

STADIUM : **EKSPERTYZA BUDOWLANA**

BRANŻA : **KONSTRUKCJA**

TYTUŁ : Ekspertyza stanu technicznego budynku przemysłowego znajdującego się na działkach 628/24 i 628/25 w Żukowie.

ADRES : Działki nr 628/24 i 628/25, Żukowo.

AUTOR  
OPRACOWUJĄCY : mgr inż. Maciej Grabski  
**POM/0197/PBKb/18**  
uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

KONSULTACJE : dr hab. inż. Andrzej Ambroziak, prof. PG  
**POM/0105/POOK/10**  
uprawnienia budowlane do projektowania oraz kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

# SPIS TREŚCI

<b>SPIS TREŚCI .....</b>	<b>1</b>
<b>UPRAWNIENIA .....</b>	<b>3</b>
<b>CZĘŚĆ OPISOWA.....</b>	<b>7</b>
<b>1. WPROWADZENIE .....</b>	<b>7</b>
1.1. Przedmiot ekspertyzy. ....	7
1.2. Cel i zakres opracowania. ....	7
1.3. Materiały wykorzystane przy opracowaniu.....	7
<b>2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.....</b>	<b>9</b>
2.1. Charakterystyka ogólna obiektu.....	9
2.2. Charakterystyka szczególna - Podpiwniczenie.....	10
2.3. Charakterystyka szczegółowa – sekcje H1 - H7.....	11
2.3.1. <i>Opis systemu konstrukcyjno - montażowego P70.</i> .....	11
2.3.2. <i>Parametry analizowanej hali.</i> .....	11
2.3.3. <i>Płyty dachowe.</i> .....	12
2.3.4. <i>Dźwigary dachowe.</i> .....	15
2.3.5. <i>Słupy prefabrykowane.</i> .....	19
2.4. Charakterystyka szczegółowa – sekcje B1 - B3.....	23
2.5. Charakterystyka szczegółowa – sekcja HS1.....	27
<b>3. STAN ISTNIEJĄCY OBIEKTU ORAZ OCENA TECHNICZNA GŁÓWNYCH ELEMENTÓW NOŚNYCH KONSTRUKCJI.....</b>	<b>28</b>
3.1. Kryteria oceny.....	28
3.2. Stan ogólny obiektu.....	28
3.2.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	29
3.3. Elewacja.....	53
3.3.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	53
3.4. Dach.....	64
3.4.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	64
3.5. Fundamenty.....	74
3.5.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	74
3.6. Podpiwniczenie.....	75
3.6.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	76
3.7. Sekcje H1-H7.....	82
3.7.1. <i>Płyty dachowe.</i> .....	82
3.7.1.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	83
3.7.2. <i>Dźwigary dachowe.</i> .....	88
3.7.2.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	89
3.7.3. <i>Słupy.</i> .....	91
3.7.3.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	92
3.8. Sekcje B1-B3.....	97
3.8.1. <i>Płyty kanałowe stropodachu.</i> .....	97
3.8.1.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	98
3.8.2. <i>Płyty kanałowe stropu.</i> .....	101
3.8.2.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	101
3.8.3. <i>Rama prefabrykowana.</i> .....	105
3.8.3.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	105
3.9. Sekcja HS1.....	110
3.9.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	110
3.10. Obiekty pomocnicze.....	113
3.10.1. <i>Dokumentacja fotograficzna.</i> .....	113
<b>4. BADANIA MATERIAŁOWE.....</b>	<b>118</b>
4.1. Wyniki badań laboratoryjnych betonu.....	118
4.2. Wyniki pomiarów urządzeniem sklerometrycznym.....	120

4.2.1.	<i>Słupy sekcji B1-B3</i> .....	120
4.2.2.	<i>Podciągi sekcji B1-B3</i> .....	122
4.2.3.	<i>Stropodach sekcji B1-B3</i> .....	124
4.2.4.	<i>Słupy sekcji H1-H7</i> .....	126
4.3.	Dokumentacja fotograficzna.....	128
<b>5.</b>	<b>ANALIZA OBLICZENIOWA WYBRANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI</b> .....	<b>129</b>
5.1.	Płyty dachowe sekcji H1-H7.....	129
5.2.	Dźwigary główne E-207.....	131
5.3.	Słupy główne sekcji H1, H3-H7 (30x30cm).....	131
5.4.	Płyty stropowe sekcji B1 – B3.....	134
5.4.1.	<i>Stropodach</i> .....	134
5.4.2.	<i>Strop nad parterem</i> .....	135
<b>6.</b>	<b>PODSUMOWANIE</b> .....	<b>136</b>
6.1.	Zbiorcza ocena stanu technicznego obiektu.....	136
6.2.	Wnioski i zalecenia.....	138
6.3.	Wytyczne do kapitalnego remontu sekcji B1 – B3.....	139
<b>CZĘŚĆ RYSUNKOWA</b> .....		<b>140</b>

**UPRAWNIENIA**

POMORSKA OKRĘGOWA  
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
80-369 Gdańsk, al. Rzeczypospolitej 4/155  
tel. 58 324-89-77, fax 58 301-44-98  
-4-

Gdańsk, 28 grudnia 2018 r.

sygn. akt. 297/POM/OKK/18

**DECYZJA**

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (t. j. Dz. U. z 2016 r. poz. 1725 ze zm.) i **art. 12 ust. 2, ust. 3 i ust. 4c pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2** ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t. j. Dz. U. z 2018 r. poz. 1202 ze zm.) oraz **§ 10 i § 12 ust. 1** rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2014 r. poz. 1278) i art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (t. j. Dz. U. z 2018 r., poz. 2096 ze zm.), po ustaleniu, że spełnione zostały warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym,

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna**  
**Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa**  
stwierdza, że:

**Pan Maciej Jan Grabski**  
magister inżynier budownictwa  
urodzony dnia 07.04.1992 r. w Chojnicach

otrzymuje

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
**numer ewidencyjny: POM/0197/PBKb/18**

**do projektowania bez ograniczeń**  
**w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

**UZASADNIENIE**

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.





**Zaświadczenie**  
o numerze weryfikacyjnym:  
**POM-7CE-Y17-7KA \***

Pan Maciej Jan Grabski o numerze ewidencyjnym POM/BO/0118/19  
adres zamieszkania ul. Leszczynowa 94 B/1, 80-175 Gdańsk  
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2019-04-01 do 2020-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2019-04-01 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piiib.org.pl](http://www.piiib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

**POMORSKA OKRĘGOWA  
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA**  
80-840 Gdańsk, ul. Św. Józefa 43/44  
(t) Tel. 58-324-69-77  
Fax 58-301-44-98

Gdańsk, dnia 17 czerwca 2010 r.

syg. Akt. 104/POM/OKK/10

## DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów /Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, ze zm./, art. 12 ust. 3, art.13 ust.1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 ze zm./, § 6 pkt 1 i 2, § 11 ust.1 pkt 1, § 15, § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz.1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa**  
stwierdza, że:

**Pan ANDRZEJ AMBROZIAK**  
doktor inżynier  
urodzony dnia 09.11.1976 r., w Ostrołęce

uzyskał  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
numer ewidencyjny: POM/0105/POOK/10

**do projektowania bez ograniczeń w specjalności  
konstrukcyjno-budowlanej**

## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

### Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

**Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:**



**PRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

dr inż. Leszek Niedostatkiiewicz

**WICEPRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

mgr inż. Zbigniew Drewnowski

**CZŁONEK**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

dr inż. Marek Wesołowski

### Otrzymują:

1. Pan Andrzej Ambroziak  
80-180 Gdańsk, ul. Ostrołęcka 12/1
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

POM-G15-MAB-UID \*

Pan Andrzej Ambroziak o numerze ewidencyjnym POM/BO/0279/10  
adres zamieszkania ul. Radosna 3, 83-000 Pruszcz Gdański  
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2020-08-01 do 2021-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-03-23 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

## CZĘŚĆ OPISOWA

### 1. WPROWADZENIE

#### 1.1. Przedmiot ekspertyzy.

Przedmiotem ekspertyzy jest budynek produkcyjny usytuowany na terenie działek nr 628/24 i 628/25 w Żukowie, gm. Żukowo. Ekspertyzę przeprowadzono w trybie Postanowienia Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Kartuzach (PINB.5150.2.2020.ZSz z dnia 1.06.2020), którego wydanie poprzedzone było wizją w terenie.

#### 1.2. Cel i zakres opracowania.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego konstrukcji istniejącego obiektu, ocena przydatności do użytkowania oraz ocena możliwości wykonania prac naprawczych.

Opracowanie obejmuje:

- Inwentaryzację, rozpoznanie i opis techniczny konstrukcji budynku,
- Ocenę stanu technicznego elementów konstrukcji,
- Weryfikację głównych elementów konstrukcyjnych pod kątem spełnienia stanów granicznych nośności i użytkowości wg aktualnych przepisów normowych,
- Wnioski i zalecenia.

#### 1.3. Materiały wykorzystane przy opracowaniu.

##### Normy projektowe:

- [N1] PN-EN 1990: 2004/Ap2:2010 *Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.*
- [N2] PN-EN 1991-1-1:2004/Ap2:2011 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- [N3] PN-EN 1991-1-3:2005 *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.*
- [N4] PN-EN 1991-1-4:2008 *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Obciążenie wiatrem.*
- [N5] PN-EN 1992-1-1: 2008 *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków.*
- [N6] PN-EN 1992-1-1: 2008 *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.*
- [N7] PN-EN 1996-1-1:2010 *Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.*
- [N8] PN-EN 1996-1-1:2010 *Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.*
- [N9] PN-EN 1997-1:2008 *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne.*
- [N10] PN-EN 206. Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

##### Literatura fachowa:

- [1] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 1. Informacje. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.

- [2] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 2. Elementy. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [3] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 3. Szczegóły. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [4] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 4. Transport podparty i podwieszany. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [5] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 5. Organizacja i technologia montażu. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [6] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 6. Instalacje. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [7] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 7. Obliczenia. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [8] A. Włodarz, A. Dębski, I. Stolarska AW. System konstrukcyjno montażowy P70. Zeszyt 8. Przykładowy projekt hali w Systemie P70. Centralny ośrodek badawczo-projektowy budownictwa przemysłowego BISTYP; 1971.
- [9] Łukasz Drobiec, Radosław Jasiński AP. Diagnostyka konstrukcji żelbetowych tom1. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. 1st ed. Warszawa: PWN; 2010.
- [10] Dowgird R. Prefabrykowane żelbetowe konstrukcje szkieletowe. Warszawa: Arkady; 1975.
- [11] Kobiak J, Stachurski W. Konstrukcje żelbetowe t.3. Warszawa: Arkady; 1984.
- [12] Kobiak J, Stachurski W. Konstrukcje żelbetowe t. 1. Warszawa: Arkady; 1984.
- [13] Cwalina B, Ślaska P. Czynniki sprzyjające biologicznej korozji konstrukcji żelbetowych ( cz . I ). Przegląd Bud 2007;7–8:52–9.
- [14] Katalog Budownictwa KB1-31.5.1-69. n.d.

#### **Pozostała dokumentacja:**

- [D1] Notatka wewnętrzna dotycząca stanu technicznego budynku położonego w Żukowie w obrębie działki nr 628/24 (budynku dawnych zakładów drobiarskich). Wydział Rozwoju, Inwestycji, Remontów i Zamówień Publicznych. Kartuzy. 17.01.2020r.
- [D2] Postanowienie Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego nakładające na Starostę Kartuskiego obowiązek sporządzenia ekspertyzy budowlanej dotyczącej obiektu dawnych zakładów drobiarskich „DROBPOL” S.A. Kartuzy. 01.06.2020r.
- [D3] Odpowiedź Starosty Kartuskiego w sprawie dokumentacji archiwalnej budynku po byłych Gdańskich Zakładach Drobiarskich „DROBPOL” S.A. Kartuzy. 24.06.2020r.
- [D4] Dokumentacja z wizji lokalnej nr 01. Rozpoznanie. 08.09.2020r., 28.11.2020r., 04.12.2020r.
- [D5] Dokumentacja z wizji lokalnej nr 02. Odkrywki, pomiary. 26.09.2020r.
- [D6] Dokumentacja z wizji lokalnej nr 03. Badania. 12.12.2020r.

## 2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.

Analizowany obiekt został wybudowany w latach 70-tych XX wieku jako budynek produkcyjny Gdańskich Zakładów Drobiarskich „DROBPOL” S.A. Budynek nie jest użytkowany od końca lat 90-tych XX wieku [D2]. Wydział Budownictwa Starostwa Powiatowego w Kartuzach nie posiada archiwalnej dokumentacji projektowej obiektu [D3]. Na podstawie wizji lokalnych [D4], [D5], [D6] odtworzono charakterystykę obiektu czego rezultatem jest podany poniżej opis, załączona dokumentacja rysunkowa oraz fotograficzna.

### 2.1. *Charakterystyka ogólna obiektu.*

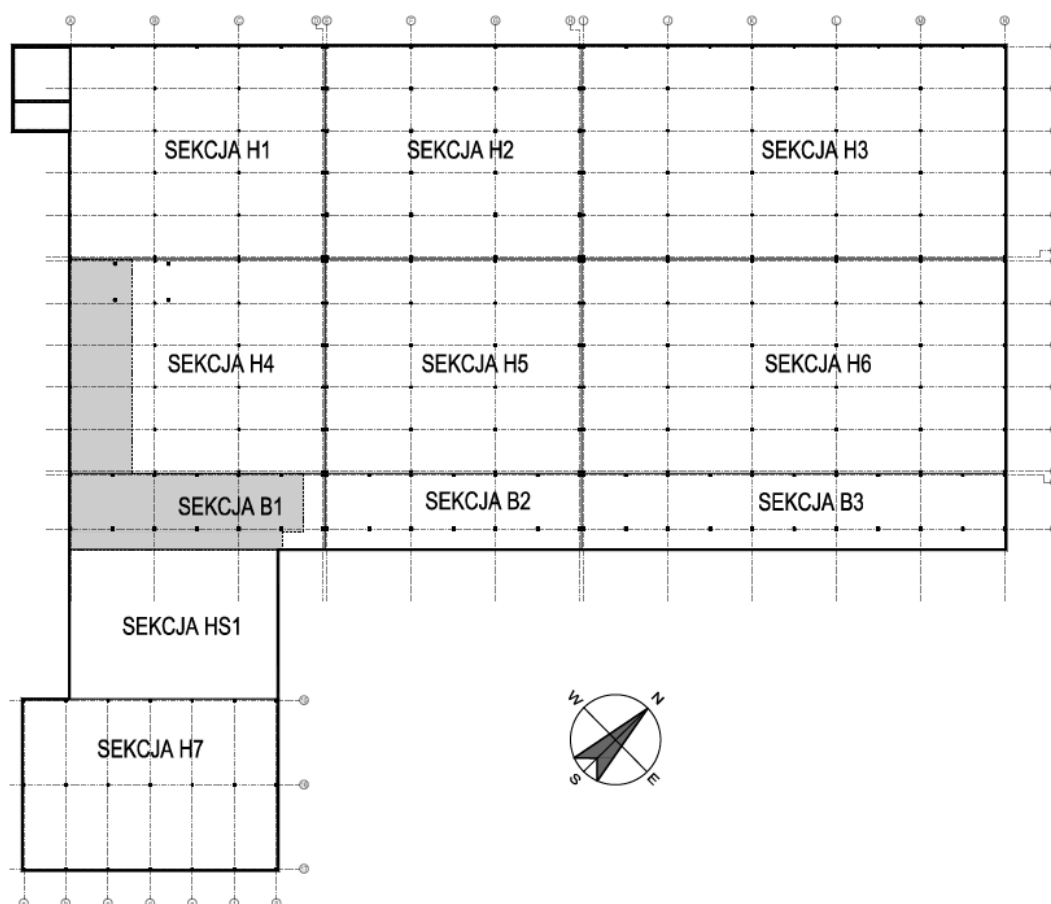
Analizowany obiekt w rzucie stanowi kształt nieregularny na który składa się między innymi hala główna konstrukcji żelbetowej, prefabrykowanej o wymiarach osiowych ~133,1x71,7m. W narożu hali od strony zachodniej obiekt jest poszerzony o dobudowę o wymiarach ~8,1x12,3m. Od strony południowej w narożu hali głównej istnieje wiata stalowa o wymiarach ~29,7x21,3m. Natomiast dalej od strony południowej za wiatą stalową wybudowano halę poboczną o konstrukcji żelbetowej, prefabrykowanej i wymiarach osiowych 36,0x24,0m. Dodatkowo na rozpatrywanych działkach przy bramie wjazdowej od strony ulicy Armii Krajowej usytuowane są dwa obiekty pomocnicze. Schemat istniejących budynków z ich rozmieszczeniem przedstawiono na rysunku 1.

Hala główna składa się z dziewięciu segmentów dylatacyjnych wśród których sześć segmentów (nazwano je w dokumentacji H1 – H6) wykonano jako jednokondygnacyjne (w niewielkiej części podpiwniczone) hale w konstrukcji prefabrykowanej szkieletowej systemu P-70 [1–8]. Pozostałe trzy segmenty (B1 – B3) to dwukondygnacyjne (segment B1 dodatkowo częściowo podpiwniczony) budynki o konstrukcji prefabrykowanej składającej się z żelbetowych ram oraz kanałowych płyt stropowych. Wiata stalowa (sekcja HS1) oraz hala poboczna konstrukcji systemowej P70 (sekcja H7) stanowią odrębne segmenty dylatacyjne. Podział całego analizowanego obiektu na sekcje dylatacyjne przedstawiono na rysunku 2. Sekcje dylatacyjne H4 oraz B1 od strony południowo zachodniej zostały częściowo podpiwniczone (zacieniony obszar na rysunku 2).

W części rysunkowej opracowania sekcje H1 – H6 opisane zostały w osiach A-N/1-12. Sekcje B1 - B3 opisano w osiach A-N/13-14, natomiast sekcje H7 w osiach a-g/15-17.



Rys. 1. Zarys obiektu (na podstawie: *mapy.geoportal.gov.pl*).



Rys. 2. Sekcje dylatacyjne obiektu (opis w teście).

## 2.2. Charakterystyka szczególna - Podpiwniczenie.

Podpiwniczenie w rzucie stanowi kształt w literze „L” który obejmuje część segmentu B1 od osi A do pierwszej klatki schodowej budynku B1 (KL1) przy osi C' o wymiarach 10x32,8m oraz część segmentu H4 pomiędzy osiami A-B od osi 7 do osi 12 o wymiarach ~8,2x30,2m.



Konstrukcja nośna podpiwniczenia w sekcji B1 składa się z ścian murowanych z cegły pełnej grubości 38cm usytuowanych w osiach od A do C' w rozstawie 6m. W grubości tych ścian w osiach 13 i 14 znajdują się słupy prefabrykowane, których przedłużenie stanowią słupy konstrukcji kondygnacji naziemnych. Ściany zewnętrzne również wykonano jako murowane. Strop tej części piwnicy stanowi: pomiędzy osiami 13 -14 prefabrykowane płyty TT o szerokości 146cm i wymiarach żeber 8x35cm, w osi 14 belka żelbetowa wymiarach 50x65cm oparta na słupach żelbetowych, pomiędzy osią 14 a zewnętrzną ścianą murowaną płyty kanałowe szerokości 120cm wysokości 24cm. Strop pracujący jednokierunkowo opiera się na ścianach murowanych w osiach A do C' i częściowo na prefabrykowanych nadprożach przy osi 13. Płyty stropowe na podporach są zespolone wieńcem o wysokości równej wysokości płyt TT.

Konstrukcja nośna podpiwniczenia w sekcji H4 składa się z żelbetowych słupów prefabrykowanych o wymiarach 30x30cm usytuowanych w osiach A oraz A' w rozstawie 3m. Na słupach przy pomocy wsporników oparto belki prefabrykowane o przekroju 30x35cm. Belki te opierają się również na zewnętrznej ścianie murowanej z cegły pełnej zlokalizowanej pomiędzy osiami A' i B. Na belkach ułożone są prefabrykowane płyty korytkowe szerokości 90cm. Płyty te są zmonolityzowane z belkami prefabrykowanymi.

Jako elementy drugorzędne wyszczególniono ścianki działowe murowane z cegły pełnej oraz żelbetowe elementy związane prawdopodobnie z technologią produkcji byłego zakładu (wanny, kanały itp.).

### **2.3. Charakterystyka szczegółowa – sekcje H1 - H7.**

Sekcje H1 – H7 wykonano jako hale przemysłowe systemu P70, który został opracowany przez Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Przemysłowego BISTYP [1–8].

#### **2.3.1. Opis systemu konstrukcyjno - montażowego P70.**

System konstrukcyjno-montażowy P70 obejmuje prefabrykowane, żelbetowe hale parterowe, o konstrukcji dźwigarowo-płytowej. Zasadniczymi elementami konstrukcji hali są: stopa fundamentowa, słup, dźwigar dachowy, płyta dachowa. Ustrój nośny składa się z sztywnej tarczy dachowej wytworzonej przez prefabrykowane płyty połączone ze sobą oraz z dźwigarami dachowymi monolitycznym nadbetonem oraz słupów utwierdzonych w stopach fundamentowych i przegubowo połączonych z dźwigarami dachowymi. Z powyższych właściwości wynika, że hale nie potrzebują stężeń. Dzięki tarczy dachowej siły poziome od wiatru są przejmowane przez znaczną ilość współpracujących ze sobą słupów. Elementy ścianowe zewnętrzne pełnią funkcję osłonową i są samonośne.

