



✉ 95-200 Pabianice, ul. Żelazna 25

☎ tel: +48 793 31 31 01

e-mail: konstruktorsb@interia.pl

NIP: 731-120-11-64 Regon: 471415868

konto: mBank nr 31 1140 2004 0000 3102 4361 9815

**Zleceniodawca:**

*Miasto Piotrków Trybunalski*

**Adres zleceniodawcy:**

*Pasaż Karola Rudowskiego 10 Piotrków Trybunalski*

**Temat opracowania:**

**REMONT ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH DACHU  
(WRAZ Z POKRYCIEM) I STROPU W CZĘŚCI BUDYNKU  
(SALA GIMNASTYCZNA Z ZAPLECZEM) SZKÓŁ  
PONADGIMNAZJALNYCH NR 1**

**Adres obiektu :**

*Piotrków Trybunalski, ul. Roosevelta 1; dz. 23; obręb 0032*

**Rodzaj opracowania:**

*ekspertyza techniczna, projekt budowlany i wykonawczy*

**Branża:**

*konstrukcja*

**Projektant:**

*mgr inż. Sławomir Białek*

upr. bud. nr 211/82/MMŁ §2 ust.1 p.1, §13 ust.1 p.2

**Opracował:**

*inż. Artur Byczkowski*

**Data opracowania:**

*lipiec 2015r.*

**Oświadczenie:**

*Na podstawie Ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo Budowlane tekst jednolity Dz. U. Nr 207 z 5 grudnia 2003r. z późniejszymi zmianami w tym Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004r. o zmianie ustawy Prawo Budowlane Dz. U. Nr 93 p. 8) dot. art. 20 ust 4*

*Niniejszym oświadczam, że przedmiotowe opracowanie zostało sporządzone zgodnie z obowiązującymi normami, przepisami i zasadami wiedzy technicznej.*

*mgr inż. Sławomir Białek*

upr. bud. nr 211/82/MMŁ §2 ust.1 p.1, §13 ust.1 p.2

## **SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA:**

### **Załączniki:**

Decyzja o stwierdzeniu przygotowania zawodowego

Zaświadczenie PIIB o nr weryfikacyjnym ŁOD-JWB-23P-HZZ

### **Część opisowa:**

- I. Opis techniczny
- II. Obliczenia statyczne

### **Część graficzna:**

Rys. 01/K	Inwentaryzacja - rzut konstrukcji wsporczej dachu i stropu nad salą gimnastyczną z zapleczem	skala 1:100
Rys. 02/K	Inwentaryzacja - rzut konstrukcji więźby dachowej	skala 1:100
Rys. 03/K	Inwentaryzacja – przekrój A-A	skala 1:50
Rys. 04/K	Inwentaryzacja – przekrój B-B	skala 1:50
Rys. 05/K	Inwentaryzacja – przekrój C-C	skala 1:50
Rys. 06/K	Elewacja północna i zachodnia – schemat naprawy zarysowań ścian zewnętrznych	skala 1:100
Rys. 07/K	Elewacja południowa – schemat naprawy zarysowań ścian zewnętrznych	skala 1:100
Rys. 08/K	Schemat wzmocnienia konstrukcji wsporczej stropu żelbetowego nad salą gimnastyczną oraz stropu drewnianego	skala 1:100
Rys. 09/K	Schemat konstrukcyjny wiązarów dachowych	skala 1:100
Rys. 10/K	Schemat montażowy wzmocnienia zniszczonych słupów wieszakowych ramy R1	skala 1:20
Rys. 11/K	Stalowe elementy wzmacniające uszkodzone słupy wieszakowe ramy nośnej R1 stropu nad salą gimnastyczną	skala 1:5
Rys. 12/K	Podstawowe wiązary dachowe	skala 1:100

## I. OPIS TECHNICZNY

---

### 1. DANE OGÓLNE

---

#### 1.1. Podstawa opracowania

---

- Orzeczenie stanu technicznego budynku sali gimnastycznej wraz z analizą możliwości wykonania drenażu opaskowego zawarte w dokumentacji projektowo - kosztorysowej robót remontowych i modernizacji budynku Szkół Ponadgimnazjalnych Nr 1 przy ul. Roosevelta 1 w Piotrkowie Trybunalskim opracowanej w czerwcu 2015r. przez „ARCHI-PROJEKT” Szymon Herman w Nowej Gadce.
- Oględziny budynku przeprowadzone w dniach 7 i 13 maja oraz 10 lipca 2015r.
- Inwentaryzacja budowlano – konstrukcyjna stropu nad salą gimnastyczną wykonana w dniu 13.05.2015r. i 10.07.2015r.
- Inwentaryzacja konstrukcji więźby dachowej wykonana w dniu 10.07.2015r.
- Inwentaryzacja zarysowań i uszkodzeń ścian zewnętrznych budynku.
- Inwentaryzacja uszkodzeń drewnianej konstrukcji dachu i stropu drewnianego.
- Norma PN-82/B-02000 „Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości”.
- Norma PN-82/B-02001 „Obciążenia budowli. Obciążenia stałe”.
- Norma PN-82/B-02003 „Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne”.
- Norma PN-80/B-02010/Az1 „Obciążenie śniegiem”.
- Norma PN-90/B-03200 “Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

#### 1.2. Przedmiot, cel i zakres pracowania

---

Przedmiotem opracowania jest budynek sali gimnastycznej stanowiący część zabudowań Zespołu Szkół Ponadgimnazjalnych nr 1 znajdujący się na terenie działki nr 23; obręb 0032 przy ul. ul. Roosevelta 1 w Piotrkowie Trybunalskim.

Celem przedmiotowego opracowania jest:

- A) inwentaryzacja konstrukcji więźby dachowej i stropu drewnianego nad ostatnią kondygnacją zaplecza sali gimnastycznej.
- B) ekspertyza techniczna w zakresie ustalenia sposobu zabezpieczenia i naprawy uszkodzonej żelbetowej konstrukcji nośnej stropu nad salą gimnastyczną uwzględniającą analizę zamiennego rozwiązania konstrukcji dachu nie obciążającej w sposób bezpośredni pyły stropowej i dostosowanie więźby dachowej do obowiązujących obciążeń śniegiem oraz w zakresie wzmocnienia uszkodzonego stropu drewnianego nad ostatnią kondygnacją.
- C) projekt budowlany i wykonawczy w zakresie remontu elementów konstrukcyjnych poddasza obejmującego m.in.:
  - naprawy i wzmocnienia żelbetowej konstrukcji nośnej stropu nad salą gimnastyczną,
  - całkowitą wymianę drewnianej konstrukcji dachu,
  - wymianę, wzmocnienie wraz z zabezpieczeniem przed korozją biologiczną drewnianych belek nośnych stropu nad ostatnią kondygnacją
  - wzmocnienie zarysowanych ścian zewnętrznych

### 2. CHARAKTERYSTYKA BUDYNKU

---

#### 2.1. Usytuowanie budynku

---

Budynek sali gimnastycznej stanowi północne skrzydło zespołu zabudowy usytuowane wzdłuż ulicy Stefana Żeromskiego.

## 2.2. Opis ogólny budynku

Budynek sali gimnastycznej zrealizowany został o zróżnicowanej ilości kondygnacji połączony dwukondygnacyjnym łącznikiem z frontową główną częścią zespołu zabudowań szkoły. Główną część przedmiotowego budynku stanowi parterowa jednonawowa sala gimnastyczna ze strychem. Część szczytowa budynku od strony zachodniej stanowiąca zaplecze sali gimnastycznej zrealizowana została w układzie dwukondygnacyjnym z podpiwniczeniem. Budynek na całości został przekryty dachem dwuspadowym ze strychem nieużytkowym.

Budynek zrealizowany został w technologii tradycyjnej murowanej i żelbetowej monolitycznej. Układ konstrukcyjny w części sali gimnastycznej podłużny, a w części zachodniej szczytowej mieszany.

Budynek w chwili obecnej jest użytkowany zgodnie z przeznaczeniem.

