

TEMAT :

**TERMOMODERNIZACJA BUDYNKU
MSZCZONOWSKIEGO OŚRODKA KULTURY
W MSZCZONOWIE**

KATEGORIA OBIEKTU – IX

ADRES OBIEKTU:

ul. Warszawska 33
96-320 Mszczonów
dz. nr ewid. 167, obręb 0001 m. Mszczonów
jedn. ew.143802_4

INWESTOR:

Gmina Mszczonów
Pl. Piłsudskiego 1
96-320 Mszczonów

GŁÓWNA JEDNOSTKA PROJEKTOWA:

TEL Biuro Architektoniczne
ul. Okrzei 2/1
96-100 Skierniewice

OPRACOWANIE :

EKSPERTYZA TECHNICZNA MOŻLIWOŚCI I SPOSOBU
WYKONANIA ZAMIERZEŃ PROJEKTOWYCH ZWIĄZANYCH
Z REALIZACJĄ TERMOMODERNIZACJI BUDYNKU
MSZCZONOWSKIEGO OŚRODKA KULTURY W MSZCZONOWIE

FAZA :

PROJEKT PRZETARGOWY

BRANŻA :

KONSTRUKCJA

ZESPÓŁ AUTORSKI:

projektant:

mgr inż. JAKUB KRAKOWSKI,
upr. bud. nr LOD/3079/PWBKb/16

sprawdzający:

dr inż. KRZYSZTOF LASEK,
upr. bud. nr. LOD/2496/POOK/15

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

1. DANE PODSTAWOWE	4
1.1. Przedmiot opracowania	4
1.2. Podstawa opracowania.....	4
1.3. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego.....	5
1.4. Uprawnienia projektanta i sprawdzającego	6
2. OPIS TECHNICZNY	10
2.1. Ogólna charakterystyka obiektu	10
2.2. Syntetyczne zestawienie planowanych prac konstrukcyjnych	10
3. EKSPERTYZA STANU TECHNICZNEGO I MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ INWESTYCJI	11
3.1. Ogólna ocena stanu technicznego elementów budynku	11
3.1.1. Fundamenty	11
3.1.2. Ściany konstrukcyjne	11
3.1.3. Ściany działowe.....	11
3.1.4. Żelbetowe stropy międzykondygnacyjne.....	11
3.1.5. Drewniane stropodach	11
3.1.6. Dach.....	12
3.1.7. Klatki schodowe	12
3.1.8. Nadproża.....	12
3.1.9. Kominy	12
3.2. Analiza obliczeniowa nośności elementów konstrukcyjnych	13
3.3. Ogólna ocena stanu technicznego budynku.....	18
4. PROJEKT PLANOWANYCH PRAC	19
4.1. Podstawowe materiały konstrukcyjne	19
4.2. Analiza obszaru oddziaływania	19
4.3. Opis planowanych prac konstrukcyjnych	19
4.3.1. Nowe zadanie w konstrukcji drewnianej.....	19
4.3.2. Wzmocnienia drewnianej konstrukcji dachu.	19
4.3.3. Podmurowanie części otworów okiennych	20
4.3.4. Wykonanie otworów w stropach	20
4.3.5. Wykonanie nadproży w ścianach konstrukcyjnych.....	20
4.3.6. Wykonanie nadproży w ścianach działowych	22
4.3.7. Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej.....	22
4.3.8. Wykonanie ścian działowych	24
4.3.9. Wykonanie płyt fundamentowych pod urządzenia	24
4.4. Zabezpieczenie drewna konstrukcyjnego	25
4.5. Zabezpieczenie antykorozyjne stali kształtowej	25

4.6.	Odporność ogniowa elementów konstrukcyjnych	25
4.7.	Warunki gruntowo-wodne	26
4.8.	Uwagi końcowe.....	27
5.	OBLICZENIA STATYCZNE.....	28
5.1.	Zebranie obciążeń	28
5.2.	Oszacowanie parametrów konstrukcyjnych istniejącej więźby dachowej	30
5.2.1.	Oszacowanie klasy drewna dla przekroju 7x14cm	30
5.2.2.	Oszacowanie klasy drewna dla przekroju 14x14cm	30
5.3.	Określenie wyężenia krokwi 7x14cm.....	31
5.3.1.	Stan obecny	31
5.3.2.	Stan projektowany	32
5.4.	Określenie wyężenia krokwi narożnej 14x14cm.....	34
5.4.1.	Stan obecny	34
5.4.2.	Stan projektowany, element wzmocniony	35
5.5.	Określenie wyężenia płatwi 14x14cm.....	36
5.5.1.	Stan obecny	36
5.5.2.	Stan projektowany, element wzmocniony	37
5.6.	Oszacowanie nośności stropu monolitycznego	38
5.6.1.	Strop w obszarze projektowanej centrali N2W2	38
5.6.2.	Strop w obszarze projektowanej centrali N3W3	40
5.7.	Konstrukcja wsporcza pod centrale klimatyzacyjne.....	42
5.7.1.	Stalowe elementy poziome – belki	42
5.7.2.	Stalowe elementy pionowe - słupki	44
6.	DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA.....	46

1. DANE PODSTAWOWE

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna poddająca ocenie możliwości wraz z podaniem sposobu wykonania zamierzeń projektowych związanych z realizacją termomodernizacji budynku Mszczonowskiego Ośrodka Kultury w Mszczonowie przy ulicy Warszawskiej 33, działka o numerze ewidencyjnym 167, obręb 0001 m. Mszczonów, jedn. ew.143802_4.

1.2. Podstawa opracowania

Podstawę opracowania stanowią:

- zlecenie od Inwestora
- Projekt Termomodernizacji Budynku Mszczonowskiego Ośrodka Kultury w Mszczonowie opracowany przez TEL Biuro Architektoniczne, ul Okrzei 2/1, 96-100 Skierniewice
- Audyt energetyczny budynku Mszczonowskiego Ośrodka Kultury, sporządzony przez Narodową Agencję Poszanowania Energii S.A. styczeń 2020r
- uzgodnienia projektowe
- Dokumentacja archiwalna:
 - Projekt branży konstrukcyjnej przebudowy i rozbudowy M.O.K w Mszczonowie przy ul. Sportowej z 2004r. autorstwa mgr. inż. Bolesława Kostrzewy upr. bud. nr Sk-ce 1/96

Normy i akty prawne:

PN-82/B-02001	Obciążenia budowli – obciążenia stałe.
PN-82/B-02003	Obciążenia budowli – obciążenia zmienne technologiczne.
PN-80/B-02010:Az1	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
PN-77/B-02011:Az1	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
PN-B-03002:1999	Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
PN-B-03200:1990	Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B-03264:2002	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone Obliczenia statyczne i projektowe.
PN-EN 1990 :2000	Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji.
PN-EN 1991-1-1: 2004	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
PN-EN 1991-1-2: 2006	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania na konstrukcję w warunkach pożaru.
PN-EN 1991-1-3: 2010	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenia śniegiem.
PN-EN-1992-1-1: 2008	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1 Reguły ogólne i reguły dla budynków (A1:2015-03).
PN-EN-1992-1-2: 2008	Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
PN-EN 1996-1-1: 2010	Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.

PN-EN 1996-1-2:2010 Eurokod 6 -- Projektowanie konstrukcji murowych -- Część 1-2:
Reguły ogólne -- Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994. Dz.U. 2006 nr 156 poz. 1118 (z późn. zm.).

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz. U. nr 72 z dnia 15.06.2002r., poz. 690 (z późn. zm.).

Literatura:

- {1} Poradnik inżyniera i technika budowlanego, tom 2, praca zbiorowa PZITB, Arkady-Warszawa 1982
- {2} Budownictwo ogólne, tom 1, W. Żenczykowski, Budownictwo i Architektura Warszawa 1956
- {3} Konstrukcje żelbetowe wydanie XIII, W. Starosolski, PWN SA, Warszawa 2011
- {4} Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2 wydanie III, M. Knauff, PWN SA, Warszawa 2018
- {5} Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 2, G. Woźniak P. Turkowski, ITB, Warszawa 2019
- {6} Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych, R. Kowalski, PWN SA, Warszawa 2019
- {7} Odporność ogniowa ścian murowych, K. Chudyba p. Matysek, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej Zeszyt 18, 2018
- {8} Projektowanie elementów żelbetowych i murowych z uwagi na odporność ogniową, M.Kosierek, ITB 409/2005, Warszawa 2005

Prace własne autorów wykonane jako opinie, ekspertyzy techniczne i publikacje naukowe.

1.3. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego

Stosownie do art.20 ust.4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 Prawo budowlane [tekst jednolity Dz.U. z 2017 poz. 1332; z późniejszymi zmianami (Dz.U. z 2017r poz. 1529; z 2018r poz. 12, poz. 317, poz. 650)]

Oświadczam, że projekt budowlany branży konstrukcyjnej wraz z ekspertyzą możliwości realizacji termomodernizacja budynku Mszczonowskiego Ośrodka Kultury w Mszczonowie przy ulicy Warszawskiej 33, działka o numerze ewidencyjnym 167, obręb 0001 m. Mszczonów, jedn.ew.143802_4, sporządzony został zgodnie z obowiązującymi przepisami i normami oraz zasadami wiedzy technicznej, ponadto został wykonany zgodnie z celem, jakiemu ma służyć.

projektant:

mgr inż. JAKUB KRAKOWSKI, upr. bud. nr LOD/3079/PWBKb/16

sprawdzający:

dr inż. KRZYSZTOF LASEK, upr. bud. nr. LOD/2496/POOK/15

2. OPIS TECHNICZNY

2.1. Ogólna charakterystyka obiektu

Budynek wzniesiony w latach 20. XX w., poddany przebudowie i rozbudowie w 2005/2006r. Obiekt objęty opracowaniem to budynek dwukondygnacyjny, w części środkowej jednokondygnacyjny (sala kinowa), częściowo podpiwniczony wykonany w technologii tradycyjnej ze ścianami murowanymi z cegły pełnej i z gazobetonu ocieplonymi styropianem. Stropy żelbetowe wylewane. Dach o konstrukcji drewnianej, krokwiowo-płatwiowej, w części środkowej z płyt korytkowych. Pokrycie dachu z papy. Nachylenie połaci dachowych od 12% do 25%. Elewacje budynku wykończone tynkiem cienkowarstwowym na styropianie. Ślusarka zewnętrzna aluminiowa. Ponadto w części środkowej zlokalizowany jest szyb windy.

Obiekt zaliczono do I kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych.

2.2. Syntetyczne zestawienie planowanych prac konstrukcyjnych

- Wykonanie nowego fragmentu zadaszewia w konstrukcji drewnianej.
- Wykonanie wzmocnienia istniejącej drewnianej konstrukcji dachu.
- Podmurowanie części otworów okiennych.
- Wykonanie otworów w stropie w miejscach przejść kanałów wraz ze stalowymi okuciami wzmacniającymi krawędzie.
- Wykonanie otworów w ścianach konstrukcyjnych.
- Wykonanie otworów w ścianach niekonstrukcyjnych.
- Wykonanie stalowych konstrukcji wsporczych w poziomie dachu.
- Wykonanie zewnętrznych płyt fundamentowych pod centrale klimatyzacyjne i agregaty freonowe w poziomie terenu
- Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej pod centrale i agregaty w poziomie parteru i piwnicy.

3. EKSPERTYZA STANU TECHNICZNEGO I MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ INWESTYCJI

3.1. Ogólna ocena stanu technicznego elementów budynku

3.1.1. Fundamenty

Przedmiotowy obiekt posadowiono zróżnicowanie. W części starej najprawdopodobniej na ceramicznych i betonowych ławach fundamentowych, w części nowej na żelbetowych ławach i stopach fundamentowych.

Na ścianach zewnętrznych w poziomie parteru nie występują spękania mogące świadczyć o nierównomiernym osiadaniu budynku. Na tej podstawie można stwierdzić iż stan fundamentów jest zadowalający.

Nie wykonywano potwierdzających odkrywek fundamentów.

3.1.2. Ściany konstrukcyjne

Zewnętrzne i wewnętrzne ściany konstrukcyjne wykonano jako murowane z cegły ceramicznej, bloczka gazobetonowego, pustaków betonowych na zaprawie wapiennej, cementowo-wapiennej lub betonowej o zróżnicowanej grubości. W części obiektu wykonywanego w 2006r, zastosowano także żelbetowe ściany nośne z betonu B15. Ściany otynkowane, od strony zewnętrznej ocieplone, ponadto elewacja posiada elementy dekoracyjne.

Ściany w stanie zadowalającym z widocznymi drobnymi ubytkami tynku i zaprawy wynikające z normalnej eksploatacji obiektu.

3.1.3. Ściany działowe

Ścianki działowe z cegły ceramicznej lub pustaka oraz ścianki typu lekkiego szkieletowe na stelażu grubości $\sim 10 \div 16$ cm.

Ścianki działowe w stanie zadowalającym z drobnymi zarysowaniami i uszkodzeniami mechanicznymi wynikającymi z normalnej eksploatacji obiektu.

3.1.4. Żelbetowe stropy międzykondygnacyjne

Stropy w obiekcie wykonane jako masywne, żelbetowe, w części starej strop typu belkowo-płytowego wsparty na ścianach konstrukcyjnych z płytą grubości 20cm. W części rozbudowywanej w 2006 stropy typu płyta-słup grubości 14 i 20cm wylwane z betonu B30 i zbrojone stalą 34GS.