Obliczenia statyczne hali systemu P70 obejmują:

- Dobór typowych (skatalogowanych) elementów przekrycia: płyt oraz dźwigarów.
- Statykę i wymiarowanie słupów.
- Statykę i wymiarowanie fundamentów.

#### **2.3.2. Parametry analizowanej hali.**

Wszystkie sekcje hali (H1 – H7) wykonano w tym samym modularnym rozstawie osi słupów wynoszącym 6x12m. W ścianie zewnętrznej (oś 1) zastosowano słupy pośrednie przez

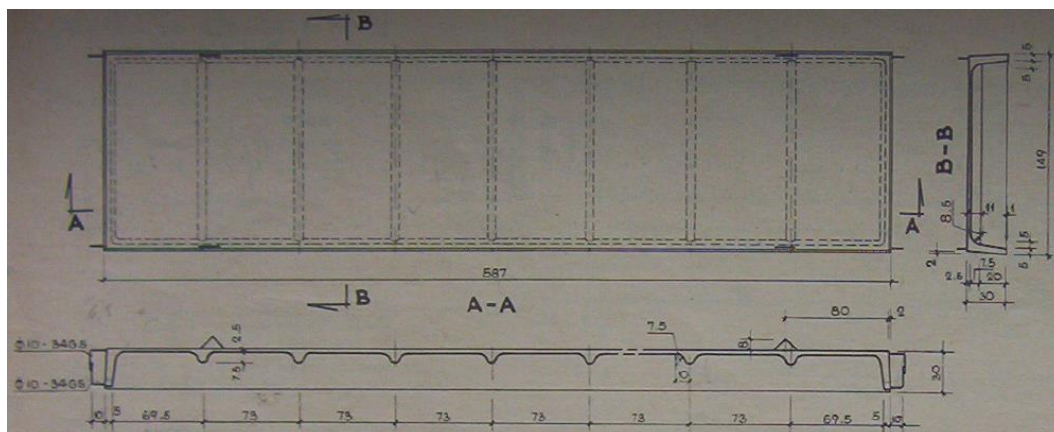


co we wszystkich ścianach elewacyjnych (oś A, 1, N) rozstaw słupów wynosi 6m. Wymiary słupów wszystkich sekcji prócz sekcji H2 wynoszą 30x30cm. Słupy sekcji H2 mają wymiar 40x40cm. Sekcja H2 jest wyższa niż sekcje pozostałe. Sekcje H2 oraz H7 posiadają dach jednospadowy. Wysokość od posadzki do płyt dachowych sekcji H2 wynosi ~7,5m natomiast sekcji H7 ~4,3m. W przypadku pozostałych sekcji zastosowano dach wielospadowy (spadki generowane przez odpowiedni typ dźwigara sprężonego). Wysokość od posadzki do płyt dachowych wynosi tu ~5,0 - 5,3m.

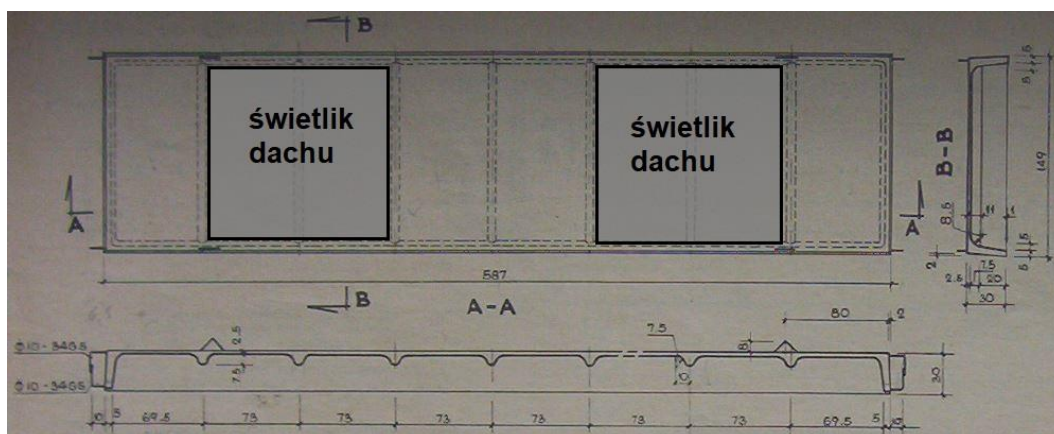
Sekcja H1 częściowo jest odsłonięta (bez osłonowej ściany zewnętrznej w osi 1). Sekcja H7 również częściowo przyjmuje postać wiaty. We wszystkich sekcjach znajdują się samonośne ściany działowe dzielące hale na poszczególne pomieszczenia. W posadzce sekcji H1 oraz H4 występują kanały technologiczne głębokości od 0,4 do 1,0m. Ponadto w całej hali znajdują się różnego rodzaju konstrukcje drugorzędne np. fragmentaryczne stropy pomiędzy osiami E – F czy niezależna wyniesiona ponad dach żelbetowa konstrukcja ramowa w osiach 7-8/B. Wszystkie dylatacje zostały wykonane poprzez podwojenie słupów. Każda sekcja dylatacyjna konstrukcyjnie pracuje jako niezależna.

### 2.3.3. Płyty dachowe.

Do dachu wykorzystano płytę podstawową typu E-101 [2] w dwóch wersjach: podstawową (rys. 3) oraz świetlikową (rys.4).



Rys. 3. Płyta dachowa E-101. Wersja podstawowa (źródło - [2])



Rys. 4. Płyta dachowa E-101. Wersja z świetlikiem dachowym (na podstawie: [2])

Na połaci dachowej rozpoznano dwa warianty warstw wykończeniowych dachu hali (patrz zdjęcia 1a oraz 1b):

#### Wariant 1

2x Papa na lepiku	1 cm
Szlichta cementowa	~4 cm
Keramzyt w granulacie	~4 cm
2x Papa na lepiku	1 cm
Nadbeton zespalający płyty	~2 cm
Płyta dachowa E-101	30 cm

#### Wariant 2

2x Papa na lepiku	1 cm
Szlichta cementowa	~4 cm
Styropian	~3 cm
Płyta dachowa E-101	30 cm

Dodatkowo w segmencie H4 do dachu podwieszony jest sufit składający się z tynku na siatce stalowej rozkładanej na kątownikach stalowych podwieszonych do płyt E-101 (patrz zdjęcia 2-4). Na suficie wyłożony został materiał izolacyjny (patrz zdjęcie 4)



Zdjęcie 1a. Warstwy wykończeniowe dachu hali – wariant 1.



Zdjęcie 1b. Warstwy wykończeniowe dachu hali – wariant 2.



Zdjęcie 2. Widok zadaszenia hali od spodu w segmencie H4.





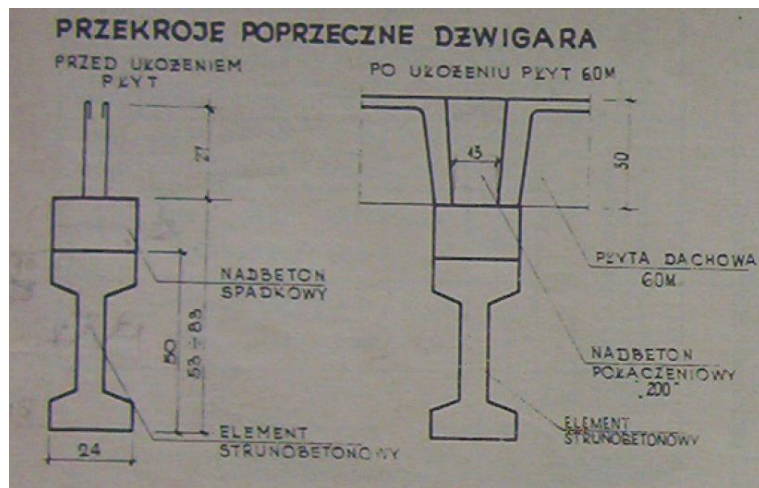
Zdjęcie 3. Sufit podwieszany w sekcji H4.



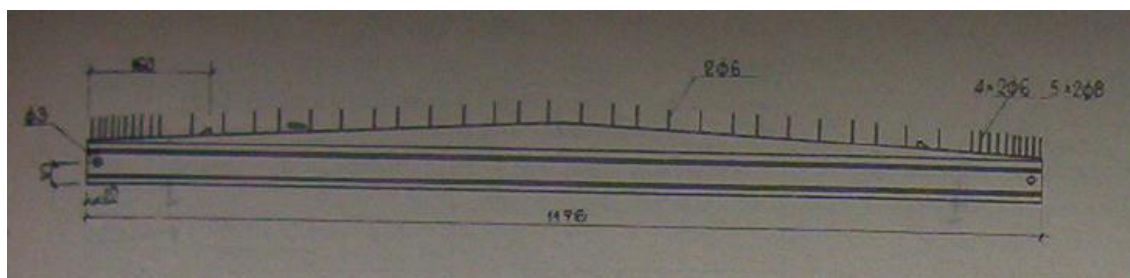
Zdjęcie 4. Sufit podwieszany – wymiar i wypełnienie materiałem izolacyjnym.

#### 2.3.4. Dźwigary dachowe.

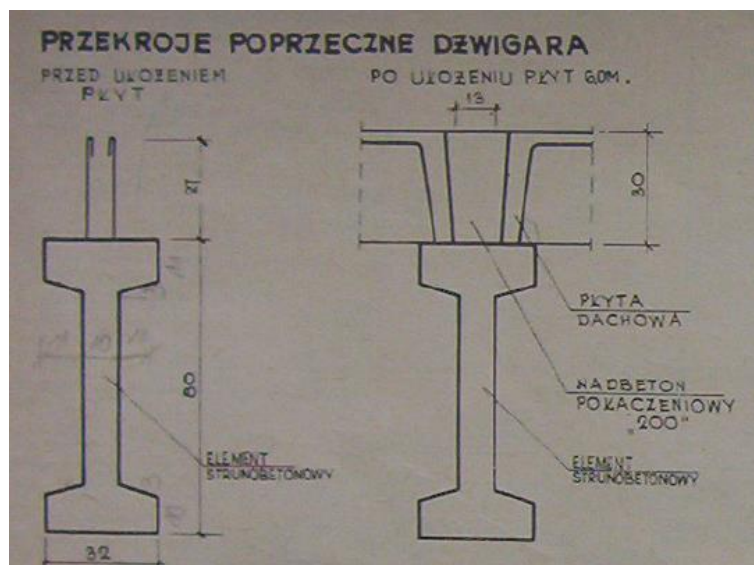
Zastosowano trzy typy dźwigarów dachowych. Podstawowy typ dźwigara zastosowany w sekcjach H1, H3, H4, H5, H6 to element E-207 [2]. Jest to dźwigar o wykonywany dwuetapowo. Pierwsza część (strunobetonowa) wysokości 53cm wykonywana była w zakładzie prefabrykacji natomiast na budowie dźwigar był uzupełniany nadbetonem spadkowym przez co przyjmował kształt dwuspadowy o wysokości 53-83cm (patrz rysunek 4 i 5 oraz zdjęcia 5 i 6). Dźwigar zastosowany w sekcji H2 to element strunobetonowy typu E-205 o wysokości przekroju 80cm (patrz rysunki 6 i 7 oraz zdjęcie 7) natomiast w sekcji H7 zastosowano typ E-204 o wysokości przekroju 65cm (patrz rysunki 8 i 9 oraz zdjęcie 8).



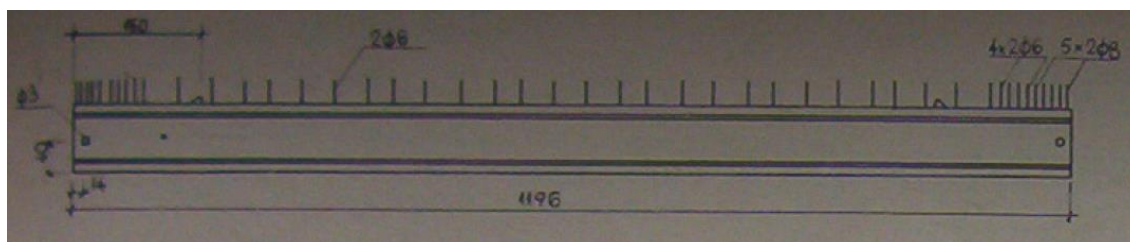
Rys. 4. Element E-207. Przekrój (źródło: [2]).



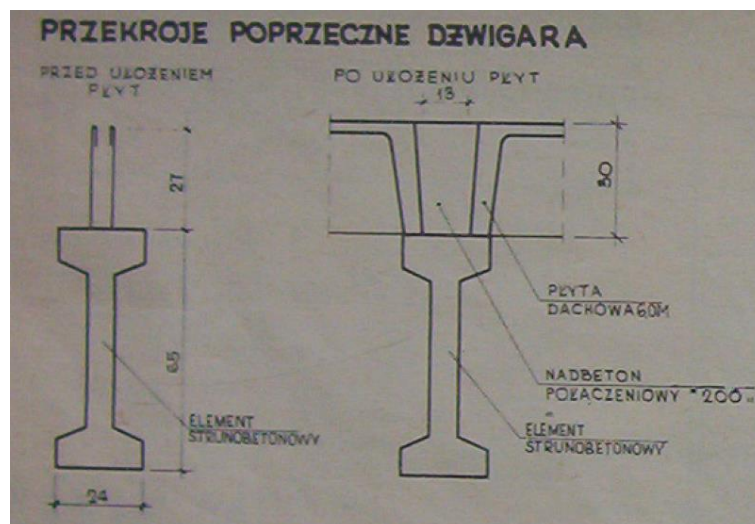
Rys. 5. Element E-207. Widok z boku (źródło: [2]).



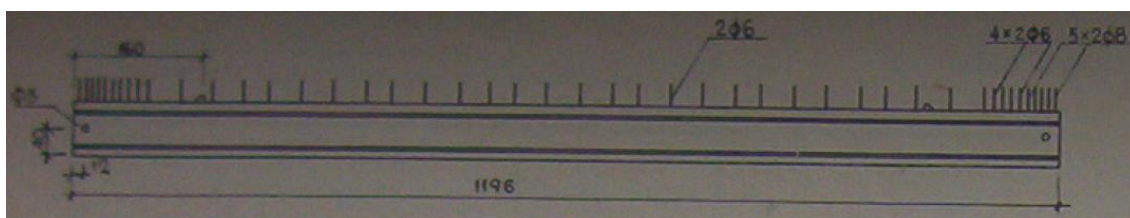
Rys. 6. Element E-205. Przekrój (źródło: [2]).



Rys. 7. Element E-205. Widok z boku (źródło: [2]).



Rys. 8. Element E-204. Przekrój (źródło: [2]).

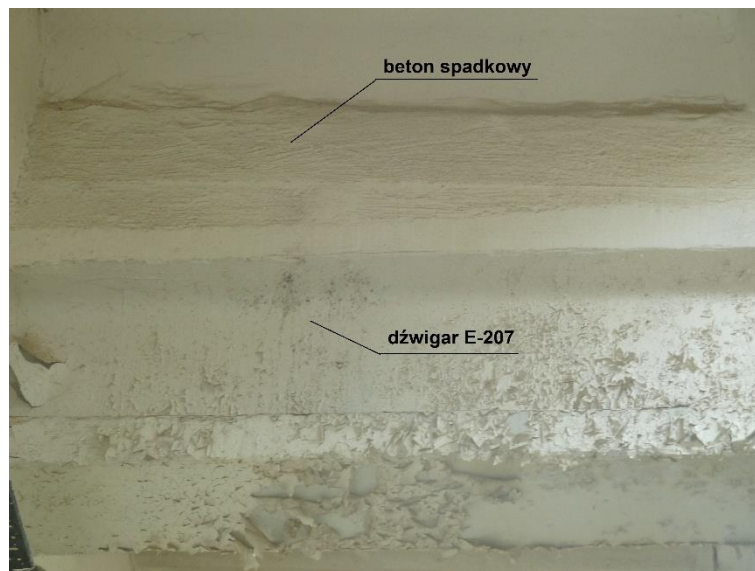


Rys. 9. Element E-204. Widok z boku (źródło: [2])



Zdjęcie 5. Widok dźwigara E-207 z całym systemem konstrukcyjnym.





Zdjęcie 6. Widok dźwigara E-207 z wskazaniem warstwy spadkowej betonowanej na placu budowy.

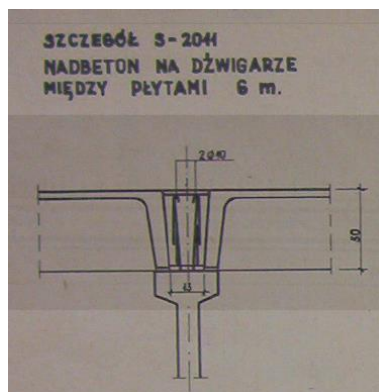


Zdjęcie 7. Widok dźwigarów E-205. Sekcja H2.



Zdjęcie 8. Widok dźwigarów E-204. Sekcja H5.

Detal połączenia płyt dachowych z dźwigarami poprzez zazbrojenie i zespolenie betonem monolitycznym pokazano na rysunku 10.



Rys. 10. Detal zespolenia płyt dachowych z dźwigarem (źródło:[3]).

#### 2.3.5. Słupy prefabrykowane.

Jak podano wyżej zdecydowana większość słupów przyjmuje wymiar 30x30cm. Rozkład zbrojenia słupów zinventaryzowano na podstawie widocznych odkrytych prętów (odspojona otulina istniejących słupów - patrz zdjęcia od 9 do 13), detektora stali oraz odkrywki wykonanej w słupie w osi N/8 (patrz zdjęcie 14). Rodzaj stali potwierdzono rozpoznając użebrowanie pręta na podstawie literatury [9]. W słupach zastosowano pręty ze stali gatunku St52 stosowanej po roku 1959. Granica plastyczności prętów wynosi  $f_k=360\text{MPa}$ . Zinventaryzowany rozkład zbrojenia przedstawiono na rysunku 11.





Zdjęcie 9. Inwentaryzacja zbrojenia słupa. Pomiar ~22mm.



Zdjęcie 10. Pomiar otulenia - 20mm.



Zdjęcie 11. Pomiar otulenia - 35mm.



Zdjęcie 12. Rozstaw strzemion –  $\phi 6$  co  $\sim 30$ cm .



Zdjęcie 13. Odsłonięte zbrojenie wykorzystane do inwentaryzacji.

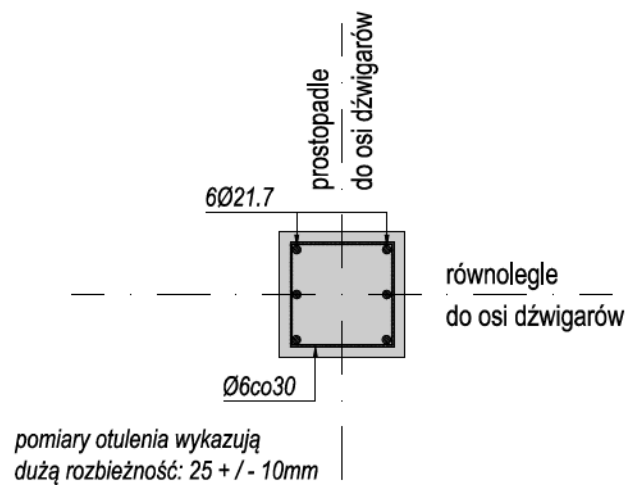




Zdjęcie 14. Charakterystyczne uźebrowanie pręta widoczne pomimo silnej korozji.



Zdjęcie 15. Odkrywka zbrojenia – pomiar ~22mm, otulenie ~30mm.



Rys. 11. Zbrojenie słupów żelbetowych.

## 2.4. Charakterystyka szczegółowa – sekcje B1 - B3.

Sekcje B1- B3 składają się z dwukondygnacyjnej prefabrykowanej konstrukcji ramowej wykonanej w rozstawie 6m. Słupy w osi 13 mają wymiar 35x30cm na parterze oraz na piętrze. W osi 14 na parterze wymiar słupa wynosi 35x55cm natomiast na piętrze 35x35cm. Rygiel ramy nad parterem to belka wymiarach 35x90cm oparta na wspornikach słupów w osiach 13 i 14. Połączenie belki z słupami jest sztywne (przenosi momenty zginające). Dołem do okuć wspornika słupa i belki został przyspawany płaskownik. Górą zakłada się zespolenie poprzez uciąglenie zbrojenia. Słup w osi 14 został wykonany z belką wspornikową przewieszoną za oś 14 na długość ~2,7m. Zakłada się, że zbrojenie górne w grubości stropu zostało uciągnięte ze zbrojeniem rygla (alternatywnie połączenie mogło zostać uciągnięte poprzez okucia i spawane nakładki – patrz [10,11]). Przekrój belki wspornikowej jest zbieżny od wymiaru 35x~100cm w licu słupa w osi 14 do 32x~60cm w licu elewacji. Rama kondygnacji górnej jest identyczna z tą różnicą, że została wykonana w spadku ok. 7%. Połączenia słupów wykonano 1,0m powyżej posadzki piętra w postaci blach (nakładek) dospawanych do okuć wykonanych w słupie dolnym i górnym. Szkic ramy przedstawiono w części rysunkowej opracowania. Zbrojenie główne rygli oraz słupów zinwentaryzowano za pomocą detektora stali oraz odkrywek. Wykonano odkrywkę podciągu na parterze (oś M), podciągu na piętrze (oś B) oraz słupów na piętrze (osie 13/E oraz 14/A'). Rozpoznane zbrojenie przedstawiono w części rysunkowej opracowania. We wszystkich odkrywkach rozpoznano stal zbrojenia głównego jako St52.

