

**dr inż. Stanisław Karczmarczyk**  
mobil +48 603 642 650  
mailto: skarczmarczyk1@poczta.onet.pl

**dr inż. Wiesław Bereza**  
mobil +48 501 580 345  
mailto: wieslaw.bereza@oepk.pl

**K B - PROJEKTY KONSTRUKCYJNE**

spółka z ograniczoną odpowiedzialnością  
31-153 Kraków, ul. Szlak 65/313

tel. +48 (12) 4310449, fax. +48 (12) 6319089

NIP 945-208-10-59

---

**Ekspertyza konstrukcyjno-budowlana stanu technicznego hali  
sportowej przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie**

**Zleceniodawca:**

Biuro Stołecznego Konserwatora  
Zabytków Urzędu m.st. Warszawy  
ul. Nowy Świat 18/20  
00-373 Warszawa

**Zespół autorski opracowania:**

dr inż. Stanisław Karczmarczyk  
upr nr ewid. 224/69

dr inż. Wiesław Bereza  
upr nr ewid. 146/2001

**Współpraca:**

mgr inż. Stanisław Czernik

Kraków, maj 2015

## SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA:

<b>1.</b>	<b>Podstawy opracowania .....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>Przedmiot, cel i zakres opracowania .....</b>	<b>4</b>
<b>3.</b>	<b>Ogólny opis obiektu .....</b>	<b>5</b>
<b>4.</b>	<b>Systematyka uszkodzeń hali oraz wyniki prowadzonych pomiarów .....</b>	<b>6</b>
<b>5.</b>	<b>Wyniki przeprowadzonych badań, ocen i analiz obliczeniowych .....</b>	<b>23</b>
	<i>5.1 Zakres i metoda zrealizowanych badań, pomiarów i analiz. ....</i>	<i>23</i>
	<i>5.2 Analiza statyczno-wytrzymałościowa hali.....</i>	<i>23</i>
	<b>5.2.1 Zestawienie obciążeń.....</b>	<b>23</b>
	<b>5.2.2 Określenie klasy wytrzymałości dla betonu w słupach ramy .....</b>	<b>27</b>
	<b>5.2.3 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropu nad piwnicą. ....</b>	<b>27</b>
	<b>5.2.4 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropu nad parterem.....</b>	<b>32</b>
	<b>5.2.5 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropodachu powłokowego .....</b>	<b>35</b>
	<b>5.2.6 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropodachu typu Ackermanna .....</b>	<b>36</b>
	<b>5.2.7 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe ram nośnych hali.....</b>	<b>38</b>
	<b>5.2.8 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe belek w poziomie piwnic pod salą gimnastyczną.....</b>	<b>41</b>
	<b>5.2.9 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe słupów w poziomie piwnic pod salą gimnastyczną.....</b>	<b>42</b>
<b>6.</b>	<b>Wnioski i zalecenia.....</b>	<b>44</b>
<b>7.</b>	<b>Załączniki: .....</b>	<b>46</b>
	<i>Z.1 Dokumentacja fotograficzna:.....</i>	<i>46</i>

## 1. Podstawy opracowania

Podstawę formalną i merytoryczną opracowania stanowią:

- Zlecenie Urzędu Stołecznego Konserwatora Zabytków m.st. Warszawy ul. Nowy Świat 18/20 00-373 Warszawa na wykonanie opracowania „Ekspertyzy konstrukcyjno-budowlana stanu technicznego hali sportowej przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie
- Odkrywki i badania elementów konstrukcyjnych wykonane w ramach badań prowadzonych przez autorów opracowania,
- Oględziny obiektu przeprowadzone przez autorów opracowania,
- Obowiązujące normy, obciążenia budowli oraz normy projektowania konstrukcji stalowych, żelbetowych, murowych i drewnianych a w szczególności:  
PN-EN 1990 Eurokod: „Podstawy projektowania konstrukcji.”  
PN—EN 1991-1-1:2002 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1; Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach  
PN—EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-3; Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.  
PN-EN 1991-1-4: 2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-4; Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem.  
PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków  
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 1993-1-1:2006 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków  
PN-EN 1993-1-2:2007 Eurokod 3 - Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe  
PN-EN 1994-1-2:2005 Eurokod 4 - Projektowanie konstrukcji stalowo-betonowych - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie na warunki pożarowe  
PN-EN 1996-1-1:2006 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych  
PN-EN 1996-1-2:2005 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-2: Reguły ogólne -- Projektowanie konstrukcji na wypadek pożaru  
PN-EN 1996-3:2006 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 3: Uprozczone metody obliczania niezbrojonych konstrukcji murowych  
PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne - Część 2: Badania podłoża gruntowego
- Literatura przedmiotu oraz tablice projektowe:  
W Starosolski *Konstrukcje żelbetowe tom 1 i 2* PWN 2003  
S. Pyrak *Konstrukcje z betonu cz2. Elementy i ustroje* Wydawnictwa Szkole i Pedagogiczne, Warszawa 1979  
Z. Wiłun *Zarys geotechniki* Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, 2000,  
ST. Hajdasz *Sposoby ustalenia zużycia technicznego budynków i budowli*, Promiks, 1991 r,  
J. Hadyna *Utrzymanie obiektów budowlanych – materiały MOIIB* – Kraków, 2005,  
F. D. Dmitriew *Katastrofy budowlane Szkice historyczno - techniczne* Budownictwo i Architektura Warszawa 1956,  
M. Thullie *Podręcznik statyki budowli – Lwów 1902* z archiwalnymi tablicami zawierającymi charakterystyki geometryczne historycznych profili stalowych.

## **2. Przedmiot, cel i zakres opracowania**

Przedmiotem opracowania jest ocena stanu technicznego istniejącej hali sportowej przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie oraz analiza poziomu bezpieczeństwa układu nośnego hali przy obecnie obowiązujących przepisach związanych z wartościami obciążeń i oddziaływań.

Zakres opracowania obejmuje analizę nośności uwzględniającą wartości aktualnych cech wytrzymałościowych i sprężystych materiałów oraz obowiązujące przepisy dotyczące obciążeń użytkowych budynku. Ujęto również opis wraz z oceną stanu zachowania elementów konstrukcyjnych oraz dokumentację fotograficzną.

W części opisowej, dotyczącej stanu istniejącego, przeprowadzono ogólną charakterystykę poszczególnych umownie wyodrębnionych fragmentów obiektu oraz dokonano oceny stanu zachowania poszczególnych elementów konstrukcyjnych wraz z wnioskami i zaleceniami określającymi zakres wymaganych prac zabezpieczających i remontowych. W dalszej części ekspertyzy zamieszczono dokumentację fotograficzną istniejących uszkodzeń, co ułatwi w przyszłości ocenę skali zmian.

Zakres opracowania wykonano na podstawie oględzin obiektu połączonych z ogólną inwentaryzacją konstrukcyjną oraz na podstawie wykonanych odkrywek, pomiarów i badań.

Podstawowym celem opracowania ekspertyzy konstrukcyjno-budowlanej jest ocena możliwości dalszego bezpiecznego użytkowania obiektu oraz opracowanie propozycji zakresu i metody niezbędnych wzmocnień celem zapewnienia normatywnych wymagań bezpieczeństwa.

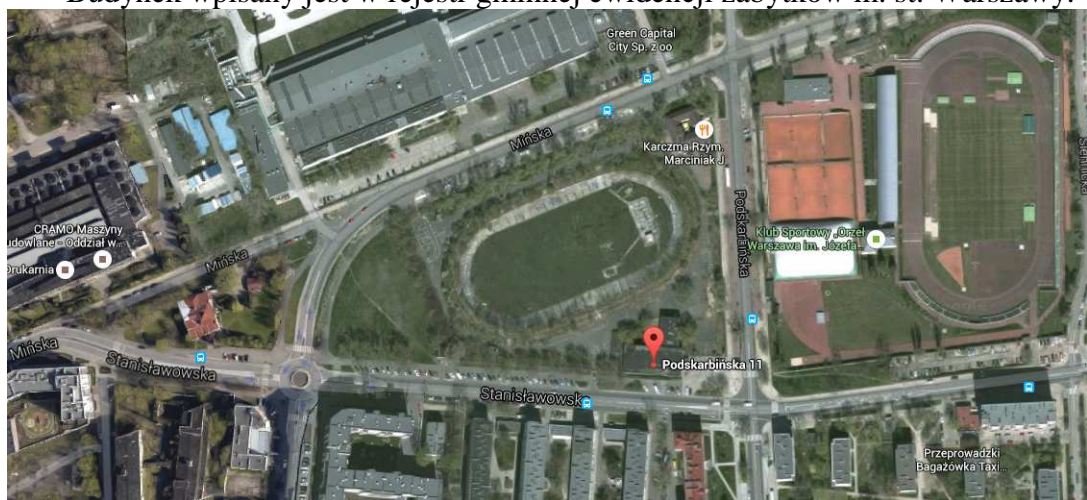
Opiniowany budynek objęty jest ochroną konserwatorską ze względu na jego wartość architektoniczną i ze względu na jego wartość jako świadka techniki budowlanej z okresu jego budowy. Jest to również obiekt wymagający ochrony ze względu na autora jego projektu Macieja Nowickiego architekta o światowej sławie. Oznacza to konieczność jego ochrony i zachowania w oryginalnej formie.

### 3. Ogólny opis obiektu

Opiniowany budynek hali sportowej usytuowany jest przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie, województwo mazowieckie. Budynek został wzniesiony w latach 1938-1939. Hala sportowa zlokalizowana jest w sąsiedztwie ulicy Podskarbińskiej i Stanisławowskiej a od strony północno-zachodniej sąsiaduje z nieużytkowanym torem kolarskim klubu sportowego „Orzeł”.

Przedmiotowa hala sportowa stanowiąca przykład nowoczesnej architektury w stylu Le Corbusiera została zaprojektowana przez Macieja Nowickiego i Zbigniewa Karpińskiego. Jest to obiekt trzykondygnacyjny w całości podpiwniczony. Jako obiekt użyteczności publicznej, z nurtu inwestycji związanych ze sportem, turystyką i krajoznawstwem, realizowanych w latach 1918-1939 stanowi świadectwo epoki o walorze historycznym i architektonicznym.

Budynek wpisany jest w rejestr gminnej ewidencji zabytków m. st. Warszawy.



Fot.3.1. Lokalizacja hali przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie

Ustrój nośny hali żelbetowej stanowi układ czterech jednonawowych ram rozmieszczonych w rozstawie osiowym co 4,50m. Rzut hali zbliżony jest kształtem do prostokąta o wymiarach 36,50x16,20m. Układ poprzeczny przekrycia hali stanowi jednonawowa rama żelbetowa o rozpiętości nawy wynoszącej 12,50m. Słupy ramy posiadają zmienny liniowo przekrój wynoszący 35x70÷35x80cm. Rygle ramy żelbetowej wykonane są jako żelbetowe belki o stałym przekroju poprzecznym 35x95cm. Przekrycie dachu hali stanowi paraboliczna płyta żelbetowa rozpięta na ramach nośnych nawy głównej. Pokrycie dachu hali stanowi papa na lepiku.



Fot.3.2 Widok ogólny dachu hali

#### 4. Systematyka uszkodzeń hali oraz wyniki prowadzonych pomiarów

Hala żelbetowa przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie znajduje się w dostatecznym stanie technicznym. Wpływa na to głównie skala zużycia technicznego elementów struktury budowlanej podlegającej zużyciu na przestrzeni czasu. Układ ram żelbetowych nie wykazuje zauważalnych nadmiernych odkształceń oraz deformacji przestrzennych. Na suficie hali widoczne są zanikające ślady zawilgocenia stropu spowodowane okresowymi przeciekami dachu oraz odpadające płyty tynku wapiennego. Wady te należy interpretować jako wynik niewłaściwej izolacji przeciwwilgociowej pokrycia dachu.

a) Pokrycie dachowe

Dwuspadowy dach hali żelbetowej pokryty jest warstwą papy na lepiku. Szczegółowy przegląd obiektu wykazał, że miejscami pokrycie dachu jest nieszczelne.

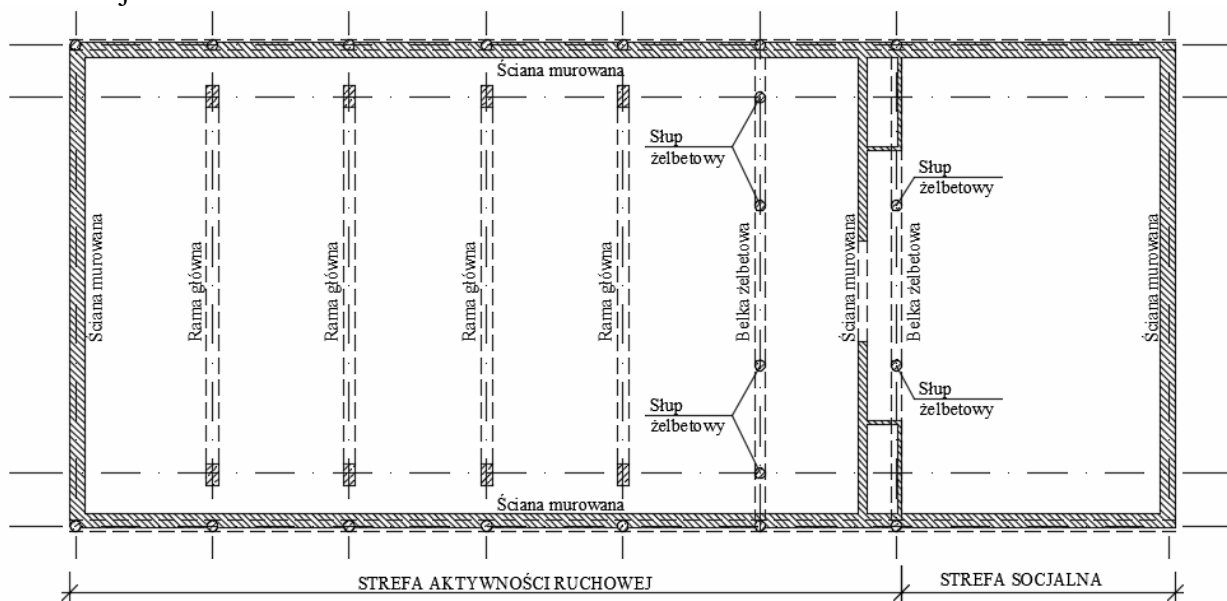
Stan techniczny pokrycia dachowego należy ocenić jako częściowo zły.

b) Dach

Konstrukcję nośną dachu w strefie hali umownie oznaczonej jako strefa aktywności ruchowej stanowią dźwigary jednonawowe ram żelbetowych na których wsparte są stropy typu Ackermanna stanowiące równocześnie sufit hali. Profil dachu w postaci paraboli wykonany jest z płyty żelbetowej wspartej na pośrednich podporach a reakcje z oparcia płyty przekazywane są na ramy główne hali.

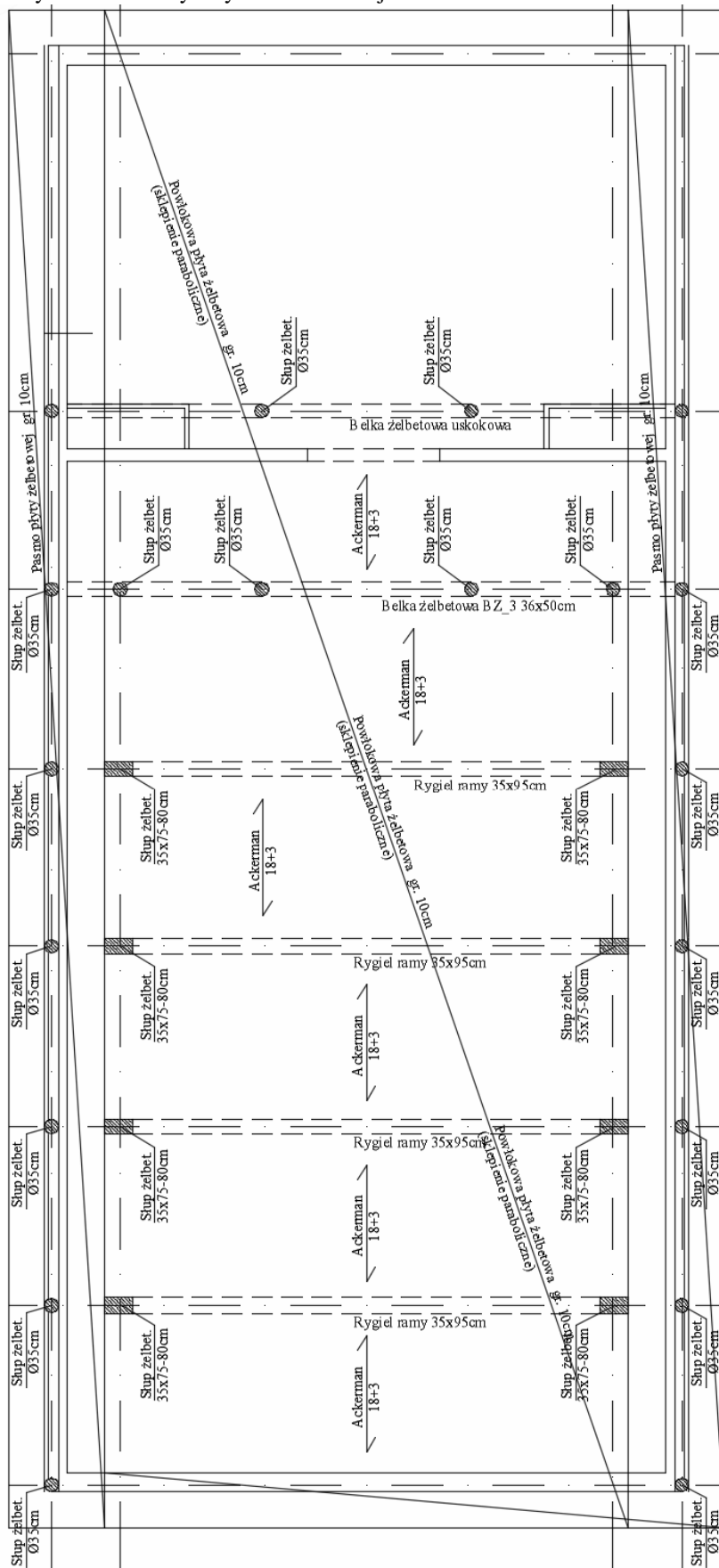
Konstrukcję nośną dachu w strefie umownie oznaczonej jako część socjalna hali stanowi powłoka żelbetowa wykonana jako paraboliczna kształtująca charakterystykę profil dachu wspartego na ścianach frontowych.

Elementy nośne przekrycia i elementy wsporcze wykazują na ogół zadawalający stan techniczny jednak należy zwrócić uwagę na miejscowe nieszczelności pokrycia dachowego i oznaki korozji w strefach przecieków. Brak bieżących prac naprawczych pokrycia i dalsze przeciekanie wody prowadzić będzie do postępującego niszczenia elementów nośnych konstrukcji.