Stropy nie wykazują nadmiernych ugięć. Na sufitach występują drobne zarysowania i zabrudzenia. W trakcie wizji lokalnej nie wykonywano odkrywek, jednakże ze względu na brak przesłanek świadczących o przekroczeniu stanów granicznych nośności i użyteczności (SGN i SGU) stan techniczny określić można jako zadowalający.

3.1.5. Drewniany stropodach

Drewniany stropodach w osiach 6-9/G-I, według dokumentacji z 2004r., wykonany z krokwi 7x14 wspartych na belkach (płatwiach) 14x14cm wykazuje normalne oznaki eksploatacji. W trakcie wizji lokalnej nie dokonywano odkrywek elementów konstrukcyjnych, jednakże na warstwach wykończeniowych nie stwierdzono uszkodzeń

mogących świadczyć o przekroczeniu stanów graniczny nośności i użytkowości. Stan techniczny konstrukcji stropodachu uznano za dobry.

3.1.6. Dach

W części starej stropodach typu wentylowanego, dwuspadowy, z częścią górną wykonaną z żelbetowych płyt korytkowych wspartych na ścianach ażurowych.

W częściach skrajnych (poddanych rozbudowie) dach drewniany, krokwiowo – płatwiowy, wielospadowy oparty na drewnianych ścianach stolcowych i kolankowych. Krokwie 7x14cm w rozstawie co ~90 wsparte na płatwiach o przekroju 14x14cm.

W konstrukcji dachu wyodrębnić można słupki drewniane, krokwie koszone oraz płatwie. Poszycie dachu niezależnie od części stanowi papa termozgrzewalna.

Brak możliwości dostępu do przestrzeni pomiędzy stropem a konstrukcją dachu uniemożliwił poddanie ocenie stanu poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Oględziny przeprowadzone od strony poszycia nie ujawniły braków sztywności lub nadmiernych przemieszczeń konstrukcji.

Stropodach w części starej w stanie zadowalającym Szczegółowa ocena nośności w pkt. 3.2 Dach w części rozbudowywanej w 2005/2006r. w wizualnym stanie zadowalającym, jednakże w toku przeprowadzonej analizy stwierdzono niezgodności założeń projektowych, przekroczenie stanu nośności jak również przekroczenie stanu użytkowości. Zważywszy na powyższe drewniany strop został zaklasyfikowany do bezzwłocznego wykonania wzmocnienia. Szerszy opis w pkt. 3.2.

3.1.7. Klatki schodowe

Płyty biegowe i spocznikowe klatek schodowych- żelbetowe, grubości 16 i 12cm, wylewane z betonu B20 i zbrojone stalą 34GS,

Klatka schodowe w stanie dobrym.

3.1.8. Nadproża

W przedmiotowym budynku nadproża żelbetowe w części rozbudowywanej w 2005r. oraz masywne w części starej.

Nadproża w stanie dobrym nie wykazują nadmiernych ugięć.

3.1.9. Kominy

Kominy murowane z cegły ozdobnej z czapami krytymi blachą w stanie dobrym.

Kominy wentylatorów również w stanie dobrym

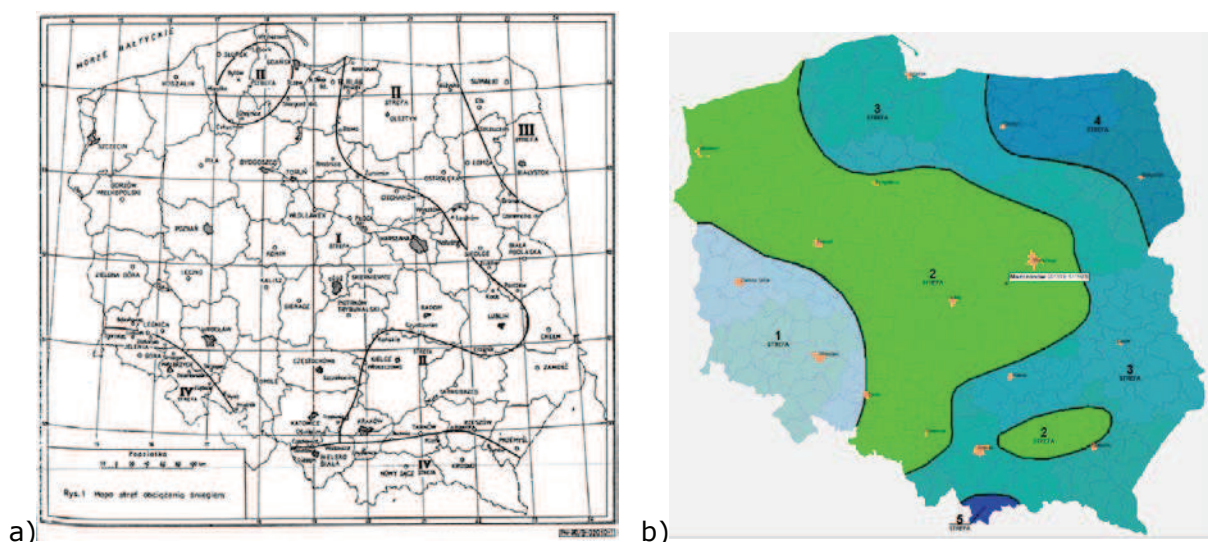
3.2. Analiza obliczeniowa nośności elementów konstrukcyjnych

3.2.1. Więźba dachowa

Z uwagi na projektowanie zmiany pokrycia jak również montaż urządzeń na dachu, przeprowadzono analizę obliczeniową elementów stanowiących konstrukcję dachu według obecnie obowiązujących norm i przepisów.

Projekt rozbudowy Domu Kultury w zakresie obciążeń ściegowych opracowany został w zgodzie z przepisami obowiązującymi w 2004r. W 2006r tuż po katastrofie hali Międzynarodowych Targów Katowickich została wprowadzona zmiana Az1 do obowiązujących uprzednio przepisów. Wprowadzone wówczas zmiany są zgodne z obecnymi zapisami normy PN-EN 1991-1-3.

W projekcie obciążenia przyjęto jak dla ówczesnej I strefy śniegowej ($S_k=0,56\text{kN/m}^2$) wg PN-80/B-02010. Według obecnie obowiązujących przepisów analizowany obiekt zlokalizowany jest w II strefie śniegowej dla której S_k jest o $\sim 30\%$ większe ($S_k=0,72\text{kN/m}^2$) -rys.1. Dodatkowo należy zwrócić uwagę, iż współczynnik bezpieczeństwa dla obciążenia śniegiem wzrósł z 1.40 do 1.50, co całościowo skutkuje wzrostem obciążeń o 38%



Rys. 1 Mapa stref obciążeń śniegiem: a) PN-80/B-02010 b) PN-80/B-02010/Az1 (PN-EN 1991-1-3)

Analiza dokumentacji archiwalnej wykazała nieścisłość pomiędzy częścią opisową (obliczeniową), a dokumentacją rysunkową (stanem faktycznym). Konstruktor przewidział w części opisowej i obliczeniowej maksymalny rozstaw słupków podpierających płatwie o wartości 3m, dla których określony został stopień wyężenia na poziomie 89%. Jednakże dokumentacja rysunkowa (rzut więźby dachowej) ujawnia zwiększenie rozstawów nawet o 20% do 3,6m.

Poddano ponownej analizie statycznej układ konstrukcyjny więźby dachowej części nowej obiektu (rozbudowanej w 2005r.) przy skorygowaniu obciążeń klimatycznych i rozstawu podpór.

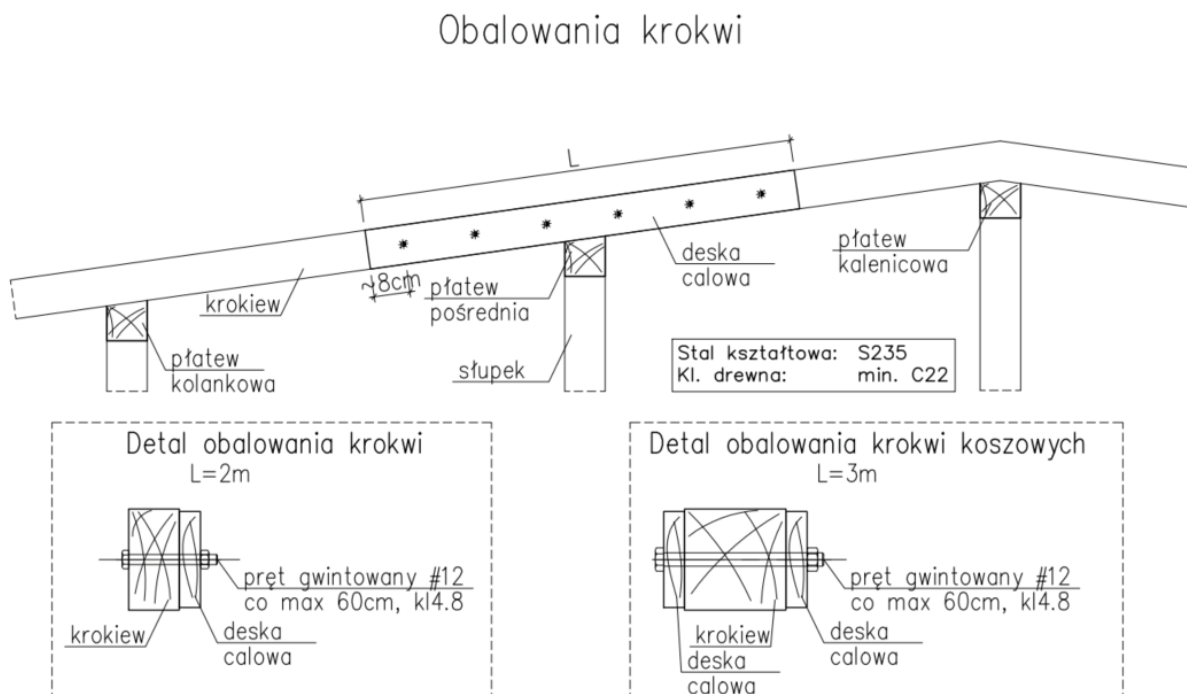
Klasa drewna więźby dachowej w projekcie pierwotnym przyjęta została jako K27. W pierwszym etapie analizy określono porównywalną klasę według obecnie obowiązujących przepisów. Zgodnie z metodologią opisaną w załączniku obliczeniowym klasę drewna więźby dachowej szacować należy jako C22 dla 2 klasy użytkowania konstrukcji.

W toku szczegółowych obliczeń zawartych w załączniku niniejszego opracowania stwierdzono niewystarczającą nośność:

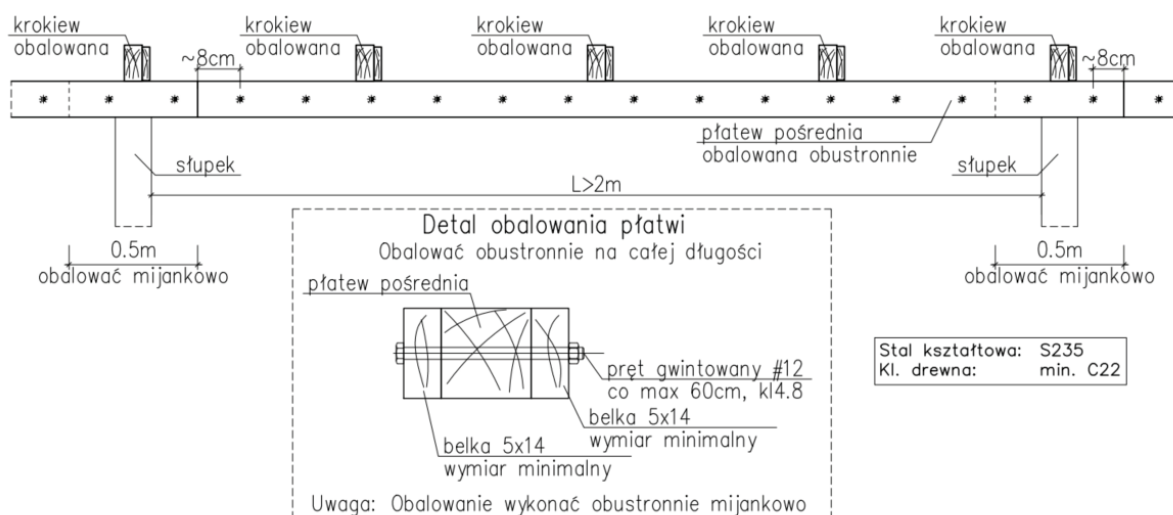
- krokwi dachowych o przekroju 7x14cm w części środkowej dla obecnych i projektowanych obciążeń. Krokwie należy wzmocnić jednostronnie deską calową gr. 2.5cm i wysokości 14cm z drewna klasy C22 na odcinku 2m, nad podporą środkową
- krokwi koszowych i narożnych o przekroju 14x14cm w części środkowej dla obecnych i projektowanych obciążeń. Krokwie należy wzmocnić obustronnie deską calową gr. 2.5cm i wysokości 14cm z drewna klasy C22 na odcinku 3m, nad podporą środkową
- płatwi o przekroju 14x14cm przy rozstawie podpór większym niż 2.0m dla obecnych i projektowanych obciążeń. Płatwie dłuższe niż 2m należy wzmocnić obustronnie belkami drewnianymi 5x14cm z drewna klasy C22 w świetle podpór

W stanie obecnym konstrukcja więźby wymaga wzmocnienia krokwi i płatwi dachowych. Przed realizacją planowanego przedsięwzięcia należy wzmocnić elementy drewniane dachu

Elementy więźby dachowej wzmocnić według wytycznych zawartych na rys.2 i rys.3



Obalowania płatwi pośredniej



Rys.3 Wytyczne wzmocnienia płatwi pośredniej

3.2.2. Płyty korytkowe

Według przekazanej dokumentacji, konstrukcja dachu części starej obiektu wykonana jest z prefabrykowanych płyt dachowych których nośność według „Informatora projektanta budownictwa ogólnego” wydane go przez Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego, 1971r. Warszawa, wynosi $1,8 \text{ kN/m}^2$ zgodnie z „Unifikacją parametrów wymiarowych i obciążeniowych”. Niniejsza publikacja określa powyższą wartość jako obciążenie zewnętrzne uwzględniające ciężar pokrycia, śniegu oraz warstw izolacyjnych.