Ramy zostały połączone ze sobą stropem oraz stropodachem w postaci prefabrykowanych wielokanałowych płyt stropowych (płyty żerańskie) szerokości 150cm i grubości 24cm. Na podstawie odsłoniętego zbrojenia, detektora stali oraz odkrywek sklasyfikowano płyty stropodachu jako płyty typu SP-5/5,00 (na podstawie [12]). W pięciu przęsłach strop nad parterem został wykonany jako żelbetowy gęstożebrowy. Warstwy stropodachu rozpoznano jako:

2x Papa na lepiku	1 cm
Szlichta cementowa	~4 cm
Płyta wiórowo - cementowa	~3 cm
Cegła dziurawka	6.5 cm
Styropian	2 cm
2x Papa na lepiku	1 cm
Nadbeton wyrównawczy / zespalaający płyty	~5 cm
Płyta kanałowa	24 cm
Tynk wewnętrzny	1,5 cm

Warstwy stropu rozpoznano przy pomocy odwiertu jako:

Szlichta cementowa /posadzka / nadbeton wyrównawczy płyty	~11 cm
Płyta wielokanałowa	24 cm
Tynk	1,5 cm



Zdjęcie 16. Połączenie belki z słupem w ramie prefabrykowanej w sekcjach B1- B3.



Zdjęcie 17. Połączenie słupów w ramie prefabrykowanej w sekcjach B1- B3.



Zdjęcie 17. Odkrywanie zbrojenia rygla ramy parteru w sekcjach B1-B3.



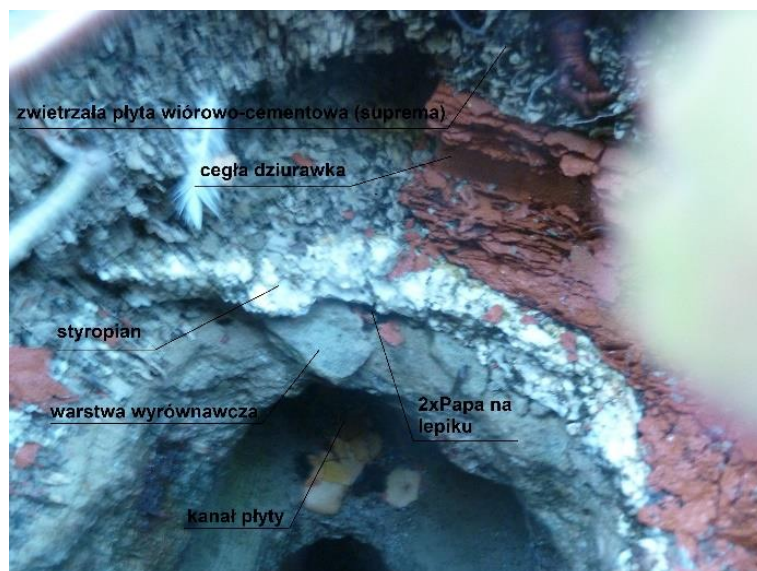


Zdjęcie 18. Odkrywka zbrojenia rygla ramy piętra w sekcjach B1-B3.



Zdjęcie 19. Odkrywki zbrojenia słupów ramy w sekcjach B1-B3.





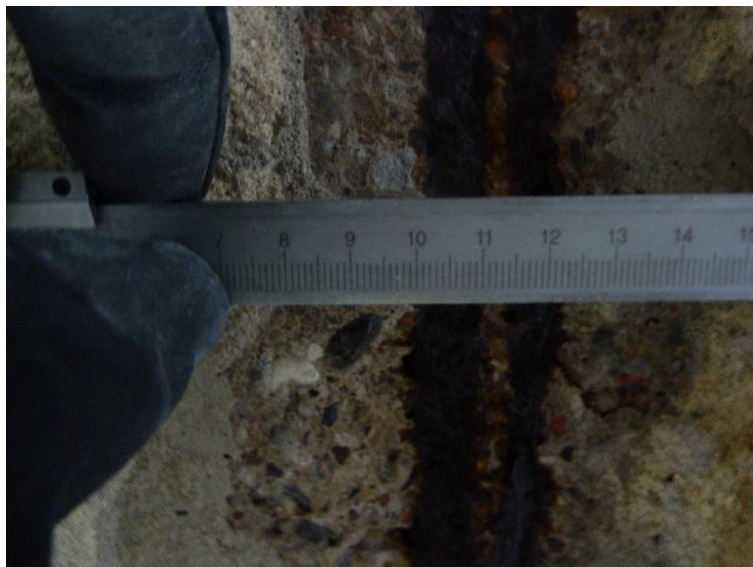
Zdjęcie 20. Warstwy wykończeniowe stropodachu.



Zdjęcie 21. Warstwy wykończeniowe stropodachu – widok cegły dziurawki.



Zdjęcie 22. Warstwy wykończeniowe stropu.



Zdjęcie 23. Zbrojenie płyt kanałowych stropodachu.

### **2.5. Charakterystyka szczegółowa – sekcja HS1.**

Sekcja HS1 Składa się z elementów stalowych: swobodnie-podpartych dźwigarów kratowych opartych na słupach i przekrytych blachą trapezową. Szczegóły znajdują się w dokumentacji fotograficznej dołączonej do podpunktu 3 niniejszego opracowania.



### 3. STAN ISTNIEJĄCY OBIEKTU ORAZ OCENA TECHNICZNA GŁÓWNYCH ELEMENTÓW NOŚNYCH KONSTRUKCJI.

#### 3.1. Kryteria oceny.

Przyjęto następujące kryteria oceny:

- **stan techniczny dobry (0-15% zużycia technicznego):** element budynku jest dobrze utrzymany, konserwowany, nie wykazuje zużycia i uszkodzeń
- **stan techniczny zadowalający (16-30% zużycia technicznego):** element budynku utrzymany jest należycie; celowy jest remont bieżący polegający na drobnych naprawach, uzupełnieniach i konserwacji
- **stan techniczny dostateczny (31-50% zużycia technicznego):** w elementach występują niewielkie uszkodzenia i ubytki; celowy jest częściowy remont kapitalny
- **stan techniczny mierny (niezadowalający) (51-70% zużycia technicznego):** w elementach występują silne uszkodzenia i ubytki; elementy nie spełniają aktualnych wymagań normowych; celowa jest weryfikacja obliczeniowa oraz rozpatrzenie remontu kapitalnego, wzmocnienia lub rozbiórki
- **stan techniczny zły (71-100% zużycia technicznego):** w elementach występują znaczne uszkodzenia, ubytki; cechy i właściwości wbudowanych materiałów mają obniżoną klasę, nie pełnią swojej funkcji, celowa jest rozbiórka elementu.

#### 3.2. Stan ogólny obiektu.

Budynek będący przedmiotem ekspertyzy nie jest użytkowany od końca lat 90 XX wieku [D2]. Nie dokonywano w nim bieżących napraw i koniecznych remontów. Przez fakt braku zabezpieczenia przez lata pustostan narażony był na dwa czynniki, które sukcesywnie doprowadziły do obecnego stanu technicznego obiektu. Pierwszym był czynnik ludzki na który składa się: ogólna dewastacja, rozkradanie elementów wyposażenia (instalacje, stalowe elementy drugorzędne np. nadproża ścian działowych, obróbki blacharskie), celowe niszczenie ścian, wybijanie elementów szklanych, próby podpaleń. Drugim czynnikiem są warunki atmosferyczne działające przez lata na obiekt. Dewastacja doprowadziła obiekt do „stanu surowego otwartego” przez co jego elementy przez lata narażone były na działanie agresywnego środowiska zewnętrznego. Brak bieżących napraw doprowadził do nieszczelności dachu. Występują liczne wykwity / porosty świadczące o korozji biologicznej. Tynki oraz elementy wykończenia są zdewastowane, częściowo odspojone od ściany co jest wynikiem zawilgocenia połączonego z temperaturą (wysoka temperatura latem, mróz zimą).

**Stan elementów drugorzędnych, takich jak ściany działowe, podkonstrukcje, instalacje oraz stan elementów wykończenia należy uznać za zły.** Pod tym kątem obiekt nie posiada żadnego wyposażenia, które nadawałoby się do odbudowy lub ponownego wykorzystania. Lokalizację zdjęć przedstawionych poniżej umieszczono na rysunku 002 części rysunkowej opracowania.

### 3.2.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie O1. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



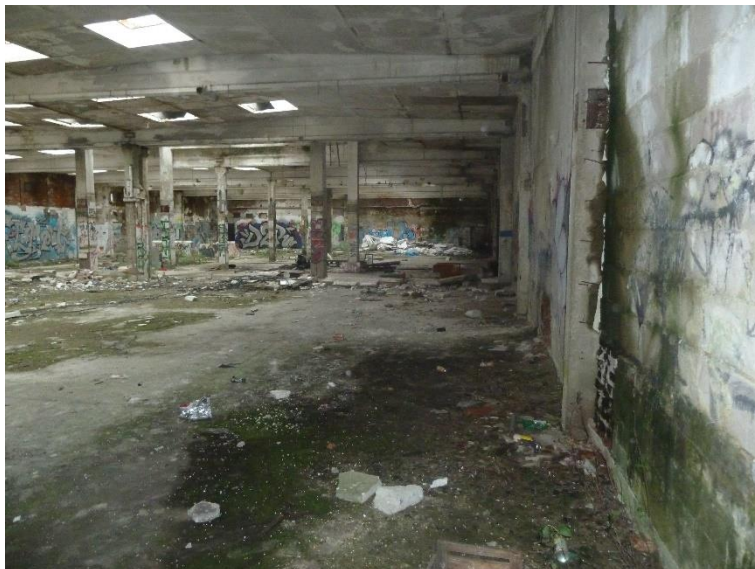
Zdjęcie O2. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



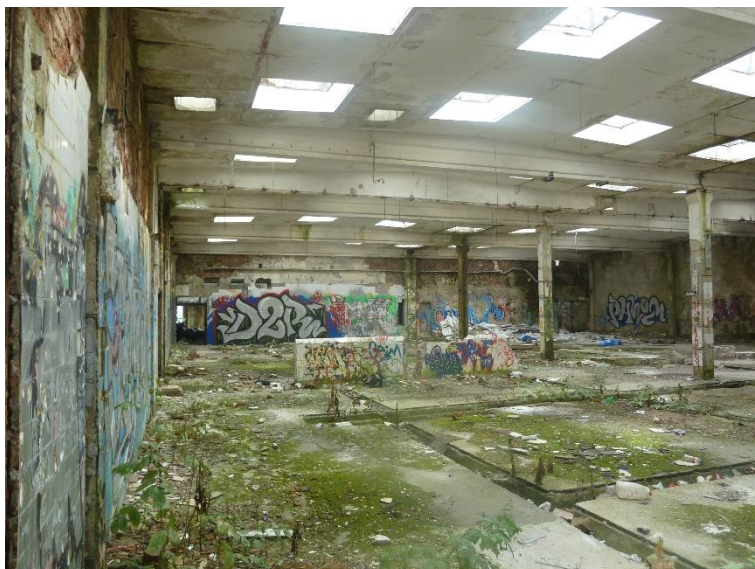
Zdjęcie O3. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O4. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

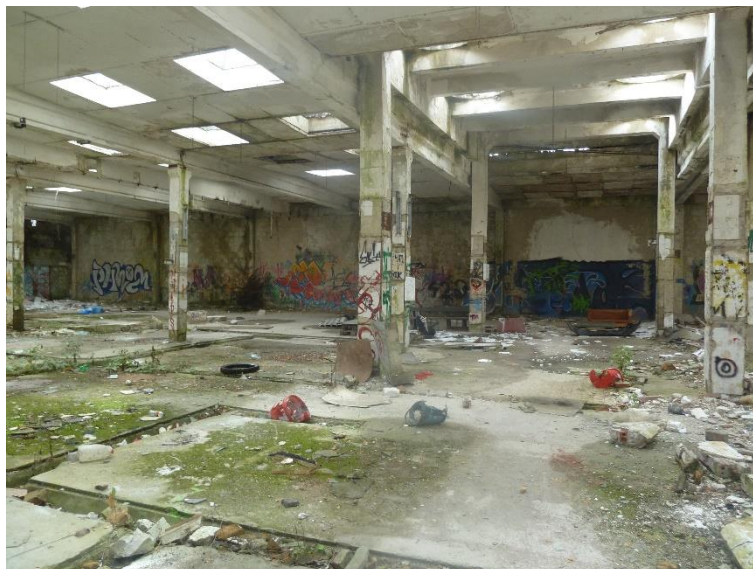


Zdjęcie O5. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O6. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O7. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O8. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O9. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

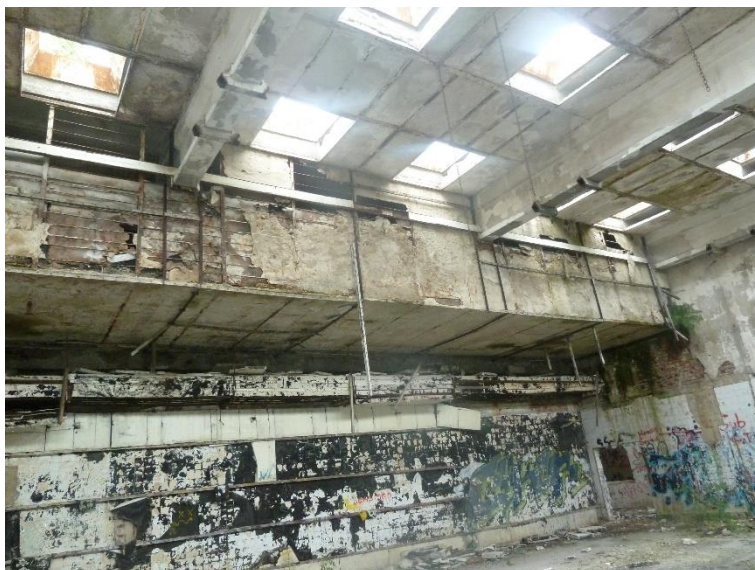




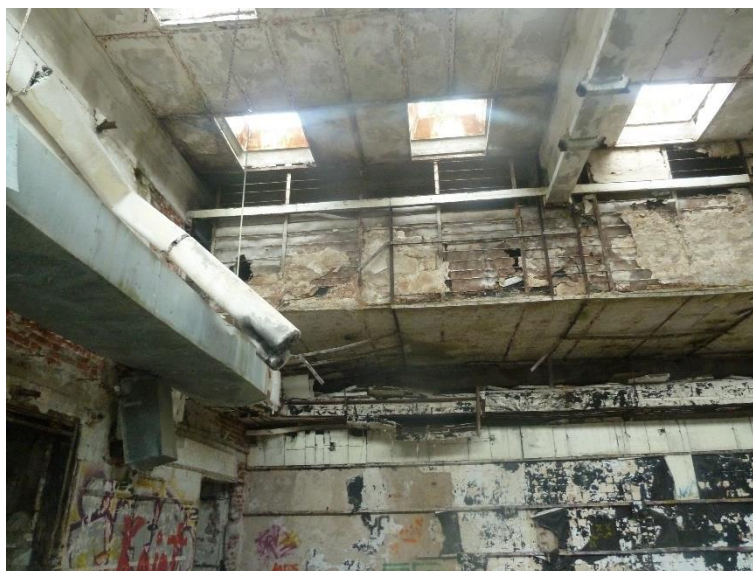
Zdjęcie O10. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O11. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



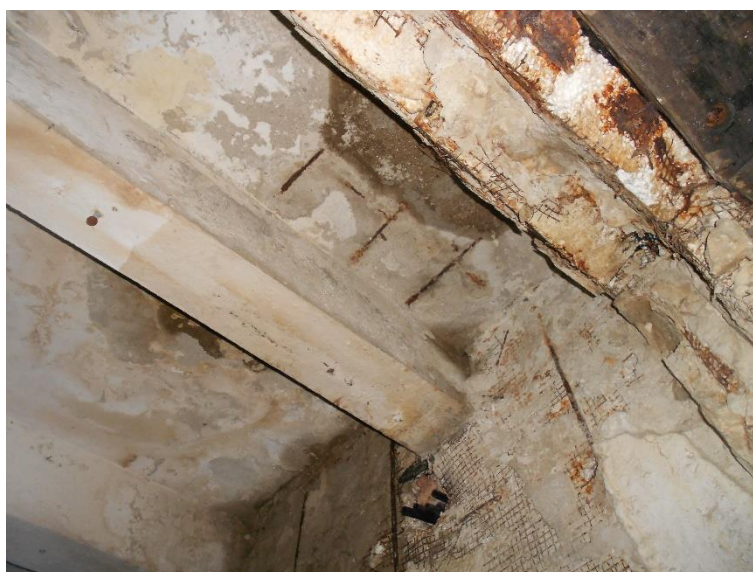
Zdjęcie O12. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O13. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O14. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O15. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





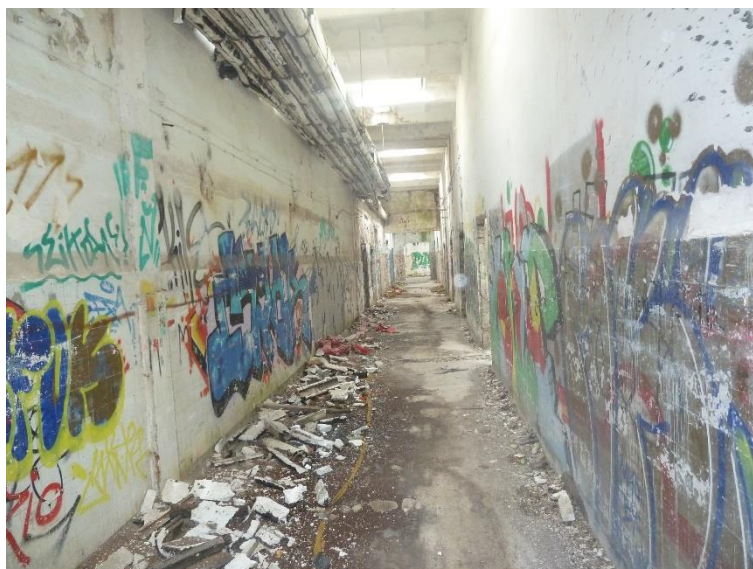
Zdjęcie O16. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O17. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O18. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O19. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O20. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O21. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O22. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O23. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



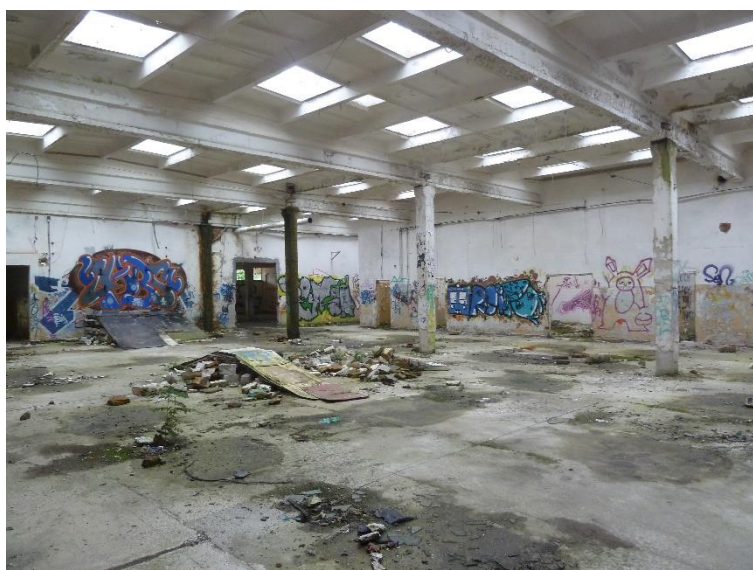
Zdjęcie O24. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O25. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O26. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