Rys.4.1 Umowne oznaczenie podziału dachu hali na strefy

Rys.4.2 Schematyczny rzut konstrukcji dachu z oznaczeniem elementów





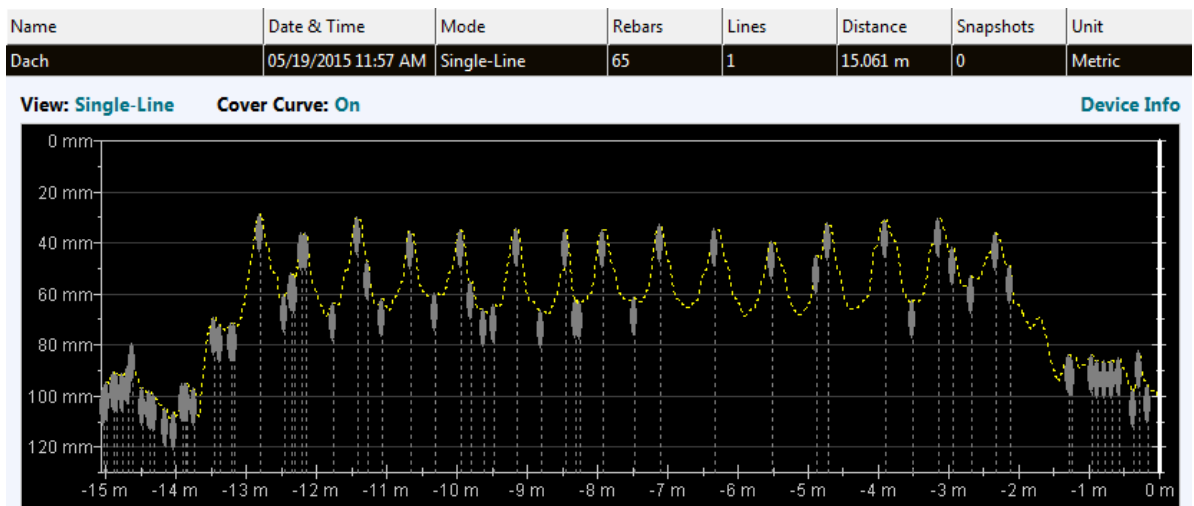


Fot.4.1 Widok wnętrza hali żelbetowej w części strefy ruchu

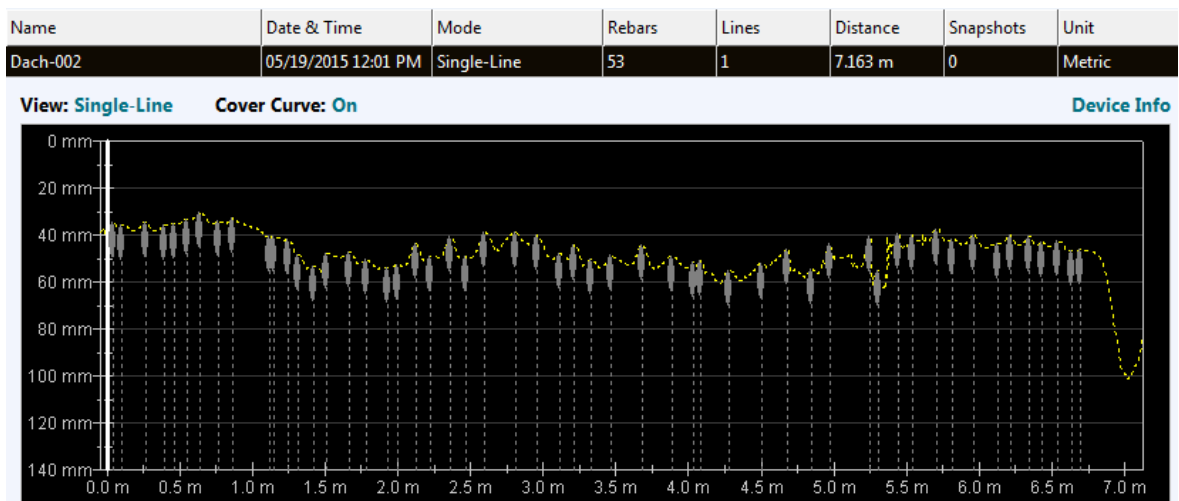


Fot.4.2 Widok wnętrza hali żelbetowej w części oznaczonej jako strefa socjalna

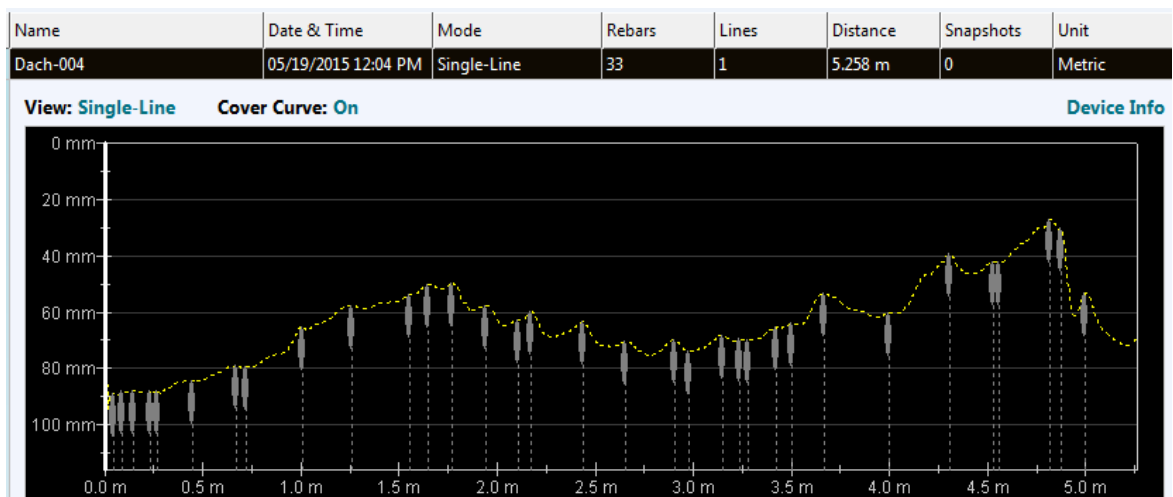




Rys.4.3 Skan zbrojenia płaszcza żelbetowego stropodachu nad strefą socjalną- skan w poprzek hali



Rys.4.4 Skan zbrojenia płaszcza żelbetowego - skan wzdłuż hali



Rys.4.5 Skan zbrojenia płaszcza żelbetowego stropodachu nad strefą ruhu- skan w poprzek hali

Uzyskane w wyniku badań nieniszczących zbrojenie powłoki żelbetowej przedstawia się następująco:

- zbrojenie podłużne  $\varnothing 6$  co 10cm  $A_s=2,83\text{cm}^2$
- zbrojenie poprzeczne  $\varnothing 6$  co 15cm  $A_s=1,88\text{cm}^2$

c) Ściany

Uzupełnienie układu żelbetowych ram nośnych hali w części nadziemnej stanowią murowane ściany wykonane jako wypełnienie przestrzeni między ramami żelbetowymi. Murowane ściany wykonane są z cegły pełnej na zaprawie wapiennej.

W podpiwniczonej części obiektu ściany wykonane są jako murowane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej i stanowią uzupełnienie układu wsporczej konstrukcji dla stropu i dla żelbetowych ram nośnych.

Stan techniczny zachowania ścian należy ocenić jako dostateczny wpływa na to głównie stan techniczny wypraw tynkarskich oraz powłok malarskich. Powłoki malarskie oraz tynki ulegają postępującemu złuszczeniu w skutek niewłaściwego użytkowania obiektu. Wynika to z braku jego ogrzewania w okresie zimowym co spowodowane jest następstwem wyłączeniem budynku z użytkowania na przestrzeni ostatniego dziesięciolecia. Widoczne są również zniszczenia ścian spowodowane dewastacją związaną z kradzieżą przewodów instalacyjnych przez zbieraczy złomu co powoduje w następstwie znaczne obniżenie cech użytkowych budynku oraz estetycznych ścian.



Fot.4.3 Widok ścian w poziomie widowni na pierwszym piętrze

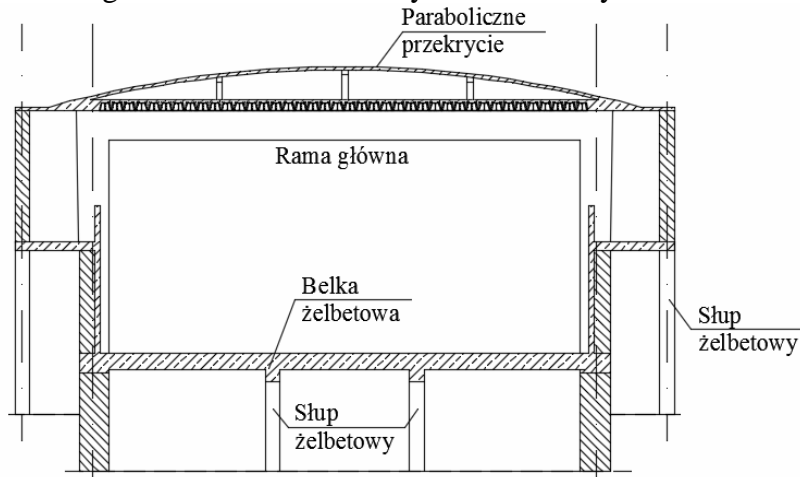


Fot.4.4 Widok ścian w pomieszczeniu pod płytą sali- poziom piwnic

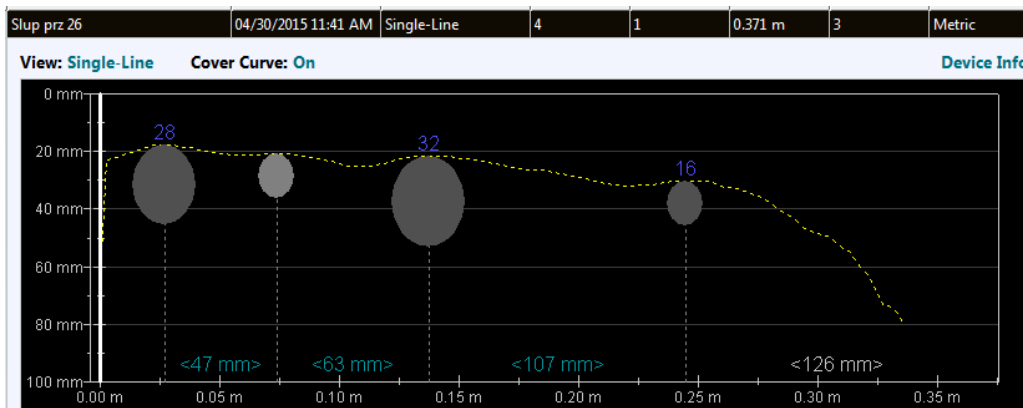
d) Ramy nośne hali

Konstrukcję nośną hali w umownie oznaczonej części budynku jako strefa ruchu stanowią jednonawowe ramy żelbetowe rozmieszczone w rozstawie osiowym co około 4,50m. Ramy wykonane są jako żelbetowe o rozpiętości 12,5m w osiach konstrukcyjnych słupów i wysokości w świetle między poziomem posadzki sali a sufitem wynoszącej 5,90m. Ramy połączone są w poziomie pierwszego piętra (w poziomie widowni) obwodową belką żelbetową o szerokości 12cm i wysokości równej wysokości bariery.

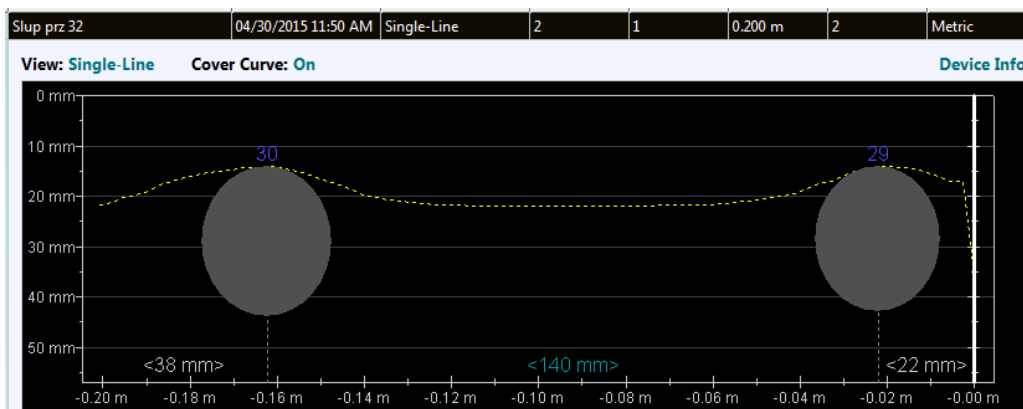
Stan techniczny ram można ocenić jako zadowalający. Na powierzchniach ram widoczne są jednak ślady łuszczenia warstw wyprawowych oraz powłok malarskich spowodowane długoletnim okresem nieużytkowania budynku.



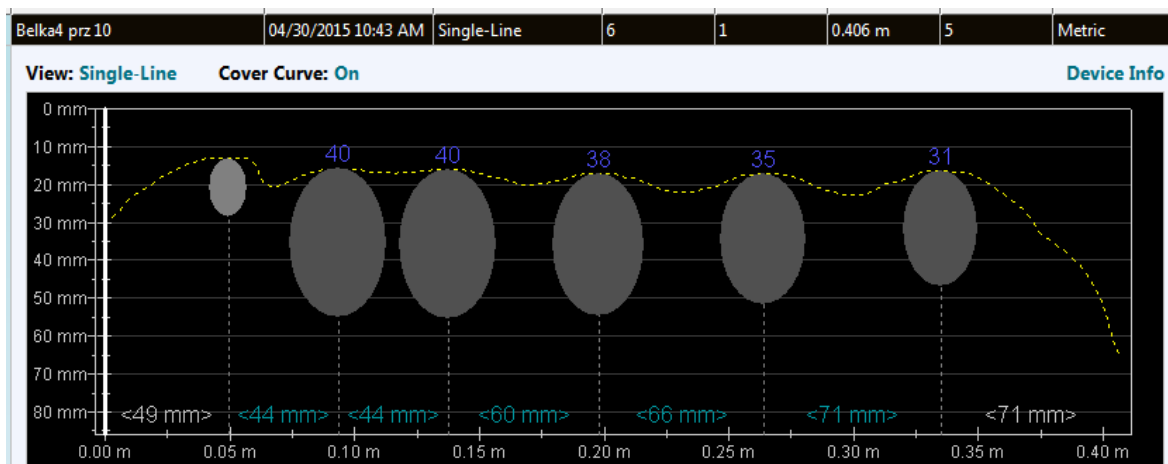
Rys.4.6 Schematyczny przekrój hali w strefie aktywności ruchowej



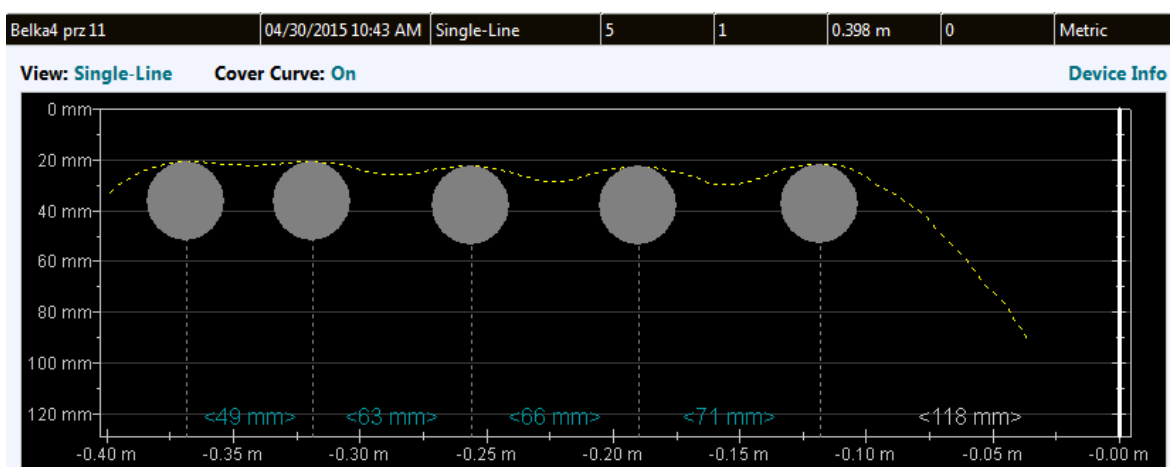
Rys.4.7 Wykres skanu zbrojenia słupa na krótszym boku



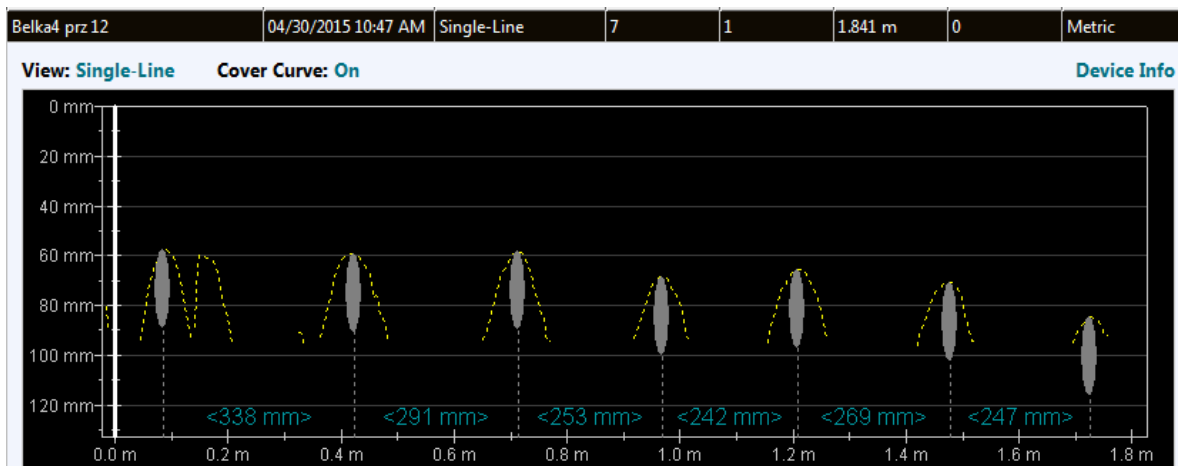
Rys.4.8 Wykres skanu zbrojenia słupa na dłuższym boku



Rys.4.9 Wykres skanu zbrojenia rygla ramy dołem w przęśle



Rys.4.10 Wykres skanu zbrojenia rygla ramy dołem w przęśle



Rys.4.11 Wykres skanu zbrojenia rygla ramy- zbrojenie poprzeczne



e) Stropy

Strop nad piwnicą:

Strop nad piwnicą w opiniowanym budynku w części umownie oznaczonej jako strefa aktywności ruchowej (strop pod salą gimnastyczną) wykonany jest jako płyta żelbetowa o grubości 40cm. Płyta stropu żelbetowego wsparta jest na układzie ścian murowanych uzupełnionych lokalnie belkami żelbetowymi.

Strop nad piwnicą w części umownie oznaczonej jako strefa socjalna (strop pod wejściem do hali) wykonany jest w postaci stropu gęstożebrowego typu Ackermanna. Strop posiada grubość 30cm (pustak ceramiczny Ackerman 18cm + 10cm nadbetonu). Strop wsparty jest na układzie poprzecznych belek żelbetowych uzupełnionych żebrem rozdzielczym w gabarytach wysokości stropu Ackermanna w połowie rozpiętości stropu.

Stropy nad piwnicami znajdują się w umiarkowanym stanie technicznym. Wpływa na to głównie znaczne zużycie techniczne warstw powierzchniowej wyprawy oraz znaczne zużycie techniczne w strefach narażonych na podwyższoną wilgotność. Jednym ze źródeł wilgoci jest wilgoć kondensująca powodująca ubytki stopki pustaków ceramicznych typu Ackermanna.