## 2.3. Charakterystyczne parametry budynku

- długość sali gimnastycznej w świetle ścian – 20,46m
- długość sali gimnastycznej ze sceną w świetle ścian – 20,46m
- szerokość sali gimnastycznej w świetle ścian – 11,86m
- wysokość sali gimnastycznej w świetle sufitu i podłogi – 6,65m
- wysokość części podpiwniczonej (wymiar w świetle) – 2,35m
- wysokość parteru (scena przyległa do sali gimnastycznej) – 5,79m

## 2.4. Opis poszczególnych elementów budowlanych obiektu

### 2.4.1. Fundamenty

Ławy murowane z cegły ceramicznej pełnej. Fundamenty posadowione poniżej poziomu swobodnego zwierciadła wody gruntowej, o czym świadczy występowanie jej od dłuższego czasu powyżej poziomu posadzki piwnic.

### 2.4.2. Ściany

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne piwnic murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej.

### 2.4.3. Stropy

Strop nad piwnicą żelbetowy monolityczny z żebrami wzmacniającymi.

Strop nad salą gimnastyczną w postaci płyty żelbetowej monolitycznej podwieszanej do konstrukcji nośnej ramowej usytuowanej na poziomie strychu. Podstawowa płyta stropowa o grubości 10cm została wzmocniona od spodu usztywniającym rusztem żeber w układzie kasetonowym.

Strop nad zapleczem sali gimnastycznej w konstrukcji drewnianej belkowej ze ślepą podłogą. Belki drewniane o przekroju poprzecznym 13,5x26cm w rozstawie osiowym 92÷82cm.

### 2.4.4. Konstrukcja wsporcza dachu i stropu nad salą gimnastyczną

Konstrukcja szkieletowa żelbetowa monolityczna w układzie czterech ram poprzecznych jednoprzęsłowych o załamanym kształcie.

Rozpiętość ram w świetle podpór wynosi 981cm.

Rozstaw osiowy ram wynosi 376cm, 375cm i 394cm.

Rygle ram o przekroju poprzecznym prostokątnym 40x50cm.

Płyta stropowa nad salą żelbetowa podwieszona została do rygli ram poprzecznych za pomocą pionowych wieszaków o przekroju poprzecznym 20x20cm. Słupy żelbetowe pełniące funkcję wieszaków usytuowane zostały w miejscach załamania rygli ram i skrzyżowań żeber usztywniających płytę stropową.

Ramy poprzeczne usztywniono podłużnie w miejscu załamania rygli żelbetowymi belkami o przekroju poprzecznym 20x30cm na których zamocowano drewniane murlaty pośrednie więźby dachowej.

#### 2.4.5. Więźba dachowa

Więźba dachowa drewniana krokwiowa wsparta na murlatach biegnących wzdłuż zewnętrznych ścian podłużnych budynku i pośrednio na murlatach wspartych na podłużnych belkach usztywniających ramy poprzeczne oraz na ścianie stolcowej kalenicowej.

Podstawowe elementy konstrukcyjne więźby dachowej:

- krokwie podstawowe drewniane o przekroju poprzecznym 9x18cm w rozstawie osiowym co ok. 105cm
- krokwie koszowe drewniane o przekroju poprzecznym 16x16cm
- murlaty drewniane o przekroju poprzecznym 16x16cm
- płatew kalenicowa ściany stolcowej o przekroju poprzecznym 16x16cm
- słupy ściany stolcowej kalenicowej o przekroju poprzecznym 16x16cm

#### 2.4.6. Poszycie dachu

Poszycie drewniane deskowe pełne .

#### 2.4.7. Kominy

Trzony kominowe murowane z cegły ceramicznej pełnej.

#### 2.4.8. Schody wewnętrzne

Schody żelbetowe monolityczne.

### 3. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ

#### 3.1. Pokrycie, poszycie dachu

Poszycie deskowe dachu w rejonie przykominowych i w rejonie koszy uszkodzone w wyniku korozji biologicznej. W miejscu likwidacji komina poszycie dachu zostało naprawione w sposób nieprawidłowy. Stan poszycia dachu ocenia się jako **niezadowalający** z uwagi na liczne miejscowe uszkodzenia.

#### 3.2. Więźba dachowa

Podczas oględzin konstrukcji więźby stwierdzono:

- od strony południowej budynku całkowite zniszczenie krokwi koszowej w strefie przyokapowej – zmurzały materiał krokwi w wyniku długotrwałej korozji biologicznej krokwi;
- nieprawidłowo przeprowadzona naprawa krokwi kosзовych – zmurzałe nakładki boczne krokwi, dokładanie kolejnych nakładek wzmacniających zamiast wymiany ich na nowe, niekorzystne sztukowanie krokwi w przęśle, nieprawidłowy sposób łączenia krokwi;
- liczne, głębokie spękania podłużne elementów konstrukcyjnych więźby – krowie i miecze ściany kalenicowej;
- nieprawidłowo wykonane oparcia krokwi kosзовych – zastosowano luźno osadzone kliny z drewna iglastego zamiast z drewna twardego liściastego, stabilizacja klinów za pomocą sznurków;

- uszkodzenie przekroju płatwi w strefie podporowej w wyniku złego wykonanie połączenia płatwi kalenicowej na słupkach ściany stolcowej;
- brak zastosowania miecza podporowego w miejscu wspornika płatwi kalenicowej spowodowało jej zniszczenie poprzez podłużne rozwarstwienie materiału;
- brak pełnego podparcia dla końca murlaty w miejscu punktowego obciążenia krokwią spowodowało jej skrzywienie i uszkodzenie materiału.

Stan techniczny elementów konstrukcyjnych więźby dachu ocenia się jako **awaryjny**.

### 3.3. Wsparcza konstrukcja ramowa dla dachu i stropu na poziomie strychu

Największe zniszczenia żelbetowych elementów ram poprzecznych występują w skrajnych strefach konstrukcji wsporczej stropu – rama typu R1 w osi „1” i rama typu R4 w osi „4”.

Słup S1l skrajnej ramy typu R1 w osi „1” (strona zachodnia budynku) zniszczony na całej wysokości:

- zniszczenie połączenia słupa z ryglem w strefie głowicowej, rozwarstwienie o szerokości ok. 25mm,
- zarysowanie poprzeczne słupa w środkowej jego części w całym przekroju z rozwarciem rysy do 4mm,
- zniszczenie przekroju słupa w strefie stopowej na połączeniu ze stropem, brak otuliny zbrojenia na długości 15cm, struktura betonu przekroju poprzecznego słupa zniszczona powyżej 50%.

Słup S1p skrajnej ramy typu R1 w osi „1” (strona zachodnia budynku) zniszczony na całej wysokości:

- zniszczenie połączenia słupa z ryglem w strefie głowicowej, rozwarstwienie o szerokości do 20mm,
- w środkowej jego części słupa zniszczenie w całym przekroju w postaci zarysowania poprzecznego z rozwarciem rysy do 7mm, struktura betonu całkowicie zniszczona, odsłonięte zbrojenie na długości ok. 25cm,
- zniszczenie przekroju słupa w strefie stopowej na połączeniu ze stropem, pęknięcie przekroju z rozwarciem do 5mm.

Skośny rygiel prawy ramy R1 w osi „1” uszkodzony miejscowo w postaci odsłoniętego zbrojenia górnego na długości 20cm, odsłonięte zbrojenie poprzeczne rygla na długości 35cm.

Słup S4l skrajnej ramy typu R4 w osi „4” (strona wschodnia budynku) uszkodzony miejscowo na całej wysokości:

- uszkodzenie miejscowe słupa w środkowej jego części w postaci odsłoniętego zbrojenia głównego i strzemion na  $\frac{1}{4}$  obwodu i długości 20cm,
- uszkodzenie miejscowe słupa w dolnej strefie w postaci odsłoniętego zbrojenia głównego i zerwanego strzemienia w narożniku na długości 20cm.

Słup S4p skrajnej ramy typu R4 w osi „4” (strona wschodnia budynku) miejscowo uszkodzony:

- uszkodzenie słupa w górnej jego części w postaci odsłoniętego zbrojenia głównego w narożniku na długości 10cm,
- uszkodzenie słupa w dolnej strefie w postaci odsłoniętego zbrojenia głównego w narożniku na długości 10cm.

W skośnym ryglu lewym ramy R4 w osi „4” (strona północna budynku) stwierdzono brak odpowiedniej otuliny betonowej dla zbrojenia głównego i poprzecznego w postaci całkowicie odsłoniętych strzemion na całej dolnej powierzchni rygla.