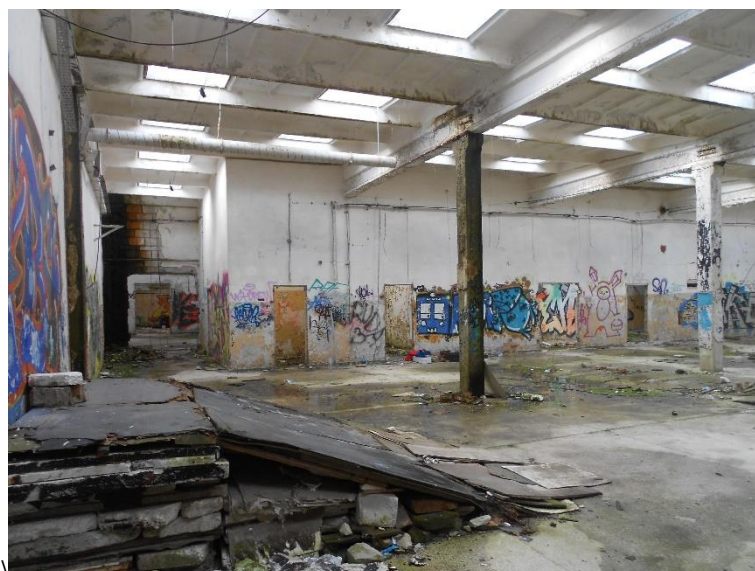


Zdjęcie O27. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

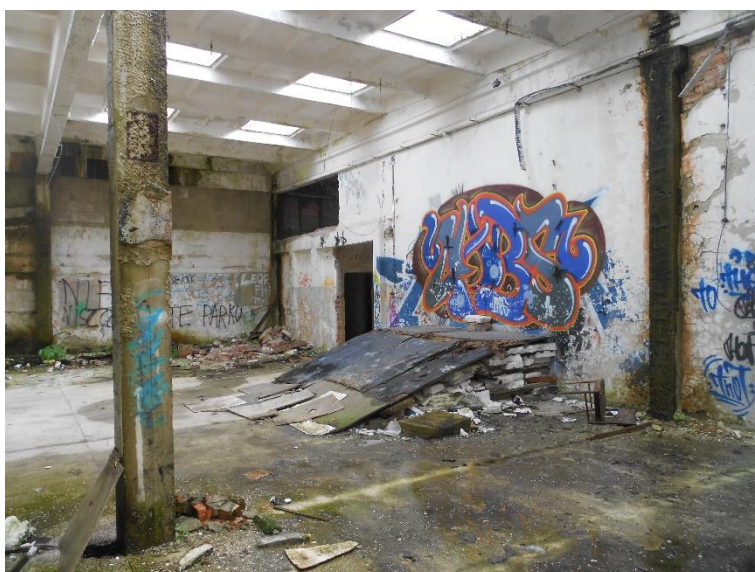




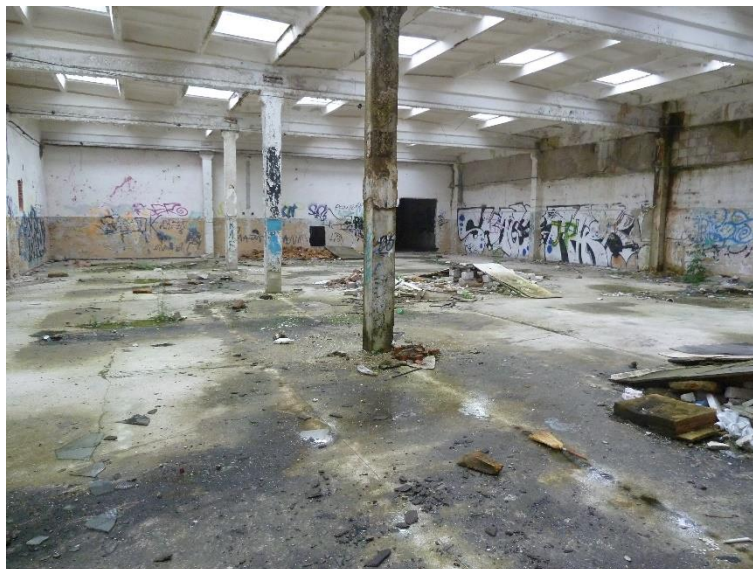
Zdjęcie O28. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



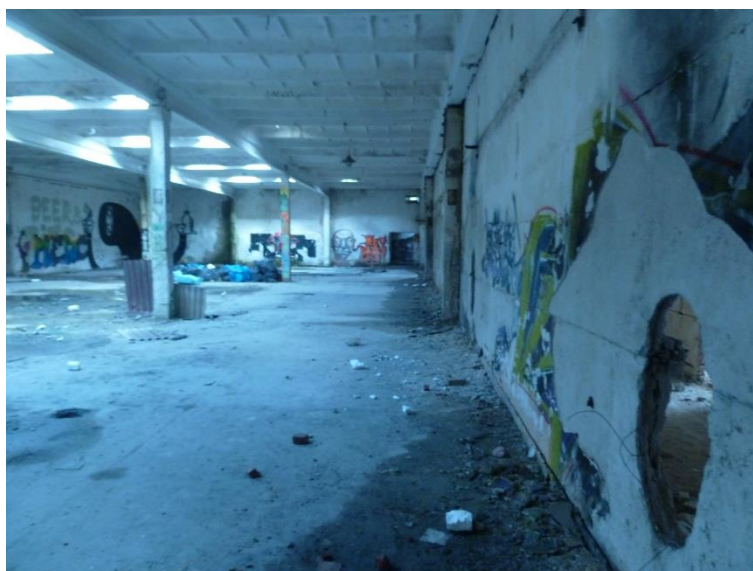
Zdjęcie O29. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



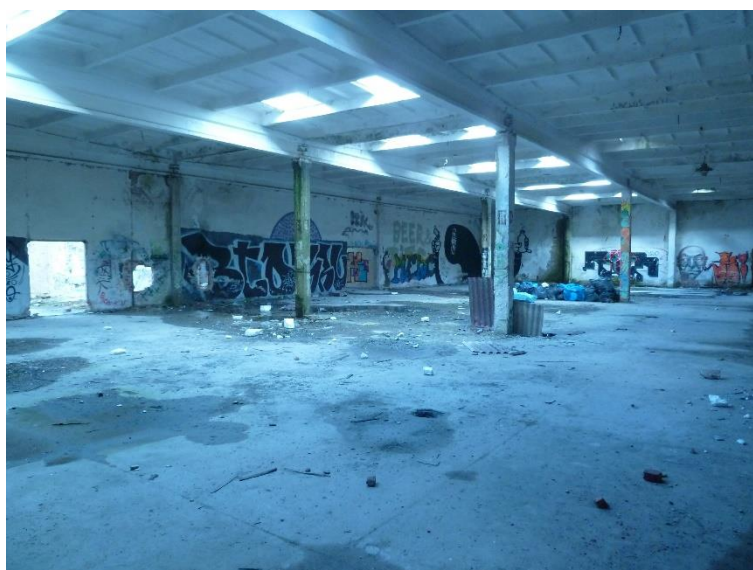
Zdjęcie O30. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O31. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O32. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O33. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O34. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O35. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O36. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





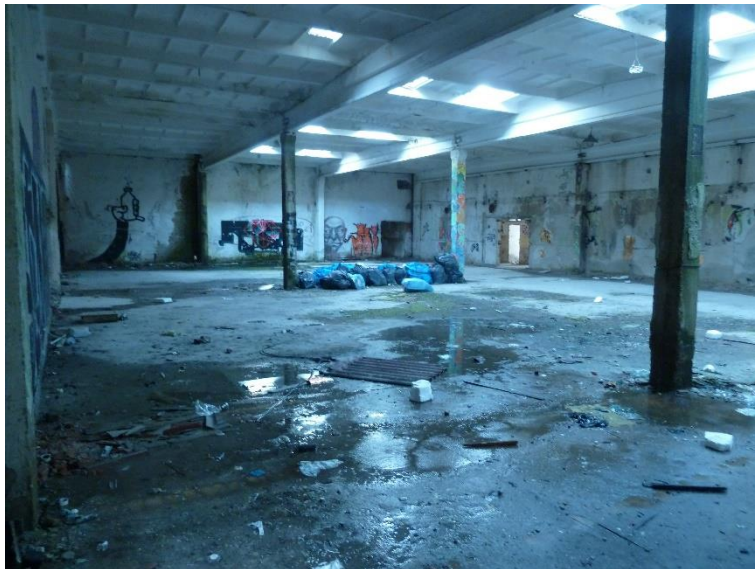
Zdjęcie O37. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O38. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



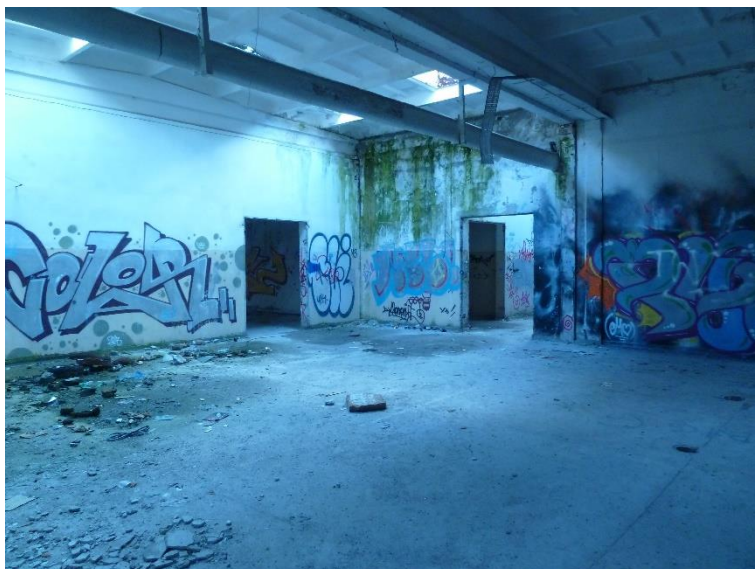
Zdjęcie O39. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O40. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O41. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

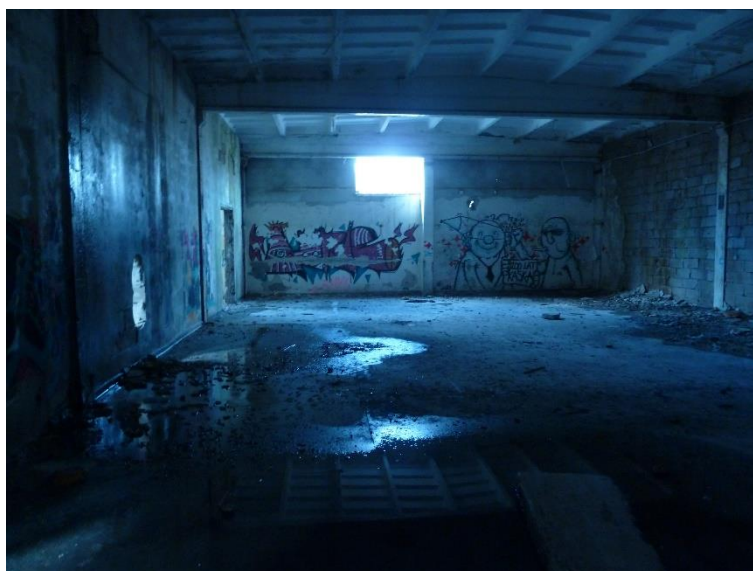


Zdjęcie O42. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O43. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O44. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



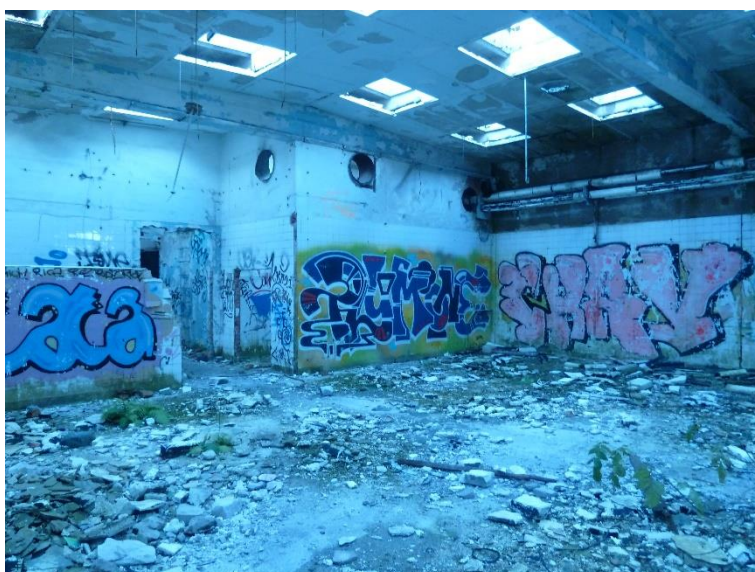
Zdjęcie O45. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O46. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O47. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

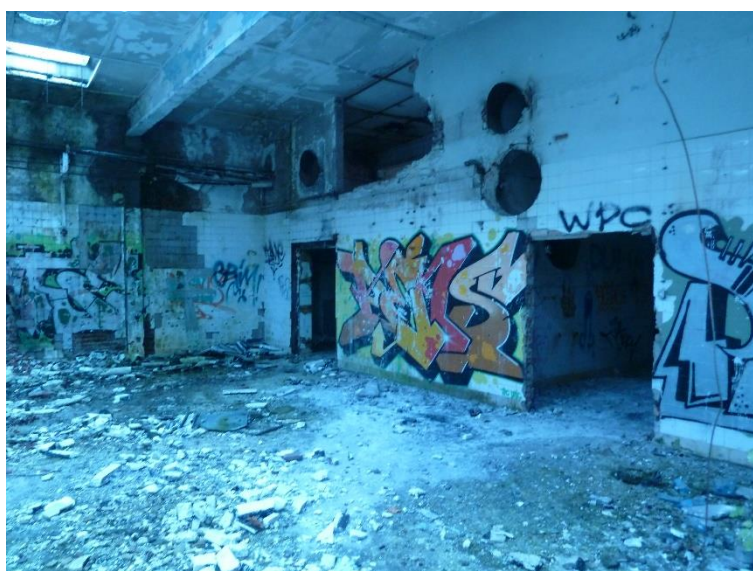


Zdjęcie O48. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

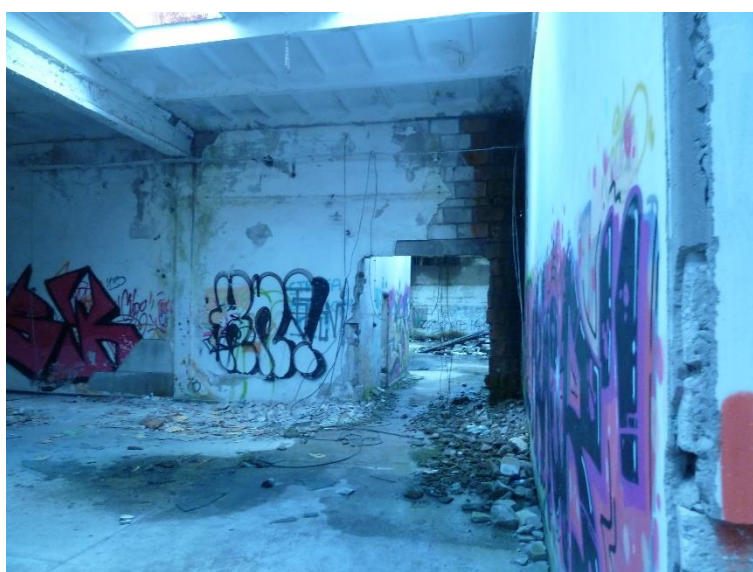




Zdjęcie O49. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O50. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



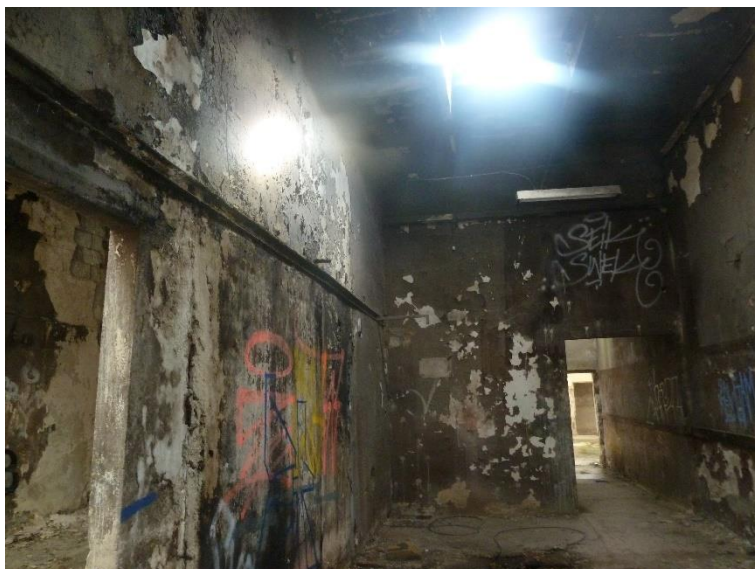
Zdjęcie O51. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O52. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O53. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

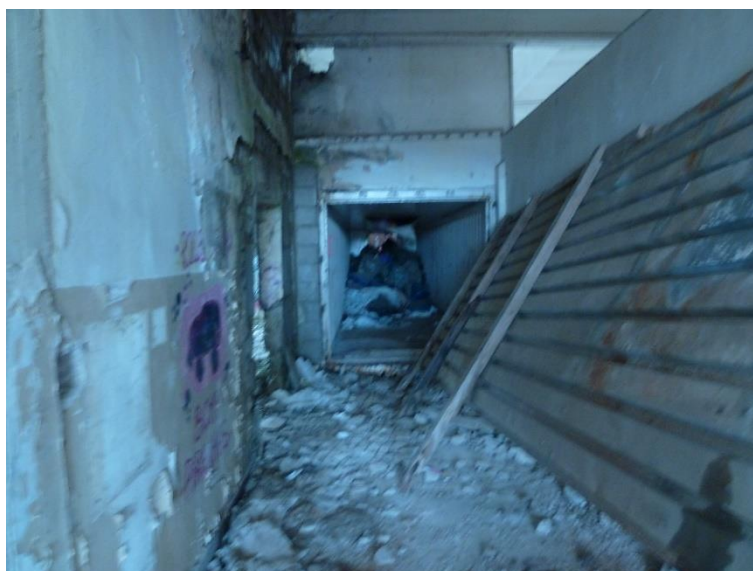


Zdjęcie O54. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O55. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O56. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O57. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O58. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O59. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



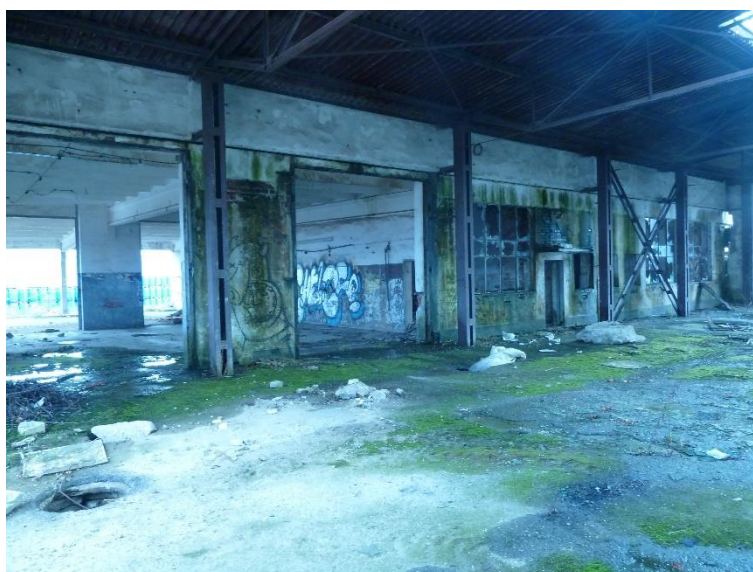
Zdjęcie O60. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O61. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O62. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O63. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O64. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O65. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O66. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

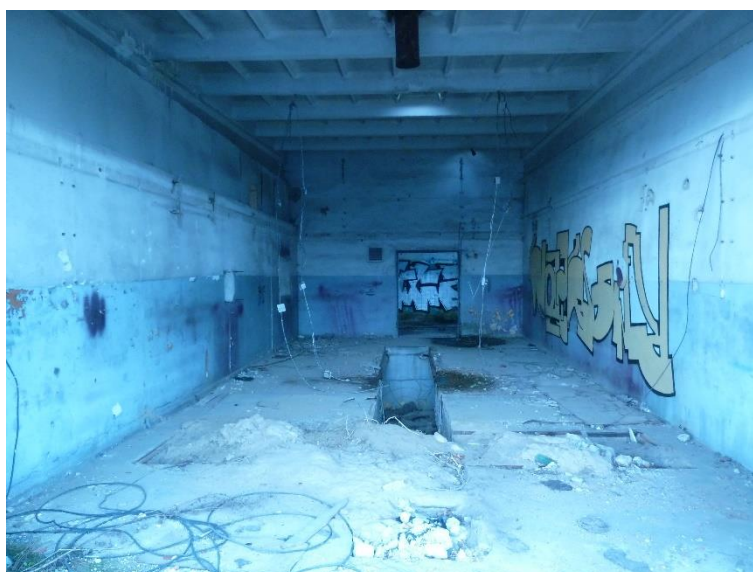




Zdjęcie O67. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O68. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O69. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O70. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O71. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie O72. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie O73. Stan ogólny obiektu – lokalizacja według części rysunkowej.

### 3.3. Elewacja.

Elewacja analogicznie jak w przypadku stanu ogólnego obiektu zawiera liczne ślady niekorzystnego działania warunków atmosferycznych, braku bieżących napraw oraz dewastacji. Obiekt nie posiada stolarki okiennej ani drzwiowej (w tym bram). Na części obiektu tynk całkowicie odpadł zrywając równocześnie fragmenty ścian elewacyjnych. W kilku miejscach w wyniku celowych działań niszczących ściany są podziurawione. W części ścian widać zamurowane otwory stanowiące pasma naświetleniowe hali. Występują zarysowania w miejscach dylatacji oraz w miejscach połączeń elementów. Zarysowania te wynikają z błędów projektowo / wykonawczych takich jak: brak dylatacji w warstwach wykończeniowych w miejscach zdylatowania elementów konstrukcji czy fragmentowe dorabianie warstw elewacyjnych w miejscach zamurowanych otworów. Zarysowania te nie świadczą o złym stanie konstrukcji obiektu. Ściany elewacyjne są zamoknięte, miejscami pokryte naroślami i wykwitami świadczącymi o korozji biologicznej. **Stan elewacji jest mierny.** Odpadający tynk może stanowić zagrożenie dla osób przebywających w pobliżu. Lokalizację zdjęć przedstawionych poniżej umieszczono na rysunku 002 części rysunkowej opracowania.