Tablica . Strop z płytek korytkowych - obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	K_d	Obc. obl. kN/m^2
1.	2x Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, podwójnie $[0,100 \text{ kN/m}^2]$	0,20	1,30	--	0,26
2.	Płyty korytkowe	1,14	1,20	--	1,37
Σ :		1,34	1,21	--	1,63

Tablica 7. Strop z płytek korytkowych - obciążenia zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m^2	γ_f	K_d	Obc. obl. kN/m^2
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 - $> Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci $14,0^\circ$ st. $\rightarrow C_2=0,8$) $[0,720 \text{ kN/m}^2]$	0,72	1,50	0,00	1,08

Po przeprowadzeniu analizy porównawczej dopuszczalnych obciążeń i obciążeń wynikających w warstw wykończeniowych oraz norm klimatycznych – „bilansu mas”, należy stwierdzić, że szacowany zapas nośności płyt korytkowych wynosi $0,45 \text{ kN/m}^2$ (wartość obliczeniowa)

Konstrukcję dachu starej części wykonanej z płyt korytkowych można dodatkowo obciążyć maksymalnie np.: paneli fotowoltaicznych o masie nie przekraczającej $0,45 \text{ kN/m}^2$

3.2.3. Stropy monolityczne

3.2.3.1. W miejscach projektowanych central

Pomimo stwierdzonych braków nośności konstrukcji więźby dachowej, strop nad I piętrem części rozbudowanej w 2005r. spełnia stan graniczny nośności i użytkowości. Dopuszczalne jest postawienie nowoprojektowanych central na płytach stropowych, a przewidywany przyrost obciążeń na pozostałe elementy jest akceptowalny z punktu statyki obiektu.

Szczegółowe obliczenia zawarte są w załączniku potwierdzające powyższe wnioski.

Dopuszczalne jest postawienie centrali na stropie monolitycznym w obszarze osi 10-11/~G oraz 10-12/A-D (wg opracowania z 2004r). W celu lokalizacji jej nad połącją dachową należy wykonać stalową konstrukcję wsporczą.

3.2.3.2. W miejscach wykonywanych otworów

Stropy nad parterem i I piętrem części rozbudowanej 2005r. spełniają stan graniczny nośności i użytkowości. Dopuszczalne jest wykonanie w nich otworów:

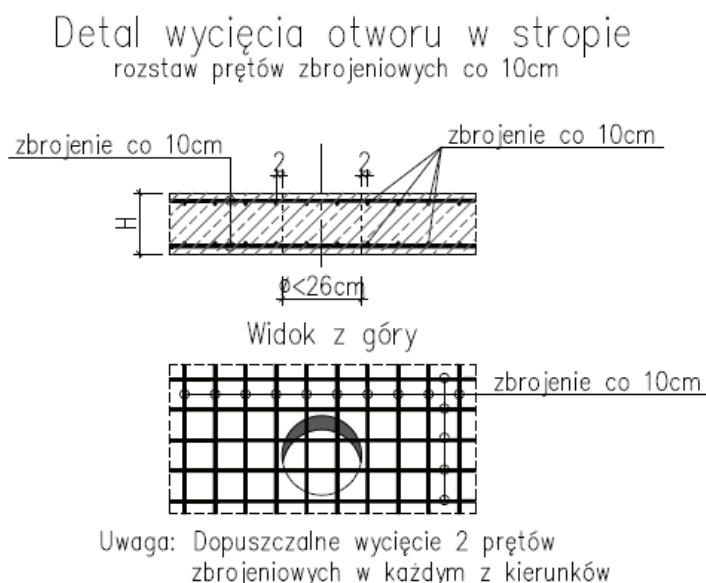
- okrągłych do średnicy 36cm
- prostokątnych o maksymalnym wymiarze 76x46cm.

W przypadku wykonywania otworów należy w pierwszym etapie zinwentaryzować rozkład zbrojenia płyt tak, aby zminimalizować ilość przecinanych prętów. W razie konieczności dopuszczalne jest nieznacznie skorygować lokalizację otworów.

Jedyną dopuszczalną technologią wykonywania otworów w stropie jest metoda nieudarowa - cięcie. W pierwszym etapie wykonać wzmocnienie w formie okucia, a dopiero później dopuszczalne jest wykonanie otworu

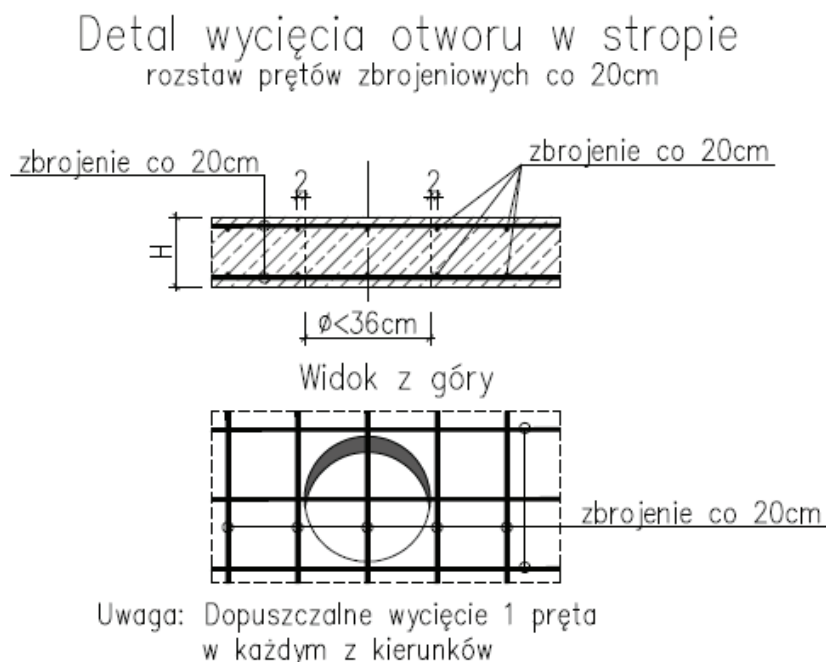
Otworki niewymagające wzmocnienia

- W przypadku rozkładu prętów zbrojeniowych co 10cm dopuszcza się wykonać otwór okrągły o średnicy nie większej niż 26cm (wycięcie maksymalnie 2 prętów zbrojenia), rys.4.



Rys.4 Detal wykonania otworu przy stwierdzonym rozstawie prętów co 10cm

- W przypadku rozkładu prętów zbrojeniowych co 20cm można wykonać otwór okrągły o średnicy nie większej niż 36cm (wycięcie maksymalnie 1 pręta zbrojenia), rys. 5.



Rys. 5 Detal wykonania otworu przy stwierdzonym rozstawie prętów 20cm

Powyższe otwory okrągłe dopuszcza się wykonywać jako kwadratowe przy zachowaniu opisanych powyżej reguł.

Otwory wymagające wzmocnienia

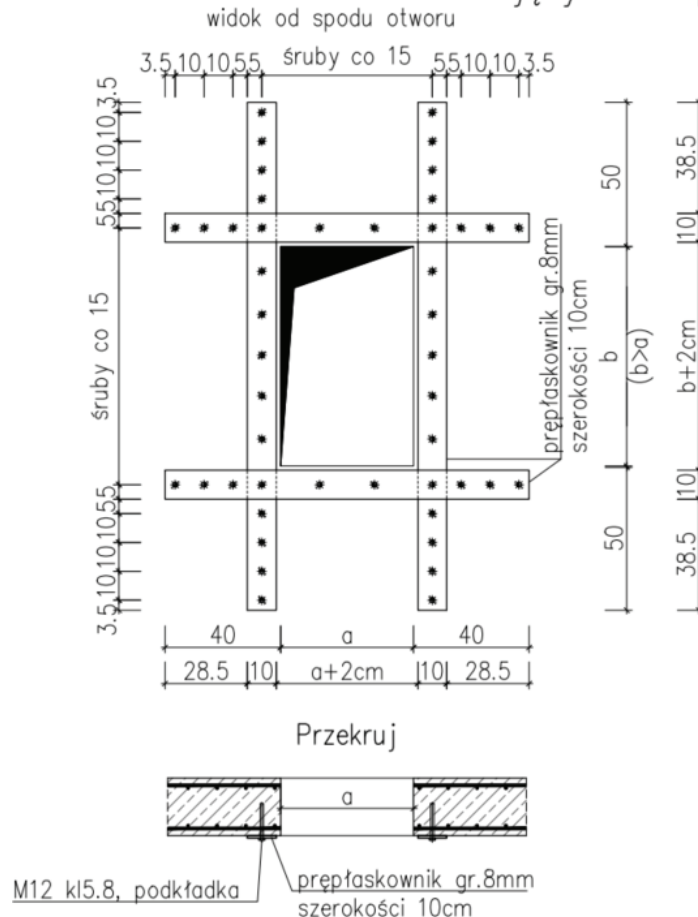
W przypadku konieczności wykonania większych otworów okrągłych jak i otworów prostokątnych, niezależnie od stwierdzonego rozkładu zbrojenia płyt, należy wykonać stalowe okucia wzdłuż krawędzi projektowanego otworu od strony spodniej.

Okucia projektuje się z blachy stalowej gr. 8mm szerokości 100mm, kotwione do stropu prętami wklejanymi M12 na żywicę, głębokość wklejenia 12cm. Elementy stalowe montować bezpośrednio do konstrukcji stropu.

Okucia wykonać w dwóch prostopadłych kierunkach, jedno na drugim. W pierwszym etapie zamontować okucia dłuższe. W drugim etapie osadzić okucie krótsze dodatkowo mocując je w warstwie zaprawy tak aby nie powstała przerwa między elementem stalowym, a stropem

Jeżeli otwór zlokalizowany jest przy ścianie dopuszczalne jest nie wykonywanie okucia od tej strony. Co więcej w takim przypadku należy skorygować okucie prostopadłe do ściany tak aby dolegało do niej i skorygować rozstaw w nim śrub do 10cm.

Detal okucia otworu w istniejącym stropie



Uwaga: Pręty M12 kl 5.8, minimalna głębokość wklejenia L=12cm żywica np.: HIT RE-500 V3

Rys. 6 Detal wykonania otworu prostokątnego o maksymalnym wymiarze 76x46cm

3.2.4. Stropodach drewniany

Elementy stropodachu drewnianego w osiach 6-9/G-I, według dokumentacji z 2004r., wykazują wystarczającą nośność. W przypadku wykonywania otworów w niniejszym stropie należy zastosować wymiany stalowe podtrzymujące krokwie. Wymiany wykonać z kształtowników stalowych IPE140 opartych w gniazdach w ścianach na poduszkach betonowych, minimalna głębokość oparcia 25cm. Innym poprawnym rozwiązaniem jest wykonanie wymianów z belek drewnianych (klasy C22) o przekroju 14x14cm analogicznie opartych w gniazdach

Elementy wymianów zabezpieczyć należy przed działaniem czynników zewnętrznych.

3.3. Ogólna ocena stanu technicznego budynku

Więźba dachowa obiektu w stanie obecnym wykazuje przekroczenie obliczeniowych stanów granicznej nośności i użyteczności i wymaga podjęcia bezzwłocznie prac związanych ze wzmocnieniem. Pozostałe składowe elementy budynku są w stanie zadowalającym. Zużycie tych elementów konstrukcyjnych nastąpiło w sposób naturalny w wyniku normalnej eksploatacji.

Wykonanie wszystkich prac naprawczych wymienionych w powyższym opracowaniu pozwoli na dalsze bezpieczne użytkowanie całego obiektu. Powyższe prace należy wykonać bezzwłocznie

4. PROJEKT PLANOWANYCH PRAC

Projektuje się termomodernizację budynku zgodnie z zaleceniami zawartymi w audytach energetycznych sporządzonych przez firmę NAPE SA.

4.1. Podstawowe materiały konstrukcyjne

- Bloczki betonowe klasy B20.
- Zaprawa do bloczków betonowych cementowa M10.
- Cegła ceramiczna pełna kl. 15MPa.
- Zaprawa cementowo-wapienna kl.5MPa.
- Bloczki wapienno-piaskowe kl. 15MPa.
- Zaprawa systemowa do bloczków wap.-piasek cienkowarstwowa: kl. 10MPa.
- Stal zbrojeniowa A-IIIN (B500SP).
- Stal kształtowa S235 (St3s).
- Drewno elementów konstrukcyjnych klasy min C22.

Pozostałe zastosowane materiały – wg projektu architektury.

4.2. Analiza obszaru oddziaływania

Zakres oddziaływania projektowanych prac konstrukcyjnych sięga jedynie przedmiotowego obiektu oraz działki na której jest posadowiony. Nie przewiduje się wykonywania wykopów mogących oddziaływać na istniejącą sąsiednią zabudowę.