W słupie S3I ramy typu R3 w osi „3” stwierdzono w dolnej jego strefie brak odpowiedniej otuliny zbrojenia, odsłonięte całkowicie zbrojenie poprzeczne z licznymi „rakami” w betonie.

W skośnym ryglu prawym ramy R2 w osi „2” (strona południowa budynku) stwierdzono brak odpowiedniej otuliny betonowej dla zbrojenia na dolnej powierzchni rygla, odsłonięte zbrojenie poprzeczne w wyniku odprysku zbyt małej otuliny.

Stan techniczny żelbetowej konstrukcji ramowej ocenia się jako **awaryjny**.

#### 3.4. Strop nad salą gimnastyczną

Nie zaobserwowano zarysowań na spodniej powierzchni stropu. Jednak z uwagi na brak pełnego podwieszenia jego konstrukcji nośnej do ramy R1 w osi „1” w wyniku zniszczonych słupów wieszakowych S1I i S1p (patrz poz. 3.3.) jego stan techniczny ocenia się jako **awaryjny**.

#### 3.5. Strop nad piętrem nad częścią zaplecza sali gimnastycznej (strona zachodnia budynku)

Stwierdzono skorodowanie biologiczne dwóch drewnianych belek stropowych - widoczne liczne ślady zerowania owadów. Strop pozbawiony jest podłogi - widoczna odsłonięta konstrukcja ślepej podłogi.

Stan techniczny drewnianego stropu ocenia się jako **niezadowolający**.

#### 3.7. Ściany części nadziemnej budynku

W sali gimnastycznej stwierdzono zarysowanie powierzchniowe górnej części ściany od strony południowej budynku - ściana podłużna zewnętrzna i na ścianie poprzecznej wewnętrznej od strony łącznika.

Na ścianie zewnętrznej od strony południowej stwierdzono:

- wykończenie ściany zniszczone w strefie środkowej i przy łączniku z budynkiem głównym,
- skorodowanie powierzchniowe wyprawy tynkarskiej na poziomie pasa okien i gzymsu dachowego,
- spękanie i odspojenie powierzchniowe tynku w strefach nadproży okiennych,
- widoczne miejsca napraw tynku w strefie rury spustowej przy łączniku.

Na ścianie zewnętrznej od strony północnej stwierdzono:

- w strefie attykowej uszkodzony fragment gzymsu – spękane, rozwarstwione, luźne części murowe gzymsu,
- zarysowanie pionowe na filarach międzyokiennych w górnych ich częściach,
- spękanie i ubytki gzymsu okapowego,
- silne zawilgocenie i korozję biologiczną tynku w strefie cokołowej,
- zarysowanie skośne strefy podokiennej.

Stan techniczny ścian nadziemnych ocenia się jako **mało zadowolający**.

#### 4. WNIOSKI

Stwierdzone podczas oględzin budynku zniszczenia i trwałe uszkodzenia poszczególnych elementów konstrukcyjnych spowodowane zostały przez niewłaściwy sposób eksploatacji obiektu lub przez przeprowadzanie prac modernizacyjnych więźby dachowej w zakresie ingerującym w układ konstrukcyjny stropu nad salą gimnastyczną.

Rodzaj powstałych uszkodzeń elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych świadczy również o braku przeprowadzania ich okresowej konserwacji.

Na obecny stan techniczny budynku oceniony jako awaryjny wpłynęły również zaniedbania podczas bieżącej eksploatacji obiektu.

Zniszczenie żelbetowych słupów wieszaków typu S1l i S1p podtrzymujących strop nad salą gimnastyczną spowodowane zostały prawdopodobnie przeciążeniem stropu w strefie ramy poprzecznej R1 w osi „1”. Przeciążenie obciążeniowe stropu mogło nastąpić przez niewłaściwą jego eksploatację lub przez wprowadzone zmiany konstrukcyjne układu więźby dachowej w obszarze osi „1”. Świadczy o tym usytuowanie słupów pośrednich ścian stolcowych więźby dachowej na płycie stropowej w strefie słupów-wieszaków S1l i S1p.

Zniszczenie materiałowe obu słupów wieszakowych nastąpiło w wyniku obciążenia ich siłami przekraczającymi ich nośność o czym świadczy rodzaj i charakter powstałych uszkodzeń (całkowite pęknięcie betonu w strefie głowicowej, środkowej i stopowej słupów, rozwarcie rys przekraczające wielokrotnie wartości dopuszczalne, tj.  $a/a_{dop}=25/0,3=83$  krotne).

Po wykonaniu analizy obecnego stanu żelbetowej konstrukcji nośnej stropu nad salą gimnastyczną wnioskuje się o odciążenie jej przekazując całkowite obciążenie z dachu bezpośrednio na ściany podłużne budynku. Naprawie i wzmocnieniu wymagają dwa słupy wieszakowe ramy nośnej w osi „1”. Pozostałe słupy i rygle ram wymagają jedynie napraw w miejscach powstałych ubytków otulin zbrojenia.

Istniejąca więźba dachu wymaga wymiany na nową konstrukcję z uwagi na zły stan techniczny wielu drewnianych elementów więźby i ich połączeń oraz prace naprawcze wykonane w sposób niezgodny ze sztuką budowlaną co doprowadziło w wielu przypadkach do uszkodzeń i nadmiernego wyłączenia przekrojów elementów płatwi ścian stolcowych, mieczy, krokwi koszowych, murłat i poszycia dachu.

Zastosowano większość krokwi o zbyt dużej smukłości (środkowa część dachu nad całą salą gimnastyczną)  $\lambda > 150$ .

Przy założeniu obecnie obowiązujących obciążeń (w tym od śniegu) dla krokwi zostały przekroczone dopuszczalne wartości ugięć o 176% ( $u_{z,fin} = 60,7 > 34,4 = u_{net,fin}$ ), natomiast wytrzymałość przekroju krokwi z uwagi na warunek stateczności została przekroczona o 175% ( $\sigma_{m,d} = M/W = 19,5 > 11,1 = 11,08 = k_{crit} f_{m,d}$ ).

Strop drewniany nad zapleczem sali gimnastycznej z uwagi na znaczny stopień skorodowania biologicznego belek stropowych przez żerujące w drewnie owady wymaga naprawy. Podczas oględzin stropu stwierdzono zły stan techniczny w przypadku 2 belek stropowych, które wymagają całkowitej wymiany lub naprawy w przypadku stwierdzenia występowania mniejszego stopnia korozji biologicznej. Ostateczną decyzję odnośnie wymiany belek należy podjąć bezpośrednio podczas wykonywania prac remontowych po usunięciu podestów roboczych z uwagi na lepszy dostęp do powierzchni wszystkich belek stropowych.

Pozostawienie niezabezpieczonej konstrukcji stropu drewnianego w postaci braku deskowania świadczy o niedbalstwie użytkownika obiektu, co stwarza niebezpieczeństwo dla osób poruszających się po strychu. Wobec powyższego należy odtworzyć podłogę stropu drewnianego na całej jego powierzchni.

Do obecnego złego stanu konstrukcji budynku przyczynił się również brak przeprowadzania we właściwy sposób okresowej kontroli stanu technicznego budynku, o czym świadczy stwierdzony stan zniszczenia niektórych elementów konstrukcyjnych.

Stan wyłączenia przedmiotowego obiektu z użytkowania można zmienić dopiero wykonaniu poniższych zaleceń.

## 5. ZALECENIA WYKONAWCZE

---

W oparciu o przeprowadzoną analizę w celu doprowadzenia budynku do stanu technicznego umożliwiającego dalsze jego użytkowanie należy przeprowadzić poniższe zalecenia (ważność poszczególnych prac przedstawiono wg ich kolejności):

- wykonanie wzmocnienia uszkodzonych słupów typu S1l i S1p ramy nośnej R1 w osi „1”,
- wymiana istniejącą więźby dachu na układ konstrukcyjny złożony z wiązarów kratownicowych przekazujący obciążenia z dachu bezpośrednio na ściany zewnętrzne budynku z pominięciem ramowej konstrukcji nośnej stropu nad salą gimnastyczną,
- naprawa, wzmocnienie lub wymiana uszkodzonych fragmentów murałów i zabezpieczenie ich przed korozją biologiczną,
- naprawa ubytków betonowych otulin żelbetowej konstrukcji nośnej stropu nad salą gimnastyczną,
- wymiana, wzmocnienie i zabezpieczenie przed korozją biologiczną drewnianych belek nośnych stropu nad ostatnią kondygnacją,
- wykonanie pełnej podłogi na całej powierzchni stropu drewnianego,
- naprawa i wzmocnienie zarysowanych ścian zewnętrznych przy zastosowaniu „lekkiej” metody naprawy konstrukcji murowych.