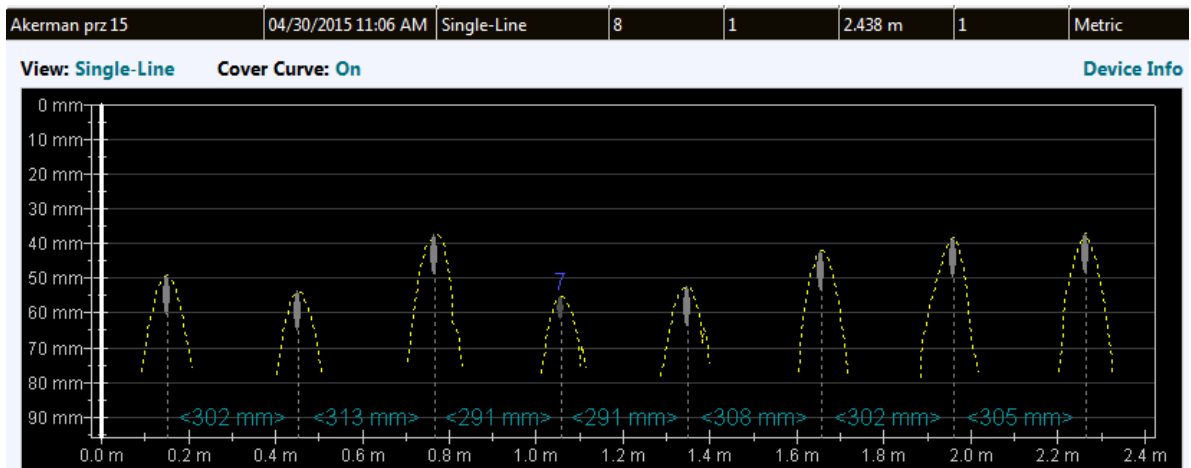
Fot.4.5 Widok stropu Ackermanna w poziomie piwnicy poza obrysem hali



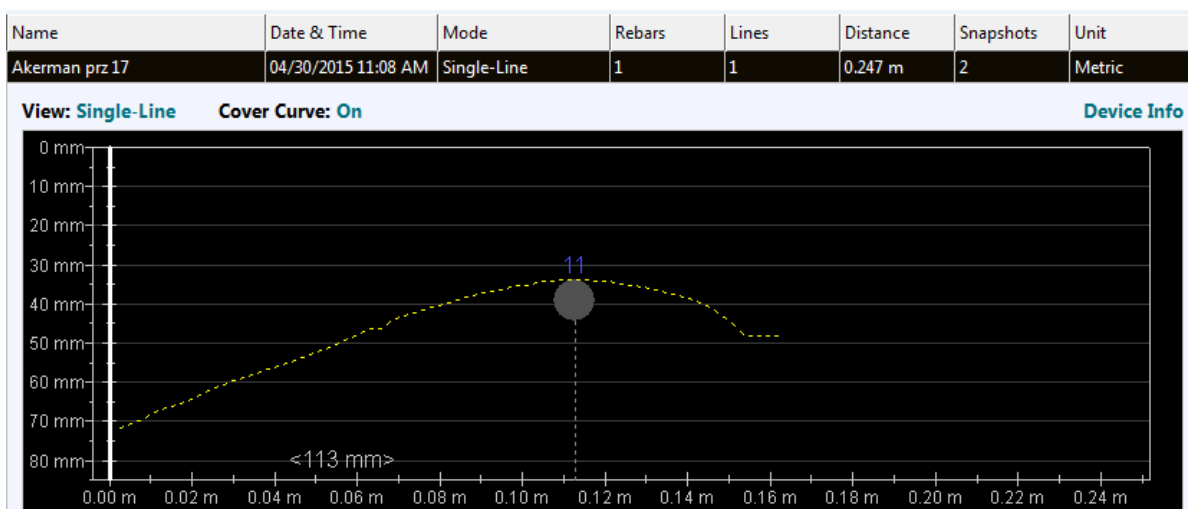
Fot.4.6 Widok stropu Ackermanna pod wejściem głównym do hali



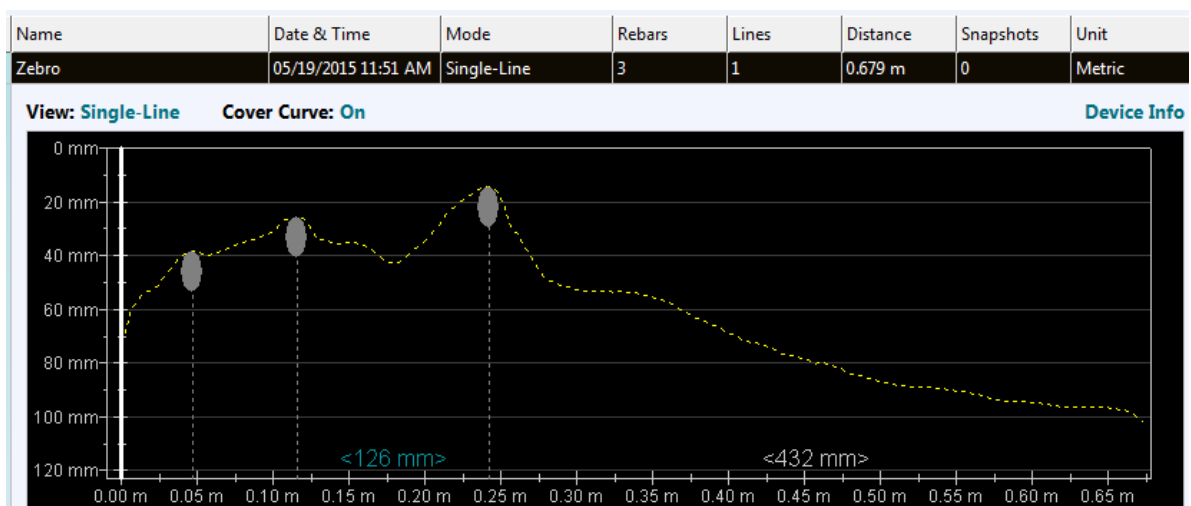
Fot.4.7 Widok płyty żelbetowej nad piwnicą w strefie ruchu



Rys.4.12 Wykres skanu zbrojenia stropu typu Ackerman



Rys.4.13 Rozpoznanie średnicy zbrojenia żebra stropu Ackerman

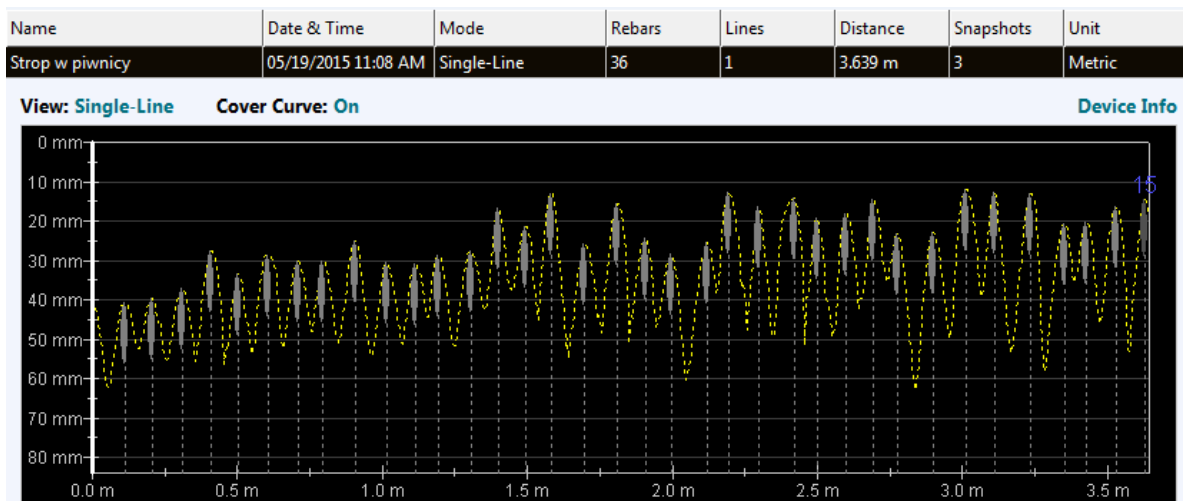


Rys.4.14 Rozpoznanie zbrojenia w żebrze rozdzielczym

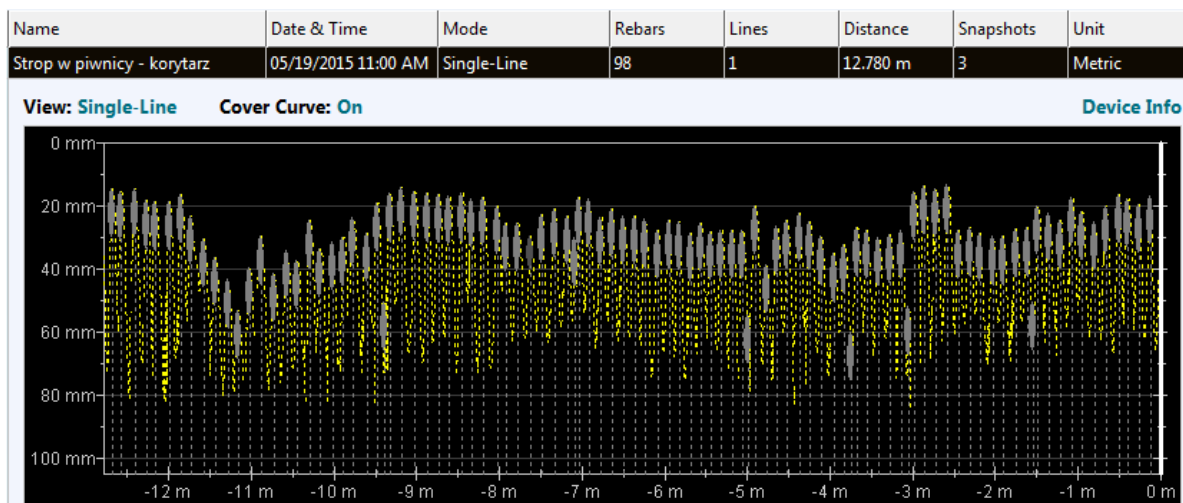
Na podstawie badań nieniszczących obejmujących skanowanie zbrojenia żebra typu Ackerman w stropie nad piwnicą ustalono następujące zbrojenie:

- zbrojenie podłużne Ø10
- zbrojenie żebra rozdzielczego 3Ø16

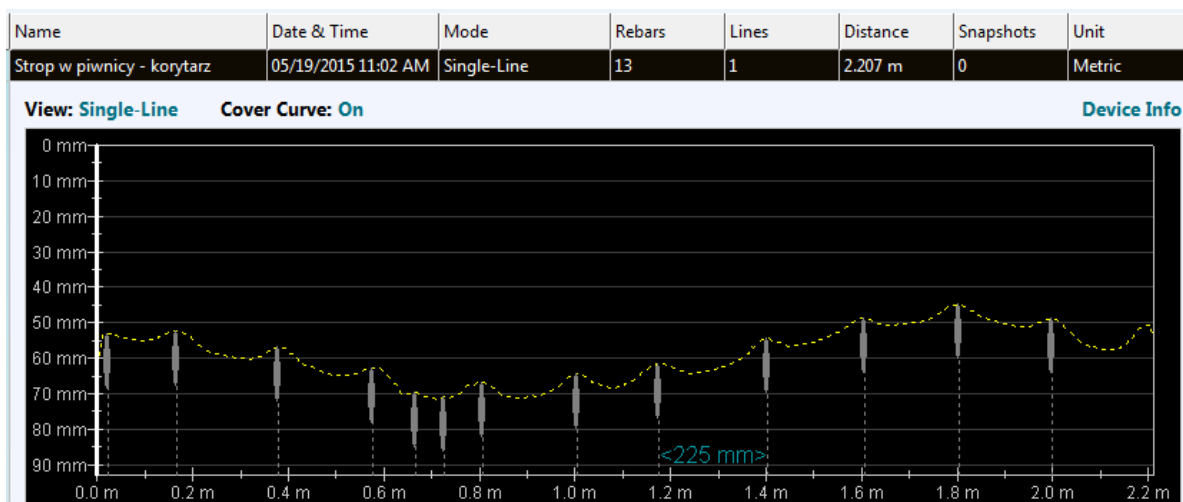




Rys.4.15 Wykres skanu zbrojenia płyty żelbetowej pod salą- wzdłuż hali



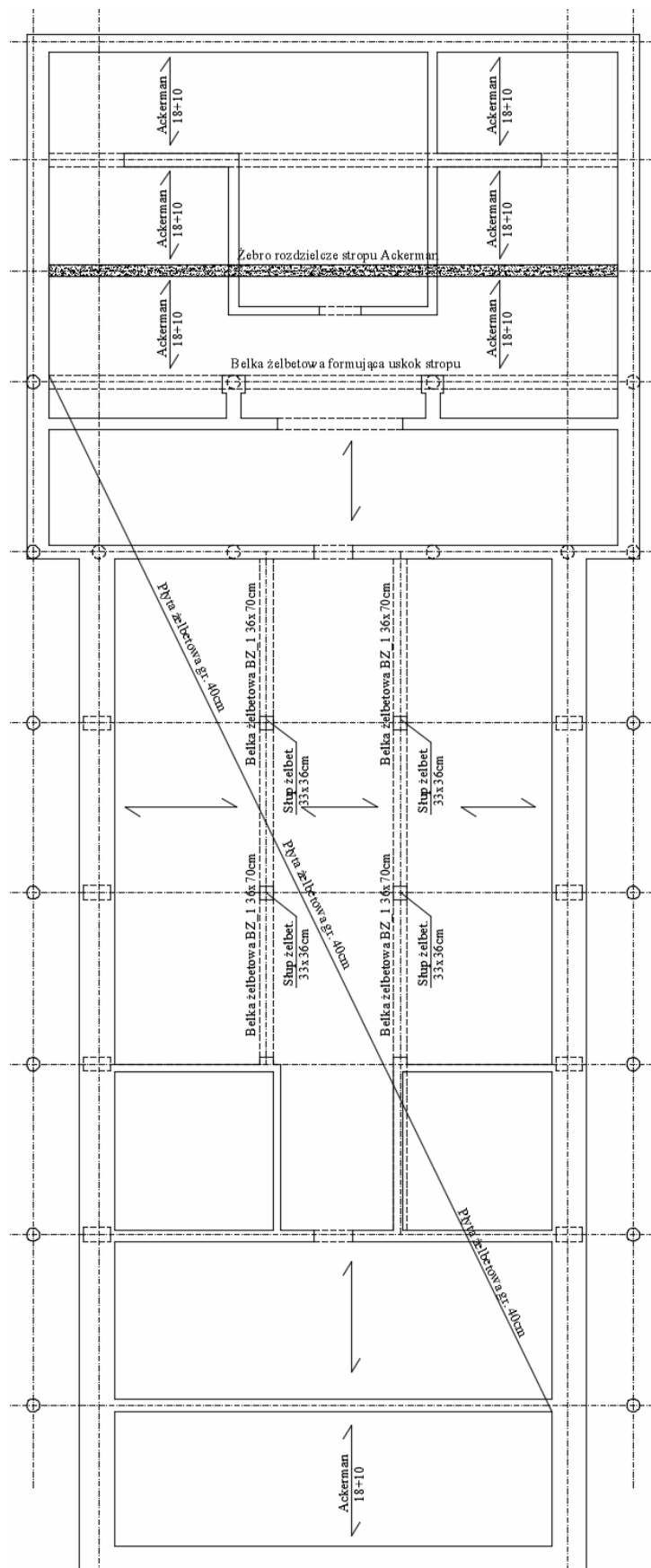
Rys.4.16 Wykres skanu zbrojenia płyty żelbetowej pod salą- wzdłuż hali



Rys.4.17 Wykres skanu zbrojenia płyty żelbetowej pod salą- w poprzek hali

Na podstawie badań nieniszczących obejmujących skanowanie zbrojenia płyty żelbetowej nad piwnicą ustalono następujące zbrojenie:

- zbrojenie poprzeczne Ø12 co 10cm
- zbrojenie podłużne Ø10 co 25cm



Rys.4.18 Schematyczny rzut płyty nad piwnicą

### Strop nad parterem

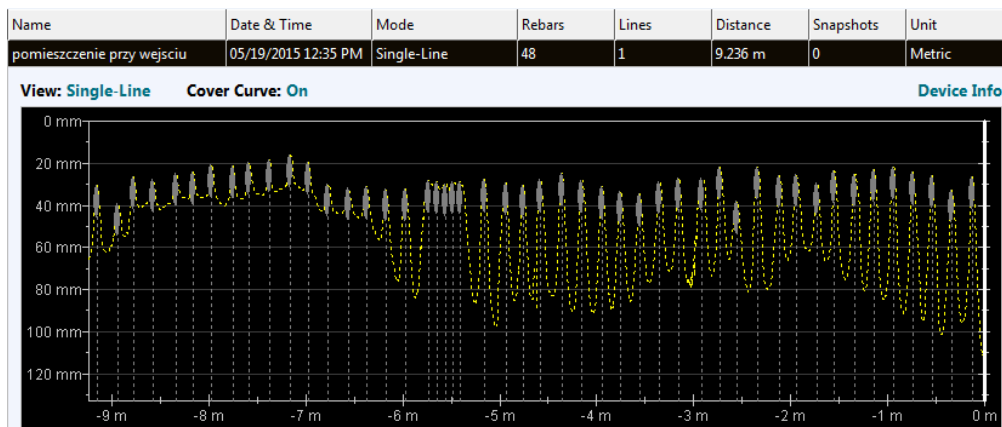
Stropy nad parterem w opiniowanym budynku w części umownie oznaczonej jako strefa socjalna wykonane są w postaci żelbetowego stropu skrzynkowego z szalunkiem traconym o łącznej grubości 39cm. Strop wsparty jest na układzie ścian murowanych z lokalnym uzupełnieniem belkami żelbetowymi w strefie komunikacji (w obrębie klatki schodowej).

Strop nad parterem w strefie ruchu wykonany jest jako monolityczna płyta żelbetowa rozpięta na murowanej ścianie wypełniającej w osi ram głównych hali oraz na belce obwodowej w ścianie frontowej.

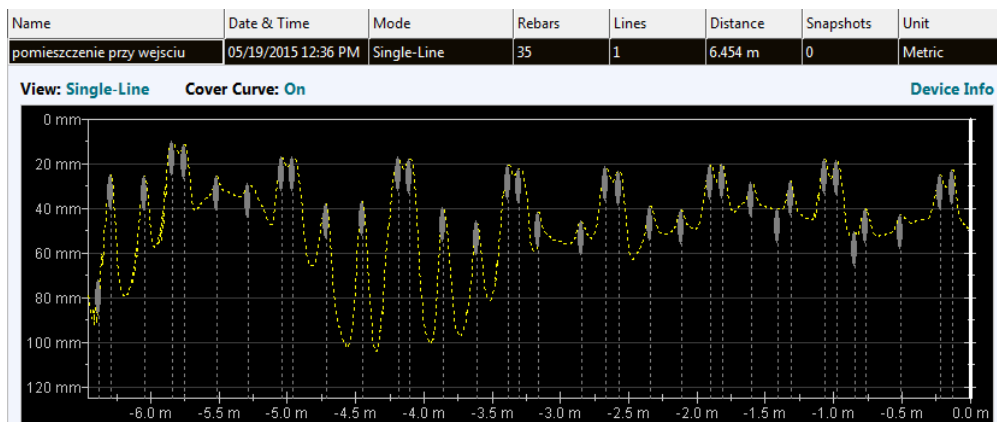
Stan techniczny opiniowanych stropów nad parterem należy ocenić jako na ogół dobry. Wpływa na to głównie znaczne zużycie techniczne warstw tynków oraz zużycie techniczne lub całkowity brak warstw wierzchniej stropu.



Fot.4.7 Widok stropu nad parterem w obrębie wejścia do hali (strefa socjalna)



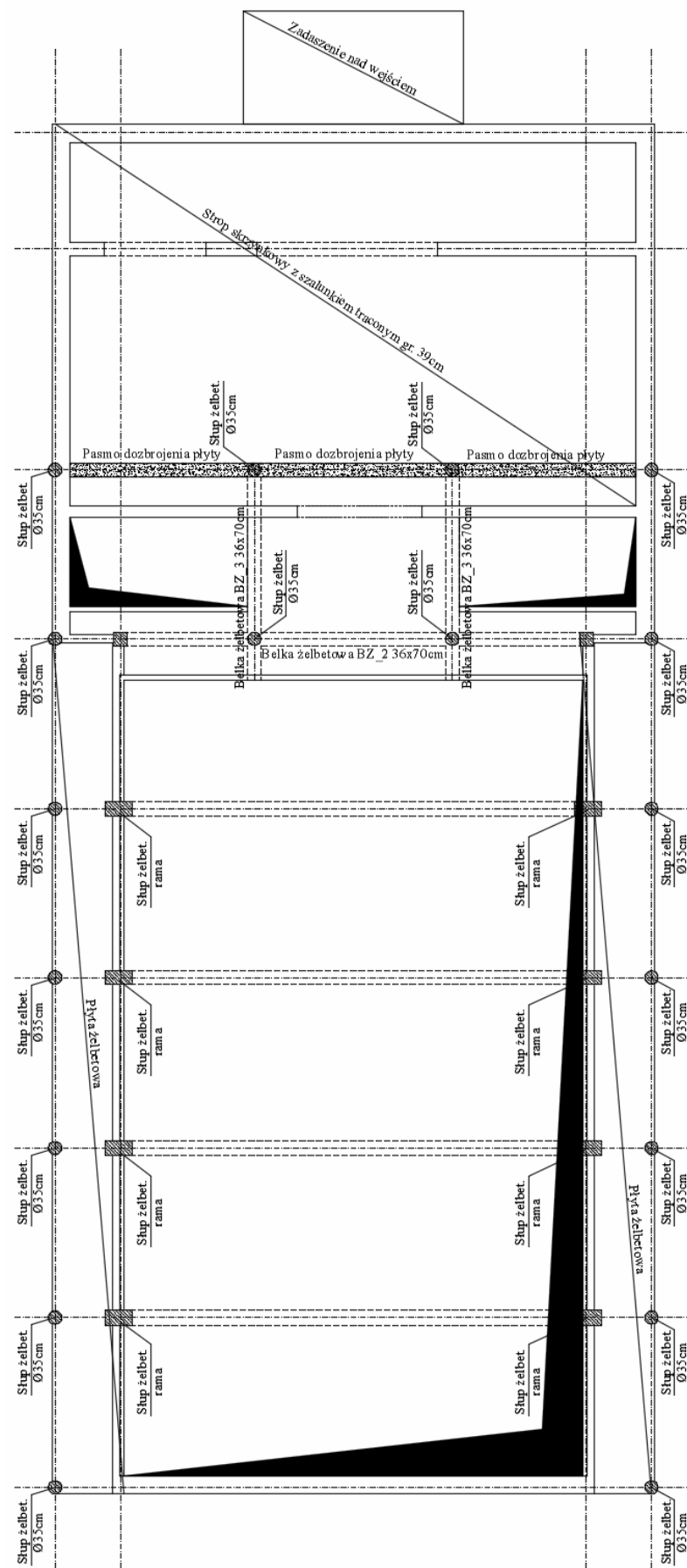
Rys.4.19 Wykres skanu zbrojenia stropu skrzynkowego wzdłuż hali (strop nad wejściem)



Rys.4.20 Wykres skanu zbrojenia stropu skrzynkowego poprzecznie do hali (strop nad wejściem)

W wyniku badań nieniszczących obejmujących skanowanie zbrojenia ustalono:

- zbrojenie poprzeczne  $\varnothing 10$  co 16cm
- zbrojenie podłużne  $2\varnothing 10$  w żebrze oraz  $2\varnothing 10$  w płycie



Rys.4.21 Schematyczny rzut płyty nad pierwszym piętrzem

f) Belki, rygle, słupy żelbetowe ram

Uzupełnieniem układu nośnego hali żelbetowej są monolityczne belki i słupy żelbetowe stanowiące elementy wsporcze płyt i ścian.