4.3. Opis planowanych prac konstrukcyjnych

4.3.1. Nowe zadanie w konstrukcji drewnianej

Projektuje się nowe zadanie w konstrukcji drewniane nad istniejącym stropem drewnianym w osiach 6-9/G-I (według dokumentacji z 2004r.) tożsame z już wykonanym z drugiej strony budynku

Krokwie o przekroju 7x14cm wykonać w rozstawie co 90cm i oprzeć od strony zewnętrznej na murłacie 14x14cm a z drugiej strony na belce także 14x14cm kotwionej do ściany.

Murłatę kotwić do wieńca za pośrednictwem stalowych gwintowanych prętów M12 wklejanych na żywice w istniejący element w rozstawie co ~90 cm. Głębokość wklejenia 12cm.

Belkę kotwić do ściany za pośrednictwem stalowych gwintowanych prętów M12 wklejanych na żywice w istniejący element w rozstawie co ~45 cm. Głębokość wklejenia ~15cm

Poszycie wykonać jako pełne z desek całowych montowanych wkrętami do krokwi (alternatywnie płyta OSB gr 22mm). Warstwa wykończeniowa - papa zgodnie opisem architektonicznym, podobnie jak pozostały układ warstw.

4.3.2. Wzmocnienia drewnianej konstrukcji dachu.

Projektuje się wykonanie wzmocnienia dachu zgodnie z pkt. 3.2 w zakresie:

- Wzmocnienia krokwi dachowych - jednostronnie obalowanie deską całową gr. 2,5cm (1x 2,5cm) na odcinku 2m wszystkich krokwi dachowych w rejonie podpory środkowej (nad płatwią pośrednią).

- Wzmocnienia krokwi narożnych i kosзовych – obustronne obalowanie deską całową gr. 2,5cm (2x 2,5cm) na odcinku 3m wszystkich krokwi narożnych i kosзовych w rejonie podpory środkowej (nad płytą pośrednią).
- Wzmocnienia płyty - obustronne obalowanie płyty wewnętrznych o długości większej niż 2m w świetle podpór belkami drewnianymi o wymiarach 5x14cm (2x 5x14cm). Obalowanie wykonać mijankowo

4.3.3. Podmurowanie części otworów okiennych

Projektuje się podmurowanie części otworów okiennych blokami wapienno-piaskowymi lub betonowymi w poziomie piwnicznym.

Nowy wykonywany mur zespolić z istniejącym poprzez pręty wklejane w istniejącą już ścianę i układane w co drugie spoinie (na całej długości).

4.3.4. Wykonanie otworów w stropach

Projektuje się wykonanie otworów w stropie żelbetowym zgodnie z pkt. 3.2 w zakresie:

- Prostokątnych otworów w stropie w miejscach przejść instalacji wentylacyjnej wraz ze stalowymi okuciami wzmacniającymi krawędzie – stalowe płaskowniki 100x8mm
- Okrągłych (kwadratowych) otworów w miejscach przejść instalacji wentylacyjnej bez stalowych okuć

W stropodachu drewnianym w miejscach przejść instalacji wykonać drewniane wymiany o przekroju zgodnym z przekrojem krokwi.

W celu ograniczenia niekorzystnego oddziaływania związanego z realizacją zamierzenia projektowego prace należy wykonać ręcznie z rusztowania. W pierwszej kolejności należy wyznaczyć lokalizację otworu. Prace rozbiórkowe należy prowadzić sposobem ręcznym poprzez wycinanie mniejszych fragmentów. Nie dopuszcza się gromadzenia gruzu bezpośrednio na stropie.

Uwaga: Ilość otworów w stropach zweryfikować z projektami branżowymi, a przejścia zabezpieczyć do wymaganej klasy p.poż.

4.3.5. Wykonanie nadproży w ścianach konstrukcyjnych

Projektuje się:

- Wykonanie otworów w ścianach konstrukcyjnych zewnętrznych i wewnętrznych wraz z nadprożem stalowymi długości do 2m z IPE 180(2x IPE180)
- Wykonanie otworów w ścianach konstrukcyjnych zewnętrznych i wewnętrznych wraz z nadprożem stalowymi długości do 1m z IPE 120 (2x IPE120)
- Wykonanie otworów w ścianach działowych wraz z wstawieniem nadproża systemowego.

W przypadku wykonywania otworu bezpośrednio poniżej wieńca stropowego o długości do 1m nie ma konieczności wykonywania nadproży stalowych w ścianach konstrukcyjnych.

W przypadku wykonywania otworu w ścianie grubszej niż 45cm zastosować trzy a nie dwa kształtowniki

Procedura wykonania nadproża

1. Wyrzeć przy ścianie strop wyższej kondygnacji w miejscu projektowanego nadproża (obustronnie o ile to jest możliwe).
2. Wytrasować otwór na ścianie - zaznaczyć żądaną wysokość nad poziomem posadzki oraz planowaną szerokość przebiccia, zaznaczając jednocześnie długość podparcia kształtownika na murze (min. 25cm).
3. Jednostronnie podciąć mur w miejscu projektowanego nadproża na żądaną długość oraz głębokość ~8-15cm (nie więcej niż 1/3 grubości ściany) a następnie wykucć bruzdę w murze pod kształtownik (wysokość bruzdy przyjąć o 2-3cm większą od wysokości kształtownika).
4. Wyczyścić metalową szczotką drucianą całą bruzdę z resztek gruzu i starej zaprawy.
5. Zmyć wodą wszystkie powierzchnie bruzdy.
6. Wypełnić bruzdę gęstą zaprawą cementową lub betonem C12/15 wykonanym na kruszywie drobnoziarnistym przesiewanym.
7. Owinąć kształtownik siatką Rabbita lub siatką cięto-ciągnioną.
8. Osadzić kształtownik w zaprawie (betonie) poprzez wciśnięcie i zaparcie podporami z desek lub krawędziaków.
9. Zabezpieczyć zaprawę (beton) przed wypłynięciem.
10. Wyklinować kształtownik do pełnego napięcia, ewentualną brakującą ilość zaprawy (betonu) uzupełnić od góry.
11. Po uzyskaniu co najmniej 60% wytrzymałości zaprawy (betonu) przystąpić do wykucia bruzdy z drugiej strony ściany na głębokość ~8-15cm (nie więcej niż 1/3 grubości ściany) po wcześniejszym wytrasowaniu otworu i ustaleniu wysokości nadproża
12. Powtórzyć czynności od pkt. 3 do pkt. 10.
13. Przewiercić otwory w kształtownikach i murze, następnie skrócić kształtowniki śrubami M16 w rozstawie ~60cm w celu ich trwałego połączenia. Elementy muszą być skrócone także w miejscu oparcia na poduszkach, długość śrub dopasować podczas montażu (dopuszczalne jest wykonanie otworów w kształtownikach przed ich osadzeniem).
14. Po uzyskaniu co najmniej 80% wytrzymałości zaprawy (betonu) zdemontować zabezpieczenie stropów i przystąpić do wykucia pełnego otworu.
15. Krawędzie wykonanego otworu wygładzić, w razie konieczności uzupełnić braki.

Przed wykonaniem nadproża należy zinwentaryzować położenie kanałów kominowych, jeżeli w ścianie występują. Nowoprojektowane nadproże należy oprzeć na ścianie konstrukcyjnej.

W celu ograniczenia niekorzystnego oddziaływania związanego z realizacją zamierzenia projektowego prace należy wykonać w sposób ręczny z rusztowania. W pierwszej kolejności należy wyznaczyć lokalizację otworu. Nie dopuszcza się gromadzenia gruzu ceglanego bezpośrednio na stropie.

Uwaga: Ilość otworów w ścianach zweryfikować z projektami branżowymi, a przejścia zabezpieczyć do wymaganej klasy p.poż.

4.3.6. Wykonanie nadproży w ścianach działowych

W miejscach wykonywania otworów większych niż 40cm lub poszerzania istniejących otworów projektuje się wykonanie nadproża zgodnie z technologią w jakiej wzniesiona jest ściana działowa.

Uwaga: Ilość otworów w ścianach zweryfikować z projektami branżowymi a przejścia zabezpieczyć do wymaganej klasy

4.3.7. Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej

Przewiduje się wykonanie stalowej konstrukcji w zakresie.:

- Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej w poziomie dachu:
 1. Wykonanie konstrukcji wsporczej pod dwie centrale dachowe w postaci ram stalowych wspartych na słupkach z rur kwadratowych.

Wymiar w rzucie centrali:

 - centrala N2W2 ~1x3m
 - centrala N3W3 ~1,5x3,4m

Projektuje się ramy pod każde urządzenie z dwóch belek głównych z HEA120 (długości centrali), trzech stężeń z HEA120 (szerokości centrali) oraz sześciu słupków podtrzymujących z rur kwadratowych 120x120x5m wysokości do 2m.
 2. Wykonanie konstrukcji wsporczej pod dwa agregaty dachowe w postaci ram stalowych wspartych na słupkach z rur kwadratowych.

Wymiar w rzucie agregatów:

 - agregat N2W2 ~1x0,6m
 - agregat N3W3 ~1x0,6m

Projektuje się ramy pod każde urządzenie z dwóch belek głównych z HEA120 (długości agregatu), dwóch stężeń z HEA120 (szerokości agregatu) oraz czterech słupków podtrzymujących z rur kwadratowych 120x120x5m wysokości do 2m.
- Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej w poziomie parteru:
 1. Wykonanie konstrukcji wsporczej pod jedną centralę klimatyzacyjną w poziomie parteru w postaci ramy stalowej wspartej na słupkach z rur kwadratowych.

Wymiar w rzucie centrali:

 - centrala N4W4 ~3,8x1,7m

Projektuje się ramę z dwóch belek głównych z HEA120 (długości centrali), trzech stężeń z HEA120 (szerokości centrali) oraz sześciu słupków podtrzymujących z rur kwadratowych 120x120x5m wysokości do 1m.
 2. Wykonanie konstrukcji wsporczej pod dwa agregaty w poziomie gruntu w postaci ram stalowych wspartych na słupkach z rur kwadratowych.

Wymiar w rzucie agregatów:

 - agregat N4W4 ~1,1x0,7m
 - agregat N1W1 ~1x0,6m

Pod każdy agregat projektuje się ramę z dwóch belek głównych z HEA120 (długości agregatu), dwóch stężeń z HEA120 (szerokości agregatu) oraz czterech słupków podtrzymujących z rur kwadratowych 120x120x5m wysokości do 1m.

- Wykonanie stalowej konstrukcji wsporczej w poziomie piwnicy:
 - Wykonanie konstrukcji wsporczej pod centrale klimatyzacyjną w poziomie piwnicy w postaci ramy stalowej wspartej na słupkach z rur kwadratowych. Wymiar w rzucie centrali:

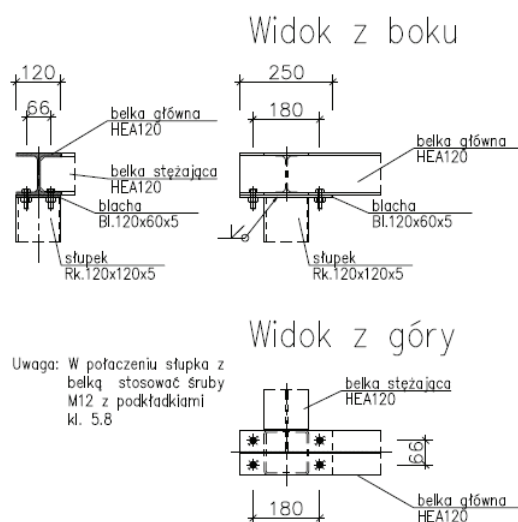
- centrala N1W1 ~1,2x1m

Projektuje się ramę z dwóch belek głównych z HEA120 (długości centrali), dwóch stężeń z HEA120 (szerokości centrali) oraz czterech słupków podtrzymujących z rur kwadratowych 120x120x5m wysokości do 1m.

Uwaga: Agregaty oraz centrale w poziomie parteru i piwnicy można posadzić na systemowych konstrukcjach po akceptacji projektanta i skorygowaniu wielkości płyt fundamentowych.

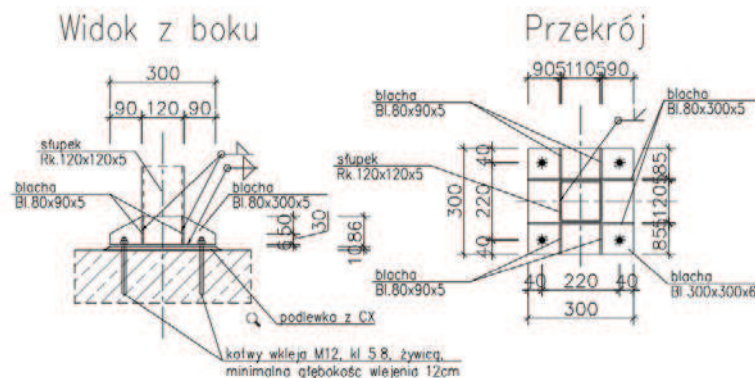
Elementy stalowe zabezpieczyć antykorozyjnie przez wykonanie cynkowania ogniowego. W trakcie produkcji w elementach wykonać otwory technologiczne niezbędne do nałożenia powłoki ochronnej.