#### 5.1. WZMOCNIENIE ZNISZCZONYCH SŁUPÓW RAMY NOŚNEJ W OSI „1”

Wzmocnienie zniszczonych żelbetowych słupów wieszakowych S1l i S1p należy wykonać za pomocą pionowych stalowych cięgien z prętów o średnicy  $D=20\text{mm}$  zakotwionych na stalowych ramkach z kątowników gorącowalcowanych usytuowanych nad rygłem ramy i pod żebrami usztywniającymi płytę stropu nad salą gimnastyczną.

Powstałe rozwarcia pomiędzy górą słupów a spodem rygli ramy po usunięciu odspojonych luźnych fragmentów betonu i dokładnym oczyszczeniu rozwarcia z pyłu należy wykonać wypełnienie metodą iniekcji ciśnieniowej przy użyciu żywicy epoksydowej.

#### 5.2. MODERNIZACJA KONSTRUKCJI DACHU

Przyjęto całkowitą wymianę istniejącej więźby dachu na układ konstrukcyjny złożony z wiązarów kratownicowych z zachowaniem istniejącego kształtu połaci dachu.

Wiazary kratowe wykonane metodą uprzemysłowioną z zastosowaniem łącznikowych płytek kolczastych z drewna iglastego konstrukcyjnego klasy C-24 o grubości 60mm i 45mm, zgodnego z PN-EN 1995-1-1: Eurokod 5.

Drewno użyte na wiazary powinno zostać zabezpieczone impregnatem przed korozją biologiczną metodą zanurzeniową zgodnie z zaleceniami producenta wraz z podniesieniem odporności ogniowej do I stopnia palności.

Zastosowano usztywnienie przestrzenne dachu w postaci pasów kratownicowych usytuowanych w obu płaszczyznach połaci dachu.

Połącze dachu należy usztywnić dodatkowo za pomocą skrzyżowanych wiatrownic wg schematu konstrukcyjnego.

W przypadku pozostawienia nieskorodowanych biologicznie drewnianych elementów starej więźby np. murały należy zabezpieczyć antykorozyjnie preparatem owadochronnym i owadobójczym oraz grzybobójczym.

#### 5.3. NAPRAWA UBYTKÓW OTULINY BETONOWEJ NA ŻELBETOWEJ KONSTRUKCJI NOŚNEJ STROPU NAD SALĄ GIMNASTYCZNĄ

##### 5.3.1. Przygotowanie podłoża

Prace naprawcze należy rozpocząć od skucia luźnych skorodowanych fragmentów betonu, usunięcia zużytych i zniszczonych warstw wykładzin, tynków i oczyszczenia powierzchni do „zdrowej”, nośnej warstwy.

Po oczyszczeniu powierzchni betonu należy sprawdzić jego pH fenoloftaleiną lub innym wskaźnikiem. W procesie karbonizacji struktura betonu utwardza się, uszczelnia, ale równocześnie dealkalizuje. Sprawdzenie to jest niezbędne, aby pod warstwą naprawczą nie zamknąć warstwy starego betonu, który nie stanowi właściwej ochrony dla stali zbrojeniowej. Mechanizm zabezpieczenia antykorozyjnego stali zbrojeniowej w betonie opiera się na jego wysokiej zasadowości (pH 12-13,5). W takim silnie alkalicznym środowisku na powierzchni stali zbrojeniowej tworzy się szczelna warstewka ochronna.

Przy stwierdzeniu korozji oczyszczonego betonu, skażone warstwy należy usunąć mechanicznie np. przez piaskowanie. Stosowane piaskowanie konstrukcji betonowych jest uciążliwe dla środowiska, wymaga odpowiedniego zabezpieczenia BHP pracowników i grozi wtórnym napyleniem już oczyszczonych powierzchni.

#### 5.3.2. Zabezpieczenie stali zbrojeniowej

W przypadkach gdy korozja dotarła do zbrojenia konstrukcyjnego, ze skorodowanych prętów zbrojeniowych należy usunąć otulinę betonową aż do miejsc nieskorodowanych. Pręty zbrojeniowe oczyścić z rdzy (ręczne lub mechaniczne szczotkowanie lub piaskowanie do stopnia czystości Sa2,5, tak aby uzyskały jasny, metaliczny wygląd, a potem oczyścić sprężonym, bezolejowym powietrzem i ewentualnie odtłuścić acetonem.

Na tak przygotowaną powierzchnię stali zbrojeniowej należy nałożyć mineralną powłokę antykorozyjną z zaprawy do zabezpieczania powierzchni stalowych i betonowych. Podczas aplikacji zaprawy stal może być wilgotna. Zaprawę antykorozyjną należy nakładać najpóźniej do 3 godzin po oczyszczeniu prętów zbrojeniowych lub po wyschnięciu dodatkowej warstwy farby antykorozyjnej przesypanej piaskiem.

#### 5.3.3. Uzupełnienie zbrojenia

Jeżeli w trakcie diagnostyki skorodowanej konstrukcji betonowej okaże się, że stopień korozji zbrojenia konstrukcyjnego jest na tyle duży, że konieczne jest jego uzupełnienie i będzie to zaprojektowane na zasadzie wklejenia dodatkowych prętów, to można to zrealizować bezpośrednio po zabezpieczeniu antykorozyjnym stali zbrojeniowej. Powyższą ocenę stanu technicznego zbrojenia powinna wykonać osoba posiadająca odpowiednie uprawnienia budowlane.

Dodatkowe pręty zbrojeniowe z zachowaniem normowych długości zakotwień można wklejać przy użyciu zaprawy montażowej z cementu szybkowiążącego do kotwienia elementów stalowych w betonie. Prześwit między elementem kotwionym a powierzchnią otworu montażowego nie powinien być większy od 20mm. Do zalewania otworów montażowych odpowiednia jest konsystencja w postaci ciekłej uzyskana wg wskazań producenta. Materiał wysypuje się do odmierzonoj ilości wody i miesza do uzyskania jednorodnej masy bez grudek. Przy konieczności wypełnienia otworów o prześwicie większym od 20mm należy tą samą zaprawę montażową wymieszać z czystym piaskiem w proporcji 1:1, a następnie zarobić wodą do wymaganej konsystencji. Dodatek piasku nie ma wpływu na czas wiązania, ale obniża wytrzymałość zakotwienia.

Po wklejeniu dodatkowych prętów zbrojeniowych, ich powierzchnie również należy zabezpieczyć j.w. mineralną powłoką antykorozyjną z zaprawy do zabezpieczania powierzchni stalowych i betonowych

Po 2 dniach tak przygotowane miejsca napraw mogą być przykryte szpachlówką do napraw betonu (cementowa zaprawa do wygładzania powierzchni betonowych do 5mm).

#### 5.3.4. Wykonanie warstwy kontaktowej

---

Po wykonaniu zabezpieczenia stali zbrojeniowej, tuż przed przystąpieniem do uzupełnienia ubytków betonu (również w przypadku napraw niekonstrukcyjnych) przygotowaną powierzchnię „starego” betonu należy obficie zwilżyć wodą i doprowadzić do stanu matowowilgotnego. Na tak przygotowane podłoże nakłada się warstwę kontaktową z mineralnej zaprawy.

Kolejne zaprawy systemu naprawczego PCC należy nakładać po wstępnym przeschnięciu warstwy kontaktowej, gdy zaprawa stanie się matowowilgotna, czyli w ciągu 30-60 minut po aplikacji.