Powierzchnie belek i słupów wyprawione są warstwą tynku cementowo-wapiennego o grubości  $1,5 \div 2,0$  cm, która zapewnia izolację powierzchni betonowych przed niszczącymi czynnikami wynikającymi z podwyższonej wilgoci powietrza będącej konsekwencją wieloletniego wyłączenia obiektu z użytkowania.

Stan techniczny belek i słupów żelbetowych w hali należy sklasyfikować jako na ogół dobry. Na ocenę tą wpływają głównie uszkodzenia korozyjne powierzchni wypraw tynkowych oraz złuszczenie się powłok malarskich.

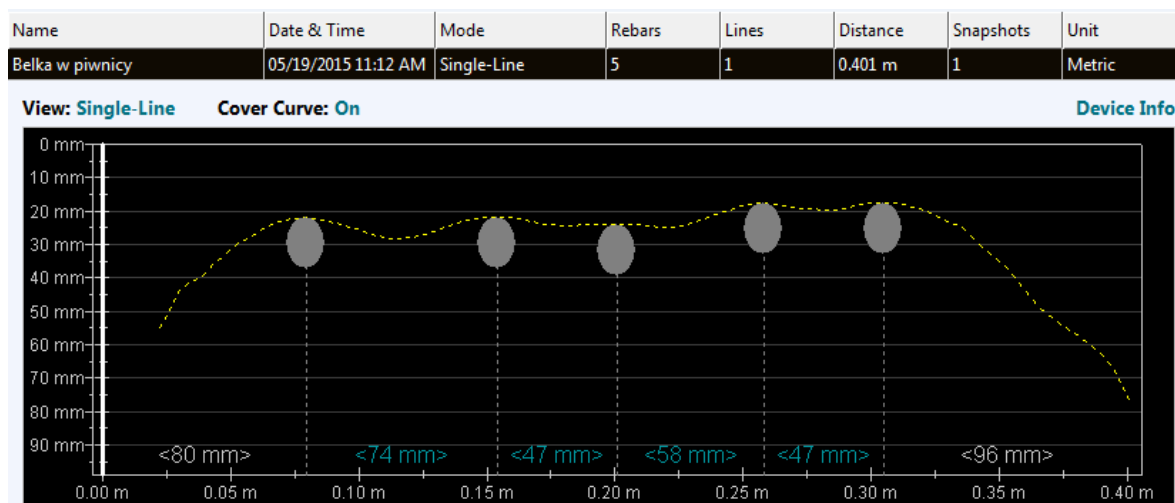
W poziomie piwnicy w belkach żelbetowych widoczne są odspojenia warstwy otulinowej zbrojenia, czego konsekwencją jest postępująca korozja stali zbrojeniowej. Ubytki otuliny należy niezwłocznie uzupełnić celem zapewnienia ochrony stali przed niszczącym wpływem środowiska, w którym występuje. Należy zrealizować systemowy zabieg naprawy żelbetu.



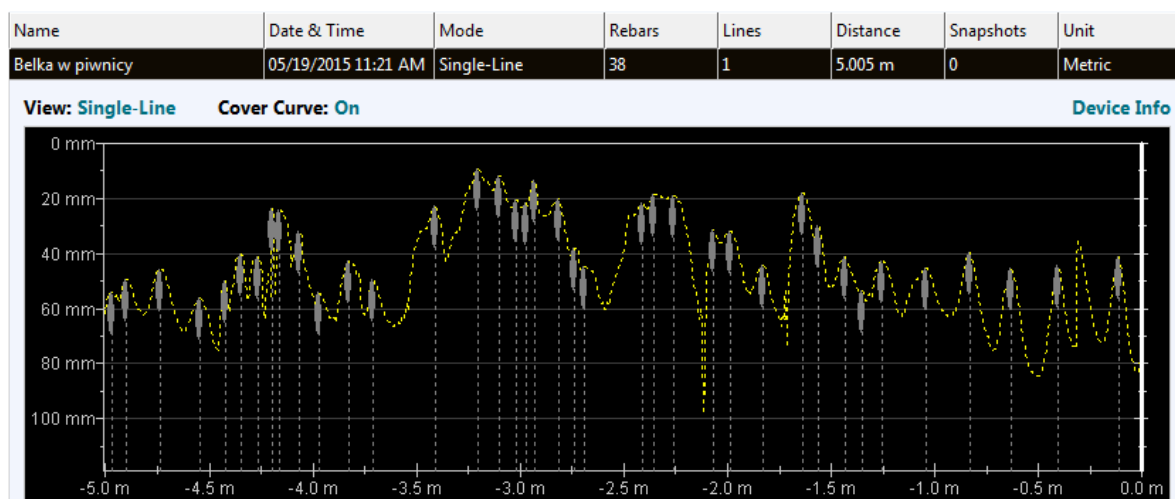
Fot.4.8 Widok połączenia belki i słupa w poziomie I-go piętra



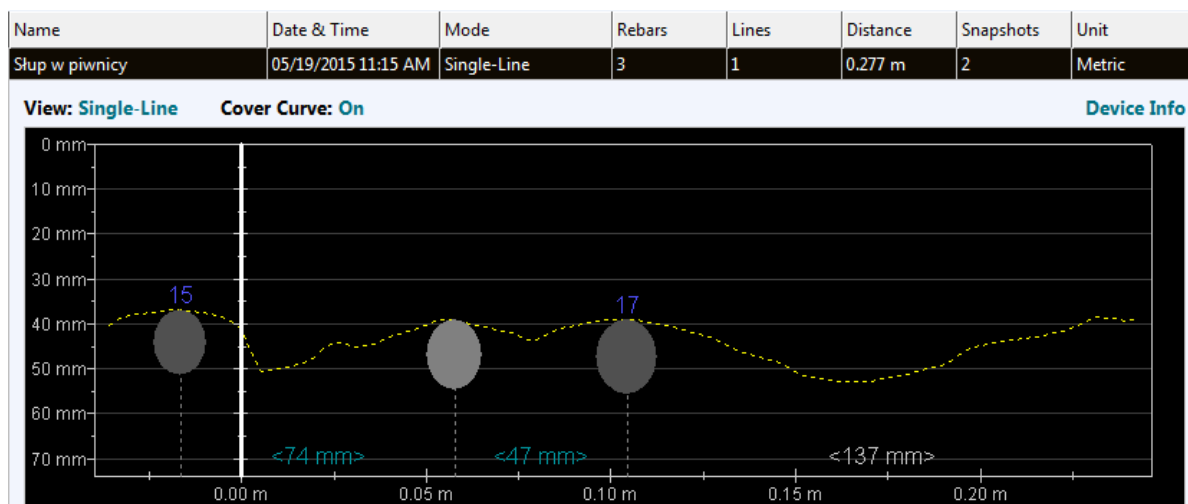
Fot.4.9 Widok połączenia belki i słupa w poziomie piwnic



Rys.4.22 Wykres skanu zbrojenia belki- zbrojenie dolne

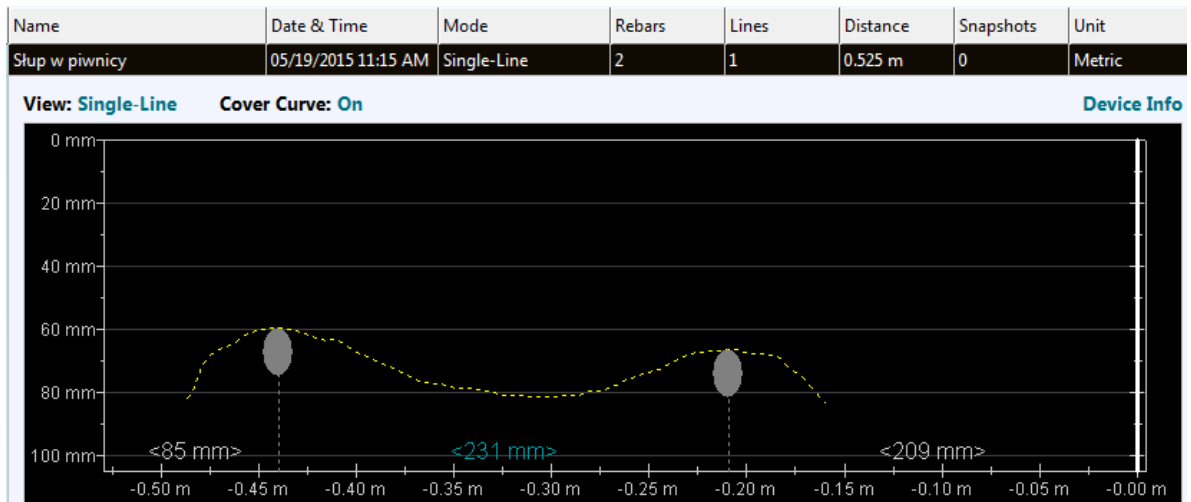


Rys.4.23 Wykres skanu zbrojenia belki- zbrojenie poprzeczne

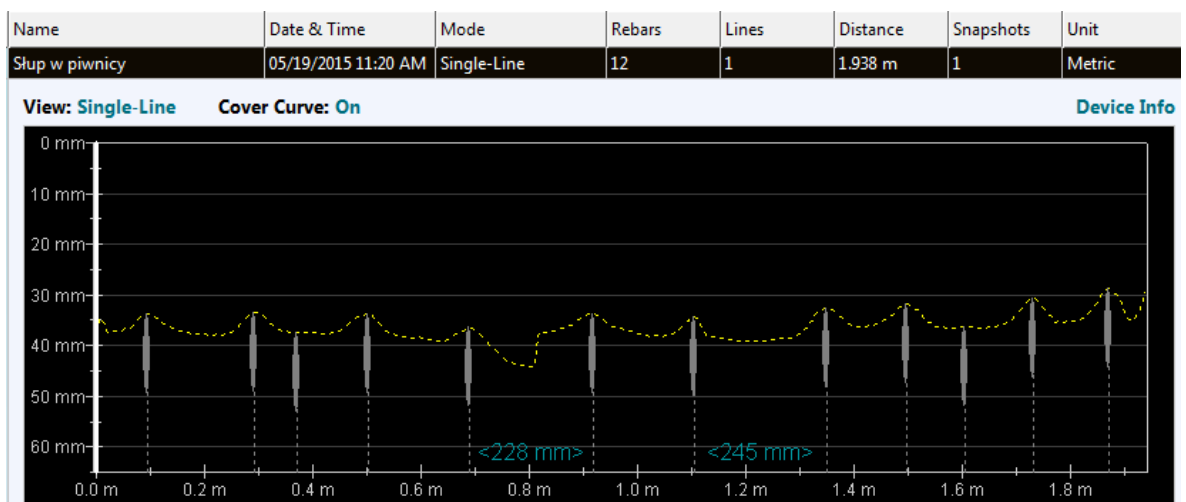


Rys.4.24 Wykres skanu zbrojenia słupa- zbrojenie podłużne na dłuższym boku





Rys.4.25 Wykres skanu zbrojenia słupa- zbrojenie podłużne na krótszym boku



Rys.4.26 Wykres skanu zbrojenia słupa- zbrojenie poprzeczne

W wyniku skanowania elementów żelbetowych ustalono następujące zbrojenie:

Belka żelbetowa:

- zbrojenie podłużne 5Ø32
- zbrojenie poprzeczne Ø8 co 20cm

Słup żelbetowy:

- zbrojenie podłużne 2x3Ø16
- zbrojenie poprzeczne Ø8 co 22,5cm

g) Schody żelbetowe

Klatki schodowe o układzie dwubiegowym zlokalizowane są w centralnej części hali w strefie komunikacji budynku. Konstrukcję nośną schodów stanowią żelbetowe belki policzkowe wsparte na ścianie murowanej oraz na płycie stropowej. Bieg schodów stanowi płyta żelbetowa wsparta na ścianie klatki schodowej oraz na belce policzkowej. Płyta spocznika wsparta jest na trzech krawędziach osadzonych na ścianie klatki schodowej.

Stan techniczny schodów jest zadowalający. Płyta nośna biegów nie wykazuje widocznych odkształceń i ugięć. Jedynie powierzchnia stopni oraz bariera wykazuje oznaki zużycia technicznego oraz uszkodzenia mechaniczne spowodowane uderzeniami.



Fot.4.10 Widok ogólny biegów klatki schodowej

h) Przewody wentylacyjne

W poziomie stropodachu widoczne są kominy wentylacyjne wykonane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Stan techniczny przewodów należy ocenić jako niezadawalający. Wpływa na to głównie stan zachowania warstw wyprawy powierzchni kominów. Widoczne są również odspojenia warstw cegieł oraz tynków.



Fot.4.11 Widok komina z przewodem wentylacyjnym w poziomie stropodachu

## 5. Wyniki przeprowadzonych badań, ocen i analiz obliczeniowych

### 5.1 Zakres i metoda zrealizowanych badań, pomiarów i analiz.

Dla określenia stanu technicznego i formalnego poziomu bezpieczeństwa hali sportowej przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie oraz dla celów oceny możliwości jej dalszego bezpiecznego użytkowania zrealizowano następujący program badań i pomiarów budynku:

a) Przeprowadzono wizualną ocenę zachowania ram nośnych, ścian, stropów i dachu budynku popartą analizą statyczno-wytrzymałościową tych elementów. Wyniki przeglądu ujęto w części opisowej ekspertyzy a ponadto sporządzono dokumentację fotograficzną pozwalającą w przyszłości określić skalę zachodzących zmian. Ocena wizualna obejmowała rejestrację rys i ich rozwartości.

b) Sporządzono dokumentację fotograficzną ilustrującą stan zachowania budynku co ułatwi w przyszłości ocenę stanu zachowania elementów.

c) Wykonano pomiary wytrzymałości betonu dla elementów konstrukcyjnych metodą nieniszczącą przy użyciu młotka Schmidta.

d) Wykonano ogólną inwentaryzację budynku popartą rozpoznaniem układu nośnego obiektu pozwalającą na określenie przyjętych schematów statycznych poszczególnych elementów nośnych.

e) Przeprowadzono badania nieniszczące obejmujące identyfikację zbrojenia i jego rozmieszczenia w przekrojach.

### 5.2 Analiza statyczno-wytrzymałościowa hali

#### 5.2.1 Zestawienie obciążeń

a. Zestawienie dla stropu nad piwnicą w obrębie wejść

Zestawienie obciążeń									
warstwy	<i>h</i>	<i>γ</i> [kN/m <sup>3</sup> ]		<i>q<sub>k</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		<i>γ<sub>f</sub></i>	<i>l<sub>d</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		
Strop Ackerman 18+10	28	cm	x	x	4,49	x	1,35	6,06	kN/m <sup>2</sup>
tynek cem.-wap.	1,5	cm	x	19,0	x	0,29	x	1,35	0,38 kN/m <sup>2</sup>
					<b>4,78</b>			<b>6,45</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe					5,00	x	1,5	7,50	kN/m <sup>2</sup>
obc. od ścianek działowych					1,20	x	1,5	1,80	kN/m <sup>2</sup>
					<b>10,98</b>			<b>15,75</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

b. Zestawienie dla stropu nad piwnicą w obrębie sali gimnastycznej

Zestawienie obciążeń									
warstwy	<i>h</i>	<i>γ</i> [kN/m <sup>3</sup> ]		<i>q<sub>k</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		<i>γ<sub>f</sub></i>	<i>l<sub>d</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		
panele	2	cm	x	6,00	x	0,12	x	1,35	0,16 kN/m <sup>2</sup>
płyta żelbetowa	40	cm	x	25,00	x	10,00	x	1,35	13,50 kN/m <sup>2</sup>
tynek cem.-wap.	1,5	cm	x	19,00	x	0,16	x	1,35	0,22 kN/m <sup>2</sup>
					<b>10,28</b>			<b>13,88</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe					5,00	x	1,5	7,50	kN/m <sup>2</sup>

c. Zestawienie dla stropu nad parterem

Zestawienie obciążeń									
warstwy	<i>h</i>	<i>γ</i> [kN/m <sup>3</sup> ]		<i>q<sub>k</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		<i>γ<sub>f</sub></i>	<i>l<sub>d</sub></i> [kN/m <sup>2</sup> ]		
strop skrzynkowy	39	cm	x	25,00	x	6,50	x	1,35	8,78 kN/m <sup>2</sup>
tynek cem.-wapienny	1,5	cm	x	19,00	x	0,29	x	1,35	0,38 kN/m <sup>2</sup>
					<b>6,79</b>			<b>9,16</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe					5,00	x	1,5	7,50	kN/m <sup>2</sup>
obc. od ścianek działowych					1,20	x	1,5	1,80	kN/m <sup>2</sup>

d. Zestawienie dla stropodachu w umownie oznaczonej strefie ruchu

Zestawienie obciążeń									
warstwy	h		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$\gamma_f$	$\gamma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
Strop Ackerman 18+3	21	cm	x	x	2,74	x	1,35	3,70	kN/m <sup>2</sup>
tynk cem.-wap.	1,5	cm	x	19,0	x	0,29	x	1,35	0,38 kN/m <sup>2</sup>
					<b>3,03</b>			<b>4,08</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

e. Zestawienie dla stropodachu w umownie oznaczonej strefie socjalnej

Zestawienie obciążeń									
warstwy	h		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$\gamma_f$	$\gamma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
lepik,papa	1	cm	x	11,0	x	0,11	x	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
płyta żelbetowa	10	cm	x	25,0	x	2,50	x	1,35	3,38 kN/m <sup>2</sup>
tynk cem.-wap.	1,5	cm	x	19,0	x	0,29	x	1,35	0,38 kN/m <sup>2</sup>
					<b>2,90</b>			<b>3,91</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
obc. użytkowe (alternatywnie ze śniegiem)					0,50	x	1,5	0,75	kN/m <sup>2</sup>
śnieg					0,72	x	1,5	1,08	kN/m <sup>2</sup>

f. Zestawienie dla obciążenia śniegiem

PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne.