#### 3.3.1. Dokumentacja fotograficzna.





Zdjęcie E1. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E2. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E3. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E4. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E5. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E6. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E7. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E8. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E9. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E10. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E11. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E12. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E13. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E14. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E15. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E16. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E17. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E18. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E19. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E20. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E21. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E22. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E23. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E24. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E25. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E26. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E27. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie E28. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E29. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie E30. Stan elewacji – lokalizacja według części rysunkowej.

### 3.4. Dach.

Pokrycie dachu jest nieszczelne i kwalifikuje się do całkowitej wymiany. Występują liczne spękania, ubytki. Naświetla w płytach dachowych nie posiadają szyb. System odprowadzenia wody jest nieskuteczny przez co na dużej powierzchni dachu woda stoi i przenika w głąb elementów budynku co jest jedną z głównych przyczyn złego stanu technicznego obiektu. W pierwotnym stanie woda była odprowadzana w jednym kierunku poprzez spadki wykonane w dźwigarach strunobetonowych natomiast w drugim kierunku poprzez spadki wykonane przy pomocy obniżenia poziomu osadzenia co drugiego dźwigara. W takim systemie otwory odprowadzające wodę z dachu znajdują się przy słupach konstrukcji. Ze względu na całkowity brak instalacji część wody, która zgodnie z wykonanymi spadkami spływa do tych otworów oblewa bezpośrednio słupy konstrukcji głównej. Można zatem stwierdzić, że obecny **stan dachu jest zły** oraz jest przyczyną niszczenia całej konstrukcji nośnej hali. Lokalizację zdjęć przedstawionych poniżej umieszczono na rysunku 003 części rysunkowej opracowania.

#### 3.4.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie D1. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D2. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D3. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D4. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D5. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D6. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D7. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D8. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D9. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D10. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D11. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D12. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D13. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D14. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D15. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D16. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D17. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D18. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D19. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D20. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D21. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D22. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D23. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D24. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D25. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D26. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.





Zdjęcie D27. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D28. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D29. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.



Zdjęcie D30. Stan dachu – lokalizacja według części rysunkowej.

### **3.5. Fundamenty.**

W obiekcie nie rozpoznano negatywnego wpływu wywołanego nadmiernym osiadaniem lub zniszczeniem podłoża gruntowego. Na podstawie odkrywki fundamentu potwierdzono **dobry stan fundamentów**. Zgodnie z wytycznymi zawartymi w [1] utwierdzenie słupów w stopach fundamentowych zostało wykonane z pomocą tzw. kielicha. Wierzch kielicha znajduje się 105cm poniżej poziomu posadzki. Szerokość ścianki kielicha wynosi ok. 30cm, natomiast jej wysokość ok. 50cm.

#### **3.5.1. Dokumentacja fotograficzna.**



Zdjęcie F1. Odkrywka fundamentu.





Zdjęcie F2. Poziom wierzchu ścianek kielicha fundamentowego.



Zdjęcie F3. Odkrywka fundamentu. Poziom wierzchu kielicha fundamentowego.

### 3.6. Podpiwniczenie.

**Płyty stropowe typu TT** w większości wykazują daleko posuniętą korozję stali zbrojeniowej spowodowaną karbonatyzacją oraz wilgocią [13]. Żebra płyt wykazują podłużne rysy wzdłuż zbrojenia głównego. Wiele głównych nośnych prętów zbrojeniowych jest pozbawiona otulenia betonem w wyniku odprysku spowodowanego korozją stali.

**Stan płyt stropowych typu TT należy uznać za zły, zagrażający katastrofą budowlaną.**

**Płyty stropowe korytkowe, płyty stropowe kanałowe, prefabrykowane belki** wykazują liczne ubytki otulenia zbrojenia głównego, dziury spowodowane dewastacją, przebarwienia i naloty spowodowane korozją biologiczną oraz przebarwienia / odsłonięcia zbrojenia co jest związane z agresywnym środowiskiem działającym przez wiele lat na te elementy oraz brakiem wykonywania konserwacji i bieżących napraw.

Zgodnie z aktualną sytuacją można uznać, że dane elementy były przez wiele lat (i są nadal) poddane działaniu środowiska odpowiadającego klasom ekspozycji XC3, XC4 oraz okresie zimowym XF3. Zgodnie z [N5] minimalna otulina zbrojenia wymagana ze względu na trwałość stali zbrojeniowej ( $c_{min,dur}$ ) wynosi w takim przypadku 25 - 30mm. Na podstawie widocznych ubytków otulenia zbrojenia można stwierdzić, że istniejąca otulina betonem nie spełnia wymagań aktualnej normy [N5].

**Stan płyt korytkowych, kanałowych oraz belek prefabrykowanych należy uznać za zły, niespełniający aktualnych przepisów i nadający do rozbiórki.**

**Belka w osi 14** nie wykazuje zarysowań, nadmiernych ugięć świadczących o przekroczeniu nośności. Nie widać też śladów korozji zbrojenia. Wynika to prawdopodobnie z zastosowania w belce większego otulenia betonem. **Stan belki jest zadowalający.**

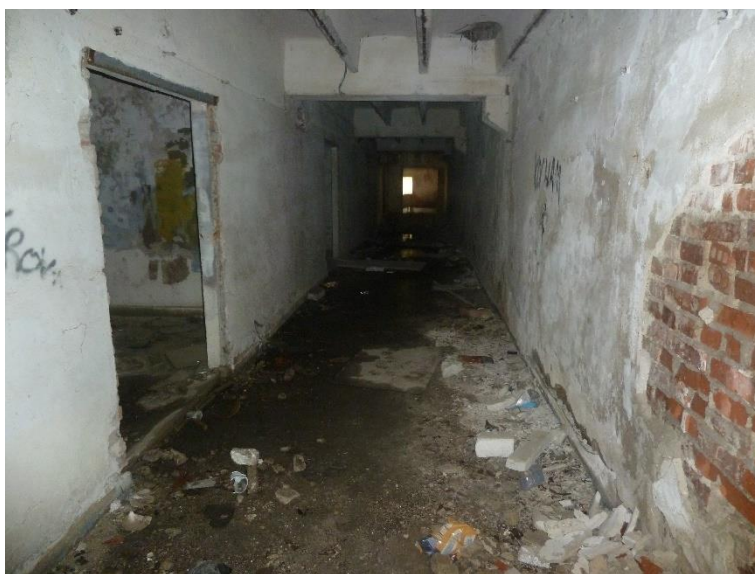
**Słupy prefabrykowane piwnicy** nie wykazują zarysowań, nadmiernych odchylen świadczących o przekroczeniu nośności elementu. Lokalnie w niewielu miejscach odkryte są skorodowane pręty zbrojeniowe (strzemiona) świadczące zbyt małej otulenie betonu. Część słupów jest mokra (szczególnie w osi A). Występują na nich naloty i przebarwienia.

**Stan słupów należy uznać za dostateczny, nie zagrażający katastrofie budowlanej, lecz wymagający remontu.**

**Nośne ściany murowane** pomimo lokalnych ubytków oraz dużej wilgotności nie wykazują zarysowań czy pęknięć. Ściany nośne są zawilgocone / mokre. Występują wykwyty korozji biologicznej co w przypadku konstrukcji murowanych powoduje destrukcję materiału i pogorszenie właściwości wytrzymałościowych.

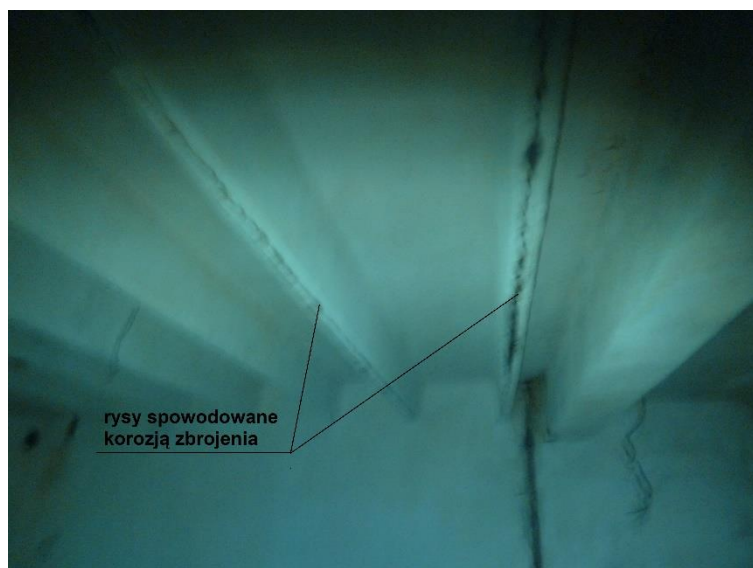
**Stan konstrukcyjnych ścian murowanych należy uznać za mierny.**

#### 3.6.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie P1. Wejście do piwnicy od strony klatki schodowej KL1.

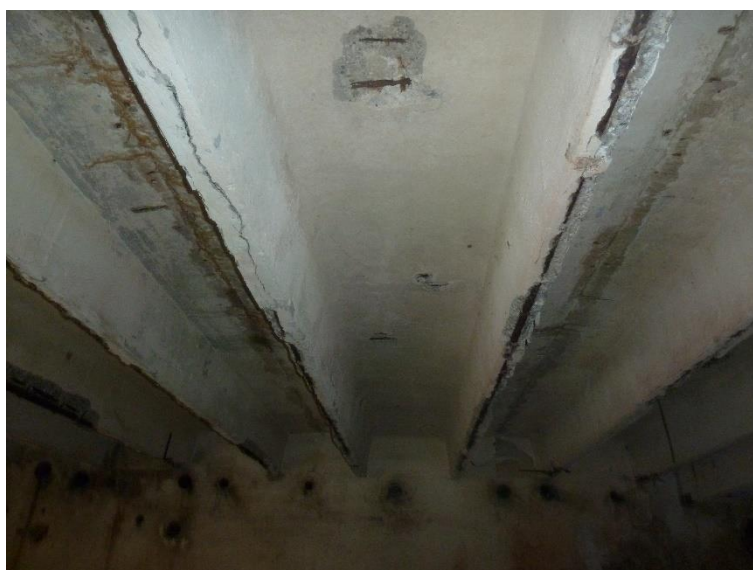




Zdjęcie P2. Płyty TT – zarysowania wzdłuż zbrojenia głównego.



Zdjęcie P3. Płyty TT – odpryski otulenia i korozja zbrojenia głównego.



Zdjęcie P4. Płyty TT – zarysowania i ubytki otulenia wzdłuż zbrojenia głównego spowodowane korozją.



Zdjęcie P5. Płyty kanałowe oraz belka w osi 14 – korozja zbrojenia poprzecznego płyt.



Zdjęcie P6. Korozja i brak otulenia belki oraz słupa prefabrykowanego.



Zdjęcie P7. Widok na część podpiwniczenia pod segmentem H4 – ogólny stan dewastacji.





Zdjęcie P8. Przebarwienia i naloty korozji biologicznej w miejscach stałych przecieków.



Zdjęcie P9. Ogólny stan dewastacji.



Zdjęcie P10. Płyty korytkowe – lokalne zniszczenia i punktowe odkrycia stali zbrojeniowej.



Zdjęcie P11. Płyty korytkowe i podciągi – lokalne ubytki otulenia i korozja stali zbrojeniowej.



Zdjęcie P12. Płyty korytkowe i podciągi – brak otulenia i korozja stali zbrojeniowej.



Zdjęcie P13. Podciąg prefabrykowany – odsłonięte pręty zbrojeniowe.





Zdjęcie P14. Zniszczone nadproże ściany działowej.



Zdjęcie P15. Odspojona otulina betonu i korozja zbrojenia belek oraz płyt korytkowych.



Zdjęcie P16. Korozja biologiczna oraz widoczne pręty zbrojeniowe stropu.



Zdjęcie P17. Odspojona otulina betonu w słupie.



Zdjęcie P18. Stan zniszczenia stropu z płyt korytkowych.

### **3.7. Sekcje H1-H7.**

#### **3.7.1. Płyty dachowe.**

Na większości powierzchni płyt dachowych widać oznaki nieszczelności dachu. Woda przecieka przede wszystkim w stykach płyt dachowych, otworach naświetleniowych oraz otworach przeznaczonych pierwotnie do odprowadzania wody z połaci dachowej. Nieszczelności w stykach płyt są szczególnie znaczące ponieważ w tych miejscach znajdują się żebra z zbrojeniem głównym tych elementów, które decyduje o ich nośności. W wielu miejscach poza zamoczeniem oraz wykwitami widać zarysowania wzdłuż zbrojenia czy odspojoną otulinę. Te efekty świadczą ewidentnie o znacznej korozji zbrojenia głównego płyt dachowych. Część płyt zachowana jest lepszym stanie. Decydujące znaczenie ma w tym wypadku szczelność warstw wykończeniowych dachu. Szacunkowe wyliczenie pozwala stwierdzić, że część płyt nie wykazujących zewnętrznych objawów korozji zbrojenia oraz zamoczenia jest równa nie więcej niż 30% całej powierzchni dachu.



Obliczenia wykonane w podpunkcie 5.1 wykazały, że w przypadku wystąpienia normowych obciążeń śniegiem i wiatrem katalogowa nośność płyt dachowych jest przekroczona (wytężenie od 114% do 185%). Stan ten wynika z faktu, że w stosunku do czasu projektowania istniejącego obiektu znacznie wzrosły wartości przyjmowanych obciążeń klimatycznych. Dodatkowo różne wysokości poszczególnych części obiektu generują obciążenie płyt dachowych w postaci worków śnieżnych. Według [7] w takich wypadkach (kiedy nośność płyt jest niewystarczająca) powinny zostać zastosowane żebra poszerzone wzmocnione odpowiednim zbrojeniem. Takich płyt w konstrukcji dachu nie zaobserwowano co może świadczyć o błędzie poczynionym w trakcie projektowania / wykonywania obiektu.

**Stan płyt należy uznać za zły.** Niespełniający wymogów stawianych przez aktualne normy projektowe.

#### 3.7.1.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie PD1. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD2. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD3. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD4. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD5. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.





Zdjęcie PD6. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD7. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD8. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD9. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD10. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.

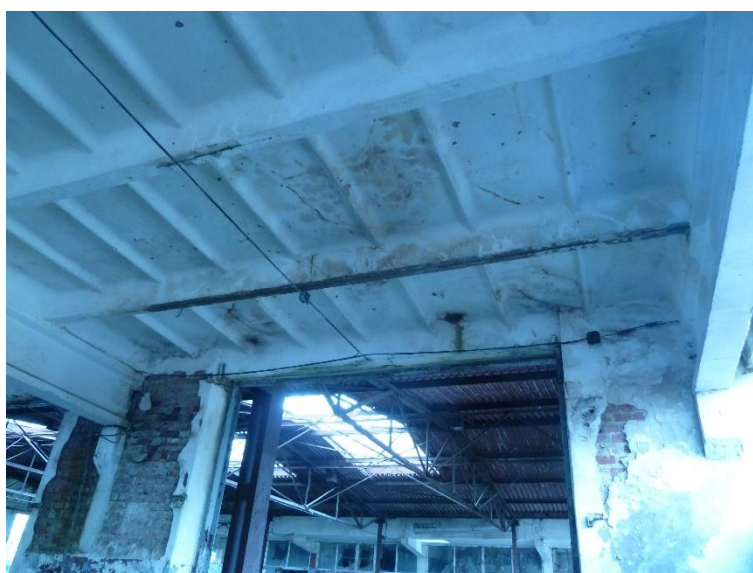


Zdjęcie PD11. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.





Zdjęcie PD12. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD13. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD14. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD15. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.



Zdjęcie PD16. Stan zniszczenia konstrukcji płyt dachowych.

### 3.7.2. *Dźwigary dachowe.*

Cześć dźwigarów analogicznie do pozostałych elementów konstrukcji pokryta jest wykwitami glonów, przebarwieniami wynikającymi z warunków panujących od lat w istniejącym obiekcie. Połączenia dźwigarów są skorodowane. Pojedyncze sztuki nie zawierają ceowników łączących dźwigary oparte na tym samym słupie (patrz zdjęcie DD1).

Dźwigary dachowe nie wykazują nadmiernych ugięć oraz zarysowań, które mogłyby sygnalizować przekroczenie stanu nośności tych elementów. Pomimo tego analiza obliczeniowa (patrz podpunkt 5.2) wykazała, że w stosunku do aktualnych norm obciążeniowych ([N1], [N2], [N3], [N4]) dźwigary nie zachowują wymaganego poziomu bezpieczeństwa. Dla podstawowych wariantów obciążenia (bez worków śnieżnych) i typowego dźwigara E-207 przy założeniu wariantu V zbrojenia sprężającego wartości wyężenia oscylują w granicach 94% do 114%. Wyężenie to wzrasta w przypadku dźwigarów znajdujących się w obrębie występowania zwiększonego obciążenia śniegiem (worki śnieżne) lub w przypadku, gdy w dźwigarach został użyty inny od założonego typ zbrojenia sprężającego.



**Stan dźwigarów określa się jako mierny, niespełniający wymagań aktualnych przepisów normowych.** Należy zwrócić uwagę na fakt zespolenia konstrukcji dźwigarów z płytami dachowymi. Dźwigary uzyskują pełną nośność jedynie przy pełnej współpracy i zmonolityzowaniu z płytami dachowymi. W związku z tym rozbiórka płyt dachowych wiąże się z utratą katalogowej nośności tych elementów.

*3.7.2.1. Dokumentacja fotograficzna.*



Zdjęcie DD1. Brak połączenia dźwigarów opartych na tym samym słupie.



Zdjęcie DD2. Skorodowane elementy stalowe połączenia dźwigarów opartych na tym samym słupie.



Zdjęcie DD3. Skorodowane elementy stalowe połączenia dźwigara z słupem skrajnym.



Zdjęcie DD4. Stan dźwigarów strunobetonowych – sekcja H1.



Zdjęcie DD5. Stan dźwigarów strunobetonowych – sekcja H1 / H4.





Zdjęcie DD6. Przykładowe śladowe oznaki korozji zbrojenia (strzemion) dźwigara w sekcji H7.

### 3.7.3. Słupy.

Większość słupów konstrukcji nośnej narażona jest na bezpośrednie oblewanie wodą deszczową ze względu na nieszczelność dachu. Sytuację tą dobrze obrazuje zdjęcie S1. Efektem tego przez lata dochodziło korozji betonu oraz stali zbrojeniowej. W niektórych miejscach zbrojenie jest pozbawione otulenia. Odprysk betonu nastąpił w wyniku korozji stali zbrojeniowej i zmiennej temperatury. W nielicznych słupach znaleźć można zarysowania wzdłuż zbrojenia głównego co świadczy o daleko idącej korozji stali zbrojeniowej (zdjęcie S2 - stan przed odpryskiem otulenia). Dodatkowo wykonano odkrywkę w miejscu gdzie nie było śladu zarysowania. Pręt zbrojeniowy w odkrywce również wykazuje ślady korozji (zdjęcie S3) co jest potwierdzeniem postępującej degradacji materiałów z których wykonano słupy.

Na podstawie obserwacji i pomiarów stwierdzono również miejscowe błędy wykonawcze. W niektórych słupach dostrzec można ślady nieprawidłowego zawibrowania betonu. Pomiary wskazują na dużą wariację otuliny betonowej (15mm – 30mm). W kilkunastu słupach oparcia dźwigarów dachowych zawierają odchyłki wykonawcze rzędu 30mm.

Badania urządzeniem sklerometrycznym wykazały dużą niejednorodność w wytrzymałości betonu. Badane słupy można sklasyfikować do dwóch kategorii z których pierwsza charakteryzują się wyższą wytrzymałością. Są to słupy, które nie były narażone na bezpośrednie oblewanie wodą deszczową. Według badań nieniszczących (urządzenie sklerometryczne) słupy te cechują się wytrzymałością na ściskanie rzędu 17,5 MPa. Druga kategoria to słupy mokre, zniszczone powierzchniowo przez obfite oblewanie wodą deszczową. Według badań nieniszczących wykazują one skrajnie niską wytrzymałość na ściskanie rzędu 7,5 MPa przy współczynniku zmienności prawie 30%. Wykonane badania sklerometryczne cechowały się znaczną zmiennością co pozwala stwierdzić niejednorodność betonu będącą wynikiem działania czynników niszczących. Wykonane badania niszczące pobranych próbek materiałowych wskazują, że beton użyty w słupach osiąga wytrzymałość na ściskanie rzędu 32,1 MPa. Badania te wykazały większą jednorodność wytrzymałości betonu. Należy zaznaczyć, że badane próbki pobrane zostały z betonu znajdującego się wewnątrz słupa (próbka badana pobrana z głębokości od ok. 7cm do ok.15cm od powierzchni zewnętrznej). Na tej podstawie można stwierdzić, że

degradacja betonu dotyczy przede wszystkim jego warstwy powierzchniowej. Do analizy nośności należy przyjąć przekrój mniejszy od występującego w rzeczywistości. Weryfikacja obliczeniowa z udziałem aktualnych normowych obciążeń klimatycznych wskazała na przekroczenie nośności analizowanych elementów.

