times 10288} = 2,49 \text{ cm} > f_{gr} = 1,88 \text{ cm}$$

W tym prześle belki stropowej przekroczone są zarówno naprężenia dopuszczalne jak też graniczne ugięcie. Obserwowane odkształcenia stropu nad salą widowiskową i sceną są powodowane dawnym przeciążeniem stropu. Dodatkowym czynnikiem było również ugięcie konstrukcji dachowej, do której podwieszono belki stropowe. Brak oparcia legarów na odcinkach między pełnymi więzarami dachowymi jest powodem tych odkształceń ustroju nośnego dachu. Dla zachowania wymaganej izolacyjności termicznej stropu na belkach o obecnym przekroju 18x19cm, oczywiście po przeglądzie ich stanu i uzupełnieniach nowymi, zaleca się na stropie ułożyć następujące warstwy, licząc od powały:

- 1 x papa izolacyjna	- 0,05 kN/m ²
- styropian utwardzony 15cm	
1,3x0,15x0,45	- 0,09 kN/m ²
- płyty konstrukcyjne drewnopodobne gr. 22mm	
1,3x0,022x4,0	- 0,114 kN/m ²
Razem Δ g'	- 0,254 kN/m ²

Co wobec usuniętej już polepy o ciężarze:

Wyżej obliczonym w wielkości 1,27 kN/m² odciąży strop w granicach Δ g = 1,27-0,254
 $\cong 1,02 \text{ kN/m}^2$.

Koniecznością jest jednak uregulowanie statycznego układu więźby dachowej nad salą widowiskową, gdzie więzary dachowe nie posiadają podparć legarów podłużnych, nad którymi wykonano wieszaki z prętów Ø 20mm STO. Brak tu bowiem poprzecznych murów lub podciągów, które są miejscami podparcia leżących podłużnie drewnianych legarów przewidzianych w klasycznym schemacie więzarów płatiowo-kleszczowych. Problem ten można rozwiązać przez obustronne wzmocnienie dwóch istniejących więzarów kratownicami stalowymi z profili zimno giętych, lub kratownicami spawanymi o kształcie trapezowym, opartym na murach podłużnych Sali. Pozwolą one na dolnych węzłach uzyskać podpory dla końców obu legarów podłużnych. Wymaga to wykonania odrębnego projektu konstrukcyjnego, gdyż jest związane z dokładnym wglądem w układ współzależności

wiązarów z belkami stropowymi, a tym samym całościowej penetracji stropu po zdjęciu powały.

Rzecznawca Budowlany
mgr inż. Stefan Szwał
nr upr. 25/00/R
Centralnego Rejestru
Rzecznawców Budowlanych

mgr inż. STEFAN SZWAJ
upr. bud. nr 266/T2
ul. Pułaskiego 7/329
35-011 RZESZÓW