Detal oparcia ramy



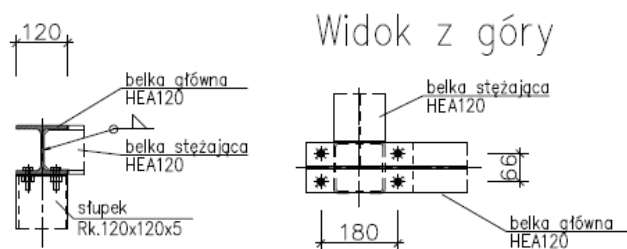
Rys. 6 Detal połączenia słupka z belką konstrukcji wsporczej

Detal wykonania stopy słupa



Rys. 7 Detal wykonania stopy słupka konstrukcji wsporczej

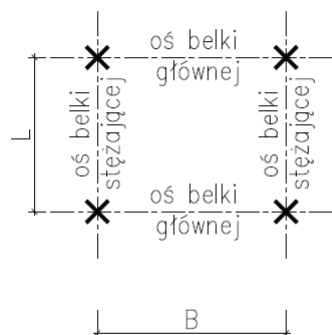
Detal połączenia stężeń z belką główną



Uwaga: Belki główne z belkami stężącymi łączyć na całej długości styku spoiną 0.7 grubości elementu. Belki stężące dociąć do kształtu HEA120 i krawędź ukosować. Belki stężące lokalizować w osi słupków.

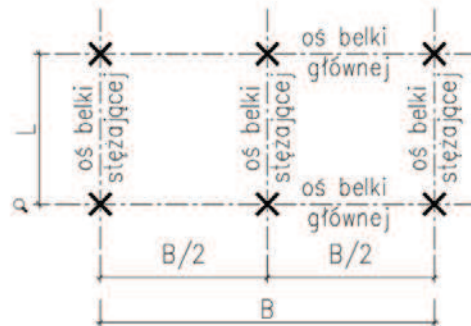
Rys. 8 Detal połączenia stężeń z belką konstrukcji wsporczej

Schemat ram agregatów



Uwaga: L – rozpiętość podpór agregatów,
B – długość podpór agregatów,
X – lokalizacja słupków

Schemat ram centrali



Uwaga: L – rozpiętość podpór centrali,
B – długość podpór centrali,
X – lokalizacja słupków

Rys. 9 Schemat podkonstrukcji pod agregat jak i centralę

4.3.8. Wykonanie ścian działowych

W przypadku rozbiórki fragmentu ścian działowych (na etapie wykonywania przejść instalacyjnych) należy je odtworzyć z bloczków z autoklawizowanego betonu komórkowego murowane na systemowej zaprawie zgodnie z opisem projekcie architektonicznym.

Ściany niekonstrukcyjne, należy murować pozostawiając poziomą szczelinę o szerokości $\sim 2\text{cm}$ pomiędzy wierzchem ściany a spodem stropu lub belki, do wypełnienia materiałem podatnym na ugięcia konstrukcji (np.: styropian, pianka poliuretanowa), a także zapewnić współpracę z ścianami konstrukcyjnymi.

Nowoprojektowane obudowy kanałów wykonać w technologii lekkiej typu G-K.

4.3.9. Wykonanie płyt fundamentowych pod urządzenia

Projektuje się żelbetowe płyty gr. 30cm stanowiące fundament pod centrale klimatyzacyjne w poziomie parteru i piwnicy. Elementy należy wykonać w taki sposób aby górna

powierzchnia płyty była ok 20cm ponad warstwami wykończeniowymi terenu. Pod płytą wykonać warstwę z betonu podkładowego C8/10, gr. min 10cm

Przewiduje się wykonanie monolitycznych płyt:

1. pod centralę klimatyzacyjną N4W4 w poziomie terenu o wymiarach w rzucie ~4x2m
2. pod agregaty freonowe N4W4 oraz N1W1 w poziomie terenu o wymiarach w rzucie ~1,3x0,9m (N4W4) i ~1,1x0,7m (N1W1)

Płyty wykonać z betonu C25/30 (B30) o podwyższonej wodoszczelności, zbrojone prętami #12 co 15 w obu kierunkach ze stali A-IIIN (np. B500SP) – zbrojenie górne i dolne

Zbrojenie kształtować jako ciągłe, z zachowaniem odpowiednich długości zakładu w miejscach łączenia prętów (min 60cm), na skrajach zastosować pręt zamykający „U”-kształtny. Otulenie prętów powinno wynosić min. 5cm.

4.4. Zabezpieczenie drewna konstrukcyjnego

W przypadku wymiany lub wzmocnienia elementów drewnianych należy zabezpieczyć je przed działaniem ognia, grzybów domowych i pleśniowych oraz owadów, impregnatem. Zabezpieczenie wykonać zgodnie z wytycznymi producenta. Zabezpieczenie wykonać na elementach drewnianych przed wbudowaniem.

4.5. Zabezpieczenie antykorozyjne stali kształtowej

Elementy stalowe należy oczyścić do 3-go stopnia czystości, następnie malować dwukrotnie farbą ftalową, do gruntowania przeciwrdzewną miniową 60%, następnie nawierzchniowo dwukrotnie emalią ftalową ogólnego stosowania.

Elementy konstrukcji wsporczej pod agregaty i centrale klimatyzacyjne zabezpieczyć antykorozyjnie stosując ocynk ogniowy.

Dopuszcza się wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego według rozwiązania wykonawcy po uzgodnieniu z projektantem.

4.6. Odporność ogniowa elementów konstrukcyjnych

Odporność ogniowa opisana na podstawie udostępnionej dokumentacji projektowej przebudowy z 2004r.

Budynek zakwalifikowano do kategorii zagrożenia ludzi ZL I i ZLIII (pomieszczenia biurowe na I piętrze), a pod względem wysokości jako Niski. Gęstość ogniową przewidziano o wartości nie przekraczającej 500MJ/m².

Budynek został zakwalifikowany. do klasy „C” odporności pożarowej dla której główna konstrukcja budynku posiada odporność ogniową **R60**.

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku ⁵⁾					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	Strop ¹⁾	ściana zewnętrzna ^{1),2)}	ściana wewnętrzna ¹⁾	przekrycie dachu ³⁾
1	2	3	4	5	6	7
„C”	R 60	R15	REI 60	EI 30 (o↔i)	EI 15⁴⁾	RE 15

Oznaczenia w tabeli:

R - nośność ogniowa (w minutach), określona zgodnie z Polską Normą dotyczącą zasad ustalania klas odporności ogniowej elementów budynku,

E - szczelność ogniowa (w minutach), określona jw.,

I - izolacyjność ogniowa (w minutach), określona jw.

- 1) Jeżeli przegroda jest częścią głównej konstrukcji nośnej, powinna spełniać także kryteria nośności ogniowej (R) odpowiednio do wymagań zawartych w kol. 2 i 3 dla danej klasy odporności pożarowej budynku.
- 2) Klasa odporności ogniowej dotyczy pasa między kondygnacyjnego wraz z połączeniem ze stropem.
- 3) Wymagania nie dotyczą naswietli dachowych, świetlików, lukarn i okien połaciowych (z zastrzeżeniem § 218), jeśli otwory w połaci dachowej nie zajmują więcej niż 20% jej powierzchni; nie dotyczą także budynku, w którym nad najwyższą kondygnacją znajduje się strop albo inna przegroda, spełniająca kryteria określone w kol. 4.
- 4) Dla ścian komór zsypu wymaga się klasy E I 60, a dla drzwi komór zsypu klasy E I 30.
- 5) Klasa odporności ogniowej dotyczy elementów wraz z uszczelnieniami złączy i dylatacjami.

Budynek został podzielony na 4 strefy w zakresie:

- I strefa – kino oraz pomieszczenia biurowe i socjalne znajdujące się na parterze
- II strefa – lewa część budynku
- III strefa – pomieszczenia biurowe zlokalizowane na pierwszym piętrze w prawym skrzydle budynku
- IV strefa – wydzielona klatka w lewej części budynku

Co więcej zgodnie z udostępnionym opisem.:

- Konstrukcja dachu została wykonana w klasie NRO a poszycie w E15
- Ściany oddzielenia poszczególnych stref wykonane zostały w klasie REI120, a drzwi znajdujące w tych ścianach EI60
- Klatka schodowa wydzielona jest pożarowo ścianami o odporności EI60 od pozostałej części budynku, zamykana drzwiami w klasie EI30 i wyposażona w urządzenia oddymiające.
- Okno zlokalizowane w reżyserce na I piętrze przy Sali kinowej wykonane zostało w tej samej klasie ogniowej co ścian oddzielenie pożarowe (REI120)
- Ściany wydzielenia projektora wykonane zostały w klasie EI120 a drzwi do tego pomieszczenia w EI60
- Ścian od strony wschodnie granicy działki stanowi oddzielenie przeciwpożarowe w klasie REI120

Klasę odporności ogniowej nowych elementów dopasować do wymaganej.

4.7. Warunki gruntowo-wodne

Na podstawie udostępnionego opracowania przyjęto analogiczne

- proste warunki gruntowe nadające się do bezpośredniego posadowienia fundamentów,
- poziom (zwierciadło) wód gruntowych poniżej poziomu posadowienia,
- brak występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych i wód agresywnych w stosunku do betonów,
- w poziomie posadowienia przyjęto piaski średnie, średnio zagęszczone.

W związku z powyższym obiekt należy zaliczyć do drugiej kategorii geotechnicznej.

- Nie wolno wykonywać robót fundamentowych w zalanym wodą gruncie wykopie.
- Nie wolno dopuścić do wzruszenia gruntu w poziomie posadowienia pod wpływem wody gruntowej.

- W przypadku stwierdzenia występowania w poziomie posadowienia innych gruntów, należy zawiadomić projektanta konstrukcji celem skorygowania przyjętych rozwiązań.
- Podczas prowadzenia robót ziemnych w obrębie gruntów spoistych, należy chronić je przed oddziaływaniem wody. W przypadku naruszenia struktury tych osadów lub dopuszczenia do ich istotnego zawodnienia (np. wskutek kontaktu z wodami opadowymi), uplastycznione partie gruntu należy usunąć z podłoża i zastąpić np. chudym betonem.
- Podczas prowadzenia prac należy zwrócić szczególną uwagę na istniejącą w terenie infrastrukturę techniczną.

4.8. Uwagi końcowe

- Do realizacji przedsięwzięcia budowlanego należy stosować wyłącznie materiały dopuszczone do obrotu i stosowania w budownictwie oraz posiadające odpowiednie certyfikaty, aprobaty i deklaracje zgodności.
- W trakcie robót, ani w czasie eksploatacji obiektu nie mogą być naruszone prawa i interesy osób trzecich.
- W celu ograniczenia sytuacji spornych, przed przystąpieniem do prac na przedmiotowym terenie, należy sporządzić inwentaryzację stanu technicznego (wraz z pełną dokumentacją fotograficzną) infrastruktury technicznej i zabudowy sąsiadującej z planowaną inwestycją.
- Wszystkie prace budowlane prowadzić zgodnie z wiedzą i sztuką budowlaną pod nadzorem osób posiadających odpowiednie uprawnienia w rozumieniu przepisów o samodzielnych funkcjach technicznych w budownictwie, z zachowaniem wszelkich wymagań właściwych dla robót budowlano-montażowych. Odpowiedzialność za realizację obiektu zgodnie ze sztuką budowlaną spada na kierownika budowy.
- Przestrzegać przepisów BHP oraz instrukcji i zaleceń producentów materiałów.
- Rozwiązania techniczne zaprojektowano jako indywidualne dla planowanej inwestycji. Wyjaśnienia, zmiany, uzupełnienia itp. wymagają współpracy z projektantem w ramach nadzoru autorskiego będącego przedmiotem oddzielnego zlecenia (umowy).
- Opracowanie konstrukcji należy traktować jako integralną część projektu budowlanego pozostałych branży, dlatego należy rozpatrywać je łącznie. W przypadku stwierdzenia rozbieżności, należy niezwłocznie poinformować projektanta w celu doprecyzowania rozwiązań. Zważywszy na powyższe, przed rozpoczęciem prac zalecana jest weryfikacja spójności opracowań.

projektant:

mgr inż. JAKUB KRAKOWSKI, upr. bud. nr LOD/3079/PWBKb/16

sprawdzający:

dr inż. KRZYSZTOF LASEK, upr. bud. nr. LOD/2496/POOK/15

5. OBLICZENIA STATYCZNE

5.1. Zebranie obciążeń

W zestawieniach ujęto nowoprojektowane obciążenia

Tablica 1. Stropodach drewniany (część rozbudowana wg opracowania z 2004r) - obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, podwójnie [0,100kN/m ²]	0,10	1,30	--	0,13
2.	Papa na płytach OSB	0,40	1,30	--	0,52
Σ :		0,50	1,30	--	0,65

Tablica 2. Stropodach drewniany (część rozbudowana wg opracowania z 2004r) - obciążenia zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 6,8 st. -> $C_2=0,8$) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
Σ :		0,72	1,50	--	1,08

Tablica 3. Strop monolityczny nad piętrem (część rozbudowana wg opracowania z 2004r) - obciążenia stałe powierzchniowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Więźba dachowa z poszyciem i obc. śniegiem	1,06	1,30	--	1,38
2.	Granulat z wełny skalnej [0,5kN/m ³ ·0,20m]	0,10	1,30	--	0,13
3.	Wełna mineralna luzem grub. 20 cm [1,5kN/m ³ ·0,20m]	0,30	1,30	--	0,39
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 20 cm [25,0kN/m ³ ·0,20m]	5,00	1,30	--	6,50
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ :		6,75	1,30	--	8,78