Dla wybranych słupów hali wykonano pomiary przemieszczenia poziomego biorąc pod uwagę część słupa ponad posadzką. Pomierzone wartości przemieszczeń korony słupa opisano na rysunku 002. Oscylują one w granicach 11 – 28 mm. Wartości te nie przekraczają dopuszczalnych przemieszczeń wynoszących  $H/150 = 4400/150 = 29\text{mm}$ .

**Na podstawie powyższych faktów stan słupów należy uznać za zły.**

#### 3.7.3.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie S1. Słupy oblewane wodą deszczową ze względu na brak instalacji odprowadzenia wody z dachu.

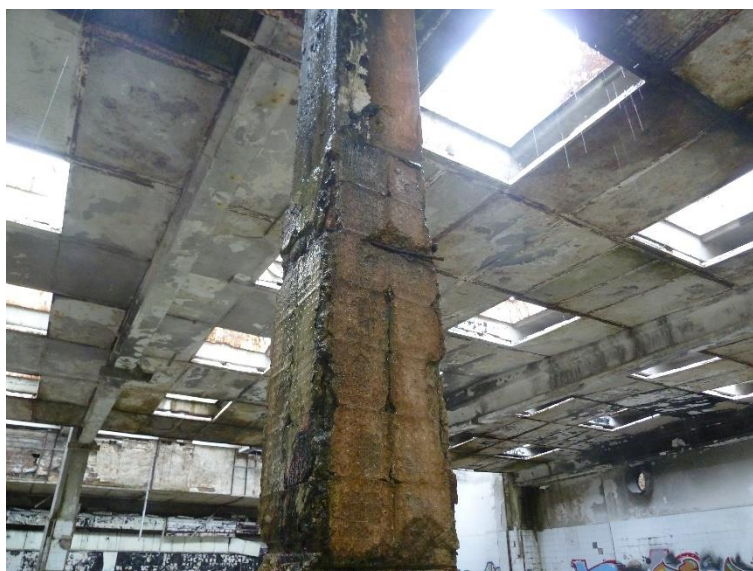


Zdjęcie S2. Zarysowanie wzdłuż prętów zbrojeniowych będące oznaką zaawansowanej korozji.





Zdjęcie S3. Odkrywka – korozja pręta zbrojeniowego.



Zdjęcie S4. Stan słupów.



Zdjęcie S5. Stan słupów.



Zdjęcie S6. Wspornik słupa – zwietrzała wierzchnia warstwa betonu.



Zdjęcie S7. Stan słupów.





Zdjęcie S8. Stan słupów.



Zdjęcie S9. Stan słupów.



Zdjęcie S10. Stan słupów.



Zdjęcie 11. Błędnie zawibrowany beton oraz wypłukanie matrycy cementowej – błędy wykonawcze oraz działanie degradacyjne wody.





Zdjęcie 12. Odchyłki montażowe (mimośrodowe obciążenie słupów) – błędy wykonawcze.

### **3.8. Sekcje B1-B3.**

#### **3.8.1. Płyty kanałowe stropodachu.**

Na praktycznie całej powierzchni stropodachu (szacunkowo 90%) z uwagi na nieuszczelnność warstw wykończeniowych od spodu stropu zauważono liczne zacieki, zagrzybienia, wykwyty glonów. Na praktycznie całym stropie widać zarysowania w miejscach krawędzi płyt. Również w miejscach styków występują największe plamy / zacieki świadczące o tym, że beton uzupełniający jest zamoczony. Na podstawie tych obserwacji można stwierdzić, że

beton w stykach częściowo (lub całkowicie) stracił właściwości zespalające co jest przyczyną klawiszowania (niezależna praca statyczna każdej płyty). W niektórych miejscach zbrojenie płyt jest pozbawione otulenia. Odkryte pręty wykazują silną korozję.

Należy zwrócić uwagę na to, że płyty kanałowe zostały wykonane z otuleniem głównych prętów wynoszącym ~10 - 15mm (wniosek na podstawie [12] oraz pomiarów prętów odkrytych). Konstrukcja przez lata poddana była działaniu środowiska odpowiadającego klasom ekspozycji XC3, XC4 oraz okresie zimowym XF3. Zgodnie z [N5] minimalna otulina zbrojenia wymagana ze względu na trwałość stali zbrojeniowej ( $c_{min,dur}$ ) wynosi w takim przypadku 25 - 30mm. Może to świadczyć o częściowej (niewidocznej z zewnątrz) korozji stali zbrojeniowej płyt. Wymagania stawiane w normie [N10] betonom stosowanym w klasach ekspozycji XC3, XC4, XF3 ze względu na trwałość konstrukcji wynoszą odpowiednio: C20/25, C20/25 oraz C30/37. Badania urządzeniem sklerometrycznym pozwoliły na zaklasyfikowanie betonu do klasy C20/25 przy dostatecznej jednorodności w otrzymanych wynikach. **W obecnym stanie płyty kanałowe nie spełniają wymagań dotyczących trwałości elementu stawianych przez aktualne normy.**

Na podstawie wykonanych obliczeń (podpunkt 5.4.1) stwierdzono, że w przypadku wystąpienia obciążeń normowych stopień wyężenia płyt stropodachu osiągnie wartość 98,4%. Wysokie wyężenie jest spowodowane tym, że w stosunku do czasu projektowania istniejącego obiektu znacznie wzrosły wartości przyjmowanych obciążeń klimatycznych. Biorąc pod uwagę fakty opisane powyżej stwierdza się, że tak wysokie wyężenie obiektu jest niedopuszczalne.

**Stan techniczny stropodachu jest zły.** Należy rozważyć rozbiórkę lub remont kapitalny połączony z wzmocnieniem lub odciążeniem płyt stropowych.

#### 3.8.1.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie STRD1. Stropodach sekcji B1 – B3.





Zdjęcie STRD2. Stropodach sekcji B1 – B3.



Zdjęcie STRD3. Stropodach sekcji B1 – B3.



Zdjęcie STRD4. Stropodach sekcji B1 – B3.



Zdjęcie STRD5. Stropodach sekcji B1 – B3.



Zdjęcie STRD6. Stropodach sekcji B1 – B3.



Zdjęcie STRD7. Stropodach sekcji B1 – B3.



### 3.8.2. Płyty kanałowe stropu.

Stan istniejący stropu jest taki sam jak stropodachu z zastrzeżeniem, że skala zacieków, zagrzybienia, wykwitów, odspojenia otulenia jest znacznie mniejsza. Szacunkowo wynosi ona 40% powierzchni. Wnioski dotyczące trwałości konstrukcji pozostają takie jak dla stropodachu.

W podpunkcie 5.4.2 tego opracowania wykonano analizę możliwości użytkowania stropu. W przypadku konieczności uzyskania większej nośności konieczne jest odciążenie / wzmocnienie stropu.

**Stan techniczny stropu jest mierny.** Należy rozważyć rozbiórkę lub remont kapitalny połączony z wzmocnieniem lub odciążeniem płyt stropowych w zależności od zaplanowanego użytkowania stropu.

#### 3.8.2.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie STR1. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.



Zdjęcie STR2. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.



Zdjęcie STR3. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.



Zdjęcie STR4. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty, zarysowania wzdłuż krawędzi płyt..



Zdjęcie STR5. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty, zarysowania wzdłuż krawędzi płyt.





Zdjęcie STR6. Stan stropu nad parterem – strop lepiej zachowany.



Zdjęcie STR7. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.



Zdjęcie STR8. Stan stropu nad parterem – odsłonięte zbrojenie płyty.



Zdjęcie STR9. Stan stropu nad parterem – odsłonięte zbrojenie płyty.



Zdjęcie STR10. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.



Zdjęcie STR11. Stan stropu nad parterem – zacieki, wykwyty korozji biologicznej oraz widoczne zbrojenie.





Zdjęcie STR12. Stan stropu nad parterem – zacieki i wykwyty korozji biologicznej.

### 3.8.3. Rama prefabrykowana.

Ramy prefabrykowane w sekcjach B1-B3 analogicznie do części stropowych pokryte są plamami, wykwitami świadczącymi o przedostawaniu się wody przez stropodach na belki oraz słupy konstrukcji. Podczas wizji lokalnej zaobserwowano błędy wykonawcze w postaci niedowibrowanego betonu belek (tzw. „raki”) oraz zbyt małej otuliny (lub braku otuliny). Stan ten cechuje dużą ilość belek ramy na piętrze oraz pojedyncze belki parteru. Połączenia elementów wykazują daleko posuniętą korozję. W pojedynczych słupach na piętrze widać silnie zarysowana wzdłuż zbrojenia głównego co jest związane z korozją zbrojenia. Korozja ta została potwierdzona w odkrywkach wykonanych w miejscu zarysowania. Badania sklerometryczne betonu dla części słupów oraz podciągów wykazały dużą niejednorodność cech materiałowych. Badania te szacują wytrzymałość betonu na ściskanie w granicach 15 – 25 MPa. Kontrolne badania niszczące charakteryzowały się większą jednorodnością i wykazały wytrzymałość betonu na ściskanie rzędu 21 MPa. Podobnie jak w przypadku słupów hali świadczy to o powierzchniowym niszczeniu w wyniku działania warunków atmosferycznych. Podobnie jak w przypadku płyt stropowych **w obecnym stanie rama prefabrykowana nie spełnia wymagań dotyczących trwałości elementu stawianych przez aktualne normy.**

**Stan techniczny ramy prefabrykowanej jest mierny.** Należy rozważyć rozbiórkę lub remont kapitalny z wzmocnieniem konstrukcji.

#### 3.8.3.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie RP1. Brak otulenia strzemion – podciąg w na parterze.



Zdjęcie RP2. Ramy prefabrykowane na piętrze – ślady zacieków i wykwitów spowodowane nieszczelnością dachu.



Zdjęcie RP3. Zamoczony słup – zwietrzała wierzchnia warstwa betonu.





Zdjęcie RP4. Odsłonięte zbrojenie podciagu na piętrze.



Zdjęcie RP5. Korozja blach połączenia słupów prefabrykowanych.



Zdjęcie RP6. Korozja elementów stalowych połączenia oraz brak otuliny prętów zbrojeniowych.



Zdjęcie RP7. Skorodowane oraz zniszczona obudowa połączenia słupów prefabrykowanych.



Zdjęcie RP8. Stan połączenia podciągu z słupem na piętrze.



Zdjęcie RP9. Brak otulenia zbrojenia w podciągu na piętrze.





Zdjęcie RP10. Zarysowania słupa na piętrze.



Zdjęcie RP11. Wykwity glonów w podciągach na parterze.



Zdjęcie RP12. Zarysowanie słupa na piętrze: tynk, słup po odkryciu tynku, skorodowany pręt po wykonaniu odkrywki.



Zdjęcie RP13. Zarysowanie słupa na piętrze.

### 3.9. Sekcja HS1.

Elementy stalowe wykazują daleko posuniętą korozję wynikającą z braku konserwacji konstrukcji oraz bezpośredni kontakt z niekorzystnymi warunkami atmosferycznymi. **Konstrukcja stalowa sekcji HS1 jest w stanie złym, grożącym katastrofą budowlaną.** Z uwagi na nikłą szansę możliwości naprawy / wzmocnienia konstrukcji, która byłaby uzasadniona ekonomicznie zaleca się rozbiórkę sekcji HS1.

#### 3.9.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie H1. Stan sekcji HS1.

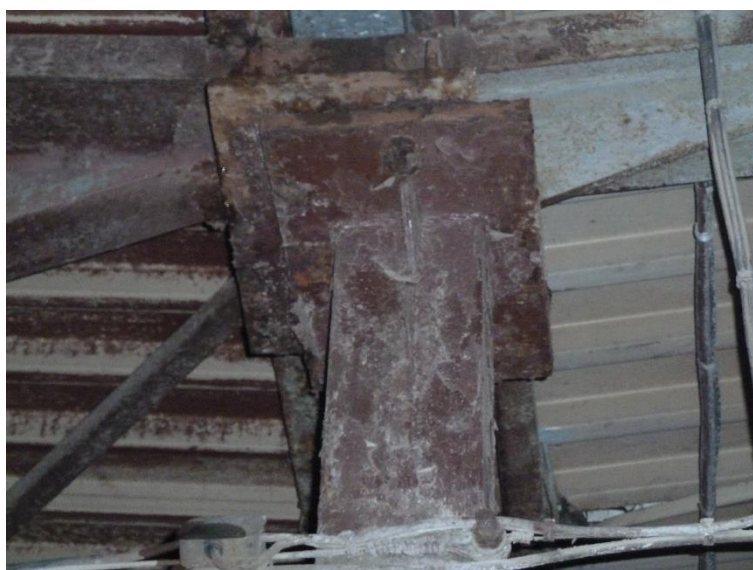




Zdjęcie H2. Stan sekcji HS1.



Zdjęcie H3. Stan sekcji HS1.



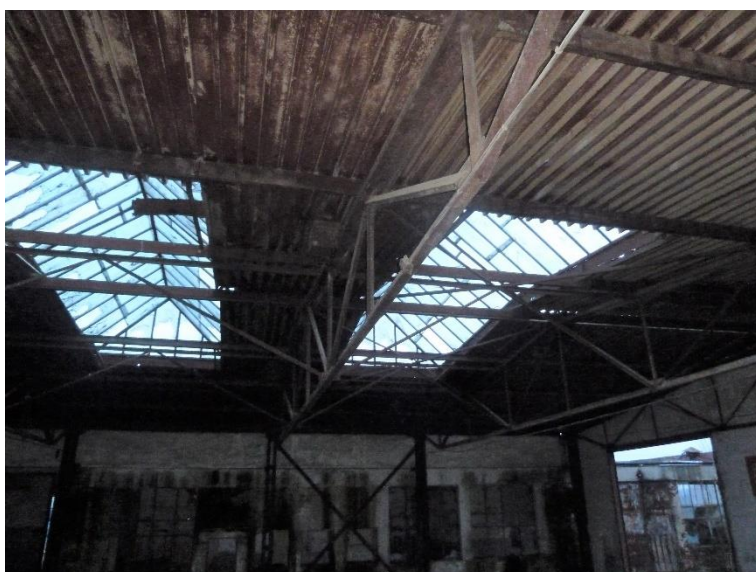
Zdjęcie H4. Stan sekcji HS1.



Zdjęcie H5. Stan sekcji HS1.



Zdjęcie H6. Stan sekcji HS1.



Zdjęcie H7. Stan sekcji HS1.



### 3.10. Obiekty pomocnicze.

Obiekty pomocnicze cechują się silnym zniszczeniem spowodowanym wpływami atmosferycznymi działającymi na obiekty przez lata w których nie były użytkowane. W części obiektu zawalony jest dach o konstrukcji drewnianej. Mury i stropy są mokre, skorodowane. Części żelbetowe stropodachu wykazują daleko posuniętą korozję stali zbrojeniowej i betonu. **Stan obiektów pomocniczych jest zły.** Obiekty nadają się do rozbiórki.

#### 3.10.1. Dokumentacja fotograficzna.



Zdjęcie OP1. Stan obiektów pomocniczych.



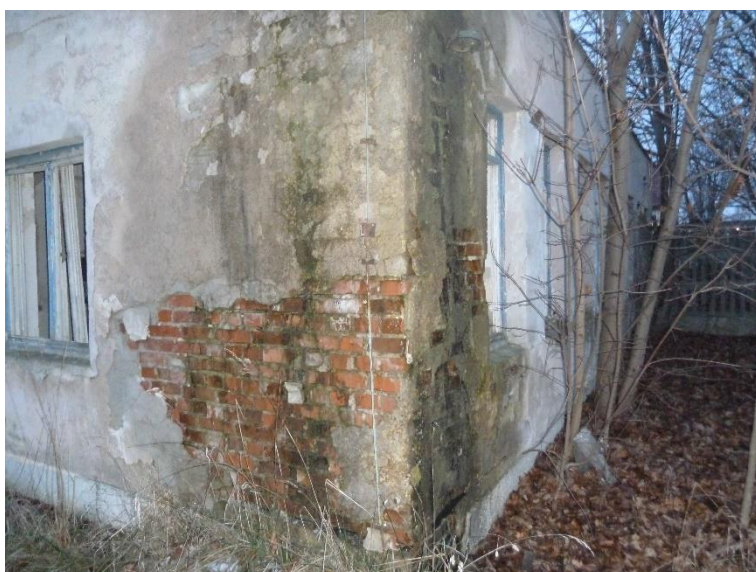
Zdjęcie OP2. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP3. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP4. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP5. Stan obiektów pomocniczych.





Zdjęcie OP6. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP7. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP8. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP9. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP10. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP11. Stan obiektów pomocniczych.





Zdjęcie OP12. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP13. Stan obiektów pomocniczych.



Zdjęcie OP14. Stan obiektów pomocniczych.

## 4. BADANIA MATERIAŁOWE.

### 4.1. Wyniki badań laboratoryjnych betonu.

#### Metoda badań

Badania wg :

- PN-EN 12504-1 - Badania betonu w konstrukcjach. Część 1 : Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie"
- PN - EN 12393 - Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania

Z odwiertów rdzeniowych, za pomocą tarczy diamentowej chłodzonej wodą, wycięto próbki walce do badania wytrzymałości,

Po przeszlifowaniu dolnej i górnej powierzchni próbek sprawdzono:

- -płaskość dolnej i górnej powierzchni,
- -prostoliniowość linii tworzącej odwiertu,
- -prostopadłość.

Tak przygotowane próbki zbadano na maszynie wytrzymałościowej DP 1600.

#### Data wykonania badań

15.12.2020.

#### Opis pobranych odwiertów:

L.p.	Oznaczenie odwiertów	Długość odwiertu [mm]	Średnica $\Phi$ odwiertu [mm]	Uwagi
1	ODW.1	105	93	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm 1 pręty zbrojeniowy
2	ODW.2	108	75	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm
3	ODW.3	140	75	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm
4	ODW.4	130	75	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm 1 pręty zbrojeniowy
5	ODW.5	160	75	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm
6	ODW.6	170	75	Kruszywo otoczkowe $\Phi$ do 25 mm. 1 pręt zbrojeniowy

#### Wyniki badania wytrzymałości betonu

Z pobranych odwiertów przygotowano po 3 próbki do badania wytrzymałości betonu na ściskanie.

L.p.	Oznaczenie próbki	Średnica próbki $\Phi_{sr}$ [mm]	Wysokość próbki [mm]	Powierzchnia przekroju A [mm <sup>2</sup> ]	Gęstość pozorna betonu [kg/m <sup>3</sup> ]	Uwagi
1	ODW.1	93	87	6789	2271	Próbki bez prętów zbrojeniowych
2	ODW.2	75	70	4415	2274	
3	ODW.3	75	72	4415	2308	



L.p.	Oznaczenie próbki	Siła niszcząca F [kN]	$f_{is\Phi}$ [MPa]	$f_{is\Phi 100}$ [MPa]	$f_{m,is\Phi 100}$ [MPa]
1	ODW.1	194	28,6	28,6	29,1
2	ODW.2	123	27,9	25,9	
3	ODW.3	156	35,3	32,9	

Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie dla liczby próbek  $n = 3$ :

$f_{cm} = 29,1$  MPa ,  $f_{cimin} = 25,9$  MPa,

**$f_{ck} = f_{cm} - k = 29,1 - 7 = 22,1$  MPa,**

$f_{ck} = f_{min} + 4 = 25,9 + 4 = 29,9$  MPa.

Dla badań betonu na próbkach odwiertach wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie dla klasy C20/25 powinna wynosić  $f_{ck} = 21,0$  MPa

**Beton odpowiada klasie C20/25**

L.p.	Oznaczenie próbki	Średnica próbki $\Phi_{sr}$ [mm]	Wysokość próbki [mm]	Powierzchnia przekroju A [mm <sup>2</sup> ]	Gęstość pozorna betonu [kg/m <sup>3</sup> ]	Uwagi
1	ODW.4	75	72	4415	2317	Próbki bez prętów zbrojeniowych
2	ODW.5	75	70	4415	2293	
3	ODW.6	75	72	4415	2364	

L.p.	Oznaczenie próbki	Siła niszcząca F [kN]	$f_{is\Phi 75}$ [MPa]	$f_{is\Phi 100}$ [MPa]	$f_{m,is\Phi 100}$ [MPa]
1	ODW.4	156	35,3	32,9	39,1
2	ODW.5	198	44,8	41,7	
3	ODW.6	203	46,0	42,8	

Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie dla liczby próbek  $n = 3$ :

$f_{cm} = 39,1$  MPa ,  $f_{cimin} = 32,9$  MPa,

**$f_{ck} = f_{cm} - k = 39,1 - 7 = 32,1$  MPa,**

$f_{ck} = f_{min} + 4 = 32,9 + 4 = 36,9$  MPa.