Obciążenie śniegiem

Lokalizacja budynku:

Warszawa

Strefa obciążenia śniegiem [Tab. NB.1]:

2

Wysokość nad poziomem morza:

A = 64 m.n.p.m

Kąt nachylenia połaci dachowej

$\alpha_1 = 3^\circ$

$\alpha_2 = 3^\circ$

$\alpha_1 = 6,67\%$

$\alpha_2 = 6,67\%$

Rodzaj warunków terenowych [Tab. 5.1]:

Normalny

Obciążenie śniegiem dachów w trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$s_k = 0,90$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakter. obciążenia śniegiem gruntu [Tab. NB.1]

$C_t = 1,00$  - współczynnik termiczny [pkt. 5.2 (8)]

$C_e = 1,00$  - współczynnik ekspozycji [Tab. 5.1]

$\mu_i(\alpha_1) = 0,8$  - współczynnik kształtu dachu [pkt. 5.3, Tab. 5.2]

$\mu_i(\alpha_2) = 0,8$  - współczynnik kształtu dachu [pkt. 5.3, Tab. 5.2]

Przypadek (i):

$s(\mu_i(\alpha_1)) = 0,72$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$s(\mu_i(\alpha_2)) = 0,72$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$\gamma_f = 1,5$  - wartość współczynnika obciążeniowego

$$s_d = s_k \cdot \gamma_f$$

$s_d(\mu_i(\alpha_1)) = 1,08$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

$s_d(\mu_i(\alpha_2)) = 1,08$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Przypadek (ii):

$s(0,5\mu_i(\alpha_1)) = 0,36$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$s(\mu_i(\alpha_2)) = 0,72$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$s_d(0,5\mu_i(\alpha_1)) = 0,54$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

$s_d(\mu_i(\alpha_2)) = 1,08$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

Przypadek (iii):

$s(\mu_i(\alpha_1)) = 0,72$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$s(0,5\mu_i(\alpha_2)) = 0,36$  kN/m<sup>2</sup> - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu

$s_d(\mu_i(\alpha_1)) = 1,08$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

$s_d(0,5\mu_i(\alpha_2)) = 0,54$  kN/m<sup>2</sup> - wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu

g. Zestawienie dla obciążenia wiatrem

Lokalizacja budynku: **Warszawa**

Strefa obciążenia wiatrem [rys. NB.1]: **1**

Kategoria terenu [tab.4.1]:

**III - obszary regularnie pokryte roślinnością albo budynkami lub pojedynczymi przeszkodami oddalonymi od siebie na odległość nie większą niż 20 ich wysokości (jak wsie, tereny podmiejskie, stałe lasy)**

Wysokość nad poziomem morza

$a = 94$  m.n.p.m

Wysokość nad poziomem terenu:

$z = 10$  m

Bazowa prędkość wiatru [pkt 4.2]:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

$V_{b,0} = 22,00$  m/s - wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru [tab.NB.1]

$C_{dir} = 1,0$  - współczynnik kierunkowy [tab. NB.2]

$C_{season} = 1,0$  - współczynnik sezonowy

$V_b = 22,00$  m/s

Średnia prędkość wiatru [pkt 4.3]:

$$v_m(z) = C_r(z) * c_o(z) * V_b$$

$C_r(z)$   $c_o(z)$   $z_{min}$   $z_0$

$C_r(z) = 0,810$  - współczynnik chropowatości [tab. NB.3]

$c_o(z) = 1,0$  - współczynnik rzeźby terenu (orografii)

$v_m(z) = 17,82$  m/s

Turbulencja wiatru [pkt 4.4]:

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_t / (c_o(z) * \ln(z/z_0)) \quad \text{dla } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{dla } z \leq z_{min}$$

$z_{min} = 5,0$  m - wysokość minimalna [tab. 4.1]

$z_{max} = 200$  m - wysokość maksymalna

$z_0 = 0,300$  m - wysokość chropowatości [tab. 4.1]

$k_t = 1,0$  - współczynnik turbulencji

$I_v(z) = 0,285$  - intensywność turbulencji na wysokości "z"

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości [tab. 4.5]:

$$q_p(z) = [1 + 7 * (I_v(z)) * 0,5 * \rho * v_m^2(z)] = c_e(z) * q_b$$

$\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup> - gęstość powietrza

$q_{b,0} = 0,300$  kN/m<sup>2</sup> - podstawowa wartość ciśnienia prędkości wiatru [tab. NB.1]

$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$  - wartość bazowa ciśnienia prędkości

$q_b = 0,303$  kN/m<sup>2</sup>

5,0%

-akceptowalny błąd zwiększenia prędkości wiatru [pkt 4.3.3]

0,95  $\leq q_{b,0}/q_b * 100\% \leq 1,05$

0,95  $\leq 99,17 \leq 1,05$  **Warunek spełniony**

$$q_b = \max(q_b, q_{b,0})$$

$q_b = 0,303$  kN/m<sup>2</sup>

$c_e(z) = 1,890$  - współczynnik ekspozycji [tab. NB.3]

$q_p(z) = 0,572$  kN/m<sup>2</sup>

Współczynniki ciśnienia dla budynku:

1) Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta [pkt 7.2.2]

a) kierunek wiatru  $\Theta = 0^\circ$

$h =$	<b>10 m</b>	- wysokość budynku
$b =$	<b>36,5 m</b>	- długość budynku
$d =$	<b>16,2 m</b>	- szerokość budynku
$e = \min(b, 2 \cdot h)$		- mimośród siły aerodynamicznej
$e =$	20 m	
$e/d =$	1,23	

Zalecane wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego dla ścian pionowych budynków na rzucie prostokąta:

Pole	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
<b>A</b>	-1,200	-1,400
<b>B</b>	-0,800	-1,100
<b>C</b>	-0,500	-0,500
<b>D</b>	0,800	1,000
<b>E</b>	-0,512	-0,512

Obciążenie styczne do budynku (ściany).

Obciążenie prostopadłe do budynku (ściany).

$C_{pe,1}$  - wartość współczynnika ciśnienia do obliczeń małych elementów o pow.  $1m^2$   
 $C_{pe,10}$  - wartość współczynnika ciśnienia do obliczeń konstrukcji nośnych budynków

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie zewnętrzne konstrukcji [pkt. 5.2]:

$w_e = q_p(z) \cdot C_{pe}$   
 $q_p(z)$  - wartość szczytowa ciśnienia prędkości  
 $C_{pe}$  - współczynnik ciśnienia zewnętrznego

Pole		$w_e = q_p(b) \cdot C_{pe,10}$	$w_e = q_p(h) \cdot C_{pe,10}$	$w_e = q_p(z_{strip}) \cdot C_{pe,10}$	Odcinek [m]
<b>A</b>	$h \leq b$	--	-0,686	--	4
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
<b>B</b>	$h \leq b$	--	-0,457	--	12,2
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
<b>C</b>	$h \leq b$	--	--	--	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
<b>D</b>	$h \leq b$	--	0,457	--	36,5
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	
<b>E</b>	$h \leq b$	--	-0,293	--	36,5
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--	
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--	

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie wewnętrzne konstrukcji [pkt. 5.2]:

Jeżeli w poszczególnym przypadku oszacowanie  $\mu$  nie jest możliwe lub nie jest uważane za uzasadnione należy przyjąć bardziej niekorzystną wartość  $C_{pi}$  z dwóch:

$C_{pi1} = 0,2$  - wg pkt. 7.2.9 (6) UWAGA 2  
 $C_{pi2} = -0,3$  - wg pkt. 7.2.9 (6) UWAGA 2

Pole		$w_e = q_p(b) \cdot C_{pi1}$	$w_e = q_p(h) \cdot C_{pi1}$	$w_e = q_p(z_{strip}) \cdot C_{pi1}$
<b>A</b>	$h \leq b$	--	0,114	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--
<b>B</b>	$h \leq b$	--	0,114	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--
<b>C</b>	$h \leq b$	--	--	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--
<b>D</b>	$h \leq b$	--	0,114	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--
<b>E</b>	$h \leq b$	--	0,114	--
	$b < h \leq 2 \cdot b$	--	--	--
	$h > 2 \cdot b$	--	--	--



## 5.2.2 Określenie klasy wytrzymałości dla betonu w słupach ramy

Obiekt		Hala sportowa ul. Podskarbińska 11 w Warszawie												Data produkcji		Data badania		
Element		Beton												Projektowana klasa betonu		19.05.2015		
Zleceniodawca														Obliczenia wg norm		Instrukcja ITB nr 210 PN-EN 206-1 PN-EN 12504-2:2002		
Lp.	kąt α	odczyt L												odczyt średni $L_{ia}$	Poprawka kątowna	odczyt średni sprowadzony $L_i$	Li- $L$	(Li- $L$ ) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
Słup 1	0	32	35	33	32	34	24	36	30	32	30,0	32	33	31,9	0,0	31,6	-7,1	49,7541
Schody	0	40	44	38	46	32	46	37	40,5	38	42,0	45	37	40,5	0,0	40,5	1,8	3,2568
Belka	0	36	36	42	40	30	45	40,5	50	46	30,5	36	36	39,0	0,0	38,4	-0,3	0,0841
Słup 2	0	43	38	42	45	42	45	43	45	42	42,5	44	40	42,6	0,0	42,7	4,0	16,2260
Belka	0	38	32	36	30	35	30,5	32	30	37	32,0	37	30	33,3	0,0	33,0	-5,7	32,4799
Belka	0	47	48	48	47	50	42,5	45	40	45	47,5	39,5	50	45,8	0,0	45,9	7,2	51,9837
Σ														Σ →		231,9		153,7848
$L =$		38,65																
$S_L =$		5,546																
$V_L =$		14,35%	a =	0,0409	$R = a \times L^2 + b \times L + c =$										33,2 MPa			
			b =	-0,914	$S_R = \frac{L \times V_L \times (2a^2 L^2 (V_L^2 + 2) + 4abL + b^2)}{R} =$										12,6 MPa	Otrzymana klasa betonu:		
			c =	7,36	$R_b = R - 1,64 \times S_R =$										12,51 MPa	C25/30 (B30)		

Na podstawie wykonanych badań nieniszczących pozwalających określić domniemaną wytrzymałość betonu na podstawie odczytów liczby odbicia młotka Schmidta określono wytrzymałość badanego betonu na ściskanie na poziomie 33,2 MPa co odpowiada klasie betonu C25/30 (B30).

Analizując równocześnie stan zachowania konstrukcji żelbetowej jej wiek oraz brak zauważalnych oznak zarysowania można przyjąć do dalszych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych zbadaną wytrzymałość betonu jako wytrzymałość spełniającą wymagania klasy B 30 MPa co odpowiada betonowi klasy C25/30 według obowiązującej normy Eurocode 2

## 5.2.3 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropu nad piwnicą.

### a) Strop nad piwnicą pod salą gimnastyczną

Strop nad piwnicą zlokalizowany w części umownie oznaczonej jako strefa ruchu wykonany jest w postaci płyty żelbetowej. Na podstawie badań nieniszczących obejmujących wykonanie skanowania zbrojenia płyty ustalono:

- zbrojenie poprzeczne  $\varnothing 12$  co 10cm  $A_{s1} = 11,31 \text{ cm}^2$
- zbrojenie podłużne  $\varnothing 10$  co 25cm  $A_{s2} = 3,14 \text{ cm}^2$

### Analiza nośności stropu dla rozpoznanego zbrojenia

Założenia:

**Beton klasy C25/30 (B30)**

**Stal klasy A-II  $f_{yk} = 355,0$  (MPa)**

Przekrój zbrojony prętami  $\varnothing 12$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys  $a_{dop} = 0,40$  mm

Przekrój płytowy

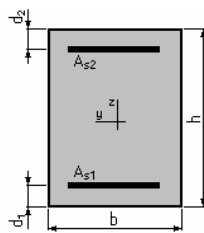
Przekrój:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 11,3 \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$10 \text{ } \varnothing 12 = 11,3 \text{ (cm}^2\text{)} \quad 0 \text{ } \varnothing 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,32 \text{ (\%)} \quad \mu_a, \text{ min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

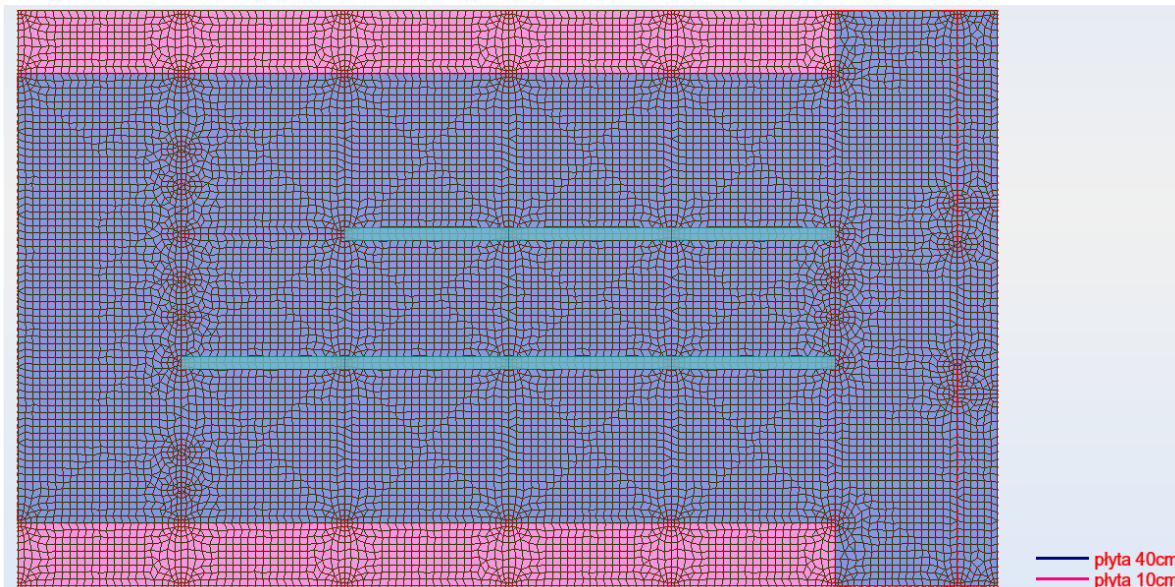
Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

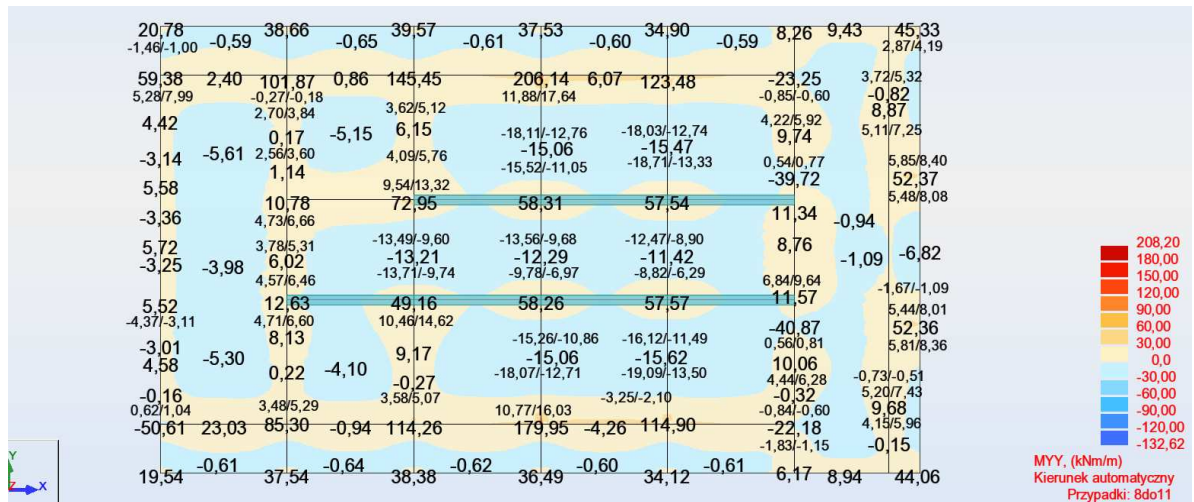
$$M_{\max} = 119,03 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

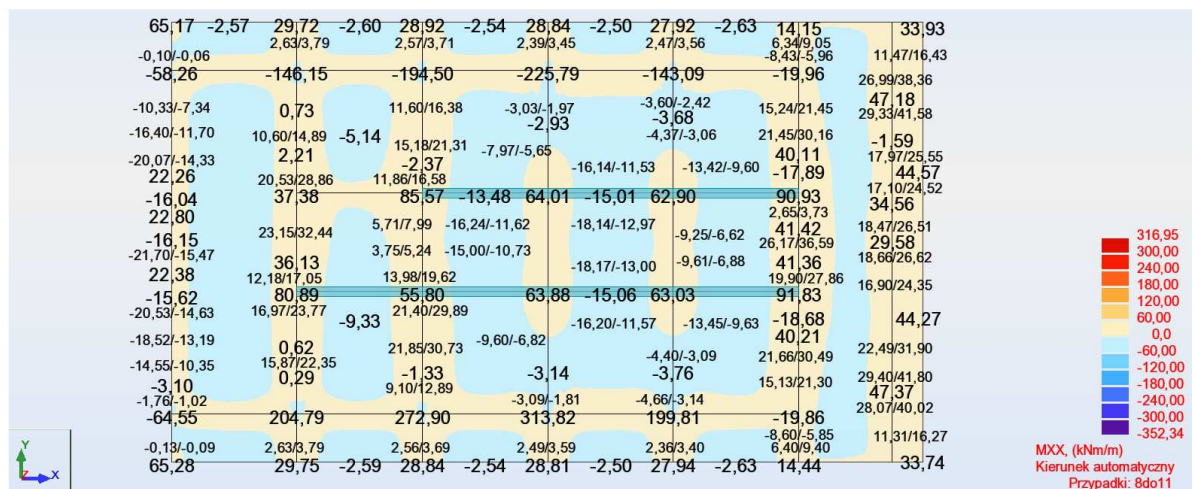
$$M_{\max} = 100,89 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -68,33 \text{ (kN*m)}$$



Przyjęty schemat statyczny stropu



Mapy momentów zginających  $M_{y-y}$



Mapy momentów zginających  $M_{x-x}$

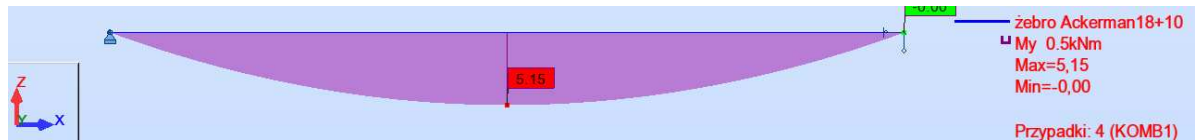
Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że analizowana płyta żelbetowa posiada wystarczającą nośność w zakresie bezpiecznego użytkowania konstrukcji przy obecnie obowiązujących przepisach związanych z normatywnym obciążeniem konstrukcji.

#### b) Strop nad piwnicą pod wejściem do hali

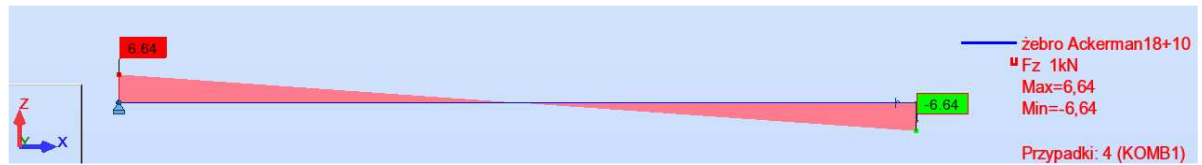
Strop nad piwnicą zlokalizowany w obrębie wejść do hali wykonany jest jako strop gęstożebrowy typu Ackermanna. Na podstawie wykonanych oględzin rozpoznano strop Ackermanna o wysokości pustaka 18cm i grubości nadbetonu 10cm. Żebro stropu zbrojone jest w postaci prętów  $\varnothing 8$  w każdym żebrze (co 31cm).