Tablica 4. Strop monolityczny nad piętrem (część rozbudowana wg opracowania z 2004r) - obciążenia technologiczne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	k_d	Obc. obl. kN
1.	Cenrala N2W2 [3,91kN·1,5]	5,86	1,50	0,80	8,79
2.	Agregat N2W2 [1,44kN·1,5]	2,16	1,50	--	3,24
3.	Cenrala N3W3 [6,79kN·1,5]	10,19	1,50	--	15,28
4.	Agregat N3W3 [1,48kN·1,5]	2,22	1,50	--	3,33

Tablica 5. Strop monolityczny nad piętrem (część rozbudowana wg opracowania z 2004r) - obciążenia zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,50	0,80	0,75
Σ :		0,50	1,50	--	0,75

Tablica 6. Strop z płytek korytkowych (część stara, nierozbudowywana wg opracowania z 2004r) - obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	2x Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, podwójnie [0,100kN/m ²]	0,20	1,30	--	0,26
2.	Płyty korytkowe	1,14	1,20	--	1,37
Σ :		1,34	1,21	--	1,63

Tablica 7. Strop z płytek korytkowych (część stara, nierozbudowywana wg opracowania z 2004r) - obciążenia zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 14,0 st. -> $C_2=0,8$) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
Σ :		0,72	1,50	--	1,08

Tablica 8. Strop z płytek korytkowych (część stara, nierozbudowywana wg opracowania z 2004r) - obciążenia technologiczne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Panele fotowoltaiczne	0,30	1,50	--	0,45
Σ :		0,30	1,50	--	0,45

Ciężar paneli określony na podstawie informacji od dostawcy systemu.
Przyjęte panele:

- Panel fotowoltaiczny - 90 sztuk
powierzchnia pojedynczego panelu 1.65m², waga całkowita 1674kg, waga jednego panelu 18,6kg
- KONSTRUKCJI WSPORCZA(waga całkowita 2400kg, średnio na panel 26,7kg)

Tablica 9. Obciążenia technologiczne w poziomie piwnicznym

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	k_d	Obc. obl. kN
1.	Centrala N1W1 [1,25kN·1,5]	1,88	1,50	--	2,82
2.	Agregat N1W1 [1,44kN·1,5]	2,16	1,50	--	3,24
Σ :		4,04	1,50	--	6,06

Tablica 10. Obciążenia technologiczne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Kanały technologiczne	0,15	1,50	--	0,22
Σ :		0,15	1,50	--	0,22

UWAGA: Wartość obliczeniowa obciążeń śniegiem względem projektu rozbudowy z 2004r. wzrosła o 38%.

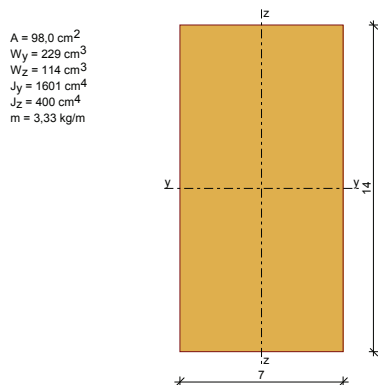
5.2. Oszacowanie parametrów konstrukcyjnych istniejącej więźby dachowej

Klasa drewna więźby dachowej w projekcie rozbudowy z 2004r. przyjęta została jako K27. Powyższa charakterystyka opiera się o obecnie nie stosowane klasy drewna i wymaga oszacowania.

W celu określenia klasy drewna przyjęto, że stopień wyłączenia elementów, niezależnie od stosowanych norm materiałowych powinien być zbliżony. W projekcie pierwotnym projektant konstrukcji określił, że:

- Krokwie o przekroju 7x14cm wytężone są w 79% dla $M=1,88\text{kNm}$
- Płatwie o przekroju 14x14cm wytężone są w 89% dla $M=4,25\text{kNm}$

5.2.1. Oszacowanie klasy drewna dla przekroju 7x14cm



Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4$

MPa , $E_{0,\text{mean}} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Moment zginający $M_y = 1,88 \text{ kNm}$

Moment zginający $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: stałe

WYNIKI:

Zginanie:

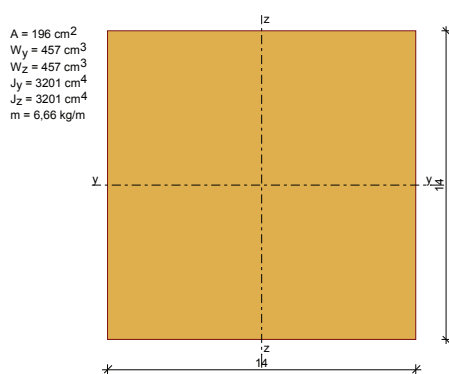
$M_y = 1,88 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 8,22 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 10,15 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,810 < 1$

5.2.2. Oszacowanie klasy drewna dla przekroju 14x14cm



Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 14,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4$

MPa , $E_{0,\text{mean}} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Obciążenia:

Moment zginający $M_y = 4,25 \text{ kNm}$

Moment zginający $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: stałe

WYNIKI:

Zginanie:

$M_y = 4,25 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 9,29 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 10,15 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,915 < 1$

W dalszych obliczeniach dla istniejącej więźby dachowej przyjęto klasę drewna **C22** i klasę użytkowania konstrukcji o wartości **2**.

5.3. Określenie wyężenia krokwi 7x14cm

W obliczeniach uwzględniono obecnie obowiązujące obciążenia śniegiem, skorygowano współczynniki obciążeń oraz zastosowano rozstaw podpór do układu opisanego w części rysunkowej projektu z 2004r.

5.3.1. Stan obecny

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 6,8^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,90 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,22 \text{ m}$

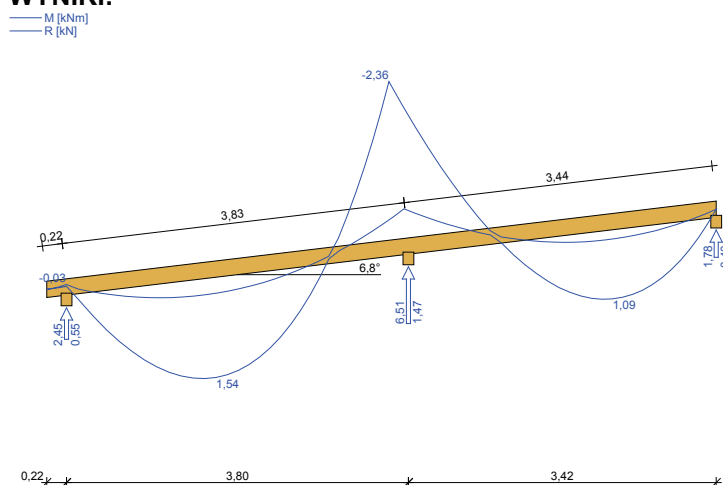
Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,80 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,42 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,400 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,30$
- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:



Zginanie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+śnieg)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -2,36 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 16,73 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,236 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 2,47 \text{ mm} > u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 2,22 \text{ mm} \quad (111,5\%) \quad (!!!)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 11,57 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 19,13 \text{ mm} \quad (60,5\%)$$

W stanie obecnym, przy uwzględnieniu skorygowanych obciążeń śniegiem i współczynników bezpieczeństwa krokwie dachowe wykazują przekroczenie 24% stanu granicznej nośności (SGN-124%). Powyższa sytuacja wynika z błędu w pierwotnym projekcie oraz zmian normalizacyjnych.

5.3.2. Stan projektowany

5.3.2.1. Wyężenie krokwi niewzmocnionych

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,0$ cm

Wysokość $h = 14,0$ cm

Zacios na podporach $t_k = 3,0$ cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22$ MPa, $f_{t,0,k} = 13$ MPa, $f_{c,0,k} = 20$ MPa, $f_{v,k} = 2,4$ MPa, $E_{0,mean} = 10$ GPa, $\rho_k = 340$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 6,8^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,22$ m

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,76$ m

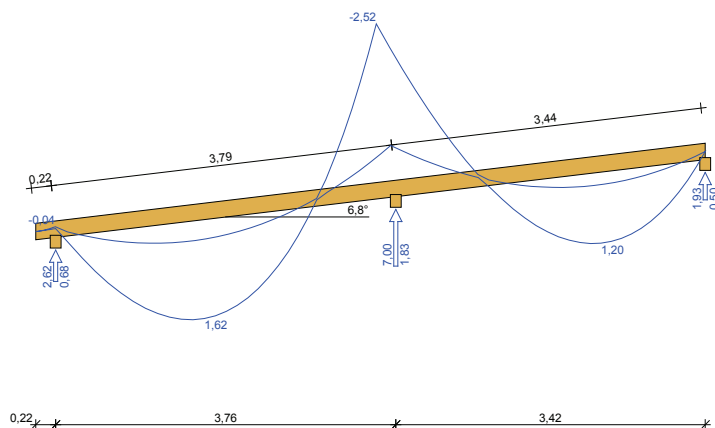
Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,42$ m

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,500$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,30$
- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000$ kN/m² połaci dachowej

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+śnieg)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -2,52 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 17,87 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,320 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 2,64 \text{ mm} > u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 2,22 \text{ mm} \quad (119,1\%) \quad (!!!)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 12,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 18,93 \text{ mm} \quad (64,5\%)$$

Obliczeni wykonano przy założeniu nie wykonywania wzmocnień krokwi i wykonaniu nowej warstwy papy. Powyższe wyniki wskazują na 32% przekroczenie stanu nośności (SGN-132%) oraz świadczą o konieczności wykonania wzmocnienia płatwi.

5.3.2.2. Wytyczenie krokwi wzmocnionych

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 9,5 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 6,8^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,90 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,22 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,76 \text{ m}$

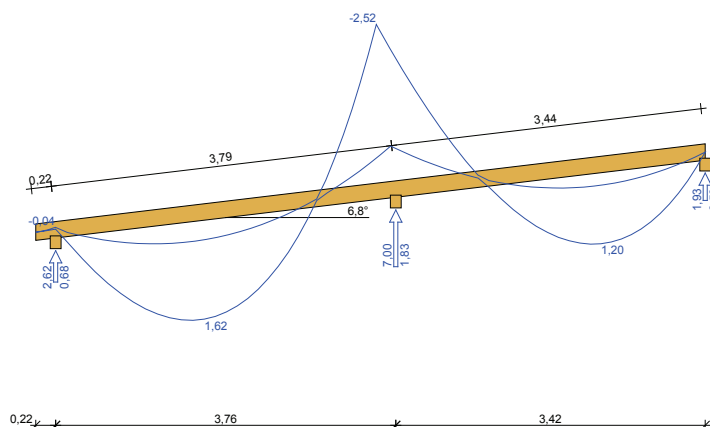
Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,42 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,500 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,30$
- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+śnieg)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -2,52 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 13,16 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,972 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 1,94 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 2,22 \text{ mm} \quad (87,7\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 9,00 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 18,93 \text{ mm} \quad (47,5\%)$$

Krokiew należy wzmocnić deską calową gr. 2,5cm jednostronnie na odcinku 2m w strefie podpory środkowej (nie kalenicy), klasa drewna min C22.

5.4. Określenie wyężenia krokwi narożnej 14x14cm

W obliczeniach uwzględniono obecnie obowiązujące obciążenia śniegiem, skorygowano współczynniki obciążeń oraz zastosowano rozstaw podpór do układu opisanego w części rysunkowej projektu z 2004r.

5.4.1. Stan obecny

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 14,0$ cm

Wysokość $h = 14,0$ cm

Zacios na podporach $t_k = 0,0$ cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22$ MPa, $f_{t,0,k} = 13$ MPa, $f_{c,0,k} = 20$ MPa, $f_{v,k} = 2,4$ MPa, $E_{0,mean} = 10$ GPa, $\rho_k = 340$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowych $\alpha = 6,8^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00$ m

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,76$ m

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,42$ m

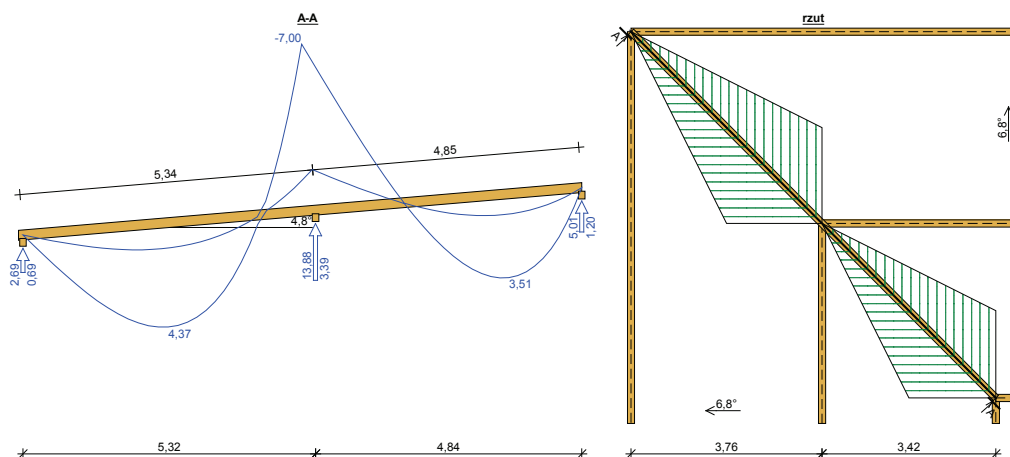
Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,400$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,30$
- uwzględniono ciężar własny krokwi
- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000$ kN/m² połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

— M [kNm]

— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+śnieg)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -7,00 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 15,30 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,130 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 34,80 \text{ mm} > u_{net,fin} = l / 200 = 26,68 \text{ mm} \quad (130,4\%) \quad (!!!)$$

W stanie obecnym, przy uwzględnieniu skorygowanych obciążeń śniegiem i współczynników bezpieczeństwa narożne i koszarowe krokwie dachowe wykazują przekroczenie 13% stanu granicznej nośności (SGN-113%). Powyższa sytuacja wynika z błędów w pierwotnym projekcie w zakresie obciążeń, rozstawu elementów oraz zmian normalizacyjnych. Krokwie należy wzmocnić.