Dla badań betonu na próbkach odwiertach wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie dla klasy C30/37 powinna wynosić  $f_{ck} = 31,0$  MPa

**Beton odpowiada klasie C30/37**

## 4.2. Wyniki pomiarów urządzeniem sklerometrycznym.

### 4.2.1. Słupy sekcji B1-B3.

#### DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA (PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo

Element : słupy S1G,S2D,S3G,S3D,S4G,S5G,S6D

Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34

Nr młotka : 166361

Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	Odczyty						Śr. $\bar{L}_i$	Sprowadz. $L_{(f=0)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0	38	39	38	38	40	38	38,5	38,5	-7,9	61,85
2	0	42	42	42	42	42	38	41,3	41,3	-5,0	25,31
3	0	42	42	42	42	46	46	43,3	43,3	-3,0	9,19
4	0	46	42	46	44	46	46	45,0	45,0	-1,4	1,86
5	0	50	50	50	50	48	48	49,3	49,3	3,0	8,81
6	0	48	46	48	46	44	44	46,0	46,0	-0,4	0,13
7	0	48	48	50	50	48	48	48,7	48,7	2,3	5,30
8	0	46	50	50	50	54	54	50,7	50,7	4,3	18,51
9	0	38	40	40	38	38	36	38,3	38,3	-8,0	64,50
10	0	36	38	40	36	38	40	38,0	38,0	-8,4	69,97
11	0	52	48	54	54	54	54	52,7	52,7	6,3	39,72
12	0	54	52	54	54	52	48	52,3	52,3	6,0	35,63
13	0	52	52	46	52	52	52	51,0	51,0	4,6	21,49
14	0	52	50	50	50	50	54	51,0	51,0	4,6	21,49
15	0	50	48	50	50	46	46	48,3	48,3	2,0	3,88
16	0	46	46	48	48	50	46	47,3	47,3	1,0	0,94

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 46,4$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 5,1$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 11,0\%$

#### STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 54,1 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 14,76 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$$R_{\alpha}^G = R_{\alpha(\min)} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 29,90 \text{ MPa}$$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,55

Współczynnik zmienności : 27,3%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 17,94 MPa

Klasa betonu : B 17,5

Jednorodność betonu: Niedostateczna



**DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA**  
(PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Słupy S7G,S8G,S9G,S10G,S11G  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt °	Odczyty						Śr. $\bar{L}_i$	Sprowadz. $L_{(g,n)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	0	46	46	42	42	42	42	43,3	43,3	0,5	0,23
2	0	39	44	44	44	42	42	42,5	42,5	-0,4	0,12
3	0	42	44	45	42	42	40	42,5	42,5	-0,4	0,12
4	0	42	38	42	40	38	41	40,2	40,2	-2,7	7,20
5	0	46	48	46	50	48	46	47,3	47,3	4,5	20,10
6	0	47	46	46	46	42	42	44,8	44,8	2,0	3,93
7	0	40	42	42	42	44	42	42,0	42,0	-0,9	0,72
8	0	44	42	42	42	43	42	42,5	42,5	-0,4	0,12
9	0	42	42	40	42	38	38	40,3	40,3	-2,5	6,33
10	0	44	40	40	44	45	45	43,0	43,0	0,1	0,02

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 42,9$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 2,1$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 4,9\%$

**STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:**

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 43,6 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 5,40 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$R_{\phi} = R_{(\min)} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 34,72 \text{ MPa}$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,80

Współczynnik zmienności : 12,4%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 20,83 MPa

Klasa betonu : B 20

Jednorodność betonu: Dobra

#### 4.2.2. Podciągi sekcji B1-B3.

##### DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA (PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Podciąg I  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt $\alpha$	Odczyty						Śr.	Sprowadz.	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
		1	2	3	4	5	6	$\bar{L}$	$\bar{L}_{(g.b.)}$		
1	0	42	38	37	42	42	38	39,8	39,8	-2,3	5,38
2	0	40	40	38	38	38	42	39,3	39,3	-2,8	7,95
3	0	48	50	46	46	46	48	47,3	47,3	5,2	26,84
4	90	48	50	50	50	50	50	49,7	46,6	4,4	19,49
5	90	46	46	48	50	46	50	47,7	44,6	2,4	5,83
6	90	42	42	42	40	40	42	41,3	37,4	-4,7	22,27
7	0	38	42	38	42	38	42	40,0	40,0	-2,2	4,63

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 42,2$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 3,9$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 9,3\%$

##### STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:

Równanie regresji:  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 42,2 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 10,00 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie:

$R_{\alpha} = R_{\min} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 25,84 \text{ MPa}$

Współczynnik jednorodności betonu: 0,61

Współczynnik zmienności: 23,7%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu: 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu: 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi: 15,50 MPa

Klasa betonu: B 15

Jednorodność betonu: Niedostateczna



**DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA  
(PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)**

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Podciąg II, Podciąg III  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	Odczyty						Śr. $\bar{L}_i$	Sprowadz. $L_{(g+8)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	0	52	52	50	48	48	47	49,5	49,5	1,3	1,78
2	0	50	48	52	52	50	48	50,0	50,0	1,8	3,36
3	0	48	48	43	45	44	44	45,3	45,3	-2,8	8,03
4	0	46	48	49	46	44	46	46,5	46,5	-1,7	2,78
5	0	50	48	50	46	46	46	47,7	47,7	-0,5	0,25
6	0	50	48	52	52	50	48	50,0	50,0	1,8	3,36

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 48,2$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 2,0$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 4,1\%$

**STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:**

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 58,5 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 6,00 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$$R_b^G = R_{(\min)} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 48,69 \text{ MPa}$$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,83

Współczynnik zmienności : 10,3%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 29,21 MPa

Klasa betonu : B 25

Jednorodność betonu: Dobra

#### 4.2.3. Stropdach sekcji B1-B3.

##### DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA (PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Strop I  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	Odczyty						Śr. $\bar{L}_i$	Sprzecz. $L_{(a=0)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
		1	2	3	4	5	6				
1	90	49	54	53	54	53	50	52,2	49,1	0,6	0,37
2	90	54	49	54	53	54	53	52,8	49,7	1,3	1,63
3	90	54	53	54	53	54	53	53,5	50,4	1,9	3,78
4	90	49	54	53	54	49	54	52,2	49,1	0,6	0,37
5	90	54	53	54	53	54	53	53,5	50,4	1,9	3,78
6	90	44	45	46	46	46	44	45,2	42,1	-6,4	40,82

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 48,5$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 3,2$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 6,6\%$

##### STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 59,7 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 9,75 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :  
 $R_{0,9} = R_{(min)} = R - 1,64 \cdot S_{Rc} = 43,67 \text{ MPa}$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,73

Współczynnik zmienności : 16,3%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 26,20 MPa

Klasa betonu : B 25

Jednorodność betonu: Dostateczna



**DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA**  
(PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Strop II, Strop III  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	Odczyty						Śr. $\bar{L}_i$	Sprowadz. $L_{(i \pm 0.8)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	90	58	58	53	54	53	54	55,0	52,6	2,6	6,65
2	90	56	54	53	59	55	54	55,2	52,8	2,7	7,54
3	90	57	55	55	52	52	52	53,8	50,7	0,7	0,51
4	90	58	57	59	56	54	54	56,3	53,9	3,9	15,31
5	90	45	45	48	48	46	45	46,2	43,1	-7,0	48,36
6	90	52	55	52	52	55	52	53,0	49,9	-0,1	0,01
7	90	54	57	56	56	59	54	56,0	53,6	3,6	12,81
8	90	46	45	48	48	48	45	46,7	43,6	-6,5	41,66

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 50,0$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 4,4$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 8,7\%$

**STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:**

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 64,9 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 13,91 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$$R_{\sigma}^G = R_{(\min)} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 42,09 \text{ MPa}$$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,65

Współczynnik zmienności : 19,6%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 25,25 MPa

Klasa betonu : B 25

Jednorodność betonu: Dostateczna

#### 4.2.4. Słupy sekcji H1-H7.

##### DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA (PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Słupy SH1,SH2,SH6,SH11,SH12  
Wiek betonu : powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	1	2	Odczyty				Śr. $\bar{L}_i$	Sprowadz. $L_{i(a=0)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	0	30	28	28	30	28	28	28,7	28,7	-5,3	28,22
2	0	30	30	28	28	28	28	28,7	28,7	-5,3	28,22
3	0	38	38	38	36	38	36	37,3	37,3	3,4	11,25
4	0	36	34	36	34	36	38	35,7	35,7	1,7	2,85
5	0	34	34	36	34	34	34	34,3	34,3	0,4	0,13
6	0	37	38	38	36	38	38	37,5	37,5	3,5	12,40
7	0	34	34	34	34	34	36	34,3	34,3	0,4	0,13
8	0	34	36	36	34	36	36	35,3	35,3	1,4	1,83

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 34,0$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 3,5$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 10,3\%$

##### STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 24,1 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 6,55 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$$R_{\phi}^{(j)} = R_{(\min)} = R - 1,64 \cdot s_R = 13,35 \text{ MPa}$$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,55

Współczynnik zmienności : 27,2%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 8,01 MPa

Klasa betonu : B 7,5

Jednorodność betonu: Niedostateczna



**DZIENNIK POMIARÓW MŁOTKIEM SCHMIDTA**  
(PN-74/B-06261, Instrukcja ITB 210)

Obiekt : Hala Żukowo  
Element : Słupy SH3,SH4,SH5,SH7,SH8,SH9,SH10,SH13  
Wiek betonu :powyżej 1500 dni

Typ młotka : Typu N - 34  
Nr młotka : 166361  
Data badania : 11.12.2020

Pkt pom	Kąt α	1	2	Odczyty		3	4	5	6	Śr. $\bar{L}$	Sprowadz $L_{(z=1)}$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$
1	0	50	48	48	46	46	46	46	46	47,3	47,3	4,3	18,14
2	0	40	42	42	40	40	42	41,0	41,0	41,0	41,0	-2,1	4,30
3	0	40	40	42	42	40	40	40,7	40,7	40,7	40,7	-2,4	5,80
4	0	38	40	38	38	38	40	38,7	38,7	38,7	38,7	-4,4	19,43
5	0	40	38	38	38	40	40	39,0	39,0	39,0	39,0	-4,1	16,60
6	0	44	42	46	47	44	42	44,2	44,2	44,2	44,2	1,1	1,19
7	0	43	44	46	46	44	43	44,3	44,3	44,3	44,3	1,3	1,59
8	0	45	50	50	50	47	48	48,3	48,3	48,3	48,3	5,3	27,66
9	0	42	46	46	42	47	42	44,2	44,2	44,2	44,2	1,1	1,19

Średnia liczba odbicia:  $\bar{L} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{n} = 43,1$

Odchylenie standardowe:  $s_L = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (L_i - \bar{L})^2} = 3,5$

Współczynnik zmienności:  $v_L = \frac{s_L}{\bar{L}} \times 100\% = 8,0\%$

**STATYSTYCZNE WSKAŹNIKI WYTRZYMAŁOŚCI KOSTKOWEJ BETONU:**

Równanie regresji :  $R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36 \text{ MPa}$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie: 44,5 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości betonu: 9,08 MPa

Wytrzymałość gwarantowana betonu na ściskanie :

$$R_{\phi}^{GZ} = R_{(\min)} = \bar{R} - 1,64 \cdot s_R = 29,59 \text{ MPa}$$

Współczynnik jednorodności betonu : 0,67

Współczynnik zmienności : 19,4%

Wsp. poprawkowy zależny od wieku betonu : 0,60

Wsp. poprawkowy zależny od wilgotności betonu : 1,00

Ostatecznie wytrzymałość betonu wynosi : 17,75 MPa

Klasa betonu : B 17,5

Jednorodność betonu: Dostateczna

#### **4.3. Dokumentacja fotograficzna.**



Zdjęcie B1. Dokumentacja fotograficzna z pobierania prób betonu do badania wytrzymałościowego.

## 5. ANALIZA OBLICZENIOWA WYBRANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI.

### 5.1. Płyty dachowe sekcji H1-H7.

#### Dopuszczalne obciążenie .

Płyty dachowe E-101 – obciążenie charakterystyczne razem z ciężarem własnym:  $q_{k,dop}$   
= 3,30 kPa. (na podstawie [2,7]).

#### Zebranie obciążeń.

##### STAŁE - ZADASZENIE HALI (G1)- wariant 1

Obciążenia stała	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2x Papa na lepiku	0.10
Szlichta cementowa 0.040 x 21 =	0.84
Keramzyt w granulacie 0.030 x 5 =	0.15
Nadbeton wyrównawczy 0.020 x 24 =	0.48
Płyta dachowa E-101 (bez żeber czołowych) + wypełnienie styków	1.46
Sufit podwieszany (opcjonalnie)	0.30
suma bez sufitu podwieszanego	3.03
suma z sufitem podwieszanym	3.33

##### STAŁE - ZADASZENIE HALI (G2)- wariant 2

Obciążenia stała	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2x Papa na lepiku	0.10
Szlichta cementowa 0.040 x 21 =	0.84
Styropian 0.030 x 0.45 =	0.01
Płyta dachowa E-101 (bez żeber czołowych) + wypełnienie styków	1.46
Sufit podwieszany (opcjonalnie)	0.30
suma bez sufitu podwieszanego	2.41
suma z sufitem podwieszanym	2.71

##### ZMIENNE - OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM - STREFA III

Obciążenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Śnieg podstawowy – dach wielopołaciowy, $s_k=1,2$ ; $\mu_1=0,8$ ; $\mu_2=0,88$ ; $\mu_{sr}=0,84$ ; $C_t=1,0$ ; $C_e=1,0$ S=1.200 x 0.84 =	1.01
Worek śniegu przy konstrukcji wyniesionej ponad dach w sekcji H4 - wartość maksymalna obciążenia, $s_k=1,2$ ; $\mu_w=1.92$ ; $\mu_s=0.0$ ; $l_s=5.0$ 1.200 x 1.92 =	2.30
Worek śniegu sekcji H2 - wartość maksymalna obciążenia, $s_k=1,2$ ; $\mu_w=3.08$ ; $\mu_s=0.0$ ; $l_s=5.0$ 1.200 x 3.08 =	3.70
Worek śniegu przy sekcjach B1-B3 - wartość maksymalna obciążenia, $s_k=1,2$ ; $\mu_w=3.22$ ; $\mu_s=0.0$ ; $l_s=5.0$ 1.200 x 3.22 =	3.86

##### ZMIENNE - OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM (SW) - WORKI ŚNIEGU WARTOŚCI UŚREDNIONE OBCIĄŻENIA RÓWNOMIERNIE ROZŁOŻONEGO

Obciążenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Worek śniegu przy konstrukcji wyniesionej ponad dach w sekcji H4 - wartość średnia SW1=(2.30+1.01) x 0.5 =	1.66
Worek śniegu sekcji H2 - wartość średnia SW2=(3.70+1.01) x 0.5 =	2.36
Worek śniegu przy sekcjach B1-B3 - wartość średnia SW3= (3.86+1.01) x 0.5 =	2.44



## ZMIENNE (W)- OBCIĄŻENIE WIATREM

Obciażenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Strefa 2, kategoria 3, Dach płaski- pole I - parcie na połac dachową ( $C_{pe}=0.2$ ) + ssanie od wewnątrz (ciśnienie wewnętrzne - $C_{pi}=-0.3$ )	0.34

Wartość charakterystyczna obciążenia w zależności od wariantu wraz z wyłączeniem:

Nazwa wariantu obciążenia	Obciążenia stałe i zmienne (kPa)								suma [kPa]	$q_{k,dop}$ [kPa]	Wyłączenie
	G1	G2	SP	S	SW1	SW2	SW3	W			
WO1	3.03	-	-	1.01	-	-	-	0.34	4.38	3.3	<b>132.7%</b>
WO2	3.03	-	-	-	1.66	-	-	0.34	5.03	3.3	<b>152.4%</b>
WO3	3.03	-	-	-	-	2.36	-	0.34	5.73	3.3	<b>173.6%</b>
WO4	3.03	-	-	-	-	-	2.44	0.34	5.81	3.3	<b>176.1%</b>
WO5	3.03	-	0.3	1.01	-	-	-	0.34	4.68	3.3	<b>141.8%</b>
WO6	3.03	-	0.3	-	1.66	-	-	0.34	5.33	3.3	<b>161.5%</b>
WO7	3.03	-	0.3	-	-	2.36	-	0.34	6.03	3.3	<b>182.7%</b>
WO8	3.03	-	0.3	-	-	-	2.44	0.34	6.11	3.3	<b>185.2%</b>
WO9	-	2.41	-	1.01	-	-	-	0.34	3.76	3.3	<b>113.9%</b>
WO10	-	2.41	-	-	1.66	-	-	0.34	4.41	3.3	<b>133.6%</b>
WO11	-	2.41	-	-	-	2.36	-	0.34	5.11	3.3	<b>154.8%</b>
WO12	-	2.41	-	-	-	-	2.44	0.34	5.19	3.3	<b>157.3%</b>
WO13	-	2.41	0.3	1.01	-	-	-	0.34	4.06	3.3	<b>123.0%</b>
WO14	-	2.41	0.3	-	1.66	-	-	0.34	4.71	3.3	<b>142.7%</b>
WO15	-	2.41	0.3	-	-	2.36	-	0.34	5.41	3.3	<b>163.9%</b>
WO16	-	2.41	0.3	-	-	-	2.44	0.34	5.49	3.3	<b>166.4%</b>

Oznaczenia:

- G1- stałe wariant 1
- G2- stałe wariant 2
- SP- sufit podwieszany
- S- śnieg podstawowy
- SW1- worek śniegu 1
- SW2- worek śniegu 2
- SW3- worek śniegu 3
- W- wiatr

Mapę z zaznaczonymi strefami obciążeń przedstawiono na rysunku 003.

**Płyty dachowe na całej powierzchni niezależnie od wariantu rozpoznanych warstw wykończeniowych nie spełniają warunku stanu granicznego nośności (SGN).**

## Deformacja.

Pomiar deformacji płyt (zeber płyt) wykonano za pomocą niwelatora laserowego (Topcon). Na podstawie pomiarów wybranych elementów nie stwierdzono ponadnormatywnej deformacji płyt stropodachu hali. Pomierzone wartości ugięć mieszczą się w zakresie 17 – 22 mm. Dopuszczalna wartość ugięcia wynosi  $L / 250 = 5820\text{mm} / 250 = 23\text{mm}$ .

### 5.2. Dźwigary główne E-207.

#### Dopuszczalny moment zginający.

Dopuszczalny moment zginający jest uzależniony od typu zastosowanego zbrojenia w dźwigarach i przy założeniu zespolenia z płytami dachowymi wynosi odpowiednio (na podstawie [2]):

Dźwigar E-207	
Typ zbrojenia	Moment niszczący [kNm]
I	521
II	652
III	740
IV	898
V	965

#### Dopuszczalne obliczeniowe momenty działające na dźwigary w zależności od wariantu obciążenia.

Do obliczeń ciężaru płyt dachowych należy dodać 0,09 kPa ze względu na ciężar żeber czołowych płyt. Ciężar dźwigara E-207 razem z nadbetonem wynosi  $34,6 \text{ kN} / 11,8 \text{ m} = 2,93 \text{ kN/m}$  (źródło - [2]). Zgodnie z [1,7] współczynnik pewności dla jakiego zostały zaprojektowane zastosowane dźwigary wynosi 2,0. Stąd charakterystyczne momenty zostały przemnożone przez ten współczynnik (patrz [8]). Sprawdzono typowe sytuacje bez obciążenia workami śnieżnymi. Rezultaty obliczeń przedstawiono w poniższej tabeli.

Nazwa wariantu obciążenia	płyty dachowe	rozpiętość pł. dach.	obciążenie z pł. dach.	cw dźwigara	razem	rozpiętość dźwigara	moment char.	wsp. pewności	moment obl.
	[kPa]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kNm]	[-]	[kNm]
WO1	4.47	6	26.82	2.93	29.75	11.8	518	2	1 036
WO5	4.77	6	28.62	2.93	31.55	11.8	549	2	1 098
WO9	3.85	6	23.1	2.93	26.03	11.8	453	2	906
WO13	4.15	6	24.9	2.93	27.83	11.8	484	2	969

Bez względu na zastosowany typ zbrojenia dźwigary w typowej sytuacji (bez worków śnieżnych) **nie spełniają warunku stanu granicznego nośności (SGN)**. Poziom wytyżenia przy założeniu V typu zbrojenia wynosi od 94% do 114%. Wytyżenie będzie większe w dźwigarach zlokalizowanych w obrębie obciążenia workiem śnieżnym oraz w przypadku zastosowania innego typu zbrojenia sprężającego.

### 5.3. Słupy główne sekcji H1, H3-H7 (30x30cm).

#### Model obliczeniowy + obciążenia.

Do analizy przyjęto sekcję dylatacyjną H3. Model odzwierciedla układ statyczny istniejącego obiektu: utwierdzenie słupów w poziomie -1,05 poniżej posadzki (wierzch kielicha); przegubowe oparcie dźwigarów na słupach. Ze względu na zniszczoną warstwę powierzchniową betonu wymiar słupa redukuje się z 30x30cm do 28x28cm. Model obliczeniowy został obciążony ciężarem warstw wykończeniowych (przyjęto wariant G1 bez sufitu podwieszanego zgodnie z

5.1). Obciążeniem śniegiem zgodnie z [N3] oraz obciążeniem wiatrem z uwzględnieniem ciśnienia zewnętrznego oraz wewnętrznego zgodnie z [N4].