W stropie wykonane jest żebro rozdzielcze o zbrojeniu  $3\varnothing 16$  stanowiące podciąg dla stropu o rozpiętości 5,50m





Wykres momentów zginających



Wykres sił ścinających

### Analiza nośności stropu dla rozpoznanego zbrojenia

Założenia:

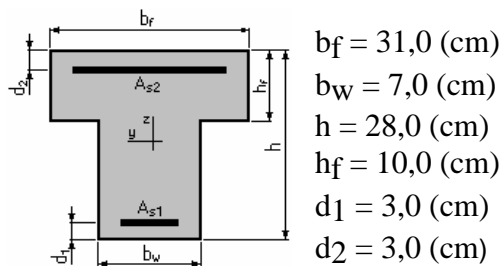
**Beton klasy C25/30 (B30)**

**Stal klasy A-II  $f_{yk} = 355,0$  (MPa)**

Przekrój zbrojony prętami  $\varnothing 10$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys  $a_{\text{dop}} = 0,40$  mm

Przekrój:



Powierzchnia zbrojenia:

**$A_{s1} = 0,8$  (cm<sup>2</sup>)**

**$A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)**

1  $\varnothing 10 = 0,79$  (cm<sup>2</sup>)

0  $\varnothing 10 = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Stopień zbrojenia:  $\mu = 0,46$  (%)

Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \text{min}} = 0,19$  (%)

### Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$M_{\text{max}} = 6,06$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = -0,00$  (kN\*m)

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$M_{\text{max}} = 6,65$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = -6,67$  (kN\*m)

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN:  $M_y = 6,06$  (kN\*m)  $> M_y = 5,15$  kN\*m warunek spełniony

*Analiza nośności żebra rozdzielczego w stropie Ackermanna:*

- moment zginający żebro rozdzielcze :

$$L = 2,95\text{m}$$

$$q = 15,75\text{kNm}$$

$$M = 0,125 \cdot q \cdot L^2 = 17,2\text{kNm}$$

- istniejące zbrojenie żebra :

$$A_{s,b} = 3 \text{ } \varnothing 16 = 6,03 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Założenia:

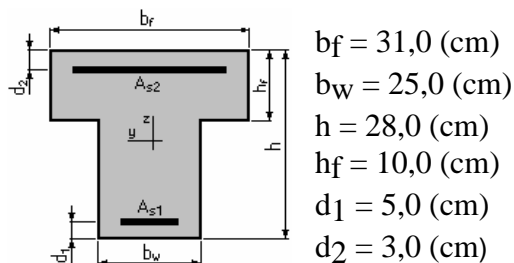
**Beton klasy C25/30 (B30)**

**Stal klasy A-II  $f_{yk} = 355,0$  (MPa)**

Przekrój zbrojony prętami  $\varnothing 12$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys  $a_{\text{dop}} = 0,40 \text{ mm}$

Przekrój:



Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$3 \text{ } \varnothing 12 = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \text{ } \varnothing 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Stopień zbrojenia:  $\mu = 0,43 \text{ (}\%\text{)}$

Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \text{min}} = 0,19 \text{ (}\%\text{)}$

$A_{s,b} = 3 \text{ } \varnothing 16 = 6,03 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{s1} = 2,50 \text{ (cm}^2\text{)}$  **warunek spełniony**

**Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że analizowany strop typu Ackermanna posiada wystarczającą nośność i zapewnia możliwość bezpiecznego użytkowania konstrukcji przy obecnie obowiązujących przepisach związanych z normatywnym obciążeniem tej konstrukcji.**

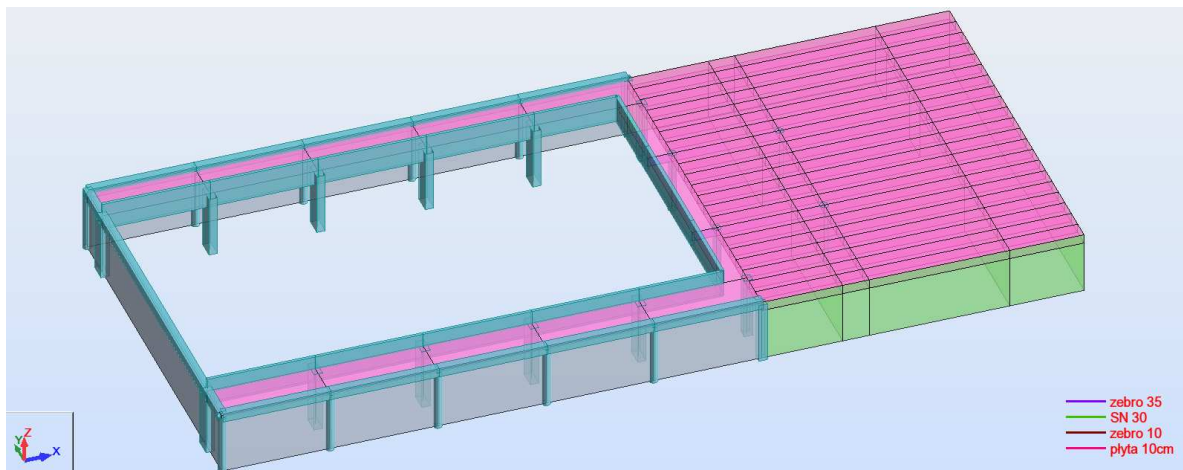


## 5.2.4 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropu nad parterem

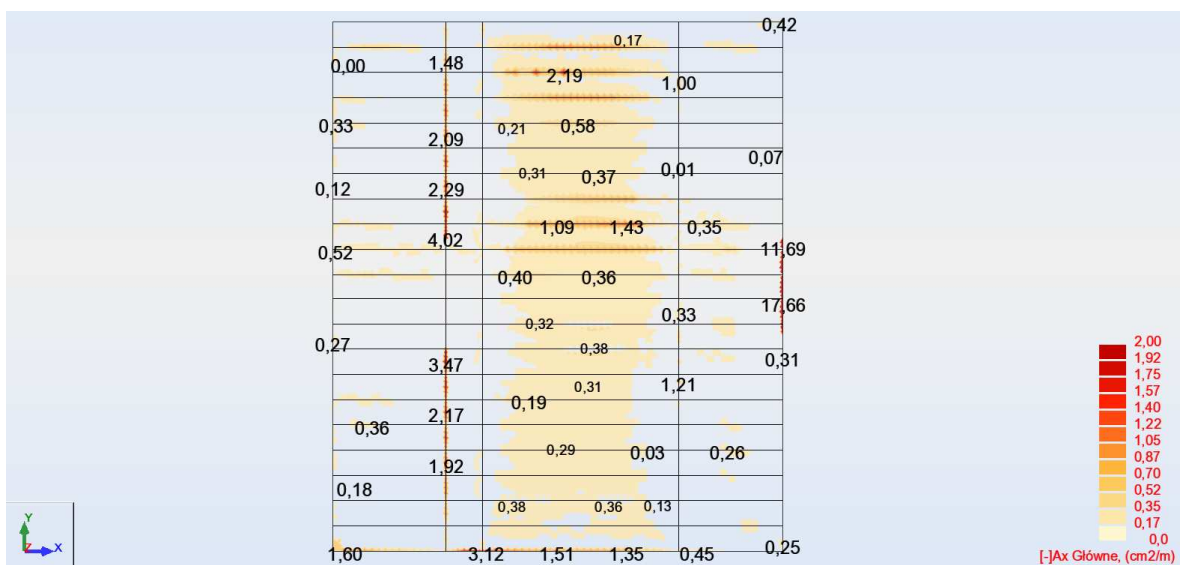
Strop nad parterem wykonany jest jako strop żelbetowy skrzynkowy z szalunkiem traconym. Strop wsparty jest na układzie ścian murowanych z lokalnym uzupełnieniem układu nośnego belkami żelbetowymi.

Na podstawie wykonanych skanów zbrojenia stropu nad parterem wykazano, że:

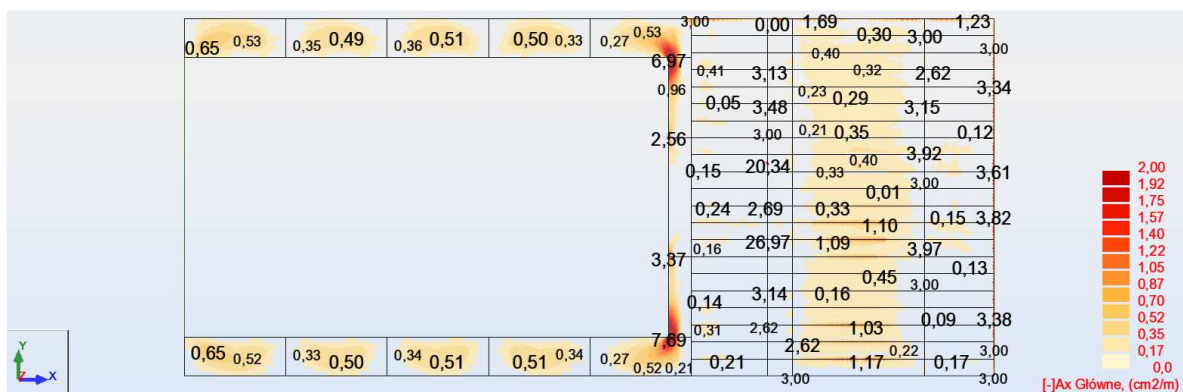
- zbrojenie poprzeczne płyty stropu-  $\varnothing 10$  co 16cm
- zbrojenie podłużne (równoległe do układu żeber) 2  $\varnothing 10$  w żebrze i 2  $\varnothing 10$  w przęśle



Przyjęty model obliczeniowy

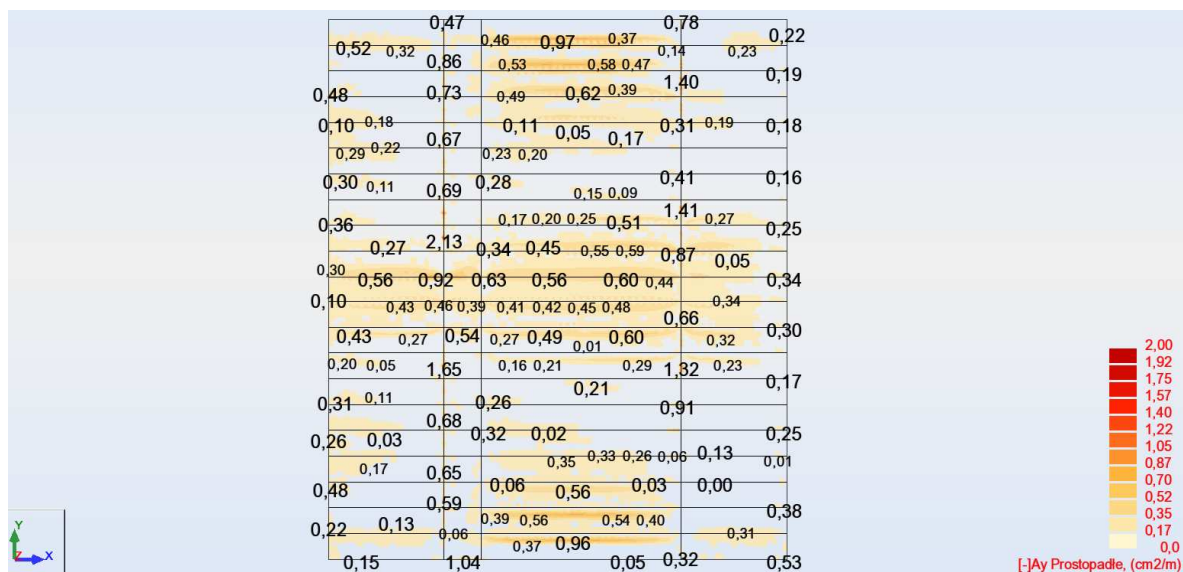


Wymagane zbrojenie płyty stropu skrzynkowego- płyta dolna- zbrojenie na kierunku X-X

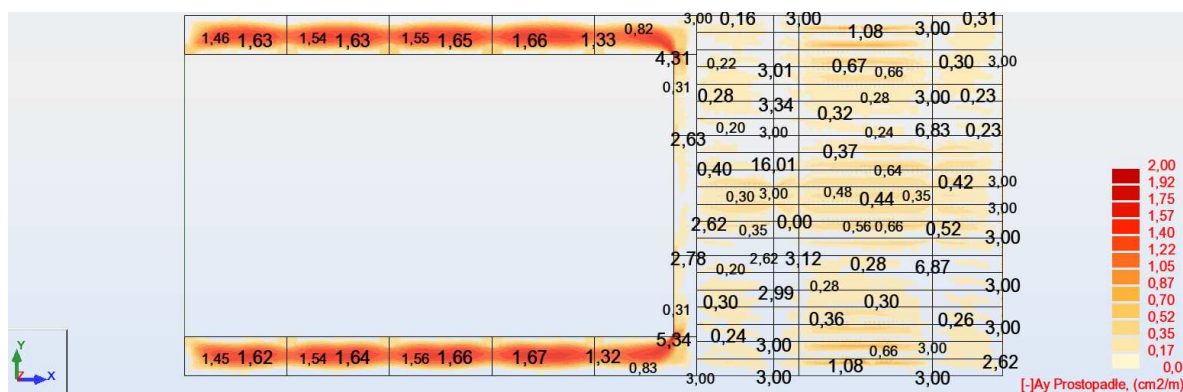


Wymagane zbrojenie płyty stropu skrzynkowego- płyta górna- zbrojenie na kierunku X-X

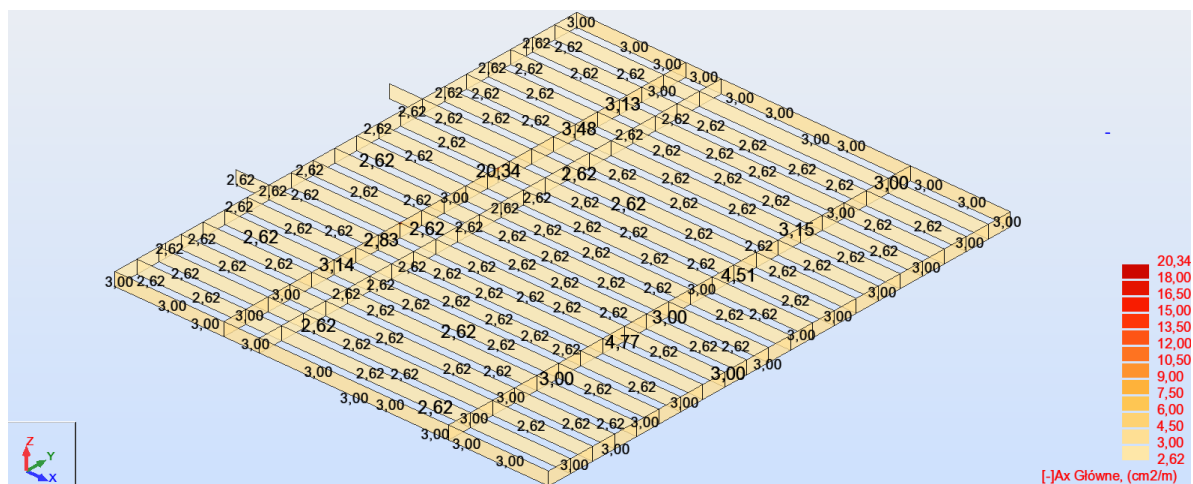




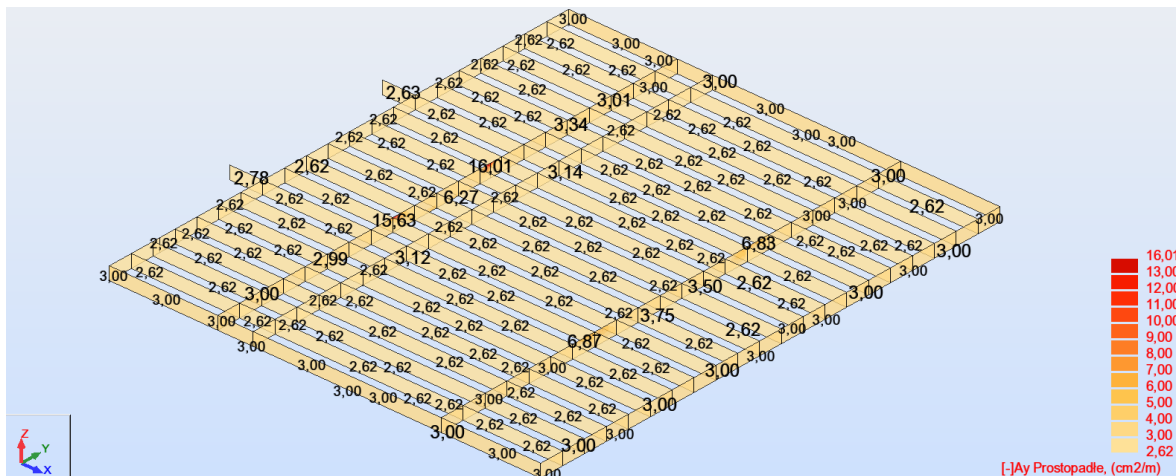
Wymagane zbrojenie płyty stropu skrzynkowego- płyta dolna- zbrojenie na kierunku Y-Y



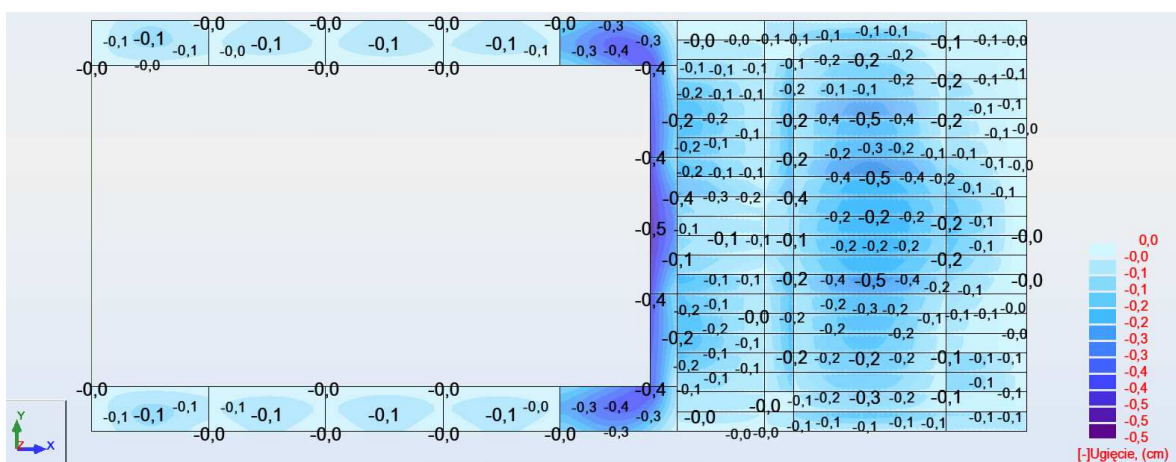
Wymagane zbrojenie płyty stropu skrzynkowego- płyta górna- zbrojenie na kierunku Y-Y



Wymagane zbrojenie żeber stropu skrzynkowego- zbrojenie pionowe



Wymagane zbrojenie żeber stropu skrzynkowego- zbrojenie poziome



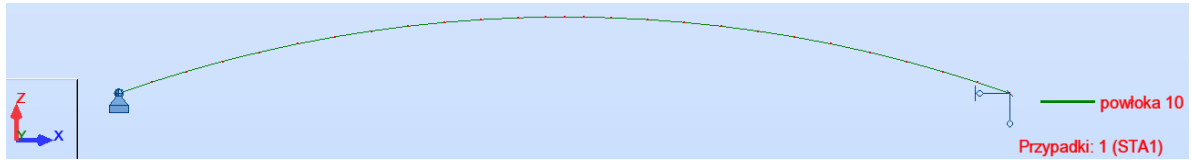
Ugięcie stropu nad parterem

Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że analizowany strop skrzynkowy nad parterem posiada wystarczającą nośność i zapewnia możliwość dalszego bezpiecznego użytkowania konstrukcji przy obecnie obowiązujących przepisach związanych z normatywnym obciążeniem wynikającym z prognozowanego sposobu użytkowania.

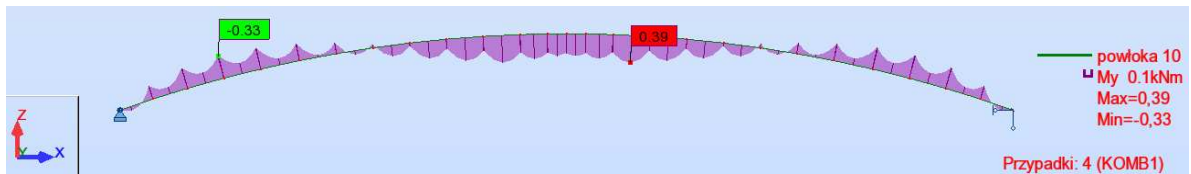
### 5.2.5 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropodachu powłokowego

Stropodach nad częścią socjalną wykonany jest jako paraboliczna powłoka żelbetowa rozpięta na zewnętrznych ścianach nośnych.