5.4.2. Stan projektowany, element wzmocniony

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 19,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 0,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowych $\alpha = 6,8^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,76 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,42 \text{ m}$

element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,500 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,30$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem $S_k = 0,720 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

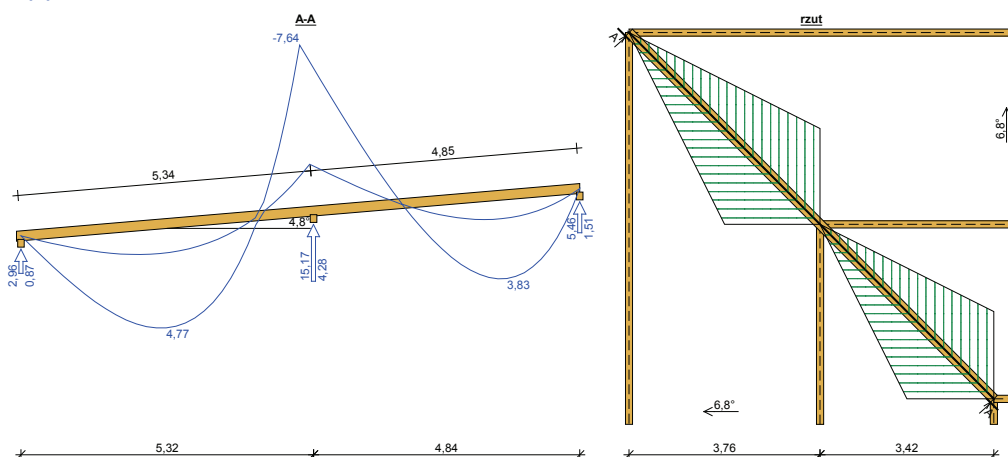
- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej na całej krokwi bez wspornika; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

— M [kNm]

— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+śnieg)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -7,64 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 12,32 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,910 < 1$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 28,83 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 40,02 \text{ mm} \quad (72,0\%)$$

Krokiew narożne i koszone należy wzmocnić obustronnie deską całową gr. 2x2,5cm (5cm) na odcinku 3m w strefie podpory środkowej (nie kalenicy), klasa dr. min C22.

5.5. Określenie wyężenia łatwi 14x14cm

Projekt rozbudowy z 2004r, określał maksymalny rozstaw łupków (podpór) dla łatwi o wartoŃci 3m (załącznik obliczeniowy). Według udostępnionej dokumentacji rysunkowej (rzut wieży dachowej) powyższy rozstaw został zwiększony o ~20% do wartoŃci 3,6m.

5.5.1. Stan obecny

W obliczeniach uwzględniono prawidłowy rozstaw podpór, wzrost obciążenia łniegiem oraz skorygowano współczynniki obciążeń.

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 14,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Łatwę podparta tylko łupami

Rozstaw łupów $l = 3,60 \text{ m}$

element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia łatwi:

- obciążenie stałe $[0,500 \cdot (0,5 \cdot 3,75 + 0,5 \cdot 3,45) / \cos 6,8^\circ]$

$G_k = 1,813 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,30$

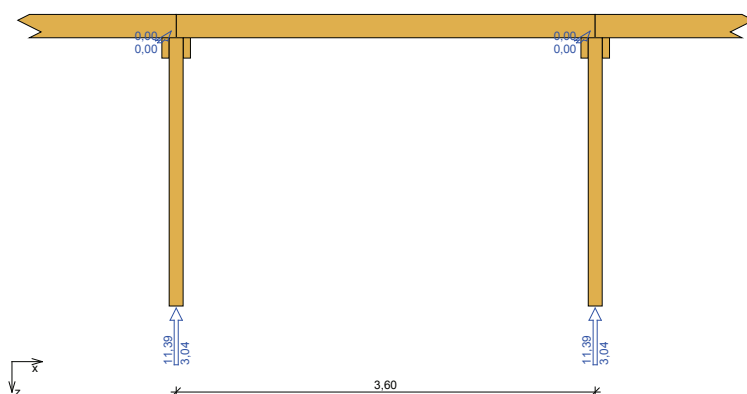
- uwzględniono dodatkowo ciężar własny łatwi

- obciążenie łniegiem $[0,720 \cdot (0,5 \cdot 3,75 + 0,5 \cdot 3,45)]$

$S_k = 2,592 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem $W_{k,z} = 0,000 \text{ kN/m}$; $W_{k,y} = 0,000 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

$R_z \text{ [kN]}$
 $R_y \text{ [kN]}$ } dla jednego odcinka (przęsła)



$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 1,159 > 1 \quad (!!!)$$
$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 1,656 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe+łnieg)

$u_{fin,z} = 45,23 \text{ mm}$; $u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$

$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 45,23 \text{ mm} > u_{net,fin} = 27,00 \text{ mm} \quad (167,5\%) \quad (!!!)$

WYNIKI:

Zginanie:

decyduje kombinacja C (obc.stałe max.+łnieg)

Momenty obliczeniowe

$M_{y,max} = 10,25 \text{ kNm}$; $M_{z,max} = 0,00 \text{ kNm}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} = 22,42 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 13,54 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

W stanie obecnym, przy uwzględnieniu poprawnej rozpiętości przęseł, skorygowanych obciążeń łniegiem i współczynników bezpieczeństwa łatwie wykazują przekroczenie 66% stanu granicznej nośności (SGN-166%). Powyższa sytuacja wynika z błędów w pierwotnym projekcie oraz zmian normalizacyjnych. Łatwie należy bezwzględnie wzmacnić.

5.5.2. Stan projektowany, element wzmocniony

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 14,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C22**

→ $f_{m,k} = 22 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 13 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,4 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 10 \text{ GPa}$, $\rho_k = 340 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta tylko słupami

Rozstaw słupów $l = 3,60 \text{ m}$

element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,500 \cdot (0,5 \cdot 3,75 + 0,5 \cdot 3,45) / \cos 6,8^\circ]$

$G_k = 1,813 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,30$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

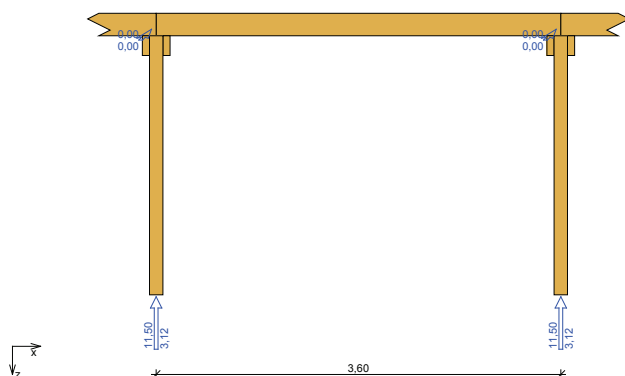
- obciążenie śniegiem $[0,720 \cdot (0,5 \cdot 3,75 + 0,5 \cdot 3,45)]$

$S_k = 2,592 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem $W_{k,z} = 0,000 \text{ kN/m}$; $W_{k,y} = 0,000 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— $R_z \text{ [kN]}$ dla jednego odcinka (przęsła)
— $R_y \text{ [kN]}$



Zginanie:

decyduje kombinacja C (obc.stałe max.+śnieg)

Momenty obliczeniowe

$M_{y,max} = 10,35 \text{ kNm}$; $M_{z,max} = 0,00 \text{ kNm}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} = 13,21 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 13,54 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 13,54 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,683 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,975 < 1$

Ugięcie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe+śnieg)

$u_{fin,z} = 26,72 \text{ mm}$; $u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$

$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 26,72 \text{ mm} < u_{net,fin} = 27,00 \text{ mm}$ (99,0%) – zwiększono dopuszczalne ugięcie do 1/135

Płatwie należy wzmocnić na całej długości, obustronnie elementem drewnianym o wymiarach 5x14cm, klasa drewna min C22. Mijankowo

5.6. Oszacowanie nośności stropu monolitycznego

W obliczeniach przyjęto pomniejszoną grubość płyty (19cm) ze względu na nie wykonywanie pomiaru w naturze oraz dokonano idealizacji konstrukcji i analizowano jedynie myślowo wycięte obszary stropu w miejscu projektowanej lokalizacji central klimatyzacyjnych. Ponadto w obliczeniach zastosowano uproszczenia wykonanych rozwiązań przedstawionych w projekcie z 2004r..

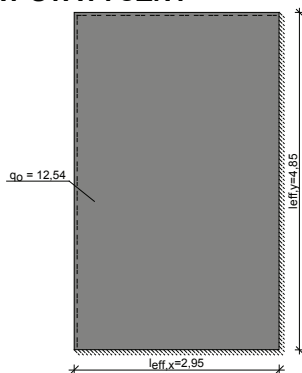
5.6.1. Strop w obszarze projektowanej centrali N2W2

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 6,8 st. -> $C_2=0,8$) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
2.	Wieżba dachowa	1,06	1,30	--	1,38
3.	Granulat z wełny skalnej [0,5kN/m ³ ·0,20m]	0,10	1,30	--	0,13
4.	Wełna mineralna luzem grub. 20 cm [1,5kN/m ³ ·0,20m]	0,30	1,30	--	0,39
5.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,80	0,70
6.	Nowa centrala (5,86kN/2,7m/1,0m)	2,17	1,50	--	3,25
7.	Płyta żelbetowa grub. 19 cm	4,75	1,10	--	5,23
8.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ :		9,89	1,27		12,54

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 2,95 \text{ m}$

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 4,85 \text{ m}$

Grubość płyty 19,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 5,72 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 4,51 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 4,14 \text{ kNm/m}$

Momenty podporowe obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 11,99 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Skx,p} = 9,46 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 8,68 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox,max} = 18,49 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox} = 15,59 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 2,12 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sky} = 1,67 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt} = 1,53 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdy,p} = 4,44 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sky,p} = 3,50 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt,p} = 3,21 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy,max} = 18,49 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy} = 11,56 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle w kierunku x $\phi_{d,x} = 10 \text{ mm}$

Rozstaw prętów w przęśle w kierunku x $s_{d,x} = 20,0 \text{ cm}$

Średnica prętów nad podporą w kierunku x $\phi_{g,x} = 8 \text{ mm}$

Rozstaw prętów nad podporą w kierunku x $s_{g,x} = 20,0 \text{ cm}$

Średnica prętów w przęśle w kierunku y $\phi_{d,y} = 10 \text{ mm}$

Rozstaw prętów w przęśle w kierunku y $s_{d,y} = 20,0 \text{ cm}$

Średnica prętów nad podporą w kierunku y $\phi_{g,y} = 8 \text{ mm}$

Rozstaw prętów w przęśle w kierunku y $s_{g,y} = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $C_{nom,g} = 35 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $C_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: przejściowa

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Kierunek x:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x} = 5,72 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,x} = 22,11 \text{ kNm/mb} \quad (25,9\%)$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Skx}$)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x,p} = 11,99 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,x,p} = 13,05 \text{ kNm/mb} \quad (91,9\%)$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,x} = 18,49 \text{ kN/mb} < V_{Rd1,x} = 124,07 \text{ kN/mb} \quad (14,9\%)$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Skx,p}$)

Kierunek y:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y} = 2,12 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,y} = 20,74 \text{ kNm/mb} \quad (10,2\%)$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sky}$)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y,p} = 4,44 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,y,p} = 12,17 \text{ kNm/mb} \quad (36,5\%)$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,y} = 18,49 \text{ kN/mb} < V_{Rd1,y} = 117,65 \text{ kN/mb} \quad (15,7\%)$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sky,p}$)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,58 \text{ mm} < a_{lim} = 14,75 \text{ mm} \quad (4,0\%)$

Szacowany przyrost obciążeń wyniku montażu centrali na podtrzymujące elementy konstrukcyjne nie powinien przekroczyć 8-10%. Zważywszy na powyższe nie zachodzi konieczność sprawdzania pozostałych elementów.

Dopuszczalne jest postawienie centrali na stropie monolitycznym w obszarze osi 10-12/A-D (wg opracowania z 2004r). W celu lokalizacji jej nad połacią dachową należy wykonać stalową konstrukcję wsporczą.