W przypadku przekroczenia tego czasu, warstwę kontaktową należy położyć ponownie, ale dopiero po całkowitym stwardnieniu warstwy poprzedniej. Zadaniem warstwy kontaktowej jest poprawienie przyczepności między „starym” betonem a materiałem wypełniającym ubytki oraz zniwelowanie niewielkich, nieuniknionych różnic we współczynniku pęcznienia, skurczu, module sprężystości, współczynniku odkształcalności termicznej (nawet jeżeli materiały do naprawy zostały dobrane zgodnie z zasadą kompatybilności).

#### 5.3.5. Uzupełnienie ubytków

---

W zależności od głębokości ubytku w betonie, do jego uzupełnienia należy zastosować odpowiednią jednoskładnikową zaprawę do wyrównywania powierzchni betonowych i żelbetowych, wypełniania ubytków i miejsc uszkodzonych, stanowiące część systemu naprawy betonu PCC.

- Wyrównanie powierzchni, uzupełnienie ubytków o głębokości od 5 do 30mm należy wykonać przy zastosowaniu drobnoziarnistej zaprawy.
- Wyrównanie powierzchni, uzupełnienie ubytków o głębokości od 30mm do 100mm należy wykonać przy zastosowaniu odpowiedniej zaprawy.
- Wyrównanie powierzchni, uzupełnienie ubytków o głębokości do 5mm w celu uzyskania gładkiej powierzchni pod farbę lub w przypadku napraw niekonstrukcyjnych betonu można zastosować odpowiednią mineralną szpachlówkę systemu PCC.

### 5.4. NAPRAWA I WZMOCNIENIE ZARYSOWANYCH ŚCIAN ZEWNĘTRZNYCH

---

#### 5.4.1. Zastosowana technologia

---

Naprawę i wzmocnienie zarysowanych ścian zewnętrznych proponuje się wykonać przy zastosowaniu „lekkiej” metody naprawy konstrukcji murowych, której głównym celem jest zahamowanie procesów pękania ścian, ich stabilizacja oraz zapobieganie tym tendencjom w przyszłości. Istota technologii polega na montażu w uszkodzonych konstrukcjach budowlanych dodatkowego zbrojenia w postaci specjalnych prętów spiralnych, cięgien i kotew stalowych zatopionych w zaprojektowanej dla nich zaprawie.

#### 5.4.2. Zastosowane materiały

---

- Systemowe profile zbrojeniowe - elastyczne pręty o średnicy 6mm wykonane z austenitycznej stali nierdzewnej o charakterystycznym, helikoidalnym (śrubowym) kształcie. Standardowa, handlowa długość prętów wynosi 10m.
- Systemowa szybkowiążąca zaprawa (wytrzymałość 27MPa) – niekurczliwa, elastyczna, wykonana na bazie cementu przeznaczona do napraw murów.

Do przygotowania zaprawy należy używać składników dostarczanych przez producenta (nie wolno dolewać wody, dosypywać cementu, piasku, plastyfikatorów, itp.).

#### 5.4.3. Montaż profili w szczelinach

---

- wyfrezowaniu, zgodnie z określoną w projekcie lokalizacją i wymiarami szczelin (niezależnie od rodzaju materiału, z którego wykonany jest obiekt – cegła, beton – szczeliny mogą być frezowane w spoinach lub bezpośrednio w materiale konstrukcyjnym),
- oczyszczeniu szczelin z pozostałości frezowania, a następnie wyczyszczeniu pyłu i drobnych cząsteczek przy pomocy sprężonego powietrza i wody pod ciśnieniem,
- wypełnieniu wilgotnych szczelin (przy pomocy pistoletu iniekcyjnego) pierwszą warstwą zaprawy o grubości około 10mm,
- zatopieniu w zaprawie przygotowanych wcześniej profili i pokryciu ich przy pomocy pistoletu kolejną warstwą zaprawy o tej samej grubości (w niektórych przypadkach włożone do szczelin profile na czas wiązania zaprawy należy zablokować przy pomocy klinów drewnianych),
- po związaniu zaprawy (około 20÷40 minut) - wypełnieniu pozostałej szczeliny zwykłą zaprawą do spoinowania,
- w przypadkach montażu w szczelinie więcej niż 1 pręta, czynności należy powtarzać zgodnie z powyższą procedurą.

Wszystkie roboty wykonywane tą metodą powinny być wykonywane w temperaturze otoczenia powyżej 5°C, zgodnie z wytycznymi firmy oraz Aprobaty Technicznej ITB przez wykonawców posiadających autoryzację na wykonawstwo robót z zastosowaniem tej technologii.

#### 5.4.4. Porady praktyczne

---

Z uwagi na ceny stosowanych materiałów (głównie zaprawy), należy:

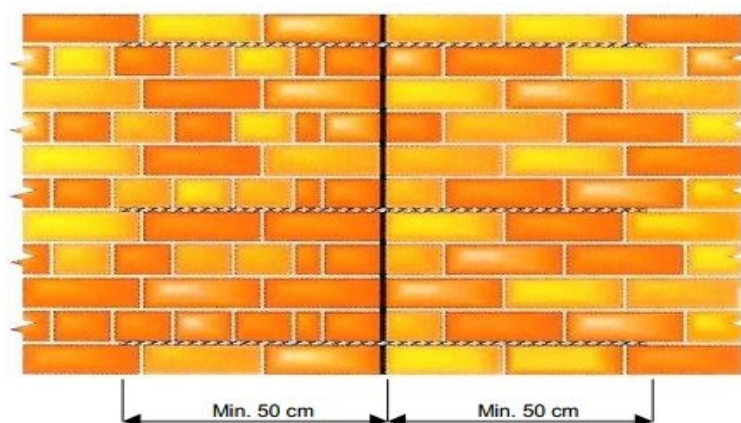
- przestrzegać ich norm zużycia podanych przez producenta,
- do zaprawy nie dodawać innych składników, niż dostarczone w zestawie przez producenta,
- jednorazowo przygotowywać taką ilość zaprawy, aby można ją było zużyć w przeciągu 20 – 30 minut (pojedynczy zestaw proszek + płyn dostarczony przez producenta),
- do montażu cięgien i kotew, w szczególności do aplikacji zaprawy używać narzędzi preferowanych,
- w trakcie prowadzenia robót korzystać ze środków ochrony osobistej i przestrzegać zasad BHP właściwych dla określonego rodzaju wykonywanych prac.

#### 5.4.5. Wytyczne wykonania wzmocnień zarysowanych fragmentów ścian zewnętrznych

---

Lokalizację poszczególnych wzmocnień oraz ich rodzaj i ilość zamieszczono na schematach elewacji.

Naprawę zarysowanych fragmentów ścian zewnętrznych należy wykonać w postaci cięgien o średnicy Ø6mm osadzonych w bruzdach wyfrezowanych w murze i zatopionych w zaprawie Powder S. Poziome bruzdy należy wykonać w rozstawie 3÷4 warstw cegieł. Szerokości bruzd powinny wynosić 10mm, a ich głębokość min. 35mm (bez tynku). W każdej bruzdzie należy osadzić 1 pręt Ø6 o długości min. 120cm tj. min. 50cm poza przebiegającą linię zarysowania. Dokładną długość prętów należy ustalić w naturze



Technologia wykonania:

- Wyfrezować poziome bruzdy o szerokości, głębokości, długości i w odstępach określonych jak w części rysunkowej,
- Bruzdy wyczyścić odkurzaczem i dokładnie spłukać wodą,
- Przy pomocy pistoletu iniekcyjnego wypełnić bruzdę pierwszą warstwą zaprawy systemowej o grubości ok. 10 – 15mm,
- Zamontować profil zbrojeniowy w bruzdzie i dociskając szpachelką zatopić go w zaprawie,
- Nałożyć kolejną warstwę zaprawy systemowej i wyrównać ją szpachelką do fugowania tak, aby zaprawa całkowicie pokryła profil,
- Po związaniu zaprawy systemowej pozostałą szczelinę wypełnić zwykłą zaprawą murarską.

Uwagi:

- minimalna długość profili zbrojeniowych w bruzdzie – 50cm po obu stronach pęknięcia,
- bruzdy można frezować w fugach lub w cegle.
- głębokość bruzd należy odmierzać zawsze od lica ściany konstrukcyjnej. Nigdy od lica ściany wraz z wyprawą tynkarską, lica opaski wokółokiennej lub gzymsu podokiennego.