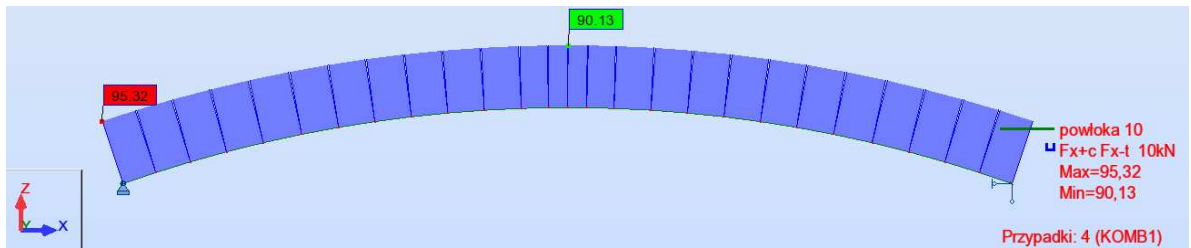
$L_0 = 12,50\text{m}$  – rozpiętość belki



Przyjęty schemat statyczny belki



Wykres momentów zginających



Wykres sił ściskających

#### Analiza statyczno-wytrzymałościowa parabolicznej powłoki żelbetowej

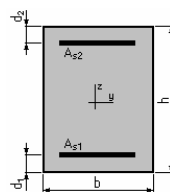
##### Analizowany przekrój

$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 10,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$



##### Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

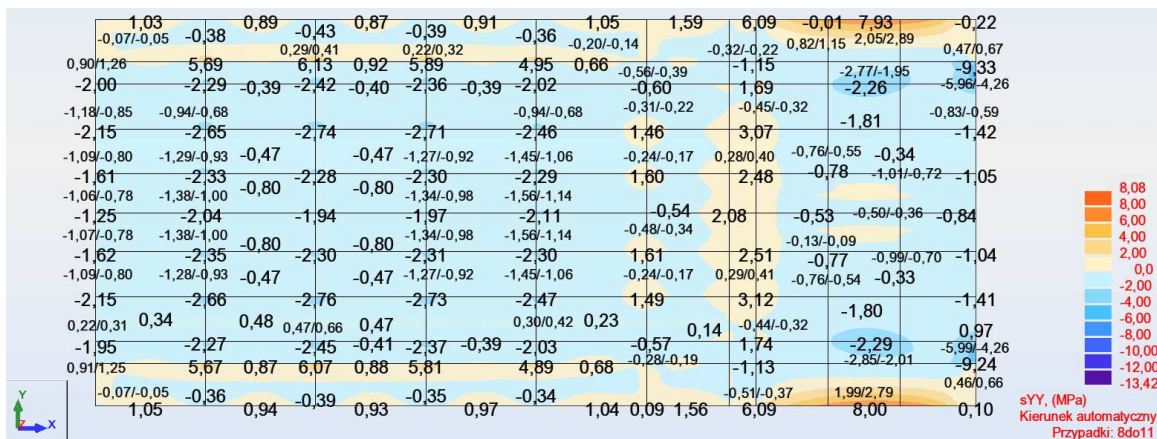
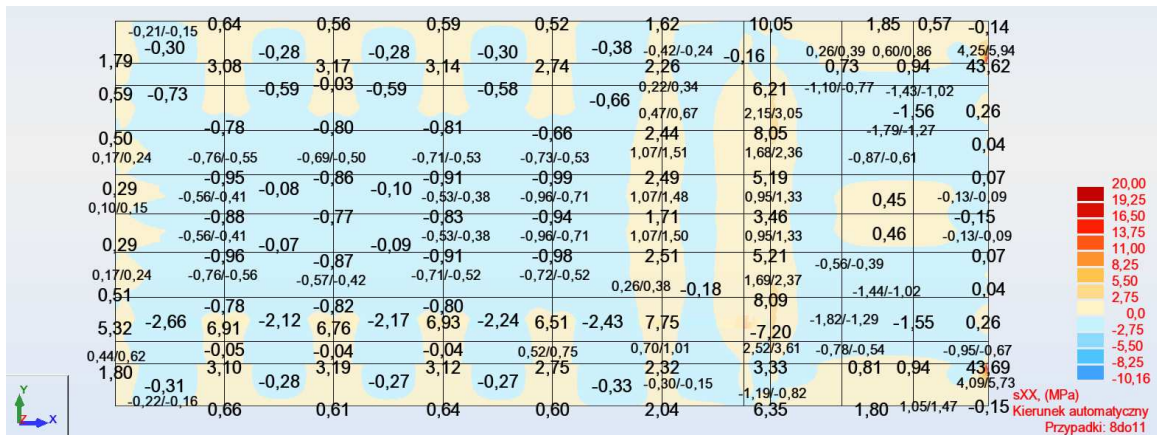
$10 \text{ } \varnothing 6 = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia  $\mu = 0,17 \text{ (\%)}$

##### Nośność przekroju:

Dopuszczalne siły wewnętrzne z uwagi na nośność przekroju:

$N_n = 1332,59 \text{ (kN)}$       $M_y = 13,33 \text{ (kN*m)}$



Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że istniejący powłokowy stropodach wykazuje wystarczającą nośność i zapewnia możliwość bezpiecznego użytkowania konstrukcji przy założeniu normatywnych obciążeń budynku zgodnie z obecnie obowiązującymi przepisami.

### 5.2.6 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla stropodachu typu Ackermanna

Stropodach nad częścią umownie oznaczoną jako strefa ruchu wykonany jest jako strop typu Ackermanna rozpięty na żelbetowych ramach nośnych hali.

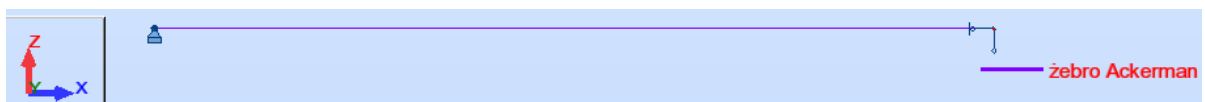
#### Zestawienie sił na jedno żebro powłokowego stropodachu Ackermanna

$L_0 = 4,50\text{m}$  - rozpiętość belki

$l_x = 0,31\text{m}$  - rozstaw belek stropu Ackerman

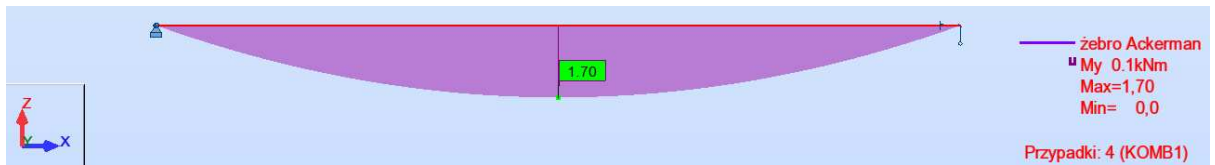
Obciążenie na żebro:  $q_k = 0,31 \times (0,50 + 1,03) = 0,47 \text{ kN/m}$

Obciążenie obliczeniowe na żebro:  $q'd = 1,35 \times 0,32 + 1,5 \times 0,16 = 0,68 \text{ kN/m}$



Przyjęty schemat statyczny belki





Wykres momentów zginających



Wykres sił ścinających

### Wymiarowanie płyty typu Ackermanna na ramach nośnych

Założenia:

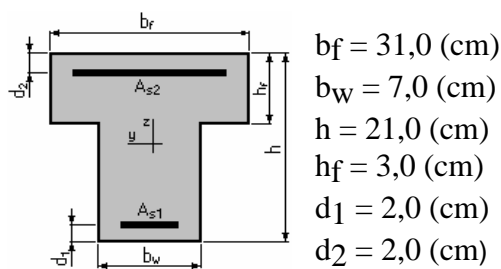
**Beton klasy C25/30 (B30)**

**Stal klasy A-II  $f_{yk} = 355,0$  (MPa)**

Przekrój zbrojony prętami  $\varnothing 12$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys  $a_{dop} = 0,40$  mm

Przekrój:



Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 0,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \varnothing 8 = 0,50 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Stopień zbrojenia:  $\mu = 0,38 \text{ (\%)}$

Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$

### Nośność przekroju:

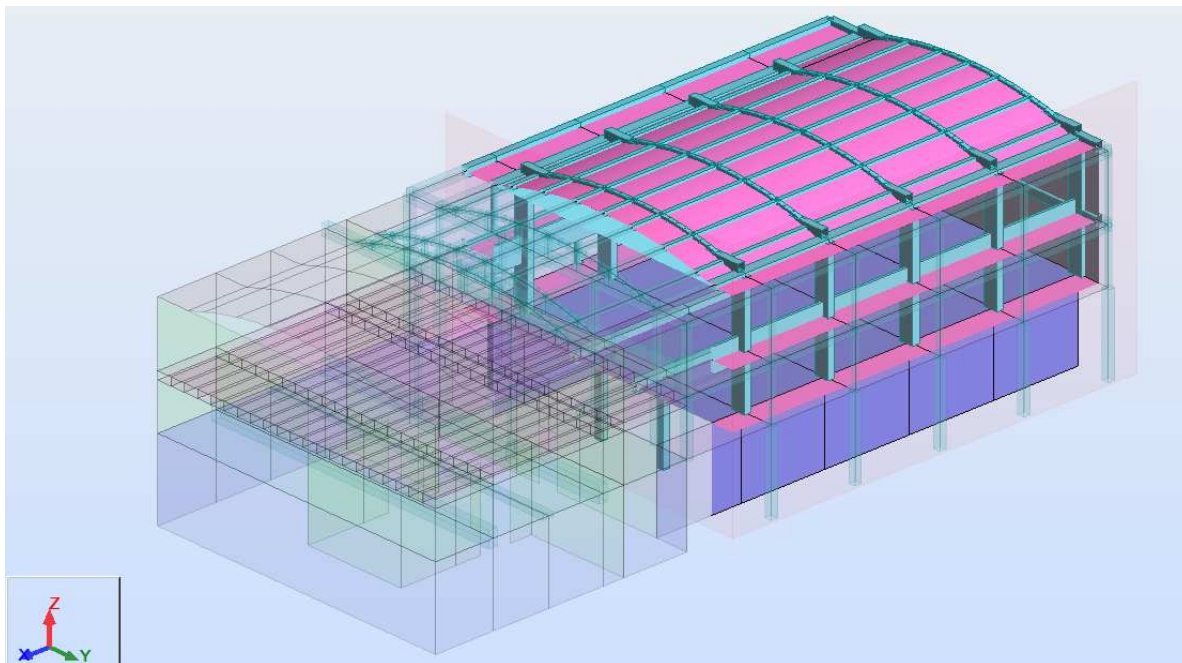
Dopuszczalny moment zginający:

$$M_{\max} = 2,92 \text{ (kN}\cdot\text{m)} > M_y = 1,70 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{warunek spełniony}$$

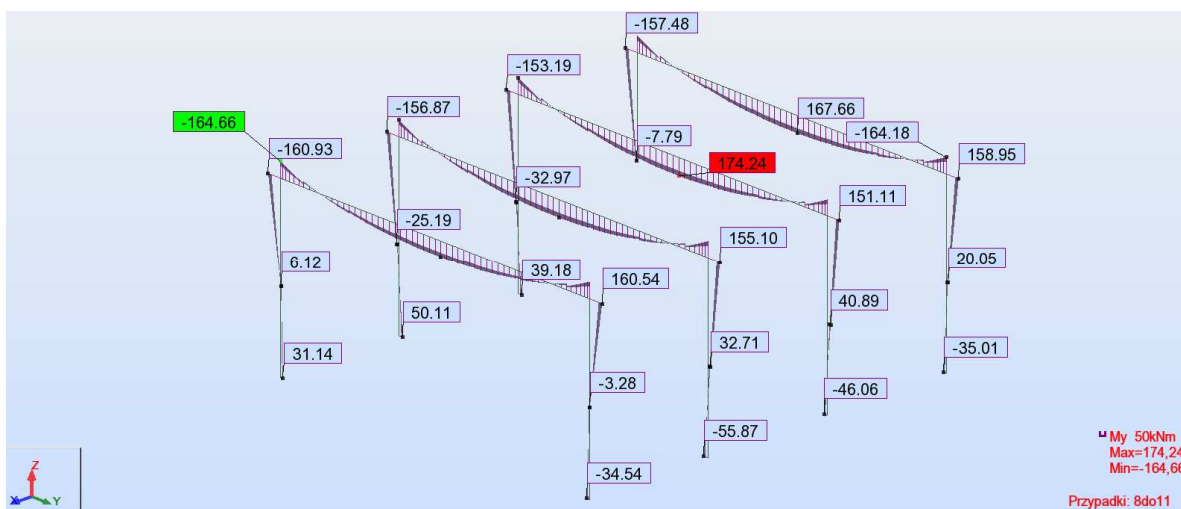
Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że istniejący strop typu Ackermanna posiada wystarczającą nośność i zapewnia możliwość bezpiecznego użytkowania konstrukcji przy założeniu przeniesienia normatywnych obciążeń budynku wynikających z obecnie obowiązujących przepisów.

### 5.2.7 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe ram nośnych hali

Konstrukcję nośną hali w części umownie oznaczonej jako strefa ruchu wykonano w postaci przestrzennych ram żelbetowych w rozstawie osiowym co 4,50m.

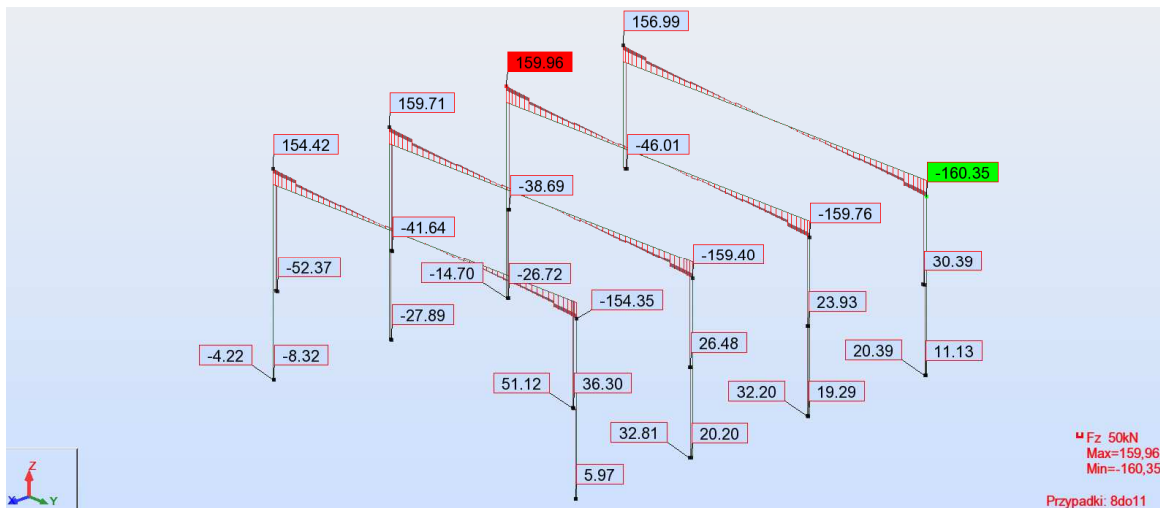


Przestrzenny układ statyczny ram przyjęty to obliczeń

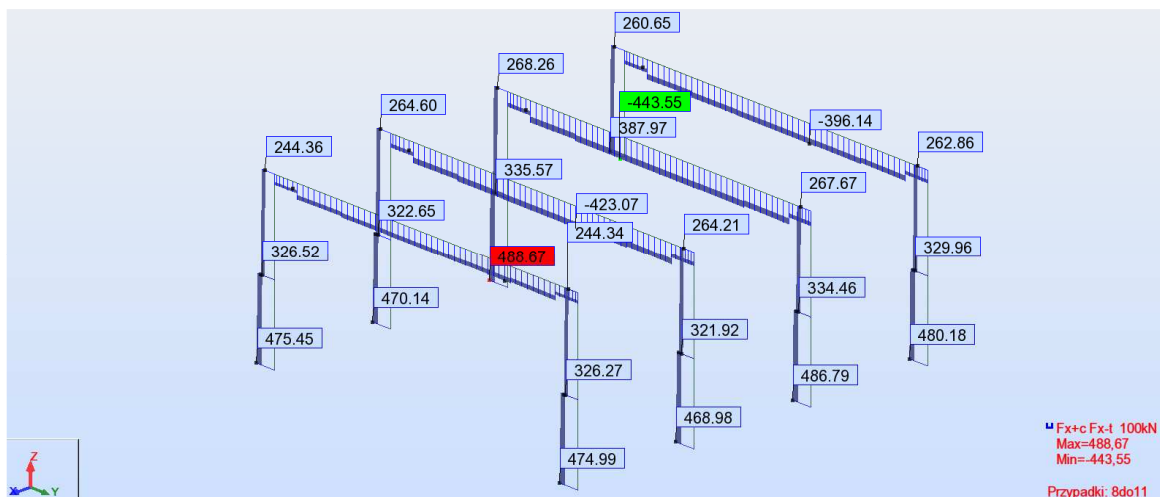


Wykresy momentów zginających





Wykresy sił ścinających



Wykresy sił ściskających

### Wymiarowanie ram przestrzennych hali

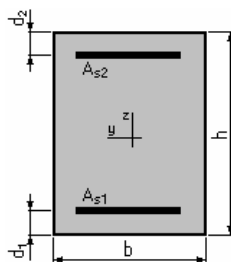
#### a. Rygle ramy:

- moment zginający przęsłowy:  $M_R = 174,24 \text{ kNm}$
- moment zginający podporowy:  $164,66 \text{ kNm}$
- siła ścinająca:  $160,35 \text{ kN}$
- Istniejące zbrojenie dolne:  $5\emptyset 32\text{mm}$

#### Nośność istniejącego rygla ramy żelbetowej:

##### Przekrój:

- $b = 35,0 \text{ (cm)}$
- $h = 95,0 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$



Powierzchnia zbrojenia:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 40,2 \text{ (cm}^2\text{)} & A_{s2} &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} \\ 5 \text{ } \varnothing 32 &= 40,2 \text{ (cm}^2\text{)} & 0 \text{ } \varnothing 32 &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{Stopień zbrojenia: } \mu &= 1,28 \text{ (\%)} \\ \text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} &= 0,16 \text{ (\%)} \end{aligned}$$

Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 955,19 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 1340,54 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -116,25 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Ugięcie:} \quad a = 20,2 \text{ (mm)} < a_{\lim} = l_0 / 250 = 50,0 \text{ (mm)}$$

$$M_{\max} = 955,19 \text{ (kN*m)} > M_{R=174,24 \text{ kNm}} \text{ - } \underline{\text{warunek nośności spełniony}}$$

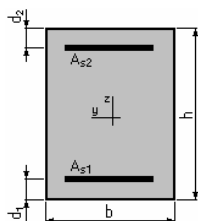
*b. Słup ramy:*

- moment zginający: 164,66 kNm
- siła ściskająca: 244,36,00 kNm
- Istniejące zbrojenie słupa na krótszym boku:  $A_{s,ist} = 4\varnothing 32\text{mm}$

Analiza statyczno-wytrzymałościowa dla sił wymiarujących:

Przekrój:

$$\begin{aligned} b &= 35,0 \text{ (cm)} \\ h &= 75,0 \text{ (cm)} \\ d_1 &= 5,0 \text{ (cm)} \\ d_2 &= 5,0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$



Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 15,3 \text{ (cm}^2\text{)} & A_{s2} &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} \\ 2 \text{ } \varnothing 32 &= 16,1 \text{ (cm}^2\text{)} & 0 \text{ } \varnothing 32 &= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{Stopień zbrojenia } \mu &= 0,58 \text{ (\%)} \\ \text{- minimalny } \mu_{\min} &= 0,30 \text{ (\%)} & \text{- maksymalny } \mu_{\max} &= 4,00 \text{ (\%)} \end{aligned}$$

$$A_{s1} = 15,3 \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ } \varnothing 32 < A_{s,ist} = 4\varnothing 32\text{mm} \text{ - } \underline{\text{warunek spełniony}}$$

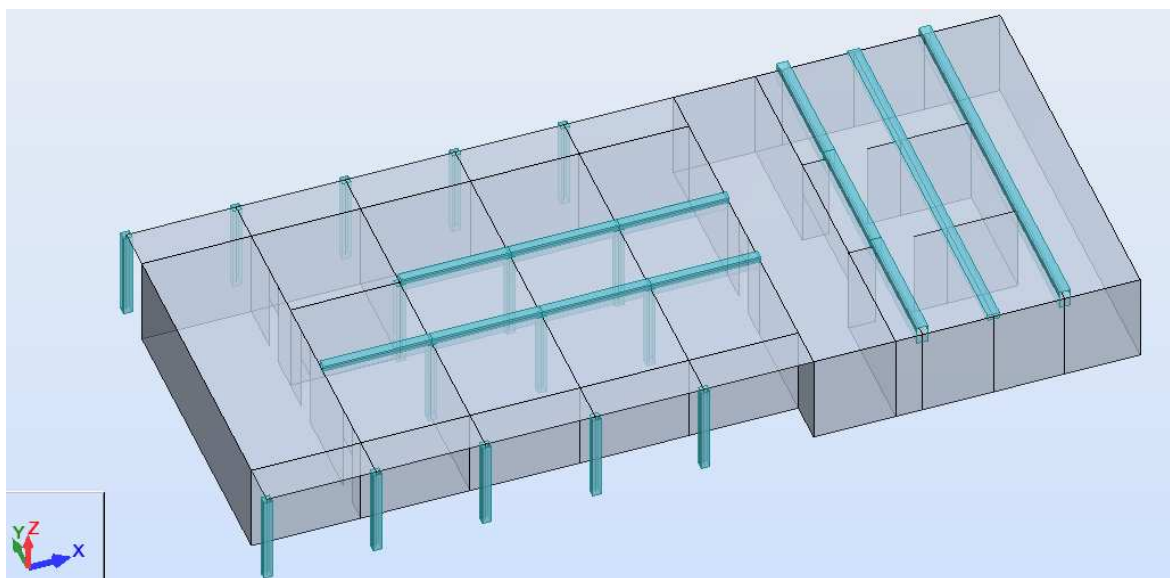
Na podstawie wykonanej analizy statyczno-wytrzymałościowej ramy głównej hali sportowej można stwierdzić, że analizowana rama posiada wystarczającą nośność do przeniesienia normatywnych obciążeń. Spełnia zatem wymagania w zakresie bezpieczeństwa i użytkowania obiektu.