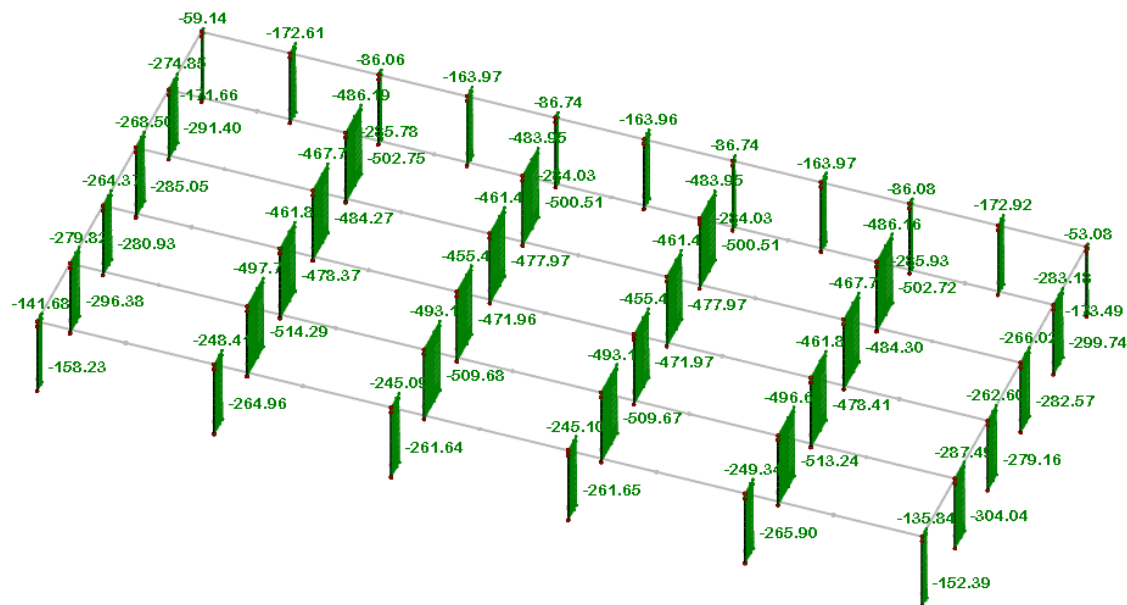
### Materialy.

Stal St52 ,  $f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 313 \text{ MPa}$ .

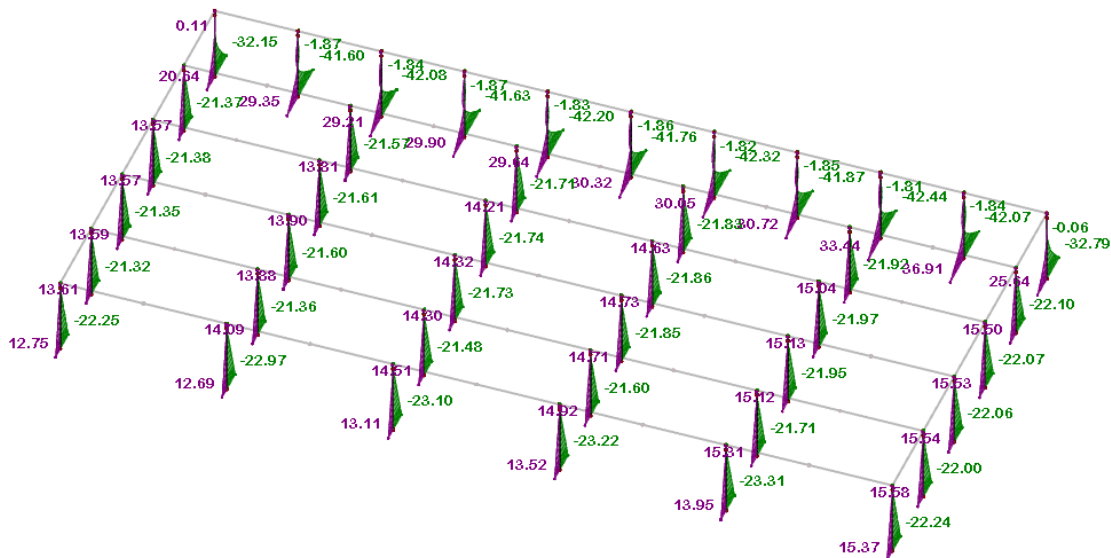
Beton (na podstawie badań materiałowych):  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_{cd} = 21,4 \text{ MPa}$ .

### Wyniki statyczne.

Obwiednia sił normalnych w słupach.



Obwiednia momentów zginających  $M_y$ .



Obwiednia momentów zginających  $M_z$ .





Całkowity mimośród w y kierunku  $e_{2,tot,y}$  146.7 mm

### Zaprojektowane zbrojenie

Średnica pręta	$d_s$	0.022 m
Pole przekroju na pręt	$a_s$	3.8 cm <sup>2</sup>
Ilość	$n_s$	6
Całkowite pole przekroju zbrojenia	proj. $A_s$	22.81 cm <sup>2</sup>

### Weryfikacja

#### Obliczeniowe siły wewnętrzne

Siła normalna	$N_{Ed}$	-490.808 kN
Moment względem osi y według teorii drugiego rzędu (pełzanie)	$M_{Ed,y2}$	92.49 kNm
Moment względem osi z według teorii drugiego rzędu (pełzanie)	$M_{Ed,z2}$	73.123 kNm

#### Maksymalne siły wewnętrzne

Graniczna siła normalna	$N_{Rd}$	-374.142 kN
Moment graniczny względem osi y	$M_{y,Rd}$	70.505 kNm
Moment graniczny względem osi z	$M_{z,Rd}$	55.741 kNm

**Wytężenie 131%**

### 5.4. Płyty stropowe sekcji B1 – B3.

#### 5.4.1. Stropodach.

#### Dopuszczalne obciążenie .

Płyta SP-5/5,00 – obciążenie charakterystyczne ponad ciężar własny  $P_{k,dop} = 5,00$  kPa.  
(na podstawie [14]).

#### Zebranie obciążeń.

#### STAŁE (G)- ZADASZENIE BIURA

Obciążenia stała					$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2x Papa na lepiku					0.10
Szlichta cementowa	0.040	x	21	=	0.84
Płyta wiórowo - cementowa	0.030	x	4	=	0.12
Cegła dziurawka	0.065	x	14	=	0.92
2x Papa na lepiku					0.10
Nadbeton wyrównawczy	0.050	x	24	=	1.20
Płyta kanałowa					-
Tynk	0.015	x	19	=	0.29
suma					3.56

**ZMIENNE (S) - OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM - STREFA III**

Obciążenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Śnieg podstawowy, $s_k=1,2$ ; $\mu=0,8$ ; $C_t=1,0$ ; $C_e=1,0$ $1.200 \times 0.8 =$	0.96

**ZMIENNE (W) - OBCIĄŻENIE WIATREM**

Obciążenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Strefa 2, kategoria 3, Dach płaski- pole I - parcie na połąć dachową ( $c_{pe}=0.2$ ) + ssanie od wewnątrz (ciśnienie wewnętrzne - $c_{pi}=-0.3$ )	0.39

Wartość charakterystyczna obciążenia:

$$P_{\max} = G + S + W = 4,91 \text{ kPa}$$

$$\text{Wyężenie: } P_{\max} / P_{k,dop} = 98,4 \%$$

**Płyta spełnia warunki stanu granicznego nośności (SGN)** przy założeniu, że uzyskuje swoją projektowaną nośność.

**Deformacja.**

Pomiar deformacji płyt wykonano za pomocą niwelatora laserowego (Topcon). Na podstawie lokalnych pomiarów (dwa wybrane pola stropu) nie stwierdzono ponadnormatywnego ugięcia stropodachu.

**5.4.2. Strop nad parterem.****Dopuszczalne obciążenie.**

Płyta SP-5/5,00 – obciążenie charakterystyczne ponad ciężar własny  $P_{k,dop} = 5,00 \text{ kPa}$ . (na podstawie [14]). W obecnej formie (bez obciążenia użytkowego) obciążenia nie przekraczają dopuszczalnej wartości. Ze względu na brak danych dotyczących wymaganych obciążeń użytkowych poniżej wykonuje się analizę wykazującą jakie jest dopuszczalne obciążenie użytkowe tego stropu.

**Zebranie obciążeń.****STAŁE (G) - STROP NAD PARTEREM BIURA**

Obciążenia stałe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Szlichta cementowa / nadbeton wyrównawczy $0.11 \times 24 =$	2,64
Płyta kanałowa	-
Tynk $0.015 \times 19 =$	0.29
suma	2.93

**ŚCIANKI DZIAŁOWE (Q<sub>sd</sub>)**

Obciążenie	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Ściana z cegły dziurawki $0.120 \times 14 =$	1.68
Tynk obustronnie $0.030 \times 19 =$	0.57
suma	2.25

	$h$ [m]	$q_k$	$q_k$ [kN/m]
Obciążenie liniowe ciężarem ściany	3.400	$\times 2.25 =$	7.65



Ciężar ścianek nie pozwala przyjąć obciążenia zastępczego równomiernie rozłożonego według [N2]. Z uwagi na stan ścian działowych zakłada się, że przy ewentualnej adaptacji wszystkie ścianki zostaną wyburzone.

$$G + Q_{dop} = P_{k,dop}$$

$$Q_{dop} = 5,0 - 2,93 = 2,07 \text{ kPa.}$$

Dopuszczalne kategorie użytkowania według normy [N2] w zależności od rodzaju zastosowanych ścian działowych (przy założeniu adaptacji):

Dopuszczalne obciążenie	Ciężar lekkich ścian działowych	Obciążenie zastępcze równomiernie rozłożone wg [N2]	Dopuszczalne obciążenie użytkowe	Dopuszczalna kategoria użytkowania wg [N2]
[kPa]		[kPa]	[kPa]	
2.07	bez ścian działowych	0	2.07	A, B, C1
2.07	$\leq 1.0\text{kN/m}$	0.5	1.57	A
2.07	$\leq 1.0\text{kN/m}$	0.8	1.27	-
2.07	$\leq 1.0\text{kN/m}$	1.2	0.87	-

## Deformacja.

Pomiar deformacji płyt wykonano za pomocą niwelatora laserowego (Topcon). Na podstawie lokalnych pomiarów (dwa wybrane pola stropu) nie stwierdzono ponadnormatywnego ugięcia stropodachu.

## 6. PODSUMOWANIE.

### 6.1. Zbiorcza ocena stanu technicznego obiektu.

Opiniowany budynek nie jest użytkowany od końca lat 90 XX wieku [D2]. Nie dokonywano w nim bieżących napraw i koniecznych remontów. W wyniku przeprowadzonej inwentaryzacji, analizy obliczeniowej oraz badań materiałowych wyszczególniono dwa główne czynniki wpływające na obecny stan obiektu. Pierwszym był czynnik ludzki – dewastacja obiektu następowała sukcesywnie w postaci wybijania okien, rozkradania wyposażenia (stalowe elementy instalacji czy elementy stalowe konstrukcji drugorzędnych), celowego dziurawienia ścian, próby podpałów itp.

Drugim czynnikiem, który pośrednio wywodzi się z pierwszego są warunki atmosferyczne działające przez lata na obiekt. Szczególną rolę odegrała nieszczelność pokrycia dachu oraz niezdatny do pełnienia swojej funkcji system odprowadzenia wody z połaci dachowej. Gromadzenie się opadów deszczowych na dachu oraz nieszczelność pokrycia powodują penetrację wody w głąb konstrukcji płyt dachowych. Takie warunki sprzyjają biologicznej degradacji betonu oraz korozji stali zbrojeniowej co przejawia się plamach, wykwitach czy zaciekach. Korozja stali zbrojeniowej wraz z zmienną temperaturą (wysoka temperatura latem, mróz połączony z zawilgoceniem zimą) spowodowały liczne zarysowania czy odspojenia otulenia wzdłuż głównego zbrojenia płyt dachowych.

Otwory w dachu pozostawione po instalacji odprowadzenia wody deszczowej są zlokalizowane przy słupach konstrukcji nośnej. W konsekwencji braku instalacji przez lata woda deszczowa oblewała słupy konstrukcji powodując ich niszczenie. Korozja zbrojenia głównego słupów spowodowała zarysowania widoczne na niektórych słupach wraz z odpryskiem otulenia. Widoczne zbrojenie wykazuje daleko posuniętą korozję. Korozję stali zbrojeniowej wykryto również w odkrywcę wykonanej w miejscu, gdzie nie było widocznego zarysowania. Dowodzi to stawianej tezie, że przez lata kontaktu z wodą deszczową stal zbrojeniowa zastosowana w słupach uległa częściowej degradacji.

Te same dwa czynniki przyczyniły się do złego stanu sekcji HS1, sekcji B1-B3 oraz obiektów pomocniczych.

Analiza obliczeniowa sekcji H1 – H7 wykazała przekroczenie nośności płyt dachowych, dźwigarów dachowych oraz słupów. Wynika to przede wszystkim z zwiększenia obciążeń klimatycznych (obciążenia śniegiem oraz obciążenie wiatrem). Brak zaobserwowanych wzmocnień płyt dachowych hali (poszerzenia żeber) w strefach obciążenia workami śnieżnymi może sugerować, że obciążenie to zostało pominięte w trakcie projektowania obiektu co jest błędem projektowym. Zinventaryzowano również błędy wykonawcze w postaci odchyłek montażowych powodujących mimośrodowe obciążenie słupów hali. W wyniku inwentaryzacji, badań oraz analizy obliczeniowej oraz danych zbiorczych przedstawionych w tabeli poniżej stwierdza się, że globalny współczynnik zużycia elementów konstrukcji wynosi 77%. Na tej podstawie **stan globalny konstrukcji określa się jako zły**.

#### Tabelaryczna zbiorcza ocena stanu zużycia elementów konstrukcji obiektu.

Elementy konstrukcji budynku	Stan techniczny	Stopień zużycia [%]
<b>Podpiwniczenie</b>		
Płyt stropowe "TT"	zły	99%
Płyty korytkowe	zły	99%
Płyty kanałowe	zły	90%
Belka w osi 14	zadowalający	30%
Słupy prefabrykowane piwnicy	dostateczny	50%
Nośne ściany murowane	mierny	70%
<b>Sekcje H1-H7</b>		
Słupy prefabrykowane	zły	90%
Dźwigary dachowe	zły	80%
Płyty dachowe	zły	99%
<b>Sekcje B1-B3</b>		
Płyty kanałowe stropodachu	mierny	70%
Płyty kanałowe stropu	mierny	60%
Rama prefabrykowana	mierny	65%
<b>Pozostałe</b>		
Fundamenty	dobry	15%
Elewacje	mierny	70%
Pokrycie dachowe	zły	99%
Sekcja HS1	zły	99%
Obiekty pomocnicze	zły	99%
Elementy drugorzędne	zły	99%

Zakres zużycia: 0% - element w stanie nienaruszonym, 100% - element całkowicie zużyty.

## 6.2. Wnioski i zalecenia.

Poniżej przedstawiono wnioski i zalecenia w odniesieniu do zapisów Postanowienia Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Kartuzach (PINB.5150.2.2020.ZSz z dnia 1.06.2020)

- W wyniku inwentaryzacji, badań laboratoryjnych oraz in situ a także analizy obliczeniowej stwierdza się, że globalny współczynnik zużycia elementów konstrukcji wynosi 77% (0% - element w stanie nienaruszonym, 100% - element całkowicie zużyty). **Stan konstrukcji obiektu określa się jako zły.**
- Obiekt w obecnym stanie w całości nie nadaje się do użytkowania. Nie spełnia szeregu wymagań stawianych przez aktualne przepisy normowe, m. in. wymagana nośność z uwzględnieniem aktualnych obciążeń klimatycznych, wymagana trwałość konstrukcji w kontekście warunków ekspozycji na środowisko zewnętrzne (otulenie betonem), wymagania dla konstrukcji w kontekście wymogów pożarowych.
- Obiekt należy zabezpieczyć przed dostępem dla osób postronnych. Przebywanie w nim stanowi zagrożenie dla życia. Dotyczy to nie tylko istniejących obiektów kubaturowych ale także terenu zamierzenia (uszkodzone elementy infrastruktury, kanały itd.)
- Sekcje H1-H7, HS1 oraz obiekty pomocnicze zaleca się poddać rozbiórce, ponieważ dostosowanie ich do możliwości bezpiecznego użytkowania wiązałoby się z koniecznością naprawy i wzmocnienia w zakresie, który jest porównywalny z budową nowego obiektu. Ponadto dostosowanie ww. elementów do wymogów sanitarnych oraz pożarowych wymagałoby wykonania niepewnych w swym wyniku analiz materiałowych oraz higienicznych.
- Sekcje B1-B3 zaleca się poddać rozbiórce lub rozważyć remont kapitalny połączony z wzmocnieniem konstrukcji (wytyczne według 6.3). W tym celu zaleca się wykonać analizę ekonomiczną z uwzględnieniem potrzeb, możliwości i intencji właściciela obiektu. Pierwszym krokiem do ww. analizy powinno być założenie docelowej funkcji adaptowanego budynku. Należy mieć na uwadze, że ze względu na rozległość zamierzenia, podejmowanie decyzji dot. przyszłości pojedynczych obiektów będzie miało wpływ na przyszłe zainwestowanie całego terenu, m. in. w zakresie odległości istniejących i projektowanych obiektów ze względu na warunki ochrony pożarowej, układ komunikacyjny (w tym rozmieszczenie i odległości miejsc postojowych) a także uzbrojenie terenu. Dlatego zaleca się podejmowanie działań kompleksowo uwzględniając całość zamierzenia. W ekspertyzie przeprowadzono analizę elementów konstrukcji budynków, nie analizowano sieci uzbrojenia terenu, jak i relacji (połączeń) uzbrojenia Zakładu z uzbrojeniem komunalnym. W razie działań naprawczych, należy zdawać sobie sprawę z konieczności wykonania nowej infrastruktury o znacznej wartości (przebieg, stan techniczny, szczelność i warunki sanitarne istniejącego uzbrojenia nie kwalifikują go do ponownego uruchomienia). Należy zaznaczyć, że dla obiektów tej wielkości zagadnieniem samym w sobie będzie



poprawne technicznie zagospodarowanie wód opadowych ze znacznej powierzchni dachów i utwardzeń oraz zapewnienie wody do zewnętrznego gaszenia pożaru i znacznym wydatku i ciśnieniu.

- Obiekt z czasem będzie podlegał dalszej degradacji pod kątem technicznym, stąd zaleca się możliwie szybkie podjęcie działań w celu jego likwidacji lub stosownego zabezpieczenia.

### **6.3. Wytyczne do kapitalnego remontu sekcji B1 – B3.**

- Aby bezpiecznie użytkować konstrukcję sekcji B1-B3 należy wykonać remont kapitalny połączony z wzmocnieniem konstrukcji dostosowującym ją do spełnienia warunków określonych przez aktualne przepisy normowe.
- Zakres wzmocnienia jest uzależniony od programu funkcjonalno-użytkowego, który należy określić na etapie koncepcji adaptacji.
- Sposób oraz zakres wzmocnienia powinien zostać opisany w projekcie wzmocnienia wykonanym na podstawie tej ekspertyzy, programu funkcjonalno – użytkowego oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej i obowiązującymi normami. Projekt ten powinien być wykonany przez osobę posiadającą stosowne uprawnienia budowlane.
- Ponieważ niniejsza ekspertyza oparta jest o inwentaryzację wizualną wszystkich elementów połączoną z odkrywkami oraz weryfikacją obliczeniową **pojedynczych reprezentatywnych elementów** projekt wzmocnienia powinien zawierać szczegółową inspekcję oraz weryfikację obliczeniową każdego z wzmocnianych elementów. Należy potwierdzić założenia przyjęte w tej ekspertyzie dla większej ilości elementów. Inspekcję zaleca się przeprowadzić po rozebraniu wszystkich elementów drugorzędnych oraz warstw wykończeniowych.
- Dodatkowe wymagania wynikające z przepisów odrębnych (BHP, Sanepid, Ppoż) muszą zostać przeanalizowane w oparciu o program funkcjonalno-użytkowy ewentualnej adaptacji.
- Wszystkie prace remontowe powinny być prowadzone pod nadzorem osoby uprawnionej.

**Koniec opracowania.**

Opracował: mgr inż. Maciej Grabski

### **Załączniki:**

- |              |   |
|--------------|---|
| Załącznik 1. | Postanowienie PINB.5150.2.2020.ZSz z dnia 1.06.2020.                                  |
| Załącznik 2. | Notatka p. Marcina Lidzbarskiego (Starostwo powiatowe w Kartuzach) z dnia 17.01.2020. |
| Załącznik 3. | Wypis z rejestru gruntów.   |
| Załącznik 4. | Mapa poglądowa terenu (wypis z mapy ewidencyjnej).                                    |

## CZĘŚĆ RYSUNKOWA

NAZWA RYSUNKU	NUMER RYSUNKU
RZUT PIWNICY – SCHEMAT KONSTRUKCJI NOŚNEJ	001
RZUT PARTERU – SCHEMAT KONSTRUKCJI NOŚNEJ	002
RZUT DACHU – SCHEMAT KONSTRUKCJI NOŚNEJ	003