#### 5.5. NAPRAWA USZKODZONYCH NAROŻNIKÓW ŚCIAN, GZYMSÓW

Spękanе i skorodowane biologicznie fragmenty muru należy rozebrać i na nowo przemurować nową cegłą ceramiczną pełną kl. 150 na zaprawie cementowo – wapiennej.

#### 5.6. NAPRAWA STRPU DREWNIANEGO

Uszkodzone, skorodowane drewniane belki stropu należy wymienić na nowe z zachowaniem przekroju poprzecznego lub wzmocnić obustronnie bocznymi nakładkami z desek o grubości min.40mm i szerokości 20cm.

Ostateczną decyzję o wymianie belek należy podjąć bezpośrednio podczas wykonywania prac remontowych po usunięciu podestów roboczych z uwagi na lepszy dostęp do powierzchni wszystkich belek stropowych.

Wszystkie elementy drewniane stropu należy zabezpieczyć antykorozyjnie preparatem owadochronnym i owadobójczym oraz grzybobójczym.

Na całej powierzchni stropu drewnianego wykonać należy pełną podłogę z trudnozapalnych płyt drewnopochodnych o grubości min. 25mm.

**6. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE STALOWYCH ELEMENTÓW**

Skorodowane stopki wszystkich istniejących stalowych belek stropów odcinkowych zabezpieczyć antykorozyjnie przez:

- oczyszczenie powierzchni elementów do II stopnia czystości,
- 1x pomalowanie farbą chlorokauczukową do gruntowania chemoodporną,
- 2x pomalowanie emalią chlorokauczukową ogólnego stosowania.

**7. WARUNKI TECHNICZNE PROWADZENIA ROBÓT BUDOWLANYCH**

Roboty budowlane wykonać zgodnie z obowiązującymi „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano- montażowych” i z zachowaniem obowiązujących przepisów BHP pod nadzorem osoby posiadającej odpowiednie kwalifikacje i zawodowe i stosowne uprawnienia.

Materiały projektowanego budynku powinny posiadać wymagane prawem świadectwa dopuszczenia do stosowania.

## II. OBLICZENIA STATYCZNE

### 1. Sprawdzenie wytrzymałości słupa wieszaka typu S1p ramy R1 w osi „1”

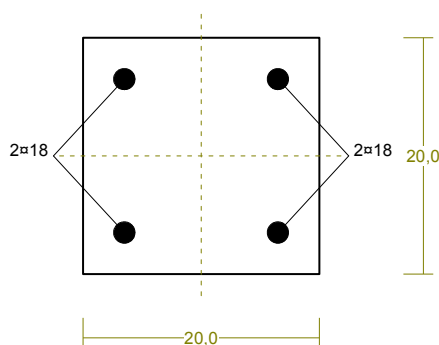
#### 1.1. Zestawienie obciążeń

OBCIĄŻENIE		obciąż. charakter[ kN]	$\gamma_f$	obciąż. oblicz. [kN]
<u>Obciążenie stałe od stropu:</u>				
plyta betonowa	11 cm =	37,47	x 1,30 =	48,71
żebra pośrednie	20x30 cm =	20,44	x 1,30 =	26,57
żebro skrajne w kierunku podłużnym sali	20x30 cm =	1,50	x 1,30 =	1,95
żebro skrajne w kierunku poprzecznym sali	20x30 cm =	2,49	x 1,30 =	3,23
ściąg żelbetowy ramy	20x20 cm =	1,97	x 1,30 =	2,57
belka podłużna	20x20 cm =	1,97	x 1,30 =	2,57
tynek od spodu stropu	1,5 cm =	3,88	x 1,30 =	5,05
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>69,72</b>	<b>x 1,30 =</b>	<b>90,64</b>
obciążenie technologiczne	=	2,72	x 1,50 =	4,09
obciążenie użytkowe poddasza	=	6,81	x 1,50 =	10,22
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>9,54</b>	<b>x 1,50 =</b>	<b>14,31</b>
<u>Obciążenie stałe od dachu:</u>				
pokrycie dachu – 2x papa termozgrzewalna	=	1,54	x 1,30 =	2,00
poszycie z desek	2,5 cm =	1,74	x 1,30 =	2,26
krokwie co 1m	9/17 cm =	0,41	x 1,30 =	0,53
platew góna	15,5/15,5 cm =	0,42	x 1,30 =	0,54
belka podwalinowa	15,5/15,5 cm =	0,39	x 1,30 =	0,51
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>4,49</b>	<b>x 1,30 =</b>	<b>5,83</b>
obciążenie od śniegu	=	12,13	x 1,50 =	18,20
	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>12,13</b>	<b>x 1,50 =</b>	<b>18,20</b>
<b>CAŁKOWITE OBCIĄŻENIE SŁUPA</b>	<b>P[kN]</b>	<b>= 95,88</b>	<b>x 1,35 =</b>	<b>128,98</b>

#### 1.2. Sprawdzenie wytrzymałości

##### Cechy przekroju:

zadanie wieszak-wariant 1, pręt nr 1, przekrój:  $x_a=1,75m$ ,  $x_b=0,00m$



Wymiary przekroju [cm]:  $h=20,0$ ,  $b=20,0$ ,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

**BETON:**

**B15**  $f_{ck} = 12,0 \text{ MPa}$ ,  $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 12,0 / 1,50 = 8,0 \text{ MPa}$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:  $A_c = 400 \text{ cm}^2$ ,  $J_{cx} = 13333 \text{ cm}^4$ ,  $J_{cy} = 13333 \text{ cm}^4$

**STAL ZBROJENIOWA:**

**A-0 (St0S-b)**

$f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ ,  $s = 1,15$ ,  $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$   $\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 190 / 200000) = 0,787$ ,

Zbrojenie główne:

$A_{s1} + A_{s2} = 10,18 \text{ cm}^2$ ,  $\rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 10,18 / 400 = 2,54 \%$ ,  $J_{sx} = 430 \text{ cm}^4$ ,  $J_{sy} = 430 \text{ cm}^4$ ,

**Siły przekrojowe:**

zadanie: wieszak-wariant 1, pręt nr 1, przekrój:  $x_a = 1,75 \text{ m}$ ,  $x_b = 0,00 \text{ m}$

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

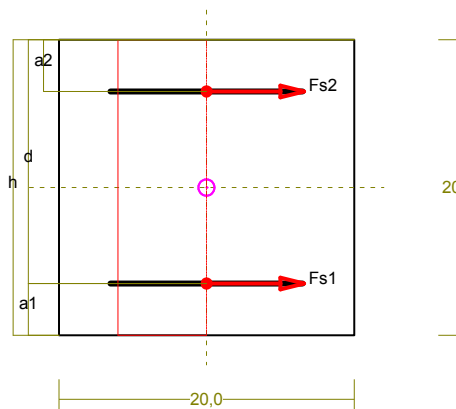
Momenty zginające:  $M_x = 0,000 \text{ kNm}$ ,  $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ ,

Siły poprzeczne:  $V_y = 0,000 \text{ kN}$ ,  $V_x = 0,000 \text{ kN}$ ,

Siła osiowa:  $N = 130,206 \text{ kN} = N_{sd}$ .