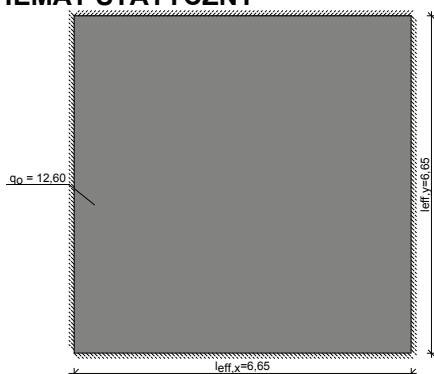
5.6.2. Strop w obszarze projektowanej centrali N3W3

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 6,8 st. -> $C_2=0,8$) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
2.	Więźba dachowa	1,06	1,30	--	1,38
3.	Granulat z wełny skalnej [0,5kN/m ³ ·0,20m]	0,10	1,30	--	0,13
4.	Wełna mineralna luzem grub. 20 cm [1,5kN/m ³ ·0,20m]	0,30	1,30	--	0,39
5.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	--	0,70
6.	Nowa centrala (10,19kN/3,3m/1,4m)	2,21	1,50	--	3,31
7.	Płyta żelbetowa grub. 19 cm	4,75	1,10	--	5,23
8.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ :		9,93	1,27		12,60

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 6,65 \text{ m}$

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 6,65 \text{ m}$

Grubość płyty 19,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 9,99 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 7,88 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 7,31 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 23,21 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Skx,p} = 18,30 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 16,97 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox,max} = 41,88 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{ox} = 26,17 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 9,99 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sky} = 7,88 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt} = 7,31 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdy,p} = 23,21 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sky,p} = 18,30 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt,p} = 16,97 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy,max} = 41,88 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{oy} = 26,17 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle w kierunku x	$\phi_{d,x} = 10 \text{ mm}$
Rozstaw prętów w przęśle w kierunku x	$s_{d,x} = 20,0 \text{ cm}$
Średnica prętów nad podporą w kierunku x	$\phi_{g,x} = 10 \text{ mm}$
Rozstaw prętów nad podporą w kierunku x	$s_{g,x} = 10,0 \text{ cm}$
Średnica prętów w przęśle w kierunku y	$\phi_{d,y} = 10 \text{ mm}$
Rozstaw prętów w przęśle w kierunku y	$s_{d,y} = 20,0 \text{ cm}$
Średnica prętów nad podporą w kierunku y	$\phi_{g,y} = 10 \text{ mm}$
Rozstaw prętów w przęśle w kierunku y	$s_{g,y} = 10,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty	$C_{nom,g} = 35 \text{ mm}$
Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty	$C_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa:	przejściowa
Graniczna szerokość rys	$w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
Graniczne ugięcie	$a_{lim} = 30 \text{ mm}$ - jak dla stropów (tablica 8)

SPRAWDZENIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Kierunek x:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x} = 9,99 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,x} = 20,74 \text{ kNm/mb}$ (48,2%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Skx}$)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,x,p} = 23,21 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,x,p} = 36,22 \text{ kNm/mb}$ (64,1%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,x} = 41,88 \text{ kN/mb} < V_{Rd1,x} = 117,65 \text{ kN/mb}$ (35,6%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,182 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (60,7%)

Kierunek y:

Przęsło:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y} = 9,99 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,y} = 22,11 \text{ kNm/mb}$ (45,2%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sky}$)

Podpora:

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,y,p} = 23,21 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,y,p} = 38,97 \text{ kNm/mb}$ (59,6%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd,y} = 41,88 \text{ kN/mb} < V_{Rd1,y} = 124,07 \text{ kN/mb}$ (33,8%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,086 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (28,6%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,93 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (13,1%)

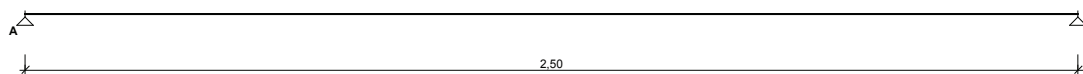
Szacowany przyrost obciążeń wyniku montażu centrali na podtrzymujące elementy konstrukcyjne nie powinien przekroczyć 10%. Zważywszy na powyższe nie zachodzi konieczność sprawdzania pozostałych elementów konstrukcyjnych.

Dopuszczalne jest postawienie centrali na stropie monolitycznym w obszarze osi 10-11/~G (wg opracowania z 2004r). W celu lokalizacji jej nad połacią dachową należy wykonać stalową konstrukcję wsporczą.

5.7. Konstrukcja wsporcza pod centrale klimatyzacyjne

5.7.1. Stalowe elementy poziome – belki

SCHEMAT BELKI



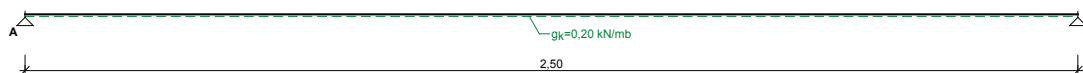
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

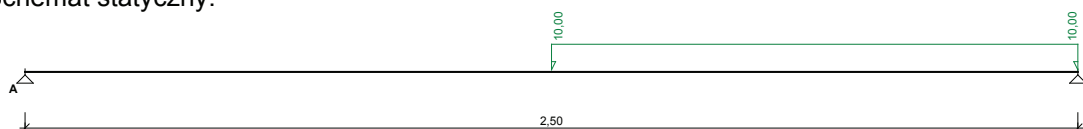
Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,30$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



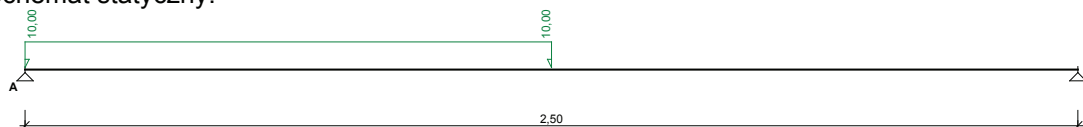
Przypadek **P2: Przypadek 2** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



Przypadek **P3: Przypadek 3** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



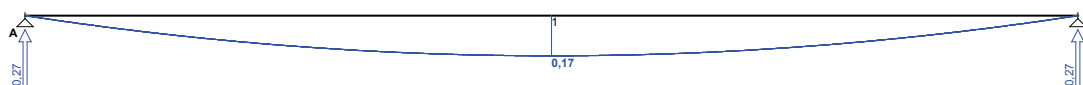
Tablica opisu kombinacji automatycznych:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: Przypadek 1+Przypadek 3	$1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P3$
K2: Przypadek 1+Przypadek 3+Przypadek 2	$1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P3 + 1,0 \cdot P2$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

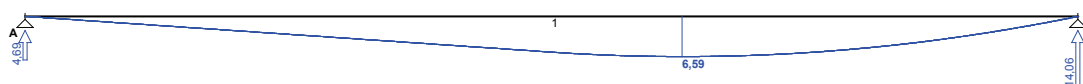
Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:



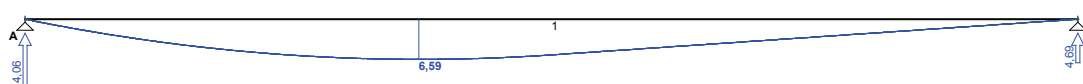
Przypadek **P2: Przypadek 2**

Momenty zginające [kNm]:



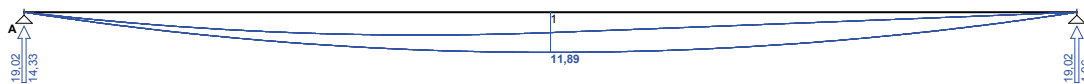
Przypadek **P3: Przypadek 3**

Momenty zginające [kNm]:



Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



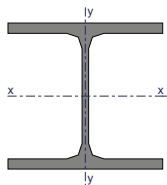
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 120 A**

$$A_v = 5,70 \text{ cm}^2, \quad m = 19,9 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 606 \text{ cm}^4, \quad J_y = 231 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 6472 \text{ cm}^6, \quad J_T = 6,02 \text{ cm}^4, \quad W_x = 106 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,063$) $M_R = 24,23 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 71,08 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 1,25 m (**K2**: 1,0·P1+1,0·P3+1,0·P2)

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,933$

Moment maksymalny $M_{\max} = 11,89 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,526 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 2,50 m (**K2**: 1,0·P1+1,0·P3+1,0·P2)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -19,02 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,268 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)19,02 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 42,65 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 1,25 m (**K2**: 1,0·P1+1,0·P3+1,0·P2)

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 4,17 \text{ mm}$

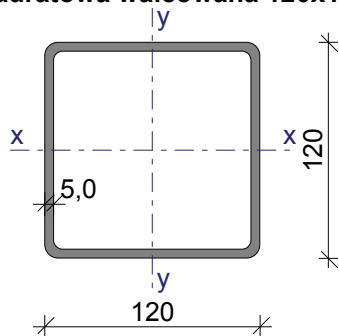
Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 2500 / 250 = 10,00 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 4,17 \text{ mm} < f_{gr} = 10,00 \text{ mm} \quad (41,7\%)$$

Elementy poziome konstrukcji wsporczej pod centrale wykonywać z kształtownika HEA120 na całej długości podpieranych urządzeń, maksymalna długość przęseł 2,5m. Nie wykonywać wsporników dłuższy niż 30cm
Belki należy stężyć co najmniej w trzech miejscach (na końcach i w środku) także kształtownikiem HEA120 poprzez śrubowe połączenie 2xM12, blach węłowa gr. 5mm

5.7.2. Stalowe elementy pionowe - słupki

Rura kwadratowa walcowana 120x120x5,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 120 \text{ mm}$, $t = 5,0 \text{ mm}$

$r_i = 5,0 \text{ mm}$, $r_o = 7,5 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 22,70 \text{ cm}^2$, $A_v = 11,50 \text{ cm}^2$

$J = 498,0 \text{ cm}^4$

$W = 83,00 \text{ cm}^3$

$i = 4,680 \text{ cm}$

$J_T = 776,5 \text{ cm}^4$, $W_T = 121,9 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,467 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 26,24 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 205,8 \text{ m}^{-1}$, $m = 17,80 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 488,1 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 488,1 \text{ kN}$ (klasa: 2, $\psi = 1,000$)

• wyboczenie gięte względem osi x-x

$l_{ex} = 4,00 \text{ m}$, $\lambda_x = 85,5$, $N_{cr,x} = 629,7 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_x = 1,15 \cdot \sqrt{N_{Rc}/N_{cr,x}} = 1,018$ wg "b" $\rightarrow \varphi_x = 0,637$

$\varphi_x \cdot N_{Rc} = 310,9 \text{ kN}$

• wyboczenie gięte względem osi y-y

$l_{ey} = 4,00 \text{ m}$, $\lambda_y = 85,5$, $N_{cr,y} = 629,7 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \sqrt{N_{Rc}/N_{cr,y}} = 1,018$ wg "b" $\rightarrow \varphi_y = 0,637$

$\varphi_y \cdot N_{Rc} = 310,9 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 19,59 \text{ kNm}$ (klasa: 2, $\alpha_p = 1,098$)

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

element o przekroju rurowym $\rightarrow \varphi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 143,4 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\varphi_{pv} = 1,000$)

Nośność obliczeniowa przy zginaniu ze ścinaniem

$V_y = 15,00 \text{ kN} < V_{0,y} = 0,3 \cdot V_{R,y} = 43,02 \text{ kN} \rightarrow M_{R_{x,V}} = M_{R_x}$

$V_x = 15,00 \text{ kN} < V_{0,x} = 0,3 \cdot V_{R,x} = 43,02 \text{ kN} \rightarrow M_{R_{y,V}} = M_{R_y}$

KOMBINACJA 1

Obciążenie elementu

$N = 30,00 \text{ kN}$, $M_x = 3,000 \text{ kNm}$, $M_y = 3,000 \text{ kNm}$, $V_y = 15,00 \text{ kN}$, $V_x = 15,00 \text{ kN}$

Warunki nośności elementu

(57) $\Delta_x = 0,008$; założono $\beta_x = 1,0$ i $\beta_y = 1,0$

(58) $N / (\varphi_x \cdot N_{Rc}) + \beta_x \cdot M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + \beta_y \cdot M_y / M_{Ry} + \Delta_x = 0,096 + 0,153 + 0,153 + 0,008 = 0,410 < 1$

(57) $\Delta_y = 0,008$; założono $\beta_x = 1,0$ i $\beta_y = 1,0$

(58) $N / (\varphi_y \cdot N_{Rc}) + \beta_x \cdot M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + \beta_y \cdot M_y / M_{Ry} + \Delta_y = 0,096 + 0,153 + 0,153 + 0,008 = 0,410 < 1$

(55) $N / N_{Rc} + M_x / M_{Rx,V} + M_y / M_{Ry,V} = 0,061 + 0,153 + 0,153 = 0,368 < 1$

(53) $V_y / V_{Ry} = 0,105 < 1$

(56) $V_y = 15,00 \text{ kN} < V_{Ry,N} = V_{Ry} \cdot \text{pierw}(1 - (N/N_{Rc})^2) = 143,1 \text{ kN} \quad (10,5\%)$

(53) $V_x / V_{Rx} = 0,105 < 1$

(56) $V_x = 15,00 \text{ kN} < V_{Rx,N} = V_{Rx} \cdot \text{pierw}(1 - (N/N_{Rc})^2) = 143,1 \text{ kN} \quad (10,5\%)$

**Elementy pionowe wykonywać z profili zamkniętych, kwadratowych 120x120x5.
Belki ze słupkami łączyć poprzez blachy czołowe gr. 5mm i połączenie śrubowe
4xM12**

**Słupki oprzeć na stropie żelbetowym poprzez blachę podstawy gr.6mm. i kotwy
wklejane 4xM16, głębokość wklejenia min 12cm**

**Stopę słupa kształtować z uźebrowaniem w postaci 8 żeber gr 5mm. Po dwa żebra
na każdym narożu w prostokątnych płaszczyznach.**

6. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA



Zdjęcie 01 Widok ogólny od frontu



Zdjęcie 02 Widok ogólny od boku



Zdjęcie 03 Widok ogólny od tyłu



Zdjęcie 04 Widok połaci dachu w kierunku wnętrza działki (część lewa)



Zdjęcie 05 Widok połaci dachu w części środkowej (widok w kierunku części prawej)



Zdjęcie 06 Widok ogólny sali kinowej