### 5.2.8 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe belek w poziomie piwnic pod salą gimnastyczną

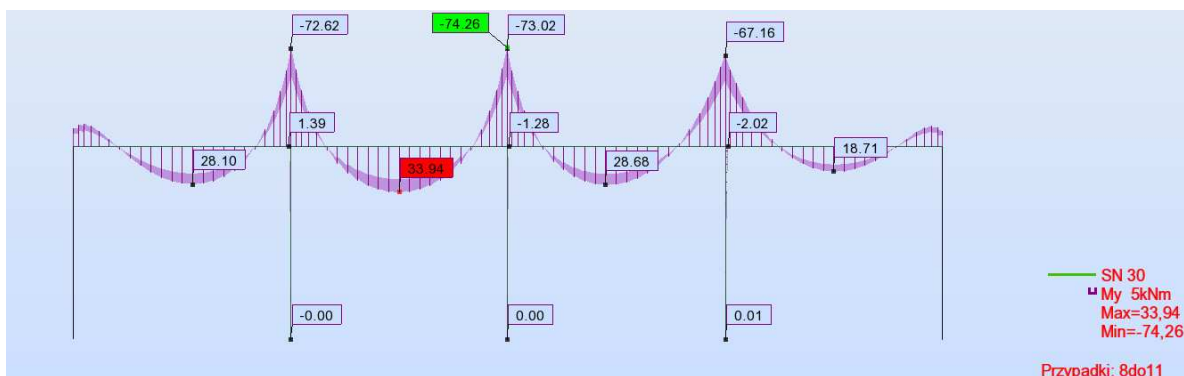
Uzupełnieniem układu wsporczy stropu żelbetowego pod salą gimnastyczną są belki żelbetowe ułożone prostopadłe do ram głównych hali.

Na podstawie badań nieniszczących określono zbrojenie belek:

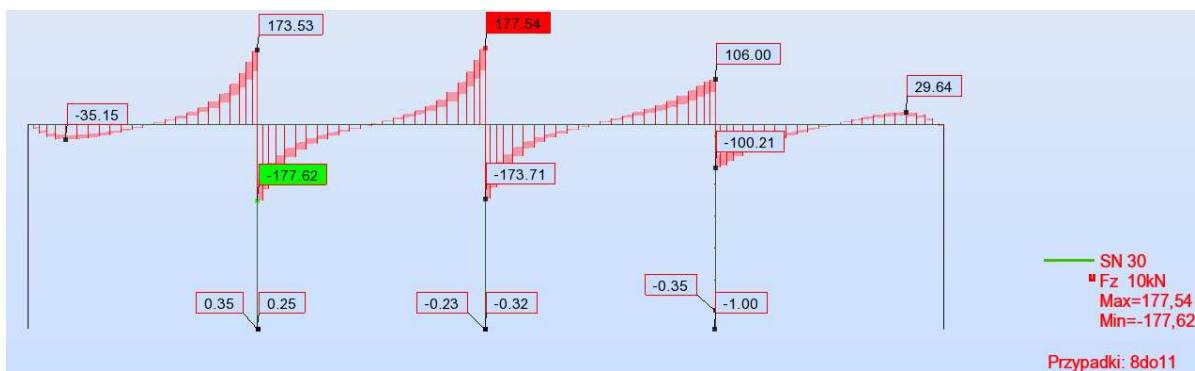
- zbrojenie podłużne 5Ø32
- zbrojenie poprzeczne Ø8 co 20cm



Przestrzenny model obliczeniowy hali dla części podpiwniczonej budynku



Wykres momentów zginających



Wykres sił ścinających

### Analiza nośności belek dla istniejącego zbrojenia:

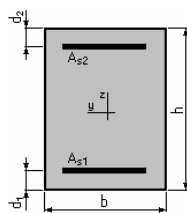
Przekrój:

$b = 35 \text{ (cm)}$

$h = 70,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$



Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 40,2 \text{ (cm}^2\text{)}$      $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$5 \text{ } \varnothing 32 = 40,2 \text{ (cm}^2\text{)}$      $0 \text{ } \varnothing 32 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia:  $\mu = 1,71 \text{ (%)}$

Minimalny stopień zbrojenia:  $\mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (%)}$

Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$M_{\max} = 701,98 \text{ (kN*m)}$      $M_{\min} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

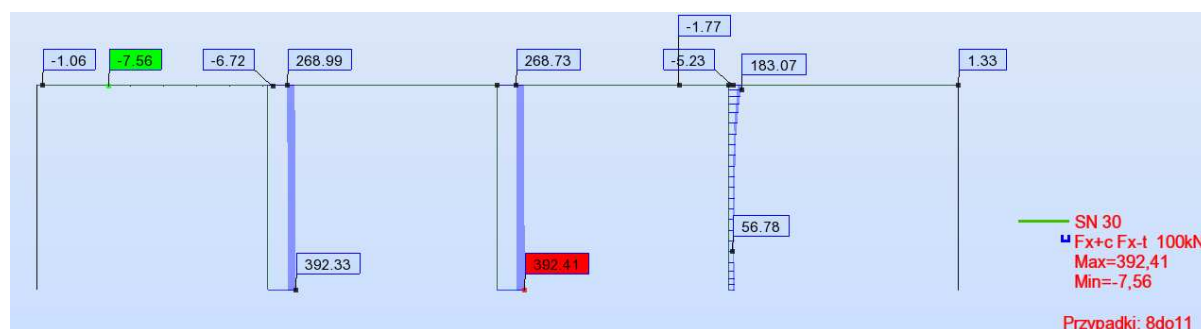
$M_{\max} = 1178,74 \text{ (kN*m)}$      $M_{\min} = -73,24 \text{ (kN*m)}$

Na podstawie wykonanej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że analizowane belki posiadają wystarczającą nośność do przeniesienia normatywnych obciążeń. Spełniają zatem warunki w zakresie bezpieczeństwa i użytkowania obiektu.

### 5.2.9 Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe słupów w poziomie piwnic pod salą gimnastyczną

Uzupełnieniem układu wsporczego ścian w poziomie piwnic są słupy żelbetowe. Słup posiadają przekrój 33x36cm i wykonane są z betonu klasy C25/30 (B30) i zbrojone prętami prostymi o intensywności:

- zbrojenie podłużne 2x3 $\varnothing$ 16
- zbrojenie poprzeczne  $\varnothing$ 8 co 22,5cm



Wykres sił ściskających

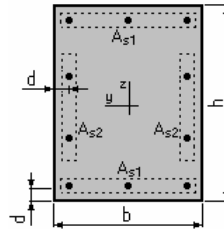
Analiza nośności słupa dla istniejącego zbrojenia:

Założenia:

**Beton klasy B30,**  
**Stal klasy A-II  $f_{yk} = 355,0$  (MPa)**

Przekrój:

$b = 33,0$  (cm)  
 $h = 36,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)



Powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 6,0$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
$3 \text{ } \varnothing 16 = 6,0$ (cm <sup>2</sup> )	$0 \text{ } \varnothing 16 = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )

Nośność przekroju:  $N_n = 848,38 \text{ kN} > 392,41 \text{ kN}$       **warunek spełniony**

**Na podstawie wykonanej analizy statyczno-wytrzymałościowej można stwierdzić, że analizowane słupy posiadają wystarczającą nośność do przeniesienia normatywnych obciążeń w zakresie bezpieczeństwa i użytkowania obiektu.**



## 6. Wnioski i zalecenia

Na podstawie przeprowadzonych badań, ocen i analiz istnieje podstawa do sformułowania następujących wniosków i zaleceń określających warunki dalszego bezpiecznego użytkowania obiektu przy zachowaniu jego obecnej funkcji.

1. Budynek hali sportowej „Orzeł” zlokalizowany przy ul. Podskarbińskiej 11 w Warszawie wykazuje na ogół dostateczny stan techniczny zachowania elementów konstrukcyjnych i przy zapewnieniu bieżących napraw i konserwacji może być użytkowany zgodnie z dotychczasową funkcją lub adaptowane.

2. Pokrycie dachowe wykonane w postaci powłoki z papy na lepiku wykazuje objawy znacznego zużycia technicznego na części rzutu dachu. Widoczne są ślady napraw pokrycia na fragmentach całego stropodachu w postaci łat dodatkowej warstwy papy na lepiku. Widoczne strefy przecieków wskazują na niesprawność obecnego pokrycia.

3. Zewnętrzne odcinki kominów wentylacyjnych ponad dachem wykazują znaczne zużycie techniczne manifestujące się rozwarstwieniami cegieł oraz odspojeniami tynku świadczące o zaawansowanej korozji kominów.

4. Zaleca się wykonanie nowych wypraw tynkarskich pionu wentylacyjnego na odcinkach wewnętrznych wewnątrz hali oraz wykonanie całkowicie nowego odcinka pionu wentylacyjnego tj. komina wychodzącego poza poziom stropodachu.

5. Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropów wykazała, że przy obecnie obowiązujących normach określających wartości obciążeń użytkowych i środowiskowych stropy posiadają wystarczającą nośność do przeniesienia przewidywanych normatywnych obciążeń.

6. Stropy nie wykazują widocznych oznak zarysowań ani ugięć a jedynie widoczne jest znaczne zużycie techniczne warstw tynków oraz posadzek co należy interpretować jako wynik braku bieżących konserwacji spowodowanych wyłączeniem obiektu z użytkowania na przestrzeni ostatniego dziesięciolecia.

7. Belki i słupy żelbetowe nie wykazują widocznych zarysowań i odkształceń co potwierdziła również analiza statyczno-wytrzymałościowa przy uwzględnieniu obecnie obowiązujących przepisów związanych z normatywnymi obciążeniami konstrukcji.

8. Powierzchnie belek i słupów wyprawione są warstwą tynku wapiennego który lokalnie odspaja się od powierzchni betonowej. Odspojenia te są niewielkie a ich przyczyną są przeważnie oddziaływania mechaniczne oraz miejscowe zawilgocenia spowodowane nieszczelnością pokrycia dachowego.

9. Żelbetowe ramy główne hali nie wykazują widocznych oznak zarysowania powierzchniowego elementów oraz przestrzennej deformacji układu ram mogącej świadczyć o nieprawidłowej pracy konstrukcji. Na ryglach ram widoczne są natomiast ślady zanikającego zawilgocenia co należy interpretować jako obecnie ustabilizowane następstwo wcześniejszego cyklicznego zalewania rygla wodą w okresie opadów atmosferycznych.

10. Zaleca się wykonanie nowej powłoki izolacyjnej zapewniającej szczelność pokrycia w szczególności w części stropodachu nad salą gimnastyczną gdzie izolacja jest w złym stanie technicznym z licznymi śladami nieskutecznych prób naprawczych. Należy również bezwzględnie wykonać przebudowę kominów wentylacyjnych znajdujących się ponad poziomem stropodachu z zapewnieniem szczelności połączenia między kominem a powłoką paraboliczną stropodachu przez wykonanie odpowiedniej obróbki blacharskiej.

11. Odspojone tynki ścian zewnętrznych należy skuć z powierzchni muru aby nie stwarzały niebezpieczeństwa niekontrolowanego odpadania płatów tynku od powierzchni ściany. Stwarzałoby to zagrożenie zdrowia i bezpieczeństwa ludzi przebywających w otoczeniu budynku.

12. Schody wykazują znaczne ubytki warstw tynków oraz podstopnic spowodowane uszkodzeniami mechanicznymi. Ubytki te nie powodują obniżenia nośności schodów a

jedynie obniżają ich walory estetyczne i użytkowe. Zaleca się uzupełnienie istniejących ubytków celem przywrócenia pierwotnej formy i poprawy efektów wizualnych oraz użytkowych istniejących schodów.

Przedmiotowy budynek wymaga kapitalnego remontu, który obejmować powinien całkowite odnowienie warstw wykończeniowych stropów, odnowienie powierzchni wewnętrznych i zewnętrznych ścian, uzupełnienie ubytków schodów oraz balustrady, wymianę całej stolarki okiennej i drzwiowej, wymianę instalacji sanitarnej i elektrycznej a także należy zapewnić szczelność izolacji stropodachu.

Ustrój nośny budynku umożliwia jego dalszą eksploatację przy założeniu obciążeń użytkowych wynikających z obecnej bądź podobnej funkcji budynku.

Dla zachowania oryginalnej struktury budowlano-konstrukcyjnej i stworzenia możliwości dalszego użytkowania konieczne jest wykonanie następujących prac:

1. Należy wykonać nową izolację przeciwwodną stropodachu w części umownie oznaczonej jako strefa ruchu gdzie stan zachowania poszycia dachowego jest w złym stanie technicznym z licznymi śladami nieskutecznych prób naprawczych. Zaleca się wykonanie tych prac w bieżącym roku kalendarzowym tak aby zapobiec nawodnieniu struktury budynku przed zimą. Izolację zaleca się wykonać w postaci warstw papy na lepiku analogicznie do warstw istniejącej izolacji budynku.

2. Brak bieżącego użytkowania budynku, brak jego ogrzewania doprowadził do podwyższonej wilgotności względnej powietrza manifestującej się w podpiwniczonej części budynku między innymi odspajającym się tynkiem i zjawiskiem złuszczenia farby malarskiej. Zalecane jest bieżące wietrzenie przestrzeni hali zwłaszcza w okresie letnim przy wysokiej temperaturze powietrza zewnętrznego. Takie warunki sprzyjają kondensacji pary wodnej na chłodniejszej przegrodzie budynku.

3. Należy zapewnić otulinę prętów stalowych dla belek, słupów i stropów zwłaszcza w części podpiwniczonej budynku. Widoczne ubytki otulinowych warstw betonu należy uzupełnić przez narzut warstwy zaprawy cementowej i przez zastosowanie środków zabezpieczających przed korozją. Zakres tych prac należy realizować według systemowych działań naprawy żelbetu. Zalecany okres na wykonanie tych prac nie powinien być dłuższy jak dwa lata.

4. Należy zabezpieczyć ściany frontowe przed odspajaniem tynków. Zalecane jest skucie z powierzchni murów odspojonych fragmentów tynku tak aby nie stwarzały niebezpieczeństwa niekontrolowanego odpadania od powierzchni ściany. Miejsca usuniętych tynków należy uzupełnić przez odtworzenie tynków renowacyjnych celem poprawy estetyki budynku. Zalecane prace należy wykonać jeszcze w tym roku kalendarzowym lecz nie później jak na przestrzeni dwóch lat.

## 7. Załączniki:

### Z.1 Dokumentacja fotograficzna:



Fot. Z.1. Elewacja wschodnia



Fot. Z.2. Elewacja południowa- wschodnia





Fot. Z.3. Elewacja północna



Fot. Z.4. Elewacja północno-zachodnia





Fot. Z.5. Widok stropodachu



Fot. Z.6. Widok pionu wentylacyjnego w poziomie stropodachu



Fot. Z.7. widok pionu wentylacyjnego





Fot. Z.8. Widok przestrzeni wewnętrznej stropodachu



Fot. Z.9. Widok hali z poziomu I-go piętra



Fot. Z.10. Widok hali w poziomie I-go piętra



Fot. Z.11. Widok pomieszczenia w poziomie I-go piętra zlokalizowanego nad wejściem do hali

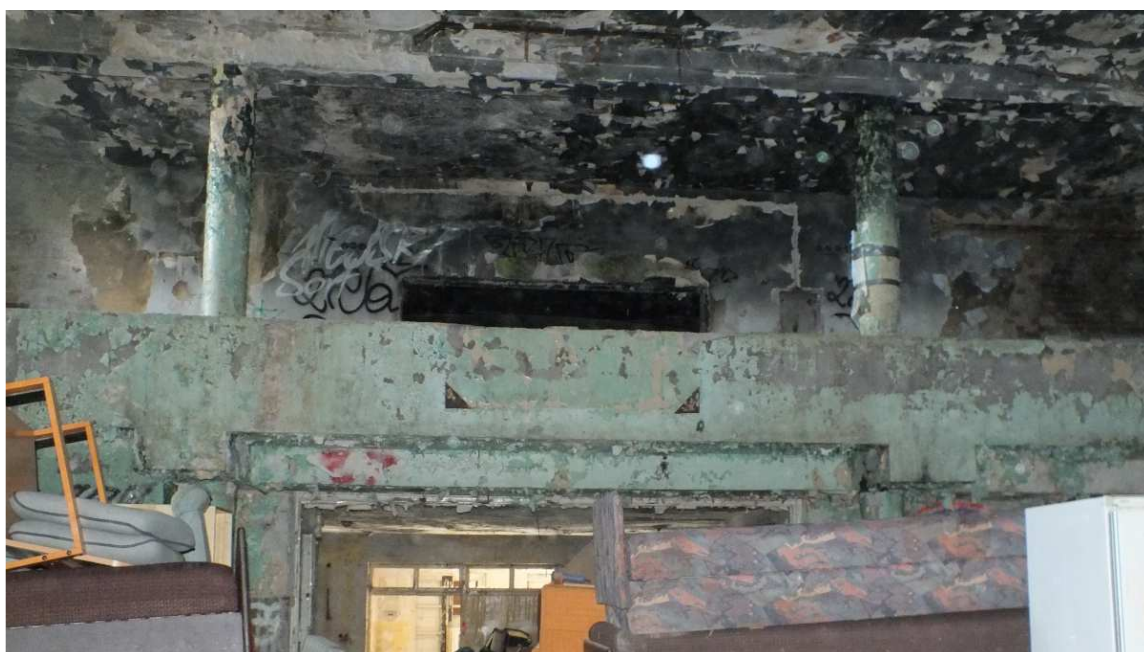


Fot. Z.12. Widok klatki schodowej





Fot. Z.13. Widok belki w poziomie I-go piętra



Fot. Z.14. Widok balkonów w poziomie pierwszego piętra



Fot. Z.15. Widok korytarza w piwnicy



Fot. Z.16. Widok pomieszczenia w poziomie piwnicy



Fot. Z.17. Widok zejścia do piwnicy od strony ul. Stanisławowskiej





Fot. Z.18. Widok korozji w obrębie pionów rur spustowych



Fot. Z.19. Widok pionu instalacyjnego





Fot. Z.20. Pion wentylacji w poziomie I-go piętra



Fot. Z.21. Widok przejścia w piwnicy



Fot. Z.22. Widok belki w poziomie piwnicy



Fot. Z.23. Widok stropu typu Ackerman (strop pod wejściem do hali)





Fot. Z.24. Widok ogólny poziomu parteru o obszarze wejścia do hali



Fot. Z.25. Widok trzonu komunikacyjnego hali



Fot. Z.26. Widok klatki schodowej z poziomu parteru na pierwsze piętro



Fot. Z.27. Widok klatki schodowej z poziomu piwnicy na poziom parteru