**Zbrojenie wymagane:**

(zadanie wieszak-wariant 1, pręt nr 1, przekrój:  $x_a = 1,75 \text{ m}$ ,  $x_b = 0,00 \text{ m}$ )



Wielkości obliczeniowe:

$N_{sd} = 131,448 \text{ kN}$ ,  $M_{sd} = (M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)^{0,5} = (-0,000^2 + 0,000^2)^{0,5} = 0,000 \text{ kNm}$

$f_{cd} = 8,0 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 190 \text{ MPa} = f_{td}$ ,

Zbrojenie rozciągane ( $s_1 = 10,00 \%$ ):  $A_{s1} = 3,46 \text{ cm}^2$  ( $218 = 5,09 \text{ cm}^2$ ),

Zbrojenie mniej rozciągane ( $s_2 = 10,00 \%$ ):

$A_{s2} = 3,46 \text{ cm}^2$  ( $218 = 5,09 \text{ cm}^2$ )  $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 6,92 \text{ cm}^2$ ,  $= 100 A_s / A_c = 100 \times 6,92 / 400 = 1,73 \%$

Wielkości geometryczne [cm]:

$h = 20,0$ ,  $d = 16,5$ ,  $x = 0,0 (=0,000)$ ,  $a_1 = 3,5$ ,  $a_2 = 3,5$ ,  $s_2 = 10,00 \%$ ,  $s_1 = 10,00 \%$ ,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$F_{s1} = 65,724$ ,  $F_{s2} = 65,724$ ,  $M_{s1} = 4,272$ ,  $M_{s2} = -4,272$ ,

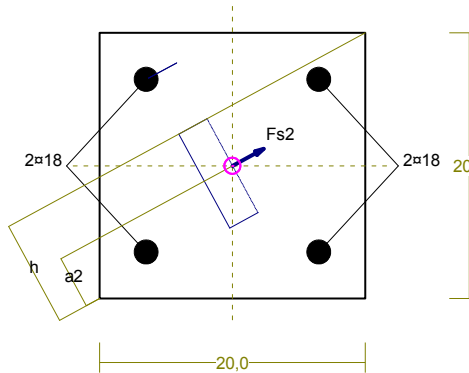
Warunki równowagi wewnętrznej:

$$+F_{s1}+F_{s2}=+(65,724)+(65,724)=131,448 \text{ kN } (N_{sd}=131,448 \text{ kN})$$

$$+M_{s1}+M_{s2}=+(4,272)+(-4,272)=-0,000 \text{ kNm } (M_{sd}=0,000 \text{ kNm})$$

### Nośność przekroju prostokątnego:

zadanie wieszak-wariant 1, pręt nr 1, przekrój:  $x_a=1,75 \text{ m}$ ,  $x_b=0,00 \text{ m}$



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=131,448 \text{ kN}, \quad M_{sd}=(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2) = (-0,000^2 + 0,000^2) = 0,000 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=8,0 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=190 \text{ MPa} = f_{td},$$

Zbrojenie mniej rozciągane:  $A_{s2}=10,18 \text{ cm}^2$ ,

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=10,18 \text{ cm}^2, \quad =100A_s/A_c = 100 \cdot 10,18 / 400 = 2,54 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=8,0, \quad d=8,0, \quad x=0,0 (=0,000), \quad a_2=4,0, \quad s_2=0,65 \%$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_{s2} = 131,448, \quad M_{s2} = -0,000,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$N_{Rd} = |193,417| \text{ kN} > N_{sd} = +F_{s2} = |(131,448)| = |131,448| \text{ kN}$$

### Zarysowanie

zadanie wieszak-wariant 1, pręt nr 1,

Położenie przekroju:  $x = 1,750 \text{ m}$

Siły przekrojowe od obc. Całkowitych:

$$M_{sd} = 0,000 \text{ kNm} \quad N_{sd} = 97,680 \text{ kN} \quad V_{sd} = 0,000 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 20,0 \text{ cm} \quad d = h - a_1 = 20,0 - 3,5 = 16,5 \text{ cm} \quad A_c = 400 \text{ cm}^2 \quad W_c = 1333 \text{ cm}^3$$

### Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla rozciągania osiowego, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$$A_s = k_c \cdot k_{fct,eff} \cdot A_{ct} / s_{lim} = 1,0 \times 1,0 \times 1,6 \times 400 / 220 = 2,91 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 10,18 > 2,91 = A_s$$

### Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 1,6 \times 1333 \times 10^{-3} = 2,133 \text{ kNm}$$

$$N_{Cr} = \frac{f_{ctm}}{e/W_c + 1/A_c} \cdot \frac{1,6}{10^{-1}} = 0,0/1333,33 + 1/400,00 \times 10^{-1} = 64,000 \text{ kN} \quad N_{Sd} = 97,680 > 64,000 = N_{Cr}$$

**Przekrój zarysowany.**

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

$$\epsilon_1 = (N_{Sd} / A_c - M_{Sd} / W_{c1}) / E_{cm} = (97,680 / 400 \times 10 - 0,000 / 1333 \times 10^3) / 27000 = 0,0904 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_2 = (N_{Sd} / A_c - M_{Sd} / W_{c2}) / E_{cm} = (97,680 / 400 \times 10 - 0,000 / -1333 \times 10^3) / 27000 = 0,0904 \text{ ‰}$$

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2 = (0,0904 + 0,0904) / (2 \times 0,0904) = 1,00$$

$$r = A_s / A_{ct,eff} = 10,18 / 350 = 0,02908$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 / r = 50 + 0,25 \times 1,6 \times 1,00 \times 18 / 0,02908 = 297,57$$

$$s_m = s / E_s [1 - \epsilon_1 (\epsilon_1 / \epsilon_2)^2] = 95,96 / 200000 \times [1 - 0,5 \times 0,5 \times (64,000 / 97,680)^2] = 0,00043$$

$$w_k = s_{rm} s_m = 1,7 \times 297,57 \times 0,00043 = 0,22 \text{ mm} \quad w_k = 0,22 < 0,3 = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

Rysy ukośne nie występują.

## 2. Sprawdzenie wytrzymałości krokwi

### 2.1. Zestawienie obciążeń

Obciążenie stałe połaci dachowej		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]		yf	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- papa termozgrzewalna wierzchniego krycia	=	0,08	x	1,30	= 0,10
- papa termozgrzewalna podkładowa	=	0,06	x	1,30	= 0,07
- deskowanie	=	0,15	x	1,30	= 0,20
	Σ	0,28	x	1,30	= 0,37

Obciążenie śniegiem	II strefa		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]		yf	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
ciężar śniegu	Q <sub>k</sub> = 0,9					
pochylenie połaci dachowej	alfa = 25					
- Wariant II	C <sub>2</sub> = 1,07	=	1,15	x	1,50	= 1,73
- Wariant I	C <sub>1</sub> = 0,80	=	0,86	x	1,50	= 1,30
- obciążenie „workami śnieżnymi”	C <sub>4</sub> = C <sub>5</sub> + C <sub>6</sub> = 3,57	=	3,21	x	1,50	= 4,82
	C <sub>5</sub> = 2,50					
	C <sub>6</sub> = 1,07					

Obciążenie skupione		Obciąż. Charter. [kN]		yf	Obciąż. Oblicz. [kN]
- człowiek z narzędziami	=	1,00	x	1,50	= 1,50

Obciążenie wiatrem	I strefa		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]		yf	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- wysokość kalenicy dachu nad terenem	h[m] = 10,5					
- kąt nachylenia połaci	alfa = 25					
- współczynnik ekspozycji	C <sub>e</sub> = 1,03					
- parcie-wariant II	C <sub>z2</sub> = 0,18	=	0,10	x	1,50	= 0,15
- ssanie	C <sub>z1</sub> = -0,68	=	-0,37	x	1,50	= -0,56

### 2.2. Wymiarowanie krokwi

Założenia do wymiarowania krokwi istniejącej więźby dachu na podstawie inwentaryzacji budowlanej:

- krokwie o przekrój poprzeczny 9x17cm w rozstawie co 1,00m
- rozpiętość krokwi w osiach podparć – 4,75m, kąt pochylenia krokwi - 25°

Wymiary przekroju: h=170,0mm b=90,0mm.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

J<sub>xg</sub>=3684,8; J<sub>y</sub>=1032,8 cm<sup>4</sup>; A=153,00 cm<sup>2</sup>; i<sub>x</sub>=4,9; i<sub>y</sub>=2,6 cm; W<sub>x</sub>=433,5; W<sub>y</sub>=229,5 cm<sup>3</sup>.

### Własności techniczne drewna

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku) oraz klasę trwania obciążenia: **Stale** (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny).

K<sub>mod</sub> = 0,60

γ<sub>M</sub> = 1,3

### Cechy drewna: **Drewno C24.**

$f_{m,k} = 24,00$	$f_{m,d} = 11,08 \text{ MPa}$
$f_{t,0,k} = 14,00$	$f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$
$f_{t,90,k} = 0,40$	$f_{t,90,d} = 0,18 \text{ MPa}$
$f_{c,0,k} = 21,00$	$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$
$f_{c,90,k} = 5,30$	$f_{c,90,d} = 2,45 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 2,50$	$f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$
$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$	$E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$	$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$
$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	

### Sprawdzenie nośności pręta nr 1

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych przy uwzględnieniu niekorzystnych kombinacji obciążeń.

Nośność na rozciąganie

Wyniki dla  $x_a=5,16 \text{ m}$ ;  $x_b=0,00 \text{ m}$ , przy obciążeniach "APS".

Pole powierzchni przekroju netto  $A_n = 153,00 \text{ cm}^2$ .  $\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 2,3 / 153,00 \times 10 = 0,2 < 6,46 = f_{t,0,d}$

Nośność na ściskanie

Wyniki dla  $x_a=0,00 \text{ m}$ ;  $x_b=5,16 \text{ m}$ , przy obciążeniach "APS".

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie układu (wyznaczona na podstawie podatności węzłów):

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 5,157 = 5,157 \text{ m}$$

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 5,157 = 5,157 \text{ m}$$

Długości wyboczeniowe dla wyboczenia w płaszczyznach prostopadłych do osi głównych przekroju, wynoszą:  $l_{c,y} = 5,157 \text{ m}$ ;  $l_{c,z} = 5,157 \text{ m}$

Współczynniki wyboczeniowe:

$$\lambda_y = l_{c,y} / i_y = 5,157 / 0,0491 = 105,08 \quad \lambda_z = l_{c,z} / i_z = 5,157 / 0,0260 = 198,48$$

**Zbyt duża smukłość pręta ( $\lambda > 150$ ).**

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_y^2 = 9,87 \times 7400 / (105,08)^2 = 6,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_z^2 = 9,87 \times 7400 / (198,48)^2 = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{21/6,61} = 1,782$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{21/1,85} = 3,366$$

$$k_y = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,782 - 0,5) + (1,782)^2] = 2,216$$

$$k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (3,366 - 0,5) + (3,366)^2] = 6,450$$

$$k_{c,y} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (2,216 + \sqrt{2,216^2 - 1,782^2}) = 0,283$$

$$k_{c,z} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (6,450 + \sqrt{6,450^2 - 3,366^2}) = 0,084$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju  $A_d = 153,00 \text{ cm}^2$ .

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 2,3 / 153,00 \times 10 = 0,2 < 0,81 = 0,084 \times 9,69 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla  $x_a=2,58 \text{ m}$ ;  $x_b=2,58 \text{ m}$ , przy obciążeniach "APSW":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,0}{0,283 \times 9,69} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} + \frac{19,5}{11,08} = 1,765 > 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,0}{0,084 \times 9,69} + \frac{0,0}{11,08} + 0,7 \times \frac{19,5}{11,08} = 1,254 > 1$$

Nośność na zginanie

Wyniki dla  $x_a=2,58$  m;  $x_b=2,58$  m, przy obciążeniach "APSW".

Długość obliczeniowa dla *pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach*, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1,00 \times 5157 + 170 + 170 = 5497 \text{ mm}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{5497 \times 170 \times 11,08}{3,142 \times 90^2 \times 7400}} \times \sqrt{\frac{11000}{690}} = 0,468$$

Wartość współczynnika zwichrzenia: dla  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$   $k_{crit} = 1$

Warunek stateczności:  $\sigma_{m,d} = M / W = 8,4 / 433,50 \times 10^3 = 19,5 > 11,1 = 1,000 \times 11,08 = k_{crit} f_{m,d}$

Nośność dla  $x_a=2,58$  m;  $x_b=2,58$  m, przy obciążeniach "APSW":

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0}{6,46} + \frac{19,5}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = 1,8 > 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0}{6,46} + 0,7 \times \frac{19,5}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = 1,2 > 1$$

Nośność ze ściskaniem dla  $x_a=2,58$  m;  $x_b=2,58$  m, przy obciążeniach "APSW":

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0^2}{9,69^2} + \frac{19,5}{11,08} + 0,7 \times \frac{0,0}{11,08} = 1,8 > 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,0^2}{9,69^2} + 0,7 \times \frac{19,5}{11,08} + \frac{0,0}{11,08} = 1,2 > 1$$

Nośność na ścinanie

Wyniki dla  $x_a=4,83$  m;  $x_b=0,32$  m, przy obciążeniach "APSW".

Naprężenia tnące z uwzględnieniem redukcji sił poprzecznych przy podporach:

$$\tau_{z,d} = 1,5 V_z / A = 1,5 \times 4,9 / 153,0 \times 10 = 0,5 \text{ MPa} \quad \tau_{y,d} = 1,5 V_y / A = 1,5 \times 0,0 / 153,0 \times 10 = 0,0 \text{ MPa}$$

Przyjęto  $k_v = 1,000$ .

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,5^2 + 0,0^2} = 0,5 < 1,2 = 1,000 \times 1,15 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania

Wyniki dla  $x_a=2,58$  m;  $x_b=2,58$  m, przy obciążeniach "APSW".

Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l / 150 = 34,4 \text{ mm}$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + " "):

$$u_{z,fin} = u_{z,inst} (1 + k_{def}) = -1,1 \times (1 + 0,60) = -1,8 \text{ mm}$$

$$u_{y,fin} = u_{y,inst} (1 + k_{def}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych ("APSW"):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: *Stale (więcej niż 10 lat, np. ciężar własny)*.

$$u_{z,fin} = u_{z,inst} (1 + k_{def}) = -36,8 \times (1 + 0,60) = -58,9 \text{ mm}$$

$$u_{y,fin} = u_{y,inst} (1 + k_{def}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:  $u_{z,fin} = -1,8 + -58,9 = 60,7 > 34,4 = u_{net,fin}$

### 3. Zamienny dach (wiązary kratowe)

#### 3.1. Zestawienie obciążeń

Obciążenie stałe połaci dachowej – pas górny wierzara		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- blacha płaska na rąbek		= 0,02	x 1,30	= 0,03
- folia wiatrochronna		= 0,02	x 1,30	= 0,03
- płyta OSF 22 mm		= 0,14	x 1,30	= 0,19
- kontrłaty 50x50 mm		= 0,02	x 1,30	= 0,02
- folia wiatrochronna		= 0,02	x 1,30	= 0,03
	Σ	0,23	x 1,30	= 0,30

Obciążenie stałe – pas dolny wierzara		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- płyta OSF 22 mm		= 0,14	x 1,30	= 0,19
- folia wiatrochronna		= 0,02	x 1,30	= 0,03
	Σ	0,17	x 1,30	= 0,22

Obciążenie użytkowe – pas dolny wierzara		Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- poddasza z dostępem z klatki schodowej		= 1,20	x 1,30	= 1,56
	Σ	1,20	x 1,30	= 1,56

Obciążenie śniegiem – pas górny wierzara	II strefa	Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
ciężar śniegu	Q <sub>k</sub> = 0,9			
pochylenie połaci dachowej	α = 25			
- Wariant II	C <sub>2</sub> = 1,07	= 1,15	x 1,50	= 1,73
- Wariant I	C <sub>1</sub> = 0,80	= 0,86	x 1,50	= 1,30
- obciążenie „workami śnieżnymi”	C <sub>4</sub> = C <sub>5</sub> + C <sub>6</sub> = 3,57	= 3,21	x 1,50	= 4,82
	C <sub>5</sub> = 2,50			
	C <sub>6</sub> = 1,07			

Obciążenie skupione – pas górny wierzara (użytkowe)		Obciąż. Charter. [kN]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN]
- człowiek z narzędziami		= 1,00	x 1,50	= 1,50

Obciążenie wiatrem	I strefa	Obciąż. Charter. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>f</sub>	Obciąż. Oblicz. [kN/m <sup>2</sup> ]
- wysokość kalenicy dachu nad terenem	h[m]= 10,5			
- kąt nachylenia połaci	alfa= 25			
- współczynnik ekspozycji	C <sub>e</sub> = 1,03			
- parcie-wariant II	C <sub>z2</sub> = 0,18	= 0,10	x 1,50	= 0,15
- ssanie	C <sub>z1</sub> = -0,68	= -0,37	x 1,50	= -0,56

Opracował:

**mgr inż. Sławomir Białek**

upr. bud. nr 211/82/WMT §2 ust.1 p.1, §13 ust.1 p.2